

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

ANÁLISE DE PAREDES DE CONTENÇÃO
ATRAVÉS DE MÉTODO UNIDIMENSIONAL
EVOLUTIVO

MARCELO TACITANO

Campinas, 2006

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

ANÁLISE DE PAREDES DE CONTENÇÃO
ATRAVÉS DE MÉTODO UNIDIMENSIONAL
EVOLUTIVO

MARCELO TACITANO

Orientador: Prof.º Dr. Mauro Augusto Demarzo

Tese de Doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos, para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, área de concentração: Estruturas.

Campinas, 2006

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

T118a Tacitano, Marcelo
Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo / Marcelo Tacitano.--
Campinas, SP: [s.n.], 2006.

Orientador: Mauro Augusto Demarzo
Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Interação solo-estrutura. 2. Valas. 3. Análise matricial. 4. Escavação. 5. Programação não-linear. I. Demarzo, Mauro Augusto. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Titulo em Inglês: Earth-retaining structures analysis with the evolutionary one-dimensional method

Palavras-chave em Inglês: Earth-retaining structures, Soil-structure interaction, Structural matrix analysis, Excavation, Non-linear simulation

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Francisco Antonio Menezes, Pêrsio Leister de Almeida Barros, Nelson Aoki e Julio Soriano

Data da defesa: 07/04/2006

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

ANÁLISE DE PAREDES DE CONTENÇÃO
ATRAVÉS DE MÉTODO UNIDIMENSIONAL
EVOLUTIVO

MARCELO TACITANO

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof.º Dr. Mauro Augusto Demarzo

Presidente e Orientador

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP

Prof.º Dr. Francisco Antonio Menezes

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP

Prof.º Dr. Pésio Leister de Almeida Barros

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP

Prof.º Dr. Nelson Aoki

Escola de Engenharia de São Carlos da USP

Prof.º Dr. Julio Soriano

Universidade São Francisco

Campinas, 7 de abril de 2006

DEDICATÓRIA

À minha noiva Alessandra e aos meus pais Miguel e Nanci.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e, em especial:

Ao Prof^o Dr. Mauro Augusto Demarzo, pela orientação cuidadosa e dedicada e pela amizade e apoio no transcorrer deste trabalho.

Aos professores, funcionários e colegas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, pelos ensinamentos transmitidos e gratificante convivência, em particular, ao Prof.^o Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros e Prof.^o Dr. Francisco Antonio Menezes, ambos, da UNICAMP e Prof.^o Dr. Faíçal Massad da USP pelos auxílios e orientações prestados.

Ao engenheiro Ronan Ayer de Oliveira, um dos “pais” do programa DEEP, bem como aos outros funcionários da Promon, pela imensurável cooperação e auxílio junto ao tema da pesquisa, além da amizade e presteza demonstradas.

Ao amigo Carlos Alberto Angelini, pelo grande incentivo e extrema colaboração que permitiram a dedicação e a conclusão deste trabalho, bem como aos outros amigos do Ministério do Trabalho e Emprego.

À colega Kelli pelo auxílio e contribuição na execução das figuras que ilustram este trabalho.

À minha querida noiva Alessandra pela paciência, compreensão, auxílio e carinho que me dedicou durante todo o tempo.

E finalmente, e mais importante, aos meus pais Miguel e Nanci pelo incentivo, colaboração, dedicação e amor sem limites.

EPÍGRAFE

O primeiro sintoma de que estamos matando nossos sonhos é a falta de tempo. As pessoas mais ocupadas têm tempo para tudo. As que nada fazem estão sempre cansadas.

O segundo sintoma da morte de nossos sonhos são nossas certezas. Porque não queremos olhar a vida como uma grande aventura a ser vivida, passamos a nos julgar sábios no pouco que pedimos da existência. E não percebemos a imensa Alegria que está no coração de quem está lutando.

O terceiro sintoma da morte de nossos sonhos é a Paz. A vida passa a ser uma tarde de domingo, sem nos pedir grandes coisas, e sem exigir mais do que queremos dar.

Quando renunciamos aos nossos sonhos e encontramos a paz, temos um pequeno período de tranqüilidade. Mas os sonhos mortos começam a apodrecer dentro de nós e a infestar todo o ambiente em que vivemos. O que queríamos evitar no combate – a decepção e a derrota – passa a ser o único legado de nossa covardia.

Paulo Coelho

SUMÁRIO

FOLHA DE APROVAÇÃO	iii
DEDICATÓRIA	iv
AGRADECIMENTOS	v
EPÍGRAFE	vi
SUMÁRIO	vii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS	xviii
RESUMO	xxvii
ABSTRACT	xxviii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Estruturas de Contenção	1
1.2 Preliminares sobre o Dimensionamento de Paredes de Contenção	5
1.3 As Redes de Metropolitanos	11
1.3.1 Os tipos de metrô	11
1.3.2 A escolha do método construtivo	11
1.3.3 Trincheiras ou VCA	13
1.4 Segurança na Execução da Obra	16
2 OBJETIVOS	19
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 Introdução aos Métodos de Cálculo	21
3.1.1 Procedimentos de cálculo com a determinação de deslocamentos	22
3.1.1.1 Métodos em que o solo é representado por elementos discretos	23
3.1.1.2 Métodos em que o solo é representado por meio contínuo (Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos de Contorno)	24
3.1.2 Procedimentos de cálculo sem a determinação de deslocamentos - restrições dos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos	25
3.2 Métodos de Cálculo Estático de Paredes de Contenção (Métodos Empíricos, Semi-Empíricos e Analíticos)	28
3.2.1 Métodos Empíricos	28
3.2.2 Métodos Semi-Empíricos	30
3.2.2.1 Contenções em balanço	31
3.2.2.2 Contenções com 1 nível de escoramento	33
3.2.2.3 Contenções com 2 ou mais níveis de escoramento	45
3.2.2.4 Comentários	45
3.2.3 Métodos Analíticos	46

3.2.3.1 O modelo conceitual e modelos derivados da estrutura real	46
3.2.3.2 Método matemático unidimensional (Modelo de Winkler)	47
3.2.4 Algumas considerações sobre os métodos de cálculo	48
3.3 Método Analítico Unidimensional (Modelo de Winkler)	52
3.4 Solução de Verruijt (Programas SPWall e SPW2003)	66
3.5 Empuxos de Terra Devidos a Cargas na Superfície (Sobrecargas)	68
3.6 Arqueamento do Solo e Modelos Reduzidos	71
3.7 Análise da equação diferencial que governa o fenômeno – “matriz de rigidez exata para k_h constante”	77
3.8 Comentários sobre a Determinação de k_h	82
3.9 Modelo Proposto por Vaziri	82
3.10 Parâmetros do solo e da estrutura e instrumentação	87
3.10.1 Investigação geotécnica	88
3.10.1.1 Testes dos materiais de fundação	88
3.10.1.2 Coeficiente de reação (horizontal, k_h , ou vertical, k_v) do solo	88
3.10.2 Arqueamento	90
3.10.3 Redução do sistema de escoramento através de instrumentação	92
3.10.4 Valores propostos para o coeficiente de reação horizontal	96
3.11 Alguns Programas para Análise de Paredes Escoradas	97
3.11.1 Análise com o modelo de molas de Winkler	99
3.11.2 Alguns pacotes computacionais disponíveis	100
3.11.2.1 Wallap (Wall Analysis Program)	100
3.11.2.2 Frew (Flexible Retaining Wall Analysis)	101
3.11.2.3 Crisp (Critical State Program)	101
3.11.3.4 Estwin (Análise de Estacas Carregadas Lateralmente através do Modelo de Winkler)	102
3.11.3.5 Deep (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes)	104
3.11.3 Comentários sobre a programação	106
3.12 Efeitos de Temperatura	113
3.12.1 Efeito da temperatura sobre as estroncas de sistemas de escoramentos	113
3.12.1.1 Repartição das cargas medidas nas seções experimentais de paredes em 3 parcelas (encunhamento, empuxo de solo e dilatação térmica das estroncas)	121
3.12.2 Efeito da temperatura em paredes de sistemas de escoramentos	122
3.12.2.1 Hipóteses concernentes à variação da temperatura nas paredes diafragmas	123
3.12.2.2 Aplicação do Método dos Elementos Finitos	124
3.12.2.3 Resultados obtidos	124
3.13 Estabilidade	127
3.13.1 Estabilidade Geral	128
3.13.2 Erosão interna (“piping”)	129
3.13.3 Estabilidade de Fundo	130
3.13.4 Considerações sobre a necessidade de ficha em contenções de vala	130
3.14 Detalhes Construtivos	133
3.15 Segurança Estrutural	135

3.15.1 Teoria de estados limites	135
3.15.1.1 Teorias de estados limites de ruptura	135
3.15.1.2 Teorias de estados limites de utilização	137
3.15.1.3 Discussão de sobre os estados limites	138
3.15.2 Outras definições para estados limites	139
3.15.2.1 Verificação de estados limites últimos (ELU)	140
3.15.2.2 Verificação de estados limites de utilização ou de serviço (ELS)	140
3.15.3 Fatores de segurança para estabilidade	141
3.15.4 Definição dos fatores de segurança	143
4 HIPÓTESES E MODELO DE CÁLCULO	147
4.1 Preliminares	147
4.2 Hipóteses e Modelos de Cálculo	148
4.3 Discretização da Parede	151
4.4 Características Geométricas da Parede e Influência do Esforço Cortante ...	151
4.4.1 Produto de rigidez	151
4.4.2 Influência do esforço cortante	151
4.5 Parâmetros do Solo	153
4.5.1 Características iniciais do maciço	153
4.5.2 Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo	153
4.6 Distribuição das Pressões Neutras no Solo	154
4.7 Rigidez de um Elemento de Solo	154
4.8 Empuxos e Deslocamentos Limites de um Elemento de Solo numa Determinada Fase	156
4.9 Estados do Solo	164
4.10 Empuxos e Deslocamentos de um Elemento de Solo em um nó entre Dois Ciclos Consecutivos de Histerese	164
4.11 Coeficiente de Mola Global de um Nó	168
4.11.1 Expressão do coeficiente global	168
4.11.2 Comportamento de uma estronca como sendo um apoio tipo mola	168
4.11.3 Comportamento de um tirante como sendo um apoio tipo mola	172
4.12 Matriz de Rigidez da Estrutura	175
4.12.1 Preliminares	175
4.12.2 Montagem da matriz de rigidez da estrutura	177
4.13 Cálculo das Pressões Verticais e Horizontais num Nó qualquer da Parede	179
4.13.1 Preliminares	179
4.13.2 Cálculo da pressão vertical num ponto qualquer da parede	180
4.13.2.1 Pressão vertical devido ao peso próprio do solo	180
4.13.2.2 Pressão vertical devido às sobrecargas	181
4.13.3 Influência da coesão do solo e da pressão d'água na pressão horizontal	182
4.13.3.1 Influência da coesão do solo na pressão horizontal	182
4.13.3.2 Influência da presença d'água (pressão neutra) na pressão horizontal	183
4.13.4 Cálculo das pressões horizontais	184

4.14 Estado Primitivo de Tensão e Deformação nos Elementos de Solo e Mudança de Fase Construtiva (Escavação)	187
4.14.1 Estado primitivo de tensão e deformação dos elementos de solo	187
4.14.2 Mudança de fase construtiva – Alteração das características simuladoras do maciço (escavações)	188
4.15 Tipos de Carregamento e Definição do Vetor Carregamento	189
4.15.1 Tipos de carregamento	189
4.15.2 Definição do vetor carregamento	190
4.16 Fases de Cálculo do Método Construtivo através de um Exemplo Particular	194
4.17 Mecanismo de Resolução da Parede para uma Fase ou Subfase de Cálculo Genérica	195
4.17.1 Preliminares	195
4.17.2 Situações de cálculo	196
4.17.4 Fatores que influem nos mecanismos de resolução da parede	198
4.17.5 Obtenção do coeficiente de minoração de uma subfase qualquer correspondente à plastificação da (n)ésima mola	198
4.18 Reaterro	205
4.19 Obtenção dos Deslocamentos (Lineares e Rotações), Esforços Solicitantes e Respectivas Envoltórias	207
4.19.1 Deslocamentos lineares e rotações dos nós	207
4.19.2 Esforço cortante	207
4.19.3 Momento fletor	208
4.19.4 Força normal na estronca / tirante	208
5 RESULTADOS OBTIDOS	209
5.1 Comparativo CEDEVE, DEEP, ESTWIN e SPW2003	209
5.2 Comparativo entre CEDEVE e SPW2003 com Presença de Água	221
5.3 Exemplo com Reaterro	224
5.4 Comparativo – CEDEVE e SAP 2000	227
5.5 Comparativo com a Seção Teórica 1 (ST 1) de Guerra (1982)	231
5.6 Efeitos de Temperatura sobre as Estroncas	233
5.7 Efeitos de Temperatura sobre a Parede	237
5.8 Comparativo entre o Método Analítico Unidimensional (CEDEVE) e os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos	242
5.8.1 Parede em balanço (Método de Blum)	242
5.8.2 Parede com um nível de apoio (Métodos Free-Earth Support e Fixed-Earth Support)	243
5.8.2.1 Primeiro exemplo	243
5.8.2.2 Segundo exemplo	245
5.8.2.3 Terceiro exemplo	248
5.8.3 Parede com mais de um nível de apoio (Método Empírico da Envoltória Aparente Tensões de Terzaghi e Peck)	249

6 CONCLUSÕES	251
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	255
7.1 Aprimoramentos no Programa CEDEVE	255
7.2 Outros Estudos	256
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	259

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Esquema mostrando os principais elementos de um sistema de contenção	04
Figura 1.2	Exemplos de seções de estacas-prancha de madeira (a), concreto (b) e aço (c)	04
Figura 1.3	Tipos de conexão entre parede e estronca	10
Figura 1.4	VCA no emboque do túnel Tucuruvi	14
Figura 1.5	VCA na construção da estação República	14
Figura 1.6	VCA no poço escorado na esquina da Av. Paulista com Rua da Consolação ..	15
Figura 1.7	Participação das VCA nas construções do Metrô/SP	15
Figura 1.8	Esquema construtivo de escoramento de vala utilizado na construção do metrô de Berlim	16
Figura 3.1	Envoltória Aparente de Tensões	30
Figura 3.2	Princípios para o projeto de paredes em balanço	32
Figura 3.3	Hipóteses de projeto para paredes em balanço	32
Figura 3.4	Modos de falha de uma parede de contenção	34
Figura 3.5	Layout geral para contenções de paredes ancoradas	36
Figura 3.6	Esquema para o cálculo de estacas-prancha ancoradas pelo Método “Free Earth Support”	36
Figura 3.7	Analogia para mostrar o efeito da flexibilidade sob condições de serviço	39
Figura 3.8	Mecanismos de redução de momento fletor devido à flexibilidade da parede .	40
Figura 3.9	Fatores de redução dos momentos fletores proposta por Rowe (1952)	42
Figura 3.10	Esquema para o cálculo de estacas-prancha ancoradas pelo Método “Fixed Earth Support”	43
Figura 3.11	Comportamento elasto-plástico associado ao solo	53
Figura 3.12	Condição inicial de distribuição de tensão no solo	56
Figura 3.13	Força concentrada no nó i (interna) que é estaticamente equivalente (o momento é negligenciado) às tensões provocadas pelo solo na área de influência deste nó	57
Figura 3.14	Comportamento de um elemento	58
Figura 3.15	Variação dos elementos com a profundidade (com $k_h = \text{cte}$)	58
Figura 3.16	Ciclos de histerese	59
Figura 3.17	Discretização da parede em nós e as incidências dos elementos que representam o solo em ambos os lados da vala	60
Figura 3.18	Condição antes (em equilíbrio, com deslocamento D) e após a escavação (em desequilíbrio com deslocamento D e em equilíbrio na nova posição, com deslocamento \bar{D})	62
Figura 3.19	Resposta (carga x deslocamento) resultante do solo para um determinado nó .	68
Figura 3.20	Pressões de solo devido a um carregamento pontual	69
Figura 3.21	Uso de um carregamento imaginário para reforçar a condição de deslocamento nulo na parede	70
Figura 3.22	Esquema do modelo reduzido	73
Figura 3.23	Ruína de um modelo de escavação estroncada. a) situação estável; b) a ponto de falhar; c) em falha (observa-se o movimento do “terreno”); d) depois da falha	75

Figura 3.24	Perfil do subsolo e esquema de escavação de uma seção da construção do metrô de Calcutá, Índia	76
Figura 3.25	Malha de elementos finitos usada na análise	77
Figura 3.26	Barra sobre fundação elástica	78
Figura 3.27	Elementos da matriz de rigidez	78
Figura 3.28	Barra sobre fundação elástica: rigidezes	79
Figura 3.29	Curva carga x deslocamento do solo, com a definição de vários k	81
Figura 3.30	Determinação do coeficiente de reação horizontal k_s	89
Figura 3.31	Arqueamento durante rotação em torno do topo de uma contenção	91
Figura 3.32	Diagrama força x deslocamento de um elemento de solo considerando um único coeficiente de reação elástico horizontal (reta EBC) ou dois coeficientes de reação elástica horizontal (reta ED e reta DC)	110
Figura 3.33	Faixa de valores extremos adotada para os incrementos relativos de temperatura, em função da profundidade	119
Figura 3.34	Linha elástica da parede diafragma (ao longo de CDE), supondo que somente ela se encontra sob efeito da temperatura – seção experimental do bloco 17, paredes rígidas	125
Figura 3.35	Incremento de carga na estronca inferior em função do fator de rigidez relativa parede-solo, quando só a parede contínua de escoramento está sob o efeito da temperatura	126
Figura 3.36	Ruptura geral: superfícies potenciais	129
Figura 3.37	Condições para a ocorrência do fenômeno de “piping”	129
Figura 3.38	Estabilidade do fundo da escavação	130
Figura 4.1	Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo	155
Figura 4.2	Empuxos e deslocamentos atuantes sobre os elementos de solo junto ao nó j .	158
Figura 4.3	Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à esquerda do nó j (elemento de solo externo à vala)	159
Figura 4.4	Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à direita do nó j (elemento de solo interno à vala)	160
Figura 4.5	Diagrama de empuxos x deslocamentos do elemento de solo à esquerda do nó j (elemento de solo externo à vala)	165
Figura 4.6	Diagrama de deslocamentos limites ativo e passivo	167
Figura 4.7	Diagrama de esforço x deslocamento para estronca sem pré-compressão	169
Figura 4.8	Diagrama de esforço x deslocamento para estronca com pré-compressão	170
Figura 4.9	Esquema de um apoio inclinado	171
Figura 4.10	Diagrama de esforço x deslocamento de um tirante	173
Figura 4.11	Adaptação para consideração de tirante inclinado	174
Figura 4.12	Convenção adotada para as forças, momentos, deslocamentos e posicionamento da parede nos cálculos apresentados (por convenção, o lado interior da vala será sempre o direito). Adotada por Tufaile et al. (1983), Haliburton (1968) e Verruijt (1995))	175
Figura 4.13	Elementos número 1 (nós 1 e 2) e genérico i (nós i e i+1) da parede e seus respectivos graus de liberdade	177
Figura 4.14	Sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical	181
Figura 4.15	Empuxos d’água	183

Figura 4.16	Esquema mostrando a obtenção de $E_{re,i}$, a partir das pressões do solo	186
Figura 4.17	Diagrama de empuxo x deslocamento de um elemento interno de solo – mudança de fase construtiva	188
Figura 4.18	Vetores de ações sobre a estrutura para a 1ª fase de escavação	191
Figura 4.19	Vetores de ações sobre a estrutura para a 2ª fase de escavação	192
Figura 4.20	Vetores de ações sobre a estrutura - instalação de estronca e/ou tirante	193
Figura 4.21	Diagrama de empuxo x deslocamento para um elemento de solo. Definição dos empuxos e deslocamentos fictícios	199
Figura 4.22	Fluxograma simplificado de resolução do problema	205
Figura 5.1	Seção da vala estudada	211
Figura 5.2	Resultados do exemplo A (deslocamentos, FC e MF)	217
Figura 5.3	Resultados do exemplo B (deslocamentos, FC e MF)	218
Figura 5.4	Resultados do exemplo C (deslocamentos, FC e MF)	219
Figura 5.5	Situação análoga ao do exemplo C, porém com NA em ambos os lados da vala. $Z_{we} = 4,00m$ e $Z_{wi} = 7,00m$	222
Figura 5.6	Situação análoga ao do exemplo C, porém com reaterro. a) $Z_{1fr} = 4,00m$ e $Z_{2fr} = 0,00m$; b) $Z_{1fr} = 2,50m$ e $Z_{2fr} = 0,00m$	225
Figura 5.7	Parede de contenção com 2 níveis de escoramento construída em três fases de escavação	232
Figura 5.8	Esquema da Seção Experimental 1	235
Figura 5.9	Esquema da Seção Experimental 6	236
Figura 5.10	Parede de largura unitária engastada em uma extremidade e apoiada em uma mola em outra, quando submetida a uma variação de temperatura ΔT na face contrária à mola	239
Figura 5.11	Incidência da temperatura sobre a parede nas fases de escavação	240
Figura 5.12	Geometria e dados da parede de contenção em balanço	242
Figura 5.13	Geometria e dados da parede de contenção com um nível de escoramento (primeiro exemplo)	244
Figura 5.14	Geometria e dados da parede de contenção com um nível de escoramento (segundo exemplo)	246
Figura 5.15	Geometria e dados da parede de contenção com um nível de escoramento (terceiro exemplo)	248
Figura 5.16	Geometria e dados da parede de contenção com dois níveis de escoramento ..	250

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Estimativa do comprimento final da ficha D	33
Tabela 3.2	Resultados para exemplos de barra	80
Tabela 4.1	Matriz de rigidez de um elemento (barra com dois graus de liberdade por nó)	178
Tabela 4.2	Elementos da matriz de rigidez associados a 3 nós genéricos $i-1$, i e $i+1$ da parede	178
Tabela 4.3	Elementos da matriz de rigidez global da estrutura (nó i) reduzida em banda .	179
Tabela 5.1	Deslocamentos no topo (nó nº 1) para D_w constante ($I=0,0005 \text{ m}^4$). Adaptado do Exemplo A (13 nós)	213
Tabela 5.2	Deslocamentos no topo (nó nº 1) para D_w constante ($I=0,00005 \text{ m}^4$) Adaptado do Exemplo B (13 nós)	213
Tabela 5.3	Resultados do exemplo A	214
Tabela 5.4	Resultados do exemplo B	215
Tabela 5.5	Resultados do exemplo C	216
Tabela 5.6	Resultados da situação com níveis d'água interno e externo	223
Tabela 5.7	Resultados da situação com reaterro	226
Tabela 5.8	Exemplo comparativo entre CEDEVE e SAP 2000 em escavação com 3 m de profundidade	228
Tabela 5.9	Exemplo comparativo entre CEDEVE e SAP 2000 em escavação com 6 m de profundidade	229
Tabela 5.10	Resultados para a ST1	233
Tabela 5.11	Comparativo do efeito de temperatura sobre as estroncas entre os resultados de Massad (1978) e do CEDEVE	237
Tabela 5.12	Efeito de temperatura sobre a parede	241
Tabela 5.13	Efeito de temperatura sobre a parede - CEDEVE x SAP 2000	241
Tabela 5.14	Comparativo com o Método de Blum	243
Tabela 5.15	Comparativo com os Métodos Free-Earth e Fixed-Earth (primeiro exemplo) .	244
Tabela 5.16	Comparativo com os Métodos Free-Earth e Fixed-Earth (segundo exemplo) .	247
Tabela 5.17	Comparativo com o Método Free-Earth (terceiro exemplo)	249
Tabela 5.18	Comparativo com o Método Empírico de Terzaghi e Peck	250

LISTA DE ABREVIATURAS

BS = British Standard

CDM = Condição de Deformação Mínima

CEDEVE = Cálculo Evolutivo de Deslocamentos e Esforços em Valas Escoradas

CEEA = Corpo de Engenheiros do Exército Americano

CNAE = Classificação Nacional de Atividades Econômicas

CRISP = Critical State Program

DC = Diretrizes da Coordenação (Metrô/RJ)

DEEP = Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes

EC = Eurocode

ELS = Estado Limite de Serviço ou de Utilização

ELU = Estado Limite Último

ESTMEF = Análise de Estacas Carregadas Lateralmente (MEF)

ESTWIN = Análise de Estacas Carregadas Lateralmente (Modelo de Winkler)

FLAC = Fast Lagrangian Analysis of Continua

FREW = Flexible Retaining Wall Analysis

IECC = Instituto de Educação Caetano de Campos

INSS = Instituto Nacional do Seguro Social

MDF = Método das Diferenças Finitas

MEC = Método dos Elementos de Contorno

MEF = Método dos Elementos Finitos

MIT = Massachusetts Institute of Technology (Instituto Tecnológico de Massachusetts)

NA = Nível d'Água

NATM = New Austrian Tunneling Method

NBR = Norma Brasileira Regulamentada

NC = Normas da Coordenação (Metrô/SP)

NCDM = Não Condição de Deformação Mínima

NLLink = Non-Linear Link (SAP 2000)

PIB = Produto Interno Bruto

SAP = Structural Analysis Program

SPT = Standard Penetration Test

SPW = Sheet Pile Wall

TBM = Tunnel Boring Machines

VCA = Vala a Céu Aberto

WALLAP = Wall Analysis Program

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS

a = distância medida do início da carga (sobrecarga) em relação à parede de contenção

água = pressão horizontal d'água sobre a parede de contenção

A = área da seção transversal da estronca/tirante ou da parede de contenção

AE = área da seção transversal da estronca (deve ser dividida pelo espaçamento entre estroncas, isto é, representa a área de estronca por metro linear)

AT = somatória das seções transversais dos cabos que compõem o tirante (deve ser dividido pelo espaçamento entre os tirantes)

b = comprimento da carga (sobrecarga) distribuída q_d

BB = vetor de ações sobre o sistema estrutural

BB_{2i} = vetor de ações sobre o sistema estrutural relativo aos graus de liberdade lineares

BB_{2i-1} = vetor de ações sobre o sistema estrutural relativo aos graus de liberdade angulares

c = coesão do solo

c_w = adesão solo-parede de contenção

coesão = coesão do solo

ΔC = variação de carga em uma estronca devido à temperatura que incide sobre ela

C_j = carga atuante na j -ésima estronca na temperatura máxima

C_E^j = parcela de carga devida ao encunhamento, já aliviado

Ci_CS = cota em relação ao nível de referência do ponto singular correspondente ao início da camada de solo (cota superior)

Cf_CS = cota em relação ao nível de referência do ponto singular correspondente ao final da camada de solo (cota inferior)

Ci_U = cota do início do lençol freático (cota superior)

Cf_U = cota do final do lençol freático (cota inferior)

d = deslocamento, deslocamento genérico da mola representativa da estronca/tirante ou deslocamento qualquer do nó n

d_{in} = deslocamento inicial do nó

d_{ae} = deslocamento ativo limite da estronca

d_{at} = deslocamento ativo limite do tirante

d_{pe} = deslocamento passivo limite da estronca

d_{pt} = deslocamento passivo limite do tirante

$d_{j(n)}$ = deslocamento do nó j quando da plastificação da n -ésima mola em uma subfase

deA = deslocamento elástico ativo limite externo no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)

deA^* = deslocamento elástico ativo limite externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de deA

deP = deslocamento elástico passivo limite externo no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)

deP^* = deslocamento elástico passivo limite externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de deP

diA = deslocamento elástico ativo limite interno no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)

diA^* = deslocamento elástico ativo limite interno no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de diA

diP = deslocamento elástico passivo limite interno no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)

diP^* = deslocamento elástico passivo limite interno no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de diP

$dffeA$ = deslocamento externo ativo limite fictício

$dffeP$ = deslocamento externo passivo limite fictício

$dffiA$ = deslocamento interno ativo limite fictício

$dffiP$ = deslocamento interno passivo limite fictício

D = comprimento final da ficha ($D = 1,2 D'$)

D' = comprimento de cálculo da ficha

D_w = soma das distâncias limites ativa e passiva de uma mola que represente o solo (stroke)

E = módulo de deformação longitudinal do material ou esforço qualquer no tirante/estronca

$E_a = F_a$ = empuxo de solo ativo

$E_p = F_p$ = empuxo de solo passivo

$E_0 = F_0$ = empuxo de solo em repouso

E_a = módulo de deformação longitudinal da estronca

E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto

E_s = módulo de deformação longitudinal do solo

E_j = parcela de carga devido ao empuxo de terra propriamente dito

$E_{pc} = PE$ = esforço de pré-compressão da estronca (deve estar dividido pelo espaçamento entre estroncas)

E_{pe} = carga limite da estronca

E_{pl} = esforço ou carga limite do tirante

E_{pt} = esforço de protensão do tirante

EA = produto de rigidez da estronca ou da parede de contenção (axial)

EI = produto de rigidez da parede de contenção (à flexão)

E_{reA} = empuxo resultante externo ativo limite

E_{reP} = empuxo resultante externo passivo limite

E_{ref} = empuxo resultante externo efetivo

E_{re0} = empuxo resultante externo em repouso

E_{riA} = empuxo resultante interno ativo limite

E_{riP} = empuxo resultante interno passivo limite

E_{rif} = empuxo resultante interno efetivo

E_{ri0} = empuxo resultante interno em repouso

E_{re0}^* = empuxo resultante em repouso externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de E_{re0}

E_{ri0}^* = empuxo resultante em repouso interno no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de E_{ri0}

E_{ref}^* = empuxo resultante efetivo externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de E_{ref}

E_{rif}^* = empuxo resultante efetivo interno no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de E_{rif}

EE = módulo de deformação longitudinal do material constitutivo da estronca

- ET = módulo de deformação longitudinal do aço constitutivo dos cabos dos tirantes
- E_{re_i} = esforço nodal resultante externo ao nó i
- E_{ri_i} = esforço nodal resultante interno ao nó i
- $E_{reA_{fic}}$ = empuxo resultante externo ativo fictício
- $E_{reP_{fic}}$ = empuxo resultante externo passivo fictício
- $E_{riA_{fic}}$ = empuxo resultante interno ativo fictício
- $E_{riP_{fic}}$ = empuxo resultante interno passivo fictício
- $F_a = E_a$ = empuxo de solo ativo
- $F_p = E_p$ = empuxo de solo passivo
- $F_0 = E_0$ = empuxo de solo em repouso
- $\{F\} = \{BB\}$ = vetor das ações sobre o sistema estrutural
- F_{ce_n} = força cortante à esquerda do nó n
- F_{cd_n} = força cortante à direita do nó n
- FS = fator de segurança
- gama = peso específico do solo
- G = gradiente carga-temperatura ou módulo de deformação transversal da parede de contenção
- G_{max} = gradiente máximo de carga-temperatura
- G_{max}^i = gradiente máximo de carga-temperatura para o nível i de estroncamento
- h = espessura da parede contínua de concreto ou altura de terra localizada acima do ponto em que se está calculando a pressão
- h_p = espessura da parede de contenção
- H = comprimento total da estaca-prancha (altura de contenção mais o comprimento da ficha)
- ife = i-ésima fase de escavação
- I = momento de inércia da parede de contenção
- k = rigidez da mola equivalente ao solo na área de influência ou coeficiente de rigidez total no nó
- k_h = rigidez da mola (coeficiente de mola) que caracteriza o solo $[FL^{-1}]$
- k'_h = rigidez da mola que caracteriza o solo quando há presença de nível d'água
- k_s = derivada da curva carga x deslocamento do solo (rigidez) – coeficiente (ou módulo) de reação elástica horizontal do solo $[FL^{-3}]$

k_{me} = coeficiente de rigidez da mola que representa o elemento de solo externo existente junto ao nó n

k_{mi} = coeficiente de rigidez da mola que representa o elemento de solo interno eventualmente existente junto ao nó n

$K_a = k_a$ = coeficiente de empuxo ativo

$K_p = k_p$ = coeficiente de empuxo passivo

$K_0 = k_0$ = coeficiente de empuxo em repouso

$K[\delta]$ = matriz_A = matriz de rigidez do sistema estrutural

K_{ssup} = coeficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto superior da camada de solo

K_{sinf} = coeficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto inferior da camada de solo

KE = coeficiente de rigidez da mola que representa a estronca

KT = coeficiente de rigidez da mola que representa o tirante

K_{Eno} = coeficiente de mola de uma estronca eventualmente presente no nó n

KT_{no} = coeficiente de mola de um tirante eventualmente presente no nó n

$L = \ell$ = comprimento de um elemento

LE = comprimento da estronca que é igual à largura da vala, desconsiderando as espessuras de longarinas e cunhas

LT = distância entre o eixo da parede e o centro de gravidade teórico do bulbo do tirante

m = parâmetro utilizado no Método de Terzaghi e Peck

matriz_A = matriz de rigidez do sistema estrutural, reduzida em banda, com largura de semi-banda igual a 4

$[\text{matriz_A}]\{d\} = \{BB\}$ = sistema de equações lineares da estrutura em notação matricial

M = momento fletor ou fator de rigidez relativa parede-solo

Mf_n = momento fletor em um nó n

N = força normal

ΔN = variação de carga na estronca devido à temperatura

NCS = número de camadas de solo

p_h = pressões horizontais devido ao peso do solo (em repouso, ativas ou passivas)

p_v = pressão vertical devido ao peso de solo, num ponto qualquer situado numa determinada camada de solo

$p_a = \sigma_a$ = tensão ativa exercida pelo solo sobre a parede de contenção

$p_p = \sigma_p$ = tensão passiva exercida pelo solo sobre a parede de contenção

$p_0 = \sigma_0$ = tensão em repouso exercida pelo solo sobre a parede de contenção

pp = peso próprio do solo

PE = E_{pc} = esforço de pré-compressão da estronca (deve estar dividido pelo espaçamento entre estroncas)

P_{vqt} = pressão vertical devido à sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical

P_{vpm} = pressão vertical devido à multidão de 10 kPa (sobrecarga infinita uniformemente distribuída)

P_{vpe} = pressão vertical devido à sobrecarga acidental de equipamentos à beira da vala

P_{an} = pressão d'água em um nó n de profundidade z em relação ao início na n-ésima camada quando a pressão d'água é crescente com a profundidade

$P_{a(n+1)}$ = pressão d'água em um nó n+1 de profundidade z_{n+1} em relação ao início na (n+1)-ésima camada quando a pressão d'água é decrescente com a profundidade

[P] = conjunto de ações representativo do vetor carregamento que deve ser incorporado ao cálculo da parede

q_d = carga (sobrecarga) distribuída na superfície do solo

Q_p = resultante passiva das pressões de solo (Método de Rowe)

Ree_i = resultante da pressão horizontal externa à esquerda do nó genérico i (pp+sc+água)

Red_i = resultante da pressão horizontal externa à direita do nó genérico i (pp+sc+água)

Rie_i = resultante da pressão horizontal interna à esquerda do nó genérico i (pp+sc+água)

Rid_i = resultante da pressão horizontal interna à direita do nó genérico i (pp+sc+água)

sc = sobrecarga

$S = \frac{\gamma H}{c}$ = número de estabilidade

ΔS = área de influência para um determinado nó (soma das distâncias médias entre um nó e seus adjacentes)

S_a = área da seção transversal da estronca de aço

t = espaçamento entre estroncas (em planta)

Δt = variação de temperatura em uma estronca ou na parede de contenção

ΔT = variação de temperatura em uma estronca ou na parede de contenção ou incrementos relativos de temperatura

T_m^j = temperatura máxima relativa à j-ésima estronca

T_o^j = temperatura mínima relativa à j-ésima estronca

u_{ij} = gradiente básico de carga-temperatura (força exercida pela i-ésima estronca contra a parede, quando apenas a j-ésima estronca sofre um incremento de temperatura de 1°C)

U = coeficiente utilizado no cálculo da influência do cisalhamento na flexão para a parede de contenção

U_{sup} = pressão d'água no ponto superior

U_{inf} = pressão d'água no ponto inferior

$v = y$ = deslocamento

V = força cortante ou coeficiente utilizado no cálculo da influência do cisalhamento na flexão para a parede de contenção

$y = v$ = deslocamento

Z = coeficiente utilizado no cálculo da influência do cisalhamento na flexão para a parede de contenção

LETRAS GREGAS

α = coeficiente de dilatação térmica da estronca, coeficiente utilizado no cálculo da influência do cisalhamento na flexão para a parede de contenção ou ângulo de acordo com a Figura 4.14 (α medido em radianos)

α_p = coeficiente de dilatação térmica do material da parede

α_t = coeficiente de dilatação térmica do material da estronca

β = ângulo de acordo com a Figura 4.14 e expressão 4.29 (β medido em radianos)

δ = ângulo de atrito solo-parede de contenção, deslocamento na extremidade da parede que contém a mola (item 5.7) ou ângulo de acordo com a Figura 4.14 (δ medido em radianos)

$\{\delta\}$ = vetor de deslocamentos do sistema estrutural

δ_{ij} = deslocamento do ponto onde a i -ésima estronca toca a parede, se à j -ésima for dado um acréscimo de temperatura de 1°C

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

γ = peso específico do solo

γ_{sub} = peso específico submerso do solo

η = relação entre a rigidez à compressão das estroncas e a do solo

φ = ângulo de atrito interno do solo

λ = parâmetro que surge na solução da equação diferencial 3.6 e 3.7

ν_c = coeficiente de Poisson do concreto

θ = fator multiplicativo de cargas ($\theta[P]$)

$\theta_{i(\text{min})}$ = fator multiplicativo que na i -ésima subfase, dentro de uma fase de cálculo, leva uma mola a plastificar-se (coeficiente de minoração mínimo)

θ_{total} = fator multiplicativo total (somatório dos $\theta_{i(\text{min})}$)

θ_eA = fator multiplicativo externo ativo

θ_eP = fator multiplicativo externo passivo

θ_iA = fator multiplicativo interno ativo

θ_iP = fator multiplicativo interno passivo

ρ = rigidez da estaca-prancha (Método de Rowe)

$\sigma_a = p_a$ = tensão ativa exercida pelo solo sobre a parede de contenção

$\sigma_p = p_p$ = tensão passiva exercida pelo solo sobre a parede de contenção

$\sigma_0 = p_0$ = tensão em repouso exercida pelo solo sobre a parede de contenção

ψ = coeficiente de forma da parede de contenção

ξ = rigidez relativa da parede de contenção

ω = fator de redução dos momentos fletores (Rowe)

RESUMO

As estruturas de contenção de valas, normalmente de madeira, aço ou concreto, podem ser constituídas por estacas-prancha, estacas com pranchões, estacões, paredes-diafragma entre outras e precisam ser dimensionadas, de que maneira que atinjam adequadamente os requisitos de funcionalidade, exequibilidade, segurança e economia a que se propõem. Dentre os métodos para o seu dimensionamento é possível enquadrá-los em três grandes grupos. Os Métodos Empíricos que se baseiam em resultados de medidas experimentais, os Métodos Semi-Empíricos que admitem como carregamento um diagrama de pressões para ambos os lados da parede, em cada fase de escavação, pressupondo o tipo de grandeza dos deslocamentos e considerando as estroncas e tirantes como apoios fixos e, finalmente, os Métodos Analíticos, que levam em conta as características de resistência e rigidez da estrutura e do maciço e possibilitam o cálculo evolutivo em que os esforços e deslocamentos das fases anteriores são efetivamente levados em conta nos cálculos das fases seguintes. Inicialmente uma ampla revisão bibliográfica sobre os métodos de cálculo de paredes de contenções é apresentada. Após, este trabalho adota como foco de estudo o Modelo de Winkler, através de Método Analítico Unidimensional, que tem sua aplicação prática pela construção do programa CEDEVE (Cálculo Evolutivo de Deslocamentos e Esforços em Valas Escoradas). Este método assimila a parede como uma viga de largura unitária, sendo o solo modelado como molas de comportamento elasto-plástico perfeito incluindo histerese. Estroncas e tirantes, de comportamento elástico, com ou sem esforços iniciais, podem ser introduzidos na estrutura. As ações sobre a estrutura advêm dos empuxos de solo, de água e das eventuais sobrecargas presentes na superfície. Os cálculos são conduzidos de acordo com as fases de escavação, retirando-se as ações (empuxos) e molas correspondentes ao solo escavado e introduzindo-se as estroncas e/ou tirantes a serem instalados, sendo que os esforços e deslocamentos ocorridos nas fases anteriores são devidamente considerados nos cálculos das fases seguintes. O reaterro, quando existir, também é considerado. Um diferencial importante do método de cálculo proposto com relação a outros similares é a possibilidade da inclusão dos efeitos de temperatura nos cálculos dos deslocamentos e esforços, sendo que tais efeitos térmicos podem ser considerados sobre as estroncas, o que promove a tendência de seu alongamento, que sendo parcialmente impedido, gera conseqüentes esforços de compressão e também na própria parede de contenção através de gradientes que induzem flexão, e, portanto também influenciando nos esforços sobre o sistema de estroncas. Um estudo prático e numérico é conduzido com o intuito de se validar e verificar o programa CEDEVE, primeiramente testando seus resultados com o programa SAP 2000 e, após, comparando os resultados por ele gerados com vários outros programas disponíveis (SPW2003, DEEP e ESTWIN). O efeito da temperatura sobre as estroncas, calculado pelo CEDEVE, é comparado com alguns resultados de instrumentações disponíveis na bibliografia consultada. Além disso, um estudo comparativo com alguns Métodos Empíricos e Semi-Empíricos é conduzido. De uma forma geral, é possível concluir que o Modelo de Winkler utilizado na modelagem do problema gera resultados satisfatórios e sua relação custo benefício é bastante atraente na análise de paredes de contenção.

Palavras-Chave: Paredes de Contenção; Cálculo Evolutivo; Interação Solo-Estrutura; Modelo de Winkler; Modelagem Não-Linear; Valas Escoradas; Modelo de Molas Elásto-Plásticas; Método Analítico Unidimensional; Análise Matricial de Estruturas; Escavação; Programação Não-Linear.

ABSTRACT

The retaining structures, usually of wood, steel or concrete, can be constituted by sheet pile wall, piles with lagging, “in cast” pile walls and diaphragm walls among others and need to be designed, so that they reach the requirements about functionality, execution, safety and economy an appropriate way. It is possible divide the design methods in three great groups. The Empirical Methods that has been based on results of experimental measures, the Semi-Empirical Methods that admit as loading a diagram of earth pressures for both sides of the wall, in each excavation phase, presupposing the displacements and considering the struts and anchorage as fixed supports and, finally, the Analytical Methods that take into account the characteristics of strength and stiffness of the structure and soil and they make possible the evolutionary calculation of internal efforts (strut forces, bending moments and shear forces) as well as the displacements, so the previous phases are taken indeed into account in the calculations of the following phases. Initially a wide bibliographical revision on the methods of calculation of retaining structures is presented. After that, this work adopts as focus the Winkler’s Model, through One-Dimensional Analytical Method that bases the development of the CEDEVE program (Evolutionary Calculation of Displacements and Efforts in Braced Trenches). This program assimilates the wall as a beam of unitary width, being the soil modeled as springs with linear perfectly elastic-plastic behavior including hysteresis. Struts and anchorages, of elastic behavior, with or without initials forces, can be introduced in the structure. The actions on the structure occur by the soil pressures, water pressures and eventually overloads in the soil surface. The calculations are performed in agreement with the excavation phases, leaving the actions (soil pressures) and springs corresponding to the dug soil as well as introducing the struts/anchorages, so that the efforts and displacements happened in the previous phases are properly considered in the calculations of the following phases. The process of cover the trench with earth, when it exists, is also considered. A important differential of the CEDEVE program regarding other similar ones is the possibility of the inclusion of the temperature effects in the calculations of the displacements and efforts, and such thermal effects can be considered on the struts, what promotes the tendency of its stretch, that being impeded partially, generates consequent compression and also in the own retaining wall through gradients that induce bending and, therefore, also influencing on the loads on the struts system. A practical and numerical study is done with the intention of validate and verify the CEDEVE program, firstly testing their results with the program SAP 2000 and, after that, comparing the results generated with several other available programs (SPW2003, DEEP and ESTWIN). The effect of the temperature on the struts, calculated by CEDEVE, is compared with some results of available instrumentations in the consulted bibliography. Besides this, a comparative study with some Empirical and Semi-Empirical Methods was done. In general, it is possible to conclude that the Winkler’s Model used in the modeling of the problem generates satisfactory results and its relationship cost benefit is quite attractive in the analysis of retaining structures.

Key Words: Earth-Retaining Structures; Evolutionary Calculation; Soil-Structure Interaction; Winkler's Model; Non-Linear Modeling; Struttred Trenches; Elastic-Plastic Spring Model; One-Dimensional Analytical Method; Structural Matrix Analysis; Excavation; Non-Linear Simulation.

1 INTRODUÇÃO

É comum na realização de obras que envolvam escavações a utilização de estruturas de contenção que podem estar presentes em subsolos para estacionamento em edifícios urbanos, nos projetos de estradas, de pontes, de metrô, de estabilização de encostas, de canalizações, de saneamento, entre outras.

A contenção, em geral, é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que irá conter. O carregamento da estrutura pelo terreno gera deslocamentos que por sua vez alteram o carregamento, num processo interativo (interação solo-estrutura). Assim, contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem de deslocamentos, o que torna sua análise um tanto complexa.

1.1 Estruturas de Contenção

Há vários tipos de estruturas de contenção. O primeiro estágio no projeto de tais estruturas é avaliar quais delas são as mais adequadas para a necessidade requerida. De uma forma geral, os seguintes fatores influenciam a escolha do tipo de estrutura:

- as dimensões da escavação (profundidade, largura e comprimento);
- as propriedades do solo na região;
- a seqüência imposta pelo método construtivo;
- sobrecargas devidas ao trânsito local e aos equipamentos utilizados na obra;
- o regime do nível de água, quando presente na escavação;
- o tipo de escoramento;
- a presença de utilidades e edificações vizinhas;
- o clima (principalmente a temperatura nas estroscas);
- o tempo de construção (tanto de escavação, quanto de instalação do escoramento);

- técnicas construtivas e equipamentos disponíveis;
- experiência profissional e prática local;
- disponibilidade financeira.

Os tipos de estruturas de contenção classificam-se em:

- estruturas de gravidade
 - muros de gravidade;
 - crib walls;
 - gabiões.
- muros de flexão
 - muros de flexão simples;
 - muros de flexão com contrafortes.
- reforços de solo
 - terra armada;
 - solo grampeado ou pregado;
 - solo-cimento (jet grouting).
- paredes ou cortinas.

Das estruturas retrocitasadas, esta Tese tem como objetivo abordar, exclusivamente, as paredes ou cortinas de contenção.

Parede ou cortina de contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a tensões geradas em um maciço de solo cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação e eventual reaterro que tenha ocorrido em um de seus lados. É composta de paramento e escoramento:

- paramento
 - estacas-prancha;
 - perfis metálicos com pranchões de madeira;

- paredes diafragma;
 - estacões.
-
- escoramento
 - estroncas;
 - tirantes;
 - bermas;
 - estrutura definitiva.

Paramento, parede ou ainda cortina é a parte em contato direto com o solo a ser contido. É mais comumente vertical e formado por materiais como madeira, aço ou concreto ou ainda combinações destes. Pode ser contínuo ou descontínuo.

Os escoramentos são destinados à estabilização do paramento e compõem-se, de um modo geral, dos seguintes elementos:

- *Longarina* é um elemento linear, longitudinal, em que a parede se apóia. É disposta horizontalmente e pode ser constituída de vigas de madeira, aço ou concreto armado;
- *Estroncas ou escoras* são elementos de apoio das longarinas. Dispõem-se, no plano horizontal das longarinas, sendo perpendiculares a elas. Em geral são constituídas de barras de madeira ou aço, porém existem também em concreto;
- *Tirantes* são elementos lineares introduzidos no maciço contido e ancorados em profundidade por meio de um trecho alargado, denominado bulbo. Trabalhando à tração, podem suportar as longarinas em lugar das estroncas, quando essa solução for mais adequada.

A Figura 1.1 mostra de forma esquemática alguns dos elementos retrocitados, enquanto que a Figura 1.2 apresenta alguns tipos de estacas-prancha de madeira, concreto e aço.

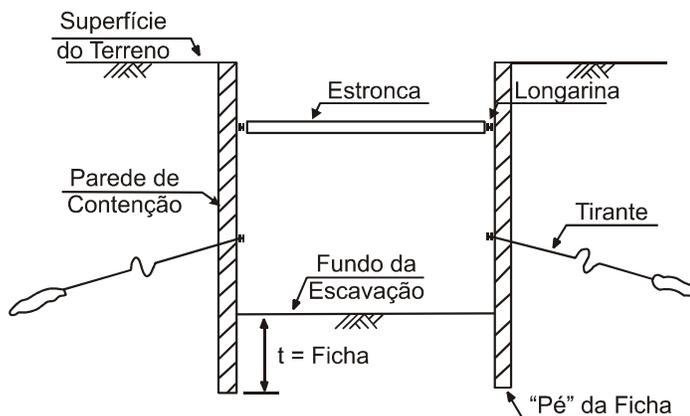


Figura 1.1 - Esquema mostrando os principais elementos de um sistema de contenção

FONTE: Marzionna, 1979, p. 11.

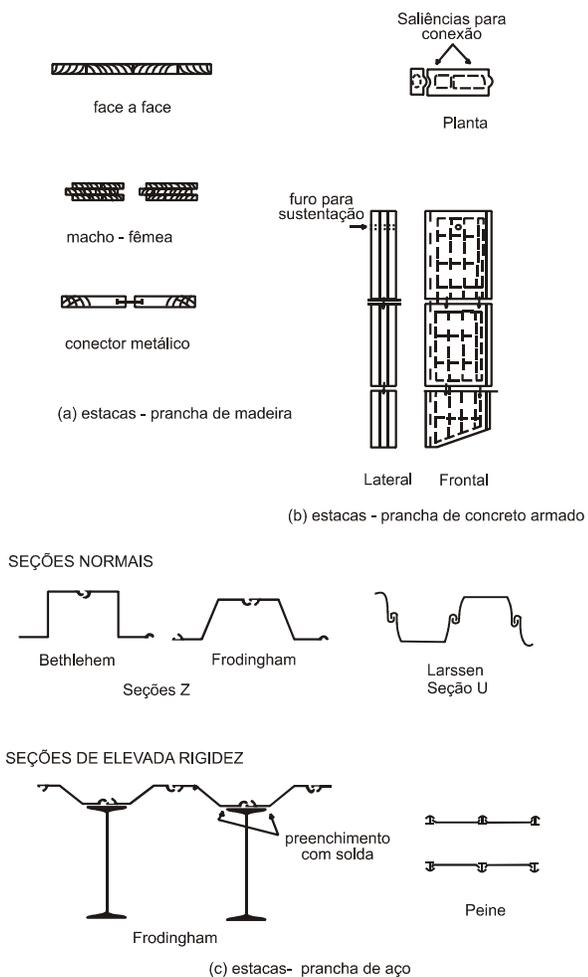


Figura 1.2 - Exemplos de seções de estacas-prancha de madeira (a), concreto (b) e aço (c)

FONTE: Clayton et al., 1993, p. 109.

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

Segundo Marzionna (1979), o início do projeto e construção da primeira linha do Metropolitano de São Paulo (Linha Norte-Sul) marcou decisivamente o estudo e o progresso no país, do projeto de valas das mais variadas dimensões, desde pequenas galerias até grandes estações, procurando-se sempre rapidez e segurança. Por se localizarem em áreas urbanas e em geral densamente povoadas - algumas até históricas como o centro da cidade - aliadas a necessidade de economia e face ao grande volume de obras necessárias, uma implantação eficiente deste sistema de transporte era necessária.

Assim como Guerra (1982), Marzionna (1979) destaca que apesar de o custo do sistema de escoramento não ser, em geral, fator decisivo no custo total de obras como as do Metrô, principalmente pelo fato de alguns elementos do sistema de contenção poderem ser reaproveitados, justifica-se investir no estudo do dimensionamento de tais sistemas, se não com a finalidade de reduzir drasticamente os custos totais, pelo menos com o intuito de não desperdiçar recursos.

1.2 Preliminares sobre o Dimensionamento de Paredes de Contenção

A classificação de uma parede de contenção como rígida ou flexível é função direta do seu produto de rigidez (EI), do tipo e distribuição do escoramento utilizado e do solo contido e que está sendo escavado.

Como os recalques à superfície, que o sistema de contenção procura minimizar, são provocados por alívio de tensões horizontais que atuavam no maciço no estado inicial, sempre que se dimensiona um sistema de contenção que permita minimizar as alterações no estado inicial de tensões está se tratando de um sistema de contenção rígido.

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

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

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

As estroncas são perfis metálicos ou de madeira, contraventadas e encunhadas para permitir um melhor contato com a parede de contenção. Em valas de dimensões usuais de redes de metropolitanos, a deformação elástica de compressão acarreta deslocamentos pequenos relativamente aos provocados pela escavação. Quando se quer minimizar o efeito de deslocamentos devido à compressão elástica, pode-se usar o artifício de pré-comprimir as estroncas através de macacos hidráulicos e, só então, encunhá-las contra a parede ou longarina. Um outro fator que pode vir a ser importante e que deve ser levado em consideração nos cálculos, à medida que a vala aumenta de largura, é a temperatura cuja real influência no comportamento do escoramento como um todo ainda é um tanto complexa e de difícil consideração, segundo Marzionna (1979). Este assunto será abordado com maior detalhamento, no item 3.12.

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

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

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

- estabilidade geral;
- estabilidade do fundo da vala;
- estabilidade da ficha;
- cálculo dos esforços solicitantes no sistema de escoramento e paramento;
- deslocamentos à superfície.

Evidentemente, há casos em que outras verificações adicionais fazem-se necessárias. Em função da concepção estrutural das obras, provisória ou permanente, e das condições hidrogeológicas da região, a ficha da parede de contenção pode vir a ser condicionada por outros fenômenos, como a ação de cargas verticais (esforços axiais) - caso em que a parede deverá ser verificada como elemento de fundação, sujeita às restrições comuns de capacidade de carga e recalques - ou por ruptura hidráulica do solo - caso em que providências construtivas devem ser tomadas.

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

Qualquer que seja a vala a escavar, para possibilitar a construção de uma estrutura enterrada, ela pode ser executada através de escavações em taludes naturalmente estáveis, mais ou menos inclinados, em função do tipo de solo, com ou sem bermas intermediárias em função da necessidade de controle do escoamento da água superficial, movimentação dentro da escavação etc. Na execução de obras urbanas enterradas, como por exemplo galerias e estações de metrô,

esta solução é inviável face a grande concentração demográfica (que conduziria a custos sociais elevadíssimos) e restrito espaço disponível para realização das obras, características estas comuns a todos os grandes centros urbanos.

Como já mencionado, a classificação real das paredes de contenção não depende única e exclusivamente do seu produto de rigidez (EI), mas do seu comportamento global e portanto do fato de se utilizarem tirantes ou estroncas, do vão entre esses elementos, do emprego ou não de pré-compressão nas estroncas (aqui vê-se que o arranjo estrutural como um todo é muito importante na definição de paredes rígidas e flexíveis e, portanto, merece ser melhor estudado), e também depende da complexa e não bem conhecida reologia do solo.

Uma das vantagens do método de cálculo que é proposto nesta Tese é não necessitar de uma prévia definição se a parede é rígida ou flexível, o que, às vezes, é necessário em outros métodos de cálculo.

A construção de estruturas enterradas de maior porte em áreas urbanas, como, por exemplo, túneis e estações de metrô, passou, entretanto, a exigir escavações cada vez maiores, sem que houvesse espaço para taludes e bermas. Além disso, os recalques diferenciais deviam ser mantidos abaixo de certos valores nas edificações e superfícies de rolamento vizinhas às obras. Surgiu, assim, a necessidade de se estudarem mais a fundo e de se aperfeiçoarem cada vez mais os projetos e a execução de estruturas de contenção de valas.

O projeto de contenções é tradicionalmente realizado através de análises simplificadas ou aproximações empíricas. Cada conjunto de hipóteses simplificadoras vai originar alguns métodos de cálculo (uns mais representativos do que outros, dependendo do caso) que podem ser classificados, segundo Maffei e André (1974), como: *empíricos*, *semi-empíricos* e *analíticos*.

Vários métodos foram e vêm sendo discutidos para contenções em balanço e com um nível de estroncamento ou ancoramento. Já com relação às contenções multi-estroncadas e multi-atirantadas, devido a sua natureza estaticamente indeterminada (hiperestaticidade), sua solução

normalmente recai em aproximações empíricas. A introdução de programas computacionais, por outro lado, permite, de forma relativamente pouco onerosa, a análise de tais estruturas, assim como as anteriores, com considerável avanço, porém ainda é necessário um esforço contínuo para compreender o comportamento das contenções e na investigação dos mecanismos da interação solo-estrutura. É este tipo de modelagem computacional que é dado ênfase nesta Tese.

Para manter a estabilidade, a parede necessita da resistência do solo abaixo do nível de escavação (região da ficha) e pelas forças provenientes do escoramento. A flexibilidade dessas estruturas varia largamente e possui um considerável efeito na distribuição dos empuxos de terra. Evidentemente, quanto mais flexível for a estrutura, maiores serão os deslocamentos.

A complexibilidade da interação solo-estrutura aumenta com o número de linhas de estroncas/tirantes. Estes apoios podem ser considerados rígidos de modo a não permitirem nenhum movimento do paramento em seu ponto de aplicação ou funcionarem como molas elásticas ou elasto-plásticas. Em geral, assume-se que exista uma simetria em relação ao eixo central da vala. No entanto, tal condição às vezes não ocorre na prática, vez que o solo e as condições de carregamento podem ser diferentes nos dois lados da escavação, além do que o próprio sistema construtivo pode gerar assimetrias. Apesar do exposto, a modelagem numérica apresentada nesta Tese não considera tais casos, supondo completa simetria do problema.

Outro aspecto não considerado é a diferença no comportamento entre estroncas e tirantes. Estes últimos envolvem um complexo sistema de interação no maciço de solo contido, pois é o maciço, ao mesmo tempo, ação e resistência para o tirante.

O tipo de conexão entre o paramento e escoramento afeta o comportamento e aumenta a complexidade da análise. Três tipos de conexão são apresentadas na Figura 1.3.

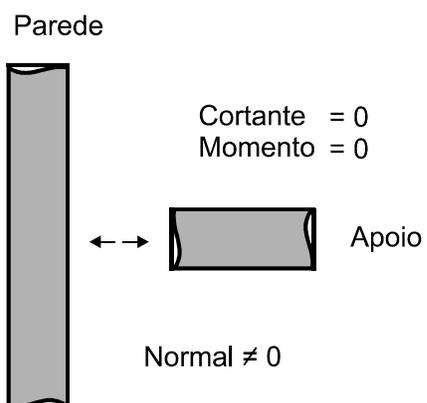
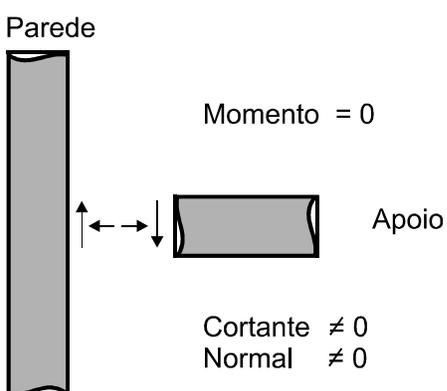
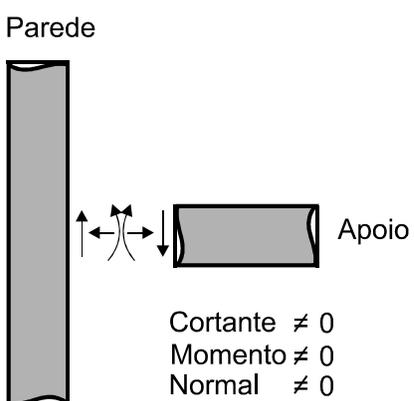
SIMPLESARTICULAÇÃOENGASTAMENTO

Figura 1.3 - Tipos de conexão entre parede e estronca

FONTE: Potts, 1993, p. 171.

No método de análise que está sendo proposto nesta Tese, a conexão usada entre parede e estronca é a do 1º tipo (simples), onde só há transferência de esforço normal.

Potts (1993) comenta que há vários métodos de análise atualmente disponíveis para o cálculo de estruturas de contenção, citando as conveniências e limitações de cada um deles. Para se obter uma solução, em tese exata, é necessário que o método incorpore as condições de equilíbrio, compatibilidade, comportamento do material e condições de contorno (forças e deslocamentos). O referido autor agrupa os métodos da seguinte forma: Métodos Empíricos e Semi-Empíricos, Métodos Analíticos Unidimensionais e Métodos Analíticos Bidimensionais. Uma discussão sobre tais métodos de cálculo é conduzida no Capítulo 3.

1.3 As Redes de Metropolitanos

1.3.1 Os tipos de metrô

As definições técnicas que fazem parte do projeto de uma linha de metrô são altamente complexas e decorrem não apenas de exigências específicas do sistema metroviário, mas principalmente, de aspectos como ocupação do solo, preservação do meio ambiente e patrimônio histórico. Portanto, condicionam-se a características geológicas, topográficas e geotécnicas, especificações do material rodante, características do sistema viário e, não por último, a aspectos legais. A interface do sistema metroviário com o meio urbano é mais evidente nos pátios de manutenção e nas áreas próximas às estações, onde se dá a integração com outros equipamentos de transporte, como terminais, passarelas, acessos, etc. e também com instalações de utilidade pública, como áreas comerciais, praças e jardins.

1.3.2 A escolha do método construtivo

As opções construtivas para a implementação de um sistema de transporte de alta capacidade, como é o caso do metrô, podem ser divididas em três grupos:

- Superfície;
- Elevado;
- Subterrâneo.

E para cada um desses grupos é selecionado o método construtivo mais adequado.

Na cidade de São Paulo, as linhas de metrô têm extensões da ordem de 20 a 25 km, atravessando áreas de características físicas diversas e, em muitos trechos, densamente ocupadas, portanto, dificilmente pode ser feita uma única opção construtiva para todo o traçado. Quase sempre o que ocorre é uma alternância de estruturas, que podem ser ora em superfície, ora elevadas ou subterrâneas. Além dos aspectos já citados, essa escolha também está condicionada às técnicas construtivas disponíveis e ao seu custo de implantação. Para linhas subterrâneas, por exemplo, a parte correspondente à obra civil corresponde a 50% dos investimentos. Assim, procura-se reduzir esses custos, adotando uma tecnologia avançada que, além de otimizar os projetos de obra civil, sistemas e equipamentos, proporcione o menor impacto possível na superfície.

As linhas de metrô subterrâneas são as mais apropriadas para as áreas densamente ocupadas, proporcionando menor impacto na superfície, menor volume de desapropriações, facilidades para o remanejamento de grandes interferências enterradas, reduzidas interrupções do tráfego e preservação do patrimônio histórico.

Para sua execução, estão disponíveis três métodos construtivos:

- Trincheiras ou VCA (Valas a Céu Aberto)
- Túneis mineiros (NATM - New Austrian Tunnelling Method)
- Mecanizado, ou por máquinas tuneladoras (TBM - Tunnel Boring Machines)

Alguns aspectos do método construtivo VCA que necessita do dimensionamento de paredes de contenção é apresentado à seguir. A análise destas paredes de contenção é o foco de estudo desta Tese.

1.3.3 Trincheiras ou VCA

Também conhecido como método destrutivo devido à sua interferência na superfície, o método de trincheiras, ou VCA, é utilizado em condições geotécnicas e geológicas variadas. O recobrimento costuma ser baixo, de até 20 m de profundidade, e aplica-se onde não há interferência com o sistema viário, ou onde seja possível desviar o tráfego sem que isto cause grandes transtornos. Em linhas gerais, os procedimentos são os seguintes:

- construção de paredes laterais de contenção, escoradas ou em talude;
- rebaixamento de lençol freático (em geral, somente o interno) existente à profundidade necessária;
- abertura de valas de grandes dimensões;
- construção das estruturas definitivas, como paredes, lajes e pilares;
- e, finalmente, o reaterro.

O VCA também é conhecido como cut-and-cover e foi o método mais utilizado para a construção da Linha 1-Azul, tendo sido aplicado de forma contínua no trecho entre as estações Jabaquara e Liberdade na cidade de São Paulo. As Figuras 1.4, 1.5 e 1.6 mostram retratos da utilização deste método.



Figura 1.4 - VCA no emboque do túnel Tucuruvi

Fonte: Companhia do Metropolitano de São Paulo



Figura 1.5 - VCA na construção da estação República

Fonte: Companhia do Metropolitano de São Paulo



Figura 1.6 - VCA no poço escorado na esquina da Av. Paulista com Rua da Consolação

Fonte: Companhia do Metropolitano de São Paulo

A Figura 1.7 mostra que a participação das VCA foram e continuam sendo importantes nas construções do Metrô – SP.

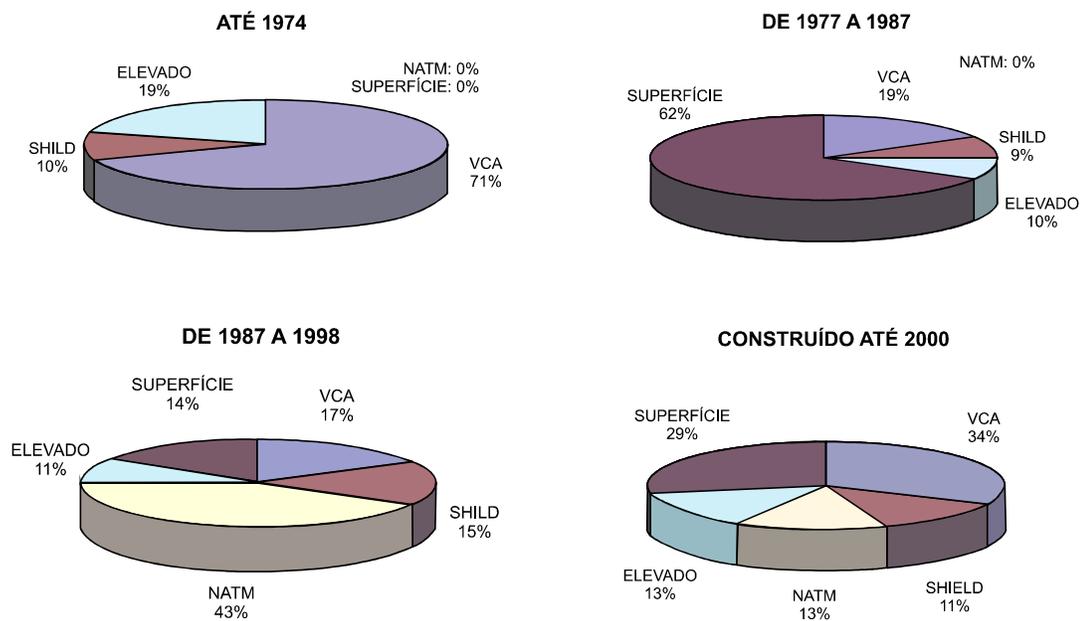


Figura 1.7 - Participação das VCA nas construções do Metrô/SP

Fonte: Companhia do Metropolitano de São Paulo

1.4 Segurança na Execução da Obra

Desmoronamento (e o conseqüente soterramento) é o principal e mais evidente tipo de acidente em obras de abertura de valas. Destaca-se, por exemplo, o citado por Pfeil (1987) acerca de um grave acidente ocorrido na construção do metrô de Berlim, Alemanha. Neste caso as escavações, em vala com largura de 21m, foram levadas a uma profundidade maior que a programada, a chamada sobrescavação, chegando próximas à base de perfis verticais que sustentavam internamente as estroncas, Figura 1.8. Assim, as bases dos perfis verticais ficaram praticamente livres, permitindo seu deslocamento vertical no sentido ascendente, a desestabilização das estroncas e o conseqüente colapso do escoramento, causando a morte de 19 operários.

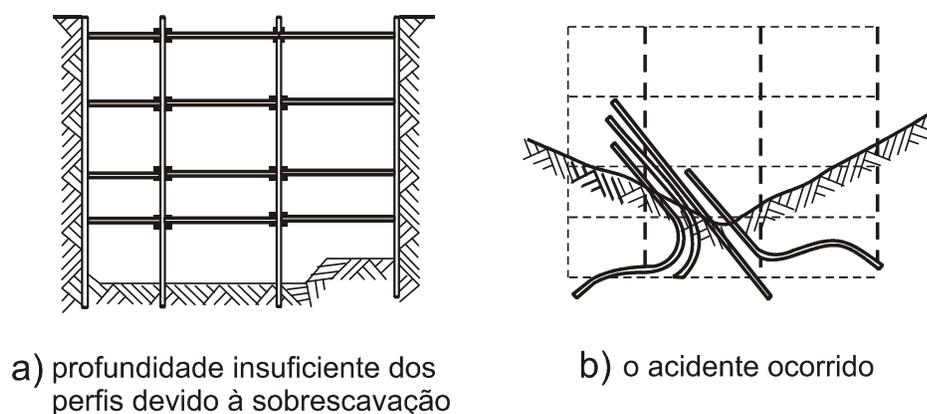


Figura 1.8 - Esquema construtivo de escoramento de vala utilizado na construção do metrô de Berlim

FONTE: Pfeil, 1987, p. 423.

O trabalho de Gawryszewski, Mantovanini e Liung (1998), sobre os acidentes fatais do trabalho ocorridos em 1995 no Estado de São Paulo, aponta que 8,2% daqueles do setor da Construção Civil referem-se a soterramentos.

Além dos aspectos já abordados - em que o correto dimensionamento da estrutura de contenção é alvo principal desta Tese - figuram outros itens que merecem cuidados e devem ser

observados para que os trabalhos de escavação de valas se processem dentro de condições de segurança aceitáveis, conforme Tacitano et al. (2005a), Tacitano et al. (2005b) e Tacitano et al. (2006):

- prevenção contra queda de pessoas no interior da vala;
- cuidado para que pessoas não sejam atingidas por máquinas ou equipamentos;
- verificação das interferências de tubulações enterradas (água, gás, eletricidade etc.);
- prevenção de inundação;
- prevenção contra quedas de objetos;
- avaliação das vibrações nas proximidades;
- cuidado com intoxicação (trabalho confinado);
- verificação das sobrecargas nas proximidades (deposição de materiais e equipamentos muito próximos à vala).

Conhecer aonde é que está o risco é uma importante ferramenta para planejar e fiscalizar os ambientes de trabalho, embora não se possa esquecer que os dados oficiais no país não abrangem o universo total de trabalhadores, e sim, apenas àqueles cobertos pelo Seguro Acidente do Trabalho e com os devidos vínculos de emprego registrados em suas respectivas empresas.

No âmbito público, as informações sobre a infortúnica do trabalho devem potencializar o desenvolvimento de políticas públicas, em especial das áreas Trabalho, Saúde e Previdência. No campo privado, o governo acredita que os números revelem o conhecimento de fatores de risco no trabalho ainda pouco conhecidos, auxiliando as empresas a analisarem suas políticas de gestão em segurança e saúde.

Os acidentes e as doenças do trabalho abrem rombos expressivos nos cofres públicos. Em nível mundial, escoam por esse ralo, aparentemente sem fim, 4% do somatório do Produto Interno Bruto (PIB) das nações. No Brasil, de acordo com o Instituto Nacional do Seguro Social (INSS), as perdas por acidentes e doenças ocupacionais corroem 2,2% do PIB, o equivalente a R\$

23,6 bilhões por ano, em custos diretos e indiretos, segundo o Anuário Brasileiro de Proteção (2002).

Das primeiras atividades econômicas com piores índices de acidentes do trabalho a partir do CNAE (Classificação Nacional de Atividades Econômicas), entre 560 existentes, nota-se que o *CNAE 4512-8 Perfuração e execução de fundações destinados à construção civil* é o 14º colocado no ranking geral, conforme Anuário Brasileiro de Proteção (2002), o que demonstra a grande relevância de estudos que procurem minimizar os acidentes neste setor, o que inclui evidentemente, a redução de acidentes em escavações.

2 OBJETIVOS

A seguir, estão elencados os objetivos da investigação conduzida nesta Tese.

- 1) apresentar um método de cálculo (Método Analítico Unidimensional baseado no Modelo de Winkler) para a determinação de deslocamentos e esforços solicitantes em paredes de contenção. Este é o objetivo central deste trabalho. Por ser inviável o cálculo manual dos problemas baseados neste método, desenvolve-se uma implementação através de um programa para o cálculo evolutivo¹ de valas, denominado de CEDEVE – Cálculo Evolutivo de Deslocamentos e Esforços em Valas Escoradas, que permite considerar as várias fases de escavação gerando deslocamentos e esforços solicitantes em seus elementos, além de ser versátil, admitindo variar uma série de propriedades do solo e da parede. Sem grande prejuízo desta versatilidade, não são consideradas muitas variedades de tipos de sobrecarga e níveis d'água (NA), porém, o texto contém os conceitos de como implementar tais rotinas. Isto decorre do interesse em se estudar também os efeitos de temperatura (tanto com relação às estroncas como à própria parede de contenção) sobre a estrutura, lacuna comum que aparece na bibliografia especializada e que se pretende aqui, sem ter a intenção de esgotar o assunto, abordar dentro do âmbito do cálculo evolutivo. Os programas comerciais, mesmo os mais sofisticados, de um modo geral, não permitem a consideração do efeito de temperatura sobre a estrutura. A bibliografia sobre o assunto é escassa. Portanto, um dos pontos a serem tratados nesta Tese é justamente a de investigar um procedimento para considerar tais efeitos de temperatura nos Métodos Unidimensionais Evolutivos que adotam a hipótese de Winkler;

¹ O método chama-se evolutivo face a idéia cronológica que está presente nas fases de escavação e reaterro. Começa-se a escavar a partir da 1ª fase de escavação. Concluída a 1ª fase de escavação, parte-se para o início da 2ª fase de escavação, utilizando-se como ações sobre o sistema estrutural os esforços provenientes do final da 1ª fase de escavação. Novamente, concluída a 2ª fase de escavação, parte-se para os cálculos da 3ª fase de escavação, utilizando-se como ações sobre o sistema os esforços provenientes do final da 2ª fase de escavação. Esses passos são conduzidos até o final da última fase de escavação. Se houver reaterro, as ações utilizadas para a 1ª fase de reaterro são as advindas do final da última fase de escavação. Para a 2ª fase de reaterro, utilizam-se as provenientes do final da 1ª fase de reaterro, prosseguindo-se desta forma até a conclusão da última fase de reaterro.

- 2) comparar os resultados obtidos pelo método proposto com alguns dos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos existentes. Para viabilizar tais comparações, uma apresentação, ainda que breve sobre eles, é feita;
- 3) comparar os resultados obtidos pelo método proposto com outros que adotam hipóteses similares de construção (Método Unidimensional Evolutivo – Hipótese de Winkler), como SPWall, SPW2003 (VERRUIJT, 1995), ESTWIN (BARROS, 1991 a e b) e DEEP (MAFFEI et al., 1977b);
- 4) introduzir uma modelagem similar ao CEDEVE no SAP 2000 (contando com o elemento NLLink Plastic Kinematic) disponível em sua versão 8, a fim de verificar e validar os princípios básicos da construção do modelo proposto;
- 5) considerar a influência da força cortante na flexão da parede;
- 6) considerar fases de reaterro (retirada de estroncas, reaterro com outro tipo de solo etc.);
- 7) considerar os esforços provenientes das pressões d'água (pressões neutras de diagramas estáticos) no cálculo da parede, quando de sua presença;
- 8) disponibilizar o programa CEDEVE em seu código fonte armazenado em CD-ROM, em anexo a esta Tese. O CD-ROM conterà ainda a própria Tese em formato eletrônico (pdf) além de manual de instalação e utilização do programa.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Introdução aos Métodos de Cálculo

Guerra (1982) e Marzionna (1979) afirmam que os esforços solicitantes que surgem na parede de contenção podem ser estudados através de Métodos Empíricos (por exemplo, Envoltória Aparente de Tensões); Semi-Empíricos (por exemplo, Método da Viga Contínua) e Analíticos - Cálculo Evolutivo (por exemplo, Métodos Unidimensionais baseados no Modelo de Winkler e Métodos Bidimensionais, tais como: Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos de Contorno). Sem conflitar com esta classificação, é possível ainda dividir, para fins de cálculo, as paredes de contenção em:

- a) paredes em balanço;
- b) paredes com um único nível de escoramento; e
- c) paredes com dois ou mais níveis de escoramento.

Para as paredes em balanço e com um único nível de escoramento, o estado de tensão em que se encontra o solo contido é tal que a condição limite de plastificação é atingida, de modo que o dimensionamento é feito adotando-se, por exemplo, as tensões advindas da Teoria de Rankine (em geral, adota-se que toda massa de solo é capaz de atingir os limites ativo e passivo). Já no caso de paredes com dois ou mais níveis de escoramento, o estado ativo não é totalmente mobilizado no solo contido, tampouco o passivo do lado interno da vala, fazendo com que outras hipóteses sejam necessárias.

Dos três tipos de métodos de cálculo citados (Métodos Empíricos, Semi-Empíricos e Analíticos), em geral, os Métodos Empíricos aplicam-se essencialmente às paredes com dois ou mais escoramentos. Os Métodos Semi-Empíricos são mais utilizados em paredes em balanço e com um nível de escoramento (Método de Blum, Método “Free Earth Support” e Método “Fixed Earth Support”). Por fim, os Métodos Analíticos, além de mais precisos que os anteriores,

principalmente em função do menor número de hipóteses simplificadoras, podem ser aplicados indistintamente a todas as situações, isto é, sem ou com um ou vários níveis de escoramentos.

Os Métodos Analíticos, ou métodos numéricos, surgiram com o aparecimento dos computadores e começaram a ser utilizados permitindo levar em conta características de deformabilidade dos maciços e das contenções, dando origem a cálculos de interação entre maciço e estrutura, como o "Método dos Elementos Finitos" e os baseados no conceito de "Módulos ou Coeficientes de Reação" (Modelo de Winkler). Esses métodos exigem uma caracterização dos maciços através de parâmetros geomecânicos que possam descrever as leis de interação solo-estrutura. Tais parâmetros são mais difíceis de se obter, exigindo ensaios mais sofisticados, além da necessidade de aferir os resultados através de medidas de esforços, de deformações e deslocamentos em estruturas reais. O grande problema é que, em estruturas mais rígidas, como paredes-diafragmas, deformações muito pequenas podem estar associadas a esforços muito grandes, e pequenas variações nos parâmetros do solo podem provocar variações acentuadas nos resultados. Além disso, os métodos numéricos permitem fazer apenas cálculos de verificação do dimensionamento, exigindo, portanto, um pré-dimensionamento que, quase sempre, é feito a partir do emprego dos métodos clássicos. O Modelo de Winkler é utilizado no método de análise proposto nesta Tese.

3.1.1 Procedimentos de cálculo com a determinação de deslocamentos

Os Métodos Evolutivos são de aplicação obrigatória neste caso. São assim chamados porque acumulam, em cada fase, as tensões e deformações ocorridas nas fases anteriores, permitindo, ao contrário dos não evolutivos, obter os deslocamentos transversais.

Distinguem-se dois grupos de métodos evolutivos, aqueles que representam o solo como meio contínuo (Métodos Analíticos Bidimensionais), recomendáveis em casos especiais de análise (obras de grande responsabilidade, por exemplo), e aqueles que representam o solo por meio de elementos de barra ou mola (Métodos Analíticos Unidimensionais), mais simples que os

bidimensionais e que muitas vezes são amplamente satisfatórios no projeto de uma parede de contenção.

Apresentam-se a seguir as hipóteses básicas que devem ser consideradas nestes casos.

3.1.1.1 Métodos em que o solo é representado por elementos discretos

Nestes casos, a parede é representada por uma viga de largura unitária imersa no solo, submetida ao carregamento provocado pelos empuxos nas duas faces e por forças concentradas correspondentes às ações e reações das estroncas e tirantes.

O maciço é representado por meio de barras biarticuladas (ou, de forma equivalente, por molas), independentes, transversais, tanto do lado interno como do lado externo da vala. As forças nas barras decorrem das pressões horizontais que atuam em cada lado da parede e sua variação, em função dos deslocamentos transversais, deve ser representada de modo a considerar:

- os estados ativo e passivo, limitando-se as forças, assim como os deslocamentos correspondentes;
- a histerese¹, considerando comportamento elásto-plástico, mesmo depois de ser atingido um estado limite, se o deslocamento se der em sentido inverso;
- o comportamento entre os estados-limites, que pode ser simplificado adotando-se comportamento elástico linear entre o estado de repouso e o ativo e entre o estado de repouso e o passivo.

As estroncas são representadas por meio de barras biarticuladas de comportamento elástico-linear não resistentes à tração, devendo-se considerar os deslocamentos da parede já ocorridos antes da sua instalação. Estroncas pré-comprimidas e tirantes também poderão ser

¹ A histerese é um fenômeno observado em alguns materiais pelo qual certas propriedades, em determinado estado, dependem de estados anteriores. No caso de propriedades mecânicas, a histerese pode ser medida pela perda de energia durante um ciclo de deformação e recuperação do material.

representados da mesma maneira, mas considerando as forças iniciais de instalação (aqui também as barras biarticuladas podem ser substituídas por molas). Lajes que sirvam de estroncamento deverão ser representadas de maneira compatível com os detalhes construtivos, isto é, além de resistirem à compressão, podem também resistir à tração e à flexão (ver Figura 1.3).

O carregamento inicial corresponde à aplicação do empuxo em repouso nos dois lados da parede. Cada fase de escavação é representada pela remoção das barras correspondentes; os esforços e deslocamentos que correspondem à cada fase de escavação devem ser superpostos àqueles acumulados ao final da fase anterior.

As fases de reaterro são analisadas a partir do diagrama de tensões horizontais da última fase de escavação, superpondo em cada fase os esforços correspondentes à remoção das estroncas/tirantes e a colocação do solo, sempre considerando os deslocamentos e esforços ocorridos nas fases anteriores.

3.1.1.2 Métodos em que o solo é representado por meio contínuo (Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos de Contorno)

O emprego crescente de computadores e a disponibilidade de programas em que o meio contínuo pode ser representado, reológica e geometricamente, de maneiras mais complexas, tem induzido a utilização desses métodos. Entretanto, como as regiões do maciço que se plastificam são significativas, a representação das fases de escavação e de escoramento deve ser feita com cuidado em vista da restrição ao princípio da superposição.

Assim, a representação do meio contínuo fisicamente não linear deve ser convenientemente elaborada, de acordo com as características do programa utilizado, principalmente em se tratando de sistemas de contenção estaticamente indeterminados.

Uma breve abordagem sobre alguns programas comerciais que se utilizam dos Métodos Analíticos Bidimensionais é feita no item 3.11.

3.1.2 Procedimentos de cálculo sem a determinação de deslocamentos - restrições dos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

Segundo Marzionna (1979), da maneira como são concebidos os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos, pode-se, com certa facilidade, desenvolver um novo método de cálculo destas classes que se mostre satisfatório para determinada condição. Isto, no entanto, não permite, de modo algum, sua generalização de maneira indiscriminada. Esses métodos de cálculo, alguns, mesmo considerando todas as fases de escavação, são não-evolutivos e podem acabar por conduzir a incoerências.

Em todos os Métodos Semi-Empíricos o cálculo é feito com um carregamento tal que pressupõe a ocorrência de determinados tipos e grandezas de deslocamentos que não são possíveis de serem obtidos nos cálculos, pelo menos não os deslocamentos reais. Assim, conta-se com o auxílio de coeficientes de segurança para se garantir a estabilidade do sistema perante a ignorância da coerência dos deslocamentos reais com o diagrama de carregamento admitido. Em outras palavras, os Métodos Semi-Empíricos podem ser assimilados como métodos onde o solo é rígido-plástico.

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

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

Finalmente, nota-se a diferença existente no tratamento de uma vala escorada com mais de um nível de escoramento e o de uma vala com apenas um nível. Na vala com mais de um nível de escoramento não há obrigatoriedade de se manter uma segurança quanto ao empuxo passivo, podendo-se transferir a segurança do sistema para o dimensionamento do elemento de contenção. Já na vala com apenas um nível de escoramento e comprimento de ficha mínimo isto se faz imperioso, pelo menos da maneira como a segurança é definida nos Métodos Semi-Empíricos.

Segundo Clayton et al. (1993), modelos estruturais simplificados que são baseados em Métodos Empíricos e Semi-Empíricos são frequentemente usados. Nestes modelos, as principais hipóteses assumidas são:

- a) tirantes e estroncas são considerados como apoios indeslocáveis, isto é, suas flexibilidades são negligenciadas;
- b) assume-se que cada fase de construção é independente das anteriores;
- c) assume-se que cada fase é executada “de uma só vez”, admitindo que tirantes e/ou estroncas já estejam instalados antes mesmo da escavação ser realizada.

Desta forma, estes modelos geram resultados com sensíveis diferenças com relação ao comportamento real, ou seja, apresentam limitações, pois:

- a) não levam em consideração a variação de tensões horizontais devido a deformação da estronca e tirante;
- b) não reproduzem as reais condições do processo de estroncamento, não considerando nem a história de escavação, nem a irreversibilidade do comportamento do solo (histerese), negligenciando-se assim, os deslocamentos ocorridos durante as fases anteriores de escavação;
- c) as tensões do solo sobre a estrutura são superestimadas e a evolução dessas tensões ao longo do processo de escavação também é ignorada;
- d) são difíceis de trabalhar e consomem muito tempo;
- e) não são precisos e, geralmente, são conservativos.

Na tese de Soares (1982) são utilizados, para comparação, os seguintes processos básicos de cálculo:

- Processo das Áreas Simples (baseado em M. Empírico);
- Processo Preconizado pela DC – 02 / Metrô/RJ (baseado em M. Semi-Empírico);
- Processo “Free Earth Support” (baseado em M. Semi-Empírico);
- Processo “Fixed Earth Support” (baseado em M. Semi-Empírico);
- Processo Proposto por Miyoshi (baseado em M. Analítico – Modelo de Winkler com simplificação).

A comparação entre os resultados da aplicação destes procedimentos usuais de cálculo de paredes escoradas e os valores medidos na parede diafragma instrumentada em Botafogo/RJ (Metrô/RJ) permite fazer os seguintes comentários, que são válidos para as condições ali presentes:

- a) o procedimento das Áreas Simples não deve ser aplicado ao cálculo de paredes diafragma escoradas;
- b) também não se aconselha utilizar, neste caso, os procedimentos semi-empíricos do tipo “Free Earth Support” e “Fixed Earth Support”;
- c) é possível se chegar a resultados satisfatórios com a aplicação de processos que simulem a parede como uma viga contínua sobre apoios elásticos.

Desta forma, para o caso em questão, Soares (1982) indica apenas o Método Analítico como satisfatório para a análise da parede diafragma.

3.2 Métodos de Cálculo Estático de Paredes de Contenção (Métodos Empíricos, Semi-Empíricos e Analíticos)

Marzionna (1979) apresenta alguns dos cálculos e verificações necessários ao projeto e dimensionamento de valas, mais especificamente, de todo o sistema de contenção: *solo-parede de contenção-escoramento*, acrescido de comentários e discussões a respeito da validade, aplicabilidade e representatividade dos métodos mais comumente utilizados no Brasil, procurando indicar os mais representativos do comportamento real do conjunto solo-estrutura e lembrando, principalmente, que os dois elementos não devem ser tratados isoladamente.

Conforme será visto, os métodos de cálculo que adotam um diagrama de tensões como carregamento do sistema de contenção podem ser enquadrados como *métodos de ações impostas*. Os processos onde o cálculo é feito considerando a evolução da obra através de suas diversas etapas, determinando, em cada uma, os estados de tensões e deformações bem como o campo de deslocamentos, podem ser considerados *métodos de ação espontânea*.

A divisão dos métodos de cálculo de paredes de contenções em empíricos, semi-empíricos e analíticos, inicialmente proposta por Maffei e André (1974), vem sendo comumente adotada (MARZIONNA, 1979; SOARES, 1981; e GUERRA, 1982).

Será feita a seguir uma exposição dos métodos de cálculo mais freqüentemente utilizados.

3.2.1 Métodos Empíricos

Duas observações importantes precisam ser feitas. A primeira diz respeito ao fato de que vários autores têm empregado este método para dimensionar paredes-diafragma, embora os valores medidos inicialmente tenham sido obtidos a partir de instrumentação em paredes constituídas por estacas com pranchões. Isto porque constatou-se experimentalmente que a rigidez do escoramento advém da rigidez da estrutura de contenção, do solo arrimado, da geometria da escavação e do método construtivo, ou seja, paredes-diafragma não são

necessariamente rígidas. Verifica-se, portanto, que é viável a aplicação deste método também a paredes-diafragma, o que, inclusive, já tem sido feito por alguns autores, como Cunnigham e Carpenter (1974) e Goldbeg et al. (1976), citados por Soares (1981). Entretanto, o mesmo Soares (1981) verifica que a aplicação deste método a uma seção do Metrô/RJ não gerou resultados satisfatórios.

A segunda observação é que, embora estes métodos não tenham um fundamento teórico que permita generalizações, as suas aplicações são consideradas válidas devido a simplicidade contida neles, principalmente a nível de pré-dimensionamento.

Estudos nesse sentido, complementados por análises através de métodos mais sofisticados, podem ser de grande utilidade, permitindo desenvolver um método de cálculo simples e que não leve a resultados tão conservadores, lembrando, evidentemente, que seu campo de aplicação é restrito à região estudada. O Método mais comumente utilizado é o Método da Envoltória Aparente de Tensões, como a proposta por Terzaghi e Peck (1967) e Guerra (1982), que se baseiam em medições experimentais.

Terzaghi e Peck (1967) propuseram diagramas de envoltórias aparentes obtidos empiricamente a partir de observações feitas em canteiros de obras de escavações de valas escoradas horizontalmente, que foram revisados por Peck (1969). Distinguem-se três tipos de terrenos, conforme indicação da Figura 3.1. Inicialmente, o coeficiente m (que destina-se a reduzir a resistência ao cisalhamento da argila ao lado e abaixo da escavação, devido a deformações por cisalhamento originadas a grandes profundidades) foi admitido igual a unidade. Todavia, os empuxos medidos revelaram-se claramente superiores em certos casos, sendo assim, Peck (1969) propôs que se tomasse $m = 0,4$ se $\frac{\gamma H}{c} \geq 6$ e se houvesse, sob o fundo da escavação, uma extensa zona de argila mole.

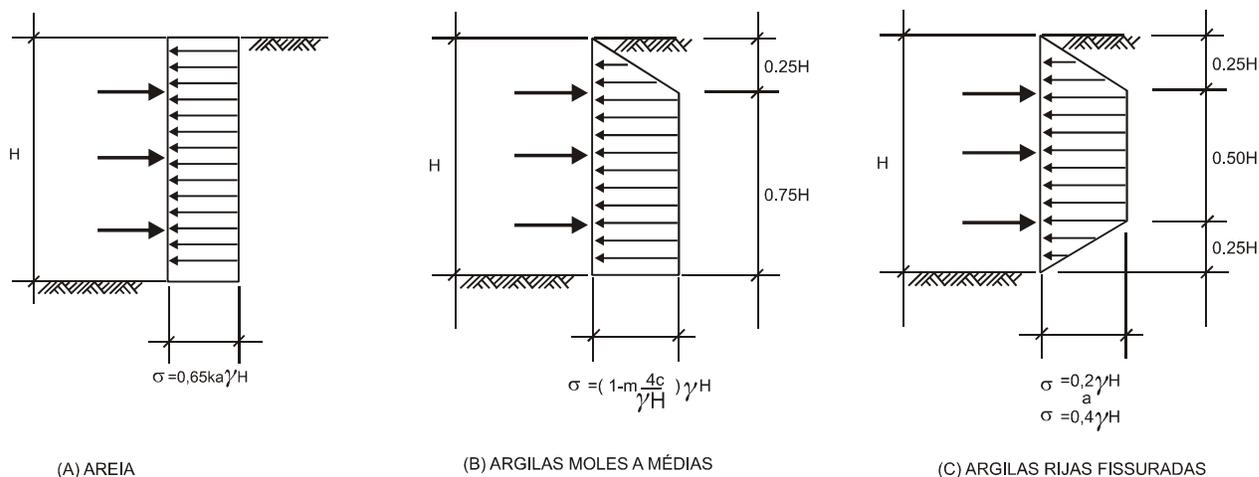


Figura 3.1 - Envoltória Aparente de Tensões

FONTE: Guerra, 1982, p. 3-6 e 3-7.

3.2.2 Métodos Semi-Empíricos

São métodos que se caracterizam por adotar diagramas de carregamentos impostos, pressupondo, portanto, a forma e a grandeza dos deslocamentos que a estrutura sofrerá. Diferenciam-se dos empíricos porque estes carregamentos não são obtidos de medições experimentais, mas de considerações teóricas simplificadas.

As várias fases de escavação são calculadas com diversas hipóteses de vinculação da parede, sem, no entanto, levar em conta os deslocamentos e os esforços ocorridos em fases anteriores (por isso não são considerados evolutivos).

Quando se utilizam tais métodos, seria necessário, depois de calculado o escoramento, verificar se os deslocamentos são suficientes para a mobilização dos empuxos adotados, porém muitas vezes essa verificação das hipóteses iniciais acaba não sendo feita, até porque sua confiabilidade é duvidosa.

Por não levarem em conta as deformações, estes métodos não representam com precisão o comportamento do sistema de contenção. Acabam levando, também, a resultados, em geral, conservadores, sem, contudo, ser tão simples quanto os métodos empíricos.

Os métodos de cálculo mais conhecidos no Brasil, que se enquadram neste grupo, são:

- Método de Blum (com ficha mínima ou maior que a mínima);
- Método da Ficha Mínima para um Nível de Escoramento (Método “Free-Earth Support”);
- Método da Ficha Maior que a Mínima para um Nível de Escoramento (Método “Fixed-Earth Support”);
- Métodos da Viga (NC-03 do Metrô-SP e DC-02 do Metrô-RJ).

3.2.2.1 Contenções em balanço

O Método de Blum (1931), apud Clayton et al. (1993), para ficha mínima é o mais amplamente utilizado. Existe outro método (também chamado de Blum), mais trabalhoso, para o caso em que a ficha é maior que a mínima.

Paredes em balanço são, em geral, mais adequadas para alturas de contenções menores que 4,5 m e ficha penetrando em solos com um elevado ângulo de atrito interno (ϕ), como areias e pedregulhos. Quando existir argila abaixo do fundo da escavação e houver um grande desbalanço no NA, a profundidade de ficha necessária torna-se rapidamente antieconômica.

No Método de Blum, durante o projeto, a parede é considerada rígida e rodando em torno do ponto b (Figura 3.2). O método considera o contra-empuxo F_c (Figura 3.3).

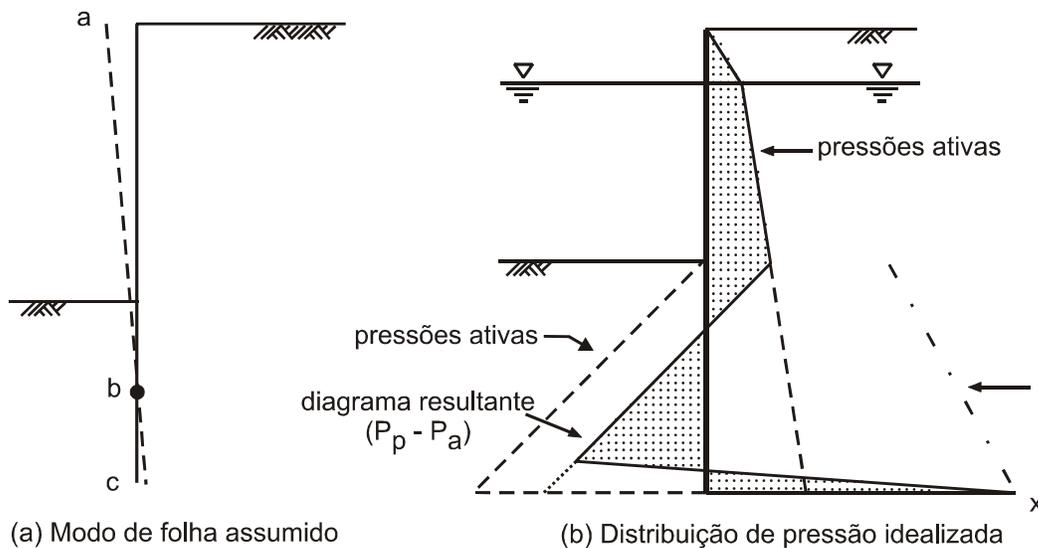


Figura 3.2 - Princípios para o projeto de paredes em balanço

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 202.

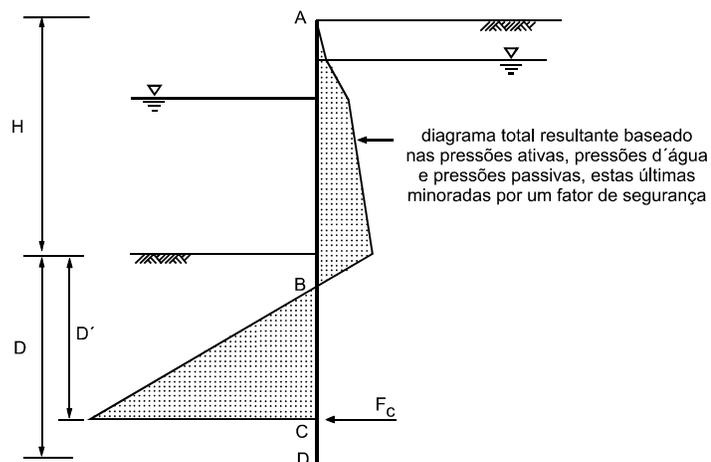


Figura 3.3 - Hipóteses de projeto para paredes em balanço

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 202.

Um fator de segurança (FS) de 1,5 a 2,0 é aplicado aos empuxos passivos na região da ficha e/ou aumentando-se o seu comprimento em 20 a 40%.

O roteiro de cálculo para o projeto destas estruturas é o seguinte:

- i) determinar os parâmetros e geometria do solo, condições do NA e desenhar o diagrama total de empuxos (empuxos ativo + empuxo d'água - $\frac{\text{empuxo passivo}}{FS}$), conforme Figura 3.3;
- ii) estipular um comprimento de ficha D. De acordo com Teng (1962), apud Clayton et al. (1993), pode ser tomado para solos granulares os valores da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Estimativa do comprimento final da ficha D

Densidade do solo	Comprimento da ficha D
Denso	0,75 H
Medianamente denso	1,00 H
Fofo	1,10 H
Muito fofo	2,00 H

Fonte: Clayton et al., 1993, p.203.

- iii) determinar a posição de C a partir de $D' = \frac{D}{1,20}$;
- iv) calcular a soma de momentos em torno de C. Se os momentos anti-horários excederem os horários, então o comprimento da ficha é insuficiente. Se o contrário ocorrer, o comprimento de ficha será excessivo;
- v) assumir um novo comprimento de ficha e repetir os passos iii e iv até ocorrer o equilíbrio de momentos em C;
- vi) determinar o ponto em que a força cortante é zero e nele calcular o máximo momento fletor.

3.2.2.2 Contenções com 1 nível de escoramento

Alguns dos possíveis modos de falha em paredes de contenção são:

- a) rotação em torno do ponto no qual o cabo de ancoragem se fixa na parede;

- b) ruptura da contenção por flexão, entre uma ancoragem relativamente rígida e um comprimento de ficha relativamente grande;
- c) falha do cabo de ancoragem ou da ancoragem propriamente dita;
- d) ruptura geral por deslizamento, envolvendo não somente a massa de solo na qual a ficha penetra, mas também o solo em torno da ancoragem.

Estes modos de falha podem ser visualizados na Figura 3.4. Outros modos de falha de uma contenção são abordados no item 3.13, que trata de estabilidade.

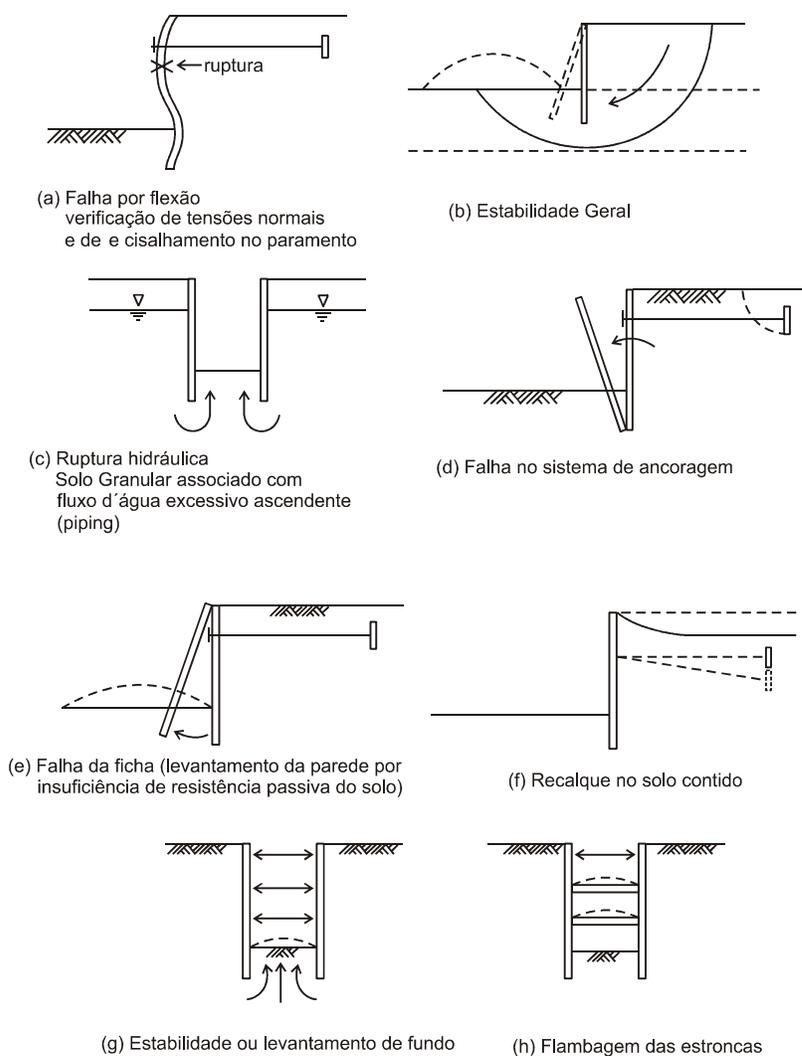


Figura 3.4 - Modos de falha de uma parede de contenção

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 100.

Na prática, o ponto em que a ancoragem se fixa às estacas normalmente irá se mover no sentido do interior da vala o suficiente para desenvolver os empuxos ativos na quase totalidade da altura da contenção.

Um grande número de métodos foi e vem sendo propostos para calcular paredes de contenção. Muitos deles caíram em desuso, ou porque seus princípios básicos foram questionados ou porque sua complexidade os tornou pouco populares. Na seqüência são apresentados alguns destes métodos.

Na aplicação dos Métodos “Free Earth Support” e “Fixed Earth Support” é possível considerar o escoramento através de estroncas ao invés da ancoragem. Saliente-se que a aplicação destes métodos é tradicionalmente utilizada em contenções com um único nível de escoramento.

I) Método “Free Earth Support” (método da ficha mínima para 1 nível de escoramento)

De acordo com Tshebotarioff (1973), apud Clayton et al. (1993), este é o mais antigo e mais conservativo método de projeto. Apesar de mais antigo, ele freqüentemente leva a um dimensionamento econômico, com menores comprimentos de ficha, mas maiores momentos fletores do que o Método “Fixed Earth Support”, como o exemplo de cálculo mostrado por Clayton et al. (1993) revela. Apesar de sua idade, é largamente usado (embora com algumas modificações) no Reino Unido, Brasil e EUA, afirmam Clayton et al. (1993). A Figura 3.5 mostra um típico layout de uma contenção de estacas-prancha. No Método “Free Earth Support”, as estacas são assumidas rígidas, rodando sobre o ponto B onde a ancoragem é suposta indeslocável. O comprimento de ficha é calculado tomando-se o equilíbrio de momentos no nível da ancoragem. A força na ancoragem é então calculada com base no equilíbrio de forças horizontais e o máximo momento fletor é determinado no ponto em que o diagrama de forças cortantes é nulo.

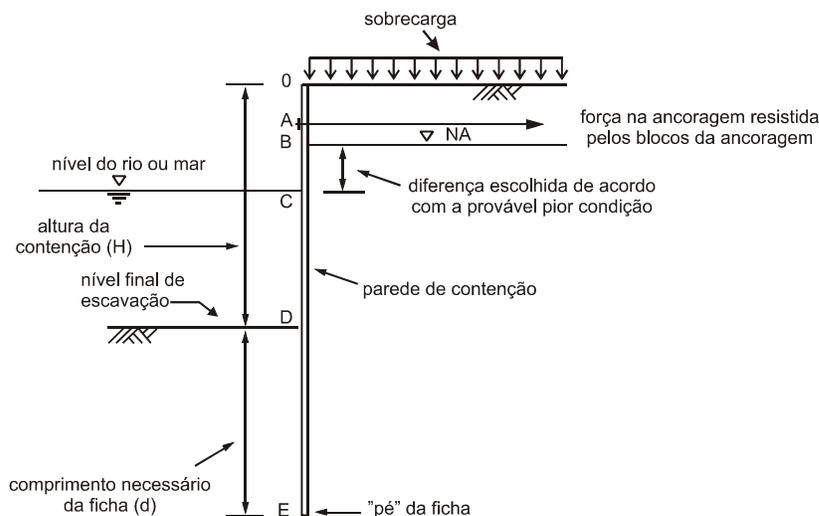


Figura 3.5 - Layout geral para contenções de paredes ancoradas

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 213.

Segundo o trabalho de Rowe (1952), o momento fletor de projeto é obtido reduzindo-se o máximo momento fletor por um fator que depende da flexibilidade relativa da estaca-prancha com relação ao solo.

A Figura 3.6 mostra as distribuições típicas de empuxos com base no dimensionamento pelo Método “Free Earth Support”.

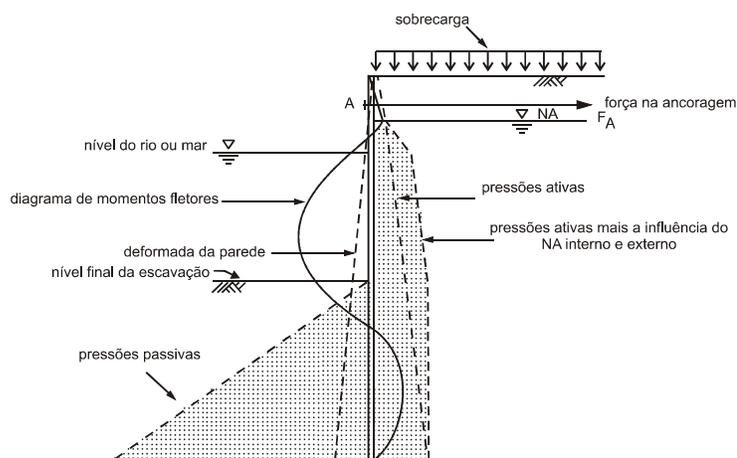


Figura 3.6 - Esquema para o cálculo de estacas-prancha ancoradas pelo Método “Free Earth Support”

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 214.

As hipóteses de cálculo consideram:

- a) a estaca é rígida se comparada ao solo;
- b) a estaca gira em torno do nível de ancoragem na condição de ruína, porém a ancoragem não escoar;
- c) apesar da condição anterior, os empuxos ativos ocorrem ao longo de toda a altura do solo contido. O movimento da ancoragem é normalmente o suficiente para isso, inclusive no topo da contenção.

Uma vez que, no início, o comprimento da ficha é desconhecido, o cálculo para o equilíbrio de momentos em torno do nível de ancoragem A (Figura 3.6), só pode ser completado se:

- a) um comprimento de ficha for adotado; ou
- b) a distribuição de empuxos na base da Figura 3.6 for expressa em termos de uma profundidade desconhecida de ficha d (como na Figura 3.5).

Na prática é normalmente mais fácil adotar a segunda aproximação. A condição de equilíbrio de momentos leva então uma equação cúbica da forma expressa em 3.1.

$$Ad^3 + Bd^2 + Cd + D = 0 \quad (3.1)$$

em que A, B, C e D são coeficientes numéricos conhecidos. A forma mais simples de determinar o valor correto de d é através do método de tentativa e erro, iniciando com um valor, por exemplo, como sugere Clayton et al. (1993), de $d/H = 0,40$.

Método de redução dos momentos de Rowe

Fang (1991) comenta as séries de investigações experimentais desenvolvidas pelo Professor Rowe em modelos de contenções ancoradas. Estes importantes trabalhos continuam

atuais, embora passado um grande período de tempo (Rowe, 1952, 1955, 1956 e 1957), e implicam no primeiro clareamento do entendimento real de como essas contenções funcionam.

Os trabalhos iniciais de Rowe (1952 e 1955) tratam de contenções em condições de trabalho (utilização) e claramente mostram que a flexibilidade da parede tem vital importância no projeto, particularmente ao que se refere aos momentos fletores.

Ao passo que anteriormente sabia-se que a flexibilidade das estacas condicionava as condições de utilização dos momentos fletores, isto era creditado - esta redução - ao arqueamento do solo¹. Rowe (1952) mostrou que o arqueamento, para inicialmente ocorrer, quando não há movimento para frente da contenção no nível da ancoragem, mas um pequeno movimento da ancoragem devido ao escoamento dos cabos ou do sistema de ancoramento é o suficiente para, na prática, eliminar o arqueamento e produzir uma distribuição triangular dos empuxos de solo atrás da contenção. Apesar disto, os momentos fletores nas estacas são menores nas estacas flexíveis comparadas àquelas mais rígidas em condições de serviço. Para um dado nível de ancoragem, a redução no momento é devida principalmente ao aumento da altura do ponto de inflexão na estaca devido à influência da flexibilidade da estaca e da relativa compressibilidade do solo.

O efeito pode ser simplificarmente descrito através da analogia mostrada na Figura 3.7a. Uma viga vertical bastante flexível possui um vão a partir de um ponto A (ancoragem) até um ponto B representado por um apoio rígido curvilíneo e suportando uma carga W. À medida que a barra se desloca, o contato com o apoio inferior se dá no ponto C acima do centro do apoio curvilíneo B. Na Figura 3.7b a única diferença com a anterior é que ela é mais rígida, embora com a mesma resistência. Seu deslocamento sobre a mesma ação W é muito menor e o contato com a curva suporte se dá em um ponto D que é apenas um pouco acima de B. O vão efetivo da barra em (a) é significativamente menor do que em (b), e o máximo momento em (a) é correspondentemente menor do que em (b) para a mesma ação W (pois a estrutura é isostática e o

¹ O arqueamento do solo é basicamente a transferência de tensões de uma região plastificada do solo para outra vizinha que ainda não tenha atingido tal condição. Outros comentários sobre arqueamento são apresentados nos itens 3.6, 3.9 e 3.10.2.

vão em (a), (CA), é menor do que em (b), (AD). Isto significa que, nestas condições hipotéticas, a barra mais flexível pode ser projetada para um momento fletor menor do que a mais rígida (mesma resistência). Esta é a razão para a redução dos momentos em contenções ancoradas. Nestas contenções, o máximo momento fletor é proporcional ao cubo do vão efetivo entre o nível da ancoragem e o ponto de inflexão. Por exemplo, uma mudança no “comprimento efetivo do vão” de 5% afetará os momentos fletores em 16%.

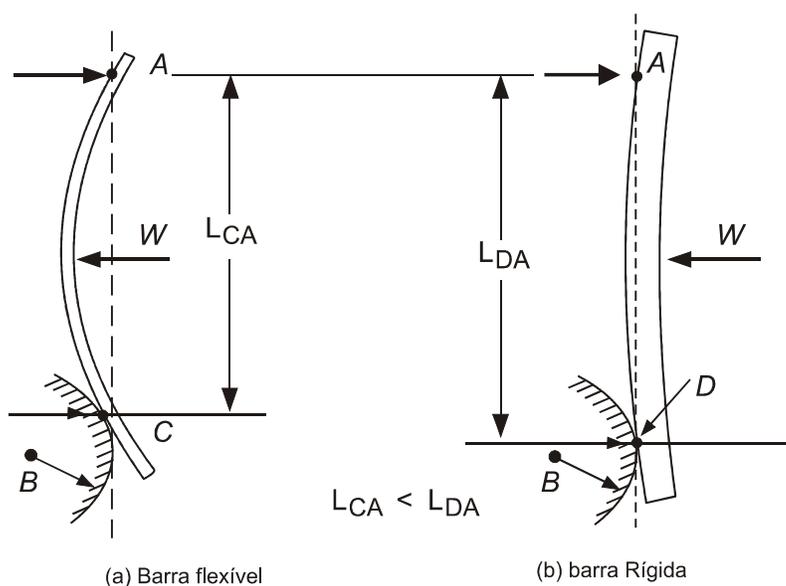


Figura 3.7 - Analogia para mostrar o efeito da flexibilidade sob condições de serviço

Fonte: Fang, 1991, p. 462.

Atualmente é aceito que os momentos fletores nas estacas são afetados pela forma fletida (elástica) da estaca abaixo do nível da escavação (região da ficha) e que isto é uma função da flexibilidade da contenção relativamente ao solo.

A Figura 3.8 (c) mostra a distribuição simplificada do empuxo passivo para uma contenção rígida que gira sobre sua base. A Figura 3.8 (c) também mostra o tipo de distribuição de empuxo observado por Rowe (1952) em modelos de contenção em areias. Geralmente, há um ponto de inflexão na contenção há alguma distância do fundo da escavação. Para areias muito densas, o ponto de inflexão será próximo ao fundo da escavação ou até ligeiramente mais alto. Para areias fofas, ele será mais baixo. Devido aos deslocamentos na parte inferior da contenção

serem pequenos, empuxos passivos não são obtidos. Portanto, a distribuição de empuxos para uma areia medianamente compacta deve ser parabólica, como mostrado na Figura 3.8 (c). Assim, devido a esta condição, a resultante das forças atuam próximo ao $D/2$ da extremidade inferior da contenção, e portanto o vão equivalente L é reduzido, implicando em redução do momento fletor nas estacas.

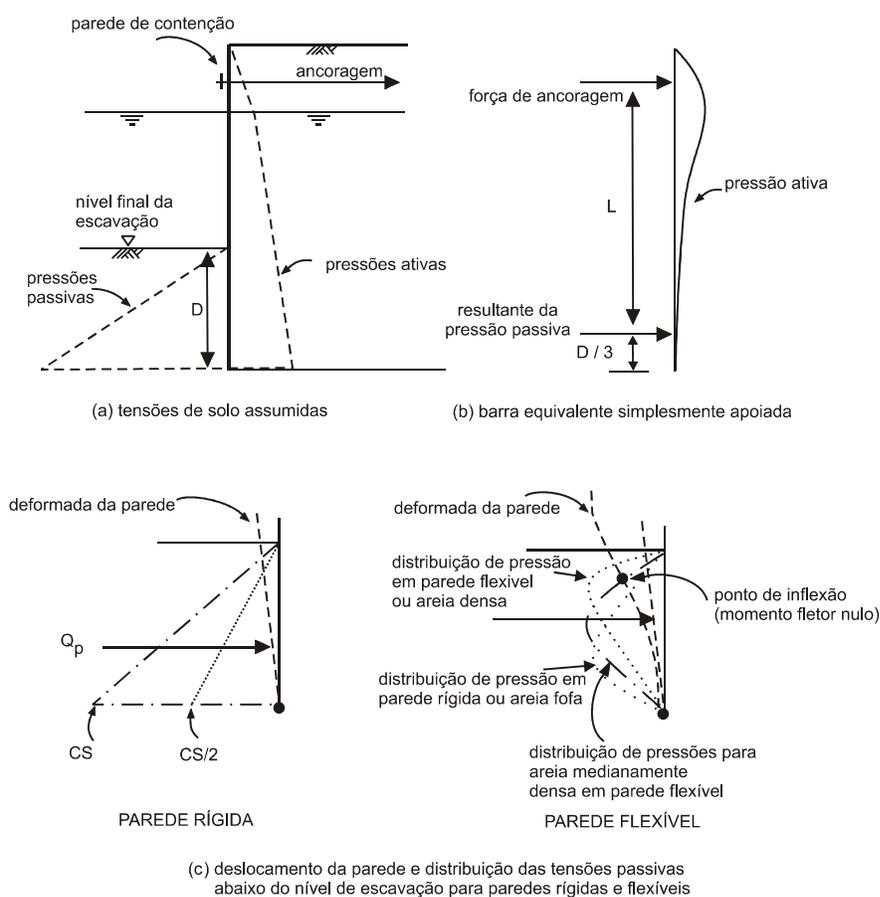


Figura 3.8 - Mecanismos de redução de momento fletor devido à flexibilidade da parede

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 89.

A deformada da contenção é uma função da rigidez das estacas relativamente à rigidez do solo. À medida que a contenção torna-se mais flexível relativamente ao solo, a posição da resultante passiva Q_p move-se para cima, progressivamente reduzindo os momentos fletores na estaca. É, portanto, evidente a influência da flexibilidade das paredes na magnitude e distribuição dos momentos fletores. Rowe (1952 e 1957), conforme Clayton et al. (1993), conduz ensaios em

modelos e constrói gráficos que permitem que os máximos momentos fletores calculados com o Método “Free Earth Support” sejam reduzidos a partir destas descobertas experimentais. Em tese, os fatores de redução de Rowe podem ser utilizados em qualquer tipo de solo, mas Skempton (1953) atentou-se para o fato de que a partir dos ensaios dos modelos, sugere-se que a redução deva ser mais cuidadosa:

- areia : usar $\frac{1}{2}$ da redução de momentos de Rowe;
- siltes : usar $\frac{1}{4}$ da redução de momentos de Rowe;
- argilas: não usar a redução de momentos de Rowe.

A Figura 3.9 mostra que a redução do momento é grande quando a estaca-prancha é bastante flexível.

Rowe identificou a rigidez da estaca-prancha como:

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (3.2)$$

onde H é o comprimento total da estaca-prancha (altura de contenção mais a ficha), E é o módulo de deformação longitudinal do material e I o momento de inércia da parede.

Cabe aqui ressaltar que a suposta deformada da parede na Figura 3.6 (rotação em torno do ponto de ancoragem) e na Figura 3.8 (rotação em torno da extremidade da ficha), no mesmo método, se contradizem. Este fato, somado a outros, é que fundamentam as críticas que já foram mencionadas anteriormente sobre os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos.

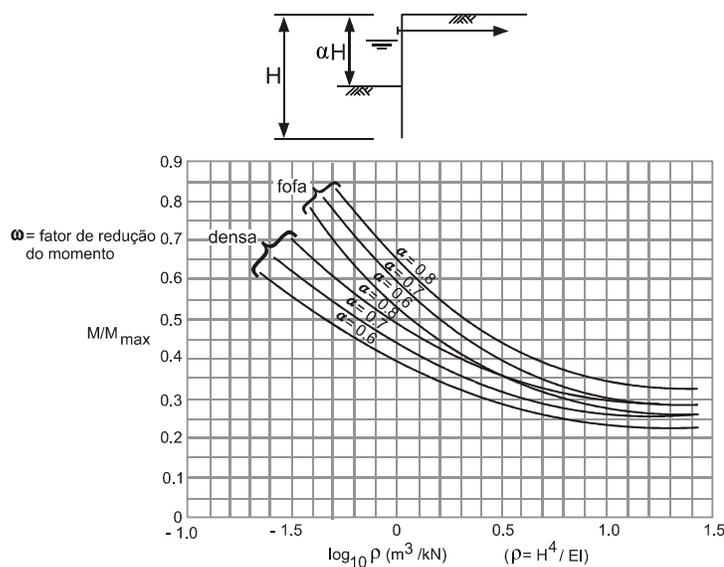


Figura 3.9 - Fatores de redução dos momentos fletores (ω) proposta por Rowe (1952)

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 216.

II) Método “Fixed Earth Support” (método da ficha maior que a mínima para 1 nível de escoramento)

Segundo Clayton et al. (1993), este método é derivado dos trabalhos de Blum (1931, 1950 e 1951). A estaca-prancha é considerada flexível, mas com uma penetração suficiente de forma que possa ser considerada fixada em sua base. O Método Geral de Blum aplica-se às contenções ancoradas rígidas e flexíveis, bem como as em balanço. Nesses métodos, as tensões na contenção imediatamente acima do ponto F são substituídas por uma única força um pouco mais acima (F_c) e a estaca-prancha é considerada vertical neste ponto (isto é, sua deformada tangencia a vertical neste ponto) - Figura 3.10. Geralmente nos projetos, a ancoragem é assumida indeformável e portanto seu deslocamento relativo deve ser zero, assim como o do ponto C (que também possui a 2ª derivada de deslocamento nula). A não ser que os cálculos sejam conduzidos por computador (automatizado), esta técnica é trabalhosa. Com isso, várias simplificações existem. Elas são baseadas no “Blum’s equivalent beam method”, onde se admite conhecida a posição do ponto de inflexão em que o momento fletor é nulo (ponto B na Figura 3.10). Assim, uma rótula imaginária é introduzida neste ponto, simplificando a análise, tratando-se então de calcular os esforços em 2 trechos isostáticos.

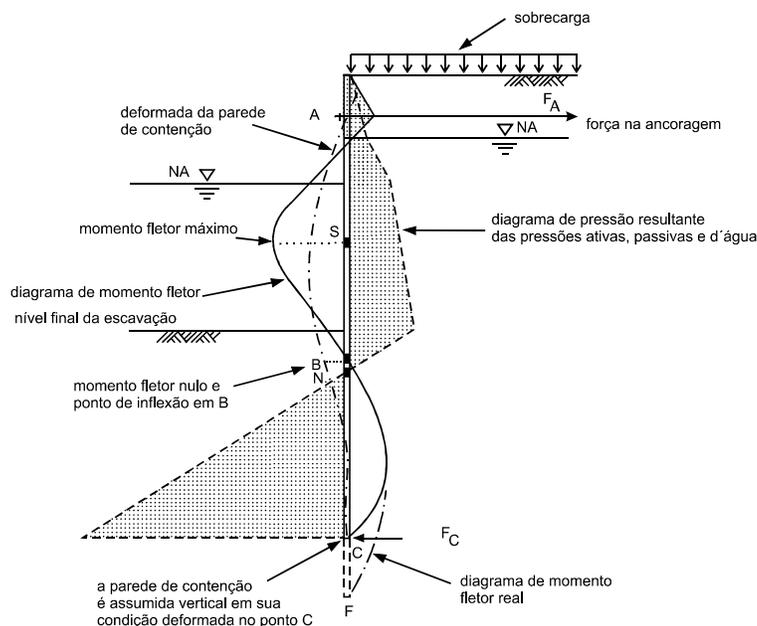


Figura 3.10 - Esquema para o cálculo de estacas-prancha ancoradas pelo Método “Fixed Earth Support”

Fonte: Clayton et al., 1993, p. 226.

III) Discussão entre os Métodos “Free Earth Support” e “Fixed Earth Support”

Conforme o manual do CEEA (1996), muitos métodos para projeto de contenções ancoradas foram propostos e classificados como Método “Free Earth Support” e variações das hipóteses do Método “Fixed Earth Support”. Pesquisas e experiências ao longo de anos têm mostrado que o projeto de contenções pelo Método “Free Earth Support” é suficientemente estável para contenções com pouca penetração comparado com aquelas projetadas pelo Método “Fixed Earth Support”. Devido à flexibilidade das estacas pranchas, o Método “Free Earth Support” leva a maiores momentos do que aqueles que realmente ocorrem. Este fato pode ser resolvido usando o método das curvas de redução de momentos de Rowe. No Método “Free Earth Support”, a ancoragem é assumida como um apoio simples em torno do qual a contenção gira como um corpo rígido. Apesar da tendência da contenção produzir uma condição passiva no solo sustentado acima da ancoragem, é assumido que a contenção está somente sujeita a distribuição de empuxos ativos. A requerida profundidade de penetração é determinada a partir da soma de

equilíbrio de momentos ao redor da ancoragem, que deve ser zero. Depois que a profundidade de penetração for determinada, a força na ancoragem é obtida a partir do equilíbrio das forças horizontais. Uma vez que a posição da ancoragem afeta ambos, profundidade da penetração e força na ancoragem, pode ser necessário considerar várias posições de ancoragem para chegar a combinação ideal. Para uma estimativa inicial, a ancoragem deve ser assumida a uma distância inicial do topo da contenção entre $1/5$ e $1/4$ da altura da contenção.

Segundo Bowles (1982), utilizando-se dos métodos clássicos, Rowe (1952 e 1957) reconheceu que os momentos fletores obtidos seriam muito elevados e então propôs uma redução neste esforço solicitante dependendo se a vala está imersa em areia ou argila. O autor mostra que através de Método Analítico obteve-se diretamente o “momento reduzido” que se chegaria utilizando-se a teoria de Rowe. Assim, afirma Bowles (1982), a teoria de viga sobre fundação elástica (Modelo de Winkler) pode ser diretamente utilizada para paredes de contenção.

O Método “Fixed Earth Support” é sugerido pela BS 8002/94 para projetos rotineiros, mas na prática, segundo os trabalhos de Rowe (1952) e Terzaghi (1954), a maioria dos engenheiros geotécnicos no Reino Unido atualmente usam uma forma do Método “Free Earth Support” modificado para levar em conta a flexibilidade da contenção, pois tem se mostrado mais econômico, de acordo com Clayton et al. (1993).

Ao comparar os dois métodos, Fang (1991) afirma que para solos sem coesão, o projetista pode escolher entre os Métodos “Free Earth Support” e o “Fixed Earth Support” (normalmente este último mais econômico, segundo o citado autor). Já, no caso de solos coesivos, esta escolha só está disponível quando o solo abaixo do fundo da escavação for relativamente rígido, dependendo da altura da contenção. De outra forma, o Método “Free Earth Support” será necessário, a não ser que longas estacas sejam usadas e assim recair-se em uma situação antieconômica.

Quando o projeto é feito com base no Método “Free Earth Support” os cálculos a partir dos diagramas de empuxo de terra tornam-se mais simples. Ao contrário, o cálculo pelo Método “Fixed Earth Support” é bem mais trabalhoso.

3.2.2.3 Contenções com 2 ou mais níveis de escoramento

No caso de paredes escoradas por 2 ou mais níveis de estroncas ou tirantes é comum a utilização do Método da Envoltória Aparente de Tensões apresentado anteriormente quando discutiu-se os Métodos Empíricos.

Embora não tão populares quanto o Método de Terzaghi e Peck (1967), existem Métodos Semi-Empíricos que também tratam destes tipos de contenção. Um deles é o chamado Método da Viga Equivalente presente nas normas do Metrô-SP (NC-03) e do Metrô-RJ (DC-02). Existe também aquele proposto por Fleming et al. (1985) e James e Jack (1975), citados por Clayton et al. (1993), em que uma variante do Método “Free Earth Support” é aplicada.

3.2.2.4 Comentários

Todos esses métodos de cálculo, embora considerem todas as fases de escavação, foram desenvolvidos sem preocupação em estimar os movimentos horizontais da parede. Além disso, devido ao fato de serem não-evolutivos (os esforços na parede são calculados para cada fase da obra, porém como se fossem independentes das demais) podem levar a incoerências. Um exemplo disto é descrito por Lambe et al. (1976), citado também por Marzionna (1979); o cálculo de uma escavação feito por um método não-evolutivo, fez com que um 5º nível de escoramento, colocado depois de ter sido atingido o fundo da escavação com quatro níveis de escoramento, fosse carregado o que, na realidade, só poderia ocorrer por um efeito semelhante àquele provocado pela deformação lenta. Em outras palavras, é como este 5º nível já estivesse lá instalado antes mesmo da escavação ter atingido aquela cota.

Os efeitos da pré-compressão de estroncas e/ou da instalação de tirantes (protensão) não podem ser considerados nestes métodos, em face da adoção de apoios indeslocáveis para o cálculo das vigas.

É importante lembrar, de qualquer forma, que, no cálculo de paredes de contenção, é uma incoerência considerar um apoio indeslocável na ficha, pois o deslocamento nulo na ficha não é compatível sequer com a mobilização de um estado de tensões intermediário entre o empuxo em repouso e o empuxo passivo.

É interessante notar que não apenas os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos necessitam dos valores dos empuxos ativo e passivo: os Métodos Analíticos necessitam, igualmente, das tensões ativas e passivas, que são limites inferiores e superiores das tensões laterais.

3.2.3 Métodos Analíticos

3.2.3.1 O modelo conceitual e modelos derivados da estrutura real

O modelo decorrente da teorização da geometria da estrutura, bem como da teorização das propriedades reológicas dos materiais estruturais, recebe o nome de *Modelo Conceitual* da estrutura que deve ser capaz de simular o comportamento mecânico do protótipo em todas as condições de solitação. É possível perceber que nem todas as características geométricas e reológicas do modelo conceitual são necessariamente relevantes. Por outro lado, sua complexidade e as dificuldades de sua utilização, mesmo dentro do atual estágio de conhecimentos e de tecnologia, fazem com que se procurem admitir certas simplificações. Decorrem daí os *Modelos Derivados* (ZAGOTTIS, 1976, apud GUERRA, 1982).

Do ponto de vista matemático, a análise do comportamento mecânico do modelo fica perfeitamente formulada quando estabelecido o Modelo Conceitual da estrutura e estabelecida a representação das ações. A análise pode, porém, ser feita normalmente utilizando-se os Modelos

Derivados desde que contenham os elementos imprescindíveis a essa representação, estando também nesse caso, o problema adequadamente formulado, do ponto de vista matemático.

Assim, é feita uma formulação matemática através das equações de equilíbrio e de compatibilidade de deslocamentos, que são consideradas em conjunto com as equações constitutivas dos materiais (obtidas do seu modelo reológico) e com as condições de contorno.

Devido à dificuldade da integração analítica e numérica do sistema de equações diferenciais, tornava-se muito difícil a obtenção direta da solução de um problema genérico, mesmo com o auxílio de hipóteses simplificadoras, utilizando-se de cálculo manual.

Antes, portanto, do advento dos computadores digitais, os modelos matemáticos que eram possíveis de serem utilizados no projeto estrutural eram bastante restritos em seu campo de aplicação prática.

Com o desenvolvimento dos computadores, viabilizando, de um lado, a resolução de grandes sistemas de equações e, de outro, o tratamento numérico de equações diferenciais, houve uma verdadeira revolução no campo dos modelos matemáticos.

Ainda que sejam feitos ensaios e que sejam obtidos dados do problema através de uma instrumentação criteriosa, o que tornaria mais coerente e precisa a utilização, por exemplo, do Método dos Elementos Finitos, é sempre indispensável a atuação de engenheiros altamente qualificados, não só na interpretação dos ensaios, que permitem a obtenção dos dados de entrada em um programa automático que utilize esse método, como na análise dos resultados desse processamento.

3.2.3.2 Método matemático unidimensional (Modelo de Winkler)

Tendo em vista que este Método de Cálculo é o utilizado nesta Tese para a análise do problema de paredes, o item 3.3, apresenta suas características básicas. Já, no Capítulo 4, é

mostrado em detalhes as hipóteses do método de cálculo, inclusive com vistas a sua aplicação prática em um programa computacional.

3.2.4 Algumas considerações sobre os métodos de cálculo

Puller e Lee (1996) discutem inicialmente as inconsistências que ocorrem na aplicação de um “fator de mobilização” (parcela do empuxo ativo ou passivo que é mobilizado) conforme a BS 8002 para uma parede em balanço e para uma parede com um nível de estroncamento. Os empuxos ativo e passivo mobilizados (empuxos efetivos) podem ser examinados através do Modelo de Winkler e comparados com o “fator de mobilização” constante para o solo sugerido pela BS 8002. O Modelo de Winkler raramente coincide com o “fator de mobilização”, pois este fator considera que a parcela de empuxo ativo e passivo que é realmente mobilizada depende da deformação do solo e que esta varia, não necessariamente de forma linear, ao longo da profundidade da parede. Assim, devido a este movimento não ser constante com a profundidade, um “fator de mobilização” uniforme não é adequado.

Aqueles autores também analisam um exemplo simples de uma parede com 3 níveis de escoramento em um solo, primeiro todo em areia e depois todo em argila. Na análise foram utilizados o Modelo de Winkler, o Método de Terzaghi e Peck, o Método de Terzaghi e Peck modificado e o Método da Viga Equivalente. As conclusões são as seguintes:

Areia

- a distribuição das cargas nas estroncas pelo Modelo de Winkler não coincide com a dos outros métodos de cálculo. O carregamento total das estroncas (soma das cargas nos 3 níveis) é aproximadamente 50% maior do que a média dos outros métodos;
- a análise pelo Modelo de Winkler assume certa rigidez para o solo, parede e estroncas que pode não ser similar àquela utilizada por Terzaghi e Peck em suas observações as quais geraram as envoltórias aparentes de tensões;
- a utilização de um “fator de mobilização” como um fator uniforme não se justifica para uma parede flexível, onde as deformações variam com a profundidade;

- o Método de Terzaghi e Peck e o Método da Viga Equivalente não são apropriados para análises onde ocorre pré-compressão das estrocas;
- pela experiência dos autores, os modos de falhas preponderantes em paredes multi-escoradas são comprimento de ficha insuficiente e escoramento inadequado do último e/ou penúltimo nível. Se comparados a esses modos de falha, a resistência à flexão da parede é menos importante. O uso do Modelo de Winkler parece ser mais seguro neste aspecto se comparado aos outros métodos de cálculo utilizados, uma vez que para ele, a força no 3º nível de escoramento e o comprimento de ficha são maiores.

Argila

- o resultado para a distribuição total de cargas nas estrocas pelo Modelo de Winkler não é tão diferente dos demais como ocorre para as areias. A soma das cargas dos 3 níveis de escoramento obtida pelo Modelo de Winkler resulta apenas 10% maior do que a média obtida para os outros métodos;
- o momento máximo calculado pelo Modelo de Winkler é menor do que o calculado pelo Método da Viga Equivalente;
- novamente, em função da experiência dos autores sobre os principais modos de falha de paredes multi-escoradas que são o comprimento de ficha insuficiente e escoramento inadequado do último e/ou penúltimo nível, eles sugerem o uso em projeto dos valores obtidos pelo Modelo de Winkler.

Puller e Lee (1996) analisam, finalmente, uma parede-diafragma com também 3 níveis de escoramento e 4 fases de escavação, porém com um perfil de solo bastante complexo. Nela, nas camadas superiores, há a ocorrência de areias medianamente densas. Na camada intermediária, junto à profundidade final de escavação ocorre uma argila extremamente mole. Por fim, na região do final da ficha, uma argila rija está presente. A comparação dos resultados é feita entre os métodos de cálculo que fazem uso do Modelo de Winkler, do Método de Terzaghi e Peck e do Método das Diferenças Finitas (MDF). O programa que utiliza o Modelo de Winkler é o Lawall e o FLAC é utilizado para o MDF.

Os resultados da análise da parede de contenção usando os 4 métodos (Modelo de Winkler; Modelo de Winkler com as determinações da BS 8002 para o “fator de mobilização” (FS sobre ϕ e c), sobrecarga e sobrecavação; envoltória aparente de tensões trapezoidal de Terzaghi e Peck e o MDF) são mostrados. Com relação às cargas nas estroncas, momento fletor na parede e comprimento de ficha observa-se que os resultados entre os métodos variam enormemente e conclusões são difíceis de se obter. Apesar disto, Puller e Lee (1996) afirmam que o momento fletor é, entre os resultados, aquele que apresenta menor diferença entre os métodos. Em contra partida, a faixa de valores de forças nas estroncas e comprimento de ficha é tão grande e ausente de tendências, pelo menos com relação ao exemplo apresentado, que não é possível afirmar qual o método mais seguro e econômico.

Puller e Lee (1996) concluem criticando a norma BS 8002 por nem sequer mencionar os Métodos Analíticos (mais precisos que os outros, segundo eles), os quais devem ser considerados por projetistas de paredes multi-escoradas de certa importância.

Carrubba e Colonna (2000) comparam os resultados obtidos pelos métodos de cálculo a partir do aumento progressivo de complexidade da análise. Os Métodos Semi-Empírico (Free Earth Support), Analítico Unidimensional (Modelo de Winkler) e de Elementos Finitos são utilizados em uma parede diafragma com vários níveis de tirantes em areia seca. Os parâmetros do solo foram assumidos constantes na análise, enquanto que a geometria e rigidez da parede e força nas ancoragens foram variadas de acordo com a prática comum. Resultados da análise mostram que se uma seleção apropriada de dados geotécnicos for feita, tanto os métodos mais sofisticados quanto os simplificados geram valores comparáveis para o comprimento de ficha, momento fletor máximo e força na ancoragem.

O Método de Terzaghi-Peck desenvolvido usando medições das cargas das estroncas “in situ” é comumente aceito para escavações estroncadas, porém no caso de paredes sustentadas por tirantes, este método, em geral, não é utilizado. Como Carrubba e Colonna (2000) estudam paredes atirantadas, este método, por este motivo não foi aplicado.

Os autores idealizam duas configurações de escavações profundas em areia seca que são analisadas pelo Método Semi-Empírico, Método Analítico Unidimensional e MEF com a intenção de comparar os resultados numéricos à medida que o grau de complexidade da modelagem aumenta. Assumindo o mesmo perfil de solo, duas rigidezes de parede são escolhidas para cada geometria, a fim de simular uma parede rígida e uma flexível. O efeito da protensão moderada dos tirantes também é considerado.

Distribuições conservativas de momentos fletores e forças cortantes são dadas pelo Método Semi-Empírico comparando-os com os MEF. Embora o primeiro assuma condição de equilíbrio limite, pelos resultados do MEF leva-se a crer que a parede está longe da condição de instabilidade, de modo que nenhum fator de segurança deveria ser considerado nas análises com o Método Semi-Empírico. A maior limitação no uso deste método é que não há informações sobre os deslocamentos do solo ou da parede e a protensão nas ancoragens não pode ser considerada.

O Método Analítico Unidimensional é uma ferramenta poderosa e versátil para análises de paredes multi-escoradas afirmam Corrubba e Colonna (2000), permitindo que os esforços na estrutura e seus deslocamentos sejam avaliados. Comparações com os resultados do MEF confirmam o alto nível de precisão do método, desde que valores apropriados das rigidezes e limites de plastificação do solo sejam pré-estabelecidos.

Finalmente, afirmam aqueles autores, se uma seleção apropriada dos dados geotécnicos é feita, métodos mais simples como o Método Semi-Empírico e o Método Analítico Unidimensional geram valores de comprimento de ficha, máximos momentos fletores e forças cortantes comparáveis com aqueles dos métodos mais complexos (MDF, MEF e MEC). No entanto, deve-se destacar que o MEF não deve ser considerado como o método que gera os resultados “verdadeiros”, sem que os parâmetros da análise sejam validados através de medições em problemas reais.

3.3 Método Analítico Unidimensional (Modelo de Winkler)

Os Métodos Analíticos Unidimensionais que se utilizam do Modelo de Winkler representam um grande progresso em relação aos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos, por serem evolutivos e por necessitarem de um número menor de hipóteses simplificadoras para representar quantitativamente os esforços solicitantes. Além disso, aparecem como sendo de aplicação mais simples do que o Método dos Elementos Finitos - tanto no que diz respeito à entrada de dados como quanto à análise dos resultados - e com custos bem inferiores.

Nos Modelos Unidimensionais, admite-se, por hipótese, que a parede se comporta como uma viga. Surgiram, assim, alguns programas computacionais que empregam esses modelos como o programa PAROI (Fages e Bouyat (1971)) e o programa DEEP, citado por Maffei et al (1977a) e por Maffei et al. (1977b). Podem ser enquadrados neste modelo inúmeros outros trabalhos, como os de Dalerci e Torrigiani (1976), Boudier et al. (1970), Haliburton (1968), Turalli e Balla (1968), Rauhut (1969) e Delmas et al. (1977) citados por Soares (1981).

O modelo proposto pode ser caracterizado pelos seguintes aspectos:

- são válidas as hipóteses da Resistência dos Materiais (teoria de vigas);
- a parede de contenção é assimilada a uma viga de largura unitária imersa no solo, trabalhando em regime elástico-linear, ou seja, vale a equação da linha elástica;
- considera a presença do escoramento, permitindo considerar a deformabilidade desses apoios, sendo que as estroncas e os tirantes têm comportamento elástico-linear ou elasto-plástico perfeito;
- o solo tem um comportamento elasto-plástico com histerese, onde, adota-se a hipótese de Winkler. Assim, discretiza-se o solo através de uma série de molas independentes entre si, associada ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb, que acaba por fornecer a cada mola uma função força-deslocamento do tipo apresentado na Figura 3.11;
- consideram a evolução da obra;

- a mobilização da tensão no fundo da vala é determinada e não estimada, em função dos deslocamentos da parede.

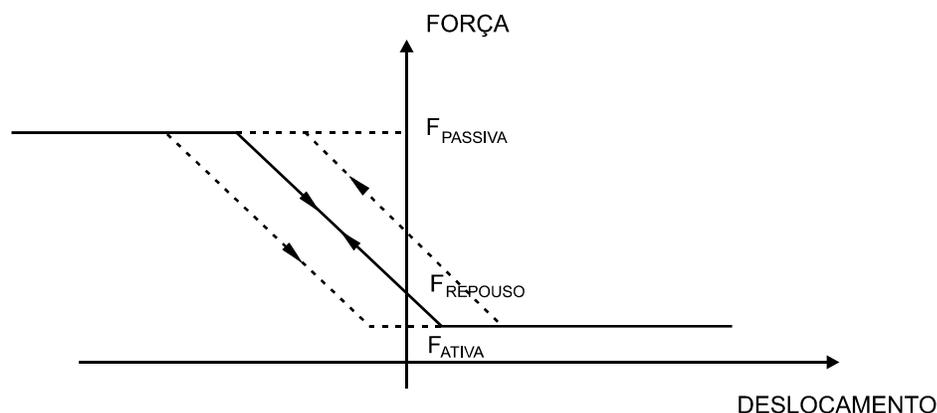


Figura 3.11 - Comportamento elasto-plástico associado ao solo

Este método não considera a bidimensionalidade do sistema. Uma grande dificuldade reside no fato de ser necessário admitir-se, para o trecho elástico da curva característica da mola, o seu coeficiente de mola; este coeficiente é uma função direta do coeficiente de reação elástica horizontal do solo, de difícil avaliação por ser função da própria interação solo-estrutura e por depender não só das propriedades do solo próximo à parede (granulometria, condições de adensamento, curva tensão x deformação, resistência ao cisalhamento etc.) como também das características da parede (rigidez, processo de instalação, tipo de escoramento, dimensões etc.).

Estas observações mostram a importância de trabalhos como o de Soares (1981), que procuram analisar convenientemente resultados de instrumentações para determinar o valor do coeficiente de reação elástica horizontal do solo que, utilizado em modelos unidimensionais, forneça resultados próximos dos reais. Conforme Marzionna (1979), podem ser também de grande valia algumas aplicações do Método dos Elementos Finitos, que complementariam esses dados experimentais através de estudos paramétricos e calibrações para a determinação do coeficiente de reação elástica horizontal do solo.

Segundo Fang (1991), a principal desvantagem do Método Analítico Unidimensional reside na dificuldade de se determinar um valor apropriado para o k_h que caracterize a relação carga x deslocamento para aquele determinado solo. Alguns pesquisadores propõem métodos semi-empíricos para determinar valores para k_h a partir de ensaios pressiométricos¹. Pfister et al. (1982), apud Fang (1991), gerou gráficos úteis, baseados em medidas de campo, relacionando k_h com os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

Outra limitação ou dificuldade é a que diz respeito aos deslocamentos verticais da parede que não são considerados, assim como não é considerado o atrito entre o solo e a parede. Quanto a esse atrito, ele pode ser levado em consideração, de uma maneira simplificada e indireta, no cálculo que leva em conta o ângulo de atrito entre o solo e a parede na determinação dos coeficientes de empuxos K_a e K_p .

No Método Analítico Unidimensional 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, utilizariam-se barras no lado externo da vala. Em paredes flexíveis adota-se o empuxo ativo aplicado no lado externo. No modelo de cálculo que está sendo desenvolvido nesta Tese, a fim de se dar um caráter generalista e de maior leque à sua aplicabilidade, está se considerando sempre a representação através de molas dos lados externo e interno da vala, aliás como é apresentado na grande maioria das bibliografias consultadas, com exceção de Bowles (1968), Leite et al. (1988) e Soares (1981).

¹ O pressiômetro (instrumento a partir do qual são realizados os ensaios pressiométricos) constitui-se numa sonda cilíndrica que tem uma membrana flexível projetada para aplicar pressão uniforme às paredes de um furo de sondagem. A pressão e o deslocamento são monitorados durante o ensaio e esses dados são utilizados para produzir uma curva tensão-deformação com a qual se determinam parâmetros de projeto ou propriedades do solo. Com base nos resultados obtidos é possível obter-se os seguintes parâmetros geotécnicos: tensão horizontal in situ (e consequentemente K_0); módulo de deformabilidade; pressão de plastificação; pressão limite; ângulo de atrito interno; coesão; ângulo de dilatância; e coeficiente de mola. Atualmente, encontram-se no mercado internacional diversos tipos de pressiômetros, cuja principal diferença consiste no procedimento de instalação da sonda: com perfuração prévia (Ménard, Oyometer e UFRGS), auto perfurante (Camkometer, UK; PAF, França) e o conepressiômetro.

O manual do CEEA (1996) destaca que a maior incerteza do método é a seleção dos parâmetros de rigidez do solo, conseqüentemente, o método pode ser utilizado para avaliar a sensibilidade da solução para variações na rigidez do solo. Terzaghi (1955) indica que as forças no sistema são relativamente insensíveis a grandes variações na rigidez do solo, enquanto que os deslocamentos são significativamente afetados. Embora os esforços e deslocamentos sejam compatíveis na solução, deve-se reconhecer que os deslocamentos calculados são somente representativos da deformação da contenção que não incluem os deslocamentos do sistema, estrutura-massa de solo, como um todo na forma de movimento de corpo rígido.

Os artigos de Maffei et al. (1977b) e de Haliburton (1968) apresentam uma modelagem do problema equivalente àquela deste trabalho (Método Unidimensional Evolutivo). A fundamentação do método que é desenvolvido adiante baseia-se nestes dois trabalhos e principalmente nos de Ching (1985), Trondi (1993) e Tufaile, Peron e Guerra (1983), que são de extrema importância neste estudo. Neste momento são apresentadas as bases teóricas do método. No Capítulo 4 uma ampla explanação é feita sobre a construção do método de cálculo.

Ao analisarem o problema, Maffei et al. (1977b), propõem um modelo de razoável simplicidade, porém que seja mais preciso e eficiente, que considere as várias fases (passo-a-passo) e seja, portanto, mais próximo do comportamento real da estrutura do que os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos.

O Método Analítico Unidimensional leva em consideração o comportamento elasto-plástico do solo, assim como sua histerese. É adotada a hipótese de Winkler, a qual considera a rigidez do solo uma relação linear entre tensão e deslocamento em um ponto. Um intervalo suficientemente pequeno é discretizado por meio de molas. Cada mola trabalha independentemente das demais, isto é, a força em uma mola não depende dos deslocamentos das demais molas, mas somente de seu próprio deslocamento. Outros comentários referentes ao modelo de Winkler são dados nos itens 3.4, 3.7 e 3.10.1.2.

Um programa computacional chamado DEEP (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes) é desenvolvido de tal forma que leve em consideração os fatos acima expostos. Suas principais características e hipóteses são descritas pelos autores. O programa pertence a empresa Promon Engenharia S.A., não é de domínio público, e foi desenvolvido, principalmente, visando a construção do Metrô de São Paulo. Outros detalhes deste programa são apresentados no item 3.11.

Na discretização da parede, os nós adotados devem necessariamente abranger aqueles chamados de pontos singulares (início da parede, nível de incidência de estroncas e tirantes, fim de fase de escavação etc.). Após a definição destes pontos, os demais são automaticamente determinados de modo a manter uma distância mínima entre nós imposta pelo usuário.

Na discretização do solo, este é considerado, de início, em estado “em repouso” com o paramento sem nenhuma deformação, isto é, a contenção com distribuição de tensões horizontais “iguais” em ambos os lados, de forma que uma condição de equilíbrio é verificada (Figura 3.12). Estas ações (tensões) são substituídas por forças concentradas (empuxos) nos nós da barra discretizada por meio de distribuição equivalente (área de influência), negligenciando-se o momento fletor associado, conforme Figura 3.13.

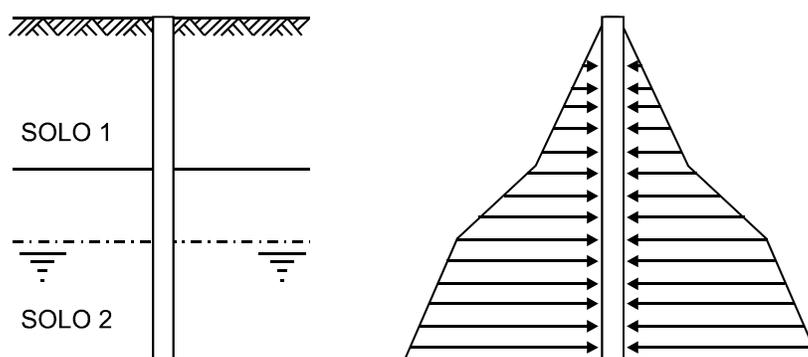


Figura 3.12 - Condição inicial de distribuição de tensão no solo

Fonte: Maffei, Esquivel e Oliveira, 1977, p. 62.

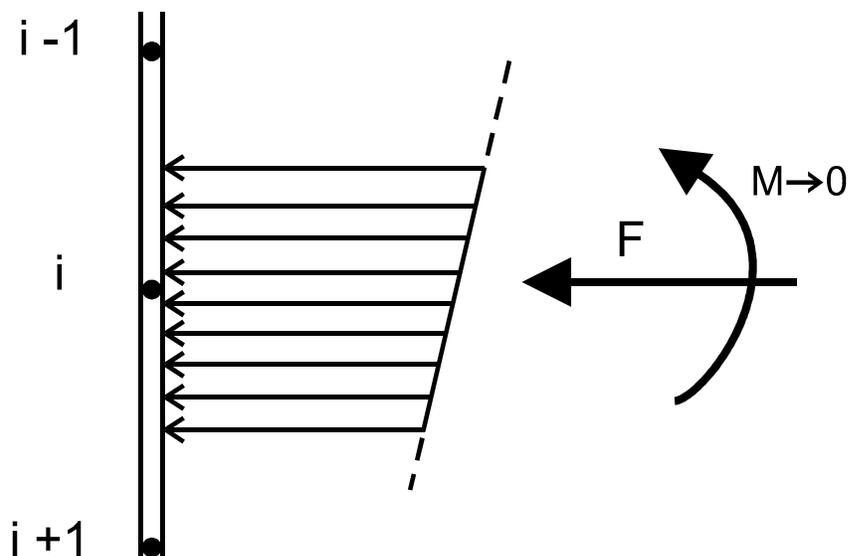


Figura 3.13 - Força concentrada no nó i (interna) que é estaticamente equivalente (o momento é negligenciado) às tensões provocadas pelo solo na área de influência deste nó

O mesmo procedimento é adotado para os diagramas de empuxos ativo e passivo, gerando neste caso, as forças limites equivalentes de plastificação.

De forma análoga, a discretização é adotada para o coeficiente de reação horizontal do solo, multiplicando-o pela área de influência da mola, de forma a obter o k_h da mola necessário para os cálculos.

A Figura 3.14 mostra o comportamento carga x deslocamento (que aqui substitui o diagrama tensão x deformação para exprimir a lei constitutiva do solo) que se adota para a mola. Quando se consideram molas com um k_h constante em uma mesma camada (solo homogêneo), obtém-se variação linear dos limites de plastificação com a profundidade, como é mostrado na Figura 3.15.

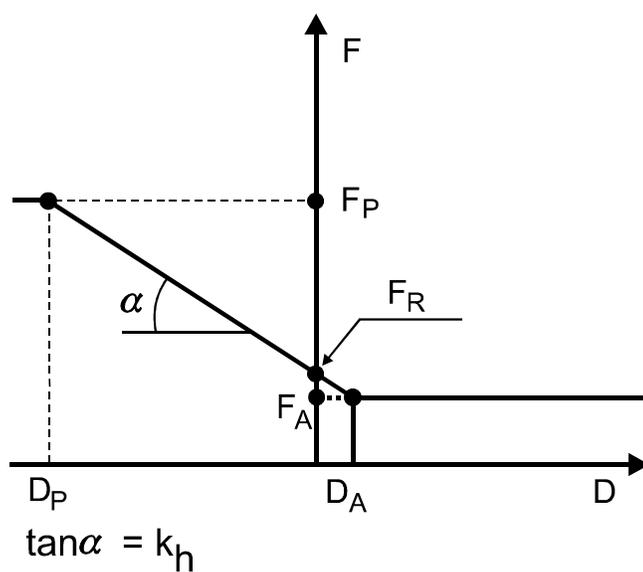


Figura 3.14 - Comportamento de um elemento

Fonte: Maffei et al., 1977b, p .62.

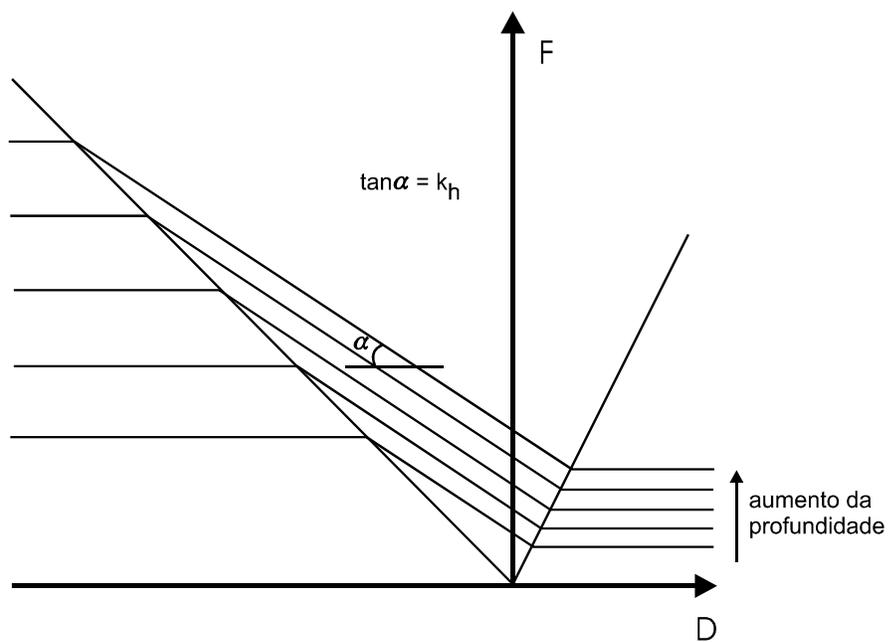


Figura 3.15 - Variação dos elementos com a profundidade (com $k_h = \text{cte}$)

Fonte: Maffei et al., 1977b, p.62.

As tensões e deslocamentos do solo não estão relacionadas por uma simples função como na elasticidade linear. Por exemplo, um solo submetido à compressão acima de seu limite de plasticidade, quando descomprimido não voltará para o mesmo estado anterior que antes existia. O caminho do descarregamento é diferente do carregamento. Há um comportamento de irreversibilidade representado pelos chamados ciclos de histerese, como mostrado na Figura 3.16.

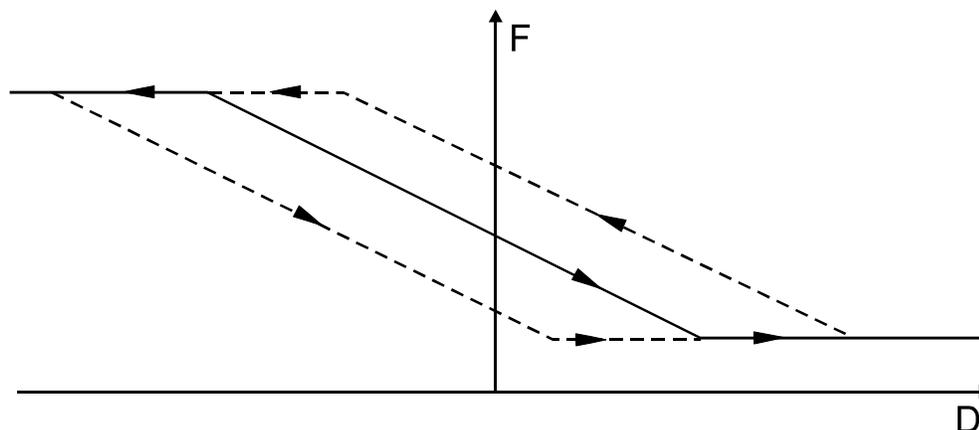


Figura 3.16 - Ciclos de histerese

Fonte: Maffei et al., 1977b, p. 62.

A presença de nível d'água (NA) altera os limites de plastificação e o coeficiente k_h do solo. Segundo os autores, admitindo ruptura plana do solo (Teoria de Coulomb) é possível demonstrar que sob presença d'água o k_h sofre uma redução, dada por:

$$k'_h = k_h \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_s} = k_h \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \quad \therefore k'_h < k_h \quad (3.3)$$

Para as estroncas e tirantes é possível considerar pré-carregamento. Assim, uma vez definidos todos os elementos componentes do sistema estrutural proposto, é possível calcular a matriz de rigidez da estrutura obtida por sua discretização. A contribuição da rigidez da mola que representa o solo é adicionada à diagonal principal. O mesmo princípio é adotado para as estroncas e tirantes. Para cada fase de escavação é definido um vetor de cargas e a diagonal principal da matriz de rigidez é atualizada de modo a considerar os efeitos dos elementos (molas

que representam o solo, estroncas e tirantes). O sistema é resolvido por meio de processo iterativo, redefinindo a estrutura a cada iteração, retirando os elementos plastificados e adicionando os elementos que sofrem histerese, isto é, que voltaram a trabalhar. Uma vez obtidos os deslocamentos, presentes (os da fase) e acumulados, os esforços internos e as cargas nas estroncas e tirantes podem ser calculados. Estas forças nos elementos e as correspondentes tensões no solo podem ser então atualizadas.

A Figura 3.17a mostra, juntamente com a Figura 3.17b, como a teorização do fenômeno é proposta por Maffei et al. (1977b) em um solo sem coesão, a fim de se obter os deslocamentos e esforços em uma determinada fase. Um elemento genérico que está ativando à profundidade H é considerado. O solo é escavado até que esta profundidade se reduza a $(H - h)$ do lado interno. Antes da escavação o solo (na posição deste elemento) já possuía um deslocamento D .

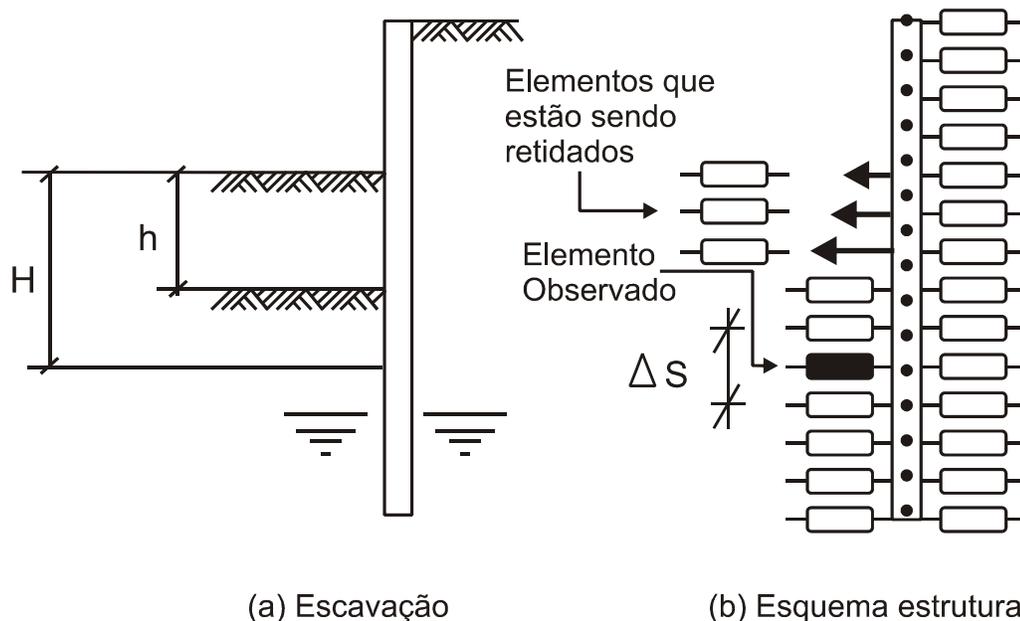


Figura 3.17 – Discretização da parede em nós e as incidências dos elementos que representam o solo em ambos os lados da vala

Fonte: Maffei et al., 1977b, p.63.

Antes da escavação:

$$F_A = k_A \gamma H \Delta S \quad (3.4 \text{ a})$$

$$F_P = k_P \gamma H \Delta S \quad (3.4 \text{ b})$$

$$F_R = k_0 \gamma H \Delta S \quad (3.4 \text{ c})$$

$$k = k_h \Delta S \quad (3.4 \text{ d})$$

$$F = F_R - kD \quad (3.4 \text{ e})$$

Depois da escavação:

$$\bar{F}_A = k_A \gamma (H - h) \Delta S \quad (3.5 \text{ a})$$

$$\bar{F}_P = k_P \gamma (H - h) \Delta S \quad (3.5 \text{ b})$$

$$\bar{F}_R = k_0 \gamma (H - h) \Delta S \quad (3.5 \text{ c})$$

$$\bar{k} = k_h \Delta S \quad (3.5 \text{ d})$$

$$\bar{F} = \bar{F}_R - \bar{k}D \quad (3.5 \text{ e})$$

onde F_A , F_P e F_R representam as forças ativa, passiva e em repouso, respectivamente, no elemento analisado antes da escavação (sendo, \bar{F}_A , \bar{F}_P e \bar{F}_R após a escavação); ΔS é a área de influência do elemento; k_h é o coeficiente de rigidez do elemento (constante na camada); γ , k_A , k_P e k_0 representam o peso específico do solo e os coeficientes de empuxo ativo, passivo e em repouso do solo, respectivamente; e D é o deslocamento sofrido pelo nó em questão.

Assim, tem-se $\Delta F = F - \bar{F} = k_0 \gamma h \Delta S$.

A escavação pode ser considerada em dois estágios (ver Figura 3.18).

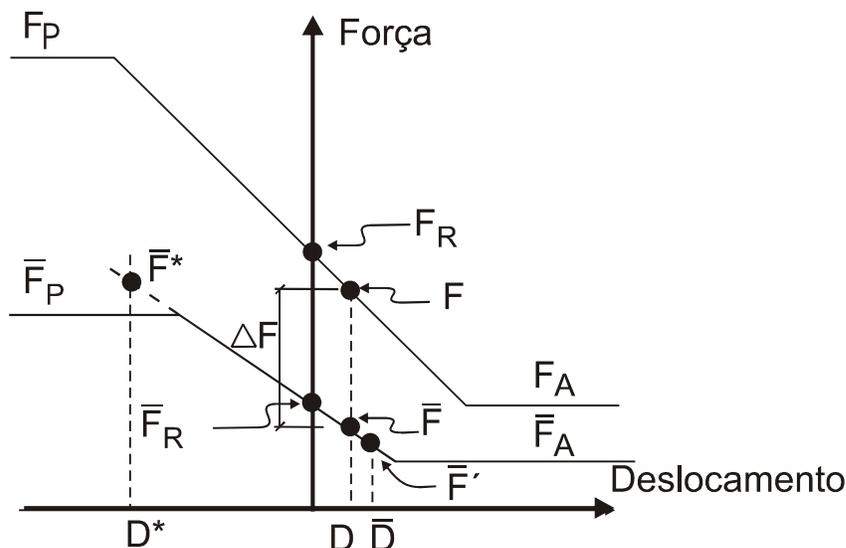


Figura 3.18 - Condição antes (em equilíbrio, com deslocamento D) e após a escavação (em desequilíbrio com deslocamento D e em equilíbrio na nova posição, com deslocamento \bar{D})

Fonte: Maffei et al., 1977b , p. 64.

Inicialmente, a estrutura é considerada fixada na posição do fim da escavação anterior. Após, os elementos (molas) são redefinidos como acima exposto, obtendo-se então a variação do valor da reação no elemento (ΔF), variação que representa as forças hipotéticas necessárias para fixar o paramento. Em um segundo estágio, as forças de fixação (ΔF) são aplicadas com sinal contrário na estrutura, a fim de se obter os deslocamentos finais (\bar{D}) e forças finais (\bar{F}'). Este mesmo princípio é considerado no método de cálculo objeto desta Tese. Para todos os casos, é importante lembrar que os limites de plastificação devem ser considerados nos processos iterativos de cálculo, por exemplo, o valor fictício de \bar{F}^* deve ser corrigido para \bar{F}_p na Figura 3.18.

Na instalação das estroncas e tirantes é aplicado à estrutura a protensão do tirante ou a pré-compressão da estronca (quando houver), sendo incorporadas à estrutura, adicionando-se suas rigidezes à diagonal principal da matriz de rigidez global da estrutura. Convencionou-se que as estroncas são elementos não resistentes à tração e os tirantes, ao contrário, não resistem à compressão. Os efeitos de variação de temperatura sobre as estroncas não são considerados no DEEP.

Para cada fase de escavação o programa (DEEP) apresenta os seguintes resultados:

- deslocamentos e rotações (na fase e totais acumulados);
- forças cortantes e momentos fletores (na fase);
- envoltória de força cortante e momento fletor até a presente fase;
- forças nos tirantes e nas estroncas (em cada fase);
- forças nos elementos que simulam a interação solo-estrutura (molas), tensão no solo e o estado atual do solo (interno e externo);
- verificação do equilíbrio da estrutura.

Haliburton (1968) faz uma rápida exposição histórica dos métodos clássicos para análise de estruturas de contenção citando entre eles, o Método “Free Earth Support” e o Método “Fixed Earth Support”. As reduções de momentos de Rowe também são mencionadas. Não é intenção do autor, segundo ele próprio, dizer que estes métodos não são válidos, pois há várias estruturas que foram construídas segundo estes ensinamentos e estas permanecem com desempenho adequado. Porém, um método melhor é disponibilizado o qual reduz o número de hipóteses simplificadoras necessárias para representar o comportamento do solo e da estrutura e aumenta a generalidade da análise.

Um procedimento numérico para comportamento linear é apresentado. Porém, lembra Haliburton (1968), o comportamento do solo é não linear, especialmente no caso de estruturas de contenções flexíveis. Assim, um método para considerar a não linearidade da resposta do solo precisa ser disponibilizado para efetivamente dar aplicabilidade a este procedimento numérico.

Para um solo que é coerente com o critério de Mohr-Coulomb o estado de tensões mínimo (ativo) e máximo (passivo) é bem conhecido, porém o que ocorre entre estes extremos já não é tão bem definido. Se a massa de solo não se move ela é dita no estado “em repouso” e a exata relação entre tensões horizontais e verticais é primeiramente um problema de estimativa ou medição experimental (k_0). Se a estrutura move-se afastando-se do solo, permitindo sua expansão, as tensões horizontais irão diminuir dentro de um intervalo finito até um valor mínimo.

O comprimento de tal intervalo é também objeto de debate. Ao contrário, se a estrutura move-se aproximando-se ou adentrando-se no solo, a resistência aumenta até um máximo. Os espaços entre o estado “em repouso” e o ativo e entre o “em repouso” e o passivo são governados por uma relação do tipo “coeficiente de reação horizontal do solo”. Há divergências na determinação deste parâmetro, porém, como notado por Terzaghi e Hon (1955), a diferença de mais ou menos 50% na avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo implica num erro negligenciável na determinação das tensões.

O método de análise utilizado por Haliburton (1968) faz uso das hipóteses do Modelo de Winkler, em que há um comportamento independente entre camadas de solos adjacentes (molas independentes). Devido a esta hipótese, o efeito do possível arqueamento do solo através da estrutura não é considerado. Porém, afirma o autor, o arqueamento é usualmente um estado instável o qual pode desaparecer com o tempo e com o deslocamento da estrutura. No dimensionamento para a pior condição, a redução nos momentos fletores em estruturas flexíveis assumindo arqueamento pode não ser conservativa.

A definição de curvas entre os valores limites é complicada, pois o aumento das tensões até atingir o valor passivo e a diminuição até atingir o valor ativo ocorrem simultaneamente em vários pontos da estrutura, e em ambos os lados. Haliburton (1968) considera este problema desenvolvendo curvas independentes para o solo de cada lado da estrutura – k_h e k_h' - similar ao proposto por Ching (1985) (ver item 3.11).

O efeito das fases de escavação é analisado assumindo o estado inicial em que se encontra o sistema solo-estrutura e então removendo as forças para simular a retirada de solo. Resolvendo uma série de problemas, o comportamento histórico da estrutura pode ser obtido.

Leite et al. (1988) apresentam o sistema ESCOR (desenvolvido pela empresa MAUBERTEC Engenharia e Projetos Ltda.) que permite ao usuário efetuar a análise, através de método evolutivo, de escoramento de valas simétricos, submetidos a empuxos devidos ao peso próprio do maciço, a água e as sobrecargas (edifícios, equipamentos, veículos e depósito de

materiais). O sistema fornece ainda uma estimativa de recalque das estruturas lindeiras, provocadas pela escavação, uma verificação da estrutura de escoramento e a estabilidade da ficha.

O sistema foi desenvolvido com o intuito de prever o comportamento das escavações destinadas à construção de dois trechos da linha Leste – Oeste do Metrô/SP, próximos à região Marechal – Barra Funda, principalmente devido ao grande número de prédios próximos à vala e ao interesse de evitar as paredes diafragma por razões econômicas, utilizando-se então de perfis metálicos mais pranchões de madeira. É interessante que um escoramento metálico com estroncas próximas pode ser mais rígido que uma parede diafragma escorada por estroncas muito espaçadas.

Uma das maiores limitações e dose de empirismo aplicados ao programa ESCOR está na pré-definição de um diagrama de empuxos do lado externo da vala, como faz alguns autores, entre eles Bowles (1968) e Miyoshi (1977), apud Soares (1981). No método desenvolvido nesta Tese, os empuxos que vão atuar sobre a estrutura em seu lado externo (que, em geral, estão entre seus valores ativo e em repouso) são obtidos à medida que o cálculo evolutivo se processa, considerando-se as características geométricas e geotécnicas do problema. Veja-se que, por exemplo, se uma estronca com elevada força de pré-compressão for instalada é possível que o empuxo entre o repouso e o passivo seja mobilizado do lado externo da vala (o que justifica a crítica a tal limitação). Da mesma forma, se o ponto de incidência do 1º nível de escoramento for relativamente distante da superfície, pode ocorrer que entre a superfície e o escoramento se desenvolvam elevados valores de tensões podendo até atingir os limites passivos.

Na região da ficha onde o terreno é intensamente solicitado e usualmente se atinge a plastificação (principalmente da região próxima à superfície do fundo da escavação) a reação do solo é simulada por meio de “apoios elásticos amolecidos” (já que um modelo elasto-plástico propriamente dito não é considerado), a fim de simular tal condição.

Por fim, a título de exemplo sobre o que foi discutido, Leite et al. (1988) apresentam os resultados do processamento da 4ª fase de escavação da região da Seção Instrumentada SI 1, junto

ao bloco 4 do trecho Marechal – Barra Funda. A principal constatação encontrada foi a possibilidade de não instalar o quarto nível de estrocas em virtude dos valores medidos em campo, pois os deslocamentos e empuxos foram menores que os previstos. Da mesma forma, tal redução do sistema de escoramento através da instrumentação foi apresentada por Maffei et al. (1977b), onde a utilização de aparelhos sofisticados em conjunto com os resultados do DEEP permitiram suprimir um nível de tiranteamento nas paredes diafragma da estação República, também da linha Leste – Oeste do Metrô/SP.

3.4 Solução de Verruijt (Programas SPWall e SPW2003)

Para a solução numérica do problema em paredes de estacas-prancha (Sheet Pile Wall – SPW), que também se aplica a outros tipos de paramentos, como paredes-diafragma e estações, Verruijt (1995) aplica sobre a equação diferencial que governa o comportamento da estrutura, expressão 3.6, uma aproximação pelo MDF para a parede, baseando-se, segundo o autor, em sua simplicidade matemática e de implementação computacional.

Na prática, segundo Verruijt (1995), é freqüentemente observado que o módulo de deformação longitudinal do solo (E) aumenta com o nível de tensões, ou em outras palavras, com a profundidade abaixo do nível da superfície do solo, de tal forma que k é diretamente proporcional a E .

Ocorre para argilas, mas principalmente para areias, que a resistência do solo é proporcional ao nível de tensões. É também sabido que a rigidez do solo é proporcional ao nível de tensões. Destarte, conclui-se que a resistência e a rigidez do solo estão correlacionadas. Em uma primeira aproximação, pode-se dizer que a “rigidez” do solo E é algo em torno de 100 a 200 vezes sua resistência ao cisalhamento. Isto também significa que a deformação é da ordem de 1/100 a 1/200 na eminência do estado último de resistência do solo. Deformações da ordem de 1% em solos ao atingirem deformações plásticas completas são, de fato, observadas na prática cotidiana em geotecnia. Para a modelagem numérica, Verruijt (1995) apresenta as expressões:

$$EI \frac{d^4 v(x)}{dx^4} + k v(x) = p(x) \Rightarrow \frac{d^2 M(x)}{dx^2} = -p(x) + k v(x) \text{ e } EI \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = -M(x) \quad (3.6)$$

Estas duas equações (desmembradas para facilitar a modelagem numérica) são aproximadas por diferenças finitas, com a finalidade de subsidiar a construção do programa computacional sugerido (SPW).

O modelo numérico para uma barra sobre fundação elástica pode ser usado como base em que a resposta do solo é não-linear. Isto é especialmente útil para o cálculo de estacas carregadas lateralmente e em estruturas de contenção tipo estacas-prancha. Nestes casos as tensões no solo são restritas entre certos limites, as tensões ativas e passivas, e um modelo elasto-plástico pode ser usado para modelar a resposta do solo.

Além dos limites ativo e passivo já citados, a histerese também é considerada de forma similar ao modelo proposto nesta Tese. Uma das principais diferenças conceituais existentes entre os dois métodos é a definição de um parâmetro chamado stroke (D_w). Verruijt (1995) justifica a escolha deste parâmetro porque, em geral, as tensões efetivas (ativas e passivas) aumentam linearmente com a profundidade. Se o D_w for constante, isto significa que k_h crescerá linearmente com a profundidade. Como o aumento na rigidez com a profundidade é muito comum na prática da mecânica dos solos, conclui o autor que o stroke é um parâmetro mais conveniente para caracterizar o solo do que a constante de mola. A variabilidade do stroke (ver item 5.1, expressão 5.1) é provavelmente muito menor do que a variabilidade da constante de mola.

Um apontamento bastante interessante que Verruijt (1995) destaca é que a interação solo-estrutura pode ser mais convenientemente implementada considerando-se a resposta dos dois lados da parede separadamente, aliás como também é feito nesta Tese. A resposta resultante para os dois lados, para um primeiro carregamento da parede é mostrado na Figura 3.19. A resposta inicial é que em ambos os lados, esquerdo e direito da parede, as molas encontram-se dentro de suas faixas elásticas. A combinação da rigidez é, então, a soma das duas rigidezes individuais. Em uma das molas, a tensão diminui até o estado ativo ser atingido. Na outra mola, a tensão

aumenta até que se atinja o estado passivo. Assim que a primeira destas molas atinge seu limite plástico, a rigidez do conjunto é reduzida, e finalmente reduzida a zero quando a outra mola também encontra seu limite plástico. A principal vantagem da concepção de molas independentes nos dois lados de um mesmo nó é que desta forma a descrição do comportamento de estruturas é mais simples, principalmente nas condições de descarregamento e recarregamento, pois os comportamentos de cada mola são tomados separadamente.

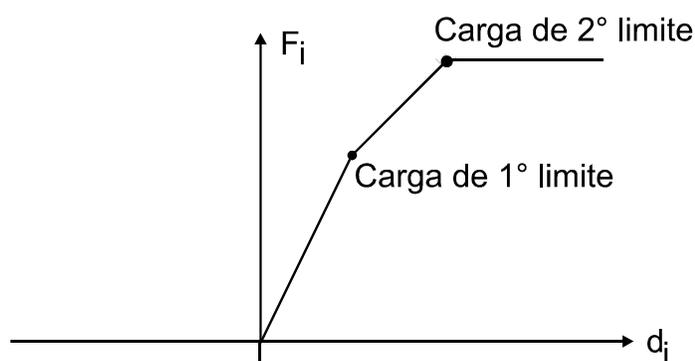


Figura 3.19 - Resposta (carga x deslocamento) resultante do solo para um determinado nó i

FONTE: Verruijt, 1995, p. 134.

No item 5.1 um exemplo que faz uso do SPW2003 é apresentado.

3.5 Empuxos de Terra Devidos a Cargas na Superfície (Sobrecargas)

Segundo Fang (1991), a solução de Boussinesq pode ser usada para desenvolver uma expressão para a tensão horizontal em uma contenção devido a uma carga pontual na superfície (Figura 3.20) se duas hipóteses simplificadoras forem feitas: (1) a contenção não se move; e (2) a contenção é perfeitamente lisa (não há tensões de cisalhamento entre a contenção e o solo). Sob estas condições, as tensões induzidas sobre a contenção seriam as mesmas que as tensões induzidas num semi-espaço elástico para 2 cargas de igual magnitude situada conforme mostra a Figura 3.21. O segundo carregamento (chamado de carga imaginária) causa deslocamentos iguais, porém opostos ao plano médio entre ele e a carga real, assim sendo, o conjunto resulta em deslocamento nulo do muro. Assim, as tensões horizontais sobre a contenção são duas vezes maiores do que aquelas obtidas para um semi-espaço elástico. Spangler (1938) e Terzaghi (1954)

em ensaios comparativos entre valores medidos e calculados de tensões sobre contenção devido a carga pontuais confirmaram o fato da duplicação da tensão, constatando o anteriormente exposto.

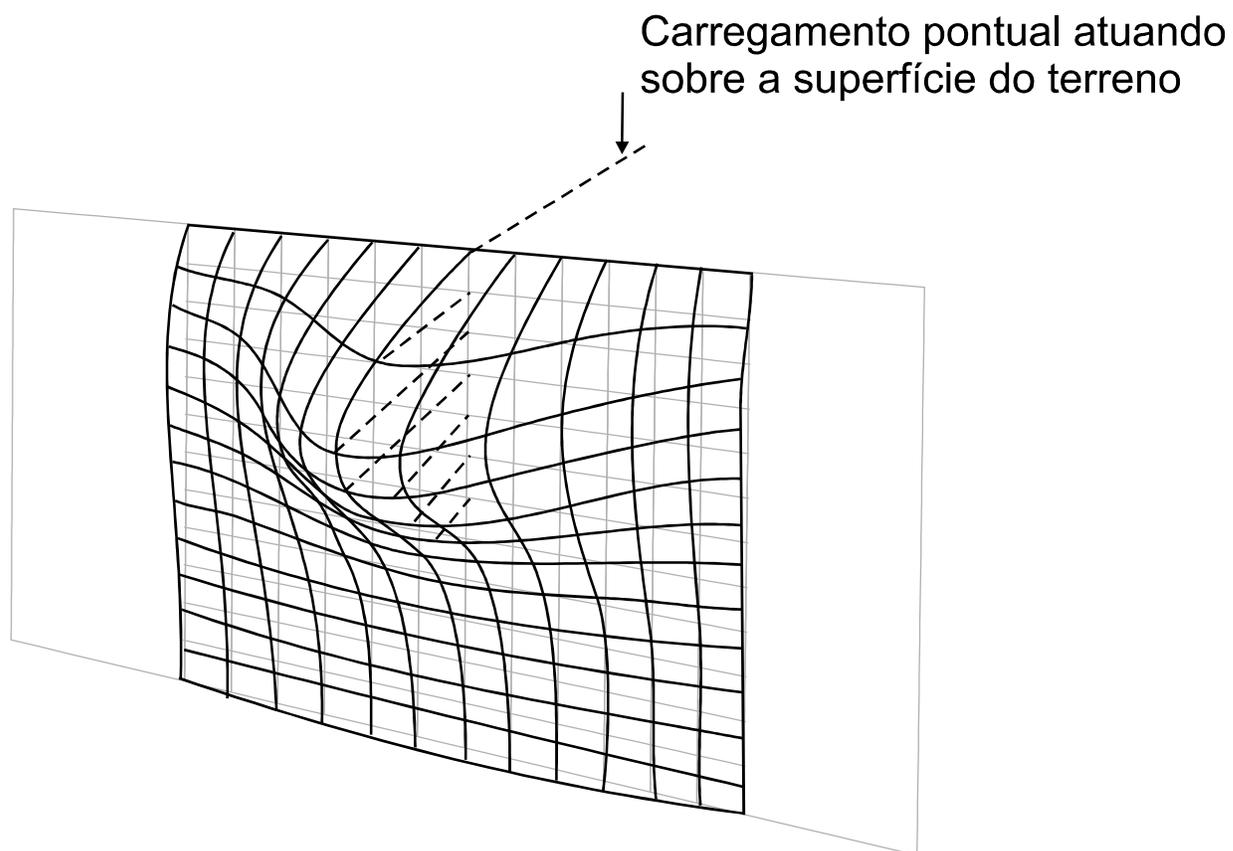
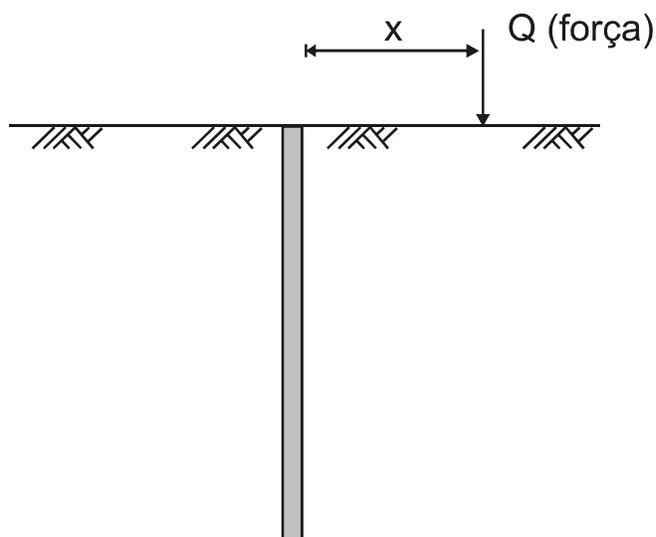
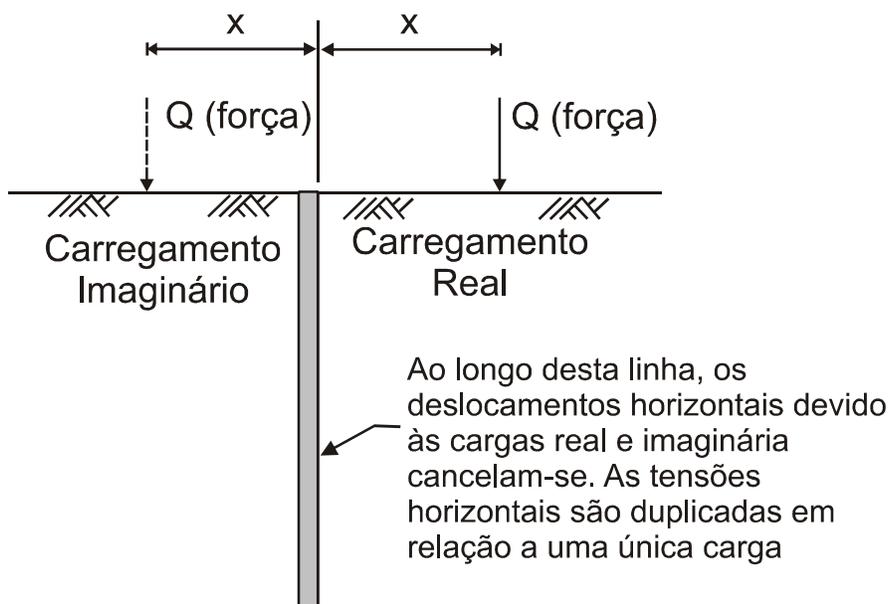


Figura 3.20 - Pressões de solo devido a um carregamento pontual

FONTE: Fang, 1991, p. 229.



a) uma carga pontual próxima à parede



b) duas cargas pontuais em um semi-espaco elástico

Figura 3.21 - Uso de um carregamento imaginário para reforçar a condição de deslocamento nulo na parede

FONTE: Fang, 1991, p. 229.

Clayton et al. (1993) citam como exemplo as cargas de veículos e de edificações vizinhas. Se cargas deste tipo não forem críticas ao dimensionamento da estrutura de contenção, pode-se lançar mão de métodos de cálculo aproximados, como aqueles da Teoria da Elasticidade (carga pontual, carga linear, faixa carregada etc.). Admite-se que o acréscimo de tensão horizontal provocado pela sobrecarga é duas vezes o dado pela teoria da elasticidade, se o muro não se deslocar horizontalmente (muro rígido) e é igual ao da teoria, se o muro sofrer deslocamentos horizontais iguais aos dados pela teoria da elasticidade (como se o muro e a escavação não existissem). Para casos intermediários, não existem soluções analíticas simples fazendo-se necessário o uso de métodos numéricos.

3.6 Arqueamento do Solo e Modelos Reduzidos

Kastner e Ferrand (1993) estudam o comportamento de uma parede-diafragma moldada “in loco” num solo de silte arenoso. Os valores obtidos da análise pelo Modelo de Winkler são comparados com os resultados experimentais medidos. Apresentam um exemplo com dois níveis de estroncamento. Nele, quanto aos esforços nas estroncas, os valores calculados e medidos são muito próximos para as estroncas inferiores, porém o cálculo subestima bastante os valores nas estroncas superiores sendo que eles aumentam à medida que a escavação progride. Este fenômeno, encontrado em outros locais investigados, pode ser explicado devido ao *arqueamento do solo*. A parede superior do paramento é fixada pelas estroncas, enquanto que a região da ficha tende a convergir para dentro da escavação. Estes pontos fixos fazem com que concentrações de tensões no solo ocorram e isto irá gerar tensões que deverão ser absorvidas pelas estroncas. Tal transferência de tensões não pode ser descrita perfeitamente pelo Modelo de Winkler (molas independentes ou desacopladas) que não leva em consideração os deslocamentos relativos das molas.

O estudo experimental conduzido - segundo aqueles autores - permitiu analisar o comportamento do solo e da contenção, além de permitir determinar as hipóteses de cálculo para futuras obras em função principalmente de (a):

- a) ocorrência, durante a fase final de escavação, de um importante deslocamento na região da ficha, o qual pode ser justificado pelo pequeno comprimento da ficha e devido também ao fluxo d'água vertical existente;
- b) rigidez efetiva das estroncas da ordem de dez a vinte vezes menor do que seu valor teórico, indica que a pré-compressão poderia ter sido utilizada;
- c) subestimativa do valor de k_h pelos métodos tradicionais pressiométricos, os quais podem ser substituídos para estes solos siltsos sensitivos, por ensaios mais sofisticados (pressiômetros de auto furação);
- d) subestimativa das tensões nas estroncas superiores, quando se utiliza o Modelo de Winkler.

Uma série de experimentos em modelos reduzidos bidimensionais permitiram Masrouri e Kastner (1993) estudarem a influência da especificação das ancoragens: comprimento, ângulo de inclinação e força de protensão na performance e comportamento, quando em serviço, de uma estrutura de contenção em escala real.

O projeto utilizando o Modelo de Winkler é comparado com os resultados dos ensaios experimentais de modo a aclarar as possibilidades e limitações destes, o que, de certa maneira, é uma grande extrapolação. O aparato utilizado para construção do modelo reduzido é apresentado na Figura 3.22.

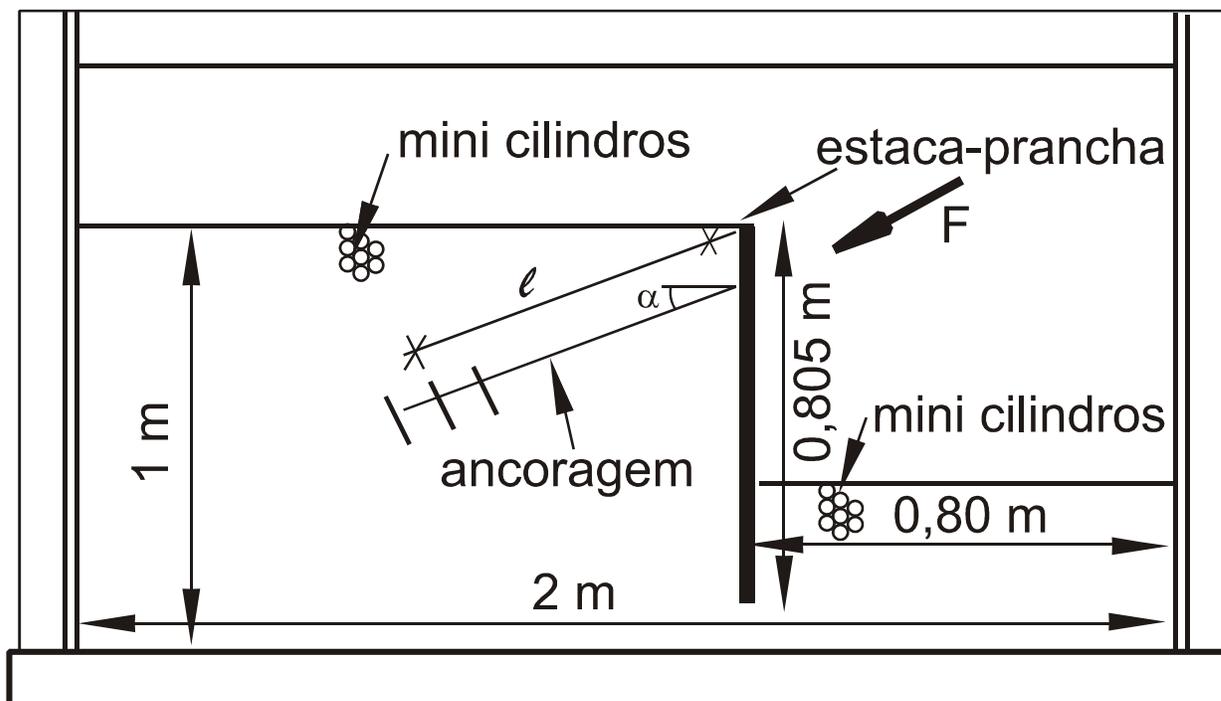


Figura 3.22 - Esquema do modelo reduzido

FONTE: Masrouri e Kastner, 1993, p. 808.

O estudo através do Modelo de Winkler foi feito com a utilização do software RIDO. Os cálculos são conduzidos para o que se considerou um comprimento de ficha otimizado, pois a intenção é obter a melhor performance possível para a contenção. Isto resultou em uma profundidade de escavação de 0,45m.

O módulo de reação horizontal do solo k_h , segundo os autores, não pode ser medido. Assim, foi determinado através de retro-análise por dois ensaios preliminares. Independentemente das condições dos ensaios, este valor é considerado constante.

Masrouri e Kastner (1993) concluem que quando há protensão da ancoragem, o Modelo de Winkler estima corretamente a performance da estrutura de contenção em serviço. As diferenças tornam-se importantes com o aumento da profundidade da escavação, afirmam os autores.

Assim como apresentado por Masrouri e Kastner (1993), Lambe e Whitman (1976) apresentam um aparato em modelo reduzido (Figura 3.23) constituído de suportes e varetas de 15 cm de comprimento e com formas e tamanhos diferentes de seção transversal, a fim de simular os encaixes que se produzem em solos reais. O aparato mostrado na Figura 3.23 pertence aos laboratórios do Massachusetts Institute of Technology (MIT) e é utilizado para experimentos e demonstrações didáticas. Observa-se que o emprego de varetas metálicas horizontais elimina a necessidade de paredes laterais e, conseqüentemente, os problemas devido ao atrito entre parede e areia quando da utilização deste outro modelo de ensaio.

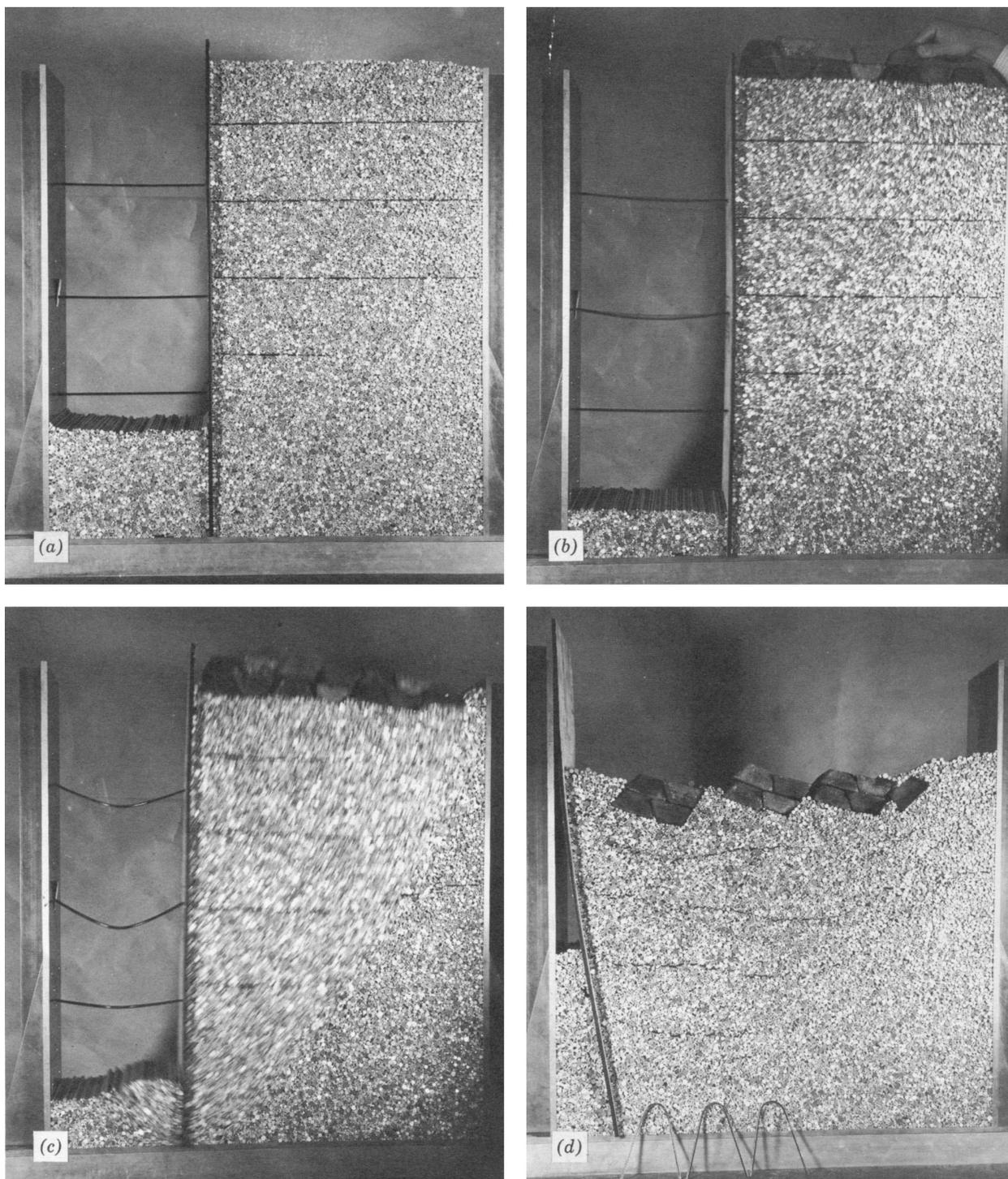


Figura 3.23 - Ruína de um modelo de escavação estroncada. a) situação estável; b) a ponto de falhar; c) em falha (observa-se o movimento do “terreno”); d) depois da falha

FONTE: Lambe e Whitman, 1976, p. 190.

Bose et al. (1998) analisam uma seção de teste típica de 13,5m de profundidade (Figura 3.24), em que o escoramento é feito por quatro níveis de estroncas. A seqüência de escavação e a instalação das estroncas é simulada para o solo estratificado e em condição não drenada. A não linearidade do solo é modelada usando um *modified cam-clay constitutive relationship*. Um estudo sobre os parâmetros envolvidos no sistema é feito. O aumento da altura da contenção acima daquele necessário para a estabilidade reduz os deslocamentos na região da ficha, porém pouco contribui nos deslocamentos acima do nível da última estronca. A largura da escavação foi considerada importante na influência sobre as deformações solo-estrutura. A pré-compressão das estroncas apresentou efeito benéfico sobre a performance da contenção.

Neste trabalho, os referidos autores usam um MEF para o sistema (a malha utilizada para análise é apresentada na Figura 3.25), sendo que o objetivo principal é estudar a interação solo-estrutura, de modo a comparar alguns resultados da análise numérica com os dados de campo, visando investigar a importância relativa de alguns parâmetros para a escavação.

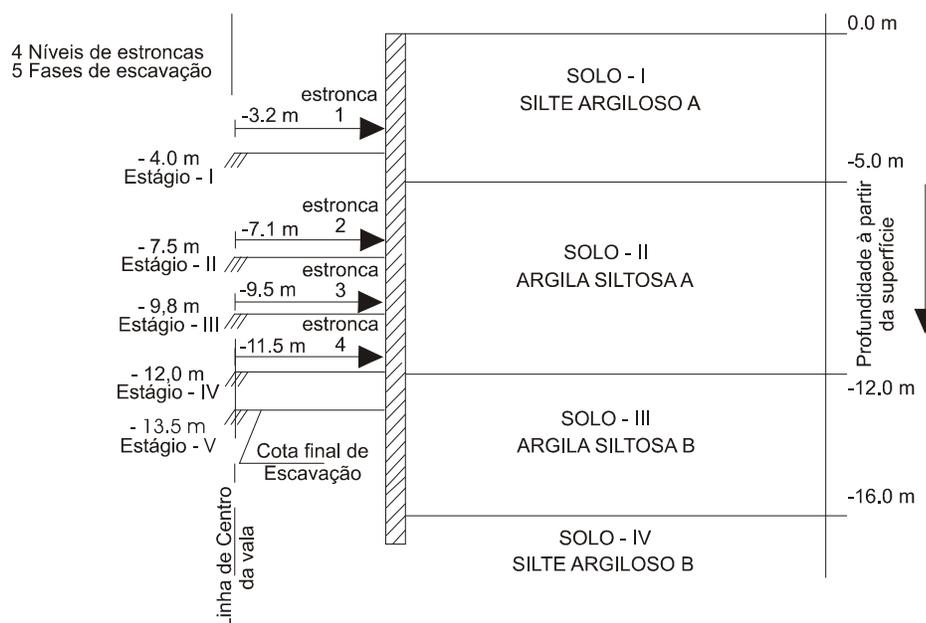


Figura 3.24 - Perfil do subsolo e esquema de escavação de uma seção da construção do metrô de Calcutá, Índia

FONTE: Bose et al., 1998, p. 93.

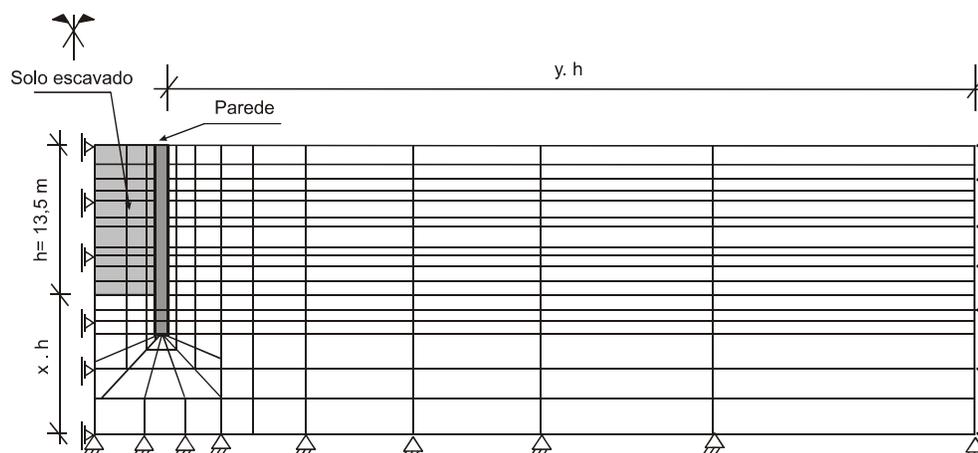


Figura 3.25 - Malha de elementos finitos usada na análise

FONTE: Bose et al., 1998, p. 96.

Sobre os parâmetros analisados pelos autores, deslocamento da parede x (comprimento de ficha, largura da escavação e pré-compressão das estroncas), todos podem ser contemplados no Modelo de Winkler.

3.7 Análise da equação diferencial que governa o fenômeno – “matriz de rigidez exata para k_h constante”

Em seu trabalho, Eisenberger e Yankelevsky (1985) formulam uma matriz de rigidez exata para uma viga sobre fundação elástica de Winkler (Figura 3.26). Usando este modelo, entre discontinuidades, forças concentradas ou mudanças abruptas de seção, por exemplo, é preciso definir nós. Somente alguns poucos elementos são necessários para resolver com exatidão um “problema típico” e a solução pode ser obtida a partir de microcomputadores. Aqueles autores mostram a concordância, através de comparação, entre o método proposto e soluções aproximadas.

Os elementos da matriz de rigidez (4x4), Figura 3.27, são obtidos a partir da resolução da clássica equação para os deslocamentos de uma viga sobre fundação elástica:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + ky(x) = p(x), \text{ com } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \text{ e } k = \text{cte} \quad (3.7)$$

onde k é o coeficiente de reação elástico do solo, $p(x)$ o carregamento sobre a viga e λ um parâmetro que surge na solução da equação diferencial.

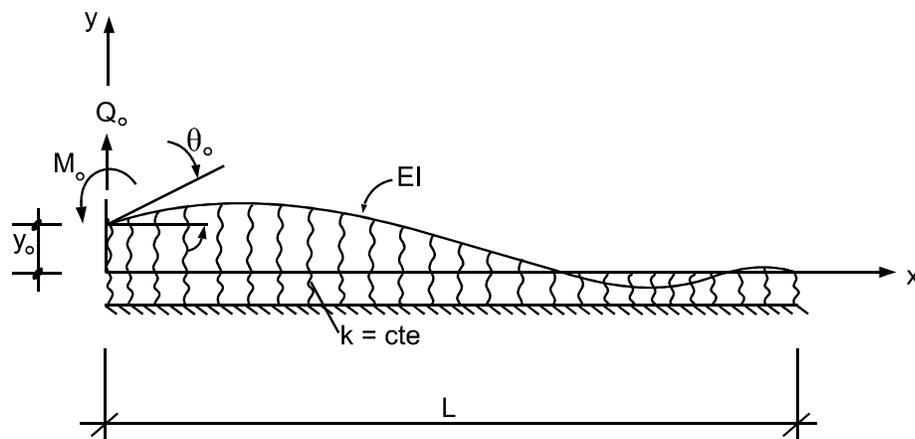


Figura 3.26 - Barra sobre fundação elástica

FONTE: Eisenberger e Yankelevsky, 1985, p. 1356.

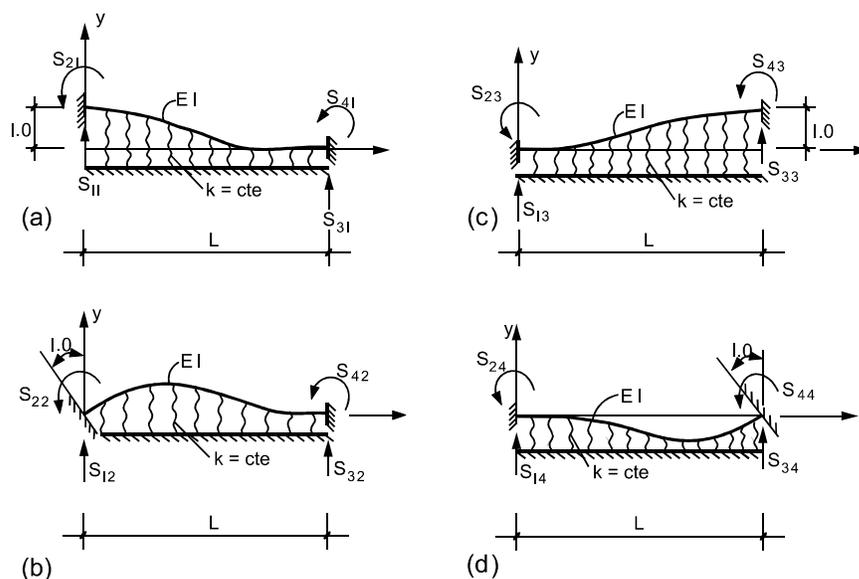


Figura 3.27 - Elementos da matriz de rigidez

FONTE: Eisenberger e Yankelevsky, 1985, p. 1356.

A análise de vigas sobre fundação elástica (Modelo de Winkler) é muito comum em engenharia. O Modelo de Winkler consiste em molas proximamente espaçadas, independentes e uniformemente distribuídas sob a viga. Quando a constante da mola, também chamada de módulo de fundação ou módulo de reação é constante ao longo do comprimento da viga, a equação diferencial da viga possui coeficientes constantes e a solução pode ser dada por uma combinação linear de funções elementares (Hetenyi, 1946). Se a rigidez da fundação variar ao longo da viga, a equação diferencial na maioria dos casos não pode ser resolvida exatamente e métodos numéricos devem ser aplicados. Esta situação ocorre no caso de estruturas enterradas, em particular, em estacas cravadas no solo e paredes de contenção.

Em seu trabalho, Clastornik et al. (1986) propõem uma solução para vigas finitas apoiadas em fundações elásticas de Winkler com variação da rigidez, a qual pode ser representada como um polinômio em x , $k(x)$ (Figura 3.28). A equação diferencial para a deformada da viga com produto de rigidez à flexão constante EI sobre fundação elástica é dada por:

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{k(x)}{EI} y(x) = \frac{p(x)}{EI}, \text{ com } k(x) = \sum_{i=0}^n k_i x^i \neq \text{cte e } p(x) = \sum_{i=0}^n p_i x^i \quad (3.8)$$

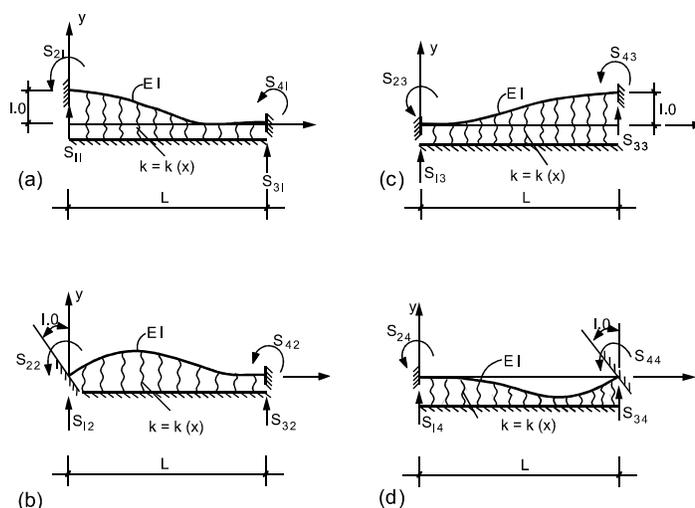


Figura 3.28 - Barra sobre fundação elástica: rigidezes

FONTE: Clastornik et al., 1986, p. 927.

A Tabela 3.2 apresenta um comparativo entre o modelo aqui proposto (última linha) e outros em que a viga é dividida em segmentos iguais com k constante, de modo que para cada segmento o k constante utilizado é aproximadamente igual a $k(x)$ médio original. Os resultados mostram as vantagens do método, principalmente no que diz respeito ao tempo de processamento computacional.

Tabela 3.2 - Resultados para exemplos de barra.

segmento(s)	deslocamentos [m]	rotações [rad]	forças [N]	momentos [Nm]	tempo de processamento [s]
1	0,011735	0,025820	51,65	15,596	0,58
2	0,022180	0,039362	100,47	26,788	0,67
3	0,026558	0,044105	145,07	25,577	0,75
5	0,033354	0,052619	176,00	26,507	0,74
10	0,040509	0,063440	219,41	32,789	1,10
20	0,043212	0,067869	235,46	35,201	1,50
40	0,043970	0,069135	239,93	35,882	2,50
80	0,044166	0,069464	241,08	36,058	4,49
160	0,044215	0,069546	241,36	36,102	8,41
320	0,044228	0,069567	241,44	36,114	17,05
1	0,044232	0,069574	241,46	36,117	0,77

FONTE: Clastornik et al., 1986, p. 927.

No trabalho realizado por Yankelevsky et al. (1989), um procedimento iterativo baseado na matriz de rigidez exata para vigas sobre fundação elástica de Winkler, com o uso de uma curva carga-deslocamento com três a seis segmentos de reta ao invés de dois é apresentado. Em poucas iterações, a localização exata dos pontos de transição, de uma região para outra, são obtidos, ao longo da barra, com os deslocamentos e ações internas da viga. O procedimento pode ser usado para resolver problemas com apoios rígidos ou flexíveis, e com características diferenciadas para o módulo de reação em tração e compressão, isto é, k é constante dentro de cada uma das regiões

de deslocamento. Assim, k pode assumir valores diferentes, porém discretos (até 6 aproximadamente), em função do deslocamento existente no ponto estudado (Figura 3.29).

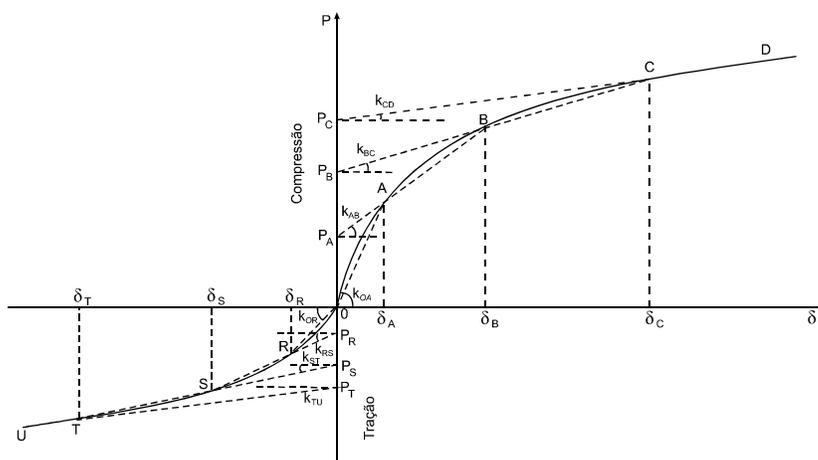


Figura 3.29 - Curva carga x deslocamento do solo, com a definição de vários k

FONTE: Yankelevsky et al., 1989, p. 288.

O procedimento utilizado baseia-se na busca do equilíbrio da viga respeitando a condição de que para cada deslocamento de um ponto o valor do k utilizado deve atender a curva da Figura 3.29. Por exemplo, se em um ponto \bar{x} , com $0 \leq \bar{x} \leq L$, o deslocamento $y(\bar{x})$ for de compressão tal que $\delta_A \leq y(\bar{x}) \leq \delta_B$, então o k utilizado no cálculo para aquele ponto $k(\bar{x})$ deve corresponder a k_{AB} , ou seja, $k(0 \leq \bar{x} \leq L) = k_{AB}$.

Segundo Yankelevsky et al. (1989), este procedimento converge rapidamente para a solução. A precisão é controlada pelo usuário especificando o critério de convergência. Através de exemplos, os autores mostram que para carregamentos de alta intensidade, a fundação elástica se plastifica.

Os procedimentos acima apresentados não são aplicados no método que está sendo desenvolvido. Pode-se verificar que a aproximação feita na Tese - molas existentes apenas nos nós (com pequena distância entre nós) - leva a resultados satisfatórios, isto é, próximos aos obtidos pela resolução aqui comentada. Neste sentido, veja-se, por exemplo, a penúltima e antepenúltima linha da Tabela 3.2.

3.8 Comentários sobre a Determinação de k_h

Vários casos foram estudados com o DEEP por Maffei et al. (1977b), correspondentes a diferentes valores de k_h , que, como se sabe, não é uma característica do solo, mas um coeficiente relacionado com a interação solo-estrutura que depende das dimensões e rigidezes das estruturas. Os autores salientam que há várias sugestões sobre a determinação de k_h para estacas carregadas lateralmente e que há necessidade do desenvolvimento e/ou aprimoramento de novas fórmulas que sejam específicas para paredes de contenção. É proposta uma calibração de k_h a partir do MEF em que $k_h = k_{h0} + k_{h1} z$ (isto é, k_h varia linearmente com profundidade). Independentemente do valor de k_h , os esforços nas estroncas, momentos fletores e tensões horizontais no solo do modelo tendem a ser próximos dos reais, sendo, a diferença nos deslocamentos um pouco maior.

3.9 Modelo Proposto por Vaziri

Um programa de computador é descrito por Vaziri (1995) para análise do comportamento de contenções flexíveis. Esse programa, segundo o autor, é eficiente, versátil e fácil de usar e é considerado uma poderosa ferramenta para o projeto de estruturas de contenção de solo. Um novo modelo é adotado na constituição da rigidez e nos limites de tensões no solo que difere significativamente das tradicionais aproximações do Modelo de Winkler. Três matrizes de rigidez são usadas na análise. Uma delas representa a parede em flexão, enquanto que as outras duas representam o solo de cada lado da contenção. Cada matriz de rigidez do solo é montada usando-se matrizes de flexibilidade pré-obtidas de MEF para blocos de solo elástico. O procedimento para solução envolve a combinação da matriz de rigidez da contenção e do sistema de solo, calculando-se os deslocamentos a partir do conhecimento das mudanças de tensão devido à escavação. Uma aproximação iterativa é adotada para aplicação das forças corretas em locais em que são atingidos os estados ativo e passivo, resultando assim em deslocamentos corretos para as condições plásticas que não podem ser levadas em conta pelos blocos de solo elástico. O estudo mostra que é possível fornecer resultados próximos àqueles obtidos pelo MEF (plástico) e também de um modelo experimental em que há rotação em torno da base. A aplicação do modelo proposto, dentro do contexto de um projeto prático, demonstra ser adequado para previsão, além

de permitir análises sensitivas e estabelecer orientações práticas para o controle da magnitude e o modo de deslocamentos da contenção, afirma Vaziri (1995).

Utilizando a forma integrada das equações de Mindlin que relacionam o campo de tensões e deformações em qualquer lugar dentro de um espaço tri-dimensional em um meio elástico isotrópico, um modelo numérico baseado nos elementos de contorno é apresentado por Vaziri e Troughton (1992). Esse modelo tem por finalidade analisar os problemas de interação solo-estrutura envolvendo escavações entorno de contenções enterradas.

Os estudos numéricos conduzidos pelos referidos autores, utilizando-se do modelo proposto, sugerem as seguintes tendências e conclusões:

- a) *propriedades do solo*: a rigidez e a resistência do solo têm grande influência nos movimentos resultantes nas escavações. Variações no coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e coeficiente de Poisson (ν) dentro de uma faixa que pode ser consideradamente grande, usando dados convencionais do solo, não influenciam apreciavelmente os deslocamentos da contenção. Peck (1969) também considera que as propriedades de resistência e rigidez têm uma considerável influência nos movimentos. O módulo de deformação longitudinal do solo obtido de retro-análises de medições de campo tende a ser várias vezes maior do que aqueles obtidos de ensaios convencionais de laboratório. A maior razão para tal discrepância pode estar ligada ao nível de deformações que é muito mais alto em laboratório do que ocorre no campo sob condições de tensões em serviço;
- b) *condições de contorno*: certas influências afetam os cálculos, como o aumento da profundidade, até se atingir um material rígido, e a largura da escavação;
- c) *propriedades da contenção*: as propriedades da parede, caracterizadas pelo seu produto de rigidez EI , parecem ter um controle sobre os movimentos menor do que sua aparência física pode sugerir. Outros atributos da contenção como sua altura e comprimento de ficha, também como sugerido por Peck (1969), possuem maior

- influência sob os deslocamentos da contenção. Nota-se que a rigidez efetiva é largamente controlada pela profundidade escavada abaixo do último nível de estroncas;
- d) *sistema de escoramento*: na maioria das escavações, especialmente as largas, os maiores deslocamentos ocorrem abaixo do nível da estronca mais inferior em qualquer um dos estágios, na parte da contenção a qual é resistida principalmente por tensões passivas do solo. Isto significa que o maior benefício é obtido se a escavação é realizada em pequenos trechos e o escoramento é rapidamente inserido em pequenos intervalos. Uma vez a escora inserida, desde que seja razoavelmente rígida, poucos movimentos subsequentes ocorrem e a rigidez efetiva da escora não se torna tão importante. O efeito da protensão em sistemas de ancoragem e de pré-compressão em sistemas estroncados tem efeito mais benéfico do que somente aumentar a rigidez destes elementos;
- e) *método construtivo*: escavações em pequenos trechos ao longo do comprimento da vala seguido de estroncamento, além do uso de bermas, também contribuem com significativa diminuição dos movimentos da contenção.

Os autores concluem ensinando que a previsibilidade de todos os modelos numéricos em aplicação a problemas de escavações profundas é função de quão bem seguido são os procedimentos de construção em campo, comparados com as exigências de projeto, a seqüência de inserção das escoras, o método de construção e a qualidade geral da mão-de-obra.

O arqueamento do solo é permitido no modelo de Vaziri. Segundo este autor, o arqueamento é a transferência de tensões de uma região plastificada do solo para outra vizinha que não tenha atingido tal condição. Em escavações estroncadas, o arqueamento é principalmente devido à redistribuição local de tensões no solo entre o último nível de estroncas instalado e o fundo da escavação. Assim que o solo é escavado abaixo de um ponto de suporte, a parede flete na direção interna abaixo do apoio. Isto causa o arqueamento do solo atrás da parede e a carga é redistribuída entre o apoio e a região mais profunda do solo, permitindo uma redução nas tensões laterais nesta região. Em geral, o arqueamento resulta em:

- a) redução das tensões de solo na porção plastificada sobre a estrutura; e
- b) aumento das tensões de solo nas regiões vizinhas (no caso, próximas ao último nível de estroncas e próximas a parte inferior da ficha).

O arqueamento das tensões nas regiões vizinhas não plastificadas é igual ou maior do que a redução que ocorre na parte plastificada. A redução nas tensões na parte externa da parede entre o fundo da escavação e os pontos de ancoragem também reduzem o máximo momento fletor.

Influenciam o arqueamento:

- a) as variações nas tensões devido ao arqueamento aumentam com a rigidez do solo. O aumento é maior em areias densas do que em fofas e maiores nestas do que siltes e argilas;
- b) o arqueamento eleva-se com o aumento dos deslocamentos da parede;
- c) o arqueamento é reduzido com o a plastificação do escoramento (estroncas e/ou tirantes). A plastificação da ancoragem é capaz de destruir qualquer arqueamento no solo atrás de uma estaca-prancha.

Embora seja relativamente simples compreender os mecanismos que resultam no arqueamento do solo, é bastante difícil quantificar os seus efeitos. Não existe formulação exata para quantificá-lo e a grande maioria dos modelos numéricos desenvolvidos para estudar estes tipos de estruturas não consideram os efeitos do arqueamento.

Vaziri (1996) propõe uma aproximação em que para um determinado trecho da parede, entre as profundidades z_i e z_j , alguns pontos possam apresentar tensões abaixo de σ_a ou acima de σ_p , isto é, excedendo os limites pontuais ($\sigma_a \leq \sigma \leq \sigma_p$), no entanto, dentro do intervalo (z_i e z_j) as resultantes encontram-se dentro dos limites citados ($\int_{z_i}^{z_j} \sigma_{az} dz \leq \int_{z_i}^{z_j} \sigma_z dz \leq \int_{z_i}^{z_j} \sigma_{pz} dz$). Aquele autor ilustra tal efeito em um exemplo em que houve significativa redução dos momentos fletores.

Para o modelo, algumas limitações foram apresentadas:

- a) a análise não permite modelar diretamente os efeitos transientes;
- b) o verdadeiro comportamento não linear do solo (strain softening e hardening) não pode ser modelado;
- c) a plastificação da parede (formação de rótulas plásticas) e dos escoramentos (escoamento dos tirantes e, o escoamento e/ou flambagem das estroncas) também não é considerada;
- d) a análise não simula diretamente os efeitos da instalação, ou seja, a parede é assumida “be in place”, fazendo parte das condições iniciais da análise. Tal assunto, que afeta k_0 , é discutido em detalhes em Gunn e Clayton (1992).

Vaziri (1996) conclui que o modelo proposto não pretende substituir os de elementos finitos, pois não é capaz de fornecer qualquer informação fora dos limites da parede (como por exemplo, recalques na superfície). Sua maior capacidade é a de proporcionar eficientes estudos paramétricos, assim como quantificar a influência das propriedades da parede e estroncas, seqüências de escavações e escoramento e propriedades do solo. Com relação aos parâmetros de entrada para análise (dados de entrada), o autor reforça que se os parâmetros de rigidez forem baseados em ensaios de laboratório, os deslocamentos podem ser grosseiramente superestimados. Isto ocorre porque as deformações associadas com os problemas de campo, envolvendo estruturas de contenção, são muito menores do que aquelas associadas com corpos-de-prova ensaiados em ensaios triaxiais convencionais. Para se obter previsões dos problemas de campo, recomenda-se que os parâmetros de rigidez sejam baseados em retroanálises de outras medições em escala real que já tenham sido feitas. Se valores de laboratório precisarem ser usados em estruturas de contenção, recomenda-se que a rigidez seja aumentada por um fator entre três e cinco para adequar-se às deformações menores que são aplicáveis a maioria dos problemas de campo.

Estes estudos conduzidos por Vaziri (1996) são a base teórica do programa Frew que é citado no item 3.11. Nessa mesma linha de raciocínio é baseado o programa ESTMEF (BARROS, 1991c e d) para o cálculo de estacas carregadas lateralmente.

3.10 Parâmetros do solo e da estrutura e instrumentação

A instrumentação permite obter esforços e/ou deslocamentos reais, uma vez que estes decorrem da aplicação de ações sobre um modelo físico, na verdade o protótipo, que leva em conta o comportamento real do solo e da estrutura, o que é impossível (ou pelo menos difícil) com a aplicação de modelos matemáticos em que as ações, a geometria, a grandeza dos deslocamentos e a reologia dos materiais são assumidas pelo engenheiro. Assim, o conhecimento antecipado dos esforços é dado pelo modelo de cálculo, que, por si só, sofre dos defeitos já apontados; complementado, porém, pela instrumentação, torna-se excelente instrumento de avaliação dos esforços e dos deslocamentos reais nas fases futuras da obra e em outras obras na mesma região. Desta maneira, a utilização de um modelo de cálculo adequado, combinado com uma instrumentação convenientemente projetada e analisada, permite chegar a melhor solução estrutural.

Um exemplo de que uma instrumentação bem dirigida pode resultar, inclusive, em economia para a própria obra estudada é o caso da construção da Estação República da linha Leste-Oeste do Metrô de São Paulo. O item 3.10.3 contém mais informações sobre este caso.

Assim, resultados de instrumentação convenientemente analisados podem fornecer o valor do coeficiente de reação elástico horizontal do solo que, utilizado em modelos de cálculo analíticos, darão resultados mais representativos da interação solo-estrutura. Soares (1981) ao tratar de métodos para determinarem-se os valores do módulo de reação horizontal, sugere a obtenção desse módulo através da instrumentação de paredes, por exemplo, em função do SPT, como mostra a expressão 3.12.

3.10.1 Investigação geotécnica

3.10.1.1 Testes dos materiais de fundação

Os parâmetros de resistência, ângulo de atrito interno (ϕ) e coesão (c), não são propriedades intrínsecas do material, mas são parâmetros que dependem das tensões aplicadas, do grau de consolidação destas tensões e das condições de drenagem durante o cisalhamento. Conseqüentemente, esses valores devem ser baseados em ensaios de laboratório que modelem apropriadamente aquelas condições esperadas em campo.

3.10.1.2 Coeficiente de reação (horizontal, k_h , ou vertical, k_v) do solo

O coeficiente de reação do solo é uma relação conceitual entre a pressão no solo e o conseqüente deslocamento, que é largamente utilizado na análise estrutural de membros de fundações. É usado, por exemplo, para sapatas corridas, radiers, paredes de contenção e vários tipos de estacas. Esta relação é dada pela equação:

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (3.9)$$

onde os termos são identificados na Figura 3.30. Os conceitos adiante expostos estão relacionados ao coeficiente de reação horizontal do solo, pois está se analisando paredes de contenção. Entretanto, a expressão 3.9 também se aplica à análise do coeficiente de reação vertical do solo. Saliente-se que, em geral, não há relação entre os coeficientes de reação horizontal e vertical de um mesmo solo. A construção de gráficos de q versus δ a partir de curvas de ensaios leva, qualitativamente, a curvas como a mostrada na Figura 3.30. Se este tipo de curva for utilizado

¹ k_s (coeficiente de reação elástica horizontal) tem unidades de FL^{-3} e quando multiplicado pela área de influência adequada leva ao valor de k_h (coeficiente ou rigidez de mola) que tem unidade de FL^{-1} e é um dos parâmetros de entrada mais importantes da modelagem aqui proposta. Pode-se, muitas vezes, assimilar-se k_h à unidade FL^{-2} em virtude de estar se tratando de problemas com paredes de um metro de largura.

para obter k_s , é evidente que o valor irá depender de onde o módulo é tomado (secante ou tangente).

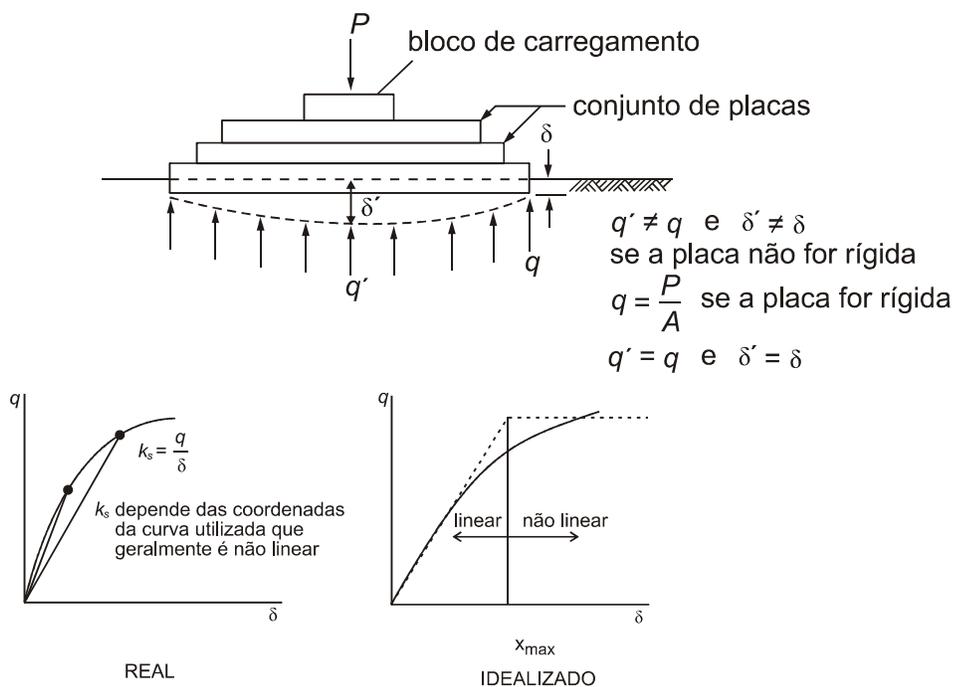


Figura 3.30 - Determinação do coeficiente de reação horizontal k_s

FONTE: Bowles, 1982, p. 321.

Segundo Bowles (1968), alguns métodos não adotam o conceito de módulo de reação do solo e preferem a utilização de E_s e ν_s em análises por elementos finitos. A experiência do autor em utilizar o Modelo de Winkler e o conceito de coeficiente de reação do solo apontam que até que se desenvolva uma boa qualidade na obtenção de E_s , o Modelo de Winkler é preferível pela sua facilidade de uso e pela rapidez nos cálculos computacionais. Aquele autor afirma que existe uma relação direta entre E_s e k_s .

Sabe-se que os momentos fletores e as pressões no solo pouco variam com k_s . Isto ocorre porque a rigidez dos elementos estruturais é geralmente 10 ou mais vezes maior do que a rigidez do solo medida pelo k_s .

Já, com relação ao coeficiente de empuxo em repouso K_0 , determinações teóricas e experimentais mostram que ele varia entre os coeficientes de empuxo ativo e passivo. Por

exemplo, Jaky (1944), apud Bowles (1982), desenvolveu uma equação teórica para materiais granulares.

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \varphi) \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \varphi\right)}{(1 + \operatorname{sen} \varphi)} \approx 1 - \operatorname{sen} \varphi \quad (3.10)$$

Handon (1963), apud Bowles (1982), achou, através de uma montagem de esferas com atrito uniforme:

$$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{\left(1 + \sqrt{\frac{6}{8}} - 3\sqrt{\frac{6}{8}} \operatorname{sen} \varphi\right)}{\left(1 - \sqrt{\frac{6}{8}} + 3\sqrt{\frac{6}{8}} \operatorname{sen} \varphi\right)} \right] \quad (3.11)$$

Para solos sobreadensados, isto é, para solos que foram sobrecarregados no passado, os valores de K_0 aumentam com relação àqueles para solos normalmente adensados, e inclusive, podem se aproximar do k_p em algumas argilas altamente sobreadensadas.

Para Massad (1978), nos solos terciários da cidade de São Paulo, o pré-adensamento parece não estar ligado a um processo de alívio de terra, mas sim estar relacionado à porcentagem de argila e à evolução pedológica dos solos. Este autor também sugere que sejam enveredados esforços para melhoria constante dos pressiômetros de auto furação, a fim de que se obtenham melhores estimativas de K_0 .

3.10.2 Arqueamento

Se, por exemplo, ocorrer rotação sobre o topo da contenção, então haverá um pequeno movimento do solo próximo à base, Figura 3.31, que irá mobilizar toda sua resistência ao cisalhamento e tenderá a mover-se para baixo/fora. Devido ao solo da parte superior não ter

chegado ainda a sua falha, ele será então parcialmente suspenso pelas forças de cisalhamento na superfície final de cisalhamento e o topo do maciço arrimado. O solo irá “arquear” entre a contenção e a superfície de cisalhamento e o centro de empuxo será transladado para cima relativamente a sua posição se a rotação tivesse ocorrido em sua base.

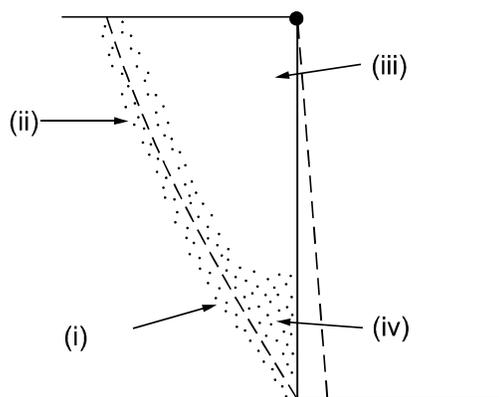


Figura 3.31 - Arqueamento durante rotação em torno do topo de uma contenção

FONTE: Clayton et al., 1993, p. 82.

Para a Figura 3.31, tem-se:

- i) plastificação da base da parede mobiliza toda a resistência ao cisalhamento na região do solo da base;
- ii) as zonas de ruptura ocorrem mais elevadas, pois o solo inferior plastifica-se;
- iii) devido a insuficiente plastificação na região do topo, o solo arqueia, aumentando as tensões horizontais no topo da parede;
- iv) o solo acumula tensões na região do topo, diminuindo as tensões na base

Clayton et al. (1993) afirmam que φ é determinado em condições triaxiais de compressão, isto é, $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Na realidade, o problema de empuxo de terra sobre estruturas de contenção é bidimensional (deformações planas), ou seja, $\varepsilon_2 = 0$ e pesquisas indicam que neste caso um valor levemente maior é obtido para φ . A diferença é pequena (aproximadamente 10%), porém cabe lembrar que os valores assim obtidos através dos ensaios triaxiais podem ser utilizados favoravelmente com relação à segurança.

3.10.3 Redução do sistema de escoramento através de instrumentação

Maffei et al. (1977a) afirmam que o engenheiro que projeta obras enterradas precisa, no processo de tomada de decisões, conhecer antecipadamente os esforços que solicitarão a estrutura, através, via de regra, de modelos matemáticos. A dificuldade do tratamento matemático em simular o comportamento das estruturas enterradas pode levar o engenheiro a decisões falhas de reflexo negativo nos custos, prazos e segurança das obras.

O estágio atingido pela técnica de instrumentação permite obter da estrutura esforços reais, decorrentes da aplicação de ações reais ao modelo de comportamento real, diferentemente dos esforços obtidos através de modelos matemáticos em que ações e comportamento são assumidos pelo projetista. Assim, a instrumentação adequada é o “melhor dos métodos de cálculo”. Permite a execução da mais econômica estrutura de contenção, pois a mesma pode ir sendo adaptada às condições reais, conhecidas através dos resultados da própria instrumentação.

Porém, somente uma instrumentação adequada não permite as adaptações. É necessária também a aplicação de um método de cálculo simples, que permita reavaliar parâmetros através de comparação com os dados fornecidos pela instrumentação e antecipar os esforços das fases seguintes para decidir sobre adaptações no sistema de contenção (retroanálise).

Finalmente, é necessária a existência de contrato adequado entre as partes envolvidas, que permita modificações, se preciso, nos elementos de contenção ao longo de sua execução.

O que vai permitir o conhecimento antecipado dos esforços é o método de cálculo que por si só padece dos defeitos já apontados, mas que, completado pela instrumentação se torna excelente instrumento de avaliação dos esforços reais em fases futuras da escavação. A cada fase de escavação, os resultados da instrumentação permitem reavaliar os parâmetros que foram introduzidos no cálculo. Como os valores obtidos pela instrumentação se referem, em geral, a uma seção particular, as conclusões são limitadas. O método de cálculo permite, aferidos os parâmetros com os resultados de instrumentação, obter o comportamento geral da escavação.

Assim, com a utilização de instrumentação e método de cálculo combinados se pode chegar ao melhor sistema de escoramento.

Aqueles autores defendem o uso do Método Unidimensional em que os parâmetros intervenientes, k_s , c e ϕ (coeficiente de reação horizontal do solo, coesão e ângulo de atrito), podem ser reavaliados com os resultados da instrumentação, obtidos à medida que a escavação se processa.

Maffei et al. (1977a) citam o caso da Estação República do Metrô/SP, na qual a combinação de uma instrumentação, um método de cálculo e um contrato adequados permitiram a redução no escoramento de uma vala. Esta estação pertence a Linha Leste-Oeste do Metrô de São Paulo e se situa no centro da cidade tendo nas proximidades alguns prédios considerados históricos. É importante salientar que, segundo eles, no projeto do escoramento aplicou-se, pela primeira vez, o programa de cálculo DEEP.

O processo convencional que impõe as cargas (empuxos ativo e passivo do solo) e considera cada fase da obra isoladamente, levaria a um sistema de contenção constituído por uma parede-diafragma de 1,00m de espessura, densamente armada e seis níveis de escoramento.

A aplicação do programa DEEP reduziu o sistema de contenção a uma parede-diafragma de 0,80m de espessura e quatro níveis de escoramento (mais leves que os obtidos com o processo convencional) no lado da Praça da República e cinco níveis no lado oposto, onde se situa o prédio do Instituto de Educação Caetano de Campos (IECC), Figura 1.5.

À medida que se procedia à escavação iam sendo feitas leituras de todos os instrumentos, com imediata interpretação dos resultados, os quais por sua vez serviam para se fazer os ajustes de parâmetros necessários a fim de aproximar os resultados obtidos a partir do programa DEEP com aqueles oriundos da instrumentação. É interessante notar que os ajustes de parâmetros mais importantes se fizeram nos coeficientes de apoio elástico das diversas camadas.

Atingindo o nível de escavação para a instalação do terceiro nível de escoramento, a decisão de eliminar ou não o quinto nível de escoramento deveria ser tomada.

Comparando-se os resultados teóricos do programa DEEP com os resultados da instrumentação se pôde reajustar os parâmetros e, com novos processamentos, foram estimados os esforços e deslocamentos das fases futuras que permitiram a eliminação do quinto nível de escoramento na parede junto ao IECC. Com a análise dos resultados das outras seções instrumentadas, utilizando o mesmo processo, foi possível reduzir em 25% o número de tirantes de cada nível das demais paredes da estação. Apenas com o intuito de se avaliar a redução efetuada, se pode informar que foram eliminados duzentos e vinte tirantes, representando cerca de sete mil metros lineares desses elementos.

O trabalho de Soares (1981) utiliza os dados de um trecho experimental do Metrô/RJ para estabelecer um procedimento de cálculo de paredes diafragma multi-escoradas em presença de solos argilosos.

O comportamento do trecho experimental foi observado através de instrumentação aplicada em uma lamela da parede e no solo das proximidades da vala.

As aplicações dos procedimentos usuais de cálculo de escoramento e a sugestão da Diretriz de Cálculo (DC 02) usada no projeto do Metrô do Rio de Janeiro se verificaram inadequadas na previsão dos esforços da parede, nas diversas etapas da obra.

Optou-se, em função do comportamento observado, simular o escoramento como uma viga sobre apoios elásticos a exemplo de inúmeras proposições já existentes. Diversas estimativas foram feitas com o objetivo de se determinar o valor do módulo de reação horizontal.

O objetivo daquele trabalho é basicamente o de verificar qual o procedimento de cálculo de paredes diafragma multi-escoradas que prevê mais satisfatoriamente os esforços do estroncamento, as solicitações e os deslocamentos da parede.

Mereceu atenção especial o estudo do Modelo de Winkler, o qual apresenta melhor relação custo benefício entre os modelos avaliados, voltado para a aplicação ao problema do cálculo de paredes. Procurou-se estimar o coeficiente de reação horizontal de todas as formas possíveis e empregando os dados disponíveis.

O coeficiente de reação horizontal ou vertical é, na realidade um coeficiente que expressa o comportamento tensão x deslocamento do contato solo-estrutura e, portanto, depende, como já dito, do comportamento tensão x deformação do solo. Por sua vez, esta relação tensão x deformação depende basicamente da trajetória de tensões efetivas. Esta dependência decorre da anisotropia do solo e porque o esqueleto mineral do solo não se comporta realmente de forma elástica. Sabe-se que os módulos de deformação do solo de ensaios drenados são diferentes daqueles de ensaios não drenados e também os módulos de ensaios de compressão são diferentes daqueles de ensaios de extensão.

A princípio poder-se-ia pensar em estimar o módulo de reação horizontal se se pudesse representar em laboratório as condições de campo. A principal dificuldade reside na obtenção de uma amostra que não tenha o seu comportamento alterado pelo processo de amostragem e de outras perturbações.

O estudo de Soares (1981) refere-se a aplicações de expressões disponíveis que permitam estimar o valor do coeficiente de reação horizontal. Neste sentido são utilizadas correlações diversas entre os diferentes módulos de deformação e outros parâmetros do solo, tais como resistência não drenada, e até mesmo resultados de ensaios de penetração. Em suma, os métodos para determinação do coeficiente de reação horizontal do solo propostos são:

1. definições propostas em bibliografias;
2. instrumentação de paredes;
3. ensaios em laboratório;
4. ensaios “in situ”.

3.10.4 Valores propostos para o coeficiente de reação horizontal

Soares (1981) afirma que os valores determinados para o coeficiente de reação horizontal a partir das leituras das células de pressão total e do tubo de inclinômetro instalado na parede indicam que seria possível correlacionar estes valores a partir do Standard Penetration Test (SPT).

Pode-se determinar o coeficiente de reação horizontal, partindo-se da hipótese de que este é proporcional ao módulo de deformação longitudinal e que pode ser tomado igual ao módulo pressiométrico.

A partir do SPT acredita-se, segundo Soares (1981), para o caso estudado, que uma boa estimativa do coeficiente de reação seja a dada pela expressão:

$$k_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 100 \text{ a } 150 \text{ (SPT)} \quad (3.12)$$

Segundo Soares (1981), o estudo permite fazer estimativas para o coeficiente de reação horizontal a ser utilizado no projeto de paredes diafragma escoradas. Estas estimativas seriam empregadas no cálculo da parede diafragma instrumentada de Botafogo/RJ e, através deste cálculo, pode-se então, eleger a proposição mais adequada.

Terzaghi e Hon (1955) apresentam formas de avaliação do coeficiente de reação elástico horizontal e vertical do solo. O conceito deste parâmetro é aquele baseado no modelo proposto por Winkler em 1867. Os autores fazem uma crítica ao clássico trabalho de Hetenyi (1946) que trata de vigas sobre fundação elástica em que o autor não menciona os fatores que determinam os valores numéricos dos coeficientes de reação elástica do solo. Da mesma forma apresenta-se no item 3.7 os estudos da equação diferencial que governa o fenômeno conduzido por Eisenberger e Yankelevsky (1985), Clastornik et al. (1986), Matsuda e Sakiyama (1987) e Yankelevsky et al. (1989), sem, no entanto, apresentar uma maneira de se obter o valor de k_h e por quais parâmetros ele pode ser afetado. Este fato é um dos principais geradores, afirmam Terzaghi e Hon (1955), da idéia de que os k_h dependem exclusivamente das propriedades do solo.

As principais conclusões obtidas por Terzaghi e Hon (1955) são:

- a) embora o modelo adote uma relação linear entre p e y , k_h na prática não se comporta como uma constante, isto é, à medida que p aumenta, há a plastificação do solo (Figura 3.30). Em outras palavras, está se introduzindo uma hipótese simplificadora no modelo;
- b) para fins práticos, erros de avaliação do k_h da ordem de $\pm 50\%$ implicam em variações negligenciáveis nos valores dos esforços solicitantes;
- c) o valor de k_h costuma ser constante com a profundidade para argilas e variar linearmente com a profundidade no caso de areias;
- d) a avaliação de k_h para a resolução de problemas de engenharia pode ser feita através de valores sugeridos por observações de campo publicadas ou derivadas de resultados de ensaios de campo;
- e) são sugeridas expressões para o cálculo de k_h que se baseiam na geometria da estrutura de contenção (especialmente sua altura e de seu comprimento de ficha) e do valor tabelado de k_{h1} obtido de ensaios com vários tipos de solos em placas (paredes) solicitadas horizontalmente com dimensões padronizadas (largura e/ou ficha unitárias). Nesse mesmo sentido, Alonso (1989) apresenta sugestões de vários autores para o cálculo de k_h em areias e argilas.

3.11 Alguns Programas para Análise de Paredes Escoradas

Clayton et al. (1993) tecem alguns comentários sobre a modelagem numérica de sistemas de contenções de solo. Comenta-se que nos últimos anos, a modelagem numérica de estruturas de contenção tem se tornado cada vez mais comum. Associada a esta atividade de projeto, vem ocorrendo um aumento no monitoramento das estruturas durante a construção, além de um aumento no uso de ensaios mais sofisticados, sejam “in situ”, sejam em laboratório. A modelagem numérica, embora geralmente mais complexa, tem tornado-se mais freqüente em virtude de:

- vantagens de velocidade, permitindo avaliar várias diferentes opções de projeto;
- a habilidade de fornecer ao projetista previsões que não seriam possíveis através de outros métodos. Em particular, a necessidade de se prever os deslocamentos de solo próximos às escavações em centros urbanos tem sido maior.

O principal objetivo da análise numérica é determinar as pressões e forças aplicadas à estrutura, de modo que esta possa ser dimensionada para resistir aos esforços nas estroncas/tirantes, além de obter momentos fletores, forças cortantes e deslocamentos no paramento. Também, quando possível, são utilizados para determinar os deslocamentos no fundo da escavação e na superfície do terreno contido.

Vários tipos de programas computacionais estão atualmente disponíveis comercialmente, que incluem:

- *Modelos de Molas de Winkler*: neste caso, o solo é modelado como uma série de molas horizontais isoladas ou com alguma forma de interconexão entre elas (porém Clayton et al. (1993) não explica como). Na maioria dos programas, cabe ao usuário impor limites ativos e passivos às pressões/forças aplicadas à contenção. Um exemplo deste tipo de programa largamente utilizado no Reino Unido é o WALLAP, enquanto que uma implementação mais sofisticada é proposta pelo programa FREW;
- *Modelos Contínuos*: estes incluem aproximações pelos MEF, MDF e MEC. No caso do MEF, a geometria do solo e elementos de suporte (paramento e escoramento) são aproximados por elementos discretos. No caso do MDF, o contínuo é dividido em áreas entre pontos regularmente espaçados. Desta forma, geometrias de solo e estrutura complexas podem ser prontamente acomodadas. Pacotes computacionais nesta categoria, que possuem larga utilização em projetos de contenções de escavações no Reino Unido, incluem CRISP e PLAXIS (MEF), FLAC (MDF) e ICFEP (MEC).

3.11.1 Análise com o modelo de molas de Winkler

A modelagem mais simples pelo modelo de Winkler trata o paramento como uma barra vertical com o uso do MEF ou MDF (somente para a parede), freqüentemente com rigidez à flexão constante com a profundidade. As forças (ações e reações) são aplicadas em pontos discretos, através de molas cuja intenção é caracterizar o comportamento do solo e por forças constantes que aproximam os empuxos limites. De modo a obter uma solução com boa aproximação, é importante que a barra seja dividida em um grande número de segmentos.

O solo é, obviamente, um contínuo. O caso mais simples de um solo homogêneo isotrópico elástico linear ainda requer um mínimo de 2 parâmetros para inteiramente defini-lo (E e ν , por exemplo). O modelo simples de Winkler com um único parâmetro não pode, portanto, representar com absoluta precisão todo o comportamento do solo. No modelo, a rigidez do solo é caracterizada pelo coeficiente de reação horizontal do solo k_s (geralmente expresso em termos de força/área/deslocamento ou pressão por unidade de deslocamento [FL^{-3}]) o qual multiplicado pela área de influência representa a constante da mola (k_h), [FL^{-1}]. A magnitude das forças na mola são limitadas pelos valores ativos e passivos em seus vários níveis, de modo que as cargas aplicadas são distribuídas não somente devido a rigidez da contenção, mas também ao “escoamento” das molas. As rigidezes das molas são de difícil determinação. Se o paramento for extremamente flexível, a aplicação de uma carga pontual (uma estronca, por exemplo) leva a deslocamentos somente na mola oposta ao ponto de aplicação do carregamento, enquanto que a teoria elástica sugere que o paramento se deslocará até certa distância a partir do ponto de carregamento para cada lado, em virtude da redistribuição dentro do contínuo (isto ocorre porque as molas são desacopladas, não refletindo o comportamento real de resistência ao cisalhamento do solo). Valores típicos de faixas de k_s podem ser obtidos a partir da literatura, porém, muito cuidado é necessário.

Outros parâmetros de entrada para a análise pelo Modelo de Winkler são a tensão horizontal inicial que o solo aplica sobre a contenção, função do k_0 , e os coeficientes de empuxo

ativo (k_a) e passivo (k_p), os quais são usados para calcular os valores limites das tensões efetivas horizontais.

3.11.2 Alguns pacotes computacionais disponíveis

3.11.2.1 Wallap (Wall Analysis Program)

É um programa largamente utilizado comercialmente no Reino Unido, disponibilizado pela Geosolve (Londres) e descrito por Borin (1988), apud Clayton et al. (1993). É especificamente elaborado para o projeto rotineiro de estruturas de contenção e implementa vários tipos de cálculos para o fator de segurança. Para estimar os movimentos da parede usa o MEF a fim de modelar o paramento, entretanto, um modelo de molas de Winkler representa o solo (BOWLES,1974).

O Wallap pode ser utilizado em paredes em balanço, paredes ancoradas e estroncadas. Os empuxos exercidos na parede pelo solo devem estar restringidos entre os limites ativo e passivo e o estado inicial de tensões “in situ” deve ser definido pelo usuário. O programa permite modelar o processo de escavação, rebaixamento do NA, colocação de sobrecarga e a introdução de estroncas ou ancoragens. Perfis complexos de pressões d’água podem ser definidos. As saídas do programa contém:

- a) fatores de segurança para o equilíbrio limite (para paredes em balanço e com um único nível de escoramento apenas);
- b) deslocamento da parede em função da profundidade;
- c) distribuição de momentos fletores, forças cortantes e pressões de solo;
- d) cargas nas estroncas e tirantes.

O solo é modelado como linearmente elástico – perfeitamente plástico, mas a simplificação imposta pelo Modelo de Winkler significa que o paramento é o único meio de distribuição de forças, vez que as molas são independentes. Usuários mais familiarizados com os

MEF e MDF precisam tomar cuidado, pois sabe-se que o modelo de Winkler não leva aos mesmos resultados de deslocamentos que os dados por estes modelos mais sofisticados. Brooks e Spence (1992), que comparam os resultados do WALLAP e FLAC (MDF), concluem que rigidezes menores devem ser utilizadas nos modelos de molas de Winkler, a fim de que os deslocamentos sejam comparáveis com aqueles previstos pelos modelos contínuos.

3.11.2.2 Frew (Flexible Retaining Wall Analysis)

Faz parte do OASYS – Ove Arup and Partners (Londres) especialmente desenvolvido para estruturas de contenção de valas. Não é um modelo contínuo, porém usa um modelo de Winkler modificado (PAPPIN et al., 1986; e VAZIRI, 1992, 1995 e 1996). A análise é conduzida através da montagem de uma matriz de rigidez representando o paramento e outras duas para os solos externo e interno (ver item 3.9).

3.11.2.3 Crisp (Critical State Program)

O MEF pode ser utilizado no projeto de estruturas de contenção para se obter um cálculo de elevada precisão ou a fim de se proceder a estudos paramétricos. Woods e Clayton (1993) destacam porém uma série de dificuldades na utilização do programa comercial CRISP que podem ser divididos em:

- 1) modelagem geométrica e discretização da malha;
- 2) modelo constitutivo e seleção dos parâmetros (quão complexo deve ser o modelo constitutivo);
- 3) modelagem da escavação, instalação e equalização das pressões neutras;
- 4) dificuldades computacionais;
- 5) obtenção dos dados de saída necessários:
 - deslocamentos (d);
 - momentos fletores (M);
 - forças cortantes (V);

- forças nos escoramentos (F).

Todos os solos exibem um comportamento “não recuperável”, isto é, de plastificação acima de certos níveis de tensão ou deformação. Para análises em tensões efetivas, o critério de plastificação de Mohr-Coulomb é comumente utilizado, inclusive no programa CRISP, bem como outros que se valem do MEF. Como observado por Burland (1978), há muito pouca vantagem em conduzir uma análise elasto-plástica não linear se as tensões iniciais são incorretas. A este respeito, Woods e Clayton (1993) salientam que K_0 costuma ser particularmente difícil de se medir ou estimar ao longo de toda a profundidade de interesse.

3.11.3.4 Estwin (Análise de Estacas Carregadas Lateralmente através do Modelo de Winkler)

O programa ESTWIN - nome constituído da abreviação de EST, estacas e WIN, Winkler de autoria de Barros (1991a e b) - é um sistema de análise de estacas submetidas a carregamentos laterais, tanto no seu topo quanto ao longo do fuste, que determina os deslocamentos e esforços na estaca e modela o solo circundante como uma sucessão de “molas”, segundo o modelo proposto por Winkler. Essa modelagem é feita automaticamente pelo programa a partir de dados das camadas de solo fornecidos pelo usuário e inseridos em telas de dados mostradas pelo programa.

As molas utilizadas na análise apresentam características especiais que as diferenciam das utilizadas por outros sistemas mais simples. Em primeiro lugar, a análise estrutural é feita utilizando a teoria de grandes deformações, ou seja, os deslocamentos têm influência no efeito dos carregamentos. Esta consideração conduz a um problema geometricamente não linear que deve ser resolvido por métodos iterativos. Em segundo lugar, a natureza não linear do problema e o método de solução empregado, possibilitam a imposição de limites para a tensão nessas molas, tornando possível a simulação do comportamento do solo, tanto inferior (limite ativo), quanto superior (limite passivo), sendo, desta forma, possível simular o comportamento do solo tanto à tração quanto à compressão (Não linearidade física). No entanto, para que estes limites tenham

correspondência com o comportamento real, é necessária a inclusão das tensões iniciais do solo devidas ao estado em repouso (k_0). Este efeito é incluído através da imposição de um certo encurtamento inicial às molas. Assim, elas são pré-comprimidas antes de serem colocadas em posição. As molas são representadas por elementos de barra de treliça em que a área da seção transversal e o comprimento são calculados para corresponderem ao k_h especificado para o solo. O modelo estrutural adotado e o método de solução empregado possibilitam a simulação de cargas laterais distribuídas ao longo da estaca, como ocorre em estaca passiva.

A estaca, por sua vez, é modelada como uma série de elementos de pórtico plano, capazes de transmitir esforços de cisalhamento e momentos, além de forças normais. Esses elementos são, porém, equacionados segundo a teoria mais tradicional de pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

A junção desses elementos é feita através de um algoritmo similar ao empregado em programas de elementos finitos, apresentando, porém, não linearidade, tanto geométrica quanto material (física).

Dessa forma, o sistema de equações a ser resolvido tem caráter não linear e a sua solução requer o emprego de métodos iterativos. O programa ESTWIN emprega um algoritmo do tipo “Quase-Newton”, usado normalmente em problemas de otimização nessa tarefa. Este algoritmo busca um mínimo local à energia potencial total do sistema estrutural.

O programa ESTWIN faz a geração automática dos elementos que compõem o sistema estrutural equivalente ao problema inicial descrito nos dados digitados pelo operador. Essa geração, também chamada de pré-processamento agiliza muito a operação do programa diminuindo o número de dados a serem fornecidos e eliminando os cálculos manuais das características dos elementos que são necessários quando da utilização de programas tradicionais de análise estrutural. Porém, esse pré-processamento restringe a gama de situações que podem ser analisados dessa forma. Isto impede que casos menos comuns possam ser analisados com a utilização desse instrumento.

No entanto, o programa ESTWIN oferece a opção de se fornecer os dados completos a partir de arquivos do tipo “.dat”, o que possibilita a análise de casos menos comuns. Estes arquivos podem ser criados com a utilização de editores de programa ou mesmo serem adaptados de arquivos gerados pelo próprio programa ESTWIN.

Os arquivos do tipo “.dat” são utilizados para se proceder à análise de problemas que de alguma forma não se adaptam à interface existente no programa. Um exemplo simples é quando a seção da estaca não é constante ao longo de todo o comprimento. Neste caso, pode-se gerar um arquivo “.dat” a partir de dados digitados na telas de dados como se a seção fosse constante e depois alterar o conteúdo do arquivo gerado utilizando um programa de edição de textos. Feito isto, pode-se carregar no programa os dados deste arquivo e proceder à análise.

No caso de sua utilização para analisar paredes de contenção, uma série de manipulações é necessária. Pode-se, por exemplo, alterar os valores de k_h ao nível de cada nó da parede quando as condições do solo assim requererem. A principal alteração ao se analisarem paredes de contenção que deve ser realizada, no entanto, consiste na retirada dos elementos (ou exclusão de suas propriedades) representativos das barras do trecho escavado de solo.

Assim sendo, a partir destas considerações, o programa ESTWIN é utilizado em um comparativo com o programa oriundo do método de cálculo proposto neste trabalho, conforme mostrado em detalhes no Capítulo 5. Deve-se, no entanto, salientar-se que a utilização do ESTWIN para esta tarefa precisa ser considerada com certas restrições, pois este programa além de não ter sido concebido para a análise de paredes de contenção, segundo seu autor, não houve uma larga utilização prática a qual permitisse afirmar que ele esteja funcionando sem incorreções.

3.11.3.5 Deep (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes)

Este programa realiza uma simulação de cada uma das fases de execução da obra e, em cada fase, calcula:

- deslocamentos da parede;

- esforços solicitantes na parede;
- esforços normais nas estroncas e nos tirantes;
- pressões do solo sobre a parede.

Ao final das fases simuladas, o programa imprime um resumo de todas elas.

É destacado como possíveis expansões ou complementações necessárias ao programa a consideração de variação de temperatura sobre as estroncas e a consideração de perdas de protensão em tirantes.

É utilizado armazenamento em banda para a matriz de rigidez do sistema. Os solos externo e interno possuem para a mesma cota, as mesmas propriedades (camadas horizontais de solo). A água é considerada com distribuição hidrostática.

Se ocorrer impossibilidade do estabelecimento do equilíbrio dos elementos haverá interrupção do processamento com impressão de mensagem explicativa.

O programa calcula a fração do carregamento, equivalente a fração dos deslocamentos, absorvida pelo sistema estrutural, em uma iteração (subfase), sendo:

- “teta_t”: acumulador das frações de carregamento absorvidas em cada iteração (resolução do sistema), inicializado com valor zero em cada fase;
- “teta”: fração do carregamento absorvida em uma iteração (subfase).

Não há plastificação dos tirantes e estroncas (apenas considera-se o não funcionamento à compressão e tração, respectivamente).

Admite-se a plastificação de mais de um elemento por subfase (molas que não definiram “teta”, porém estão muito próximas de plastificarem).

O programa calcula o recalque diferencial aproximado nas proximidades, o FS da ficha e as pressões de solo sobre a parede.

3.11.3 Comentários sobre a programação

Brooks e Spence (1993) (que comparam WALLAP e FLAC) e Ward (1993) (que compara WALLAP e FREW) apontam que em ambos os casos os valores previstos dos deslocamentos são bem maiores do que os medidos. É evidente que há dificuldades na determinação das rigidezes das molas para a análise pelo Modelo de Winkler e do Módulo de Elasticidade para a análise contínua.

Tamaro et al. (1993) comparam métodos de análise de estruturas de contenção em solos de argilas moles e rígidas. Argumentam que modelos baseados no Modelo de Winkler apresentam vantagens sobre métodos mais sofisticados como, por exemplo, o MEF. Ilustra-se que os momentos fletores, forças de cisalhamento e cargas nas estroncas não são particularmente sensíveis a escolha do módulo de reação horizontal do solo. No entanto, com relação aos deslocamentos da contenção (e conseqüentemente do solo) a sensibilidade é maior com relação à escolha de k_s .

Monnet et al. (1985) apresentam o estudo de uma seção da escavação para a construção do metropolitano de Lyon, França. A seção estudada foi equipada para medir os deslocamentos e momentos fletores destas paredes-diafragma. A comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos pelo Modelo de Winkler (programa RIDO), mostra as limitações desta hipótese. Para o mesmo local, um cálculo baseado no MEF foi conduzido com uma lei de comportamento do solo que necessita apenas de 5 constantes e hipóteses de elasticidade e work-hardening. Uma boa concordância é obtida entre os resultados dos modelos e aqueles medidos experimentalmente. Os autores concluem que a diferença entre os resultados da teoria de Winkler e aqueles medidos se deve principalmente a não consideração das tensões de cisalhamento entre solo e estrutura no cálculo. Os cálculos através do MEF que levam em consideração uma lei que rege o atrito solo-estrutura geram melhores resultados. Os autores concluem que o programa

RIDO, baseado no Modelo de Winkler, é uma ferramenta operacional pouco custosa. Ela necessita, no entanto, da determinação de um parâmetro difícil de ser obtido (k_s - módulo de reação horizontal do solo) e também necessita de uma correção empírica na rigidez da parede para que os resultados sejam coerentes com os medidos. Os cálculos usando o MEF e com a lei de comportamento adotada para o solo proposta pelos autores implicaram em bons resultados usando dados obtidos de ensaios tradicionais (ensaio de cisalhamento direto e ensaio pressiométrico). As comparações realizadas mostram a importância da correta descrição do comportamento da interface solo-estrutura. Entretanto, o tempo necessário e o alto custo dos cálculos pelo MEF, fazem com que estes sejam utilizados apenas quando o trabalho envolvido é de grande importância, concluem.

Brooks e Spence (1993) comparam os valores obtidos do monitoramento com dois programas comerciais WALLAP (Modelo de Winkler) e FLAC (MDF). Como geralmente ocorre, ambos os programas prevêem deslocamentos superiores aos medidos, principalmente na região superior da contenção. Os referidos autores concluem - a partir deste e outros estudos com retro-análises - que isto decorre de uma adoção de valores excessivamente conservativos para a rigidez do solo, por isso, deve-se utilizar rigidezes maiores.

Os autores observam que os valores previstos superam os medidos por um fator dois e que um aumento em três vezes no módulo de reação horizontal do solo é necessário para se chegar a uma boa aproximação com os valores medidos. Este procedimento também faz com que as forças nas estroncas e tirantes se aproximem dos valores medidos.

Ching (1985), afirma que a distância entre molas que representam o solo não deve ser inferior a 30 cm. Essa distância é sugerida em vista da realização de inúmeros processamentos em que foram empregados valores inferiores a 30 cm, após o que, a melhoria do resultado obtido não justifica o custo adicional dispensado no cálculo.

Em vista da simetria da matriz de rigidez global da viga, somente o triângulo superior definido a partir dos elementos das diagonais é armazenado. Para economizar ao máximo o uso

de memória computacional, o mesmo triângulo é compactado na forma de matriz $[2N,4]$, onde 4 é a largura de semi-banda e N o número de nós. Essa compactação é feita deslocando-se os elementos de cada linha do triângulo até que o primeiro elemento da linha, que era o da diagonal, ocupe a primeira coluna da matriz de rigidez global.

A compactação é desejável no sistema de equações não linear $\{K[\delta]\}\{\delta\}=\{F\}$, onde $\{K[\delta]\}$ é a matriz de rigidez global, função dos deslocamentos $\{\delta\}$, e $\{F\}$ é o vetor carregamento, pois requer uma atualização (dos elementos da diagonal) constante da matriz de rigidez em cada uma das iterações, em virtude da plastificação dos elementos do solo.

Inicialmente são fornecidas ao programa de Ching (1985) as características físicas do solo (ângulo de atrito, coesão, peso específico, coeficiente de reação elástico etc.) e as geometrias (cota inicial e final de cada camada, o nível do lençol freático etc.).

Ao se plastificar, o solo se desloca sob força constante e deixa de ser um elemento ativo no sistema estrutural. Em consequência, a sua rigidez será removida da matriz de rigidez global do sistema e sua ação será substituída por uma força constante aplicada na parede, dada por F_a ou F_p . Porém sabe-se que existe um comportamento irreversível de deformação e a seu ciclo de caminhamento dá-se o nome de *histerese*, sendo muito importante na avaliação do deslocamento da parede nas fases de construção.

Uma vez montada a matriz de rigidez global da estrutura e o vetor de carregamento relativo a uma fase, procede-se à resolução do sistema de equações não-linear, em virtude da plasticidade do solo. Sendo $\{K[\delta]\}$ a matriz do sistema estrutural e $\{F\}$ o vetor de carregamento, a resolução do sistema de equações:

$$\{K[\delta]\}\{\delta\}=\{F\} \quad (3.13)$$

fornece os deslocamentos da viga contínua.

Para a solução do sistema de equações, Ching (1985) utiliza-se do “Método de Eliminação de Gauss”. Entretanto, em face da plasticidade do solo e não-resistência das estrocas à tração e dos tirantes à compressão, recorre-se ao processo iterativo baseado no “*Método de Newton-Raphson Modificado*”.

Uma vez obtidos os deslocamentos, são calculados os esforços solicitantes da parede e dos escoramentos, bem como das pressões do solo. Com isso tem-se uma fase resolvida. Repetindo-se o processo, até que as demais fases sejam completadas, resolve-se o problema por completo. Ching (1985) faz um breve comentário sobre o critério de convergência admitido.

Na maioria dos modelos existentes na bibliografia, esse comportamento elástico de linearidade única é traduzido no gráfico $P \times d$ (onde P é a força na parede e d é o deslocamento da parede), por uma reta que liga dois estados limites do solo passando por uma força em repouso P_{OB} como mostra a Figura 3.32. Essa simplificação obriga a abandonar o valor mais realista de repouso P_{OD} . Nesta figura, a reta EBC (reta empregada correntemente para representar o comportamento elástico do solo) tem um coeficiente de inclinação k_h constante e a força (empuxo) em repouso P_{OB} . As retas ED e DC com coeficiente angular k_{hA} e k_{hP} , respectivamente, e a força em repouso P_{OD} , de uma forma bilinear entre estados ativo e passivo, representam o comportamento elástico do solo no modelo de Ching (1985) que amplia a possibilidade de empregar uma tensão em repouso mais próxima da realidade.

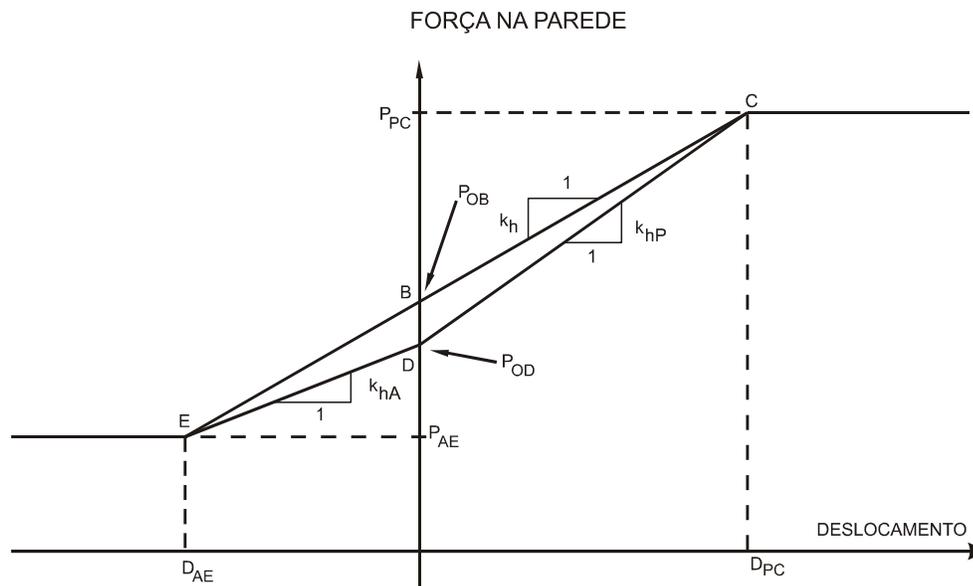


Figura 3.32 - Diagrama força x deslocamento de um elemento de solo considerando um único coeficiente de reação elástica horizontal (reta EBC) ou dois coeficientes de reação elástica horizontal (reta ED e reta DC)

FONTE: Ching, 1985, p. 73.

Na linha de processo incremental de carga é que se baseia a rotina implementada no método de cálculo proposto nesta Tese. Conforme Tufaile et al. (1983) e Venkatraman e Patel (1970), valendo-se da Teoria da Plasticidade, enuncia-se que a um vetor de cargas $[P]$ aplicado à estrutura corresponde um outro, $S_f[P]$, que representa o colapso da estrutura. Entre $[P]$ e $S_f[P]$ podem ocorrer plastificações localizadas que não impliquem o colapso total da estrutura, mas sim local, em que um elemento deixa de colaborar com sua rigidez. Esta situação também pode significar o surgimento de uma rótula plástica. É possível ocorrer tais condições de plastificação antes mesmo do valor $1[P]$ ser atingido, isto é, $\theta[P]$, com $\theta < 1$. O método Passo-a-Passo proposto, faz uso de tal conceito. A carga total em uma determinada fase é aplicada em parcelas, para cada uma das quais ocorre a plastificação de uma mola. Dentro de uma condição determinada de ΔP_i e Δd_i (subfase) a estrutura comporta-se elasticamente. Para cada nova iteração a matriz de rigidez precisa ser atualizada. Para um grande número de molas o processo pode tornar-se lento, a menos que algum critério aproximativo seja implementado, aliás como ocorre com o DEEP, no entanto, a precisão do método é bastante satisfatória.

Em trabalho recente, Kort (2003) apresenta resultados provenientes de sofisticações implementadas a partir do Modelo de Winkler.

É descrita a modelagem do solo, a solução para uma parede elasto-plástica (rótula plástica) e uma parede com uma seção assimétrica sujeita a flexão em duas direções (flexão oblíqua). A teoria é implementada em programas computacionais.

Análises com rótulas plásticas são importantes porque envolvem a possibilidade, afirma o autor, de uma redução de até 30% na seção geométrica do material. No exemplo apresentado em seu trabalho, conseguiu-se uma redução de 14% no momento fletor máximo. Já a ferramenta para estudar flexão oblíqua pode ser usada para investigar a possível perda de rigidez nas estacas-prancha.

Nos últimos 25 anos, programas computacionais para projeto de estruturas de contenção baseados no Modelo de Winkler vêm sendo desenvolvidos. Este modelo é bem aceito na prática de dimensionamento de estacas-prancha, pois permite ao projetista uma análise da interação solo-estrutura, não demanda muito tempo para o processamento e permite considerar casos complexos com vários estágios de escavação e pontos de escoramento, com ou sem cargas iniciais. Uma limitação importante dessa implementação é que o solo é modelado como molas desacopladas. Esta limitação é fácil de ser compreendida quando se considera uma parede com rigidez nula carregada com uma força concentrada. No modelo, a força vai solicitar apenas uma mola e não as suas vizinhas e, portanto, os efeitos reais que ocorrem no solo devido à distribuição das tensões (espraiamento) e ao arqueamento não são levados apropriadamente em conta. Apesar disto, afirma Kort (2003), o Modelo de Winkler é uma ferramenta poderosa para o cálculo de parede de estacas-prancha.

É mencionado que a determinação de k_h ou o equivalente “stroke” deve vir da experiência do projetista, preferencialmente com a ajuda de medidas de campo, uma vez que não existe relação direta com o módulo de deformação longitudinal do solo.

Já com relação à flexão oblíqua, o solo é modelado com molas laterais e transversais, k_{hx} e k_{hy} . A mola lateral, k_{hy} (tradicionalmente considerada no Modelo de Winkler), é usada para modelar como o solo é carregado ou descarregado e a mola transversal, k_{hx} , é usada para modelar o solo ao ser sujeito ao cisalhamento.

Dois programas computacionais baseados no Modelo de Winkler foram desenvolvidos para estacas prancha de aço: Plaswall e Skewwall. Plaswall é baseado no Modelo de Winkler e considera que rótulas plásticas são geradas quando o momento máximo admissível é excedido na parede. Skewwall também baseia-se no Modelo de Winkler, porém a flexão é considerada nas duas direções.

Kort (2003) apresenta um exemplo de aplicação do Plaswall que no Capítulo 5 desta Tese é comparado com alguns resultados do método proposto. Como era previsível, quando se permite o aparecimento de rótula plástica, o valor do momento fletor máximo que solicita a parede diminui.

Na aplicação do Plaswall quatro diferentes teorias de empuxos de terra foram utilizadas nos cálculos para a determinação de k_a , k_0 e k_p e comparados com o MEF, com e sem rótula plástica. Observa-se que, quando se considera o surgimento de rótulas plásticas, os resultados são próximos dos da teoria de empuxos de solo de Brinch Hansen (1958).

Na aplicação do Skewwall a efetividade de medidas estruturais construtivas para reduzir a flexão oblíqua é investigada e comparada com o programa em 3D Diana de elementos finitos. Ambos fornecem resultados comparáveis para o exemplo estudado. Pode-se concluir a partir dos resultados calculados que a rigidez estrutural de uma parede em balanço pode ser aumentada pela aplicação de uma viga (longarina) na cabeça das estacas-prancha, por outro sistema de restrição lateral ou através da soldagem dos perfis que constituem a parede à medida que a escavação se processa.

3.12 Efeitos de Temperatura

Os efeitos de temperatura sobre as estroncas e paredes afetam as cargas nas estroncas. Os efeitos sobre os níveis de tensões no solo e os deslocamentos decorrentes são muito pequenos. Estes deslocamentos pequenos justificam o comportamento elástico do solo observado por Massad (1978). Aparentemente é a parede que contribui preponderantemente com sua rigidez para suportar o aumento de esforços advindos das estroncas.

3.12.1 Efeito da temperatura sobre as estroncas de sistemas de escoramentos

As observações experimentais em trechos ao longo da Linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo revelaram a importância da temperatura nos empuxos sobre escoramentos de valas. A influência é tal que chega a duplicar a resultante das cargas sobre as estroncas provenientes da pressão de terra e do encunhamento.

A preocupação com o efeito da temperatura é relativamente recente, remontando à década de 60, segundo Massad (1978), e introduz uma nova variável no dimensionamento de escoramentos. Trata-se da variação dos incrementos de temperatura nas diversas estroncas, em profundidade, que depende do ângulo de incidência dos raios solares, da presença de anteparos ou edificações nas proximidades da vala, das condições de ventilação, entre outros fatores.

Evidências empíricas quanto a linearidade da resposta carga-temperatura levaram a construção de um modelo matemático, que faz recorrência ao Método dos Elementos Finitos, e que permitiu àquele autor identificar os fatores condicionantes dos gradientes de carga-temperatura.

A fixação dos módulos de deformabilidade do solo foi feita através de retroanálise do comportamento de valas instrumentadas, pois os resultados de ensaios de laboratório conduziram apenas a tendências de variações com a profundidade.

O autor introduziu o conceito de envoltória dos gradientes máximos, computados dentro de uma faixa experimental de variação dos incrementos relativos de temperatura nas estroncas dos diversos níveis. Embasadas nesta teoria, foram estabelecidas fórmulas práticas para o cálculo dos gradientes máximos, aferidos empiricamente, tanto para escoramentos com paredes flexíveis quanto rígidas. Mostra-se como estas fórmulas possibilitam a inclusão do efeito da temperatura no dimensionamento de escoramentos de valas.

A influência da dilatação térmica das estroncas em escoramentos de valas não costuma ser citada em trabalhos técnicos publicados e muito menos é levada em conta em projetos, de acordo com Massad (1978).

Nas medidas realizadas na Seção Experimental I do Metrô de São Paulo, objeto do trabalho de Sousa Pinto et al. (1972), observou-se que as cargas nas estroncas praticamente duplicavam de valor quando a temperatura passava de 13°C para 41°C (máxima observada).

Chapman e colaboradores, segundo Massad (1978) idealizaram um modelo matemático bastante simples para o cálculo do efeito da temperatura, supondo que em cada extremidade das estroncas o solo e a parede atuam como uma mola, cuja força pode ser calculada através da expressão (3.14), que pode ser facilmente deduzida. Assim, sendo ΔT a variação da temperatura na estronca; E_a , S_a , α e ℓ , o módulo de deformabilidade, a área da seção transversal, o coeficiente de dilatação térmica e o comprimento da estronca, respectivamente; e ΔC o incremento de carga induzido, pode-se escrever:

$$\frac{\Delta C}{\Delta T} = \frac{E_a S_a \alpha}{1 + 2 \frac{E_a S_a}{\ell k}} \quad (3.14)$$

onde k é a rigidez das molas, dada por

$$k = \frac{\bar{P}}{\delta}. \quad (3.15)$$

No entanto, esta formulação simplificada não retrata com fidelidade o problema a ser investigado.

Em algumas Seções Experimentais foi possível observar o comportamento da vala em estágios intermediários da escavação, entretanto, em geral, as medidas referem-se mais a períodos correspondentes às fases de final de escavação e de reaterro. Assim, toda a teorização conduzida por Massad (1978) foi baseada apenas nas fases de escavação instrumentadas, isto é, que tinham dados disponíveis. Já um programa que se vale do cálculo evolutivo, como o Método Analítico Unidimensional aqui proposto, permite que todas as fases sejam estudadas.

Desde o início do programa de observação das Seções Experimentais constatou-se a inexistência de fenômenos de histerese, isto é, num mesmo estágio de escavação, em ciclos sucessivos de variações, para as mesmas temperaturas mediam-se as mesmas cargas. Ademais, os incrementos de tensões impostos ao solo escorado pela dilatação térmica das estroncas eram baixos e adicionavam-se às tensões que, num dado estágio da escavação, geravam o empuxo de solo contra a parede de escoramento.

O exposto sugere a possibilidade de se admitir o solo, da mesma forma que a parede, como um meio linearmente elástico em que o módulo de deformabilidade deve corresponder a um carregamento cíclico repetido, face à própria natureza do fenômeno em estudo e assim foi modelado através do MEF. Já no Método Analítico Unidimensional baseado no modelo de Winkler, este comportamento elástico para um mesmo estágio de escavação pode ser esperado para o solo quando este se encontra num limite plástico e a sollicitação é em outro sentido e quando ele está no limite elástico e não ultrapassa este limite. Já em outras condições, pode-se esperar um comportamento com histerese. Porém é de se prever que isto deva ser raro, face à afirmação de Massad (1978) de que a alteração nas tensões no solo devido aos efeitos térmicos é muito pequena.

A fim de compreender melhor a influência dos diversos fatores na problemática da resposta carga-temperatura, um modelo matemático foi construído. As hipóteses adotadas e incorporadas ao modelo foram:

- a) meios isotrópicos e linearmente elásticos, sem movimentos relativos (horizontais e verticais) no contato entre a parede de escoramento e o solo, pois as estruturas de arrimo já suportavam o empuxo de terra;
- b) paredes de escoramento, tanto as flexíveis quanto as rígidas, simuladas através de paredes contínuas equivalentes, isto é, com mesma rigidez à flexão;
- c) estroncas assimiladas a elementos de barra, articuladas nas extremidades e solicitadas apenas por forças axiais;
- d) vigas de distribuição, dispostas horizontalmente entre as estroncas e as paredes de escoramento, com rigidez infinita; e
- e) problema bidimensional, isto é, estado plano de deformação, sendo nulas as deformações na direção do comprimento da vala.

A questão da rigidez das vigas de distribuição encontrou subsídios em problema análogo referente ao comportamento de trilhos submetidos a carregamentos estáticos. Quando o espaçamento em planta entre estroncas não supera a 2,5 m, a carga linearmente distribuída pelas vigas desvia-se do seu valor médio de menos de 10 %. Em outras palavras, as vigas de distribuição nestas condições podem ser consideradas como infinitamente rígidas. Aliás, tais considerações a respeito destas vigas, também chamadas de longarinas, podem ser estendidas para todos os modelos de cálculo citados nesta Tese, inclusive o Método Analítico Unidimensional que está sendo analisado.

Inicialmente, não se levou em conta o efeito da temperatura na parede de escoramento que, se for rígida, pode introduzir acréscimos de carga nas estroncas de até 16 % dos valores que surgiriam só por efeito da sua dilatação térmica. Massad (1978) mostra este fato e mais, que os incrementos desta origem, para paredes contínuas flexíveis, são desprezíveis. Assim, em primeira aproximação e por simplicidade, ignorou-se este efeito no modelo matemático; mais adiante, no

item 3.12.2, mostrar-se-á como incorporá-lo, de uma forma simples e indireta, para as paredes rígidas (não promovendo a diminuição dos G_{\max}^i , que são os gradientes máximos esperados para o nível i de estroncamento).

O roteiro para o cálculo dos gradientes de carga-temperatura pode ser resumido da seguinte forma:

- a) determina-se, através do Método dos Elementos Finitos (meio isotrópico e elástico), os valores dos deslocamentos δ_{ij} (os valores dos δ_{ij} (deslocamento do ponto onde a i -ésima estronca toca a parede, se à j -ésima for dado um acréscimo de temperatura de 1°C) e δ_{ji} (deslocamento do ponto onde a j -ésima estronca toca a parede, se à i -ésima estronca for dado um acréscimo de temperatura de 1°C));
- b) forma-se a matriz U dos gradientes básicos:

$$u_{ij} = -\frac{2 E_a S_a}{\ell} \delta_{ij} \quad \text{para } i \neq j \quad (3.16 \text{ a})$$

$$u_{ii} = \frac{2 E_a S_a}{\ell} \left(\frac{\alpha \ell}{2} - \delta_{ii} \right) \quad (3.16 \text{ b})$$

onde ℓ , S_a , E_a e α são o comprimento, a área da seção transversal, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de dilatação térmica do aço, respectivamente. Os δ_{ij} são deslocamentos horizontais, sendo $U = \parallel u_{ij} \parallel$, onde u_{ij} é o gradiente básico de carga-temperatura, isto é, a força exercida pela i -ésima estronca contra a parede, quando apenas a j -ésima estronca sofre um incremento de temperatura de 1°C ;

- c) as forças C que as estroncas exercem contra a parede de escoramento são calculadas através da expressão $C=UT$, em que C e T são os vetores dos ΔC_i e ΔT_i ; e
- d) por meio da expressão ($G_i = \frac{\Delta C_i}{\Delta T_i}$), tem-se os valores dos gradientes de carga-temperatura procurados.

O modelo matemático proposto permite identificar os fatores que mais influem nos valores dos gradientes de carga-temperatura, quais sejam:

- a) os incrementos relativos de temperatura (ΔT) nos diversos níveis de estroncamento e sua distribuição;
- b) a relação entre a rigidez à compressão das estroncas e a do solo, através do parâmetro $\eta = \frac{E_a S_a}{E_s t \ell}$, sendo E_s o módulo de deformação longitudinal do solo, ℓ o comprimento da estronca e t o espaçamento entre elas;
- c) a rigidez relativa da parede de escoramento, por meio do parâmetro $\xi = \frac{E_p}{E_a}$; e
- d) a geometria do conjunto vala-sistema de escoramento, isto é, sua largura e profundidade, o número de estroncas e o seu posicionamento na vertical.

Constatou-se que para ξ variando no intervalo 1/10 a 1/5, os gradientes diferem muito pouco entre si, o mesmo sucedendo no intervalo 1/1200 a 1/400. Isto justifica a separação em dois grupos, o das paredes rígidas e o das paredes flexíveis, com a conseqüente eliminação da variável ξ .

Massad (1978) verificou a dificuldade de interpretação analítica dos resultados anteriores, superada, para fins práticos, com a introdução do conceito de gradientes máximos de uma vala escorada. Estes vêm a ser os máximos valores dos gradientes, em cada nível de estroncas, calculados através das expressões 3.17, para todas as possíveis combinações do vetor T (vetor dos incrementos relativos de temperatura) variando dentro da área delimitada da Figura 3.33, obtida experimentalmente. Estes gradientes e as suas envoltórias são a base para o desenvolvimento de fórmulas práticas para a inclusão da parcela do efeito da temperatura nas cargas de projeto das estroncas.

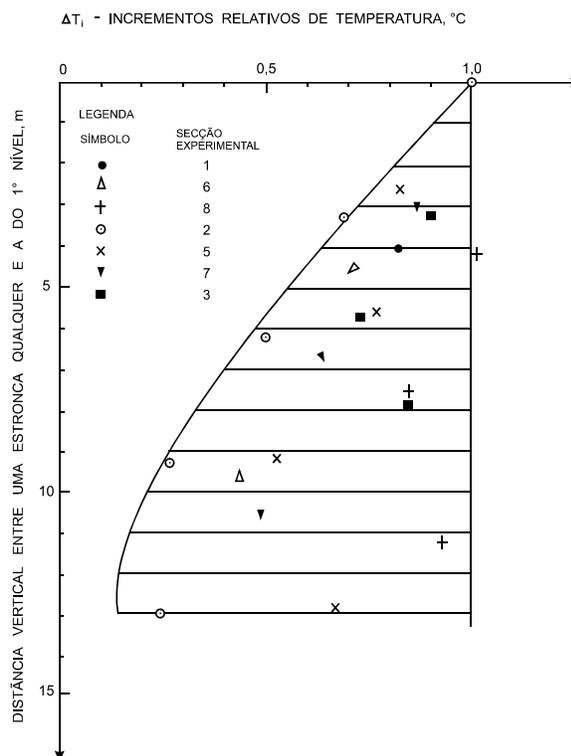


Figura 3.33 - Faixa de valores extremos adotada para os incrementos relativos de temperatura, em função da profundidade

FONTE: Massad, 1978, p. 47.

Para atingir os objetivos manifestados anteriormente, correlacionou-se os gradientes máximos adimensionalizados, que ocorrem nas estroncas do último nível, com o parâmetro η .

Pode-se tomar, com certa margem de segurança, a seguinte expressão para paredes flexíveis:

$$G_{\max} = \frac{0,5E_a S_a \alpha}{1 + 2\bar{\eta}} \quad (3.17 a)$$

e para paredes rígidas:

$$G_{\max} = \frac{0,5E_a S_a \alpha}{1 + 0,5\bar{\eta}} \quad (3.17 \text{ b})$$

$$\text{onde } \bar{\eta} = \beta \frac{S_a}{D t \ell} \quad (3.17 \text{ c})$$

sendo β função do tipo de solo (argilas porosas vermelhas, $\beta = 6$; solos variegados, $\beta = 3$; e argilas rijas vermelhas, $\beta = 4,5$), D a altura da escavação e ℓ o comprimento das estroncas.

Pode-se escrever, para paredes flexíveis, que:

$$G_i^{\max} = G_{\max} - \frac{d_i}{140} E_a S_a \alpha \quad (3.18)$$

onde G_i^{\max} é o gradiente máximo na i -ésima estronca, distante d_i da última delas, que apresenta um gradiente máximo igual a G_{\max} . Para paredes rígidas G_i^{\max} é tomado sempre como sendo igual a G_{\max} para levar em consideração os efeitos advindos da dilatação térmica da parede de contenção, ou seja, não há redução.

Como se supôs que a vala já está escavada quando intervém o efeito da temperatura, um elemento de solo escorado é solicitado através de esforços repetitivos, após eventual alívio da tensão lateral de repouso.

É oportuno destacar que no *roteiro para o cálculo dos gradientes de carga-temperatura*, anteriormente apresentado, a condução do passo “uma geometria” deve estar definida e do passo “uma envoltória de incidência de temperatura” também precisa estar definida. Como a proposta de Massad (1978) era gerar fórmulas práticas para levar em conta os efeitos de temperatura sobre o escoramento de valas, foi necessário introduzir uma certa “dose de empirismo”, (definindo envoltórias que cobrissem razoavelmente bem os dados necessários aos passos mencionados). Com o Método Analítico Unidimensional, que conduz o cálculo de uma maneira bem distinta, estes problemas não ocorrem.

3.12.1.1 Repartição das cargas medidas nas seções experimentais de paredes em 3 parcelas (encunhamento, empuxo de solo e dilatação térmica das estroncas)

De um modo geral tem-se, numa vala escorada com n níveis de estroncas:

$$C_j = C_E^j + E_j + G_j(T_m^j - T_o^j) \quad (3.19)$$

onde C_j é a carga atuante na j -ésima estronca ($j = 1$ a n) na temperatura máxima; C_E^j e E_j são as parcelas de cargas devidas, ao encunhamento, já aliviado, e ao empuxo de terra propriamente dito, respectivamente; G_j é o gradiente de carga-temperatura relativo à j -ésima estronca; T_m^j e T_o^j são as temperaturas máxima e mínima, respectivamente, relativas à j -ésima estronca.

Dos resultados obtidos por Massad (1978) verifica-se que, grosso modo, menos de 20 % das cargas são devidas ao encunhamento; 50 % ao efeito da dilatação térmica das estroncas e pouco mais de 30 % são oriundas do empuxo de terra, ou ainda, que o efeito da temperatura tende a dobrar a carga total devido ao empuxo de terra mais encunhamento.

Finalmente, o processo de cálculo proposto por Massad (1978) pode ser desmembrado em duas etapas:

- a) determinação do empuxo de terra em cada estronca, através de diagramas de pressões aparentes e de suas envoltórias, obtidas experimentalmente; ou por meio da distribuição simples e aproximada do empuxo total, também aferido empiricamente; e
- b) incorporação do efeito da dilatação térmica das estroncas, calculadas multiplicando-se os gradientes de carga-temperatura pelas máximas diferenças de temperatura esperadas.

Não foram consideradas sobrecargas de qualquer tipo, nem empuxos hidrostáticos em trincas de tração, que eventualmente surgem na superfície de solos escorados.

Foram estabelecidas fórmulas práticas para o cálculo de $\bar{\eta}$ (expressão 3.17 c), que teve a sua definição estendida para a realidade concreta das camadas de solos heterogêneos, bem como para a determinação dos gradientes máximos.

Niyama et al. (1982) apresentam os resultados obtidos através de instrumentação e análises simples do comportamento de uma escavação de vala escorada, executada em solo mole na Baixada Santista. Tal estudo permitiu obter as deformações da parede e avaliar a influência da temperatura nas cargas das estroncas.

Observa-se, sistematicamente, que as máximas deformações, em qualquer das fases, sempre ocorrem próximas ao nível do fundo temporário da vala, atingida em cada situação, o que concorda com os resultados da literatura.

Observa-se que as temperaturas medidas nas estroncas se aproximam da temperatura ambiente somente durante a madrugada.

Nas valas escavadas para a construção do Metrô de São Paulo, as cargas chegam a dobrar por efeito de temperatura. O mesmo não ocorre para os solos da Baixada Santista, pois a contribuição do efeito de temperatura nas cargas suportadas pelas estroncas é, em média, 11%. Isto decorre de dois fatores. O primeiro, de menor importância, está associado a situação de uma menor rigidez apresentada pelo solo da Baixada. Já o segundo, de maior importância, é devido aos maiores empuxos de solo quando este é menos resistente. Neste caso, a parcela de efeito de temperatura perde importância relativa.

3.12.2 Efeito da temperatura em paredes de sistemas de escoramentos

Rémy et al. (1974), apud Massad (1978), fazem menção ao efeito da temperatura nas paredes diafragmas de sistemas de escoramento, que introduziria acréscimos de cargas nas estroncas dos níveis intermediários. Estes acréscimos devem ser superpostos àqueles provenientes da dilatação térmica das estroncas.

Como o modelo matemático elaborado por Massad (1978) ignorou este efeito, este próprio autor procurou fazer uma breve e paralela avaliação quantitativa do mesmo, recorrendo-se novamente ao Método dos Elementos Finitos e a estudos analíticos desenvolvidos por Westergaard (1926) para pavimentos de concreto sujeitos a variações térmicas.

3.12.2.1 Hipóteses concernentes à variação da temperatura nas paredes diafragmas

Com base nas informações de Massad (1978), admite-se que a temperatura do solo em contato com o concreto permanece constante, com um valor de 20°C. Na face externa da parede, em contato com o ar ambiente, tomar-se-á a temperatura com um valor de 40°C no plano da superfície do terreno, diminuindo-a linearmente até 30°C (1ª hipótese) ou 20°C (2ª hipótese) na posição do fundo da vala.

A forma de variação de 40°C a 20°C (2ª hipótese) coincide aproximadamente com aquela observada nas estroncas dos diversos níveis de uma das seções experimentais, com paredes rígidas estudadas. Como os raios solares incidem sobre as estroncas com um ângulo muito maior do que nas paredes diafragmas considera-se, esta hipótese bastante severa e, portanto, a favor da segurança.

As hipóteses adotadas quanto aos incrementos de temperatura foram as seguintes:

- a) gradientes de temperatura constantes ao longo da espessura da parede;
- b) incrementos de temperatura nulos na interface concreto-solo; e
- c) incrementos de temperatura decrescendo linearmente com a profundidade na face da parede exposta ao ar.

3.12.2.2 Aplicação do Método dos Elementos Finitos

Seguindo orientação análoga àquela imprimida por Westergaard (1926), apud Massad (1978), quando analisou o comportamento de pavimentos de concreto sujeitos a variações de temperatura, introduziu-se o Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo, conforme expressão 3.20.

$$M = \sqrt[4]{\frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)E_s t}} \quad (3.20)$$

onde E_c , ν_c e h são, respectivamente, o Módulo de Deformabilidade, o Coeficiente de Poisson e a espessura da parede contínua de concreto; E_s o Módulo de Deformabilidade do Solo e t o espaçamento entre estroncas, em planta.

Yoder e Witczak (1975), apud Massad (1978), dedicam seu livro ao estudo de pavimentos rígidos de concreto. Os efeitos advindos da variação de temperatura ao longo da espessura das lajes são bastante enfatizados e baseiam-se também nos trabalhos apresentados por Westergaard (1926). A investigação conduzida por Massad (1978) é baseada nestes trabalhos devido à ausência de bibliografia específica que trate deste assunto em paredes de contenção.

Uma vez formulado matematicamente o problema (foram utilizados elementos finitos isoparamétricos retangulares para a parede de contenção e solo), passou-se a uma aplicação prática. Fixou-se o parâmetro $\eta = 1,0$ (similar à $\bar{\eta}$, expressão 3.17c) e a espessura da parede de escoramento em $h = 1,0$ m, e permitiu-se que M variasse de $0,5 \text{ m}^{1/2}$, que corresponde a paredes mais flexíveis, a $2,0 \text{ m}^{1/2}$, paredes mais rígidas.

3.12.2.3 Resultados obtidos

A Figura 3.34 mostra, a título de ilustração, as linhas elásticas para as duas hipóteses de variação da temperatura, enunciadas no item acima. Note-se que é um caso em que a rigidez da

parede é bastante elevada e a estronca superior é aliviada de uma parcela de sua carga inicial, enquanto que a inferior é aumentada.

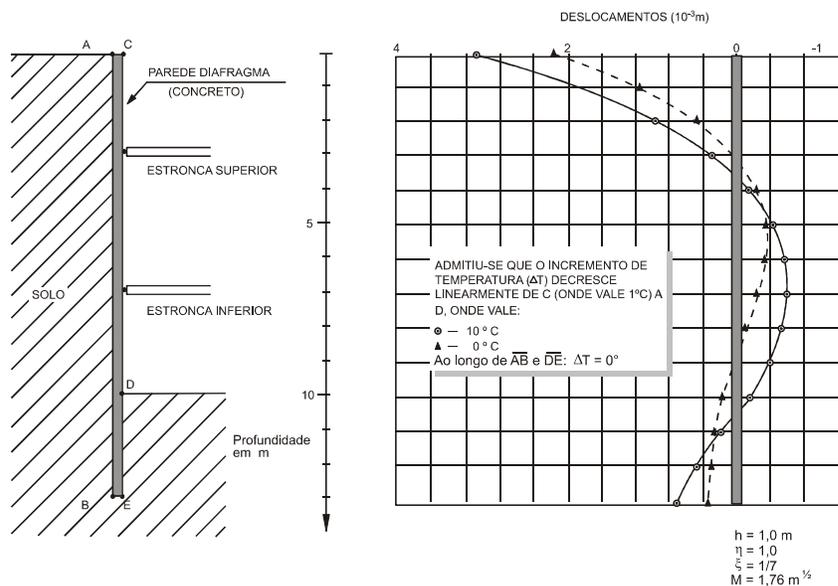


Figura 3.34 - Linha elástica da parede diafragma (ao longo de CDE), supondo que somente ela se encontra sob efeito da temperatura – seção experimental do bloco 17, paredes rígidas

FONTE: Massad, 1978, p. 184.

Convém realçar novamente a suposição de que somente a parede de escoramento sofre os efeitos da dilatação térmica. Os aumentos ou alívios de carga nas estroncas devem ser superpostos às forças pré-existentes de compressão, aos empuxos de terra e aos incrementos de carga devidos ao efeito da dilatação térmica das estroncas.

A Figura 3.35 apresenta os valores dos incrementos de carga nas estroncas do nível inferior, em função do Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo.

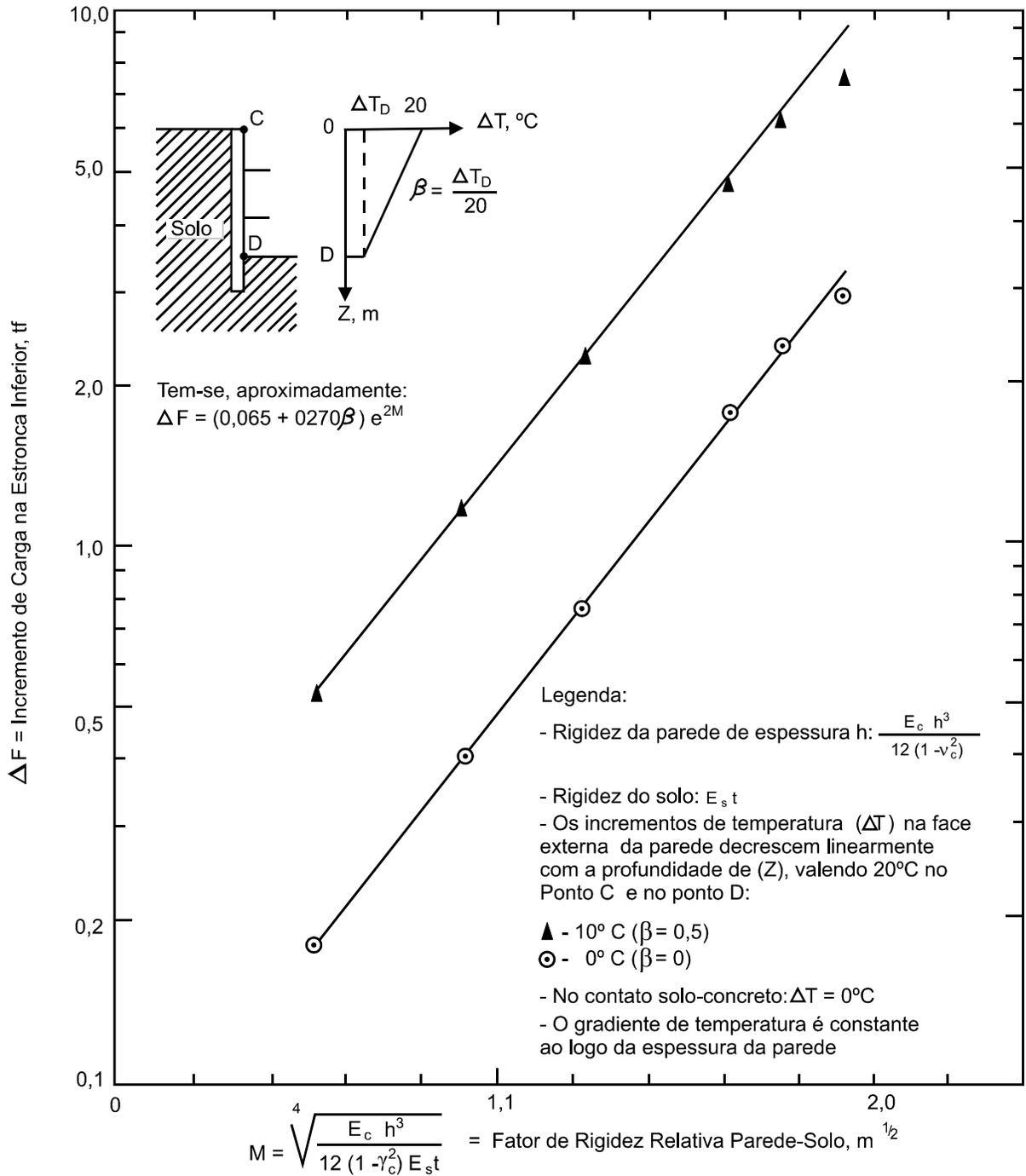


Figura 3.35 - Incremento de carga na estronca inferior em função do fator de rigidez relativa parede-solo, quando só a parede contínua de escoramento está sob o efeito da temperatura

FONTE: Massad, 1978, p. 185.

À Secção Experimental do Bloco 17, paredes rígidas, correspondem os seguintes valores:

- a) $\xi = 1/5$ a $1/10$ ou $M = 1,47$ a $1,24 \text{ m}^{1/2}$;
- b) incrementos relativos de temperatura iguais a 1 e 0,80 (valores adotados) para as estroncas do nível superior e inferior, respectivamente; e
- c) gradiente na estronca inferior, em final de escavação, de $0,85 \text{ t}^0\text{C}$.

Para um incremento de temperatura de 40^0C na estronca superior, tem-se, na estronca inferior, um incremento de carga de:

$$(40 \times 0,80) \times 0,85 = 27 \text{ t}$$

Os incrementos de carga advindos só do efeito da temperatura na parede de escoramento (ver Figura 3.35) variam de 2,4 a 4,0 t, na hipótese mais severa de incrementos de temperatura ($\beta=0,5$), o que significa aumentos de 9 % a 15% quando comparados com os incrementos de carga resultantes só do efeito da dilatação térmica das estroncas.

Na prática as hipóteses não ocorrem como se supôs no modelo matemático, não somente no que se refere à forma de variação dos incrementos de temperatura com a profundidade, na face exposta do concreto, como também pela assimetria e não simultaneidade do aquecimento das paredes, ora de um lado, ora de outro lado da vala. Assim, Massad (1978), de forma simplificada e a fim de levar em conta tal efeito, sugere que a redução nos gradientes máximos, proposta pela expressão 3.18, não seja aplicada no caso de paredes rígidas.

3.13 Estabilidade

A grande dificuldade e limitação da análise completa de uma vala está no fato de que todos os cálculos feitos, tanto para o dimensionamento quanto para as verificações, são executados independentemente uns dos outros. Como não se sabe a princípio qual o mecanismo de ruptura mais crítico para o sistema solo-parede de contenção-escoramento, analisam-se alguns

mecanismos de ruptura considerados viáveis isoladamente e garante-se uma segurança adequada da obra contra cada um deles.

Além das verificações de resistência e rigidez do paramento e do escoramento, objetos de ênfase nesta Tese, outras se fazem necessárias, como já mostrado na Figura 3.4, e neste item são discutidas. São elas: *estabilidade geral, ruptura hidráulica, estabilidade de fundo e estabilidade da ficha*.

A necessidade de uma certa ficha (comprimento da parede de contenção abaixo do fundo da escavação) é condicionada com maior ou menor peso, por todos estes fatores e também será discutida, em detalhes, mais adiante.

Saliente-se ainda, que o método de cálculo proposto nesta Tese não é capaz de levar em consideração a segurança do sistema estrutural contra os mecanismos de ruptura hidráulica e de estabilidade geral e de fundo.

3.13.1 Estabilidade Geral

Entende-se como ruptura geral de uma vala a ocorrência de um mecanismo de ruptura associado à rotação de um corpo rígido em torno de um ponto, com a superfície potencial de ruptura passando abaixo do "pé" da ficha, como mostrado na Figura 3.36.

A verificação de um sistema de contenção quanto a sua segurança à estabilidade geral consiste na verificação de um mecanismo de ruptura global do maciço, onde a parede de contenção é um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como corpo rígido. Normalmente essa verificação consiste em se garantir um fator de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloque ao longo de uma superfície cilíndrica, normalmente adotada com diretriz circular. A Figura 3.36 apresenta esquematicamente uma superfície hipotética de ruptura.

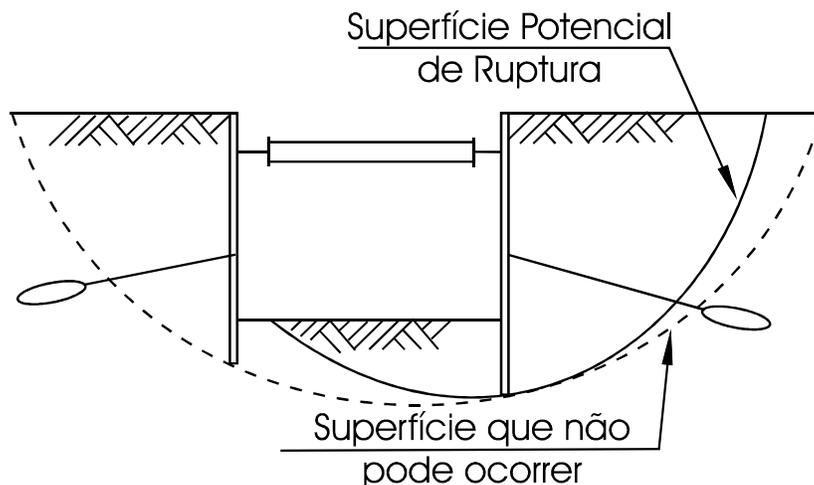


Figura 3.36 - Ruptura geral: superfícies potenciais
 FONTE: Marzionna et al., 1996, p.566.

3.13.2 Erosão interna (“piping”)

Este é um fenômeno que pode ocorrer apenas em condições especiais em valas, ou seja, quando o nível d’água externo está acima da cota de escavação e o subsolo na região do fundo da vala é constituído por camada de areia, e não se tenha um sistema específico de controle do fluxo d’água (Figura 3.37).

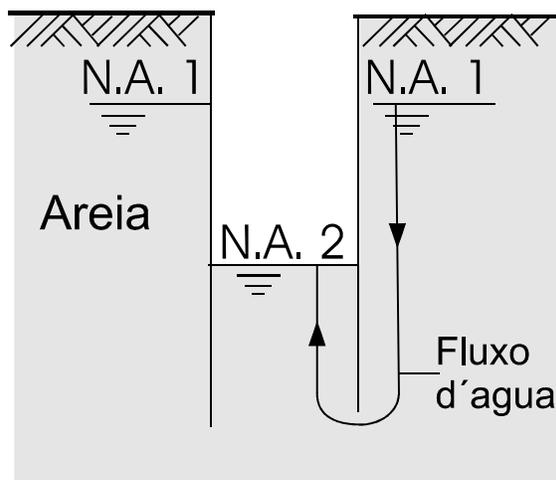


Figura 3.37 - Condições para a ocorrência do fenômeno de “piping”

FONTE: Marzionna et al., 1996, p. 569.

3.13.3 Estabilidade de Fundo

Este mecanismo de ruptura normalmente tem maior importância quando o fundo da escavação se encontra em argila mole, não se revelando condicionante do projeto da vala para os outros tipos de solo.

O mecanismo de ruptura associado a este fenômeno pode ser assemelhado a ruptura de fundação direta. A Figura 3.38 apresenta uma situação esquemática do mecanismo de ruptura em questão.

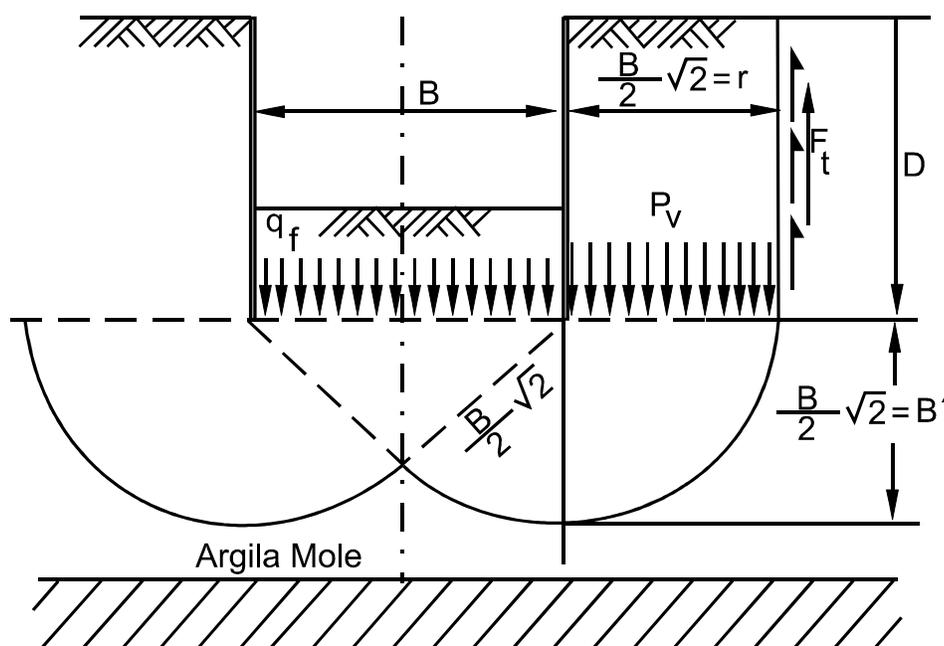


Figura 3.38 - Estabilidade do fundo da escavação

FONTE: Marziona et al., 1996, p. 569.

3.13.4 Considerações sobre a necessidade de ficha em contenções de vala

Considera-se como sendo a "ficha necessária" o menor comprimento da parede de contenção enterrado no solo, abaixo da cota final de escavação da vala, tal que garanta uma adequada

segurança à obra. Para tal condição ser obtida, no mínimo as seguintes verificações e cálculos são necessários:

- estabilidade geral;
- ruptura hidráulica;
- estabilidade do fundo da vala;
- estabilidade da parede (plastificação do solo na região da ficha);
- cálculo dos esforços solicitantes no sistema de escoramento;
- deslocamentos à superfície (recalques).

Evidentemente, há casos em que outras verificações adicionais fazem-se necessárias. Em função da concepção estrutural das obras, provisória ou permanente, e das condições hidrogeológicas da região, a ficha da parede de contenção pode vir a ser condicionada por outros fenômenos, como a ação de cargas verticais - caso em que a parede deverá ser verificada como elemento de fundação, sujeita às restrições comuns de capacidade de carga e recalques.

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

A seguir, tenta-se, se não explicar, pelo menos interpretar os motivos que conduzem ou podem conduzir ao emprego de ficha nas paredes de contenção:

- a) para a estabilidade geral da vala, caso a segurança da vala, com parede de contenção sem ficha fosse insuficiente, o seu emprego faria com que houvesse um crescimento do fator de segurança, desde que o solo abaixo da escavação não apresentasse parâmetros de resistência muito baixos, como é o caso de argilas moles. Para estes casos o emprego de fichas que parem nestas camadas de baixa resistência pouco auxilia no

aumento do fator de segurança. Entretanto, pode-se conseguir um aumento do fator de segurança mais significativo com o emprego de uma força externa convenientemente aplicada à parede proveniente do escoramento. Portanto, este não parece um argumento decisivo para o emprego de fichas em paredes de contenção;

- b) em função das condições hidrogeológicas da região em estudo e do sistema de rebaixamento do lençol freático escolhido para a obra, pode-se vir a ter problemas de liquefação, isto é, carreamento de partículas (no caso para dentro da vala) devido à percolação d'água. Para tais situações, o emprego de ficha na parede de contenção tem como função a criação de um obstáculo para a percolação da água, aumentando o seu caminho de percolação e diminuindo o gradiente ao longo do percurso e se não eliminando o carreamento de material, pelo menos diminuindo a sua intensidade e permitindo um controle mais fácil. Para isto, no entanto, é necessário que a parede de contenção seja contínua. Este motivo pode justificar a utilização de ficha nas paredes de contenção, entretanto outros métodos de controle do fluxo d'água existentes podem ser economicamente mais interessantes;
- c) quanto à estabilidade do fundo da vala, a ficha da parede de contenção pode vir a desempenhar papel essencial à estabilidade da estrutura quando há necessidade de se garantir um efeito de profundidade para melhorar, isto é, aumentar a capacidade de carga do solo. Agora, para que isso ocorra é necessário que a ficha resista como elemento estrutural. Outras soluções que não o emprego de ficha, tal como injeção química no solo, existem e podem ser usadas desde que sejam mais econômicas;
- d) finalmente há que se lembrar que, com qualquer que seja o método construtivo (economicamente viável) e método de cálculo, o não emprego de ficha na parede de contenção fará com que exista sempre um balanço na parede de contenção (da última estronca ou tirante até o fundo da vala) que resista às tensões do solo. Face à prática atual de execução de valas e necessidade de liberdade de trabalho e circulação no fundo da vala, o comprimento deste balanço pode ser tal que os esforços solicitantes nele atuantes sejam os condicionantes da parede de contenção e muito maiores que os demais atuantes no resto da parede. Para se diminuirmos esses esforços é necessário o emprego de ficha na parede de contenção, a qual buscará reação no solo abaixo da

escavação reduzindo os esforços solicitantes e conseqüentemente resultando em economia. Neste caso, também, a ficha deve resistir como elemento estrutural.

Assim, pelo acima exposto, o item d) parece ser o que mais justifica a aplicação de ficha em paredes de contenção e é justamente este tipo de consideração (cálculo de esforços solicitantes) que é focado no desenvolvimento do Método Unidimensional nesta Tese.

3.14 Detalhes Construtivos

O detalhe mais importante na execução de paredes de contenção advém do conceito de que o escoramento deve, tanto quanto possível, suprir o confinamento dado pelo próprio solo antes da escavação, isto é, deve ser capaz de impedir deslocamentos laterais além dos que ocorrem inevitavelmente, no intervalo de tempo que decorre entre a escavação e a instalação do escoramento. Deve haver, portanto, duas preocupações constantes, na execução de um escoramento: a de instalá-lo o mais rapidamente possível, já que os deslocamentos laterais evoluem no tempo, e a de evitar espaços vazios entre a parede do escoramento e o maciço escorado. Os deslocamentos se reduzem quando as pranchas são encunhadas contra o solo da parede da escavação e quando se aplica um esforço contra o maciço, por meio de um encunhamento entre a extremidade das estroncas e as longarinas. Convém ainda lembrar que o efeito da temperatura, principalmente em escoramentos metálicos, provoca variações sensíveis nos esforços atuantes, principalmente nas estroncas, cujo encunhamento, portanto, deve ser reapertado sempre que haja queda de temperatura após a instalação. Maiores detalhes com relação a efeitos de temperatura foram apresentados no item 3.12.

A demora na instalação do escoramento e a deficiência de encunhamento tanto das estroncas como das pranchas, leva a maiores deslocamentos, tanto laterais, nas paredes das valas, como verticais, na superfície do terreno adjacente, devidos ao desconfinamento do maciço escavado. Os deslocamentos verticais ocorrem mais intensamente numa faixa do terreno junto à vala, de largura da ordem da metade da profundidade da mesma e são decrescentes com o

afastamento do bordo da vala (é praticamente nulo a uma distância de 3 vezes a profundidade da vala), dando origem a distorções nas edificações que se situam dentro desses limites.

O efeito das distorções é maior nas paredes cujos planos são perpendiculares às faces da vala, podendo provocar fissuras mais ou menos intensas e extensas dependendo, dentre outros fatores, do tempo decorrido entre a escavação e a instalação do escoramento, do cuidado com os encunhamentos, da profundidade da vala e do tipo de solo escavado. Os deslocamentos podem também gerar danos em tubulações já executadas que estejam próximas à vala.

Segundo Marzionna et al. (1996), dois tipos de deslocamentos são identificados: os de curto prazo (elasto-plasticidade) e os de longo prazo (adensamento). Os primeiros são atribuíveis às inevitáveis alterações no estado de tensões “in situ”, decorrentes do alívio de tensões que o corte produz no terreno. São dependentes da rigidez do solo e da estrutura de contenção e, sobretudo, da maneira e da seqüência como esta é construída. Dependem enormemente da "qualidade" da execução medida pelos cuidados em se encunhar estroncas (ou pré-carregá-las), em se respeitar os níveis de escavação associados aos de escoramento definidos pelo projeto, em se evitar sobrecavações, em se evitar vazios atrás da contenção etc. É claro que a magnitude dos deslocamentos de curto prazo é afetada pelo tipo de solo e de estrutura de contenção, entretanto, a qualidade executiva, em geral, tem ação importante nos deslocamentos, podendo mascarar os demais fatores. Magnitudes mais elevadas de deslocamentos notados em argilas moles e em casos de escoramento por perfis com pranchões são, na verdade, quase sempre atribuídas a descuidos executivos e a qualidades construtivas inferiores. Técnicas executivas mais modernas ou mais avançadas têm reduzido sensivelmente os deslocamentos induzidos, concluem Marzionna et al. (1996).

A chave para controlar os recalques na superfície é atentar-se aos detalhes da construção, de modo a limitar a perda de solo horizontal ao mínimo. Ao invés de escorar as estruturas vizinhas, Peck (1969) recomenda modificações nos procedimentos construtivos. Uma sugestão é o “método em trincheira”. Neste método, ambos, as paredes e o escoramento, são construídos em comprimentos limitados com relação ao comprimento total da vala. As escavações restantes são

executadas depois que as anteriores foram terminadas. Onde o levantamento de fundo for um problema, este método pode ser usado em conjunto com a construção de estágios da laje de fundo.

Previsões numéricas de deslocamentos de curto prazo, a despeito das potencialidades dos processos computacionais de que se dispõe, muitas vezes falham, pela dificuldade de se prever ou mesmo de se incorporar o fator qualidade de execução na simulação numérica. Por este motivo, é usual ainda hoje, a utilização de métodos empíricos ou semi-empíricos para fazer tais previsões.

Há vários outros aspectos construtivos importantes na execução de valas escoradas como controle de água e rebaixamento do lençol freático (quando existente). Entretanto, abordagens construtivas não fazem parte do enfoque principal desta Tese.

3.15 Segurança Estrutural

3.15.1 Teoria de estados limites

Pode-se classificar as teorias de estados limites naquelas que focalizam estados limites de ruptura, correspondentes a condições de colapso, e as que enfocam condições limites de utilização e que dependem, portanto, da magnitude dos deslocamentos associados.

3.15.1.1 Teorias de estados limites de ruptura

Este primeiro grupo de teorias são aplicáveis a estruturas que satisfazem Condições de Deformações Mínimas (CDM) exigíveis ao desenvolvimento completo de estados de tensão de cedência no solo (plastificação do solo) como os estados de Rankine, ativo ou passivo. São teorias que possibilitam o cálculo dos empuxos laterais de solo sobre as estruturas de contenção, e que adotam a hipótese de que o terreno esteja em condição de ruptura, isto é, em condição de equilíbrio plástico.

As teorias de Estados Limites de Ruptura podem ser divididas em soluções rigorosas e em soluções não rigorosas. No primeiro subgrupo enquadram-se soluções da Teoria da Plasticidade, que preenchem todos os requisitos teóricos da plasticidade e no segundo as que não atendem um ou mais requisitos. No primeiro subgrupo encontram-se duas classes: as soluções exatas e as soluções numéricas, aproximadas.

A teoria mais famosa da classe de soluções exatas é a de Rankine, que requer extensão ou compressão lateral do solo, para mobilização de um estado geral ou local (cunha) de plastificação. Isto é conseguido pela translação ou rotação da estrutura vertical de contenção. Atinge-se um estado limite, às vezes descrito por estado de "Equilíbrio Limite".

Chama-se Equilíbrio Limite o estado que resulta da satisfação simultânea das condições de equilíbrio e de ruptura. O critério de ruptura mais comumente utilizado, na prática, é o de Mohr-Coulomb.

Ainda no subgrupo das soluções rigorosas destacam-se as soluções numéricas como o método das características de tensões, usado por Sokolovsky (1965), apud Ranzini e Negro (1996). Pressupõe-se que toda a massa de solo em deformação plana esteja em condição de Estado Limite de Ruptura. Wroth (1972), apud Ranzini e Negro (1996), mostrou que é possível estender este método às condições de mobilização parcial da resistência do solo, o que permitiria seu uso para estruturas que não satisfazem condições de deformação mínimas (NCDM - Estados Limites de Utilização).

Os teoremas da plasticidade, dos Limites Inferior e Superior (também chamados de Teorema Estático e Cinemático, respectivamente), permitem soluções que se designam por Análise Limite, como apresentado por Gudehus (1972), apud Ranzini e Negro (1996), para cálculo das cargas de colapso em estruturas de contenção.

Dentre as soluções não rigorosas, a de Coulomb é a mais conhecida. Trata-se de solução não rigorosa por desprezar o efeito do atrito contenção-solo na rotação das tensões principais.

Este efeito é mais pronunciado no modo passivo de ruptura que no ativo (ver Clayton et al., 1993), tendendo a curvar a superfície de ruptura, o que é desprezado por Coulomb.

3.15.1.2 Teorias de estados limites de utilização

O segundo grupo de teorias é aplicável a estruturas que não satisfazem condições de deformações mínimas (NCDM) e que, portanto, envolvem plastificação parcial do solo (regime elastoplástico) ou não envolve plastificação (regime elástico). Quatro são os subgrupos destas teorias. O primeiro envolve soluções exatas, obtidas analiticamente, como a de Finn (1963), apud Ranzini e Negro (1996), que permite o cálculo dos empuxos num muro de arrimo que translada ou roda ao redor do topo, contendo um maciço elástico linear.

O segundo subgrupo inclui soluções numéricas de forças-deslocamentos como as de molas, tipo Winkler, (análise unidimensional), as de elementos finitos e as de diferenças finitas (análise bidimensional). Permitem a adoção de leis constitutivas quaisquer, lineares ou não lineares. Possibilitam o cálculo evolutivo da estrutura de contenção, também descrito por cálculo incremental, que leva em conta a não linearidade geométrica (considera a estrutura deformada, isto é, os deslocamentos anteriores causando efeito nas ações atuais) permitida pelas análises incrementais.

O terceiro subgrupo inclui os métodos semi-empíricos, que utilizam alguma formulação teórica aproximada, não rigorosa, associada a elementos e dados extraídos de ensaios em modelos reduzidos, ou até mesmo de observações em protótipos. Aqui se incluem a Teoria Geral das Cunhas de Terzaghi (1941) e as Teorias de Cortinas Atirantadas (por exemplo: Tschebotarioff, Terzaghi, Rowe, Blum - ver em Clayton et al. (1993)). Também se enquadram neste subgrupo os métodos da viga contínua, o Free e o Fixed Earth Support..

O último subgrupo corresponde a todos os procedimentos empíricos, que não utilizam nenhuma formulação teórica, mas simplesmente baseiam-se em dados de observação de empuxos em contenções de valas escoradas. É o caso dos diagramas de envoltória de empuxos para argilas

e areias, de Terzaghi e Peck (1967), de Peck (1969), Guerra (1982) e para solos lateríticos de Massad et al. (1985).

3.15.1.3 Discussão de sobre os estados limites

Os dois itens anteriores tiveram por objetivo ilustrar a diversidade de teorias e métodos disponíveis para definição das cargas de solo em estruturas de contenção e conseqüente dimensionamento. A escolha da formulação mais adequada à estrutura em questão é função de vários fatores. O primeiro refere-se às características e tipo da estrutura, o que implica sua capacidade de atender ou não as condições de deformações mínimas (CDM). Em tese, atendem as CDM, muros de arrimo com fundação direta como os de gravidade, os muros de flexão, os muros mistos, os de contrafortes, os muros de gabiões, os “crib walls”. Quando estas estruturas são dispostas sobre fundações profundas (estacas, tubulões) ou quando são “atirantadas”, elas deixam de atender, em tese, as CDM.

Não atendem as CDM as cortinas rígidas ou flexíveis, ancoradas ou não, os escoramentos em geral (ancorados ou estroncados), sejam provisórios ou definitivos, em madeira, metálico-madeira, estacas pranchas, paredes-diafragmas e as estacas justapostas.

Em princípio, as teorias de Estados Limites de Ruptura deveriam ter aplicação exclusiva a contenções que atendem as CDM e as teorias de Estados Limites de Utilização a estruturas que não atendem às CDM. Observa-se na prática, entretanto, que nem sempre isto ocorre. Os motivos para tanto são vários, mas dois são os mais freqüentemente aludidos. Em primeiro lugar, alega-se que as teorias de Limite de Ruptura são mais simples tanto em sua formulação como em termos de uso. Em segundo lugar, alega-se que a incompatibilidade entre as cargas calculadas com a hipótese de deslocamentos grandes, isto é, superiores ao mínimo para assegurar um estado plástico no solo e a pequena magnitude dos deslocamentos reais da estrutura, deixa de existir com a introdução de um fator de segurança (FS). De qualquer maneira, com este procedimento, garante-se apenas parcialmente a compatibilidade entre deslocamentos e cargas. A rigor, isto só é feito através das teorias de Limite de Utilização, que incluem soluções numéricas. O

levantamento da prática de projeto de paredes com estroncas ou tirantes realizado por Negro e Leite (1994) revelou que 70% dos casos são tratados por processos empíricos ou semi-empíricos e em apenas 30% dos casos se empregam modelos numéricos de mola. Ao contrário do projeto de túneis, os métodos numéricos bidimensionais de meios contínuos, como o de elementos finitos ou diferenças finitas, raramente são aplicados no projeto de estruturas de contenção. Porém, são estes métodos numéricos que melhor propiciam otimizações de projeto ou revisões de hipóteses, através de retroalimentações de instrumentação de campo.

Medições de deslocamentos são rotineiras e baratas, em oposição às medições de cargas. Logo, retroanálises de deslocamentos permitem avaliações de carga por processos numéricos e assim possibilitam o confronto com premissas ou parâmetros de projeto. Isto dá ensejo a otimizações e economias que são usuais no acompanhamento técnico de escavações subterrâneas, porém raramente ocorrem em obras de contenção estroncadas ou atirantadas. Acredita-se que este estado atual da prática seja mais reflexo de tradições arraigadas do que de convicções técnicas da comunidade brasileira e, assim sendo, existe espaço para evoluções e aprimoramentos, complementam Negro e Leite (1994).

Conforme a NBR-8681 - Ações e Segurança nas Estruturas, as estruturas provisórias, responsáveis pela estabilidade da obra nas fases provisórias, podem ser calculadas com margem de segurança menor que as obras permanentes. Isso decorre essencialmente de dois fatos, a pequena vida útil da obra e o controle técnico presente.

3.15.2 Outras definições para estados limites

Uma outra abordagem dos requisitos de segurança, um pouco diferente dos conceitos anteriores, sugere as seguintes verificações a seguir.

3.15.2.1 Verificação de estados limites últimos (ELU)

Nessas verificações o objetivo é garantir uma margem mínima de segurança em relação a Estados Limites Últimos, isto é, estados em que é esgotada a capacidade resistente ou a estabilidade de parte ou do conjunto todo, terreno e estrutura. São elas (ver Figura 3.4):

- Estabilidade global;
- Estabilidade local da ficha (empuxo passivo) – giro da estrutura;
- Estabilidade de fundo;
- Estabilidade hidráulica de fundo;
- Resistência do paramento à flexão e ao cisalhamento;
- Resistência das estroncas à flexocompressão;
- Resistência dos tirantes à tração;
- Estabilidade da contenção atirantada (resistência do bulbo);
- Verificação local do apoio, contra o paramento, de estroncas/tirantes (punção).

3.15.2.2 Verificação de estados limites de utilização ou de serviço (ELS)

Nessa verificação o objetivo é garantir uma margem mínima de proteção em relação a estados limites de serviço, isto é, estados em que as especificações de desempenho em serviço deixam de ser atingidas.

São elas:

- Verificação dos recalques nas áreas lindeiras, decorrentes de escavação e rebaixamento do NA;
- Verificação de deslocamentos horizontais excessivos na parede e escoramento;
- Verificação do nível d'água dentro da vala;

- Verificação de vibrações geradas nas edificações lindeiras por cravação de estacas ou escavação a fogo (desmonte de rocha);
- Verificação das conseqüências de eventuais tratamentos nas utilidades/edificações lindeiras, como injeção do terreno; injeção do bulbo de tirante; execução de “jet grouting” em terreno sensível; e congelamento e descongelamento do terreno.

Na prática e de uma forma mais didática, do item 3.15.1 resulta o *método de cálculo* mais adequado ao tipo de estrutura de contenção que se está analisando, enquanto que neste item 3.15.2 apontam-se as verificações que devem ser realizadas para se assegurar contra os vários *mecanismos de ruptura e não conformidade* que podem se desenvolver no sistema.

3.15.3 Fatores de segurança para estabilidade

Um procedimento que vem ganhando aceitabilidade do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (CEEAA), CEEA (1996), é aplicar um fator de segurança (fator de redução da resistência) para os parâmetros de resistência do solo ϕ e c , enquanto usam-se melhores estimativas para outras quantidades. Devido aos empuxos passivos serem um pouco mais difíceis de se desenvolverem totalmente do que os empuxos ativos, a prática corrente é avaliar os empuxos passivos usando valores efetivos (reduzidos) de ϕ e c , isto é, $\text{tg } \phi_{\text{ef}} = \frac{\text{tg } \phi}{\text{CS}}$ e $c_{\text{ef}} = \frac{c}{\text{CS}}$.

Um fator de segurança pode ser aplicado aos empuxos ativos, porém é considerado suficiente o valor igual a 1, a não ser que deformações da contenção sejam restringidas.

O valor de penetração das estacas é baseado num fator de segurança para estabilidade aplicado às resistências do solo. Para evitar a composição de fatores de segurança, as estacas-prancha e as longarinas são projetadas para resistirem a esforços produzidos por empuxos de terra calculados com um fator de segurança igual a 1 para ambos, empuxos ativos e passivos. A respeito desta composição (ou sobreposição) de FS, Fang (1991) também ressalta que a sobreposição de fatores de segurança usados no dimensionamento geométrico, combinado com

aqueles usados no dimensionamento estrutural, levam, em muitos casos, a um dimensionamento conservativo.

Clayton et al. (1993) ensinam que o reconhecimento dos chamados estados limites é também de fundamental importância na mecânica dos solos, embora poucos engenheiros de solos notam que estes mesmos princípios também são aplicáveis, como na engenharia de estruturas. Na mecânica dos solos os dois estados limites comuns que ocorrem são devidos:

- 1) ruptura devido ao cisalhamento do solo, levando a distorção excessiva da estrutura ou ruína em estruturas de contenção;
- 2) excessivo deslocamento da estrutura, induzindo altas tensões em seus elementos como resultado de movimentos diferenciais e eventuais problemas nas estruturas vizinhas.

No projeto estrutural, a teoria estatística e de probabilidade são usadas para definir as propriedades dos materiais, como no concreto, na madeira e no aço. Por exemplo, a resistência característica usado no projeto de estruturas de concreto armado é baseada na hipótese que um grande número de ensaios de corpos-de-prova de concreto são realizados e que seus resultados se distribuem de uma forma normal (distribuição gaussiana). A resistência característica corresponde a uma situação de 95% de confiança, isto é, apenas a resistência abaixo de 5% dos testes é que resultam em falha.

Na mecânica dos solos este tipo de aproximação precisa ser considerado de forma cuidadosa. Solos frequentemente falham devido ao projeto não considerar que a parcela dos 5 % mais fraco do solo pode ocorrer em um único local, ao invés de se espalhar uniformemente por toda a parte, e é precisamente este o local mais desfavorável do ponto de vista do sistema. Assim, enquanto o conceito de estado limite é aceitável na mecânica dos solos, a aproximação estatística para as propriedades dos materiais que as acompanha em outras áreas da engenharia civil (aço, concreto e madeira), aqui não se aplica.

3.15.4 Definição dos fatores de segurança

Conforme Clayton et al. (1993), um único fator de segurança (FS) é normalmente utilizado durante a rotina de cálculo de estacas-prancha, de modo a considerar as incertezas advindas das ações aplicadas, parâmetros de resistência do solo, condições do nível d'água (NA) e geometria do solo, a fim de fornecer uma margem de segurança contra a ruína e manter as deformações dentro de limites aceitáveis. Sabe-se que o Eurocode 7 (EC 7) sugere um modo de cálculo com fatores parciais, onde os fatores nas ações (forças aplicadas) e reações (forças resistentes) são explicitamente considerados durante o cálculo. No entanto, na prática, há pouca certeza na eficiência dos métodos de projeto correntemente em uso e assim um elevado número de diferentes considerações para a segurança surgem:

a) Fator de segurança sobre o empuxo passivo:

$$\frac{E_p}{FS} \quad (3.21)$$

FS = 2 (BS 8002/94);

FS ≥ 1,5 (Canadian Foundation Engineering Manual);

FS = 1,5 a 2,0 (TENG, 1962).

b) Fator de segurança sobre os parâmetros de resistência efetivos passivos:

$$\varphi'_m = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg } \varphi'}{FS} \right) \quad (3.22 \text{ a})$$

$$\delta'_m = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg } \delta'}{FS} \right) \quad (3.22 \text{ b})$$

$$c'_m = \frac{c'}{FS} \quad (3.22 \text{ c})$$

FS = 1,5 a 2,0 para areias;

FS = 1,2 a 1,5 para argilas.

c) fator de segurança sobre todos os parâmetros de resistência (FS é aplicado aos empuxos ativo e passivo):

$$\varphi'_m = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg } \varphi'}{\text{FS}} \right) \quad (3.23 \text{ a})$$

$$\delta'_m = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg } \delta'}{\text{FS}} \right) \quad (3.23 \text{ b})$$

$$c'_m = \frac{c'}{\text{FS}} \quad (3.23 \text{ c})$$

FS = 1,5 (POTTS e BURLAND, 1983).

d) aumento do comprimento da ficha:

$$D = \text{FS}_d * D' \quad (3.24)$$

FS = 1,2 a 1,4 (TENG, 1962; USSI, 1975);

FS = 1,7 (TSCHEBOTARIOFF, 1973).

e) método revisado de Burland, Potts e Walsh (1981) (analogia com a teoria de capacidade de carga).

Nestes itens acima, os valores numéricos sugeridos para os FS são citados por Clayton et al. (1993), que fazem uma série de críticas e comentários sobre cada um deles. Para todos os 5 itens acima, Clayton et al. (1993) cita normas e autores que os sugeriram e valores usuais de FS, bem como faz críticas e análises para cada um deles. Está sendo feita aqui apenas a citação dos mesmos, sem maiores detalhes, pois o intuito é mostrar algumas das possibilidades de introduzir a segurança neste tipo de obra.

Finalmente, deve-se lembrar que é adequado e lógico considerar uma situação de projeto onde o solo e a estrutura falham simultaneamente.

Embora o princípio de estados limites na avaliação de situações críticas é atualmente bastante aceito, a forma exata de selecionar os parâmetros críticos precisa ser ainda muito estudada. Normas de materiais estruturais geralmente mencionam “valores característicos” para as ações e resistências dos materiais e então especificam “fatores parciais de segurança” do tipo γ_F

e γ_m que a partir de multiplicações e divisões irão gerar os “valores de projeto”. Bolton (1981) questiona a aplicabilidade de fatores parciais em materiais em que a estatística não possa ser aplicada. Deve-se dar preferência a dados de campo quando estes forem muito bem coletados. Quando não houver tal disponibilidade, dados das normas devem ser utilizados, embora com bastante critério.

Não está prevista a consideração de nenhum dos fatores de segurança retrocitados na implementação do Método Analítico Unidimensional proposto. Entretanto, pode-se, por exemplo, introduzir implicitamente a segurança através dos dados de entrada do método de cálculo, ponderando-os adequadamente, conforme se deseja calcular a estrutura com relação aos ELU ou ELS.

Também destaca-se que estudos mais aprofundados devem ser conduzidos neste aspecto, de modo a aplicar conceitos estatísticos a paredes de contenção que correlacionem os fatores de segurança (FS) aos índices de confiabilidade (β).

4 HIPÓTESES E MODELO DE CÁLCULO

4.1 Preliminares

Segundo Tufaile et al. (1983), um dos métodos construtivos mais utilizados na execução das obras enterradas do Metrô de São Paulo é o chamado método em trincheira, VCA ou ainda “cut-and-cover”. A elevada incidência deste tipo de obra que ocorre em quase todos os metrôs do mundo resulta da sua grande flexibilidade de adaptação às mais variadas condições locais de implantação e, também, devido ao seu menor custo quando comparado com outros métodos alternativos, como o com máquinas tuneladoras (tipo shield) e elevado, por exemplo.

O método, em si, é dos mais intuitivos, pois consiste simplesmente em escavar uma vala a partir da superfície do terreno, construir internamente as estruturas permanentes, e reaterrar os espaços remanescentes. Face às normais restrições do meio urbano e às grandes profundidades de escavação necessárias para atingir a cota de assentamento das estruturas permanentes, a contenção do solo circunvizinho à obra é feita por paredes verticais, de vários tipos, escoradas e/ou atirantadas.

O cálculo destas paredes é de grande complexidade, pois as diversas etapas de execução - de escavação e colocação de escoramentos, na descida, e de reaterro e retirada dos escoramentos, na subida - aliadas à heterogeneidade dos solos, criam uma seqüência de estados de tensões que têm que ser levados em conta, se se desejar executar uma obra que não cause danos nos edifícios e obras lindeiros à área a ser escavada.

A finalidade do estudo de Tufaile et al. (1983) é a de fornecer elementos teóricos para viabilizar a elaboração de um programa de cálculo unidimensional evolutivo de paredes de contenção a ser implantado em computadores digitais. Esse trabalho, bem como aqueles citados no item 3.3, é que embasam a construção do método de cálculo proposto nesta Tese.

Na execução da vala, caracterizam-se as fases que são constituídas por combinações das seguintes operações:

- Variação do nível do lençol freático (variação de pressões neutras no solo);
- Escavação – Reaterro;
- Instalação de estroncas pré-comprimidas ou não;
- Instalação de tirantes;
- Retirada de estroncas e/ou tirantes;
- Aplicação de sobrecargas no maciço;
- Aplicação de sobrecargas na parede, etc.

O cálculo determina, em cada fase:

- Os deslocamentos da parede;
- Os esforços solicitantes na parede;
- As envoltórias de deslocamentos e esforços;
- Os esforços nas estroncas ou tirantes;
- As pressões no solo;
- Os recalques diferenciais no exterior da vala (apenas estimativa).

4.2 Hipóteses e Modelos de Cálculo

No caso específico de paredes de contenção de valas escoradas, tem sido usual o emprego de métodos de cálculo baseados em resultados de medidas experimentais, usualmente chamados de métodos empíricos, ou ainda, os conhecidos como semi-empíricos, que admitem como carregamento um diagrama de tensões para ambos os lados da parede para cada fase de escavação, pressupondo, portanto, o tipo e grandeza dos deslocamentos da estrutura e utilizando processos de cálculo não evolutivos. Estes processos assimilam a parede a uma viga e consideram as estroncas como apoios fixos.

Com o advento dos computadores digitais, permitindo a resolução de grandes sistemas de equações lineares, bem como o tratamento numérico de equações diferenciais, houve uma verdadeira revolução no campo dos modelos matemáticos e surgiram o que se chamam de métodos analíticos ou numéricos.

Assim, desenvolveu-se uma poderosa ferramenta de cálculo, que é o Método dos Elementos Finitos, que se constitui em uma das melhores formas de simular através de um modelo matemático aquilo que realmente ocorre na estrutura. Entretanto, este ainda não é um método usual, pois trata-se de um processo bastante oneroso, e sua análise é muitas vezes trabalhosa. Outro fato que se deve salientar é o de que de nada adianta utilizar métodos de cálculo sofisticados se houver muitas incertezas nos parâmetros adotados. Ressalta-se que estas afirmações são motivos de ampla e polêmica discussão na bibliografia consultada.

Assim, a aplicação do Método dos Elementos Finitos é ainda restrita em projetos correntes, sendo utilizado apenas em casos particulares ou em estudos paramétricos, onde vem sendo de grande utilidade.

Os métodos unidimensionais, de aplicação bem mais simples, tanto no que diz respeito à entrada de dados, como à análise dos resultados, e a custos bem inferiores, apresentam um grande progresso em relação aos métodos empíricos e semi-empíricos, pelo fato de serem evolutivos e de necessitarem menos hipóteses simplificadoras, apresentando, portanto, uma relação custo benefício bastante interessante.

Esse será o modelo utilizado no presente estudo, que pode ser caracterizado pelos seguintes aspectos:

- 1) permite considerar a deformabilidade do escoramento (as estroncas e os tirantes têm comportamento elástico-linear / elásto-plástico perfeito);
- 2) considera a evolução da obra;

- 3) a mobilização da tensão no fundo da vala é determinada e não estimada, em função dos deslocamentos da parede;
- 4) são válidas as hipóteses da Teoria de Vigas da Resistência dos Materiais;
- 5) a parede é assimilada a uma viga imersa no solo de largura unitária, trabalhando em regime elástico-linear, ou seja, vale a equação da linha elástica;
- 6) o solo, nas diversas camadas que caracterizam o perfil geológico, tem um comportamento elásto-plástico perfeito com histerese, onde adota-se a hipótese de Winkler, ou seja, discretiza-se o solo através de uma série de molas independentes entre si, associada ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb, que acaba por fornecer a cada mola uma função força-deslocamento.

Em que pese os benefícios trazidos pelo Modelo de Winkler, não se pode omitir algumas de suas limitações. Além do fato de não considerar a bidimensionalidade do sistema, uma dificuldade deste método reside no fato de ser necessário admitir-se, para o trecho elástico da curva característica da mola, o seu coeficiente de mola (k_h), função do coeficiente de reação elástica do solo (k_s). Esse coeficiente é de difícil avaliação, uma vez que é função da própria interação solo-estrutura, e depende não só das propriedades do solo próximo à parede (granulometria, condições de adensamento, curva tensão x deformação, resistência ao cisalhamento, condições de drenagem etc.), como também das características da parede (rigidez, processo de instalação da parede, tipo de escoramento etc.). Finalmente, não se leva em conta os deslocamentos verticais nem são considerados os possíveis efeitos oriundos do atrito entre o solo e a parede bem como da componente vertical de esforços devido à protensão de tirantes inclinados, além do peso próprio da parede.

Nos itens seguintes é apresentada a fundamentação do modelo de cálculo proposto que para possuir aplicação prática levou à construção de um programa computacional batizado de CEDEVE.

4.3 Discretização da Parede

Para a discretização da parede são necessárias algumas definições:

- *Pontos Singulares*: são pontos notáveis da parede que precisam ser considerados necessariamente como nós em sua discretização. Constituem-se pontos singulares, por exemplo, os pontos de início e fim da parede, os pontos de incidência de tirantes e estroncas, os de mudança das camadas do solo, entre outros;
- *Intervalo*: é a distância entre dois pontos singulares contíguos;
- *Elemento*: é cada uma das partes elementares que compõem a parede. É representado por um comprimento e pelos nós que se situam nas suas extremidades. Seu comprimento é determinado em função do intervalo a que pertence e do comprimento máximo ($L_{\text{máx}}$) que ele pode ter e que deve ser previamente estipulado;
- *Nós*: são os pontos que definem as extremidades dos elementos e correspondem à última etapa de cálculo necessária para a discretização total da parede.

4.4 Características Geométricas da Parede e Influência do Esforço Cortante

4.4.1 Produto de rigidez

Supõem-se, que o módulo de deformação longitudinal da parede (E) seja constante. Se também o momento de inércia (I) o for ao longo de todo o comprimento da parede, conseqüentemente, o produto de rigidez (EI) também será.

4.4.2 Influência do esforço cortante

Por ocasião da montagem da matriz de rigidez pode ser elaborada, além da matriz que leva em conta somente as deformações oriundas dos esforços de flexão, uma outra que considera as deformações oriundas dos esforços de flexão e cisalhamento. O objetivo dessa montagem é o de pesquisar a influência do esforço cortante no cálculo da parede. Para isto, deve ser fornecido

ao programa os valores de G (módulo de deformação transversal), A (área da seção transversal) e ψ (coeficiente de forma) da parede. Neste caso, deve-se definir os valores de Z , V e U que são coeficientes utilizados no cálculo.

$$Z = \frac{1}{1 + \frac{12}{\alpha L^2}} \quad (4.1)$$

$$V = \frac{\alpha L^2 - 6}{\alpha L^2 + 12} \quad (4.2)$$

$$U = \frac{\alpha L^2 + 3}{\alpha L^2 + 12} \quad (4.3)$$

sendo $\alpha = \frac{GA}{\psi EI}$ (4.4)

onde L é o comprimento do elemento.

O coeficiente ψ é uma quantidade adimensional que pode ser calculada para cada uma das formas da seção transversal da parede, como por exemplo, retangular ou circular.

Estes valores devem ser aplicados adequadamente aos termos da matriz de rigidez (ver Tabela 4.3). Quando não se deseja obter os deslocamentos com a influência dos esforços de cisalhamento, basta tornar os valores de Z , V e U unitários na matriz de rigidez. Saliente-se que estes 3 parâmetros precisam ser armazenados como grandezas vetoriais, já que L não é, em geral, constante. Para que a influência nos deslocamentos seja grande é preciso que Z , V e U afastem-se do valor unitário. Para isto, α deve tender a um número pequeno (inércia grande para uma mesma área). Da mesma forma, quanto menor o valor de L , maiores as influências do cisalhamento sobre os deslocamentos.

4.5 Parâmetros do Solo

4.5.1 Características iniciais do maciço

Supõe-se que o solo interior e exterior à vala tenham as mesmas características iniciais.

Para efeito de cálculo, admite-se que sejam conhecidos, além do Número de Camadas de Solo (NCS), os seguintes elementos para cada uma delas:

- 1) A cota de início e final da camada em relação ao nível de referência (C_{i_CS} , cota superior; C_{f_CS} , cota inferior);
- 2) O peso específico do solo (γ ou gama);
- 4) A coesão (c ou coesao);
- 5) Ângulo de atrito interno (ϕ ou ϕ_i);
- 6) Coeficiente de empuxo ativo (k_a);
- 7) Coeficiente de empuxo em repouso (k_0);
- 8) Coeficiente de empuxo passivo (k_p).

4.5.2 Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo

Além das grandezas vistas em 4.5.1, admite-se, como conhecida, a distribuição do coeficiente de reação elástico horizontal do solo, cuja função é a de definir o valor que terá a rigidez de um determinado elemento de solo (mola). Para tanto, deve-se conhecer para cada camada de solo:

- K_{sup} (coeficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto superior da camada);
- K_{inf} (coeficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto inferior da camada).

Para um ponto intermediário pertencente a uma determinada camada admite-se que o coeficiente de apoio elástico seja obtido através de interpolação linear entre aqueles definidos para o início e o final da camada (Figura 4.1).

4.6 Distribuição das Pressões Neutras no Solo

Para se levar em conta os efeitos da pressão neutra no solo, admitem-se como conhecidas, além do número de camadas ou de lençóis freáticos, as seguintes grandezas para cada lençol:

- a) Início do lençol (Ci_U) (cota superior);
- b) U_{sup} - pressão d'água no ponto superior;
- c) Final do lençol (Cf_U) (cota inferior);
- d) U_{inf} - pressão d'água no ponto inferior.

Para um ponto intermediário, a pressão d'água é obtida através da interpolação linear entre os pontos extremos.

4.7 Rigidez de um Elemento de Solo

Na Figura 4.1, mostra-se uma parede e os diagramas de distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo.

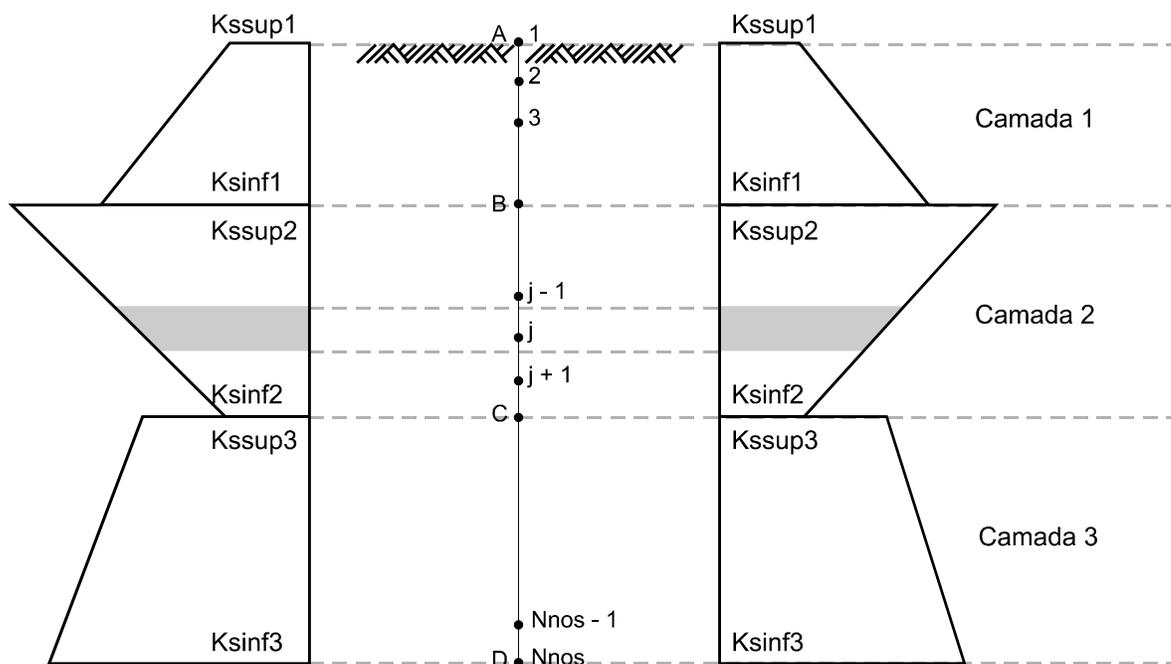


Figura 4.1 - Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-8.

Se no topo da parede (ponto A) for aplicado uma ação horizontal (neste instante não é relevante o sentido da ação), o conjunto solo-parede se deformará.

Tomando um nó qualquer, como, por exemplo, o j , tem-se que a deformação ali ocorrida corresponde a um esforço ΔP_j que comprime uma das faixas de influência das camadas de solo adjacente com as faces da parede, e alivia a outra.

Supondo que essas faixas de influência do solo nas proximidades do ponto j estejam trabalhando no regime elástico, podem-se associar, aos seus comportamentos, molas isoladas entre si (hipótese de Winkler) de modo que os esforços reativos das mesmas sejam proporcionais aos coeficientes de molas dos elementos de solo existentes naquelas faixas.

Se k_j for o coeficiente de mola de ambos os elementos de solo, cada um de um lado da parede, e d_j for a deformação do nó j , então, pode-se escrever que

$$2k_j d_j = \Delta P_j \text{ ou } k_j d_j = 0,5 \Delta P_j \quad (4.5)$$

ou seja, o esforço reativo de cada mola corresponde à metade do esforço ΔP_j que cabe ao nó j .

O coeficiente de mola ou rigidez (k_h) é expresso em função da distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo (k_s), importando a faixa de influência de solo.

4.8 Empuxos e Deslocamentos Limites de um Elemento de Solo numa Determinada Fase

Retomando o nó j , utilizado como exemplo no item 4.7, pode-se considerar o que segue.

Para a parede suposta em repouso da Figura 4.1 (de cada lado da parede existem somente as camadas de solo em estado de equilíbrio estático), atuam no ponto j o E_{re0} (empuxo em repouso à esquerda ou externo à vala) e o E_{ri0} (empuxo em repouso à direita ou interno à vala).

Em relação aos diagramas de empuxos x deslocamentos indicados nas Figuras 4.3 e 4.4, que constituem os modelos reológicos de funcionamento das molas ou elementos de solo, pode-se afirmar que as molas à esquerda e à direita se encontram em repouso, valendo a igualdade:

$$E_{re0} + E_{ri0} = 0 \text{ (condição de equilíbrio de forças no nó } j)$$

sendo que $E_{re0} < 0$ e $E_{ri0} > 0$, segundo a convenção de sinais adotada (ver Figura 4.12).

Não existem ainda deslocamentos e o nó j , em relação aos diagramas de empuxos x deslocamentos, se encontra no ponto B (ver Figuras 4.3 e 4.4).

Supondo-se que se aplique através de incrementos de força P_i um esforço P horizontal no topo da parede de tal modo que se tenha

$$P = \sum_{i=1}^5 P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \quad (4.6)$$

Seja ΔP_1 o quinhão de carga de P_1 que será absorvido pelos elementos de solo junto ao nó j (quinhão de carga do 1º esforço P_1 aplicado no topo da parede; ΔP_1 também pode ser assimilado à soma das reações das molas interna e externa ao nó j , na condição de 1º estágio). Nessas condições (1º estágio de carregamento), tem-se, de acordo com a Figura 4.2 b que os dois elementos estão trabalhando no regime elástico (um elemento de solo é comprimido e o outro é tracionado de $\sum_{i=1}^1 d_{j,i}$ que é o deslocamento sofrido no 1º estágio de carregamento).

No final do 1º estágio de carregamento, as forças atuantes nos elementos de solo externo e interno à vala, no nó j , valem

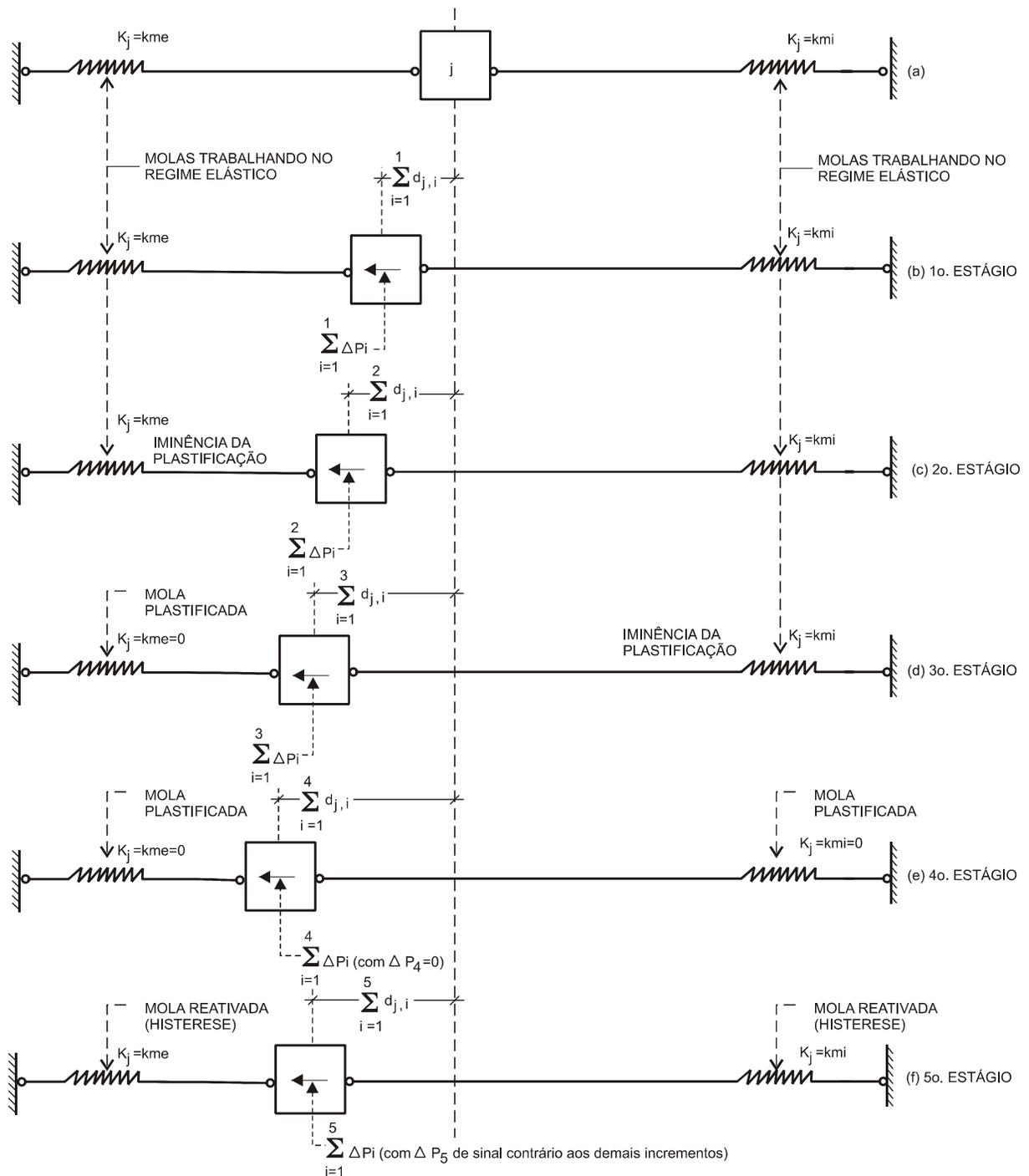


Figura 4.2 - Empuxos e deslocamentos atuantes sobre os elementos de solo junto ao nó j

FONTE: Tufaille et al., 1983, p. 2-9.

$$E_{ref,j,1} = E_{re0} + k_j \sum_{i=1}^1 d_{j,i} \quad (\text{comprime ainda mais}) \quad (4.7)$$

$$E_{rif,j,1} = E_{ri0} + k_j \sum_{i=1}^1 d_{j,i} \quad (\text{alivia}) \quad (4.8)$$

Em relação aos diagramas de empuxos x deslocamentos (Figuras 4.3 e 4.4), os estágios de deformação que se encontram as molas são representados pelo ponto 1 genérico contido no segmento AB (semi-trecho inclinado do diagrama definido pela tangente do ângulo θ , sendo $\text{tg}\theta = k_j$, cruzando com o eixo de referência dos empuxos no ponto B que é a ordenada do empuxo em repouso).

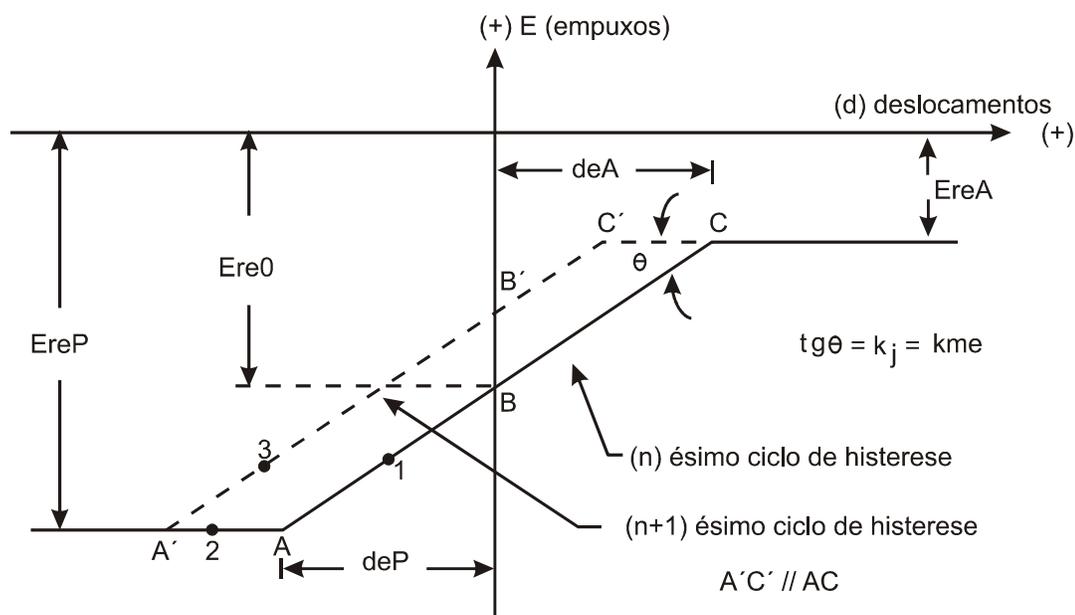


Figura 4.3 - Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à esquerda do nó j (elemento de solo externo à vala)

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-10.

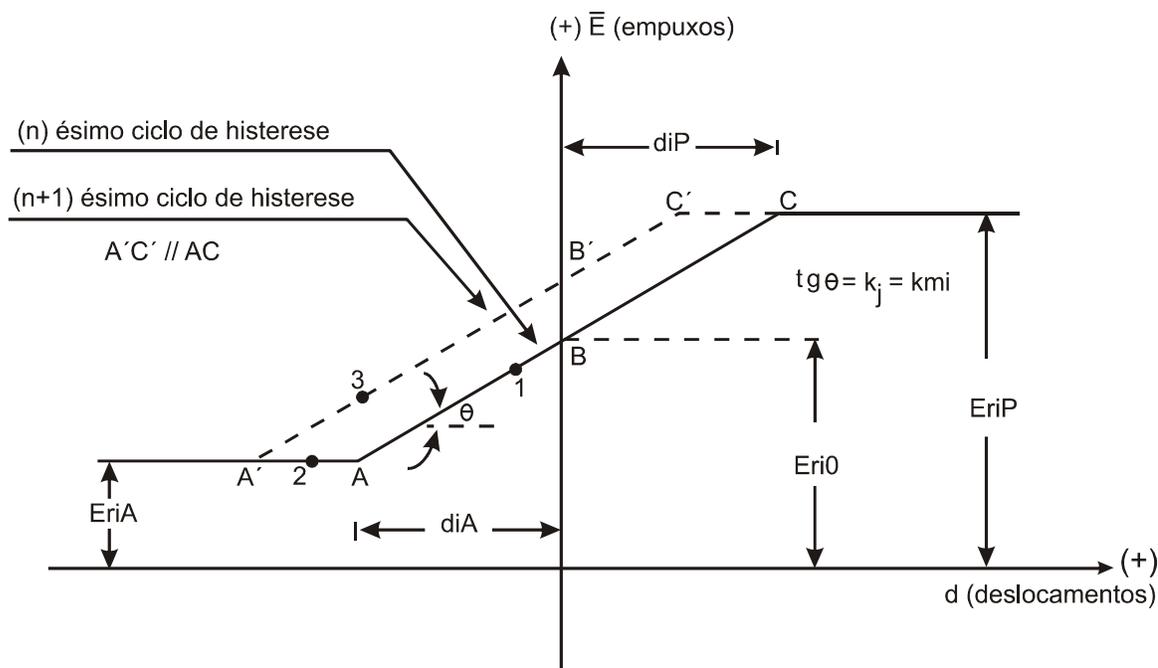


Figura 4.4 - Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à direita do nó j (elemento de solo interno à vala)

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-10.

Deve-se observar, de acordo com a convenção adotada nesses diagramas, que os valores numéricos de E_{re0} e E_{ri0} são negativo e positivo, respectivamente, e que $d_{j,1}$ é negativo (ver Figura 4.12).

Num 2º estágio, se se continuar aumentando $\sum P_i$, observa-se, pelos diagramas da Figura 4.2c, que existe um incremento ΔP_2 no nó j tal que, somado a ΔP_1 (está no regime elástico e portanto vale a superposição de efeitos), coloca a mola à esquerda do nó j na posição A, Figura 4.3, (supõem-se aqui que a mola à direita está com sua deformação ainda localizada no semitrucho AB).

Nessas condições, a mola à esquerda do nó j atinge o valor do deslocamento elástico passivo limite externo no nó j (d_{eP}) acima do qual ela não tem mais condições de absorver esforços reativos, pois a ele corresponde o empuxo passivo limite externo do solo que não pode ser ultrapassado (E_{reP}).

Nessa situação, a mola é dita plastificada e a qualquer esforço adicional que tenda a apassivá-la corresponde à mesma se deformar sem que, nela, haja acréscimo de esforços (para efeito de rigidez dessa mola tem-se, a partir deste instante, o equivalente a $k_j = 0$).

Como no estágio 1, as forças nas molas são calculadas por superposição de efeitos, já que ainda se está na condição limite:

$$Eref_{j,2} = Ere0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} = EreP \quad (4.9)$$

$$Erif_{j,2} = Eri0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} \quad (4.10)$$

Num 3º estágio, se continuarmos aumentando $\sum P_i$, deverá existir um incremento ΔP_3 (ver Figura 4.2 d) tal que somado a $\sum_{i=1}^2 P_i$ coloca a mola à direita do nó j na situação do ponto A, Figura 4.4. Nestas condições, tendo em vista que a mola à esquerda não mais trabalha, o esforço ΔP_3 só pode ser absorvido totalmente pela mola da direita.

No final desse 3º estágio os deslocamentos e esforços nas molas, são os seguintes:

Mola à esquerda:

$$\text{Deslocamento: } \sum_{i=1}^3 d_{j,i} \quad (4.11)$$

$$\text{Força: } Eref_{j,3} = Eref_{j,2} = Ere0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} = EreP \quad (4.12)$$

(como $k_j = 0$ a partir de ΔP_3 , a mola j não absorve mais esforços adicionais)

Mola à direita:

$$\text{Deslocamento: } \sum_{i=1}^3 d_{j,i} \quad (4.13)$$

$$\text{Força: } Eri_{f_{j,3}} = Eri_0 + k_j \sum_{i=1}^3 d_{j,i} = Eri_A \quad (4.14)$$

(absorve todos os esforços adicionais, pois como ainda está no limite elástico, vale a superposição de efeitos)

Num 4º estágio (ver Figura 4.2e), qualquer incremento de força (que implique deslocamento de j da direita para a esquerda) só pode ser absorvido por outras molas da parede que não sejam aquelas junto ao nó j. Assim, um incremento de carga P_4 corresponderá em j um $\Delta P_4 = 0$, gerando um deslocamento $d_{j,4}$.

Nos diagramas de empuxos x deslocamentos, os estágios de deslocamentos das molas são representados pelo ponto 2 situado no intervalo AA' (Figuras 4.3 e 4.4).

No final do 4º estágio, os deslocamentos das molas são $\sum_{i=1}^4 d_{j,i}$ e os esforços:

$$Eref_{j,4} = Ere_0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} = Ere_P \quad (4.15)$$

$$Eri_{f_{j,4}} = Eri_0 + k_j \sum_{i=1}^3 d_{j,i} = Eri_A \quad (4.16)$$

Suponha-se, finalmente, um 5º estágio no qual, para um P_5 aplicado no topo da parede, corresponda um ΔP_5 contrário à tendência de $\sum_{i=1}^4 d_{j,i}$ no nó j. Nessas condições admite-se que ocorre o fenômeno da histerese do solo voltando os elementos de solo a trabalhar elasticamente segundo a reta tracejada indicada nos diagramas de empuxos x deslocamentos. O estágio de deformação em que se encontra a mola é representado pelo ponto 3 qualquer do segmento A'C' do diagrama de empuxos x deslocamentos, onde A'C' // AC (Figuras 4.3 e 4.4).

Os deslocamentos das molas valem $\sum_{i=1}^5 d_{j,i}$ (lembrando que $d_{j,5}$ tem sinal contrário aos demais deslocamentos) e os esforços:

$$E_{ref\ j,5} = E_{re0} + k_j (d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,5}) \quad (4.17)$$

$$E_{rif\ j,5} = E_{ri0} + k_j (d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,3} + d_{j,5}) \quad (4.18)$$

(sendo $d_{j,1}$, $d_{j,2}$, $d_{j,3}$ e $d_{j,4}$ negativos e $d_{j,5}$ positivo)

Na realidade, embora os resultados das expressões 4.17 e 4.18 não se alterem, formalmente, o mais adequado seria mostrar que em 4.17 os $d_{j,3}$ e $d_{j,4}$ e em 4.18 o $d_{j,4}$ existem, isto é, não são nulos. O que não existe são os esforços associados, pois os k_j respectivos é que são nulos. Raciocínio análogo deve ser feito às expressões 4.12, 4.15 e 4.16.

Assim é que, apesar dos empuxos limites continuarem os mesmos, a admissão do fenômeno de histerese, corresponde a impor para o solo, novos limites de deslocamentos diferentes daqueles iniciais, isto é, a cada novo ciclo de histerese que ocorrer, novos deslocamentos limites serão estabelecidos. A translação nos eixos dos empuxos, implícita no método de cálculo, permite considerar o fenômeno descrito pela consideração dos empuxos efetivos da fase ou subfase anterior a que está sendo examinada (Figura 4.6).

Do exame do diagrama de empuxos x deslocamentos apresentado, ressalta-se a importância, para os cálculos a serem mostrados na seqüência, das seguintes grandezas:

- a) Empuxos passivos limites (E_{riP} e E_{reP});
- b) Empuxos ativos limites (E_{riA} e E_{reA});
- c) Empuxos em repouso (E_{ri0} e E_{re0});
- d) Empuxos efetivos (E_{rif} e E_{ref});
- e) Deslocamentos passivos limites (d_{iP} e d_{eP});
- f) Deslocamentos ativos limites (d_{iA} e d_{eA}).

cujos valores numéricos dependem, entre outros fatores, do tipo de solo, da profundidade em que se encontra o elemento estudado, da existência ou não de fundações ou de sobrecargas etc.

Os valores descritos nos itens a), b) e c) não variam após sucessivos ciclos de histerese, enquanto os de d), e) e f) variam para cada ciclo de histerese. Ressalte-se que da forma como foi estabelecido o modelo de cálculo, para cada mola plastificada (subfase), os valores apresentados em d), e) e f) são alterados e a cada nova fase (escavação) todos os valores podem variar (Figura 4.6).

4.9 Estados do Solo

No método de cálculo estudado, considera-se o estado do solo interno (Esoloi) e o estado do solo externo (Esoloe). Quando a mola estiver ligada (trecho elástico), atribui-se o valor 1 para estes parâmetros, e quando desligada (trecho plástico), estes valores devem ser 0.

4.10 Empuxos e Deslocamentos de um Elemento de Solo em um nó entre Dois Ciclos Consecutivos de Histerese

Considere-se a Figura 4.5 na qual se representa o diagrama de empuxos x deslocamentos correspondente a dois ciclos de histerese consecutivos. Nesse diagrama, são indicadas as seguintes grandezas correspondentes a uma fase qualquer de cálculo:

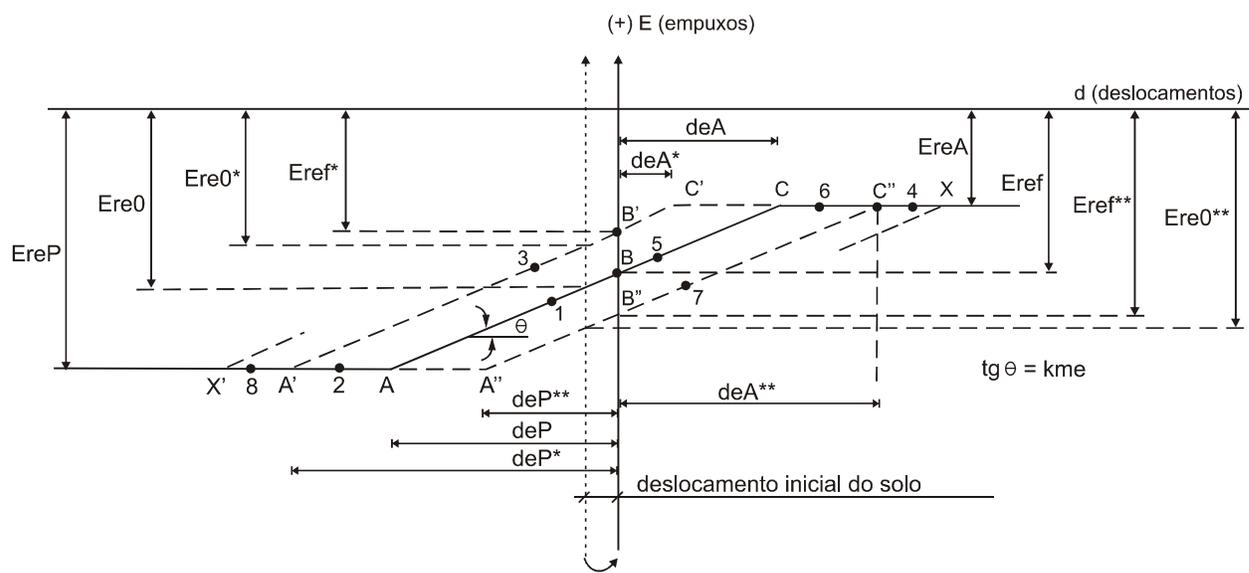


Figura 4.5 - Diagrama de empuxos x deslocamentos do elemento de solo à esquerda do nó n
(elemento de solo externo à vala)

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-14.

a) Grandezas fixas

- EreP = Empuxo passivo limite externo no nó genérico n (EriP quando interno);
- EreA = Empuxo ativo limite externo no nó genérico n (EriA quando interno);
- kme = Coeficiente de mola no nó genérico n (kmi quando interno).

b) Grandezas variáveis:

- Ere0 = Empuxo em repouso externo no nó genérico n num ciclo qualquer de histerese (Eri0 quando interno);
- Ere0* = Empuxo em repouso no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de Ere0 (Eri0* quando interno);
- Eref = Empuxo efetivo externo no nó genérico n num ciclo qualquer de histerese (Erif quando interno);
- Eref* = Empuxo efetivo externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de Eref (Erif* quando interno).

A noção de empuxo efetivo está inicialmente relacionada com a eventual presença de sobrecargas (permanentes ou acidentais) que altera o estado de repouso inicial do solo e em consequência o seu deslocamento. Na Figura 4.5 indica-se o deslocamento inicial do solo que determina os novos eixos de referência dos empuxos. À medida que novos deslocamentos ocorrerem, os valores dos empuxos efetivos também vão sendo alterados.

deP = Deslocamento elástico passivo limite externo no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (diP quando interno);

deP^* = Deslocamento elástico passivo limite externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de deP (diP^* quando interno);

deA = Deslocamento elástico ativo limite externo no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (diA quando interno);

deA^* = Deslocamento elástico ativo limite externo no nó genérico n correspondente ao ciclo de histerese consecutivo àquele de deA (diA^* quando interno).

O segmento de reta AC da Figura 4.5 define um ciclo qualquer de histerese. A partir do ponto B, correspondente à condição de empuxo, E_{ref} , existem duas possibilidades de deslocamento do nó n .

A primeira possibilidade corresponde a percorrer o circuito¹ BAA'C'X, a qual corresponde ao elemento de solo trabalhar:

Em BA (num ponto qualquer 1) no regime elástico;

Em AA' (num ponto qualquer 2) no regime plástico passivo;

Em A'C' (num ponto qualquer 3) no regime elástico com histerese após apassivação;

Em C'X (num ponto qualquer 4) no regime plástico ativo onde em X ocorre um novo ciclo de histerese após ativação.

¹ As variáveis denotadas com um asterisco (*) estão associadas ao circuito BAA'C'X que correspondem a uma situação inicial de apassivação do elemento. Raciocínio análogo pode ser feito para o circuito BCC''A''X' que corresponde a uma condição inicial de ativação do elemento, sendo neste último caso, as variáveis denotadas por 2 asteriscos (**), como na Figura 4.5.

A segunda possibilidade corresponde a percorrer o circuito $BCC''A''X'$, a qual corresponde ao elemento de solo trabalhar:

Em BC (num ponto qualquer 5) no regime elástico;

Em CC'' (num ponto qualquer 6) no regime plástico ativo;

Em $C''A''$ (num ponto qualquer 7) no regime elástico com histerese após ativação;

Em $A''X'$ (num ponto qualquer 8) no regime plástico passivo onde, em X' , ocorre um novo ciclo de histerese após apassivação.

Os segmentos de reta $A'C'$ e $A''C''$ definem os dois possíveis (porém não simultâneos) ciclos consecutivos ao ciclo de histerese definido pelo segmento AC. É oportuno lembrar que aqueles segmentos são paralelos a este. Análise análoga pode ser feita ao caso de um elemento de solo interno à vala.

Deve-se observar que, na aplicação prática do método proposto, uma modelagem equivalente foi considerada, onde o eixo dos empuxos é transladado a cada subfase, de modo que os cálculos dos deslocamentos limites após histerese sejam automaticamente considerados (Figura 4.6).

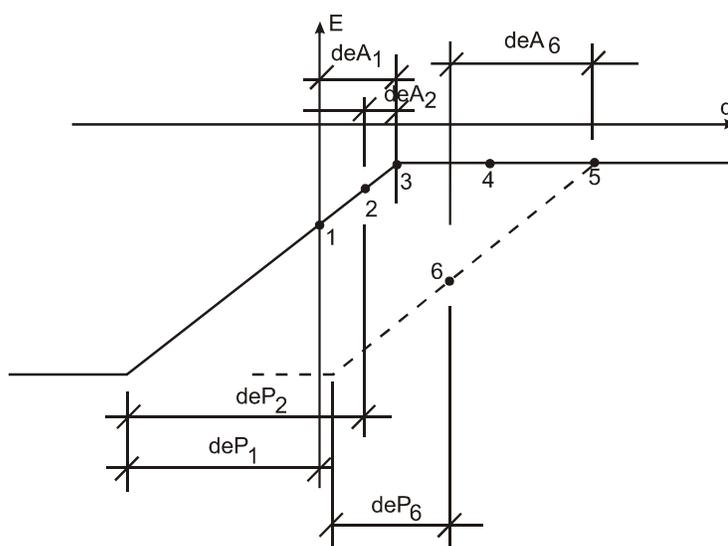


Figura 4.6 - Diagrama de deslocamentos limites ativo e passivo

4.11 Coeficiente de Mola Global de um Nó

4.11.1 Expressão do coeficiente global

Tendo-se já feito anteriormente a divisão da parede em elementos, associam-se, aos nós que os limitam, apoios em mola representados por um coeficiente de mola global do nó n que é chamado de k , obtido através da expressão:

$$k = k_{mi} + k_{me} + K_{Eno} + K_{Tno} \quad (4.19)$$

k_{mi} e k_{me} = coeficientes de mola de um dos elementos de solo, eventualmente existentes junto ao nó n , interno e externo, respectivamente;

K_{Eno} = coeficiente de mola de uma estronca eventualmente presente no nó n ;

K_{Tno} = coeficiente de mola de um tirante eventualmente presente no nó n .

Note-se que, nos nós onde não existem estroncas ou tirantes na fase, os correspondentes valores de K_{Eno} e K_{Tno} são nulos. Para os trechos de solo em que tenha ocorrido escavação tem-se $k_{mi} = 0$. Para as molas plastificadas, k_{mi} e k_{me} também assumem valores nulos.

4.11.2 Comportamento de uma estronca como sendo um apoio tipo mola

Para efeito de cálculo da rigidez da estronca admite-se, já que a vala é considerada simétrica, que o vão a considerar é a metade do vão total (LE) da largura da vala, qualquer que seja o caso a ser analisado, desconsiderando as espessuras de longarinas e cunhas.

A estronca é considerada como uma mola acoplada ao nó do lado interno à vala cuja rigidez vale:

$$K_E = \frac{2 E E A E}{L E} \quad (4.20)$$

onde:

EE = módulo de deformação longitudinal do material constitutivo da estronca;

AE = área da seção transversal da estronca (dividir pelo espaçamento horizontal das estroncas);

LE = comprimento da estronca que é igual à largura da vala, desconsiderando as espessuras de longarinas e cunhas.

Quando a estronca não é pré-comprimida, o diagrama de esforços x deslocamentos obedece ao esquema indicado na Figura 4.7, onde:

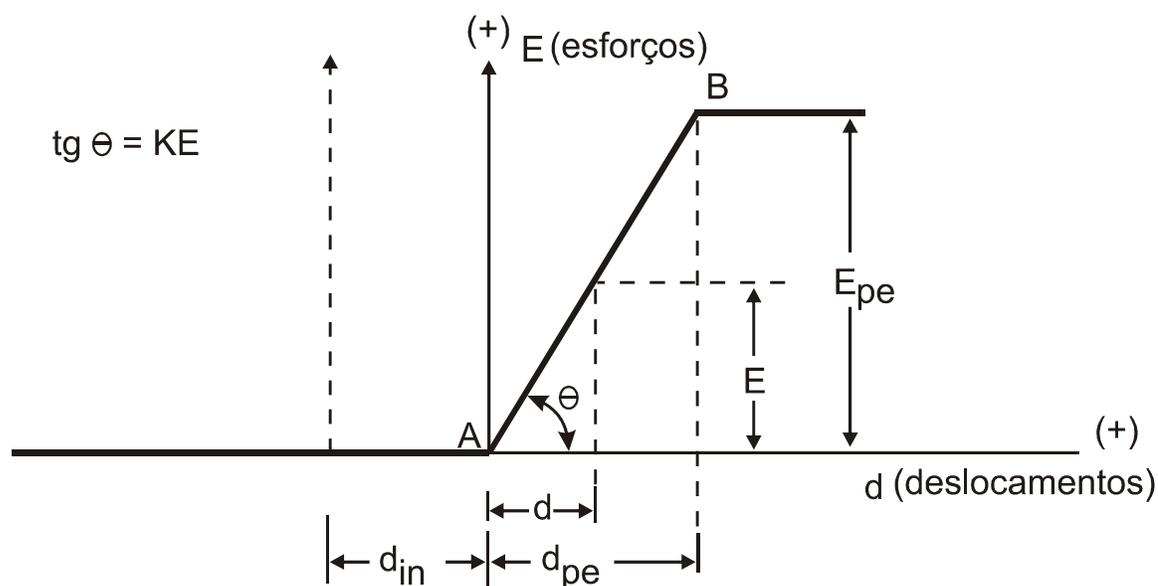


Figura 4.7 - Diagrama de esforço x deslocamento para estronca sem pré-compressão

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-18.

E = esforço genérico que a mola aplica à parede;

E_{pe} = carga limite da estronca;

d = deslocamento genérico da mola representativa da estronca;

d_{in} = deslocamento inicial do nó;

d_{pe} = deslocamento passivo limite da estronca.

Pode-se observar, de acordo com a Figura 4.7 que:

- ao esforço zero corresponde o deslocamento inicial do nó;
- se, a partir de A, o deslocamento d crescer até d_{pe} , o esforço E crescerá de zero a E_{pe} (limite de carga acima do qual o dimensionamento da estronca fica comprometido);
- se, a partir de A, o deslocamento d decrescer, a estronca não funciona, pois estaria sendo solicitada à tração.

O valor KE será adicionado, ou não, a k , expressão (4.19), conforme a mola esteja funcionando ou não. Como, nesse caso, não há incorporação de esforços de pré-compressão da estronca, então, não há necessidade de se fazer novos cálculos na mesma fase, uma vez que os esforços e deslocamentos são os mesmos da fase anterior logo após a instalação da estronca, sem progressão da escavação.

Quando a estronca é pré-comprimida, o diagrama de esforços x deslocamentos tem o esquema indicado na Figura 4.8, onde, complementando as grandezas indicadas na Figura 4.7, tem-se:

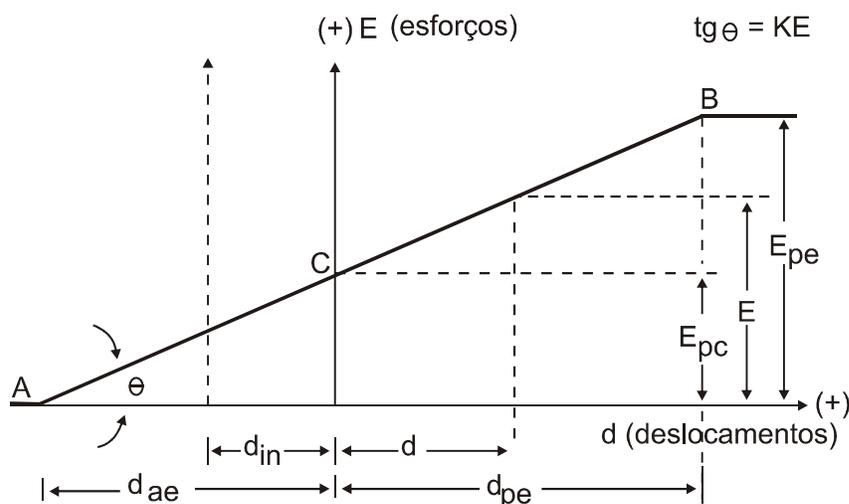


Figura 4.8 - Diagrama de esforço x deslocamento para estronca com pré-compressão

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-19.

$PE = E_{pc}$ = esforço de pré-compressão da estronca (dividir pelo espaçamento horizontal entre estroncas);

d_{ae} = deslocamento ativo limite da estronca.

Pode-se observar, de acordo com a Figura 4.8, que:

- ao esforço E_{pc} corresponde o deslocamento inicial do nó.
- se, a partir de C, o deslocamento d crescer até d_{pe} , o esforço E crescerá de E_{pc} a E_{pe} (limite de carga acima do qual o dimensionamento da estronca fica comprometido);
- se, a partir de C, o deslocamento d decrescer até d_{ae} , o esforço E decrescerá de E_{pc} a zero (limite de carga abaixo do qual a estronca não funciona, pois estaria sendo tracionada);

Como a pré-compressão implica na mudança do estado de tensões dos elementos de solo, então há necessidade de se fazer novos cálculos antes de se prosseguir na eventual escavação para outra fase.

Quando tratar-se de estroncas dispostas de forma inclinada é necessário considerar o ângulo de inclinação determinado com a horizontal (ρ). Neste caso, o ponto de apoio da extremidade que não está em contato com a parede deve ser indeslocável. A Figura 4.9 e expressão 4.21 descrevem o que está em discussão.

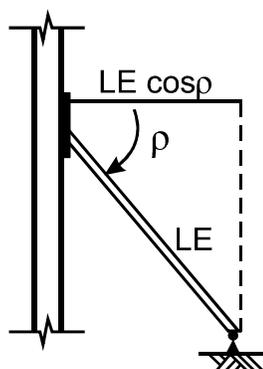


Figura 4.9 - Esquema de uma apoio inclinado

$$K_E = \frac{E E A E}{L E \cos \phi} \text{ (não se deve aplicar o "2" no numerador)} \quad (4.21)$$

4.11.3 Comportamento de um tirante como sendo um apoio tipo mola

Para efeito de cálculo da rigidez do tirante (KT), admite-se que o bulbo do mesmo esteja colocado numa mesma linha horizontal em relação ao nó em que foi instalado, tomando-se para o comprimento do tirante, o valor LT.

Nestas condições, o tirante é considerado como uma mola acoplada ao nó do lado interno à vala (mesmo que fisicamente ele esteja instalado do lado externo da vala) cuja rigidez vale:

$$K_T = \frac{E T A T}{L T} \quad (4.22)$$

onde:

ET = módulo de deformação longitudinal do aço constitutivo dos cabos dos tirantes;

AT = somatória das seções transversais dos cabos que compõem o tirante (dividir pelo espaçamento entre os tirantes);

LT = distância entre o eixo da parede (suposta sem deformar) e o centro de gravidade teórico do bulbo do tirante.

O diagrama de esforços x deslocamentos de um tirante obedece ao esquema indicado na Figura 4.10, onde:

$P_T = E_{pt}$ = esforço de protensão do tirante;

E = esforço qualquer no tirante;

E_{pl} = esforço ou carga limite do tirante;

d_{in} = deslocamento inicial do nó n;

d = deslocamento qualquer do nó n;

d_{pt} = deslocamento passivo limite do tirante;

d_{at} = deslocamento ativo limite do tirante.

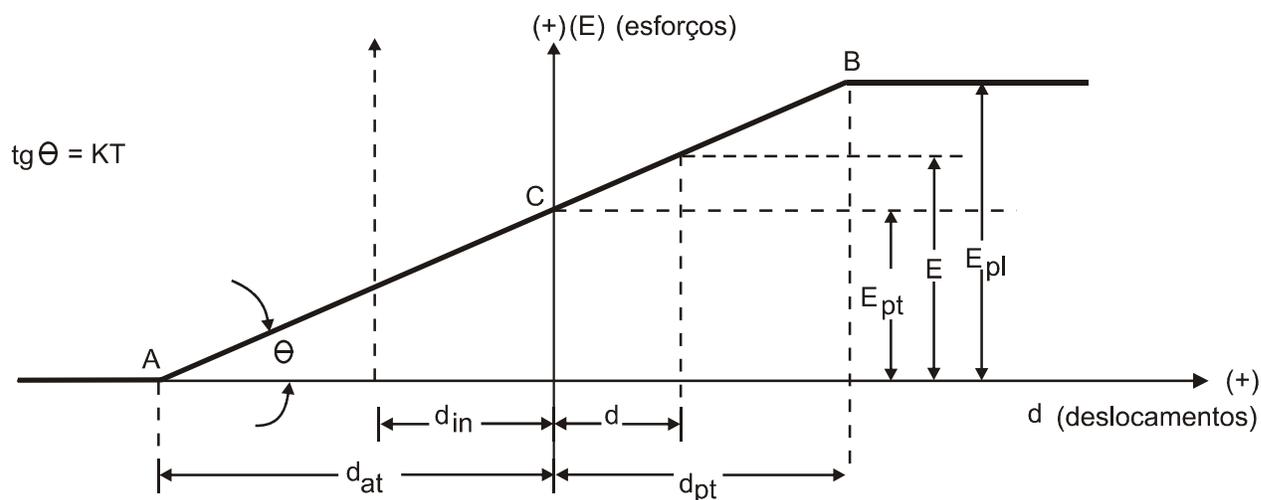


Figura 4.10 - Diagrama de esforço x deslocamento de um tirante

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-21.

Pode-se observar, de acordo com a Figura 4.9, que:

- ao esforço E_{pt} corresponde o deslocamento inicial do nó;
- se, a partir de C, o deslocamento d crescer até d_{pt} , o esforço E crescerá de E_{pt} a E_{pl} (limite de carga acima do qual o dimensionamento do tirante fica comprometido);
- se, a partir de C, o deslocamento d decrescer até d_{at} , o esforço E decrescerá de E_{pt} a zero (limite abaixo do qual o tirante não funciona, pois estaria sendo comprimido).

Como a protensão do tirante implica na mudança do estado de tensões dos elementos de solo, então há necessidade de se fazer novos cálculos antes de se prosseguir na eventual escavação (com a parede totalmente fixada, o deslocamento do tirante é compatibilizado com o do nó, após o que se considera o coeficiente de mola do tirante que inicialmente tem para carga o valor E_{pt} e aplica-se no nó um esforço E_{pt} horizontal com sentido interior - exterior à vala) de forma análoga a que deve ser estabelecida para as estroncas com pré-compressão.

É possível estender os conceitos aqui expostos sobre o tirante disposto na horizontal para as situações, inclusive mais comuns na prática, nas quais o tirante está instalado de forma inclinada. Nestes casos, é necessário considerar o ângulo de inclinação determinado com a horizontal (ρ), fazendo-se o ajuste conforme a Figura 4.11 e expressão 4.23.

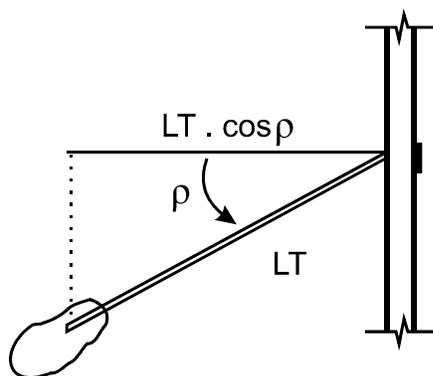


Figura 4.11 - Adaptação para consideração de tirante inclinado

$$KT = \frac{ET AT}{LT \cos \rho} \quad (4.23)$$

Os deslocamentos obtidos dos cálculos para o tirante devem ser interpretados como os seus deslocamentos horizontais.

Evidentemente existirá uma componente vertical que solicitará a parede, o que também ocorre para estroncas inclinadas, e que deve ser equilibrada pelo atrito entre a parede e o solo e pela resistência de ponta na extremidade da ficha. No entanto, o modelo que está sendo proposto não é capaz de considerar tais efeitos. A bibliografia de uma maneira geral, indica que a ausência destas considerações não prejudica os resultados obtidos.

É interessante notar que, como era de se esperar, ao contrário dos elementos que simulam o solo, tanto as estroncas quanto os tirantes não apresentam histerese no limite ativo. Já para o passivo, é possível implementar a consideração de tal fenômeno.

4.12 Matriz de Rigidez da Estrutura

4.12.1 Preliminares

Conhecidos o comprimento e o produto de rigidez de cada elemento e o coeficiente de mola global de cada nó (no caso de se levar em conta as deformações por esforço cortante, é necessário conhecer também G , A e ψ , conforme item 4.4.2), torna-se possível estabelecer a montagem da matriz de rigidez da estrutura. Para tanto, a parede será sempre representada com a convenção indicada na Figura 4.12. Esta convenção é adotada por Tufaille et al. (1983), Haliburton (1968) e também por Verruijt (1995).

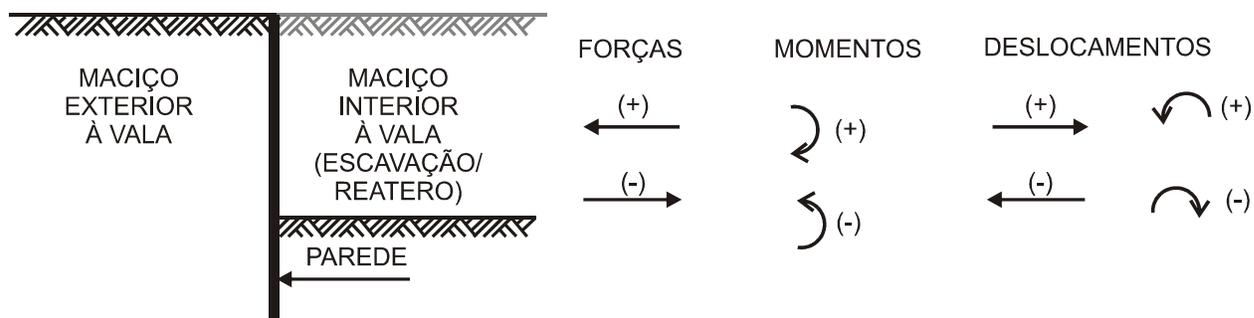


Figura 4.12 - Convenção adotada para as forças, momentos, deslocamentos e posicionamento da parede nos cálculos apresentados (por convenção, o lado interior da vala será sempre o direito).

Adotada por Tufaile et al. (1983), Haliburton (1968) e Verruijt (1995))

As tensões atuantes de cada lado da parede são discretizadas e substituídas por esforços concentrados nos nós, isto é, empuxos (forças nodais).

Por convenção, estas forças nodais com linhas de ações horizontais são consideradas positivas se se dirigirem no sentido interior/exterior da vala. Os deslocamentos lineares dos nós da parede são referenciados em relação ao eixo original da mesma, antes de se deformar. Por convenção, estes deslocamentos são considerados positivos se em relação ao eixo original a

parede se deformar no sentido exterior/interior da vala. É por isso que no exemplo da Figura 4.2 os $d_{j,i}$ (para i entre 1 e 4) são negativos e $d_{j,5}$ é positivo.

Serão positivos os momentos no sentido horário e deslocamentos de rotação no sentido anti-horário.

Como se verá (item 4.13.4), o cálculo do esforço nodal, que irá determinar o vetor carregamento de um nó (além daqueles provenientes das estroncas e tirantes), é feito em função das curvas de distribuição dos vários tipos de pressões, tais como empuxos de terra, d'água e sobrecargas, admitindo-se que os vãos dos elementos sejam pequenos e que os mesmos não difiram muito entre si. Nessas condições, o momento resultante das forças externas atuantes na parede é pequeno, razão pela qual esse momento normalmente é desprezado (ver Figura 3.13). Caso ocorram grandes disparidades entre os vãos, torna-se necessário levar em conta esse efeito, pois o momento resultante pode não ser mais desprezível.

4.12.2 Montagem da matriz de rigidez da estrutura

A montagem da matriz de rigidez do sistema é baseada nos efeitos causados na parede pelos recalques e giros unitários nos graus de liberdade livres dos elementos (Figura 4.13), de acordo com o Método dos Deslocamentos.

A Tabela 4.1 mostra a matriz de rigidez para um elemento genérico da parede (Figura 4.13), enquanto que a Tabela 4.2 mostra como duas delas são introduzidas na matriz de rigidez global da estrutura (método das colocações). Já a Tabela 4.3 apresenta 2 linhas típicas da matriz de rigidez global da estrutura (matriz_A, reduzida em banda, com largura de semi-banda igual a 4).

As Tabelas não seguem a convenção usual de sinais da Análise Matricial de Estruturas, uma vez que, a aqui adotada é mais conveniente para o método em desenvolvimento compatibilizar-se com aqueles já existentes. A notação usada segue a convenção de sinais apresentada na Figura 4.12, ou seja, os deslocamentos são positivos para a direita e os esforços positivos para a esquerda, enquanto que as rotações são positivas no sentido anti-horário e os momentos, no horário. Como já mencionado, esta convenção também está presente nos trabalhos de Tufaile et al. (1983), Haliburton (1968) e Verruijt (1995).

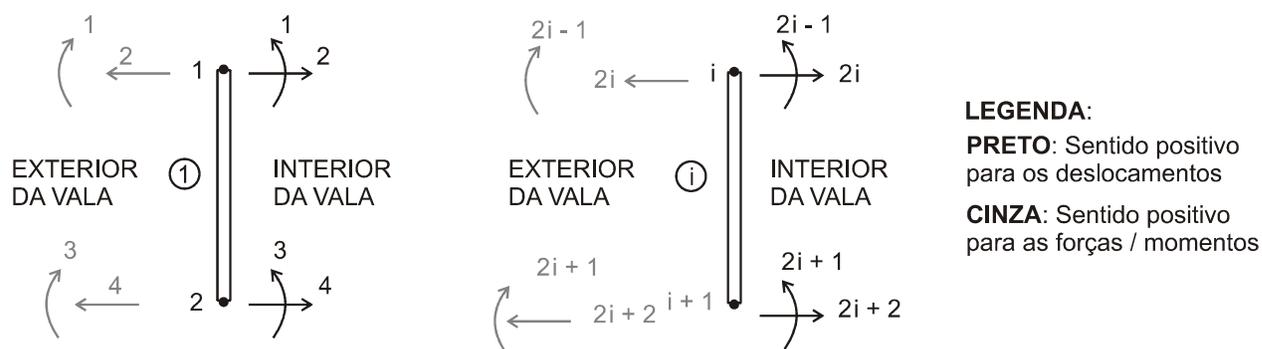


Figura 4.13 - Elementos número 1 (nós 1 e 2) e genérico i (nós i e i+1) da parede e seus respectivos graus de liberdade

Tabela 4.1 - Matriz de rigidez de um elemento (barra com dois graus de liberdade por nó)

	1	2	3	4
1	$-\frac{4EI}{L}$	$-\frac{6EI}{L^2}$	$-\frac{2EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$
2	$-\frac{6EI}{L^2}$	$-\frac{12EI}{L^3}$	$-\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{12EI}{L^3}$
3	$-\frac{2EI}{L}$	$-\frac{6EI}{L^2}$	$-\frac{4EI}{L}$	$\frac{6EI}{L^2}$
4	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{6EI}{L^2}$	$-\frac{12EI}{L^3}$

Tabela 4.2 - Elementos da matriz de rigidez associados a 3 nós genéricos i-1, i e i+1 da parede

Nó	i-1		i		i+1		
	GL	2i-3	2i-2	2i-1	2i	2i+1	2i+2
i-1	2i-3	$-\frac{4EI}{L_{i-1}}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{2EI}{L_{i-1}}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}}$	0	0
	2i-2	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	0	0
i	2i-1	$-\frac{2EI}{L_{i-1}}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{4EI}{L_{i-1}}$ $-\frac{4EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$ $\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{2EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$
	2i	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$ $-\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$ $-\frac{12EI}{L_i^3}$	$-\frac{6EI}{L_i^2}$	$\frac{12EI}{L_i^3}$
i+1	2i+1	0	0	$-\frac{2EI}{L_i}$	$-\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{4EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$
	2i+2	0	0	$\frac{6EI}{L_i^2}$	$\frac{12EI}{L_i^3}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{12EI}{L_i^3}$

Tabela 4.3 - Elementos da matriz de rigidez global da estrutura (nó i) reduzida em banda

Nó	GL	1	2	3	4
i	2i-1	$-\frac{4EIU_{i-1}}{L_{i-1}} - \frac{4EIU_i}{L_i}$	$\frac{6EIZ_{i-1}}{L_{i-1}^2} - \frac{6EIZ_i}{L_i^2}$	$-\frac{2EIV_i}{L_i}$	$\frac{6EIZ_i}{L_i^2}$
	2i	$-\frac{12EIZ_{i-1}}{L_{i-1}^3} - \frac{12EIZ_i}{L_i^3} - k$	$-\frac{6EIZ_i}{L_i^2}$	$\frac{12EIZ_i}{L_i^3}$	0

Obs.: k conforme definido na expressão 4.19 e Z, V e U, conforme expressões 4.1, 4.2 e 4.3, respectivamente.

Na montagem do sistema de equações lineares (Método dos Deslocamentos) no sistema $[matriz_A]\{d\} = \{BB\}$, os graus de liberdade ímpares estão associados às rotações (positivas no sentido anti-horário) e os graus de liberdade pares, às translações (positivas da esquerda para a direita).

É utilizado, para a resolução do sistema de equações lineares, o Método de Cholesky Modificado (adaptado para a resolução em banda).

4.13 Cálculo das Pressões Verticais e Horizontais num Nó qualquer da Parede

4.13.1 Preliminares

Trata-se, neste item, do cálculo das pressões verticais e horizontais devidas ao peso próprio do solo, às sobrecargas e à água.

Para o cálculo dos empuxos devidos ao peso de terra, calcula-se a pressão vertical no nó considerado e a seguir através dos coeficientes k_0 , k_a e k_p , obtém-se respectivamente as pressões em repouso e as pressões limites ativas e passivas.

O cálculo das pressões horizontais devido às sobrecargas é feito com a determinação da pressão vertical através de fórmulas teóricas e a seguir multiplicando-se o resultado obtido por k_0 ,

ka e kp, a exemplo do que se faz para o cálculo das pressões devido ao peso de terra. As sobrecargas acidentais impõem alterações nos empuxos limites, ativo e passivo.

A influência da coesão, como será visto na seqüência, é somada algebricamente às pressões horizontais obtidas da forma descrita acima.

Finalmente, a pressão d'água, também chamada pressão neutra, é considerada tomando-se para o solo, quando há a presença de água, ao invés de γ_s , o γ_{sub} . Nessas condições a pressão d'água será somada diretamente à pressão em repouso, bem como às pressões limites ativa e passiva.

4.13.2 Cálculo da pressão vertical num ponto qualquer da parede

4.13.2.1 Pressão vertical devido ao peso próprio do solo

Considera-se o solo como massa semi-infinita. A expressão geral que fornece a pressão vertical devido ao peso de solo, num ponto qualquer situado numa determinada camada de solo é dada por:

$$p_v = \gamma_s h \quad (4.24)$$

sendo h a altura de terra localizada acima do ponto em que se está calculando a pressão.

Nesta expressão, as pressões são calculadas para cada camada, supondo que as camadas sobrejacentes atuem como sobrecarga de extensão infinita. Da mesma forma, quando na camada houver presença de água, deve-se utilizar o γ_{sub} , conforme 4.25.

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (4.25)$$

onde γ_{sub} é o peso específico submerso do solo, γ_{sat} é o peso específico saturado do solo (em geral, tomado igual ao γ_s , peso específico do solo) e γ_w é o peso específico da água.

4.13.2.2 Pressão vertical devido às sobrecargas

a) Pressão vertical devido à sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical (Pvqt)

De maneira simplificada, tendo em vista a Figura 4.14, é calculada pela expressão:

$$\text{tg } \delta = \frac{a}{z} \quad (4.26)$$

$$P_{\text{vqt}} = 2 \frac{q_d}{\pi} [\alpha + \text{sen } \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (4.27)$$

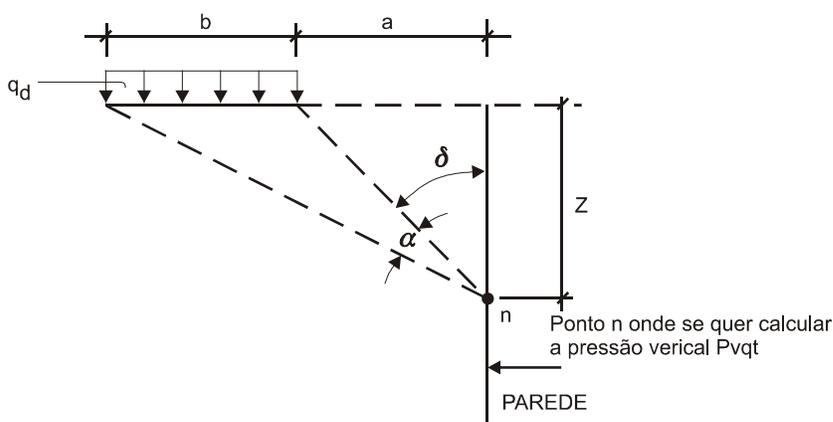


Figura 4.14 - Sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-32.

onde q_d é o carregamento distribuído na superfície e os ângulos α e δ (medidos em radianos), de acordo com a Figura 4.14, são funções:

- 1) da profundidade relativa do ponto n em relação ao plano horizontal de aplicação da carga;

- 2) da distância "a" (medida do início da carga em relação parede);
- 3) da distância "b" (comprimento da carga distribuída q_d).

b) Pressão vertical devido à multidão de 10 kPa (sobrecarga infinita uniformemente distribuída) (P_{vpm})

De acordo com a NC-03 e DC-02, normas do Metrô/SP e Metrô/RJ, respectivamente, esta carga deve ser assimilada a uma camada adicional de solo que resulta em uma pressão vertical unitária $p = 10$ kPa constante com a profundidade. A BS 8002/94 faz recomendação equivalente.

$$P_{vpm} = 10 \text{ kPa} \quad (4.28)$$

c) Pressão vertical devido à sobrecarga acidental de equipamentos à beira da vala (P_{vpe})

Tem-se, de acordo, com a Figura 4.14 (sendo $a = 0$, $\delta = 0$ e $\beta = \alpha$, em radianos) e com base na expressão 4.27, fazendo-se as devidas simplificações, que:

$$P_{vpe} = \frac{P_e}{\pi} [2\beta + \text{sen } 2\beta] \quad (4.29)$$

sendo p_e o carregamento distribuído na superfície que é proveniente dos equipamentos.

4.13.3 Influência da coesão do solo e da pressão d'água na pressão horizontal

4.13.3.1 Influência da coesão do solo na pressão horizontal

Quando ocorrer, a coesão do solo altera diretamente a pressão horizontal. Num nó qualquer, tem-se dois fatores constantes e iguais a $2c\sqrt{k_a}$ e $2c\sqrt{k_p}$, que são somados algebricamente às pressões limites ativas e passivas, respectivamente, observando que a parcela

$2c\sqrt{k_a}$ tem sempre sinal contrário à pressão limite ativa, e a parcela $2c\sqrt{k_p}$ tem sempre o mesmo sinal da pressão limite passiva. A pressão em repouso permanece inalterada.

4.13.3.2 Influência da presença d'água (pressão neutra) na pressão horizontal

De acordo com a Figura 4.15, para um nó qualquer n de profundidade z em relação ao início da n -ésima camada obtém-se, quando a pressão é crescente:

$$P_{an} = \frac{z_n}{C_{p-1} - C_p} P_{ap} \quad (4.30)$$

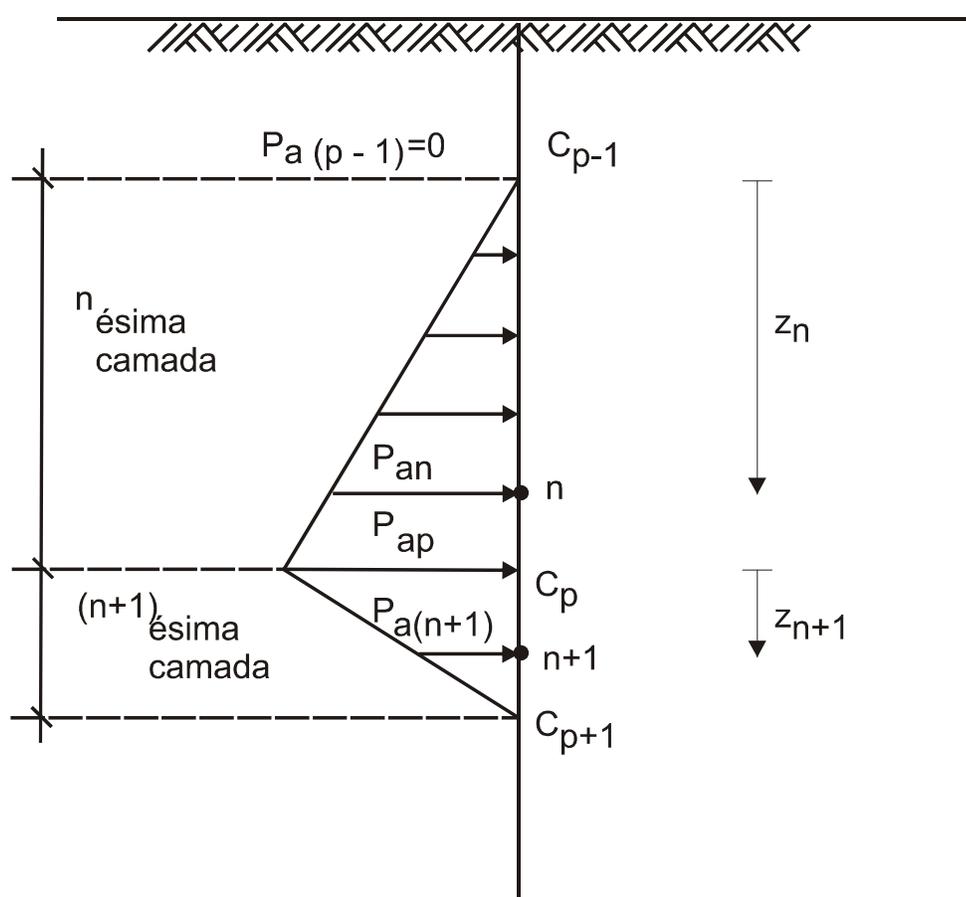


Figura 4.15 - Empuxos d'água

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-34.

Para um nó qualquer $n + 1$ de profundidade z_{n+1} em relação ao início da $(n+1)$ -ésima camada obtém-se, quando a pressão é decrescente:

$$P_{a(n+1)} = \frac{C_p - C_{p+1} - z_{n+1}}{C_p - C_{p+1}} P_{ap} \quad (4.31)$$

Os efeitos das pressões d'água também poderiam ser introduzidos a partir de uma interface com um outro programa que trate de redes de percolação.

4.13.4 Cálculo das pressões horizontais

Conhecendo-se as pressões verticais provenientes dos vários carregamentos, através dos coeficientes k_0 , k_a e k_p é possível calcular as pressões horizontais em repouso, ativas e passivas, respectivamente. Assim, de forma genérica, tem-se que (adaptar para o peso próprio se ocorrer coesão):

$$p_h = k p_v \quad (4.32)$$

onde p_v representa em cada nó, para uma das faces da parede, uma dada combinação de somatória de pressões verticais coerentes entre si, oriundas dos carregamentos vistos anteriormente e que, potencialmente, são passíveis de atuar na parede. Admite-se aqui, que entre dois nós consecutivos, essas pressões variem linearmente.

Como, no limite entre duas camadas, podem ocorrer mudanças nos valores dos coeficientes k_a , k_0 e k_p , então é necessário que, nesses pontos de transição, se calculem as pressões horizontais acima e abaixo do ponto. Para a pressão acima do ponto, a pressão horizontal será calculada pelas propriedades da camada superior. Para a pressão abaixo do nó, o procedimento será idêntico, substituindo-se os valores de k_0 , k_a e k_p da camada que termina no nó, por aqueles da camada que inicia nesse ponto.

Resulta dessas observações que o diagrama representativo das pressões horizontais terá variações lineares entre dois nós consecutivos, podendo ocorrer eventuais descontinuidades em nós que representam transições de camadas.

Para a determinação das expressões gerais dos esforços nodais internos e externos em função de uma dada combinação de pressões horizontais, procede-se da forma a seguir apresentada.

Considere-se:

Ree_i = resultante da pressão horizontal externa à esquerda do nó genérico i ($pp+sc+água$);

Red_i = resultante da pressão horizontal externa à direita do nó genérico i ($pp+sc+água$);

Rie_i = resultante da pressão horizontal interna à esquerda do nó genérico i ($pp+sc+água$);

Rid_i = resultante da pressão horizontal interna à direita do nó genérico i ($pp+sc+água$).

onde pp = pressão horizontal devida ao peso próprio, sc = pressão horizontal devida à sobrecarga e $água$ = pressão horizontal devida à água.

À esquerda do nó i deve ser interpretado como abaixo do nó i . Da mesma forma, à direita do nó i deve ser interpretado como acima do nó i .

Sejam Ere_i e Eri_i os esforços nodais resultantes, externo e interno ao nó i , respectivamente. Tem-se, levando em conta as convenções de sinais e a Figura 4.16, que:

$$Ere_i = -\left\{\frac{1}{2}[L_{i-1} Ree_{i-1} + L_i Ree_i] + \frac{1}{3}L_{i-1}[Red_i - Ree_{i-1}] + \frac{1}{6}L_i[Red_{i+1} - Ree_i]\right\} \quad (4.33)$$

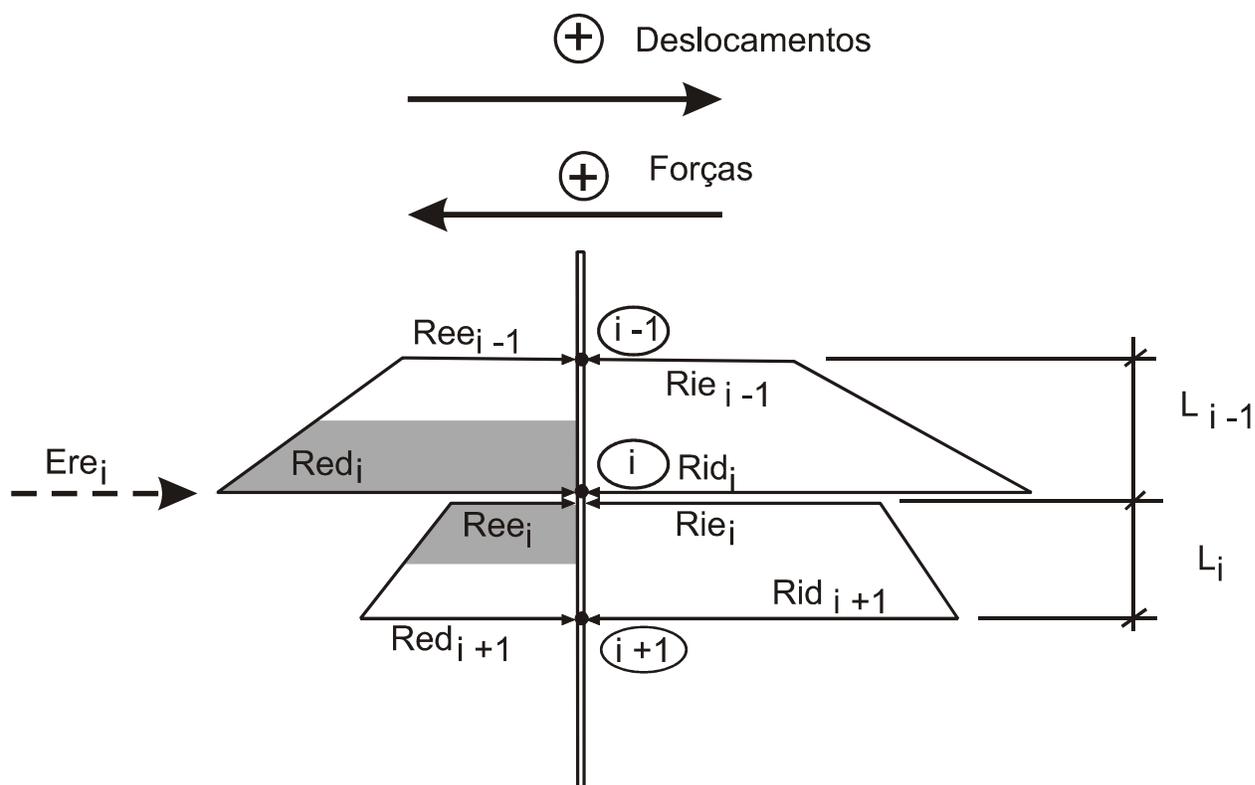


Figura 4.16 - Esquema mostrando a obtenção de Ere_i , a partir das pressões do solo

que, simplificada fornece:

$$Ere_i = - \left[\frac{(Ree_{i-1} + 2 Red_i)L_{i-1} + (2 Ree_i + Red_{i+1})L_i}{6} \right] \quad (4.34)$$

e, analogamente, para o lado interno, tem-se:

$$Eri_i = + \left[\frac{(Rie_{i-1} + 2 Rid_i)L_{i-1} + (2 Rie_i + Rid_{i+1})L_i}{6} \right] \quad (4.35)$$

Os Ere_i e Eri_i devem ser obtidos para as condições em repouso, ativa e passiva.

4.14 Estado Primitivo de Tensão e Deformação nos Elementos de Solo e Mudança de Fase Construtiva (Escavação)

4.14.1 Estado primitivo de tensão e deformação dos elementos de solo

O estado em que se encontra os elementos de solo, a serem representados por molas, no final de uma fase de cálculo é caracterizado pelos empuxos E_{ref} e E_{rif} que neles atuam. Para a condição de final de fase, tem-se que:

$$\sum \text{Forças} = \sum_{i=1}^{Nnos} (E_{ref_i} + E_{rif_i}) = 0 \quad (4.36)$$

$$\sum \text{Momentos} = \sum_{i=1}^{Nnos} (E_{ref_i} + E_{rif_i}) d_i = 0 \quad (4.37)$$

ou seja, a parede encontra-se em equilíbrio estático. Para se calcular uma nova fase de escavação (por exemplo, devido a mais um trecho a ser escavado), os valores de E_{rif} devem ser alterados, a fim de simular tal condição de inexistência dos elementos de solo no trecho escavado. Assim, um novo vetor de ações deve ser considerado (os E_{rif} do trecho escavado devem ser aplicados à estrutura com o sentido inverso – Figuras 4.18 e 4.19) e as expressões 4.36 e 4.37 não mais se anulam devido à ausência de uma condição equilibrada. Os cálculos são então processados iterativamente (a matriz de rigidez do sistema também é alterada) até que se obtenha uma nova condição de equilíbrio (logicamente com uma nova configuração deformada). Atingido o equilíbrio, tem-se, para os novos E_{ref} e E_{rif} , novamente as condições dadas pelas equações 4.36 e 4.37.

4.14.2 Mudança de fase construtiva – Alteração das características simuladoras do maciço (escavações)

As características simuladoras dos elementos de solo podem sofrer alterações que irão depender do tipo de mudança de fase.

Considere-se a Figura 4.17, na qual se representa o diagrama empuxo x deslocamento de um elemento interno de solo.

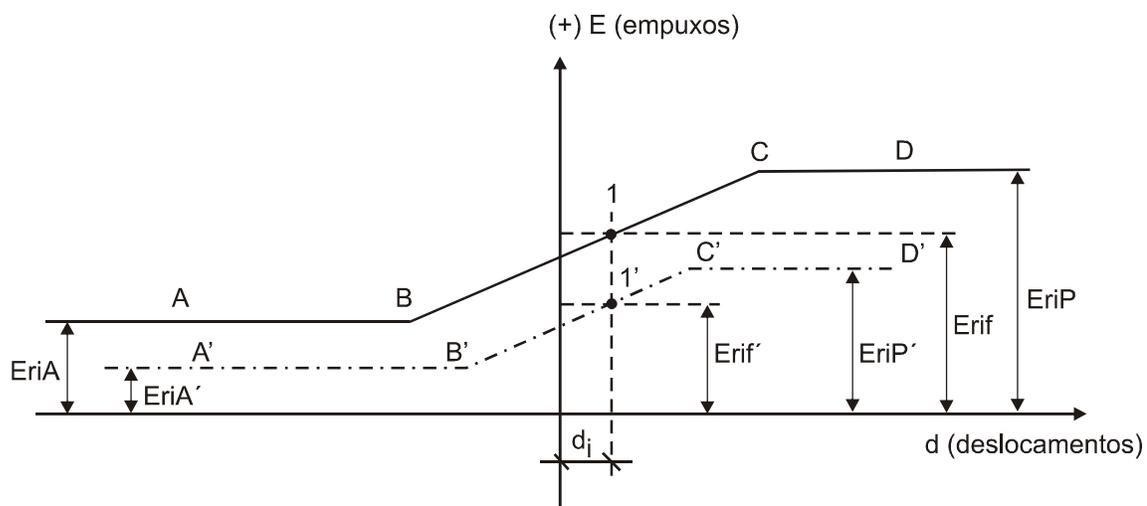


Figura 4.17 - Diagrama de empuxo x deslocamento de um elemento interno de solo – mudança de fase construtiva

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-40.

O diagrama ABCD representa a fase anterior em que se achava o solo (1ª fase); já o diagrama A'B'C'D' representa a fase posterior (2ª fase), após escavação.

Em mudança de fases consecutivas, em que haja alteração das características simuladoras do solo, admite-se que o fenômeno que produziu essa alteração (no caso a escavação), se dê instantaneamente, sem que haja variação do deslocamento d_i do ponto 1.

Os parâmetros d_i , E_{rif} , E_{riA} e E_{riP} caracterizam o estado em que se encontra o elemento considerado no final da fase 1 (ponto 1). A passagem para o início da fase 2 implica em redefini-los, e que passam a ser os valores d_i , E_{rif}' , E_{riA}' e E_{riP}' . Dessa forma, estes parâmetros passam a caracterizar o novo estado em que se encontra o elemento de solo no início da 2ª fase (ponto 1').

No exemplo citado (Figura 4.17), tanto o ponto 1 como o ponto 1' se encontram nas partes elásticas dos diagramas (trechos BC e B'C'). Todavia, essa correspondência nem sempre é respeitada, pois um elemento que, no fim de uma determinada fase, se encontra no estado elástico pode, além desse exemplo, dependendo das magnitudes dos empuxos limites correspondentes ao início da fase subsequente, passar para um outro estado do solo. Este fato implica em um complicador à modelagem ser considerada.

Para o solo externo tal situação não ocorre, pois não se considera escavação deste lado do maciço. Em resumo, a passagem do final de uma fase qualquer (n - 1) para o início da fase consecutiva n, dá-se através da redefinição das características simuladoras dos elementos de solo, redefinição essa que supõe ser d_i comum aos dois estados representados pelos diagramas empuxo x deslocamento. Não é demasiado destacar que a condição final de fase (n-1) encontra-se em condição de equilíbrio, ao passo que a inicial de sua consecutiva (n), ainda não. Apenas quando se chega ao final desta fase (n) é que, para condições normais, se estabelecerá novamente uma condição de equilíbrio.

4.15 Tipos de Carregamento e Definição do Vetor Carregamento

4.15.1 Tipos de carregamento

São três os tipos de carregamento para a parede:

- a) *Carregamento oriundo das diferenças de empuxo atuantes de cada lado da parede ($pp+sc+água$):* conhecendo-se os empuxos efetivos, aplicam-se as expressões 4.38, 4.39 e 4.40.

b) *Aplicação de outras forças horizontais:* pré-compressão e efeitos de temperatura em estroncas ou protensão de tirantes (expressão 4.41);

c) *Aplicação de vetor momento:* consideração de gradientes de temperatura nas paredes da vala, por exemplo (expressão 4.42).

4.15.2 Definição do vetor carregamento

Num nó genérico i , a ação a ser considerada no grau de liberdade $2i$ vale:

- trecho escavado na fase (n-1) ou anterior

$$BB_{2i} = 0 \quad (4.38)$$

- trecho escavado na fase (n)

$$BB_{2i} = -(- (Erif)) \quad (4.39)$$

- trecho não escavado na fase (n)

$$BB_{2i} = -(- (Erif) + Eri0 + kmi \text{ dff}_{\text{total}}) \quad (4.40)$$

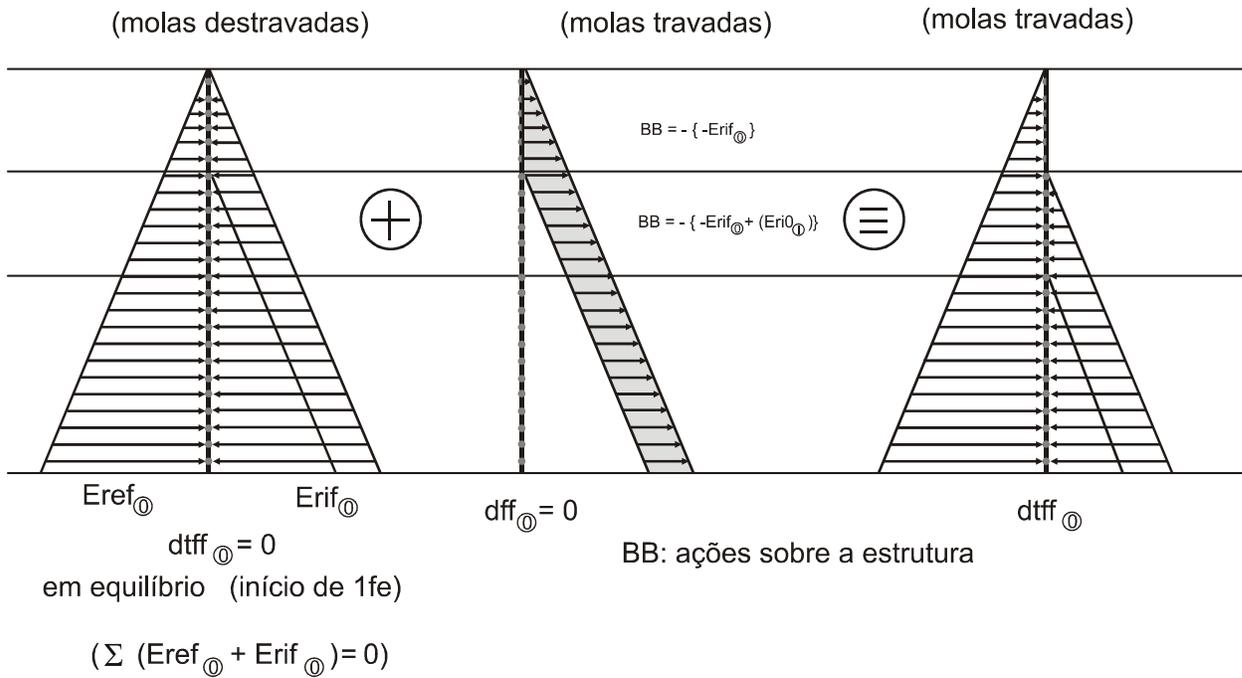
- quando ocorrer incidência de estronca ou tirante com carregamento inicial

$$BB_{2i} = -(FT \text{ ou } FE) \quad (4.41)$$

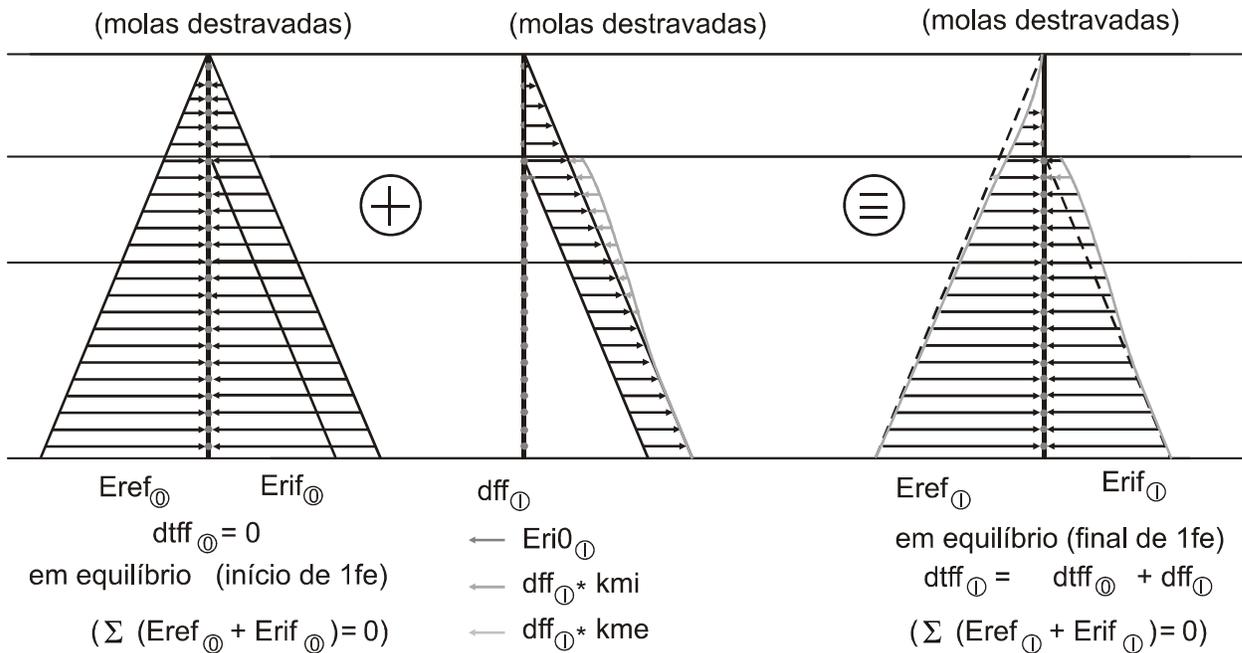
De forma semelhante, num nó genérico i , a ação devida a um momento externo no nó i valerá em função da temperatura na parede (se não houver temperatura na parede, $BB_{2i-1}=0$):

$$BB_{2i-1} = - \left(- \left(- \frac{\alpha_p EI \Delta T_{i-1,i}}{h_p} + \frac{\alpha_p EI \Delta T_{i,i+1}}{h_p} \right) \right) \quad (4.42)$$

As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 mostram esquematicamente como as expressões (4.38 a 4.41) são obtidas. A convenção de sinais deve seguir àquela indicada na Figura 4.12. O sinal negativo apostado em $Erif$ indica a retirada do carregamento da estrutura devido à escavação. O sinal negativo no início da expressão surge apenas para compatibilizar àquele negativo que também deve ser aplicado à matriz A (Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3) para torná-la positiva.



a) Condição de início de 1ª fase de escavação (molas travadas).



- mola (solo) do lado esquerdo;
- mola (solo) em ambos os lados.

b) Condição final de 1ª fase de escavação (molas destravadas).

Figura 4.18 - Vetores de ações sobre a estrutura para a 1ª fase de escavação

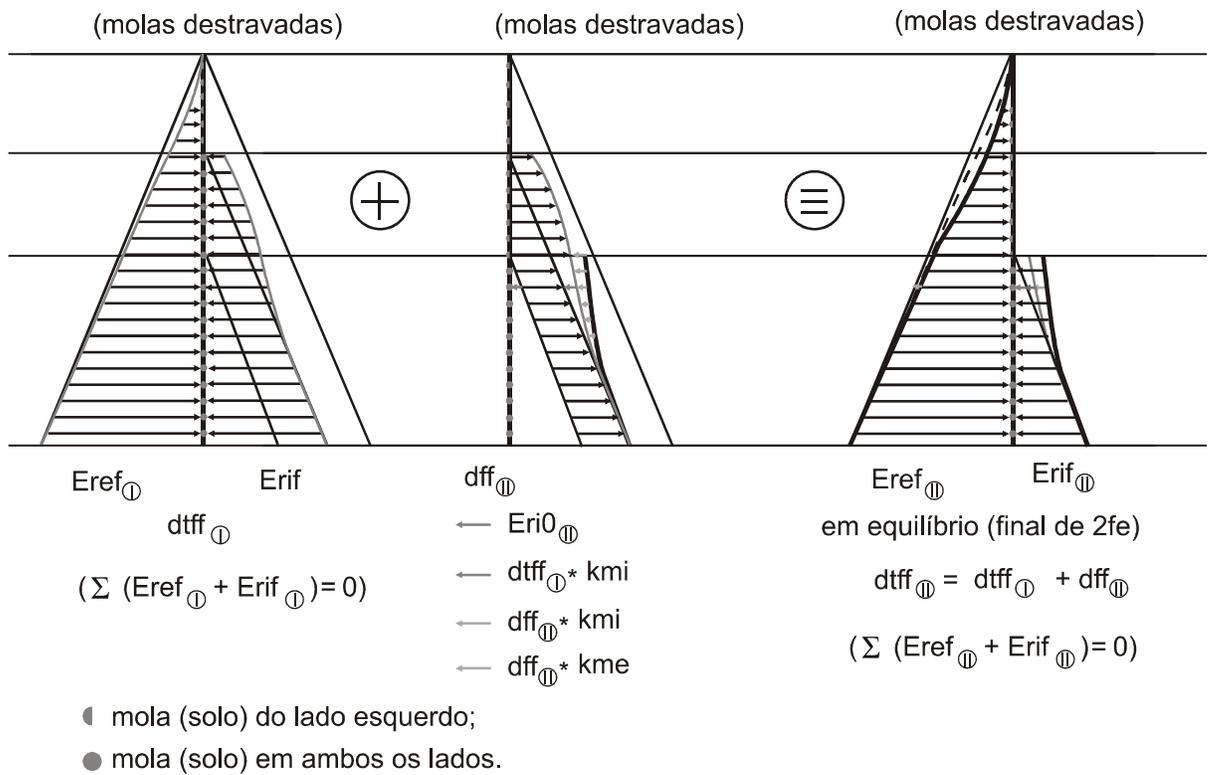
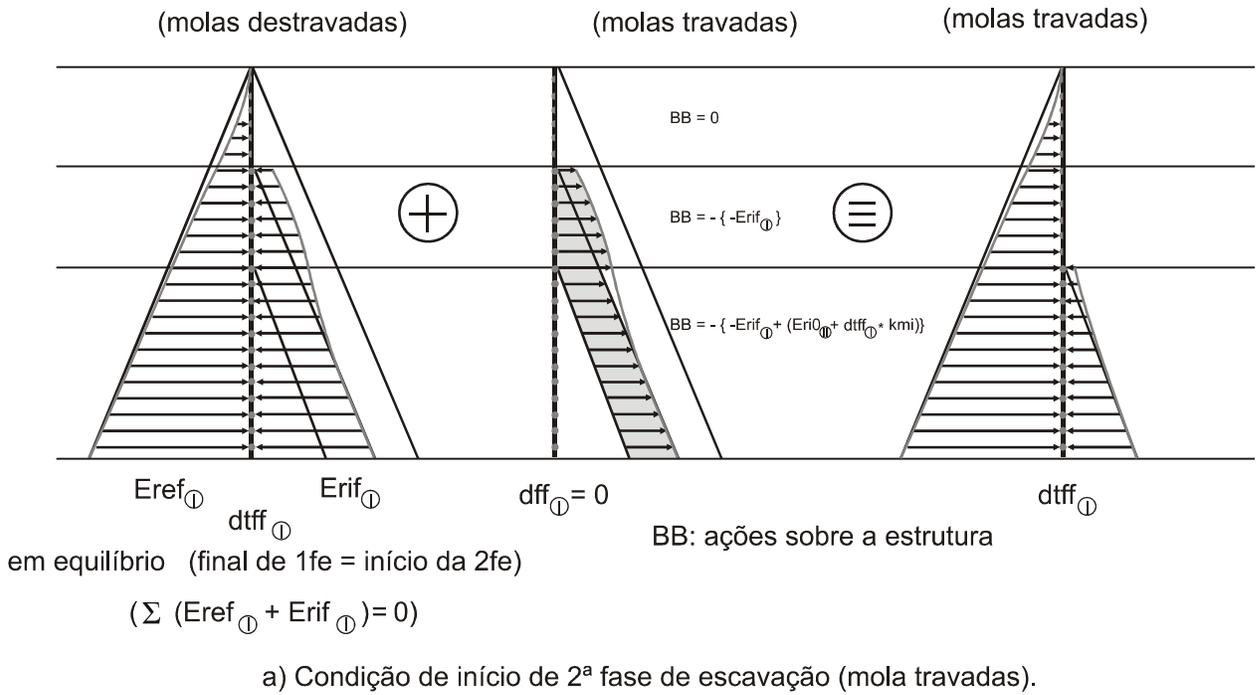
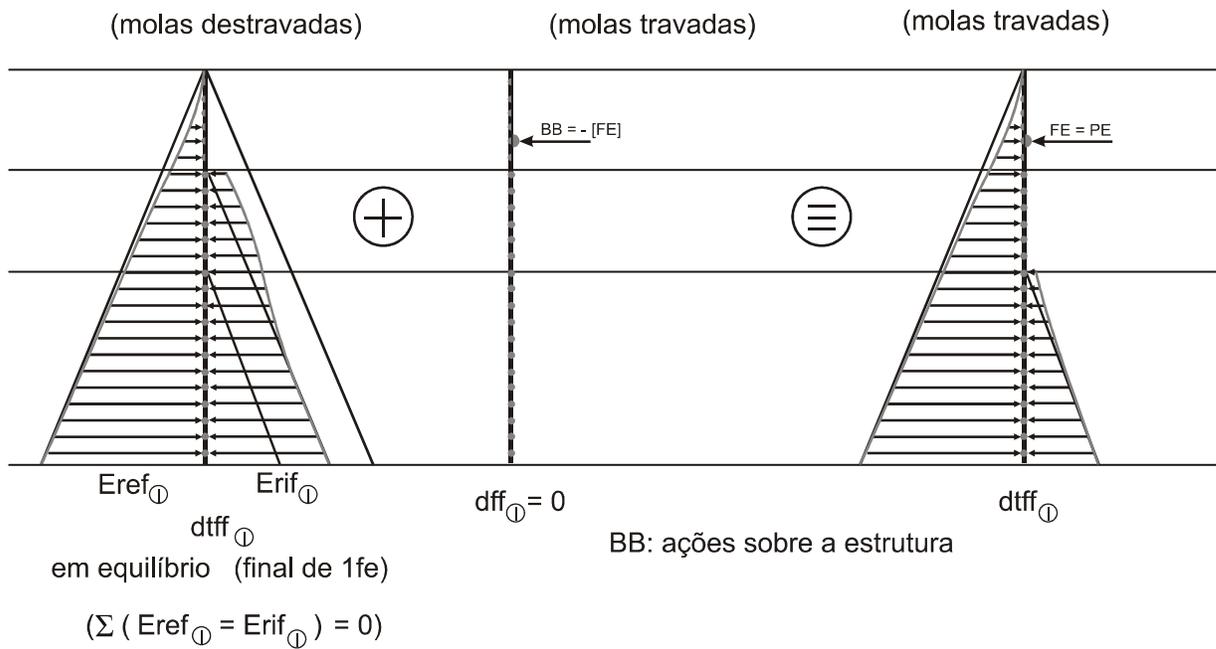
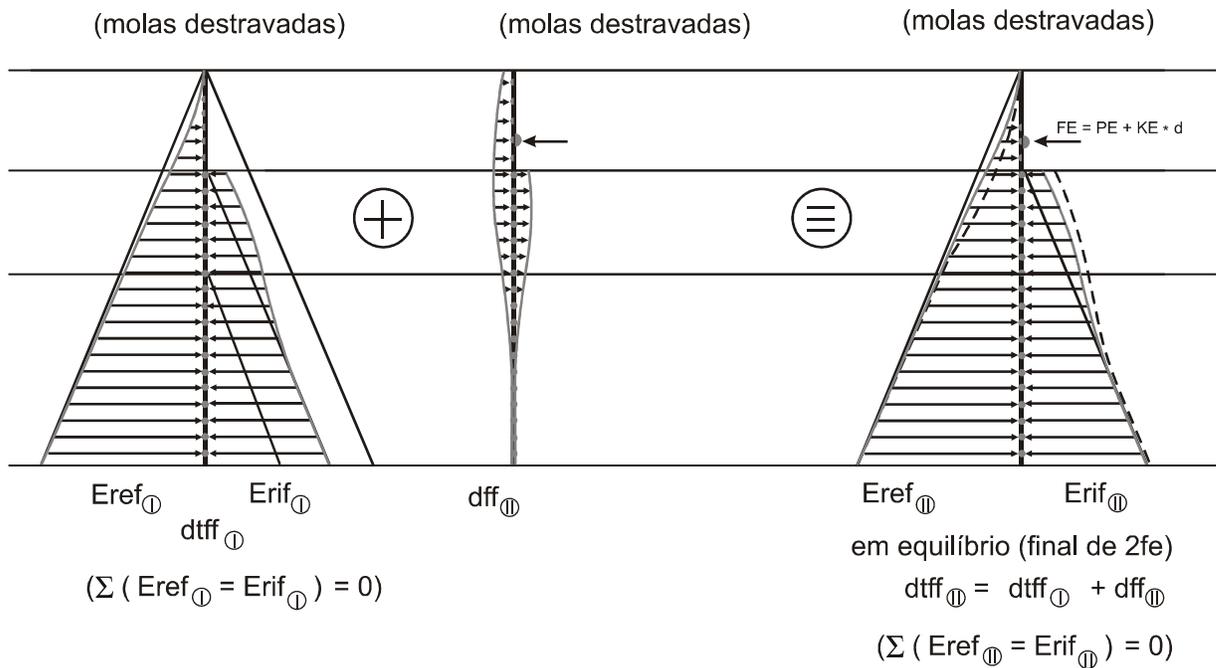


Figura 4.19 - Vetores de ações sobre a estrutura para a 2ª fase de escavação



a) Condição de final de 1fe (início da inst. de estronca/tirante com pré-compressão) - molas travadas.



- mola (solo) do lado esquerdo;
- mola (solo) em ambos os lados;
- ▮ mola (estronca/tirante).

Figura 4.20 - Vetores de ações sobre a estrutura - instalação de estronca e/ou tirante

4.16 Fases de Cálculo do Método Construtivo através de um Exemplo Particular

Neste instante, a fim de ilustrar a marcha de cálculo do método proposto, é apresentado um exemplo bastante simples. Trata-se do Exemplo C do item 5.1 (Tabela 5.5 e Figura 5.4), onde se admite que a parede esteja subdividida em 24 elementos (25 nós) e todas as características geométricas e reológicas do solo, da parede e da estronca sejam conhecidas.

Primeiramente, deve-se determinar o estado primitivo de tensão oriundo dos empuxos em repouso, já que neste exemplo não atuam sobrecargas, tampouco pressões neutras.

Posteriormente, para a 1ª fase de escavação os empuxos internos efetivos devem ser recalculados, bem como seus limites ativo e passivo, a fim de simular a escavação dos 3 m a partir da superfície. As molas internas relativas aos trechos escavados devem ser anuladas na matriz de rigidez da estrutura. Calcula-se a seguir a parede para o carregamento resultante.

Uma vez obtida a configuração de equilíbrio para o final da 1ª fase de escavação, deve-se introduzir a estronca no modelo. Sua rigidez deve ser adicionada convenientemente na matriz de rigidez. Como não há pré-compressão, os cálculos podem seguir para o início da 2ª fase de escavação. Caso contrário, seria necessário aplicar esta força ao sistema e obter a configuração resultante do equilíbrio da estrutura para, só após, partir para a 2ª fase de escavação.

Ao tratar do início da 2ª fase, é necessário que as características simuladoras do maciço sejam revistas. É preciso redefinir os empuxos internos efetivos, passivos e ativos, todos em virtude da escavação. As molas entre 3m e 6m, agora pertencentes ao trecho escavado, precisam ser retiradas da matriz de rigidez. Uma vez que estas condições estejam estabelecidas, o cálculo da 2ª fase de escavação pode ser processado. O resultado final significa, para este exemplo de duas fases de escavação, as condições finais de equilíbrio, de onde se obtém os deslocamentos e esforços solicitantes finais. Destaca-se que os valores intermediários destes resultados podem ser importantes para a construção de envoltórias.

4.17 Mecanismo de Resolução da Parede para uma Fase ou Subfase de Cálculo Genérica

4.17.1 Preliminares

No que se segue, considera-se como “fase” de cálculo o ciclo completo de operações através do qual se incorpora totalmente aos elementos de solo o vetor carregamento constante atuante na parede e como “subfase” de cálculo o ciclo completo de operações, através do qual se incorpora parcialmente aos elementos de solo parcelas do vetor carregamento constante atuante na parede, que plastifica qualquer uma das molas. Portanto, cada vez que uma mola se plastifica, completa-se uma subfase de cálculo.

Ao se iniciar uma fase de cálculo qualquer, num dado nó, atua de cada lado da parede um empuxo efetivo (quando o elemento de solo não existe o empuxo efetivo é nulo).

Já foi visto que as ações BB (expressões 4.38 a 4.42) definem o vetor carregamento no nó n (correspondem aos termos independentes do sistema de equações a ser calculado).

Também, cada elemento de solo possui inicialmente um deslocamento d_n que deve ser levado em conta nos cálculos.

O presente mecanismo de resolução parte do princípio de que os cálculos serão feitos por computadores. Torna-se, portanto, necessário fornecer à máquina a seqüência de operações que devem ser efetuadas para que se atinja esse objetivo.

No caso geral, a resolução do sistema de equações lineares não pode ser feita de forma direta, pelo fato de existirem molas que podem eventualmente plastificarem-se, o que implica de imediato, em alterar alguns termos da diagonal principal da matriz de rigidez. Em outras palavras, o problema que se está analisando não é elástico linear.

4.17.2 Situações de cálculo

Observa-se, de início, duas situações distintas de cálculo, que são:

- 1 - O cálculo é executado sem que tenha havido plastificação de qualquer mola;
- 2 - O cálculo é executado tendo-se atingido a plastificação de uma ou mais molas.

No primeiro caso, o cálculo é feito diretamente, de modo a resultar no final da fase analisada. Os empuxos para os elementos interno e externo à vala valem, respectivamente:

$$E_{rif_n} = E_{rif_{n-faseanterior}} + k_n d_n \quad (4.43)$$

$$E_{ref_n} = E_{ref_{n-faseanterior}} + k_n d_n \quad (4.44)$$

sendo d_n a deformação do nó referenciada em relação a fase anterior.

No segundo caso, o cálculo é feito indiretamente, com o auxílio do “*Método Passo-a-Passo*” deduzido na “*Teoria da Plasticidade*” e para o qual é válido o tipo de diagrama força x deslocamento (Figuras 4.3 e 4.4) que se adota para o modelo reológico dos elementos de solo, e que se passa, adiante, a aplicar.

Se $[P]$ é o conjunto de cargas representativo do vetor carregamento que deve ser incorporado ao cálculo da parede, isto é, sendo $[P]$ o próprio $\{BB\}$, tem-se, nestas condições, que existe um fator multiplicativo $\theta > 1$, tal que $\theta[P]$ leva a estrutura a um mecanismo de ruptura. Entretanto, antes mesmo que tal mecanismo surja, podem existir molas que se plastificam com $\theta \leq 1$. Torna-se necessário conhecer qual é a 1ª mola a plastificar, para, após a plastificação dessa mola, se levar em conta esse fato nas mudanças que ocorrem na matriz de rigidez. Seqüencialmente, se continuará os cálculos até a incorporação total de $[P]$.

Sabe-se da Teoria da Plasticidade que a ordem em que os elementos de solo se plastificam quando da aplicação de $\theta[P]$ não se altera, isto é, a 1ª mola a plastificar será sempre a primeira, qualquer que seja θ , obviamente para um determinado vetor $[P]$ constante.

Devido a isso, é sempre possível calcular a parede para o carregamento $\theta[P]$ com $\theta = 1$ e determinar um $\theta_{1(\min)} \leq 1$ (coeficiente de minoração que define a plastificação da 1ª mola). Estabelece-se dessa forma uma sucessão de cálculos de modo a definir $\theta_{2(\min)}$, $\theta_{3(\min)}$, $\theta_{4(\min)}$, ..., $\theta_{n(\min)}$ que são os restantes coeficientes de minoração definidores das plastificações das demais molas.

Assim, se $\theta_{1(\min)} [P]$ plastifica a 1ª mola, isto significa que ainda falta incorporar $[P] - \{\theta_{1(\min)} [P]\}$. Da mesma forma, se $\theta_{2(\min)} [P]$ plastifica a 2ª mola, isto significa que ainda falta incorporar $[P] - \{\theta_{1(\min)} [P] + \theta_{2(\min)} [P]\}$, ou generalizando, a incorporação prossegue enquanto $[P] \left[1 - \sum_{j=1}^n \theta_{j(\min)} \right] \geq 0$ onde n é a ordem de plastificação da última mola.

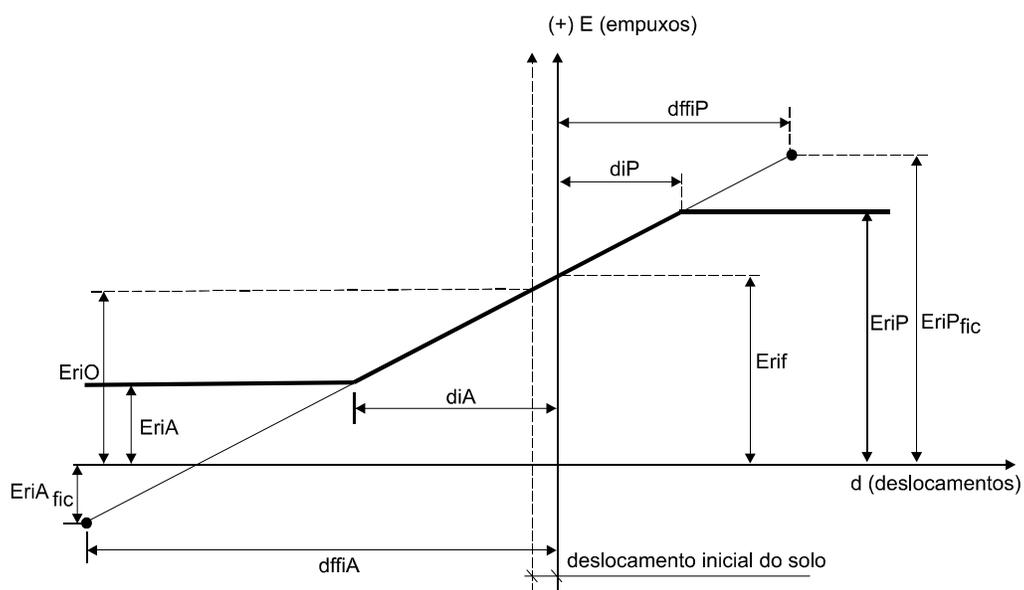
Assim, ocorrendo a plastificação, o cálculo é feito passo-a-passo. Cada mola plastificada define uma subfase de cálculo. À medida que o cálculo avança, define-se a ordem de plastificação das molas e a incorporação de cargas é feita de forma parcial até se atingir a totalidade do carregamento. Essa incorporação é feita de forma automática enquanto $1 - \sum_{j=1}^n \theta_{j(\min)} \geq 0$. Quando $1 - \sum_{j=1}^n \theta_{j(\min)} < 0$, significa que a última mola a plastificar exigiria uma parcela maior de carga do que aquela disponível e, portanto, que a mesma não chega, na realidade, a plastificar.

4.17.4 Fatores que influem nos mecanismos de resolução da parede

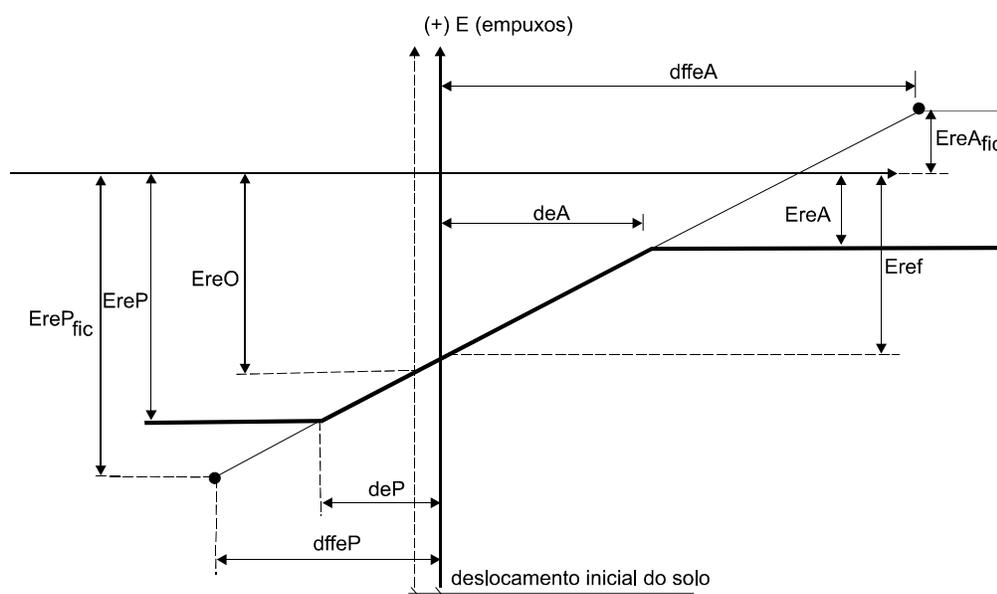
Além do que já fora dito anteriormente e que será detalhado adiante, o mecanismo de resolução da parede depende de outros fatores, como por exemplo, as tendências de deslocamentos com a eventual necessidade de religação de molas (se o solo está plastificado e volta, por histerese, a trabalhar, isto deve ser levado em conta nos cálculos).

4.17.5 Obtenção do coeficiente de minoração $\theta_{n(\min)}$ de uma subfase qualquer correspondente à plastificação da (n)ésima mola

Na Figura 4.21, estão indicados os diagramas de empuxo x deslocamento para um elemento de solo genérico interno (a) e externo (b) à vala. A plastificação de um elemento de solo pode se dar através da apassivação ou da ativação do mesmo. Ao se calcular a parede com o vetor carregamento $\theta[P]$, onde $\theta = 1$, poderão eventualmente surgir molas, que, devido ao excesso de carga, se plastificam.



a) ELEMENTO DE SOLO INTERNO À VALA



b) ELEMENTO DE SOLO EXTERNO À VALA

Figura 4.21 - Diagrama de empuxo x deslocamento para um elemento de solo. Definição dos empuxos e deslocamentos fictícios

FONTE: Tufaile et al., 1983, p. 2-52.

Assim, quando ocorrer a plastificação, pode-se imaginar a existência, no prolongamento da fase elástica do diagrama, de um empuxo fictício em correspondência com um deslocamento fictício.

Dessa forma, de acordo com a Figura 4.21a, por exemplo, se a tendência do elemento de solo é apassivar, obter-se-ia, o par $(EriP_{fic}, dffiP)$, respectivamente, empuxo e deslocamento passivos fictícios, quando se aplicasse $\theta[P]$ com $\theta = 1$ à parede. Da mesma forma, se a tendência do elemento de solo é ativar, obter-se-ia o par $(EriA_{fic}, dffiA)$ quando se aplicasse a mesma carga. Todavia, como o elemento de solo, por hipótese, se plastifica antes, então, trata-se de obter $\theta_{n(min)} \leq 1$ que corresponda ao empuxo e deslocamento limite previamente imposto para cada mola.

Da Figura 4.21a, tira-se por proporcionalidade que:

$$\theta_{iP} = \frac{diP}{dffiP} = \frac{EriP - Erif}{EriP_{fic} - Erif} \quad (4.45)$$

$$\theta_{iA} = \frac{diA}{dffiA} = \frac{EriA - Erif}{EriA_{fic} - Erif} \quad (4.46)$$

Da Figura 4.21b, tira-se por proporcionalidade que:

$$\theta_{eP} = \frac{deP}{dffeP} = \frac{EreP - Eref}{EreP_{fic} - Eref} \quad (4.47)$$

$$\theta_{eA} = \frac{deA}{dffeA} = \frac{EreA - Eref}{EreA_{fic} - Eref} \quad (4.48)$$

Observa-se que quanto maior o afastamento entre o deslocamento limite (numerador) e seu correspondente deslocamento fictício (denominador), menor o valor de θ .

Qualquer que seja o coeficiente de minoração θ_n , ele será sempre um número positivo, pois como se pode observar pelas equações que fornecem os valores de θ_n , ele depende da relação existente entre dois deslocamentos de mesmo sinal.

Como (ver Figuras 4.21a e 4.21b):

$$EriP_{fic} - Erif = kmi \, dffiP \quad (4.49)$$

$$EriA_{fic} - Erif = kmi \, dffiA \quad (4.50)$$

$$EreP_{fic} - Eref = kme \, dffeP \quad (4.51)$$

$$EreA_{fic} - Eref = kme \, dffeA \quad (4.52)$$

onde kmi e kme são os coeficientes de mola, respectivamente, para os elementos de solo interno e externo à vala, tem-se, substituindo estes valores nas expressões de θ_{iP} , θ_{iA} , θ_{eP} , θ_{eA} (4.45 a 4.48), que:

$$\theta_{iP} = \frac{diP}{dffiP} = \frac{EriP - Erif}{kmi \, dffiP} \quad (4.53)$$

$$\theta_{iA} = \frac{diA}{dffiA} = \frac{EriA - Erif}{kmi \, dffiA} \quad (4.54)$$

$$\theta_{eP} = \frac{deP}{dffeP} = \frac{EreP - Eref}{kme \, dffeP} \quad (4.55)$$

$$\theta_{eA} = \frac{deA}{dffeA} = \frac{EreA - Eref}{kme \, dffeA} \quad (4.56)$$

Numa fase qualquer de cálculo, ao aplicarmos o vetor $\theta[P]$, com $\theta = 1$, obtém-se no nó genérico n um deslocamento linear d_n (= dff).

Então, no nó em que houver ocorrência de plastificação, o valor de dff correspondente a esse nó se identificará com $dffiP$ ou $dffiA$ (se o elemento é interno à vala) se o elemento de solo estiver, respectivamente, apassivando ou ativando ou ainda, com $dffeP$ ou $dffeA$ (se o elemento é

externo a vala), respectivamente, se o elemento de solo estiver apassivando ou ativando. Determinando-se para todos os elementos de solo os valores de θ_n é possível, por simples comparação entre eles, obter $\theta_{n(\min)}$, que corresponde ao coeficiente de minoração mínimo.

O valor de $\theta_{n(\min)}$ multiplicado pelo vetor carregamento [P] fornece a parcela de carga que plastifica a mola da subfase em questão.

No instante em que uma mola se plastifica, tem-se para o deslocamento dos elementos de solo do nó j o valor:

$$d_{j(n)} = d_{j(n-1)} + \theta_{n(\min)} d_j \quad (4.57)$$

e para o valor das forças atuantes nas molas do nó j, as expressões:

- elemento de solo externo à vala

$$EreP_j \leq Eref_{j(n)} = Eref_{j(n-1)} + kme \theta_{n(\min)} d_j \leq EreA_j \quad (4.58)$$

- elemento de solo interno à vala

$$EriA_j \leq Erif_{j(n)} = Erif_{j(n-1)} + kmi \theta_{n(\min)} d_j \leq EriP_j \quad (4.59)$$

O índice “n” representa a ordem da última mola plastificada ou, o que dá no mesmo, dentro de uma fase qualquer de cálculo, indica a ordem da última subfase calculada. Aplica-se o exposto sobre os deslocamentos e empuxos a todos os nós j da estrutura.

Assim, pode-se resumir o roteiro de cálculo proposto nas seguintes principais etapas:

- parte-se do pressuposto que já se conhecem, para cada lado de qualquer que seja o nó, internamente as grandezas kmi , $EriP$, $EriA$, $Erif$ e, externamente, kme , $EreP$, $EreA$, $Eref$ onde inicialmente, os empuxos efetivos são iguais aos de repouso. A cada subfase ou fase completa, os valores de $Erif$ e $Eref$ são atualizados. Além disso, admite-se como conhecidas as características

geométricas da parede que irão fornecer elementos para o cálculo da matriz de rigidez, matriz_A, da estrutura;

- as expressões 4.38 a 4.42 fornecem o vetor carregamento BB, *constante para a fase de cálculo que se está considerando*;
- calculam-se os deslocamentos e rotações provocados pelo vetor carregamento total ($\theta = 1$), através do sistema de equações lineares, designado genericamente por $[matriz_A]\{d\}=\{BB\}$;
- confirmam-se as tendências de deslocamentos de cada nó, isto é, procura-se saber se os deslocamentos anteriores continuam a crescer num mesmo sentido. Se essa tendência de crescer no mesmo sentido, não é confirmada, em um ou mais nós, então pode ser necessário acertar a matriz de rigidez, pois a inversão da tendência desses deslocamentos implica em religar as molas que estavam eventualmente desligadas em virtude da plastificação e que voltam a trabalhar elasticamente por histerese. Calcula-se novamente os deslocamentos e uma nova verificação de tendências de deslocamento é feita. Se não houver confirmação dessas tendências, o fluxo de cálculo continua o mesmo, isto é, enquanto todas as tendências de deslocamento não forem confirmadas, continua-se a religar as molas e alterando-se a matriz de rigidez que por sua vez fornecerá novos deslocamentos e novas tendências de deslocamentos a serem confirmadas até que se estabeleça quais molas devem estar ligadas e quais desligadas para então passar-se ao cálculo do $\theta_{n(\min)}$ que plastifica a próxima mola;
- o $\theta_{n(\min)}$ é somado com o valor acumulado (já incorporado) gerando um "quantum" de carga

dado por $\theta_{total} = \sum_{j=1}^{n-1} \theta_{j(\min)} + \theta_{n(\min)}$. Aqui j varia de 1 a n, isto é, representa as subfases até a subfase n. Não deve ser confundido com o nó j.

1. se esse "quantum" for menor ou igual a 1, calcula-se a deformação real

$$d_n \theta_{n(\min)}, \text{ da subfase } n \text{ e se incorpora este valor à } d_{total} = \sum_{j=1}^{n-1} d_{total(j)} + d_n \theta_{n(\min)}.$$

Em seguida, calculam-se Erif e Eref que corresponde ao final de uma subfase, acerta-se a matriz de rigidez (matriz_A); Atualiza-se θ_{total} e parte-se para o cálculo de uma nova subfase;

2. se esse "quantum" ($\theta_{\text{total}} = \sum_{j=1}^{n-1} \theta_{j(\text{min})} + \theta_{n(\text{min})}$) for maior que 1, isto significa que a próxima mola não chega a se plastificar, pois o "quantum" de carga a incorporar para que ela se plastifique é maior que o "quantum" de carga que resta para ser incorporado. Calcula-se então o deslocamento real correspondente ao "quantum" de carga que resta incorporar $d_n [1 - (\theta_{\text{total}} - \theta_{n(\text{min})})]$ e se incorpora este valor a $d_{\text{total}} = \sum_{j=1}^{n-1} d_j \theta_{j(\text{min})} + d_n [1 - (\theta_{\text{total}} - \theta_{n(\text{min})})]$. Em seguida, calculam-se E_{rif} e E_{ref} , o que corresponde a chegar em final de fase.

- a partir daí, inicia-se o cálculo de uma nova fase, o que implica em redefinir os dados de entrada da mesma ou termina-se o cálculo da parede, na ausência de demais fases.

A Figura 4.22 mostra, esquematicamente, o fluxograma simplificado de resolução do problema.

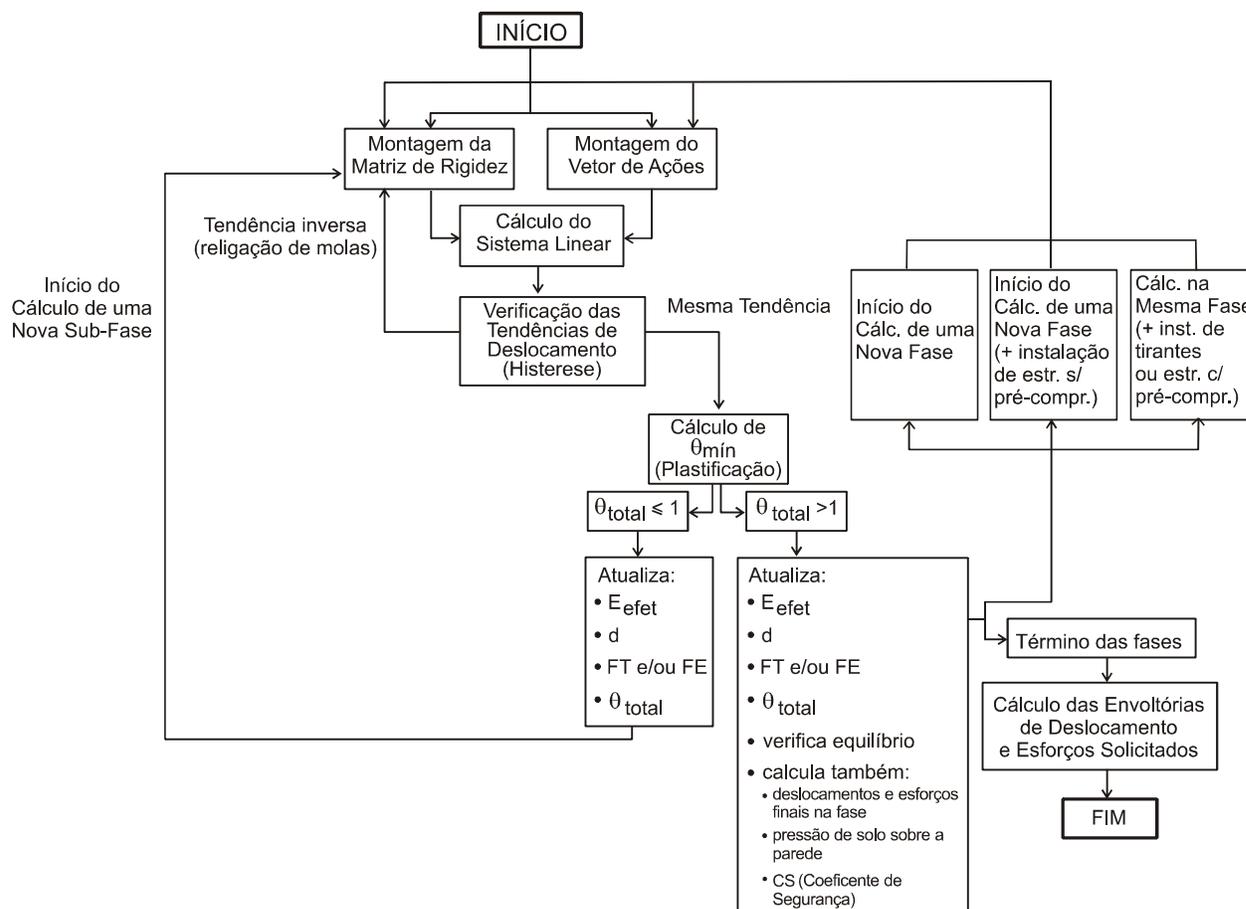


Figura 4.22 - Fluxograma simplificado de resolução do problema

4.18 Reaterro

Uma vez terminada as fases de escavação, a vala encontra-se na cota em que os trabalhos ligados à finalidade de sua abertura podem ser executados. Depois de concluídos, pode ser necessário reaterro a vala, normalmente, até a cota da superfície. Ressalte-se que nem sempre o procedimento de reaterro precisa ser executado, como por exemplo, numa passagem de nível rodoviária.

Sendo necessário o reaterro, este também pode ser executado em etapas (fases de reaterro) até atingir a cota da superfície. À medida que o solo se aproxima das cotas de eventuais estroncas provisórias, estas precisam ser retiradas.

Assim, os procedimentos de cálculo envolvidos no reaterro são similares aos de escavação, sendo importante destacar:

- todas as propriedades geotécnicas do solo de reaterro devem ser fornecidas, assim como as cotas das fases de reaterro;
- as estroncas a serem retiradas devem influir no carregamento sobre a parede e na rigidez do sistema estrutural;
- o solo de reaterro vai influir no sistema estrutural, da mesma forma que o escoramento, ou seja, no vetor de ações e na matriz de rigidez. Para efeito de seu comportamento à plastificação, os deslocamentos acumulados devem ser contados à partir da primeira fase de reaterro, enquanto que o restante do solo, para os mesmos efeitos, devem ter seus deslocamentos tomados desde a primeira fase de escavação. Em outras palavras, os deslocamentos acumulados para efeitos de plastificação no solo do lado contido e escavado abaixo da cota da última fase de escavação têm como referência o início dos cálculos (primeira fase de escavação), por outro lado para o solo de reaterro a referência será a primeira fase de reaterro. Evidentemente que os deslocamentos totais da parede na região reaterrada será a soma dos deslocamentos ocorridos até a última fase de escavação com aqueles acumulados durante as fases de reaterro.

A bibliografia afirma, de uma forma geral (ver Clayton et al. (1993)), que os deslocamentos e esforços aumentam pouco nas fases de reaterro quando a estrutura de contenção é do tipo definitiva, sendo, ao contrário, mais significativos quando se tratarem de estruturas provisórias, onde é comum a retirada do escoramento visando à sua reutilização.

Finalmente, para que o modelo possa representar o comportamento estrutural o mais próximo possível da realidade é necessário que as incertezas com relação às propriedades do solo de reaterro – assim como foi dito para o solo escavado - sejam minimizadas, principalmente com relação ao coeficiente de empuxo em repouso do solo (k_0) e ao coeficiente de reação elástica horizontal do solo (k_s), o que nem sempre é possível.

4.19 Obtenção dos Deslocamentos (Lineares e Rotações), Esforços Solicitantes e Respectivas Envoltórias

4.19.1 Deslocamentos lineares e rotações dos nós

À medida que se executam os cálculos obtém-se, para cada nó, em cada fase, o deslocamento linear e a rotação correspondente. Acumulando esses deslocamentos com os anteriormente calculados, obtém-se os deslocamentos totais no final de cada uma delas. Esses deslocamentos totais de cada fase, comparados com os deslocamentos totais da fase anterior, definem, ao longo dos vários cálculos efetuados os deslocamentos máximos e mínimos que podem ocorrer. Assim, é possível ao final de uma determinada fase estabelecer as envoltórias de deslocamentos.

4.19.2 Esforço cortante

Da mesma forma, à medida que os cálculos são executados, se conhece, para cada mola situada externa ou internamente em relação a um dado nó, a força que nela atua.

Somando-se algebricamente as forças que atuam nas molas situadas de cada lado do nó, obtém-se a força resultante que atua na parede. Deve-se levar em conta a eventual presença de estroncas e/ou tirantes.

De acordo com a convenção usual utilizada para a obtenção do diagrama de esforços cortantes, tem-se, partindo do início para o fim da parede, isto é, da direita para a esquerda, que as forças cortantes num nó genérico, no final de uma dada fase, serão dadas por:

a) À direita do nó

$$Fcd_n = Fce_{n-1} \quad (4.60)$$

b) À esquerda do nó

$$Fce_n = Fcd_n - (Erif_n + Eref_n + FT_n + FE_n) \quad (4.61)$$

onde n é o nó no qual se pretende calcular o esforço cortante.

A envoltória do esforço cortante no final de uma dada fase é obtida da mesma forma indicada para os deslocamentos.

4.19.3 Momento fletor

Ao final de uma fase qualquer, a expressão geral que fornece o momento fletor num nó n qualquer da parede vale:

$$Mfd_n = Mfe_{n-1} + L_{n-1}Fce_{n-1} \quad (4.62)$$

$$Mfe_n = Mfd_n \quad (4.63)$$

Do ponto de vista de envoltória, tem-se em cada nó, um momento, à esquerda e à direita, iguais. A obtenção do máximo e mínimo para esses momentos se faz por comparação com os momentos fletores que definem a envoltória da fase anterior.

4.19.4 Força normal na estronca / tirante

Para uma eventual estronca presente submetida a um deslocamento d e uma eventual variação de temperatura ΔT uniforme, a ação resultante é dada pelo esforço normal através da expressão 4.64. Para o tirante, como não há efeito de temperatura, a força normal é dada pela expressão 4.65.

$$N = \frac{2EA}{L}d + EA\alpha\Delta T \quad (4.64)$$

$$N = \frac{EA}{L}d \quad (4.65)$$

5 RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo é apresentada uma série de exemplos executados com o CEDEVE e comparados com outros programas e métodos de cálculo citados no Capítulo 3, a fim de validar e mostrar as potencialidades do método de cálculo proposto.

5.1 Comparativo CEDEVE, DEEP, ESTWIN e SPW2003

Para o estudo em questão, e como forma de apresentar alguns resultados obtidos do programa CEDEVE, são apresentados 3 exemplos, adaptados de Trondi (1993), (A, B e C, cada um dos quais com 2 fases de escavação, sendo indicado por “1fe” a 1ª fase de escavação e “2fe” a 2ª fase de escavação) de cálculo de paredes de contenção. Em todos eles, os seguintes parâmetros de entrada permanecem constantes durante todos os cálculos:

$$E_{\text{parede}} = E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 \text{ (aço)}$$

$$\gamma_{\text{solo}} = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$c = 0$$

$$K_a = 0,25$$

$$K_0 = 0,60$$

$$K_p = 5,00$$

$$k_s = 50000 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Comprimento da parede} = 12 \text{ m}$$

$$\text{Profundidade da 1ª fase de escavação} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Profundidade da 2ª fase de escavação} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Discretização da parede (distância entre nós)} = 0,50 \text{ m (totalizando 25 nós)}$$

A Figura 5.1 ilustra a geometria dos exemplos estudados.

Nos exemplos A ($I = 0,0005 \text{ m}^4$) e B ($I = 0,00005 \text{ m}^4$), as 2 fases de escavação foram conduzidas sem o uso de estroncas. Já no exemplo C ($I = 0,00005 \text{ m}^4$), antes de se proceder a 2ª fase de escavação, um nível de estronca a 2 m da superfície foi instalado.

Dados da estronca (para o Exemplo C):

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2 \text{ (aço)}$$

$$A = 0,01 \text{ m}^2$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$F_{\text{pré-compressão}} = 0$$

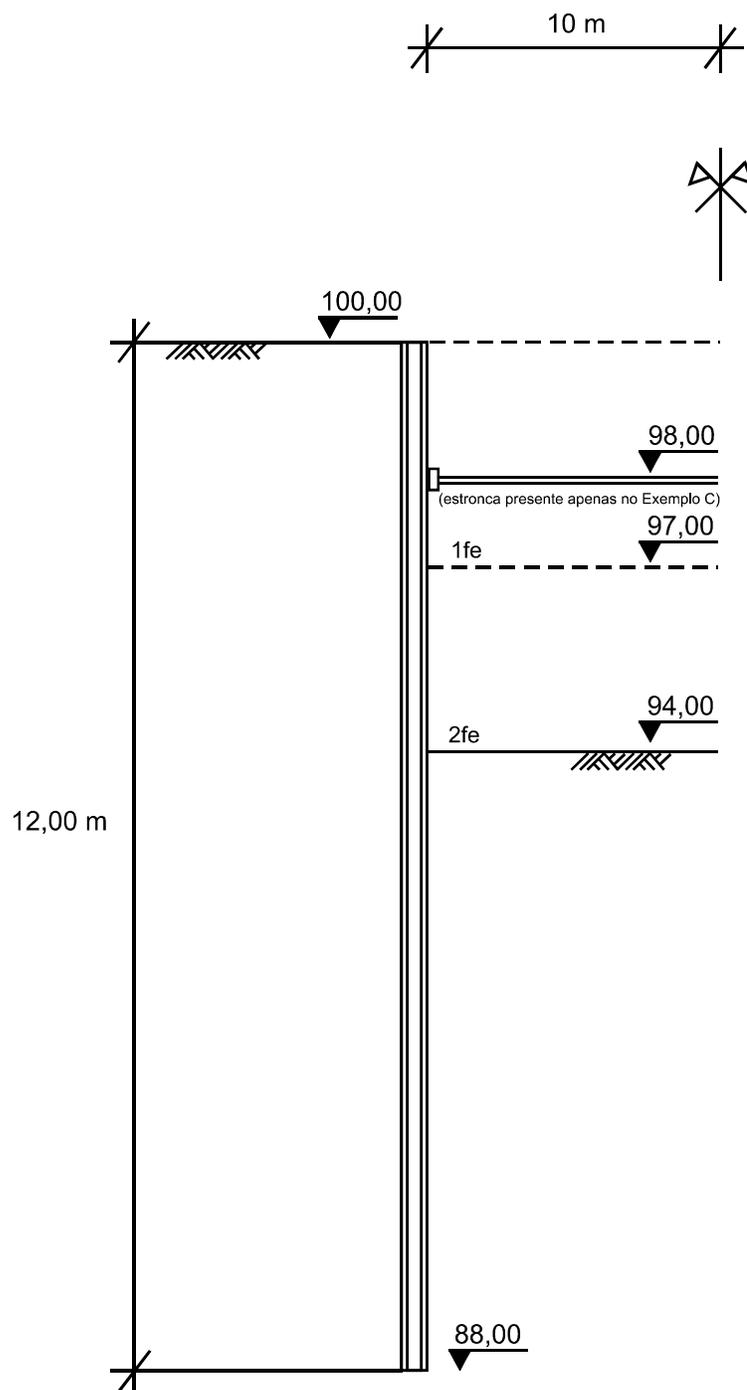


Figura 5.1 - Seção da vala estudada

Para cada um dos 3 exemplos, foram utilizados, no cálculo dos deslocamentos e esforços solicitantes da parede, 4 programas computacionais:

CEDEVE: programa desenvolvido nesta Tese baseado no Método Analítico Unidimensional Evolutivo (modelo de molas de Winkler). O Capítulo 4 apresenta os fundamentos teóricos para a construção do programa, cujo código fonte e Manual de Instalação e Utilização está disponibilizado em CD-ROM anexo a esta Tese.

ESTWIN: programa de autoria de Barros (1991a e b), também baseado no modelo de molas de Winkler. Ao invés de molas, são utilizadas barras de treliça que podem produzir o mesmo efeito. O programa foi desenvolvido para o cálculo de estacas carregadas lateralmente. No presente estudo, este programa está sendo adaptado através da manipulação do arquivo de entrada de dados do tipo “.dat”, a fim de produzir resultados em estruturas de contenção que – ao contrário de estacas carregadas lateralmente – apresentam regiões de solos escavadas. Acredita-se que é em virtude desta adaptação que erros no processamento de alguns exemplos ocorreram. Uma explanação mais detalhada do programa é apresentada no item 3.11.3.4.

DEEP: programa que se baseia no Método Analítico Unidimensional e Modelo de Winkler, possui similaridades com o CEDEVE e não é de domínio público. Pertence a Promon Engenharia S.A. No item 3.11.3.5 são mostradas algumas das suas principais características.

SPW2003: programa desenvolvido por Verruijt (2003). Nele, é novamente utilizado o modelo de molas de Winkler (Método Analítico Unidimensional Evolutivo com uso do MDF). Maiores detalhes foram apresentados no item 3.4. A principal diferença na concepção deste programa e do CEDEVE diz respeito a definição do coeficiente de reação horizontal do solo. Aqui define-se D_w (stroke) como:

$$D_w = \frac{\sigma_p - \sigma_a}{k_h} \quad (5.1)$$

pois acredita-se que k_h , em geral, cresça linearmente com a profundidade (o que é razoável para as areias) e sabendo-se que $(\sigma_p - \sigma_a)$, também, ter-se-ia, em geral, valores

constantes de D_w . Entretanto, quando isto não ocorre, como é o caso dos 3 exemplos apresentados em que k_h é constante ao longo da profundidade da parede, é preciso variar o valor de D_w , o que não é possível fazer com um grau de refinamento grande neste programa, pois é necessário “criar camadas” para definir D_w diferentes. Para exemplificar tal situação do SPW2003, rodou-se exemplos no CEDEVE com k_h variando linearmente com a profundidade, de modo que D_w se mantivesse constante. Os resultados desta análise são mostrados nas Tabelas 5.1 e 5.2. Apresentam-se também os valores do SPWall de Verruijt (1995) que se mostram com melhor afinidade ao CEDEVE. É curioso que os resultados dos dois programas do mesmo autor estabeleçam resultados diferentes, embora às vezes não tão grandes, para o mesmo problema.

Tabela 5.1 - Deslocamentos no topo (nó nº 1) para D_w constante ($I=0,0005 \text{ m}^4$)

Adaptado do Exemplo A (13 nós)

	1ª fase de escavação [m]	2ª fase de escavação [m]
CEDEVE	0,0042	0,0643
SPW2003	0,0082	0,0742
SPWall	0,0036	0,0631

Tabela 5.2 - Deslocamentos no topo (nó nº 1) para D_w constante ($I=0,00005 \text{ m}^4$)

Adaptado do Exemplo B (13 nós)

	1ª fase de escavação [m]	2ª fase de escavação [m]
CEDEVE	0,022	0,568
SPW2003	0,032	0,549
SPWall	0,021	0,553

Os resultados dos processamentos dos exemplos A, B e C estão apresentados nas Tabelas 5.3, 5.4 e 5.5 (deslocamentos e esforços solicitantes) e Figuras 5.2 a, b e c, 5.3 a, b e c e 5.4 a, b e c, respectivamente.

Tabela 5.3 - Resultados do exemplo A

$$E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 = 21000000 \text{ tf/m}^2$$

$$K = 50000 \text{ kN/m}^3 = 5000 \text{ tf/m}^3$$

$$I = 0,0005 \text{ m}^4$$

1a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,003099	0,000	0,156	0	0,003099	0,0	0,2	0,0	0,0042	0,000	0,039	0,000	0,006262	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,002741	0,156	1,094	0,078	0,002741	0,2	1,1	0,1	0,0037	0,039	0,976	0,019	0,005631	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,002382	1,094	2,969	0,625	0,002382	1,1	3,0	0,6	0,0033	0,976	2,851	0,507	0,005001	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,002026	2,969	5,781	2,109	0,002026	3,0	5,8	2,1	0,0029	2,851	5,663	1,933	0,004374	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,001675	5,781	9,531	5,000	0,001675	5,8	9,5	5,0	0,0024	5,663	9,413	4,765	0,003752	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,001337	9,531	14,219	9,766	0,001337	9,5	14,2	9,8	0,0020	9,413	14,100	9,471	0,003144	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,001022	14,219	16,719	16,875	0,001022	14,2	16,7	16,9	0,0016	14,100	18,944	16,522	0,002561	16,875	17,764	17,109
8	3,50	0,000749	16,719	4,531	25,234	0,000749	16,7	4,5	25,2	0,0013	18,944	7,067	25,994	0,002020	17,764	11,912	25,769
9	4,00	0,000533	4,531	-5,801	27,500	0,000533	4,5	-5,8	27,5	0,0010	7,067	-2,514	29,527	0,001539	11,912	4,331	33,188
10	4,50	0,000381	-5,801	-11,350	24,599	0,000381	-5,8	-11,4	24,6	0,0008	-2,514	-8,684	28,270	0,001135	4,331	-4,784	37,249
11	5,00	0,000286	-11,350	-12,157	18,924	0,000286	-11,4	-12,2	18,9	0,0006	-8,684	-10,982	23,933	0,000818	-4,784	-11,317	37,136
12	5,50	0,000236	-12,157	-10,467	12,845	0,000236	-12,2	-10,5	12,8	0,0005	-10,982	-10,850	18,443	0,000586	-11,317	-14,951	33,110
13	6,00	0,000217	-10,467	-7,825	7,612	0,000217	-10,5	-7,8	7,6	0,0005	-10,850	-9,376	13,018	0,000432	-14,951	-14,530	26,544
14	6,50	0,000217	-7,825	-5,164	3,700	0,000217	-7,8	-5,2	3,7	0,0005	-9,376	-7,345	8,330	0,000341	-14,530	-12,927	19,173
15	7,00	0,000226	-5,164	-2,951	1,118	0,000226	-5,2	-3,0	1,1	0,0005	-7,345	-5,258	4,657	0,000295	-12,927	-9,247	12,309
16	7,50	0,000238	-2,951	-1,340	-0,358	0,000238	-3,0	-1,3	-0,4	0,0005	-5,258	-3,405	2,029	0,000280	-9,247	-6,170	6,765
17	8,00	0,000249	-1,340	-0,306	-1,028	0,000249	-1,3	-0,3	-1,0	0,0005	-3,405	-1,916	0,326	0,000282	-6,170	-3,269	2,911
18	8,50	0,000259	-0,306	0,264	-1,181	0,000259	-0,3	0,3	-1,2	0,0005	-1,916	-0,817	-0,632	0,000291	-3,269	-1,575	0,551
19	9,00	0,000265	0,264	0,505	-1,049	0,000265	0,3	0,5	-1,0	0,0005	-0,817	-0,077	-1,041	0,000303	-1,575	-0,228	-0,660
20	9,50	0,000269	0,505	0,539	-0,797	0,000269	0,5	0,5	-0,8	0,0005	-0,077	0,364	-1,079	0,000313	-0,228	-0,053	-1,110
21	10,00	0,000272	0,539	0,461	-0,527	0,000272	0,5	0,5	-0,5	0,0005	0,364	-0,897	-0,897	0,000321	-0,053	0,819	-1,180
22	10,50	0,000273	0,461	0,335	-0,296	0,000273	0,5	0,3	-0,3	0,0005	0,567	0,584	-0,614	0,000327	0,819	0,793	-0,989
23	11,00	0,000273	0,335	0,196	-0,129	0,000273	0,3	0,2	-0,1	0,0005	0,584	0,452	-0,322	0,000330	0,793	0,775	-0,586
24	11,50	0,000273	0,196	0,062	-0,031	0,000273	0,2	0,1	0,0	0,0005	0,452	0,192	-0,096	0,000332	0,775	0,000	-0,194
25	12,00	0,00	0,062	0,000	0,000	0,000272	0,0	0,0	0,0	0,001	0,192	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase 12 molas

11 molas

10 molas

11 molas

2a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,060598	0,000	0,156	0,000	0,060601	0,0	0,2	0,0	0,0680	0,000	0,039	0,000	0,078702	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,056369	0,156	1,094	0,078	0,056372	0,2	1,1	0,1	0,0634	0,039	0,975	0,021	0,073576	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,052140	1,094	2,969	0,625	0,052142	1,1	3,0	0,6	0,0588	0,975	2,851	0,508	0,068452	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,047913	2,969	5,781	2,109	0,047915	3,0	5,8	2,1	0,0542	2,851	5,664	1,934	0,063330	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,043681	5,781	9,531	5,000	0,043683	5,8	9,5	5,0	0,0496	5,664	9,413	4,767	0,058213	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,039482	9,531	14,219	9,766	0,039484	9,5	14,3	9,8	0,0451	9,413	14,100	9,474	0,053111	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,035298	14,219	19,844	16,875	0,035299	14,3	19,8	16,9	0,0405	14,100	19,725	16,525	0,048033	16,875	22,969	17,109
8	3,50	0,031154	19,844	26,406	26,797	0,031155	19,8	26,4	26,8	0,0360	19,725	26,287	26,388	0,042998	22,969	30,000	27,070
9	4,00	0,027076	26,406	33,906	40,000	0,027077	26,4	33,9	40,0	0,0316	26,287	33,786	39,534	0,038029	30,000	37,969	40,313
10	4,50	0,023094	33,906	42,344	56,953	0,023095	33,9	42,3	57,0	0,0272	33,786	42,224	56,426	0,033158	37,969	46,875	57,305
11	5,00	0,019250	42,344	51,719	78,125	0,019251	42,3	51,7	78,1	0,0230	42,224	51,598	77,539	0,028426	46,875	56,719	78,516
12	5,50	0,015593	51,719	62,031	103,984	0,015594	51,7	62,0	104,0	0,0190	51,598	61,910	103,380	0,023884	56,719	67,500	104,414
13	6,00	0,012187	62,031	70,156	135,000	0,012187	62,0	70,2	135,0	0,0152	61,910	72,377	134,294	0,019594	67,500	69,844	135,469
14	6,50	0,009103	70,156	63,594	170,078	0,009103	70,2	63,6	170,1	0,0118	72,377	65,816	170,483	0,015628	69,844	54,375	169,805
15	7,00	0,006423	63,594	39,219	201,875	0,006423	63,6	39,2	201,9	0,0087	65,816	41,442	203,392	0,012065	54,375	23,309	200,859
16	7,50	0,004218	39,219	-2,969	221,484	0,004219	39,2	-3,0	221,5	0,0062	41,442	-0,746	224,113	0,008973	23,309	-9,955	220,280
17	8,00	0,002533	-2,969	-60,295	220,000	0,002533	-3,0	-60,3	220,0	0,0041	-0,746	-46,301	223,741	0,006395	-9,955	-37,713	223,619
18	8,50	0,001360	-60,295	-89,611	189,853	0,001360	-60,3	-89,6	189,9	0,0026	-46,301	-74,204	200,591	0,004342	-37,713	-60,532	211,702
19	9,00	0,000633	-89,611	-94,283	145,047	0,000633	-89,6	-94,3	145,1	0,0016	-74,204	-86,278	163,489	0,002784	-60,532	-76,217	187,141
20	9,50	0,000251	-94,283	-79,841	97,906	0,000251	-94,3	-79,8	97,9	0,0009	-86,278	-81,900	120,350	0,001667	-76,217	-87,102	152,953
21	10,00	0,000105	-79,841	-58,084	57,985	0,000105	-79,8	-58,1	58,0	0,0005	-81,900	-68,255	79,400	0,000909	-87,102	-81,531	112,124
22	10,50	0,000101	-58,084	-36,132	28,943	0,000101	-58,1	-36,1	28,9	0,0004	-68,255	-50,130	45,273	0,000418	-81,531	-63,425	69,965
23	11,00	0,000170	-36,132	-17,647	10,877	0,000170	-36,1	-17,6	10,9	0,0003	-50,130	-30,301	20,208	0,000097	-63,425	-35,741	33,726
24	11,50	0,000269	-17,647	-4,107	2,054	0,000269	-17,6	-4,1	2,1	0,0003	-30,301	-10,102	5,051	-0,000137	-35,741	0,000	8,935
25	12,00	0,000376	-4,107	0,000	0,000	0,000376	-4,1	0,0	0,0	0,0003	-10,102	0,000	0,000	-0,000340	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase 24 molas

22 molas

24 molas

33 molas

Tabela 5.4 - Resultados do exemplo B

$$E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 = 21000000 \text{ tf/m}^2$$

$$K = 50000 \text{ kN/m}^3 = 5000 \text{ tf/m}^3$$

$$I = 0,00005 \text{ m}^4$$

1a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,019562	0,000	0,156	0,000	0,019562	0,0	0,2	0,0	0,0201	0,000	0,937	0,000	0,025751	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,016861	0,156	1,094	0,078	0,016861	0,2	-1,1	0,1	0,0170	0,937	1,874	0,937	0,022436	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,014164	1,094	2,969	0,625	0,014164	1,1	-3,0	0,6	0,0139	1,874	4,998	1,874	0,019127	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,011486	2,969	5,781	2,109	0,011486	3,0	-5,8	2,1	0,0110	4,998	8,122	5,935	0,015840	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,008863	5,781	9,531	5,000	0,008863	5,8	-9,5	5,0	0,0080	8,122	13,120	9,996	0,012614	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,006367	9,531	14,219	9,766	0,006367	9,5	-14,2	9,8	0,0057	13,120	18,117	19,055	0,009523	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,004113	14,219	16,719	16,875	0,004113	14,2	-16,7	16,9	0,0033	18,117	6,356	28,113	0,006682	16,875	13,594	17,109
8	3,50	0,002266	16,719	4,531	25,234	0,002266	16,7	-4,5	25,2	0,0021	6,356	-5,405	25,411	0,004252	13,594	-0,482	24,727
9	4,00	0,000995	4,531	-17,344	27,500	0,000995	4,5	17,3	27,5	0,0008	-5,405	-11,782	22,708	0,002385	-0,482	-11,244	28,004
10	4,50	0,000336	-17,344	-20,623	18,828	0,000336	-17,3	20,6	18,8	0,0006	-11,782	-18,158	13,629	0,001147	-11,244	-18,662	25,073
11	5,00	0,000118	-20,623	-13,019	8,516	0,000118	-20,6	13,0	8,5	0,0003	-18,158	-11,958	4,550	0,000479	-18,662	-15,605	17,596
12	5,50	0,000118	-13,019	-5,424	2,007	0,000118	-13,0	5,4	2,0	0,0004	-11,958	-5,757	1,672	0,000224	-15,605	-9,208	9,030
13	6,00	0,000181	-5,424	-0,982	-0,706	0,000181	-5,4	1,0	-0,7	0,0004	-5,757	-2,725	-1,206	0,000198	-9,208	-3,415	2,826
14	6,50	0,000236	-0,982	0,709	-1,196	0,000236	-1,0	-0,7	-1,2	0,0005	-2,725	0,308	-1,052	0,000257	-3,415	-0,740	-0,329
15	7,00	0,000266	0,709	0,903	-0,842	0,000266	0,7	-0,9	-0,8	0,0005	0,308	0,639	-0,898	0,000321	-0,740	1,133	-1,368
16	7,50	0,000276	0,903	0,585	-0,391	0,000276	0,9	-0,6	-0,4	0,0006	0,639	0,969	-0,413	0,000360	1,133	1,086	-1,270
17	8,00	0,000277	0,585	0,250	-0,098	0,000277	0,6	-0,3	-0,1	0,0006	0,969	0,470	0,072	0,000370	1,086	1,001	-0,715
18	8,50	0,000274	0,250	0,050	0,027	0,000274	0,3	0,0	0,0	0,0006	0,470	-0,029	0,057	0,000364	1,001	0,282	-0,193
19	9,00	0,000272	0,050	-0,029	0,052	0,000272	0,0	0,0	0,1	0,0006	-0,029	-1,130	0,042	0,000352	0,282	0,119	0,127
20	9,50	0,000270	-0,029	-0,039	0,038	0,000270	0,0	0,0	0,0	0,0006	-1,130	-2,231	-1,074	0,000341	0,119	-0,570	0,228
21	10,00	0,000270	-0,039	-0,026	0,018	0,000270	0,0	0,0	0,0	0,0006	-2,231	-3,162	-2,190	0,000335	-0,570	-0,037	0,115
22	10,50	0,000270	-0,026	-0,010	0,005	0,000270	0,0	0,0	0,0	0,0005	-3,162	-4,092	-4,235	0,000331	-0,037	-0,081	-0,037
23	11,00	0,000270	-0,010	-0,001	0,000	0,000270	0,0	0,0	0,0	0,0003	-4,092	1,095	-6,280	0,000327	-0,081	0,176	-0,067
24	11,50	0,000270	-0,001	0,002	-0,001	0,000270	0,0	0,0	0,0	0,0000	1,095	6,281	-3,140	0,000321	0,176	0,000	-0,044
25	12,00	0,000270	0,002	0,000	0,000	0,000270	0,0	0,0	0,0	-0,0003	6,281	0,000	0,000	0,001220	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase

11 molas

11 molas

9 molas

11 molas

2a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,538261	0,000	0,156	0,000	0,538260	0,0	0,1	0,0	0,5577	0,038	0,038	0,000	0,557645	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,499410	0,156	1,094	0,078	0,499410	0,1	1,1	0,1	0,5179	0,038	0,976	0,019	0,517752	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,460562	1,094	2,969	0,625	0,460560	1,1	3,0	0,6	0,4780	0,976	2,851	0,507	0,477865	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,421732	2,969	5,781	2,109	0,421730	3,0	5,8	2,1	0,4381	2,851	5,663	1,933	0,438000	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,382959	5,781	9,531	5,000	0,382960	5,8	9,6	5,0	0,3983	5,663	9,413	4,765	0,398196	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,344312	9,531	14,219	9,766	0,344310	9,6	14,2	9,8	0,3586	9,413	14,100	9,471	0,358526	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,305907	14,219	19,844	16,875	0,305910	14,2	19,9	16,9	0,3192	14,100	19,725	16,521	0,319108	16,875	22,969	17,109
8	3,50	0,267914	19,844	26,406	26,797	0,267920	19,9	26,4	26,8	0,2801	19,725	26,287	26,384	0,280113	22,969	30,000	27,070
9	4,00	0,230573	26,406	33,906	40,000	0,230570	26,4	33,9	40,0	0,2417	26,287	33,787	39,527	0,241783	30,000	37,969	40,313
10	4,50	0,194199	33,906	42,344	56,953	0,194200	33,9	42,4	56,9	0,2043	33,787	42,224	56,421	0,204434	37,969	46,875	57,305
11	5,00	0,159198	42,344	51,719	78,125	0,159200	42,4	51,7	78,1	0,1682	42,224	51,598	77,532	0,168475	46,875	56,719	78,516
12	5,50	0,126075	51,719	62,031	103,984	0,126080	51,7	62,0	104,0	0,1339	51,598	61,909	103,331	0,134414	56,719	67,500	104,414
13	6,00	0,095449	62,031	70,156	135,000	0,095450	62,0	70,2	135,0	0,1022	61,909	72,378	134,286	0,102869	67,500	69,843	135,469
14	6,50	0,068053	70,156	63,594	170,078	0,068054	70,2	63,6	170,1	0,0737	72,378	65,816	170,475	0,074569	69,843	54,375	169,805
15	7,00	0,044694	63,594	39,219	201,875	0,044694	63,6	39,2	201,9	0,0492	65,816	41,443	203,383	0,050293	54,375	21,094	200,859
16	7,50	0,026093	39,219	-2,969	221,484	0,026093	39,2	-3,0	221,5	0,0295	41,443	-0,746	224,104	0,030726	21,094	-30,000	219,727
17	8,00	0,012681	-2,969	-62,969	220,000	0,012682	-3,0	-63,0	220,0	0,0151	-0,746	-60,744	223,731	0,016266	-30,000	-95,798	217,500
18	8,50	0,004389	-62,969	-140,781	188,516	0,004389	-63,0	-140,8	188,5	0,0058	-60,744	-128,839	193,359	0,006810	-95,798	-123,624	186,050
19	9,00	0,000431	-140,781	-135,814	118,125	0,000431	-140,8	-135,8	118,1	0,0011	-128,839	-128,460	128,939	0,001645	-123,624	-156,988	131,195
20	9,50	-0,000705	-135,814	-81,996	50,218	-0,000705	-135,8	-82,0	50,2	-0,0006	-128,460	-85,880	64,710	-0,000427	-156,988	-69,274	71,292
21	10,00	-0,000539	-81,996	-31,027	9,220	-0,000539	-82,0	-31,0	9,2	-0,0007	-85,880	-41,709	21,770	-0,000721	-69,274	-26,032	24,976
22	10,50	-0,000052	-31,027	-1,447	-6,294	0,000052	-31,0	-1,4	-6,3	-0,0001	-41,709	-11,088	0,915	-0,000286	-26,032	1,037	1,150
23	11,00	0,000344	-1,447	8,335	-7,017	0,000344	-1,4	8,3	-7,0	0,0005	-11,088	3,924	-4,629	0,000282	1,037	9,679	-5,099
24	11,50	0,000593	8,335	5,699	-2,850	0,000593	8,3	5,7	-2,8	0,0010	3,924	5,334	-2,667	0,000780	9,679	0,000	-2,420
25	12,00	0,000768	5,699	0,000	0,000	0,000768	5,7	0,0	0,0	0,0015	5,334	0,000	0,000	0,001220	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase

31 molas

27 molas

25 molas

33 molas

Tabela 5.5 - Resultados do exemplo C

$$E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 = 21000000 \text{ tf/m}^2$$

$$K = 50000 \text{ kN/m}^3 = 5000 \text{ tf/m}^3$$

$$I = 0,00005 \text{ m}^4$$

1ª FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,019562	0,000	0,156	0,000	0,019562	0,0	0,2	0,0	-----	-----	-----	-----	0,025751	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,016861	0,156	1,094	0,078	0,016861	0,2	1,1	0,1	-----	-----	-----	-----	0,022436	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,014164	1,094	2,969	0,625	0,014164	1,1	3,0	0,6	-----	-----	-----	-----	0,019127	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,011486	2,969	5,781	2,109	0,011486	3,0	5,8	2,1	-----	-----	-----	-----	0,015840	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,008863	5,781	9,531	5,000	0,008863	5,8	9,5	5,0	-----	-----	-----	-----	0,012614	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,006367	9,531	14,219	9,766	0,006367	9,5	14,2	9,8	-----	-----	-----	-----	0,009523	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,004113	14,219	16,719	16,875	0,004113	14,2	16,7	16,9	-----	-----	-----	-----	0,006682	16,875	13,594	17,109
8	3,50	0,002266	16,719	4,531	25,234	0,002266	16,7	4,5	25,2	-----	-----	-----	-----	0,004252	13,594	-0,482	24,727
9	4,00	0,000995	4,531	-17,344	27,500	0,000995	4,5	-17,3	27,5	-----	-----	-----	-----	0,002385	-0,482	-11,244	28,004
10	4,50	0,000336	-17,344	-20,623	18,828	0,000336	-17,3	-20,6	18,8	-----	-----	-----	-----	0,001147	-11,244	-18,662	25,073
11	5,00	0,000118	-20,623	-13,019	8,516	0,000118	-20,6	-13,0	8,5	-----	-----	-----	-----	0,000479	-18,662	-15,605	17,596
12	5,50	0,000118	-13,019	-5,424	2,007	0,000118	-13,0	-3,4	2,0	-----	-----	-----	-----	0,000224	-15,605	-9,208	9,030
13	6,00	0,000181	-5,424	-0,982	-0,706	0,000181	-5,4	-1,0	-0,7	-----	-----	-----	-----	0,000198	-9,208	-3,415	2,826
14	6,50	0,000236	-0,982	0,709	-1,196	0,000236	-1,0	0,7	-1,2	-----	-----	-----	-----	0,000257	-3,415	-0,740	-0,329
15	7,00	0,000266	0,709	0,903	-0,842	0,000266	0,7	0,9	-0,8	-----	-----	-----	-----	0,000321	-0,740	1,133	-1,368
16	7,50	0,000276	0,903	0,585	-0,391	0,000276	0,9	0,6	-0,4	-----	-----	-----	-----	0,000360	1,133	1,086	-1,270
17	8,00	0,000277	0,585	0,250	-0,098	0,000277	0,6	0,3	-0,1	-----	-----	-----	-----	0,000370	1,086	1,001	-0,715
18	8,50	0,000274	0,250	0,050	0,027	0,000274	0,3	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000364	1,001	0,282	-0,193
19	9,00	0,000272	0,050	-0,029	0,052	0,000272	0,0	0,0	0,1	-----	-----	-----	-----	0,000352	0,282	0,119	0,127
20	9,50	0,000270	-0,029	-0,039	0,038	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000341	0,119	-0,570	0,228
21	10,00	0,000270	-0,039	-0,026	0,018	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000335	-0,570	-0,037	0,115
22	10,50	0,000270	-0,026	-0,010	0,005	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000331	-0,037	-0,081	-0,037
23	11,00	0,000270	-0,010	0,001	0,000	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000327	-0,081	0,174	-0,067
24	11,50	0,000270	-0,001	0,002	-0,001	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000321	0,174	0,000	-0,044
25	12,00	0,000270	0,002	0,000000	0,000	0,000270	0,0	0,0	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000315	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase

11 molas

11 molas

11 molas

2ª FASE DE ESCAVAÇÃO

Nº	Z [m]	CEDEVE				DEEP				ESTWIN				SPW2003			
		d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]	d [m]	Vd [kN]	Ve [kN]	M [kNm]
1	0,00	0,019244	0,000	3,125	0,000	0,019244	0,00	3,10	0	-----	-----	-----	-----	0,025050	0,000	7,235	0,000
2	0,50	0,016431	3,125	14,807	1,563	0,016431	3,10	14,80	1,5	-----	-----	-----	-----	0,021617	7,235	31,007	1,809
3	1,00	0,013679	14,807	28,821	8,965	0,013679	14,80	28,80	9	-----	-----	-----	-----	0,018272	31,007	44,052	11,369
4	1,50	0,011167	28,821	39,600	23,376	0,011167	28,80	39,60	23,4	-----	-----	-----	-----	0,015253	44,052	49,646	30,134
5	2,00	0,009234	39,600	-34,429	43,176	0,009234	39,60	-34,40	43,2	-----	-----	-----	-----	0,012979	49,646	-37,234	53,559
6	2,50	0,008182	-34,429	-29,741	25,962	0,008182	-34,40	-29,70	26	-----	-----	-----	-----	0,011723	-37,234	-32,077	33,888
7	3,00	0,007757	-29,741	-24,116	11,091	0,007757	-29,70	-24,10	11,1	-----	-----	-----	-----	0,011289	-32,077	-25,984	16,560
8	3,50	0,007607	-24,116	-17,554	-0,967	0,007607	-24,10	-17,60	-1	-----	-----	-----	-----	0,011265	-25,984	-18,952	2,045
9	4,00	0,007447	-17,554	-10,054	-9,744	0,007448	-17,60	-10,10	-9,7	-----	-----	-----	-----	0,011310	-18,952	-10,984	-9,189
10	4,50	0,007071	-10,054	-1,616	-14,771	0,007071	-10,10	-1,60	-14,8	-----	-----	-----	-----	0,011159	-10,984	-2,077	-16,673
11	5,00	0,006359	-1,616	7,759	-15,579	0,006359	-1,60	7,80	-15,6	-----	-----	-----	-----	0,010635	-2,077	7,766	-19,938
12	5,50	0,005295	7,759	18,071	-11,700	0,005295	7,80	18,10	-11,7	-----	-----	-----	-----	0,009665	7,766	18,548	-18,516
13	6,00	0,003973	18,071	26,196	-2,664	0,003973	18,10	26,20	-2,7	-----	-----	-----	-----	0,008284	18,548	22,495	-11,937
14	6,50	0,002603	26,196	19,634	10,434	0,002604	26,20	19,60	10,4	-----	-----	-----	-----	0,006641	22,495	16,284	-1,677
15	7,00	0,001469	19,634	-4,741	20,251	0,001469	19,60	-4,70	20,3	-----	-----	-----	-----	0,004955	16,284	8,677	8,018
16	7,50	0,000769	-4,741	-16,197	17,880	0,000769	-4,70	-16,20	17,9	-----	-----	-----	-----	0,003439	8,677	0,581	14,258
17	8,00	0,000472	-16,197	-12,789	9,781	0,000472	-16,20	-12,80	9,8	-----	-----	-----	-----	0,002240	0,581	-5,338	16,573
18	8,50	0,000414	-12,789	-6,501	3,387	0,000414	-12,80	-6,50	3,4	-----	-----	-----	-----	0,001414	-5,338	-10,169	15,384
19	9,00	0,000450	-6,501	-1,988	0,136	0,000450	-6,50	-2,00	0,1	-----	-----	-----	-----	0,000938	-10,169	-9,697	11,507
20	9,50	0,000497	-1,988	0,140	-0,858	0,000497	-2,00	0,10	-0,9	-----	-----	-----	-----	0,000730	-9,697	-6,955	6,541
21	10,00	0,000529	0,140	0,695	-0,788	0,000529	0,10	0,70	-0,8	-----	-----	-----	-----	0,000682	-6,955	-2,306	2,378
22	10,50	0,000543	0,695	0,559	-0,441	0,000543	0,70	0,60	-0,4	-----	-----	-----	-----	0,000702	-2,306	-0,089	0,063
23	11,00	0,000546	0,559	0,271	-0,161	0,000546	0,60	0,30	-0,2	-----	-----	-----	-----	0,000734	-0,089	1,117	-0,536
24	11,50	0,000544	0,271	0,051	-0,025	0,000544	0,30	0,10	0	-----	-----	-----	-----	0,000758	1,117	0,000	-0,279
25	12,00	0,000542	0,051	0,000	0,000	0,000542	0,10	0,00	0,0	-----	-----	-----	-----	0,000775	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 22 molas

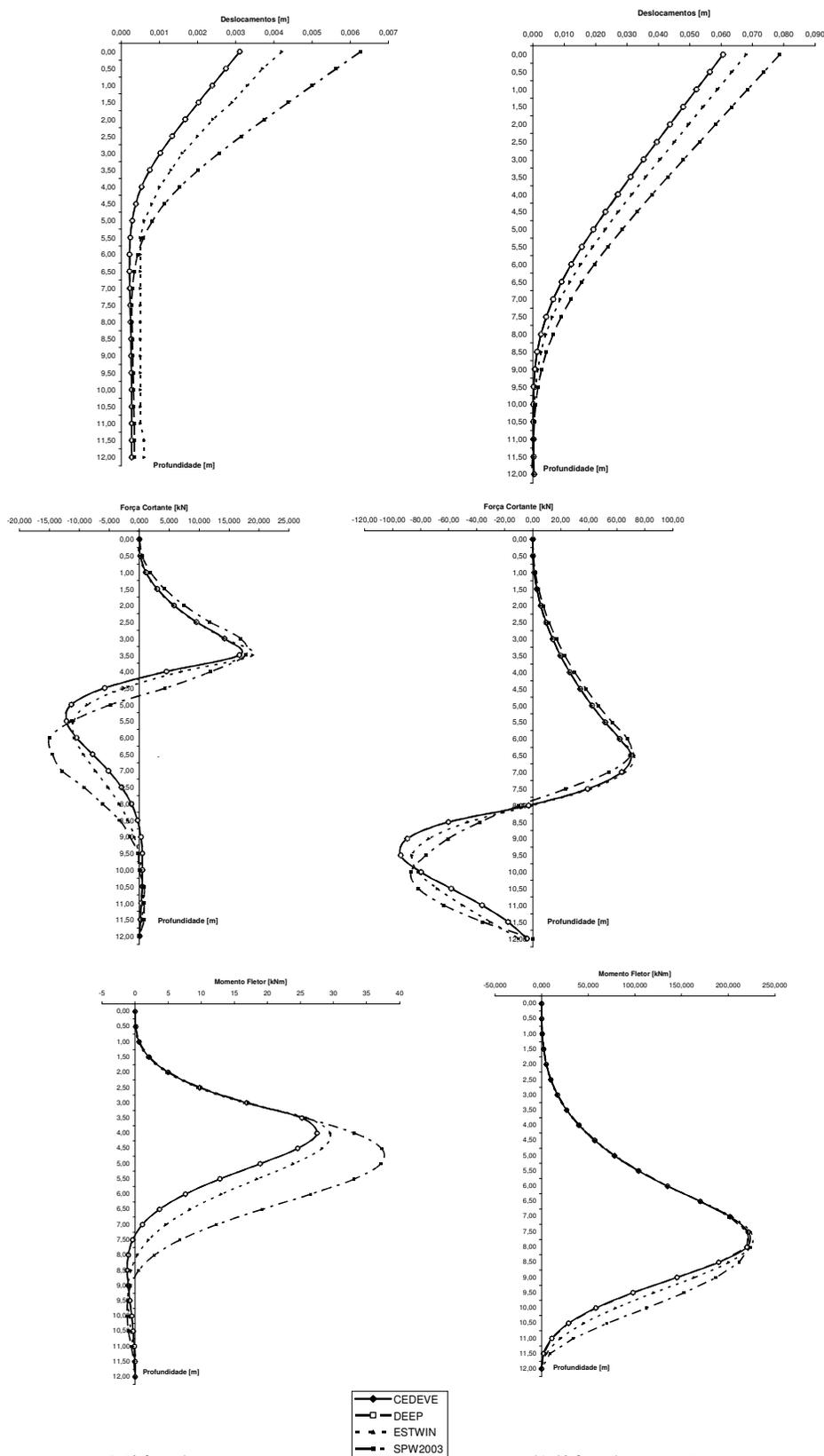
77,78

21 molas

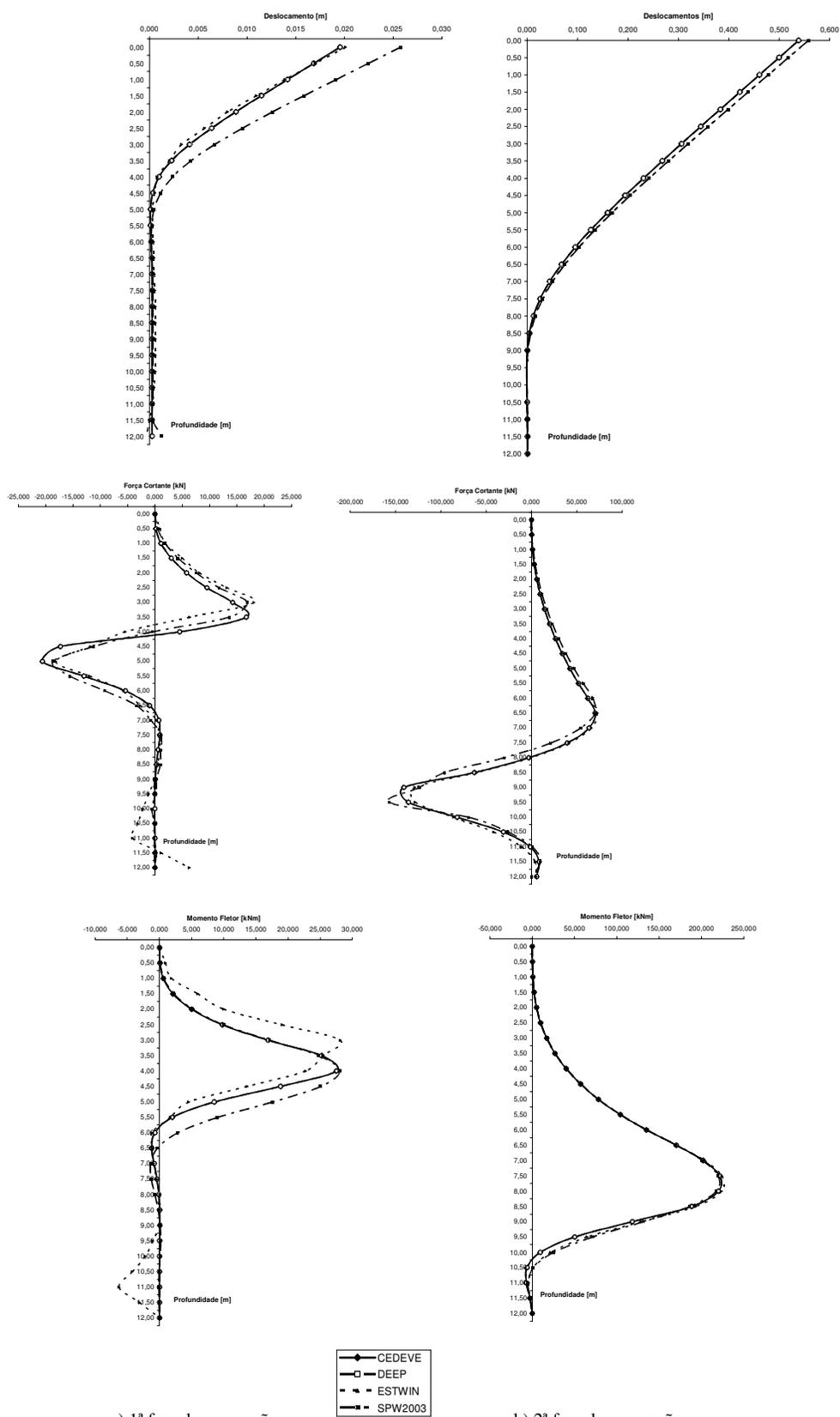
77,78

25 molas

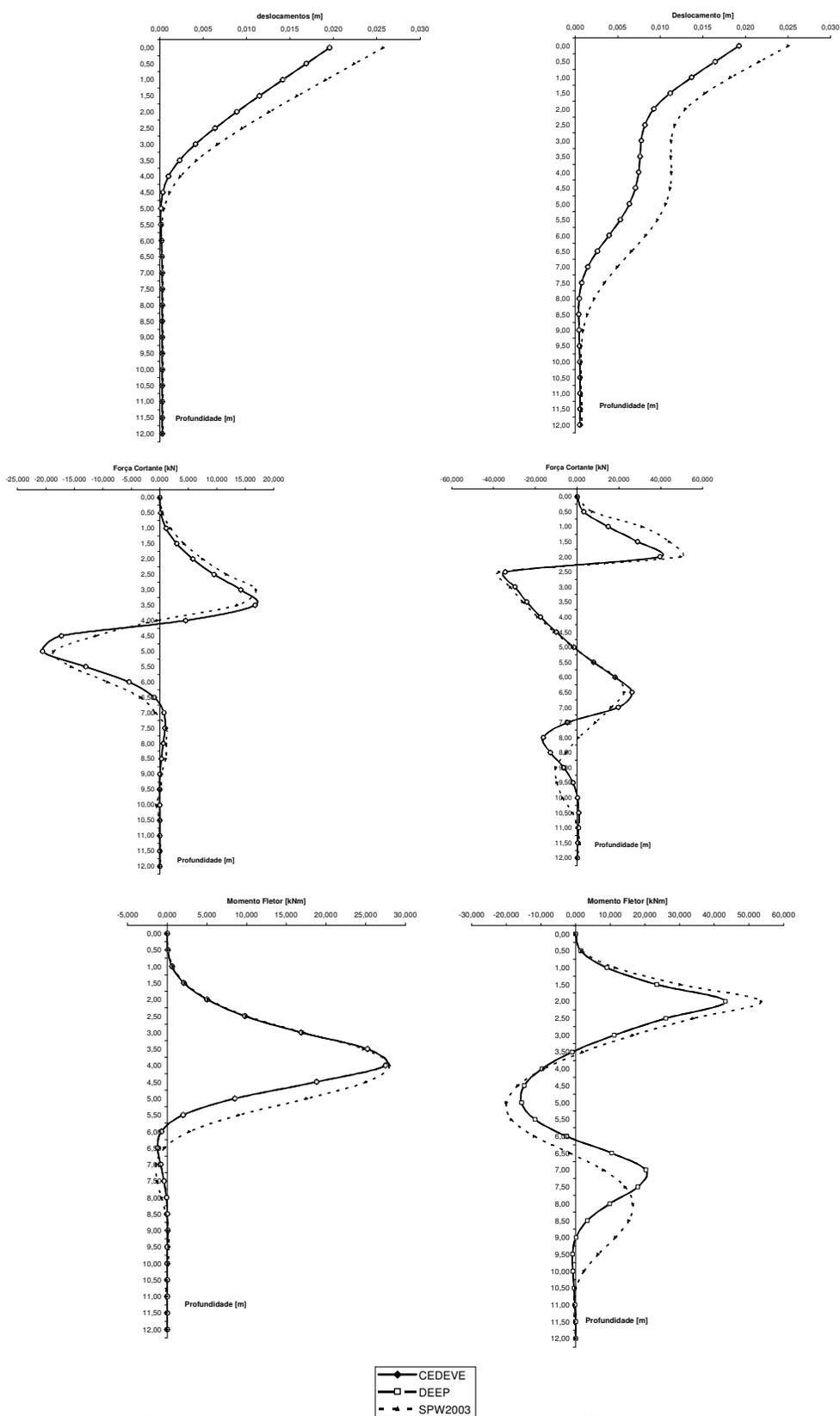
91,10



a) 1ª fase de escavação
 b) 2ª fase de escavação
 Figura 5.2 - Resultados do exemplo A (deslocamentos, FC e MF)



a) 1ª fase de escavação
 b) 2ª fase de escavação
 Figura 5.3 - Resultados do exemplo B (deslocamentos, FC e MF)



a) 1ª fase de escavação
 b) 2ª fase de escavação
 Figura 5.4 - Resultados do exemplo C (deslocamentos, FC e MF)

Destaca-se, dos resultados gerados, o seguinte:

- 1) A Tabela C não apresenta os resultados para o programa ESTWIN, pois ocorreram erros ao executá-lo. Tal problema pode ter ocorrido em virtude da rigidez da estronca ser muito maior do que a do solo e o programa não estar preparado para resolver tal situação;
- 2) Até a 1ª fase de escavação dos exemplos B e C os resultados são idênticos (como se podia esperar). A partir daí, concluída a 2ª fase de escavação, nota-se que a presença da estronca (exemplo C) mantém os deslocamentos (principalmente os do topo da parede) da ordem dos da 1ª fase de escavação, enquanto que, se não houver estronca para a escavação até os 6 m de profundidade, os deslocamentos próximos à superfície são elevadíssimos. Não está sendo considerado, mas, no entanto, é provável que para o caso da 2ª fase de escavação do exemplo B, a parede atinja a condição de ruptura por flexão, antes de apresentar esta situação de grandes deslocamentos, pois os momentos fletores são elevados;
- 3) A bibliografia, de uma forma geral, menciona que no Modelo de Winkler as maiores diferenças, com outros modelos e dados de instrumentações, ocorrem com os deslocamentos, se comparado aos esforços solicitantes, o que nos exemplos estudados é observado;
- 4) De uma maneira geral, a afinidade entre os resultados dos 4 programas é maior quando a parede é mais flexível e quando se está analisando os casos de escavações mais profundas.

Para o comprimento de 12 m, em um primeiro momento, adotou-se para o distanciamento máximo entre nós ($L_{máx}$) os valores de 1,00 m e 0,50 m. Estipulando-se então um $L_{máx}$ de 0,10 m e até de 0,05 m não se notou muita diferença em relação ao encontrado com o valor de 0,50 m. Neste caso, considera-se que 0,50 m é adequado, pois a maior discretização faz com que o tempo de processamento e o número de resultados gerados seja bem grande, dificultando a análise. Da mesma forma, o SPW2003 também não apresenta resultados muito diferentes quando se aumenta a discretização.

Os valores apresentados não consideram a influência do cisalhamento na flexão. O programa CEDEVE permite considerar este efeito, o qual, no entanto, para os exemplos estudados alteram pouco os resultados (algo em torno de 1%).

Por fim, destaca-se a maior versatilidade do CEDEVE em tratar as possíveis variações de k_h , o qual pode ser constante ou variar linearmente na camada, o que também ocorre com o DEEP. O SPW2003, a princípio, trata k_h variando linearmente com a profundidade e precisa lançar-se mão de um artifício – criação de camadas – para simular uma condição em que k_h seja constante. Já o ESTWIN só permite variação de k_h se a cada mola for atribuído um valor diferente deste parâmetro quando da sua introdução no arquivo “.dat”, acarretando uma situação trabalhosa.

5.2 Comparativo entre CEDEVE e SPW2003 com Presença de Água

A Figura 5.5 traz a situação já apresentada do Exemplo C, porém com a ocorrência de níveis d'água em ambos os lados da escavação. Do lado externo, o NA encontra-se a 4,00m da superfície, e do lado interno a 7,00m. Estes valores não variam no decorrer dos trabalhos de escavação. São comparados os resultados gerados pelo CEDEVE e o SPW2003. Os valores encontrados (Tabela 5.6) apresentam boa afinidade entre si. Como era previsível, com a presença d'água os deslocamentos e esforços solicitantes na 2ª fase de escavação são maiores quando comparados ao Exemplo C, em que não há água.

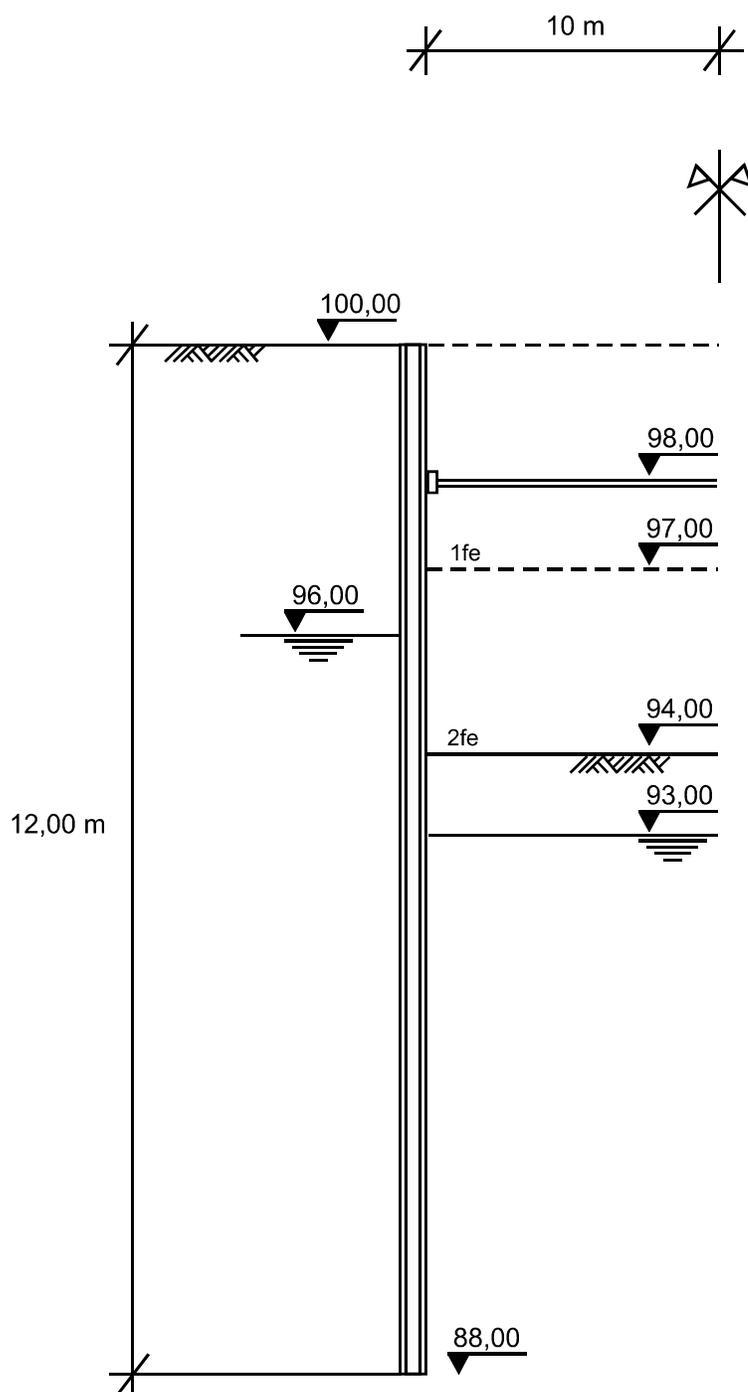


Figura 5.5 - Situação análoga ao do exemplo C, porém com NA em ambos os lados da vala

$Z_{we} = 4,00\text{m}$ e $Z_{wi} = 7,00\text{m}$

Tabela 5.6 Resultados da situação com níveis d'água interno e externo

(com estronca e NA em ambos os lados - $Z_{we} = 4m$ e $Z_{wi} = 7m$)

$$E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 = 21000000 \text{ tf/m}^2$$

$$K = 50000 \text{ kN/m}^3 = 5000 \text{ tf/m}^3$$

$$I = 0,00005 \text{ m}^4$$

1a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nó	Z [m]	CEDEVE				SPW2003			
		d	Vd	Ve	M	d	Vd	Ve	M
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	0,00	0,019289	0,000	0,156	0,000	0,255060	0,000	0,469	0,000
2	0,50	0,016630	0,156	1,094	0,078	0,222350	0,469	1,875	0,117
3	1,00	0,013975	1,094	2,969	0,625	0,018971	1,875	4,219	0,703
4	1,50	0,011338	2,969	5,781	2,109	0,015729	4,219	7,500	2,227
5	2,00	0,008756	5,781	9,531	5,000	0,125480	7,500	11,719	5,156
6	2,50	0,006302	9,531	14,219	9,766	0,009501	11,719	16,875	9,961
7	3,00	0,004089	14,219	16,719	16,875	0,006706	16,875	13,594	17,109
8	3,50	0,002283	16,719	4,531	25,234	0,004320	13,594	-0,964	24,727
9	4,00	0,001053	4,531	-18,492	27,500	0,002497	-0,964	-11,616	27,884
10	4,50	0,000433	-18,492	-18,929	18,254	0,001300	-11,616	-17,523	24,739
11	5,00	0,000246	-18,929	-11,644	8,789	0,000667	-17,523	-15,239	17,454
12	5,50	0,000284	-11,644	-4,096	2,968	0,000455	-15,239	-9,709	9,264
13	6,00	0,000406	-4,096	-0,140	0,919	0,000455	-9,709	-4,042	3,027
14	6,50	0,000559	-0,140	-0,266	0,849	0,000553	-4,042	-1,527	-0,411
15	7,00	0,000731	-0,266	-5,307	0,716	0,000654	-1,527	1,393	-1,803
16	7,50	0,000911	-5,307	-0,986	-1,937	0,000720	1,393	1,437	-1,837
17	8,00	0,001053	-0,986	0,968	-2,430	0,000747	1,437	1,554	-1,129
18	8,50	0,001141	0,968	1,457	-1,946	0,000747	1,554	0,481	-0,382
19	9,00	0,001183	1,457	1,236	-1,218	0,000737	0,481	0,266	0,127
20	9,50	0,001196	1,236	0,795	-0,600	0,000727	0,266	-0,960	0,313
21	10,00	0,001194	0,795	0,387	-0,202	0,000723	-0,960	-0,028	0,140
22	10,50	0,001187	0,387	0,105	-0,009	0,000722	-0,028	-0,111	0,107
23	11,00	0,001179	0,105	-0,036	0,044	0,000720	-0,111	0,034	0,142
24	11,50	0,001171	-0,036	-0,051	0,026	0,000715	0,034	0,000	0,085
25	12,00	0,001164	-0,051	0,000	0,000	0,001266	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 11 molas

2a FASE DE ESCAVAÇÃO

Nó	Z [m]	CEDEVE				SPW2003			
		d	Vd	Ve	M	d	Vd	Ve	M
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	0,00	0,018711	0,000	3,125	0,000	0,023392	0,000	9,375	0,000
2	0,50	0,015917	3,125	21,875	1,563	0,020274	9,375	37,500	2,344
3	1,00	0,013198	21,875	43,168	12,500	0,017267	37,500	60,333	14,063
4	1,50	0,010818	43,168	58,961	34,084	0,014672	60,333	69,479	38,521
5	2,00	0,009282	58,961	-47,598	63,565	0,013041	69,479	-49,487	70,974
6	2,50	0,009047	-47,598	-42,911	39,765	0,012753	-49,487	-44,331	45,175
7	3,00	0,009769	-42,911	-37,286	18,310	0,013555	-44,331	38,237	21,721
8	3,50	0,010937	-37,286	-30,723	-0,333	0,014891	38,237	-31,206	1,079
9	4,00	0,012111	-30,723	-22,911	-15,695	0,016272	-31,206	-22,143	-16,282
10	4,50	0,012927	-22,911	-12,807	-27,150	0,017289	-22,143	-9,956	-29,619
11	5,00	0,013116	-12,807	0,318	-33,553	0,017632	-9,956	5,357	-37,644
12	5,50	0,012532	0,318	16,464	-33,394	0,017121	5,357	23,794	-38,794
13	6,00	0,011185	16,464	32,089	-25,162	0,015735	23,794	35,982	-31,506
14	6,50	0,009270	32,089	34,902	-9,118	0,013646	35,982	32,544	-16,562
15	7,00	0,007144	34,902	23,443	8,333	0,011175	32,544	19,452	0,569
16	7,50	0,005193	23,443	4,381	20,055	0,008692	19,452	6,076	13,568
17	8,00	0,003682	4,381	-7,306	22,245	0,006494	6,076	-2,576	19,950
18	8,50	0,002678	-7,306	-11,058	18,593	0,004738	-2,576	-8,214	20,825
19	9,00	0,002109	-11,058	-10,505	13,063	0,003456	-8,214	-9,650	18,128
20	9,50	0,001851	-10,505	-8,245	7,811	0,002595	-9,650	-9,489	13,662
21	10,00	0,001785	-8,245	-4,989	3,689	0,002058	-9,489	-6,805	8,877
22	10,50	0,001812	-4,989	-2,192	1,194	0,001737	-6,805	-4,375	4,804
23	11,00	0,001874	-2,192	-0,422	0,098	0,001537	-4,375	-1,830	2,009
24	11,50	0,001941	-0,422	0,226	-0,113	0,001393	-1,830	0,000	0,458
25	12,00	0,002007	0,226	0,000	0,000	0,001266	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 29 molas

Força na estronca [kN]: 110,31

5.3 Exemplo com Reaterro

A Figura 5.6 traz a situação já apresentada no Exemplo C com relação às 2 fases de escavação. Após as escavações, consideram-se 2 situações distintas de reaterro completo, ou seja, até a superfície. Na primeira situação, tem-se a primeira fase de reaterro a 5,00m da superfície, enquanto que na segunda, a primeira fase de reaterro se dá a 2,50m da superfície. Nos dois casos a estronca só é retirada após a conclusão da primeira fase de reaterro e a segunda fase de reaterro vai até a cota da superfície. Os resultados da análise são mostrados na Tabela 5.7. Observa-se que os deslocamentos e esforços nas fases de reaterro para a segunda situação são menores em função da retirada da estronca se dar com uma quantidade de solo de reaterro bem maior do que na primeira.

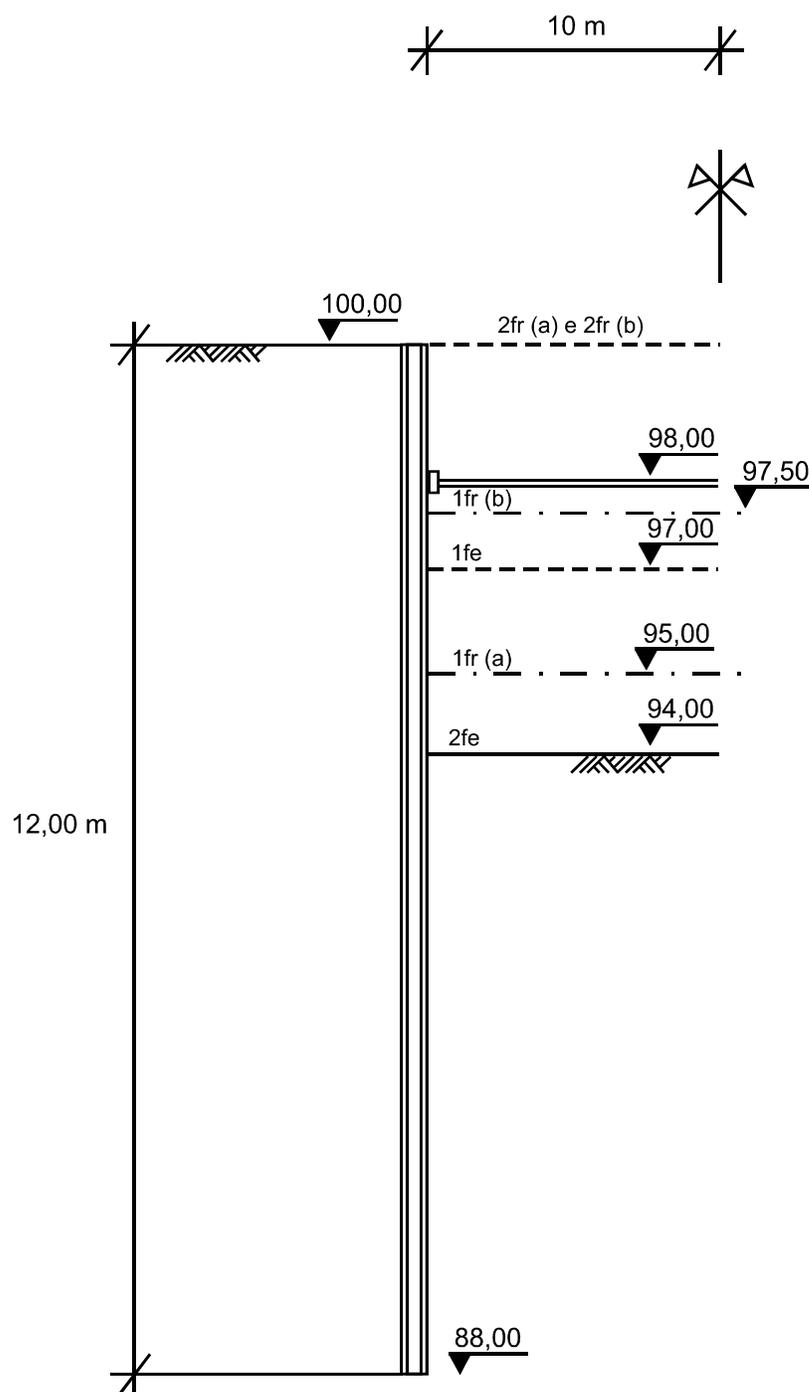


Figura 5.6 - Situação análoga ao do exemplo C, porém com reaterro

a) $Z_{1fr} = 5,00\text{m}$ e $Z_{2fr} = 0,00\text{m}$;

b) $Z_{1fr} = 2,50\text{m}$ e $Z_{2fr} = 0,00\text{m}$.

Tabela 5.7 - Resultados da situação com reaterro

C_FE[1] = 97,00 C_FE[2] = 94,00 C_FR[1] = 95,00 ou 97,50 C_FR[2] = 100,00
 $E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2 = 21000000 \text{ tf/m}^2$
 $K = 50000 \text{ kN/m}^3 = 5000 \text{ tf/m}^3$
 $I = 0,00005 \text{ m}^4$

1a FASE DE ESCAVAÇÃO

No	Z (m)	CEDEVE Tr = 95,00			CEDEVE Tr = 97,50				
		d (m)	Vd [kN]	M [kNm]	d (m)	Vd [kN]	M [kNm]		
1	0,00	0,019562	0,000	0,156	0,000	0,019562	0,000	0,156	0,000
2	0,50	0,016881	0,156	1,094	0,078	0,016881	0,156	1,094	0,078
3	1,00	0,014184	1,094	2,969	0,425	0,014184	1,094	2,969	0,425
4	1,50	0,011486	2,969	5,781	2,109	0,011486	2,969	5,781	2,109
5	2,00	0,008803	5,781	9,531	5,000	0,008803	5,781	9,531	5,000
6	2,50	0,006127	9,531	14,219	9,766	0,006127	9,531	14,219	9,766
7	3,00	0,003413	14,219	16,719	16,875	0,003413	14,219	16,719	16,875
8	3,50	0,000989	16,719	4,531	29,534	0,000989	16,719	4,531	29,534
9	4,00	0,000995	4,531	17,344	27,500	0,000995	4,531	17,344	27,500
10	4,50	0,000336	17,344	29,653	18,828	0,000336	17,344	29,653	18,828
11	5,00	0,000118	29,623	-13,019	9,516	0,000118	29,623	-13,019	9,516
12	5,50	0,000118	-13,019	-5,424	2,900	0,000118	-13,019	-5,424	2,900
13	6,00	0,000118	-5,424	-0,392	-0,392	0,000118	-5,424	-0,392	-0,392
14	6,50	0,000236	0,392	0,705	-1,196	0,000236	0,392	0,705	-1,196
15	7,00	0,000236	0,705	0,942	-0,642	0,000236	0,705	0,942	-0,642
16	7,50	0,000276	0,942	0,886	-0,391	0,000276	0,942	0,886	-0,391
17	8,00	0,000276	0,886	0,250	-0,250	0,000276	0,886	0,250	-0,250
18	8,50	0,00274	0,250	0,650	0,052	0,00274	0,250	0,650	0,052
19	9,00	0,000272	0,650	-0,029	0,052	0,000272	0,650	-0,029	0,052
20	9,50	0,000270	-0,029	-0,038	0,000	0,000270	-0,029	-0,038	0,000
21	10,00	0,000270	-0,038	-0,026	0,018	0,000270	-0,038	-0,026	0,018
22	10,50	0,000270	-0,026	-0,019	0,000	0,000270	-0,026	-0,019	0,000
23	11,00	0,000270	-0,019	-0,010	0,000	0,000270	-0,019	-0,010	0,000
24	11,50	0,000270	-0,010	0,002	-0,001	0,000270	-0,010	0,002	-0,001
25	12,00	0,000270	0,002	0,000000	0,000	0,000270	0,002	0,000000	0,000

Molas plast. até esta fase: 11 molas
Força na estronca: 77,78

2a FASE DE ESCAVAÇÃO

No	Z (m)	CEDEVE Tr = 95,00			CEDEVE Tr = 97,50				
		d (m)	Vd [kN]	M [kNm]	d (m)	Vd [kN]	M [kNm]		
1	0,00	0,016243	0,000	3,125	0,000	0,016243	0,000	3,125	0,000
2	0,50	0,016431	3,125	14,807	1,563	0,016431	3,125	14,807	1,563
3	1,00	0,013679	14,807	28,821	8,966	0,013679	14,807	28,821	8,966
4	1,50	0,011167	28,821	39,600	19,821	0,011167	28,821	39,600	19,821
5	2,00	0,009234	39,600	34,429	43,176	0,009234	39,600	34,429	43,176
6	2,50	0,008187	34,429	29,741	48,183	0,008187	34,429	29,741	48,183
7	3,00	0,007757	29,741	24,116	11,091	0,007757	29,741	24,116	11,091
8	3,50	0,007607	24,116	17,258	-0,964	0,007607	24,116	17,258	-0,964
9	4,00	0,00744	17,258	10,054	-9,744	0,00744	17,258	10,054	-9,744
10	4,50	0,007071	10,054	-1,616	-14,771	0,007071	10,054	-1,616	-14,771
11	5,00	0,000353	-1,616	-7,759	-13,079	0,000353	-1,616	-7,759	-13,079
12	5,50	0,000295	-7,759	18,071	-11,700	0,000295	-7,759	18,071	-11,700
13	6,00	0,000373	18,071	26,196	-2,664	0,000373	18,071	26,196	-2,664
14	6,50	0,003973	26,196	19,634	-19,634	0,003973	26,196	19,634	-19,634
15	7,00	0,001469	19,634	-4,741	29,251	0,001469	19,634	-4,741	29,251
16	7,50	0,000769	-4,741	-16,137	17,896	0,000769	-4,741	-16,137	17,896
17	8,00	0,000472	-16,137	-12,789	9,781	0,000472	-16,137	-12,789	9,781
18	8,50	0,000414	-12,789	-5,801	3,387	0,000414	-12,789	-5,801	3,387
19	9,00	0,000497	-5,801	0,140	-0,858	0,000497	-5,801	0,140	-0,858
20	9,50	0,000659	0,140	0,858	-0,140	0,000659	0,140	0,858	-0,140
21	10,00	0,000543	0,858	0,559	-0,441	0,000543	0,858	0,559	-0,441
22	10,50	0,000646	0,559	0,271	-0,161	0,000646	0,559	0,271	-0,161
23	11,00	0,000542	0,271	0,000	-0,000	0,000542	0,271	0,000	-0,000
24	11,50	0,000542	0,000	0,000	0,000	0,000542	0,000	0,000	0,000
25	12,00	0,000270	0,000	0,000	0,000	0,000270	0,000	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 26 molas
Força na estronca: 77,78

1a FASE DE REATERRO - antes da retirada da estronca

No	Z (m)	CEDEVE Tr = 95,00			CEDEVE Tr = 97,50				
		d (m)	Vd [kN]	M [kNm]	d (m)	Vd [kN]	M [kNm]		
1	0,00	0,019243	0,000	3,125	0,000	0,019247	0,000	3,094	0,000
2	0,50	0,016159	3,125	14,859	0,694	0,016159	3,094	14,859	1,547
3	1,00	0,013677	14,859	28,902	9,987	0,013685	14,858	28,514	8,876
4	1,50	0,011166	28,902	39,700	23,438	0,011173	28,514	39,157	23,133
5	2,00	0,009235	39,700	34,648	43,289	0,009232	39,157	34,539	43,289
6	2,50	0,008187	34,648	29,960	26,965	0,008163	34,539	29,539	26,442
7	3,00	0,007767	29,960	24,335	19,985	0,007709	29,539	24,775	19,679
8	3,50	0,007619	24,335	17,773	-1,183	0,007620	29,775	17,386	-1,214
9	4,00	0,007456	-17,773	-10,273	-10,069	0,007316	-17,386	-10,060	-9,907
10	4,50	0,007059	-10,273	-1,752	-19,654	0,006990	-10,060	-1,907	-19,457
11	5,00	0,006335	-1,752	8,046	-16,036	0,006125	-1,907	8,230	-15,731
12	5,50	0,000299	8,046	18,823	-12,094	0,000295	8,230	19,529	-11,616
13	6,00	0,000377	18,822	26,056	-2,653	0,000361	19,526	24,710	-1,853
14	6,50	0,002468	26,056	19,644	-10,375	0,002228	24,710	19,147	-10,562
15	7,00	0,001289	19,644	-4,694	-20,156	0,001055	19,147	-4,738	-20,076
16	7,50	0,000544	-4,694	-16,160	17,848	0,000316	-4,738	-16,055	17,707
17	8,00	0,000292	-16,160	-15,772	12,886	0,000293	-16,055	-15,668	12,786
18	8,50	0,000099	-15,772	6,435	-3,983	0,000129	-12,668	6,435	-3,945
19	9,00	0,000090	-6,435	-1,980	0,135	-0,000135	-6,435	-1,957	0,128
20	9,50	0,000095	-1,980	0,165	-0,852	0,000132	-1,957	0,161	-0,787
21	10,00	0,000078	0,165	0,746	-0,773	0,000146	0,161	0,741	-0,768
22	10,50	0,000047	0,746	0,629	-0,400	0,000178	0,141	0,621	-0,395
23	11,00	0,000007	0,629	0,292	-0,087	0,000218	0,121	0,289	-0,086
24	11,50	0,000009	0,292	0,111	0,000	0,000262	0,099	0,118	0,000
25	12,00	0,000000	0,111	0,000	0,000	0,000305	0,118	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 26 molas
Força na estronca [kN]: 78,10

2a FASE DE REATERRO - após da retirada da estronca

No	Z (m)	CEDEVE Tr = 95,00			CEDEVE Tr = 97,50				
		d (m)	Vd [kN]	M [kNm]	d (m)	Vd [kN]	M [kNm]		
1	0,00	0,219190	0,000	0,156	0,000	0,202201	0,000	0,156	0,000
2	0,50	0,200261	0,156	1,094	0,078	0,018295	0,156	1,094	0,078
3	1,00	0,181332	1,094	2,969	0,295	0,013293	1,094	2,969	0,295
4	1,50	0,162428	2,969	5,781	2,109	0,014509	2,969	5,781	2,109
5	2,00	0,143577	5,781	9,531	5,000	0,012681	5,781	9,531	5,000
6	2,50	0,124652	9,531	14,219	9,766	0,010719	9,531	14,094	9,510
7	3,00	0,106369	14,219	19,844	16,875	0,009513	11,094	2,031	15,313
8	3,50	0,088297	19,844	26,406	28,747	0,008396	2,031	19,438	14,297
9	4,00	0,070880	26,406	33,906	40,000	0,007564	-19,438	-21,611	4,578
10	4,50	0,054429	33,906	42,344	56,953	0,006903	-21,611	-11,343	-6,228
11	5,00	0,039350	42,344	49,594	78,125	0,006093	-11,343	-2,251	-11,899
12	5,50	0,026143	49,594	40,156	102,422	0,004902	2,251	16,772	-10,773
13	6,00	0,016399	40,156	13,906	122,500	0,003574	16,772	24,147	-2,387
14	6,50	0,007439	13,906	30,156	129,453	0,002202	24,147	19,661	9,666
15	7,00	0,002614	30,156	-89,638	114,375	0,001073	19,661	-4,126	19,517
16	7,50	0,000194	-89,638	-83,573	69,564	0,000291	-4,126	15,609	17,454
17	8,00	-0,000458	-83,573	-47,165	27,769	-0,000018	15,609	-12,506	9,620
18	8,50	-0,000377	-47,165	-17,089	-4,186	-0,000122	12,506	-6,405	-3,966
19	9,00	-0,000198	-17,089	-1,308	-4,358	0,000194	-6,405	-1,978	0,164
20	9,50	0,000033	-1,308	3,800	-5,012	-0,000132	-1,978	0,141	-0,828
21	10,00	0,000095	3,800	3,893	-3,112	-0,000147	0,141	0,725	-0,745
22	10,50	0,000077	3,893	2,089	-1,266	-0,000178	0,724	0,614	-0,383
23	11,00	0,000029	2,089	0,853	-0,221	-0,000218	0,614	0,289	-0,268
24	11,50	-0,000028	0,853	0,210	0,105	-0,000262	0,289	-0,117	0,059
25	12,00	-0,000083	0,210	0,000	0,000	-0,000305	-0,117	0,000	0,000

Molas plast. até esta fase: 42 molas
Força na estronca [kN]: 0,00

2a FASE DE REATERRO

No	Z (m)	CEDEVE Tr = 95,00			CEDEVE Tr = 97,50				
		d (m)	Vd [kN]	M [kNm]	d (m)	Vd [kN]	M [kNm]		
1	0,00	0,219182	0,000	-0,012	0,000	0,202192	0,000	0,001	0,000
2	0,50	0,200219	0,012	1					

5.4 Comparativo – CEDEVE e SAP 2000

Com o intuito de se proceder a uma metodologia que permita a validação dos cálculos obtidos do programa computacional apresentado nesta Tese (CEDEVE), conduziu-se uma investigação utilizando o pacote computacional SAP 2000 da *Computers and Structures, Inc.*, versão 8.12, de larga utilização neste país nos dias atuais, tanto na área acadêmica quanto na de projetos.

A investigação utilizou-se de dois estudos. É oportuno mencionar que, para ambos, executou-se um exemplo simples (similar ao exemplo B já citado, porém com 13 nós, ao invés de 25), com os seguintes dados:

$$E_{\text{parede}} = 210000000 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{parede}} = 0,00005 \text{ m}^4$$

$$\gamma_{\text{solo}} = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^0$$

$$c = 0$$

$$K_a = 0,25$$

$$K_0 = 0,60$$

$$K_p = 5,00$$

$$k_s = 50000 \text{ kN/m}^3$$

Comprimento da parede = 12 m

Profundidade da única fase de escavação = 3 m

Discretização da parede (distância entre nós) = de 1,00 m (totalizando 13 nós)

No primeiro estudo, a parede de contenção foi assimilada a uma viga contínua com apoios nos nós que permitem apenas rotação em torno do eixo perpendicular ao plano em questão. A estes apoios, foram introduzidos recalques diferenciais numericamente iguais aos deslocamentos obtidos do programa CEDEVE (Tabela 5.8 a). Tal procedimento permite obter as rotações nos nós, bem como as reações de apoio (com a inclusão dos esforços externos). Estas reações de apoio equivalem a soma vetorial do E_{ref} e E_{rif} para a condição final de equilíbrio, ou, em outras

palavras, à soma vetorial das ações externas com as reações das duas molas que incidem no nó (no caso de existirem). Os valores encontrados conforme Tabela 5.8 b, permitem concluir que os resultados obtidos pelo CEDEVE são compatíveis com os valores de entrada a ele atribuídos.

Já para o segundo estudo, mais elaborado, os apoios da parede nos 13 nós existentes foram simulados através de elementos elásto-plásticos do tipo Non-Linear Link (NLLink) com a modelagem plástica (Kinematic), disponível na versão 8 do programa SAP 2000. Esta simulação permite atribuir a cada um dos elementos de apoio um comportamento carga x deslocamento. Assim, para cada apoio, num árduo trabalho, foi definido um distinto comportamento reológico. Os cálculos foram executados no modo estático não linear com as mesmas ações originadas do programa CEDEVE.

Tabela 5.8 - Exemplo comparativo entre CEDEVE e SAP 2000 em escavação com 3 m de profundidade

a								b				c					
CEDEVE - 6 molas plastificadas								SAP - c/ deloc. impostos do CEDEVE				SAP - NLLink Plastic (Kinematic) - 6 molas plastificadas					
Reações das 2 molas								Reações de Apoio				Reações de Apoio					
B	d(transl.)	d(rotações)	Eref	Eref	Eref+Eref	(Eref+Eref)/d	B + (Eref+Eref)	d(transl.)	d(rotações)	M _{ref}	M _{ref}	M _{ref} +M _{ref}	M _{ref}	M _{ref}	M _{ref} +M _{ref}		
[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
1	1,5	0,017895	-0,005073	0,0000	-0,6250	-0,6250	0,0000	0,8750	0,017895	-0,005073	-0,8750	0,0000	-0,8750	0,0000	-0,8750		
2	9,0	0,012832	-0,005043	0,0000	-3,7500	-3,7500	-3,7500	5,2500	0,012832	-0,005043	3,7470	0,0000	0,0000	-5,2500	-5,2500		
3	18,0	0,007888	-0,004775	0,0000	-7,5000	-7,5000	-15,0000	10,5000	0,007888	-0,004775	7,5031	0,0000	0,0000	-10,5000	-10,5000		
4	25,5	0,003539	-0,003734	0,0000	-11,2500	-11,2500	-22,5000	28,7500	0,003539	-0,003734	-1,2515	0,0000	0,0000	-28,7500	-28,7500		
5	27,0	0,000778	-0,001621	47,8759	-15,0000	32,8759	131,5037	59,8759	0,000778	-0,001621	-32,8759	59,8759	59,8759	59,8759	59,8759		
6	27,0	0,000113	-0,000061	23,6668	-39,3332	-15,6664	-78,3319	11,3336	0,000113	-0,000061	15,6696	-11,3337	-11,3337	-11,3337	-11,3337		
7	27,0	0,000198	0,000128	38,8869	-44,1131	-7,2262	-43,3570	19,7738	0,000198	0,000125	7,2183	-19,7739	-19,7739	-19,7739	-19,7739		
8	27,0	0,000270	0,000029	49,4827	-49,5173	-0,0347	-0,2428	28,9653	0,000270	0,000029	0,0322	-28,9651	-28,9651	-28,9651	-28,9651		
9	27,0	0,000276	-0,000055	58,8017	-58,1983	0,6035	4,8278	27,6035	0,000276	-0,000055	-0,6194	27,6024	27,6024	27,6024	27,6024		
10	27,0	0,000271	-0,000003	67,5581	-67,4419	0,1162	1,0460	27,1162	0,000271	-0,000003	-0,1051	27,1166	27,1166	27,1166	27,1166		
11	27,0	0,000270	0,000000	76,4852	-76,5148	-0,0296	-0,2958	26,9704	0,000270	0,000000	0,0252	-26,9845	-26,9845	-26,9845	-26,9845		
12	27,0	0,000270	0,000000	85,4921	-85,4979	-0,0058	-0,1740	26,9842	0,000270	0,000000	0,0157	-26,9826	-26,9826	-26,9826	-26,9826		
13	13,5	0,000270	0,000000	45,7510	-45,7490	0,0020	0,0240	13,5020	0,000270	0,000000	-0,0016	13,5020	13,5020	13,5020	13,5020		
Total =								0,0000				0,0001					

Eref + Eref = soma vetorial das ações externas com as reações nas 2 molas que incidem no nó.
 * : equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos.
 Os valores hachurados correspondem às molas plastificadas

d								e									
CEDEVE - 6 molas plastificadas								SAP - NLLink Plastic (Kinematic) - 6 molas plastificadas									
Reações das 2 molas								Reações de Apoio									
B	d(transl.)	d(rotações)	Eref	Eref	Eref+Eref	(Eref+Eref)/d	B + (Eref+Eref)	d(transl.)	d(rotações)	M _{ref}	M _{ref}	M _{ref} +M _{ref}					
[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]					
1	1,5	0,002991	-0,002697	0,0000	0,6250	-0,6250	0,0000	0,8750	0,002988	-0,002726	-0,8750	0,0000	-0,8750				
2	9,0	0,002295	-0,000694	0,0000	-3,7500	-3,7500	-3,7500	5,2500	0,002293	-0,000722	-5,2500	0,0000	-5,2500				
3	18,0	0,001611	-0,000667	0,0000	-7,5000	-7,5000	-15,0000	10,5000	0,001661	-0,000684	-10,5000	0,0000	-10,5000				
4	25,5	0,000987	-0,000563	0,0000	-11,2500	-11,2500	-22,5000	28,7500	0,001010	-0,000585	-15,7500	0,0000	-15,7500				
5	27,0	0,000522	-0,000351	35,0876	-15,0000	20,0876	80,3504	47,0876	0,000526	-0,000364	-20,0800	47,0977	47,0977				
6	27,0	0,000286	-0,000135	32,3181	-30,6819	1,6362	8,1809	28,6362	0,000284	-0,000137	-14,2237	28,6473	28,6473				
7	27,0	0,000220	-0,000018	38,0080	-42,9920	-4,9841	-29,9045	22,0159	0,000219	-0,000015	-10,9365	-22,0159	-22,0159				
8	27,0	0,000228	0,000021	47,3975	-51,6025	-4,2050	-29,4350	22,7950	0,000228	0,000022	-11,4000	-11,4000	-11,4000				
9	27,0	0,000250	0,000020	57,51313	-59,48687	-1,9737	-15,7899	25,0253	0,000251	0,000020	-12,5461	-12,5461	-12,5461				
10	27,0	0,000265	0,000010	67,26830	-67,73161	-0,4632	-4,1690	26,5368	0,000266	0,000010	-13,2966	-13,2966	-13,2966				
11	27,0	0,000271	0,000003	76,57391	-76,42609	0,1478	1,4782	27,1478	0,000272	0,000003	-13,5884	-13,5884	-13,5884				
12	27,0	0,000273	0,000000	85,63622	-85,66378	-0,0275	-2,9099	27,2845	0,000273	0,000000	-13,6340	-13,6340	-13,6340				
13	13,5	0,000273	-0,000001	45,89746	-45,89254	0,0049	1,3790	13,6149	0,000272	-0,000001	-8,6002	-8,6041	-8,6041				
Total =								0,0000				0,0001					

M_{ref} = reação da mola à esquerda do nó.
 M_{ref} = reação da mola à direita do nó.
 Os valores hachurados correspondem às molas plastificadas

Os resultados apresentados na Tabela 5.8 c revelam a excelente afinidade com os obtidos pelo CEDEVE. Observa-se que além da boa congruência entre os valores dos deslocamentos (translações horizontais e rotações), as reações obtidas também são muito próximas inclusive

tendo os 6 apoios que se plastificam, alcançados seus valores limites (5 plastificados por ativação e 1 por apassivação).

Os dois estudos retrocitados foram estendidos para o caso da escavação atingir a profundidade de 6 m. Esta condição pode ser considerada próxima do limite último da estrutura, pois grande parte das molas (aproximadamente 65%) plastificam-se. Assim, ele pode ser interessante de ser analisado no aspecto teórico, permitindo tirar algumas conclusões sobre a modelagem que é proposta pelo CEDEVE. No entanto, deve ser salientado que esta condição seria inviável na prática de construções reais, exigindo-se que para a vala em questão se adotasse um maior comprimento de parede ou maior quantidade de escoramentos (estroncas e/ou tirantes), fazendo com que os deslocamentos não atinjam cifras tão elevadas no topo (da ordem de 0,50 m).

No primeiro estudo, o comportamento foi análogo à vala com profundidade de 3 m no que diz respeito à excelente afinidade entre os resultados do CEDEVE e o SAP 2000, como se pode observar da Tabela 5.9 a e b.

Tabela 5.9 - Exemplo comparativo entre CEDEVE e SAP 2000 em escavação com 6 m de profundidade

a								b				c					
CEDEVE - 14 molas plastificadas								SAP - c/ deloc. impostos do CEDEVE				SAP - NLLink Plastic (Kinematic) - 12 molas plastificadas					
Reações das 2 molas								Reações de Apoio				Reações de Apoio					
B	d(transl.)	d(rotações)	Erif	Eref	Erif+Eref	(Erif+Eref)*di	B = (Erif+Eref)	d(transl.)	d(rotações)	Reações de Apoio	B	d(transl.)	d(rotações)	M _{ax}	M _{min}	M _{ax} +M _{min}	
[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	1,5	0,589233	-0,09761	0,0000	-0,09761	-0,9250	0,0000	0,8750	0,8750	0,8750	1,5	0,589233	-0,077079	-0,8750	0,0000	-0,8750	
2	9,0	0,488482	-0,08732	0,0000	-3,7500	-3,7500	-3,7500	5,2500	3,7500	3,7500	9	0,454838	-0,077049	-5,2500	0,0000	-5,2500	
3	18,0	0,407850	-0,080464	0,0000	-7,5000	-7,5000	-15,0000	10,5000	7,5000	7,5000	18	0,377894	-0,076781	-7,5000	0,0000	-10,5000	
4	27,0	0,327813	-0,078422	0,0000	-11,2500	-11,2500	-33,7500	15,7500	11,2500	11,2500	27	0,301528	-0,075737	-10,5000	0,0000	-15,7500	
5	36,0	0,248581	-0,075714	0,0000	-15,0000	-15,0000	-60,0000	21,0000	15,0000	15,0000	36	0,223860	-0,073025	-9,0000	0,0000	-21,0000	
6	45,0	0,175357	-0,071089	0,0000	-18,7500	-18,7500	-93,7500	26,2500	18,7500	18,7500	45	0,156442	-0,067391	-6,2500	0,0000	-26,2500	
7	52,5	0,108892	-0,065940	12,5000	-22,5000	-10,0000	-60,0000	42,5000	10,0000	10,0000	52,5	0,093870	-0,057227	-31,5000	-11,0000	-42,5000	
8	54,0	0,055442	-0,044988	75,0000	-26,2500	48,7500	341,2500	102,7500	48,7500	48,7500	54	0,043823	-0,041160	-36,7500	-68,0000	-102,7500	
9	54,0	0,020445	-0,024809	150,0000	-30,0000	120,0000	960,0000	174,0000	-120,0000	-120,0000	54	0,012886	-0,021040	-42,0000	-132,0000	-174,0000	
10	54,0	0,004495	-0,008708	11,2500	-33,7500	-22,5000	-202,5000	31,5000	22,5000	22,5000	54	0,000536	-0,004914	-26,8180	-39,7788	-66,5968	
11	54,0	0,000152	-0,001238	43,6101	-86,8898	-38,7787	-387,7972	15,2203	38,7787	38,7787	54	-0,000544	0,000894	27,1927	21,0000	48,1927	
12	54,0	0,000116	0,000520	69,7387	-93,2203	-42,4405	-466,8459	11,5595	42,4405	42,4405	54	0,000331	0,000857	-16,5547	-16,5547	-33,1094	
13	27,0	0,000577	0,000432	39,9226	-38,0774	1,8453	22,1434	28,8453	-1,8453	-1,8453	27	0,000712	0,000246	-17,8094	-17,8094	-35,6187	
Total * = 0,0000 0,0002								Total = 0,0000				Total = 0,0000					

Erif + Eref = soma vetorial das ações externas com as reações nas 2 molas que incidem no nó.
 *: equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos
 Os valores hachurados correspondem às molas plastificadas

d								e									
CEDEVE - 11 molas plastificadas								SAP - NLLink Plastic (Kinematic) - 11 molas plastificadas									
Reações das 2 molas								Reações de Apoio									
B	d(transl.)	d(rotações)	Erif	Eref	Erif+Eref	(Erif+Eref)*di	B = (Erif+Eref)	d(transl.)	d(rotações)	M _{ax}	M _{min}	M _{ax} +M _{min}					
[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]					
1	1,5	0,038553	-0,008249	0,0000	-0,008249	-0,9250	0,0000	0,8750	0,8750	0,8750	1,5	0,058628	-0,008256	-0,8750	0,0000	-0,8750	
2	9,0	0,050376	-0,008248	0,0000	-3,7500	-3,7500	-3,7500	5,2500	3,7500	3,7500	9	0,050373	-0,008253	-5,2500	0,0000	-5,2500	
3	18,0	0,042069	-0,008219	0,0000	-7,5000	-7,5000	-15,0000	10,5000	7,5000	7,5000	18	0,042129	-0,008226	-10,5000	0,0000	-10,5000	
4	27,0	0,033893	-0,008115	0,0000	-11,2500	-11,2500	-33,7500	15,7500	11,2500	11,2500	27	0,033945	-0,008122	-15,7500	0,0000	-15,7500	
5	36,0	0,025936	-0,007944	0,0000	-15,0000	-15,0000	-60,0000	21,0000	15,0000	15,0000	36	0,025938	-0,007851	-9,0000	0,0000	-21,0000	
6	45,0	0,018303	-0,007281	0,0000	-18,7500	-18,7500	-93,7500	26,2500	18,7500	18,7500	45	0,018334	-0,007289	-6,2500	0,0000	-26,2500	
7	52,5	0,011484	-0,006266	12,5000	-22,5000	-10,0000	-60,0000	42,5000	10,0000	10,0000	52,5	0,011503	-0,006274	-31,5000	-11,0000	-42,5000	
8	54,0	0,005967	-0,004662	75,0000	-26,2500	48,7500	341,2500	102,7500	48,7500	48,7500	54	0,005974	-0,004669	-36,7500	-68,0000	-102,7500	
9	54,0	0,002295	-0,002658	152,2387	-30,0000	122,2387	821,8292	156,7287	-120,0000	-120,0000	54	0,002293	-0,002660	-42,0000	-114,8709	-156,8709	
10	54,0	0,000555	-0,000961	54,7304	-53,2696	-1,4608	-1,1476	55,4608	55,4608	55,4608	54	0,000554	-0,000967	-27,7108	-27,7108	-55,4216	
11	54,0	0,000102	-0,000081	41,0907	-84,8093	-43,6186	-438,1858	10,1814	43,6186	43,6186	54	0,000103	-0,000086	-5,1549	-5,1549	-10,3098	
12	54,0	0,000188	0,000187	54,4200	-89,5800	-35,1600	-386,7396	18,8400	43,6186	43,6186	54	0,000189	0,000184	-8,4511	-8,4511	-16,9023	
13	27,0	0,000398	0,000221	35,4570	-42,5430	-7,0860	-65,0313	19,9141	-7,0860	-7,0860	27	0,000396	0,000216	-9,9055	-9,9055	-19,8110	
Total * = 0,0000 0,0001								Total = 0,0000				Total = 0,0000					

Erif + Eref = soma vetorial das ações externas com as reações nas 2 molas que incidem no nó.
 *: equilíbrio de forças e equilíbrio de momentos
 Os valores hachurados correspondem às molas plastificadas

Para o segundo estudo, a modelagem foi similar a adotada anteriormente, utilizando-se de 13 nós na parede juntamente com os NLLinks para a simulação do solo.

Os resultados podem ser vistos na Tabela 5.9 c. Ao contrário da simulação com a profundidade de 3 m, os deslocamentos não são tão próximos entre os obtidos pelo CEDEVE e os do SAP 2000. Entretanto, pode-se afirmar que as diferenças obtidas são pequenas, principalmente se levar em consideração que dados relevantes da simulação não apresentam grandes diferenças, como por exemplo o deslocamento máximo da parede (ocorre no nó 1 e a diferença fica em torno de 6%). No SAP 2000, 12 molas, ou mais precisamente 12 NLLinks, atingem a plastificação, enquanto que, no CEDEVE, além destas 12, mais outras 2 se plastificam. Acredita-se que estas diferenças são em virtude da já mencionada condição próxima do limite da estrutura, em que aproximadamente 65% das molas estão plastificadas, e da forma de obtenção do equilíbrio final da estrutura que é diferente entre os dois programas. Estes problemas não ocorrem quando da simulação com um $I = 0,0005 \text{ m}^4$ (rigidez 10 vezes maior que a anterior), conforme se mostra na Tabela 5.9 d e e. Aliás, toda a investigação apresentada foi repetida para o caso de um $I = 0,0005 \text{ m}^4$. Os resultados são satisfatórios e podem ser observados nas Tabelas 5.8 d e e; e 5.9 d e e.

Do exposto, conclui-se que, do ponto de vista das rotinas de cálculo, o programa CEDEVE está gerando resultados coerentes (pelo menos para o caso de exemplos simples, como os apresentados). Isto permite concluir que as eventuais discrepâncias entre os valores teóricos e “reais” podem e devem continuar a serem investigadas, entretanto pode-se isolar os erros advindos da construção do modelo e que neste caso é justo afirmar que a modelagem do CEDEVE está sendo executada corretamente.

É importante ressaltar que a modelagem utilizando-se de NLLinks apresentada através do programa SAP 2000 é extremamente trabalhosa. O SAP 2000 não oferece facilidades para a entrada de dados, pois demanda a definição de curvas “força x deslocamento” de cada uma das molas. Leve-se ainda em consideração que alguns dos dados de entrada, foram obtidos do programa CEDEVE. Definitivamente, o SAP 2000 não se mostra uma ferramenta prática ao

cálculo evolutivo. Neste caso, o CEDEVE e programas similares apresentam muito mais vantagens.

Em todos os estudos, os esforços solicitantes (esforço cortante e momento fletor obtidos pelo SAP2000), embora não mostrados, também apresentam excelente congruência com os obtidos pelo CEDEVE.

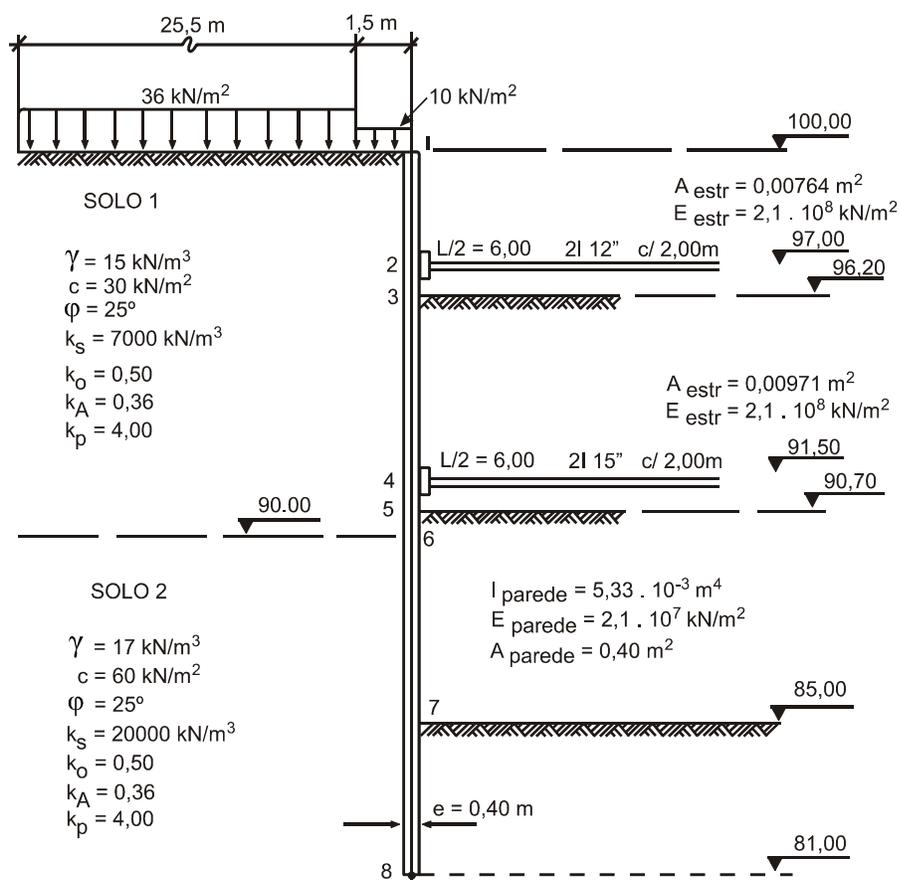
Já na tentativa de simular a estrutura com escavação a 6 m e com a presença de estronca, utilizou-se o elemento NLLink desta vez do tipo Gap (do programa SAP2000), o qual é capaz de resistir somente a esforços de compressão, além de admitir um distanciamento inicial. Destarte, estabeleceu-se para o Gap o deslocamento do nó quando a escavação tinha 3 m de profundidade (1ª fase de escavação), na tentativa de simular a presença desta estronca apenas a partir do início da 2ª fase. Os resultados obtidos não apresentam uma grande afinidade com os do CEDEVE ou SPW2003. No entanto, deve ficar claro que a simulação aqui conduzida com o SAP 2000 não representa o procedimento real de construção da parede (2 fases de escavação, ou seja, duas condições de carregamento distintas), mas sim tenta, através de um artifício, verificar como a parede se comporta com a presença da estronca. Para esta finalidade, pode-se afirmar que o uso do SAP 2000 com o Gap permite, pelo menos de forma qualitativa, averiguar o formato da deformada da parede, que é similar ao que ocorre com CEDEVE e SPW2003 (Exemplo C).

5.5 Comparativo com a Seção Teórica 1 (ST 1) de Guerra (1982)

A Figura 5.7 apresenta uma parede de contenção com 2 níveis de escoramento que é construída em três fases de escavação. A situação existente em Guerra (1982) é exatamente como mostrado na referida figura. Outras duas situações foram simuladas. Uma com o solo sem coesão nas 2 camadas, além da inexistência de sobrecargas na superfície e outra também sem sobrecargas na superfície, entretanto com o solo possuindo coesão.

As Tabelas 5.10 a, b e c mostram os resultados dos processamentos para os principais parâmetros necessários ao dimensionamento da parede de contenção e seu escoramento, através do cálculo com o CEDEVE e com o DEEP.

De uma maneira geral a afinidade entre os resultados dos 2 programas pode ser considerada boa. A condição com a ocorrência de coesão e sobrecargas é a qual as diferenças são um pouco maiores. Isto pode ser justificado pela maneira em que a sobrecarga é considerada em cada programa.



Obs: I_{parede} , A_{parede} e A_{estr} , por metro linear de parede

Figura 5.7 - Parede de contenção com 2 níveis de escoramento construída em três fases de escavação

Fonte: Guerra, 1982, p. 4.15.

Tabela 5.10 - Resultados para a ST1

a) Situação sem coesão e sem sobrecarga

	CEDEVE		DEEP		diferença [%]
	Valor	Prof Z[m]	Valor	Prof Z[m]	
dmáx [m]	0,056319	13,50	0,049610	13,50	13,52%
dmín [m]	0,000729	12,50	0,000634	12,00	14,97%
Mmáx [kNm]	535,795	8,50	470,500	8,50	13,88%
Mmín [kNm]	-525,334	14,00	-465,900	14,00	12,76%
Vmáx [kN]	247,990	8,50	227,000	8,50	9,25%
Vmín [kN]	-348,928	8,90	-315,700	8,90	10,53%
CSmín	1,06	-----	1,12	-----	5,71%
FE1máx [kN]	231,34	-----	230,00	-----	0,58%
FE2máx [kN]	616,83	-----	563,00	-----	9,56%

b) Situação com coesão e sem sobrecarga

	CEDEVE		DEEP		diferença [%]
	Valor	Prof Z[m]	Valor	Prof Z[m]	
dmáx [m]	0,005899	11,00	0,005491	7,09	7,43%
dmín [m]	0,000774	14,00	0,000675	14,00	14,60%
Mmáx [kNm]	40,439	11,50	41,600	11,00	2,79%
Mmín [kNm]	-59,869	7,56	-61,300	7,56	2,33%
Vmáx [kN]	51,784	10,00	53,170	10,00	2,61%
Vmín [kN]	-41,060	8,90	-37,230	8,90	10,29%
CSmín	4,20	-----	4,50	-----	6,60%
FE1máx [kN]	51,08	-----	53,02	-----	3,66%
FE2máx [kN]	89,53	-----	86,30	-----	3,75%

c) Situação com coesão e com sobrecarga

	CEDEVE		DEEP		diferença [%]
	Valor	Prof Z[m]	Valor	Prof Z[m]	
dmáx [m]	0,008073	11,50	0,006265	7,09	28,85%
dmín [m]	0,001141	14,00	0,000145	0,00	686,83%
Mmáx [kNm]	52,722	11,00	47,730	11,00	10,46%
Mmín [kNm]	-73,628	7,56	-68,010	7,56	8,26%
Vmáx [kN]	64,971	10,00	59,220	10,00	9,71%
Vmín [kN]	-62,788	8,90	-42,050	8,90	49,32%
CSmín	3,80	-----	4,28	-----	11,21%
FE1máx [kN]	65,90	-----	60,45	-----	9,01%
FE2máx [kN]	129,04	-----	97,44	-----	32,43%

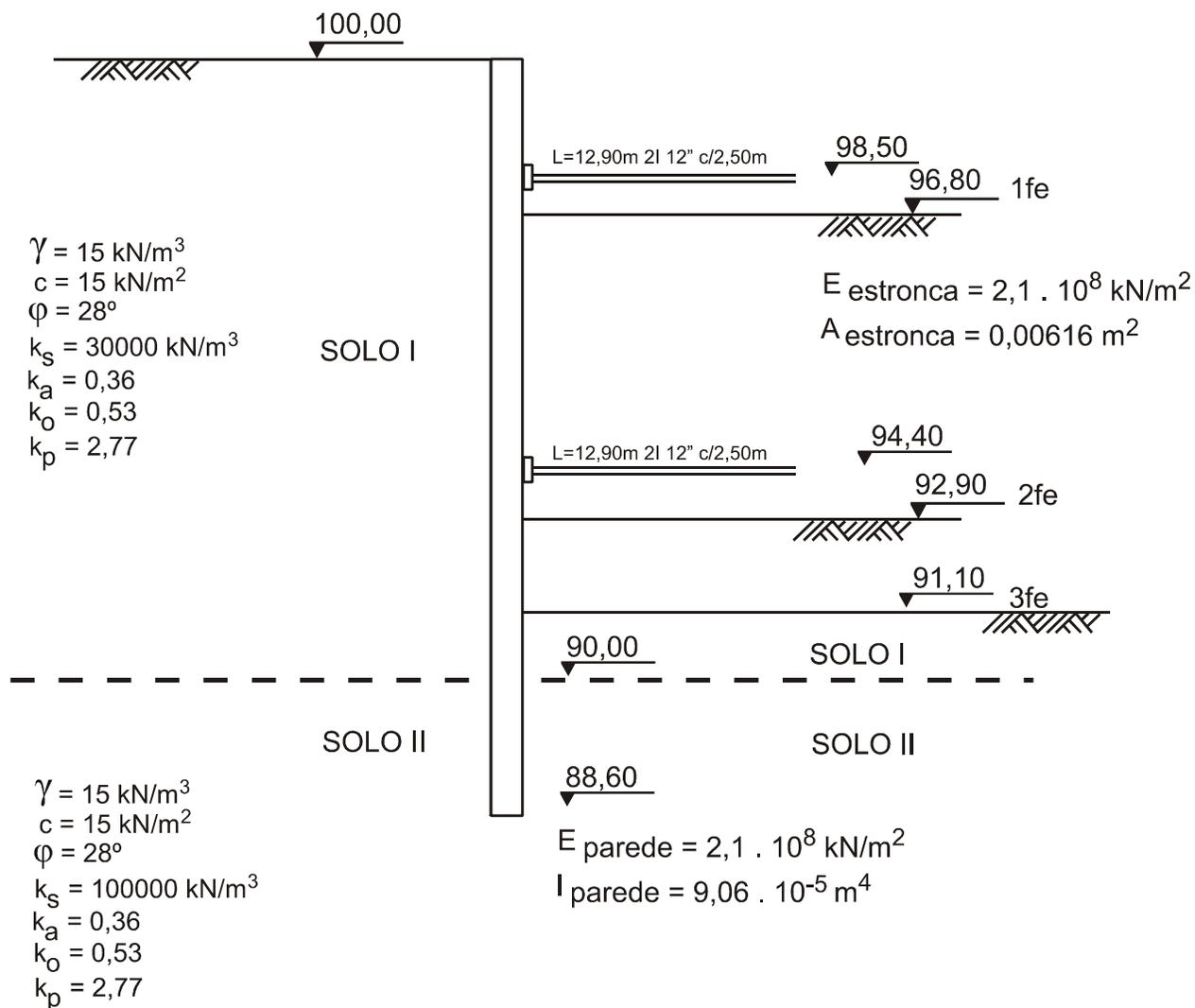
Obs.: Guerra (1982) - Cargas nas estroncas: FE_{1máx}=58 kN e FE_{2máx}=88 kN.

5.6 Efeitos de Temperatura sobre as Estroncas

A Tabela 5.11 mostra um comparativo entre os resultados apresentados por Massad (1978) – oriundos da instrumentação das Seções Experimentais 1 e 6, as quais são representadas nas Figuras 5.8 e 5.9, respectivamente, bem como daqueles advindos da aplicação das expressões 3.17a e c; e 3.18 – e os obtidos através do programa CEDEVE. Os valores dos gradientes de carga-temperatura, tanto os médios experimentais quanto os calculados, obtidos por Massad (1978) são relativamente próximos daqueles calculados pelo CEDEVE. É bem verdade que os valores das cargas nas estroncas apresentam diferenças relativamente grandes em alguns casos, o

que, no entanto, não inviabiliza a análise. Pode-se apontar uma série de motivos para as divergências observadas, as quais dificultaram a modelagem do problema no programa CEDEVE:

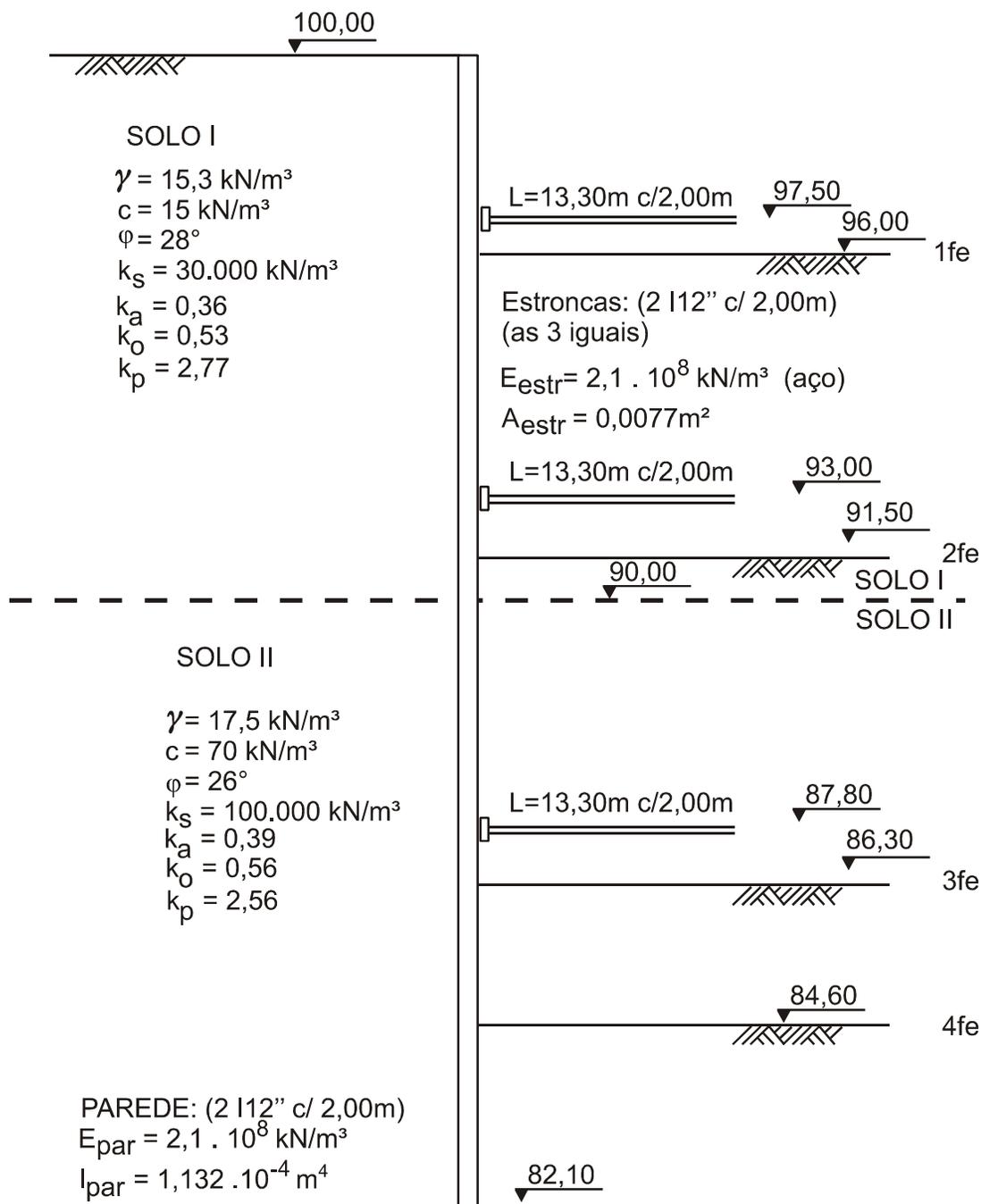
- o valor do coeficiente de reação horizontal do solo (k_s) de cada camada, por não ser conhecido, teve que ser estimado. Como complicador, nas 2 seções experimentais estudadas tinham-se, em cada uma delas, 2 camadas diferentes de solo;
- foram consideradas na simulação com o CEDEVE a ocorrência das máximas variações de temperatura em cada nível de estroncas ($\Delta T_{máxA}$, $\Delta T_{máxB}$ e $\Delta T_{máxC}$), porém é sabido que devido a assincronia destes parâmetros, esta solicitação extrema, na prática, é pouco provável de ocorrer;
- foi utilizado encunhamento na instalação das estacas, no entanto, devido a não individualização dos valores, não foi possível a implementação deste efeito no modelo simulado no CEDEVE;
- não são conhecidas com precisão as cotas das fases intermediárias de escavação;
- nas escavações das valas (SE1 e SE6) foram utilizadas bermas. Porém o CEDEVE não é capaz de levar em consideração o seu efeito.



I_{parede} e A_{estronca} por metro linear de parede

Figura 5.8 - Esquema da Seção Experimental 1

Fonte: Guerra, 1982, p. A.19.



Obs: I_{par} e A_{estr} por metro linear de parede

Figura 5.9 - Esquema da Seção Experimental 6

Fonte: Guerra, 1982, p. A.19.

Tabela 5.11 - Comparativo do efeito de temperatura sobre as estroncas entre os resultados de Massad (1978) e do CEDEVE.

SE	Nível	T _{máx} ^(*)	T _{máx} - T _{mín} ^(*)	C _o ^(*)		C _{máx} ^(*)		C _{máx} ^(*)	G _{máx} ^(*)		G _{méd} ^(*)		G _{calc} ^(**)	G	aumento percentual de carga na estronca devido ao efeito da temperatura	
				Massad ^(**)	CEDEVE	Massad ^(**)	CEDEVE		Guerra ^(***)	Massad ^(**)	Massad ^(**)	Massad ^(**)			CEDEVE	Massad
		[°C]	[°C]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/°C]	[kN/°C]	[kN/°C]	[kN/°C]	[kN/°C]		[%]	[%]
1	A	41	30	61	26.68	124	104.43	116	2.9	2.1	1.9	2.59		103.27	291.42	
	B	37	25	83	57.27	155	110.76	152	3.2	2.9	3.1	2.14		86.75	93.40	
	C	27	14	8	45.08	85	112.42	102.25	5.8	5.5	4.8	4.81		962.50	149.38	
6	A	37	24	71	59.21	121	111.95	165.7	2.9	2.1	2.1	2.19		70.42	89.07	
	B	32	19	94	126.55	172	157.98	218.4	5.6	4.1	3.3	1.65		82.98	24.84	
	C	27	14	8	45.08	85	112.42	102.25	5.8	5.5	4.8	4.81		962.50	149.38	

* valores observados, obtidos da instrumentação ou a partir da instrumentação;

** valores calculados a partir das expressões 3.17 e 3.18;

*** dados extraídos de Massad (1978) - cargas nas estroncas correspondem a valores medidos;

**** dados de Guerra (1982) - valores máximos utilizados na construção da envoltória aparente (incluído efeito de temperatura).

onde T é a temperatura; C_o a carga inicial (sem temperatura); C_{máx} a carga com temperatura; e G o gradiente carga-temperatura.

Apesar destas dificuldades e das diferenças encontradas nos modelos de cálculo, é incontestável a importância e relevância do efeito de temperatura sobre as estroncas e conseqüentemente sobre toda a estrutura de contenção. As cargas nas estroncas recebem incrementos elevados que precisam ser considerados para um adequado dimensionamento. Na Tabela 5.11 é mostrado que o aumento na carga das estroncas devido à temperatura varia segundo os dados de Massad (1978) de 70,42% a 962,50% e de acordo com o CEDEVE, de 24,84% a 149,38%. Massad (1978), como já afirmado no item 3.12, relata que em média o efeito de temperatura aumenta em 100% a carga nas estroncas quando oriunda somente dos empuxos de terra e eventuais encunhamentos.

5.7 Efeitos de Temperatura sobre a Parede

Com o intuito de averiguar o apresentado em Massad (1978) no que diz respeito ao efeito de temperatura sobre a parede de contenção rígida, foram conduzidas várias simulações no programa SAP 2000, onde variou-se h (altura da parede) e E (módulo de deformação longitudinal da parede).

À medida que E cresce, os deslocamentos no topo da parede são maiores (embora aumentem lentamente). A parede tende, neste sentido, a se flexionar menos (assemelha-se à rotação de corpo rígido próximo à base) e os momentos fletores aumentam de valor.

Já, o crescimento de h merece uma análise mais cuidadosa, pois este parâmetro interfere na rigidez da parede ($I = \frac{bh^3}{12}$) e no gradiente de temperatura ($\text{Grad} = \frac{\Delta T}{h}$). Dos estudos conduzidos, observa-se que para h da ordem de grandeza de paredes rígidas, isto é, de 0,5 a 1,5m, (que implicam em M de 0,5 a 2,5 (expressão 3.20), intervalo de interesse aos casos práticos, conforme Massad (1978), ver item 3.12), os deslocamentos no topo aumentam com o crescimento de h , ao passo que para h grandes, os deslocamentos no topo passam a diminuir com o crescimento de h . Estes achados encontram respaldo na análise elementar de uma viga de largura unitária engastada em uma extremidade e apoiada em uma mola na outra (Figura 5.10). Quando ela é submetida a uma variação de temperatura ΔT na face contrária à mola, o deslocamento δ na extremidade que contém a mola vale:

$$\delta = \frac{\frac{\alpha \Delta T \ell^2}{2h}}{1 + \frac{4k \ell^3}{E h^3}} \quad (5.2)$$

Desta expressão é possível concluir que:

- o aumento de E provoca crescimento em δ ;
- o aumento de h do denominador (influência da rigidez) provoca aumento de δ ;
- o aumento de h no numerador (influência da temperatura) provoca diminuição de δ .

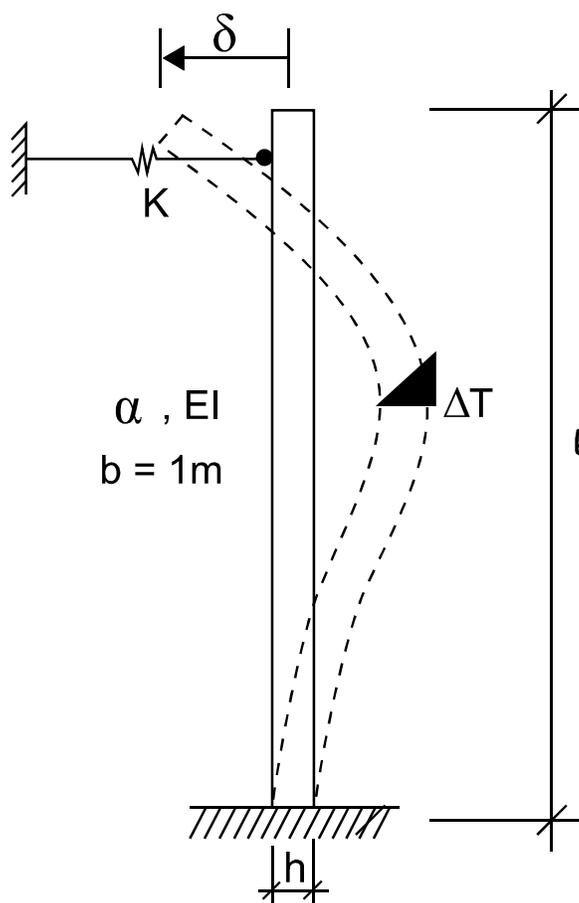


Figura 5.10 - Parede de largura unitária engastada em uma extremidade e apoiada em uma mola em outra, quando submetida a uma variação de temperatura ΔT na face contrária à mola

O deslocamento δ apresentado refere-se à extremidade superior da barra, simplificada idealizada na Figura 5.10. Quanto aos deslocamentos intermediários, a afirmação de Massad (1978) e Fujii et al. (1974) de que o efeito do aumento de temperatura sobre a parede aumenta a solicitação nas estroncas intermediárias precisa ser analisado com cautela. Isto porque ao aumentarem-se os valores de E e h da parede até certos limites verifica-se que os resultados de Massad (1978) e Fujii et al. (1974) são realmente observados. Neste momento está se referindo a valores usuais destes 2 parâmetros, isto é, uma faixa de valores comum na prática. Entretanto, quando em um estudo paramétrico se adota valores grandes de E e h , mantidos os demais parâmetros, o que se passa a observar é uma diminuição do esforço de compressão nas estroncas.

O efeito de temperatura sobre a parede, como descrito no item 3.12, não é tão significativo quanto sobre as estroncas. De uma maneira geral, Massad (1978) observa uma diminuição das cargas nas estroncas superiores, acompanhada de um aumento das cargas nas inferiores, ambos em valores discretos, como já fora visto no item 3.12.2. Os resultados dos processamentos com o CEDEVE são apresentados na Tabela 5.12 para as SE1 e SE6. Na realidade, as cargas nas estroncas aumentam tanto nos níveis superiores quanto inferiores. Os valores obtidos pelo CEDEVE partiram do pressuposto que a temperatura atua sobre a parede progressivamente em todas as fases de escavação, de acordo com o esquema mostrado na Figura 5.11 e considerações feitas no item 3.12.2.1.

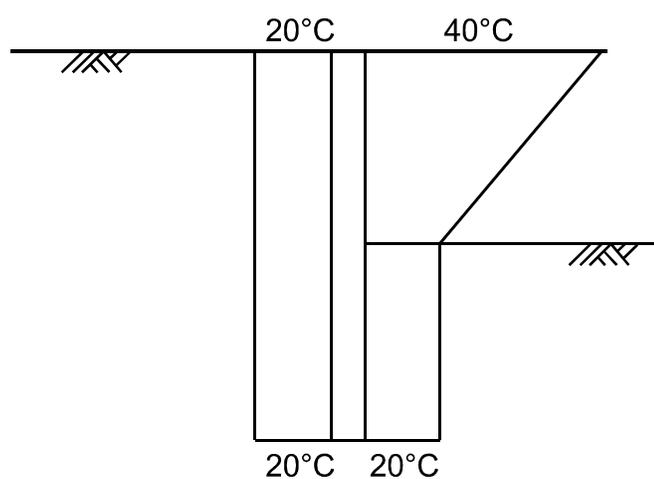


Figura 5.11 - Incidência da temperatura sobre a parede nas fases de escavação

Tabela 5.12 - Efeito de temperatura sobre a parede

SE	Nível	Co	C_{temp_par}	aumento percentual de carga na estroanca devido ao efeito da temperatura somente da parede
1		CEDEVE	CEDEVE	CEDEVE
		[kN]	[kN]	[%]
	A	26,68	30,48	14,24
6	B	57,27	58,08	1,41
	A	59,21	64,78	9,41
	B	126,55	127,53	0,77
	C	45,08	44,97	-0,24

SE 1: $T_{topo} = 20.00 \text{ }^{\circ}\text{C}$ $\alpha_P = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ $h_P = 0.40 \text{ m}$ SE 6: $T_{topo} = 20.00 \text{ }^{\circ}\text{C}$ $\alpha_P = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ $h_P = 0,30 \text{ m}$

A Tabela 5.13 apresenta os valores do Exemplo B, item 5.1, com efeito de temperatura sobre a parede. Neste caso não existem estroancas. Os resultados mostram boa correlação com os valores do SAP 2000.

Tabela 5.13 - Efeito de temperatura sobre a parede - CEDEVE x SAP 2000

Nós	B	desloc. translação		Momento Fletor	
		CEDEVE*	SAP	CEDEVE*	SAP
	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1,5	0,516472	0,517467	0,0000	0,0000
2	9,0	0,445569	0,446429	0,6250	0,6250
3	18,0	0,372809	0,373532	5,0000	5,0000
4	27,0	0,299062	0,299649	16,8750	16,8750
5	36,0	0,225914	0,226366	40,0000	40,0000
6	45,0	0,156024	0,156343	78,1250	78,1250
7	52,5	0,093476	0,093670	135,0000	135,0000
8	54,0	0,043845	0,043933	201,8750	201,8750
9	54,0	0,012666	0,012686	220,0000	220,0000
10	54,0	0,000535	0,000536	118,1250	118,1250
11	54,0	-0,000548	-0,000544	3,5307	3,6531
12	54,0	0,000331	0,000331	-8,6883	-8,6187
13	27,0	0,000714	0,000712	0,0000	0,0000

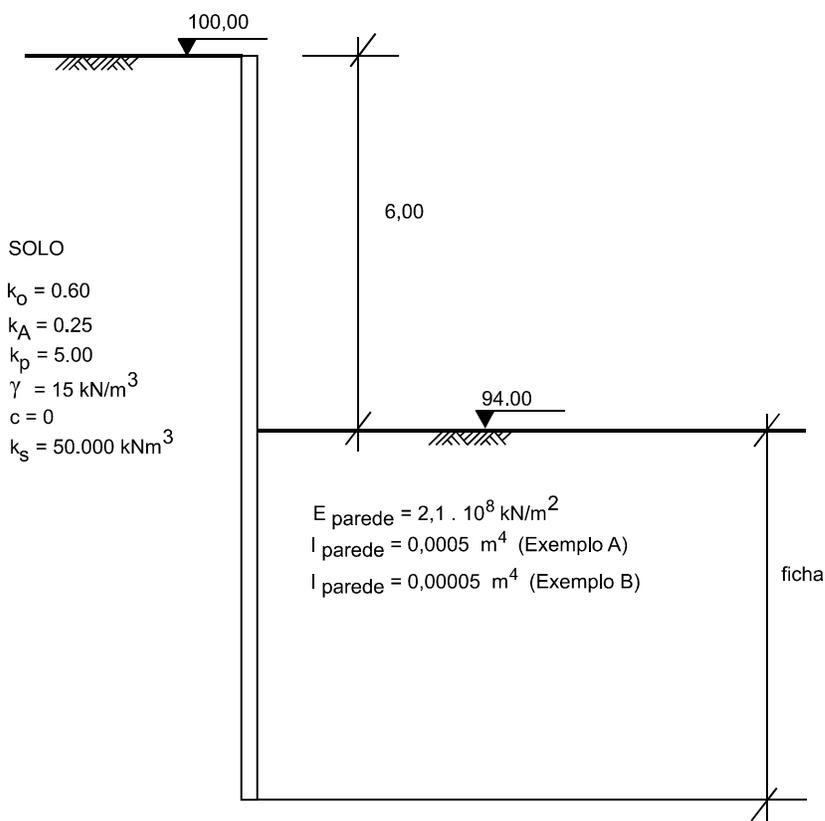
* baseado no Exemplo B com uma única fase de escavação de 6m e 13 nós

5.8 Comparativo entre o Método Analítico Unidimensional (CEDEVE) e os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

Os exemplos a seguir são apresentados a fim de comparar os valores obtidos do CEDEVE com aqueles oriundos de alguns dos principais Métodos Empíricos e Semi-Empíricos citados nesta Tese. Os comentários sobre os valores obtidos são mostrados na seqüência.

5.8.1 Parede em balanço (Método de Blum)

Neste exemplo utilizou-se da geometria e dados contidos na Figura 5.12, que é idêntica aos Exemplos A e B já apresentados no item 5.1. Os resultados são mostrados na Tabela 5.14.



Obs: I_{parede} por metro linear de parede

Figura 5.12 - Geometria e dados da parede de contenção em balanço

Tabela 5.14 - Comparativo com o Método de Blum

	Comprimento de ficha [m]	$d_{m\acute{a}x}$ [m]	FS (empuxo passivo)	Momento Fletor [kNm/mL]	Ponto de ocorrência de $M_{m\acute{a}x}$ a partir da superf. [m]
M. de Blum	6,02	-----	2,00 ¹	279,09	8,11
M. de Winkler I = 0,0005 m ⁴ CEDEVE Exemplo A	6,00 ¹	0,061	3,18 ²	221,48	7,50
M. de Winkler I = 0,00005 m ⁴ CEDEVE Exemplo B	6,00 ¹	0,538	3,10 ²	221,48	7,50

¹ dados de entrada do problema;

² o FS do método evolutivo representa a relação $\Sigma E_p/\Sigma E_{ef}$ na região da ficha.

Os resultados obtidos, para o exemplo estudado, retratam uma boa correlação entre o Método de Blum e o Modelo de Winkler.

5.8.2 Parede com um nível de apoio (Métodos Free-Earth Support e Fixed-Earth Support)

5.8.2.1 Primeiro exemplo

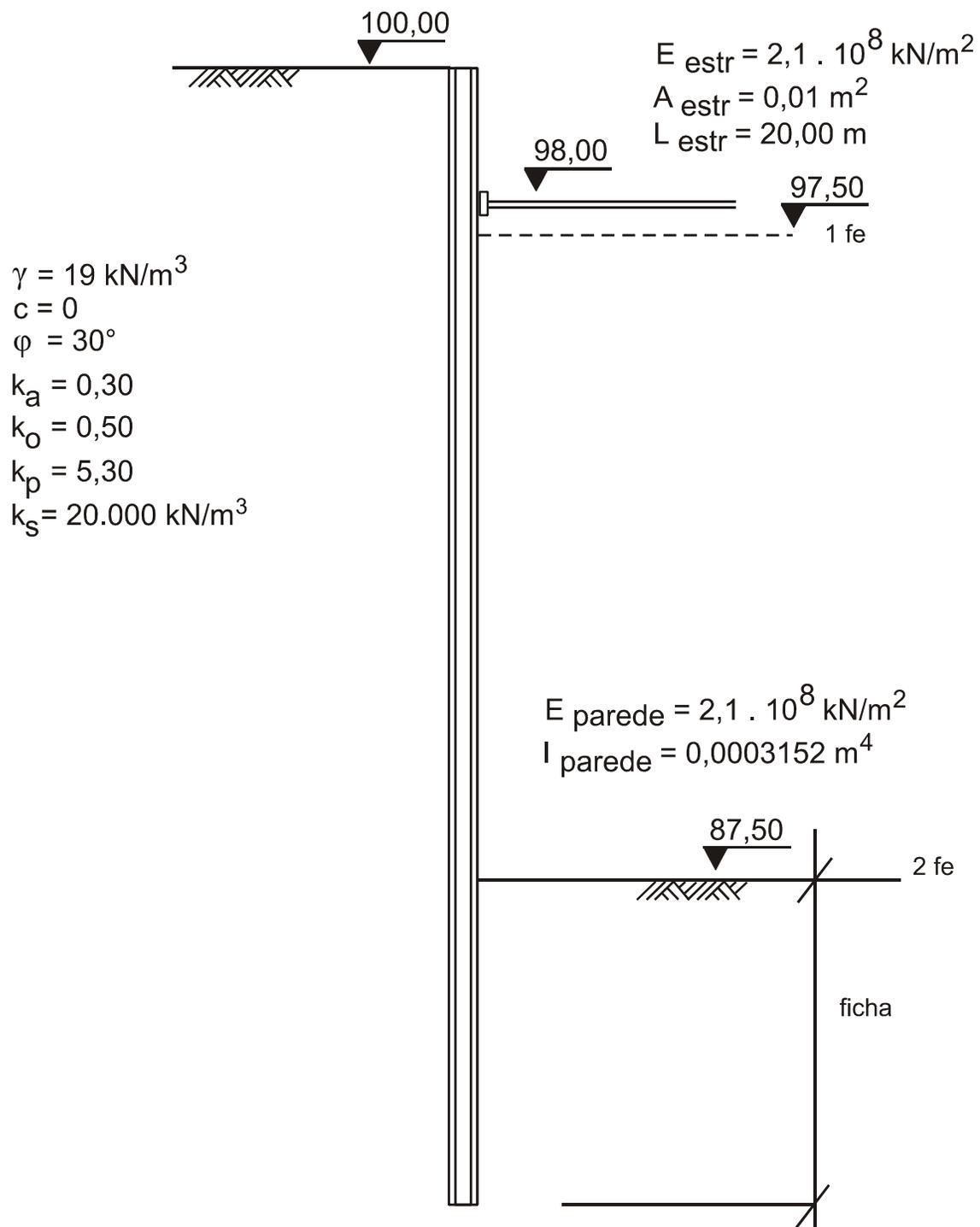
Este exemplo utilizou-se da geometria e dados contidos na Figura 5.13. Os resultados são apresentados na Tabela 5.15.

Dos resultados apresentados, é possível constatar:

- o Método “Free-Earth” apresenta esforço normal na estronca e momento fletor na parede maiores do que o Método “Fixed-Earth”, o que já era esperado. Já quanto à ficha, os comprimentos são praticamente iguais;
- para o comprimento de parede de 8,60m, o cálculo evolutivo com o CEDEVE para o momento fletor, leva a um resultado menos conservador, exceção feita quando se vale da redução dos momentos de Rowe;
- não é o caso deste exemplo, porém quando a profundidade de instalação da estronca é grande (por exemplo, para este caso se ao invés de 0,50m fosse usado 2,00m) poderia ocorrer um elevado momento fletor no ponto de incidência da estronca, devido à apassivação do solo acima de seu nível, que não seria levado em conta nos Métodos “Free-Earth” e “Fixed-Earth”.

5.8.2.2 Segundo exemplo

O exemplo utilizou-se da geometria e dados da Figura 5.14. Os resultados são apresentados na Tabela 5.16. Este exemplo é idêntico ao que Kort (2003) apresenta em seu artigo.



Obs: I_{parede} e A_{estr} por metro linear de parede

Figura 5.14 - Geometria e dados da parede de contenção com um nível de escoramento
(segundo exemplo)

Fonte: Kort, 2003, p. 465.

Tabela 5.16 - Comparativo com os Métodos Free-Earth e Fixed-Earth (segundo exemplo)

	Compr.de ficha [m]	Força na Estronca [kN/mL]	$d_{\text{máx}}$ [m]	FS (empuxo passivo)	Momento Fletor [kNm/mL]	Ponto de ocorrência de $M_{\text{máx}}$ a partir da superf. [m]
M. Free-Earth	5,86	261,35 287,49 (FS=1,10) 392,03 (FS=1,50) 522,70 (FS=2,00)	-----	2,00 ¹	1145,78 423,94 (densa) ² 549,97 (fofa) ²	9,58
M. Fixed-Earth	5,70	201,79 221,97 (FS=1,10) 302,69 (FS=1,50) 403,69 (FS=2,00)	-----	1,00 ¹	728,39	8,41
M. de Winkler CEDEVE	5,00 ¹	363,38	0,20363	1,505 ³	699,92	8,50
M. de Winkler Kort (2003)	5,00 ¹	-----	0,211	-----	711	7,95

1 dados de entrada do problema (FS = 2,00 para o M. Free-Earth e FS = 1,00 para o M. Fixed-Earth, conforme Terzaghi (1943));

2 redução de momentos de Rowe;

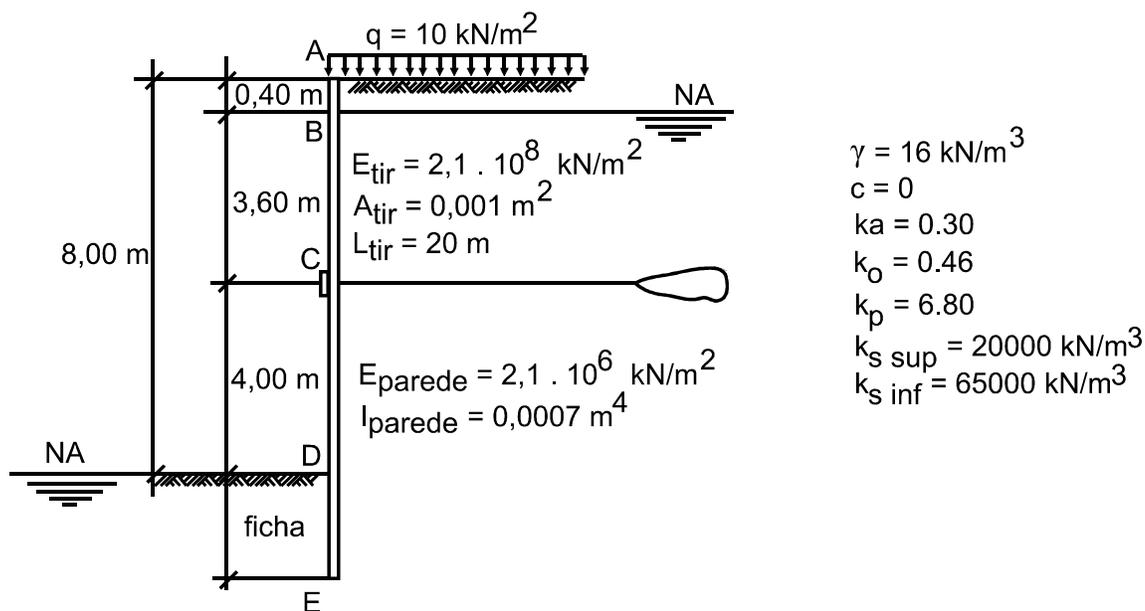
3 o FS do método evolutivo representa a relação $\Sigma E_p / \Sigma E_{ef}$ na região da ficha.

Dos resultados apresentados, é possível constatar:

- o Método “Free-Earth” apresenta esforço normal na estronca e momento fletor na parede maiores do que o Método “Fixed-Earth”, o que já era esperado. Já quanto à ficha, os comprimentos são praticamente iguais;
- para o comprimento de parede de 17,50m, o cálculo evolutivo com o CEDEVE leva a um resultado menos conservador para o momento fletor, exceção feita quando se vale da redução dos momentos de Rowe. Quanto à força na estronca, fica patente a importância dos FS nos Métodos Semi-Empíricos;
- quando a profundidade de instalação da estronca é grande (por exemplo, neste caso é de 2,00m) podem ocorrer elevados momentos fletores no ponto de incidência da estronca, devido à apassivação do solo acima de seu nível. Isto não é levado em conta nos Métodos “Free-Earth” e “Fixed-Earth”.

5.8.2.3 Terceiro exemplo

Trata-se neste item de um exemplo comparativo entre o Modelo de Winkler e o Método Free-Earth. A geometria e os dados básicos do problema são mostrados na Figura 5.15. Os resultados da análise são apresentados na Tabela 5.17. Este exemplo baseia-se em Sanglerat et al. (1985) que apresentam os cálculos pelo Método Free-Earth e também os resultados de uma simulação através do programa RIDO de Fages e Boyat (1971) já citado nesta Tese e utilizado na construção do metrô de Lyon, França e que também se fundamenta no Modelo de Winkler. Alguns dos dados de entrada do exemplo para a execução da simulação no programa CEDEVE tiveram que ser arbitrados (ver Figura 5.15), pois os autores não os apresentaram em seu livro. Em que pese estas adversidades, observa-se a coerência dos resultados do CEDEVE com os do RIDO.



Obs: I_{parede} e A_{tir} por metro linear de parede

Figura 5.15 - Geometria e dados da parede de contenção com um nível de escoramento
(terceiro exemplo)

Fonte: Sanglerat et al., 1985, p. 43.

Tabela 5.17 - Comparativo com o Método Free-Earth (terceiro exemplo)

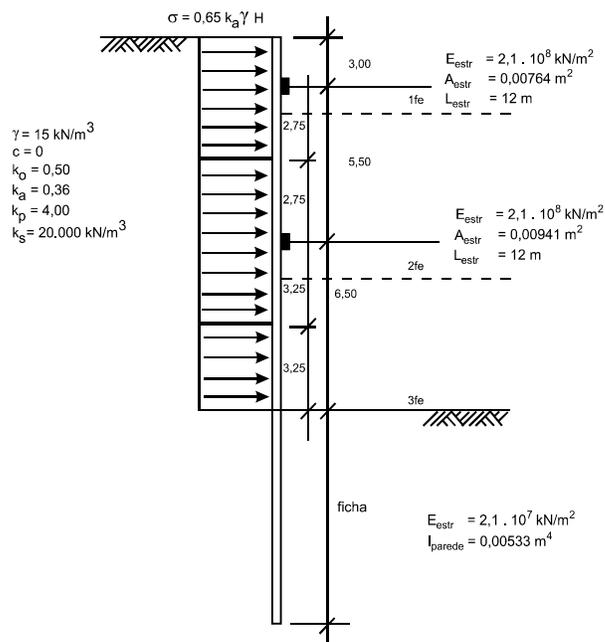
	Compr.de ficha [m]	Força no Tirante [kN/mL]	$d_{\text{máx}}$ [m]	FS (empuxo passivo)	Momento Fletor [kNm/mL]	Ponto de ocorrência de $M_{\text{máx}}$ a partir da superf. [m]
M. Free-Earth Sanglerat et al. (1985)	6,10	434	-----	$2,00^1$	606	8,00
M. de Winkler Sanglerat et al. (1985) RIDO	$6,10^1$	379	1fe: 0,081 2fe: 0,075	-----	388,3	6,50
M. de Winkler CEDEVE	$6,10^1$	370	1fe:0,073 2fe:0,072	$1,162^2$	402,7	6,83

1 dados de entrada do problema (FS = 2,00 para o M. Free-Earth, conforme Terzaghi (1943));

2 o FS do método evolutivo representa a relação $\Sigma E_p / \Sigma E_{ef}$ na região da ficha.

5.8.3 Parede com mais de um nível de apoio (Método Empírico da Envoltória Aparente de Tensões de Terzaghi e Peck)

Este exemplo utilizou-se da geometria e dados constantes da Figura 5.16. Os resultados são apresentados na Tabela 5.18.



Obs: I_{parede} e A_{estr} , por metro linear de parede

Figura 5.16 - Geometria e dados da parede de contenção com dois níveis de escoramento

Tabela 5.18 - Comparativo com o Método Empírico de Terzaghi e Peck

	P_1 [kN/mL]	P_2 [kN/mL]	M_1 [kNm/mL]	M_2 [kNm/mL]	M_{1-2} [kNm/mL]	M_{2-fim} [kNm/mL]
M. Empírico	302,74	315,90	236,93	189,54	159,26	222,45
M. de Winkler CEDEVE	256,46	579,05	117,89	255,46	69,03	467,38

Obs.: onde P_i : carga na estronca i ; M_i : momento fletor na parede onde ocorre a incidência da estronca i ; e M_{i-j} : momento fletor na parede no vão entre as estroncas i e j .

Observa-se dos resultados da Tabela 5.18 que a envoltória dada pelo Método Empírico não é capaz de assegurar resultados à favor da segurança (uma vez admitidos como corretos os valores obtidos pelo Método Analítico) para todas as grandezas apresentadas. Estas discrepâncias podem ocorrer, como a própria bibliografia afirma, devido ao Método Empírico proposto por Terzaghi e Peck (1967) só gerar bons resultados para paredes flexíveis. Ao diminuir-se a rigidez da parede e das estroncas, os resultados do CEDEVE aproximam-se um pouco mais dos dados pelo Método Empírico.

Também é possível interpretar a carga na estronca P_1 do Método Empírico maior do que a do Método Analítico em face da presença do arqueamento do solo, fenômeno que não é considerado no Modelo de Winkler, o que coloca a idéia anterior de que o Método Analítico deve ser considerado como referência, com certo resguardo, pois mesmo este método de cálculo possui suas limitações.

No item 3.2.4, Puller e Lee (1996) afirmam que para o estudo por eles conduzidos em um solo arenoso, o resultado gerado pelo Modelo de Winkler (soma das cargas nos 3 níveis de escoramento) é 50% maior do que os outros métodos. No caso aqui analisado, observa-se que o valor da soma das cargas nos 2 níveis existentes de escoramento, calculados pelo Modelo de Winkler, é 35% superior ao Método Empírico.

6 CONCLUSÕES

Sabe-se que a análise de paredes de contenção apresenta um grau de complexidade bastante grande, devido à dificuldade de quantificação dos diversos fatores que influenciam seu comportamento. Assim, uma vez que o tratamento matemático é muito complexo, torna-se importantíssimo o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo relativamente simples e de fácil utilização.

Um dos principais objetivos deste trabalho foi apresentar um método de cálculo e sua aplicação prática através de um programa computacional para a determinação dos deslocamentos e esforços solicitantes em paredes de contenção que permita uma análise mais próxima do comportamento real deste tipo de estrutura como alternativa aos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos, e ainda ao Método Analítico Bidimensional.

Os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos são limitados devido às suas simplificações, o que resulta, na maioria das vezes, em estruturas de contenção excessivamente robustas, devido às decisões de escolha sempre a favor da segurança impostas pela incerteza dos valores a serem adotados.

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

Sabendo-se que o Método dos Elementos Finitos ainda fica restrito a casos especiais, uma vez que os programas são caros e, às vezes, de difícil utilização, os métodos de cálculo unidimensionais evolutivos passam a ser de grande interesse, por conseguirem abranger a diversidade das situações com simplificações aceitáveis para os casos normais. Assim, em outras palavras, tem-se uma ferramenta mais simples e barata de usar.

A dificuldade da análise única e global de uma vala, reside no fato de ser ela uma estrutura com um sistema estático não perfeitamente definido, com cargas não determinísticas, agravada ainda por ser uma estrutura em constante mutação, à medida que a escavação vai se desenvolvendo e composta por solo que é um material de comportamento complexo.

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

Os métodos de cálculo analíticos parecem ser, portanto, os de aplicação mais indicada. Entretanto, face ao menor número de hipóteses simplificadoras necessárias para a sua aplicação, exige-se um maior e melhor conhecimento do solo, elemento fundamental no comportamento da vala, para o qual há, ainda, uma falta de tradição na aplicação do modelo reológico e certas dúvidas quanto à representatividade e obtenção de determinados parâmetros, o que depende de avanços na área de instrumentação, com finalidade de provisionamento de dados tais que permitam uma calibração dos modelos de cálculo e possibilitem a elaboração de projetos mais econômicos e com segurança definida de maneiras menos empíricas e intuitivas. A instrumentação de modelos em laboratório poderia fomentar informações importantes no projeto de contenções, sem, contudo depender de medições de obras em escala real. Mesmo em obras em execução, como o caso citado no item 3.10, o modelo de cálculo associado com a instrumentação permite, através de retroanálise, rever o projeto e fazê-lo convergir para a melhor solução.

Quanto à temperatura sobre as estroncas, mostrou-se que esta não pode ser considerada como um efeito secundário de importância reduzida. Sua influência sobre o sistema estrutural, principalmente as estroncas, é significativa e a possibilidade da inclusão de seus efeitos na análise é um dos grandes destaques do método estudado nesta Tese.

Em relação ao reaterro, os resultados mostram que ao se retirarem os escoramentos com grandes vãos entre estes e o último nível de reaterro, os deslocamentos adicionais podem ser

elevados, tornando importante a análise das fases de reaterro, conforme se expôs na investigação conduzida neste trabalho.

O modelo proposto para simular a interação solo-estrutura, com a extensão do conceito de viga em meio elástico mostrou ser um modelo eficaz e preciso, conforme resultados de estudos comparativos. Na extensão do conceito de vigas em meio elástico, foi incorporado o comportamento plástico do solo. Ao sofrer compressão ou descompressão, de acordo com o movimento da parede, a partir de uma tensão em repouso, sua tensão é limitada pelo estado limite de equilíbrio ativo ou passivo. A histerese também foi incorporada aos elementos do solo para que se possa representar carregamentos cíclicos. O modelo unidimensional tem vantagens de custo, de operacionalidade e de representatividade, e permite obter os deslocamentos da parede e tensão no solo (de forma aproximada dentro das hipóteses assumidas para o solo) nas diversas fases. Tem-se ainda como características vantajosas:

- O solo aparece como elemento participante no equilíbrio do sistema. O próprio solo equilibra a carga externa aplicada que, por sua vez, são as tensões de desequilíbrio decorrentes da construção (escavação), ao contrário dos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos existentes de cálculo, nos quais o solo entra apenas como carga externa;
- A possibilidade de representar o comportamento real do solo na região da ficha dentro da hipótese de Winkler, ao contrário da de equilíbrio limite que impõe a idéia de apoio ou de engastamento nesta região com fixação duvidosa;
- A rigidez relativa do escoramento e da parede é levada em conta automaticamente, sem preocupação em distinguir parede flexível e parede rígida, o que é necessário em alguns métodos de cálculo.

Uma das simplificações críticas dos métodos unidimensionais é a consideração das molas desacopladas entre si, o que na realidade não ocorre. Apesar disto, este método constitui-se num avanço considerável em relação aos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos. Através dos vários exemplos comentados no Capítulo 5 pode-se constatar a eficiência deste método em relação aos demais que, em geral, levam a resultados mais conservadores.

Está disponibilizado em CD-ROM, anexo à Tese, o programa fonte CEDEVE com alguns exemplos mostrados no Capítulo 5, bem como um manual para sua instalação e execução. O texto completo da Tese está presente no CD-ROM no formato pdf.

Este trabalho cumpre assim seu objetivo de analisar as paredes de contenção (com grande preocupação didática) sob o aspecto do Modelo de Winkler que possui uma relação custo/benefício bastante interessante, servindo como uma excelente referência para aqueles que desejarem dedicar-se ao assunto, pois contam com o estado da arte explicado de forma ampla, direta e, ao mesmo tempo, detalhada.

Em que pese o Método Analítico Unidimensional não ser um método novo, a necessidade de aplicá-lo e difundi-lo parece ainda existir, principalmente no sentido de disponibilizar ao meio técnico uma ferramenta ágil e econômica para projetar. É com esta intenção que este trabalho foi realizado.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões para que leitores interessados na análise do comportamento de paredes de contenção possam conduzir seus estudos no desenvolvimento e aprimoramento dos conhecimentos de alguns pontos discutidos nesta Tese.

7.1 Aprimoramentos no Programa CEDEVE

Com relação ao programa CEDEVE sugerem-se as seguintes implementações:

- possibilitar a variação da rigidez da parede ao longo de seu comprimento;
- utilizar dois trechos de reta para representar o comportamento força x deslocamento do solo, isto é, rigidezes distintas nos trechos ativo e passivo;
- considerar outras distribuições de sobrecargas, discutindo a limitação de modelos elásticos num solo que é melhor representado num modelo visco-elasto-plástico;
- calcular o comprimento da ficha de modo a harmonizar o dimensionamento, ao invés de considerá-la simplesmente como um dado de entrada. Deve-se procurar a condição que leva a um coeficiente de segurança da ficha igual a 1,00, não se esquecendo, evidentemente, que em condições de projeto, fatores de segurança devem ser levados em conta. Em outras palavras, busca-se a otimização do projeto;
- aprimorar as rotinas que consideram os níveis d'água, permitindo que suas cotas (interna e externa) variem de fase para fase de escavação;
- aprimorar as rotinas de reaterro, permitindo a instalação de cunhas de transferência e a variação da rigidez k_h do solo de reaterro;
- considerar a plastificação de estroncas e tirantes. Também é possível considerar a plastificação da parede (rótulas plásticas);
- criar rotina que verifique se os dados do arquivo de entrada de dados estão completos e consistentes de maneira que uma mensagem seja emitida ao usuário e os cálculos não sejam executados (sua presença impediria que ocorressem erros durante o processamento, tais como divisões por zero);

- tornar o programa mais amigável, a fim de que o CEDEVE fique ainda mais simples de ser manipulado pelo usuário;
- considerar instalações de bermas;
- otimização do processo de plastificação da estrutura, isto é, melhoria dos procedimentos que permitem o cálculo iterativo de plastificação das molas;
- o solo contido, na realidade, não mobiliza as tensões ativas de forma triangular (lembrando que o modelo adota como limite de plastificação à extensão das molas o diagrama triangular de Rankine) no caso de paredes de contenção com 2 ou mais níveis de escoramento. É preciso adotar uma maneira de retificar o diagrama, de forma que as forças nas estroncas superiores sejam aumentadas no modelo (para que se aproximem das reais) e nas estroncas inferiores diminuídas (também, para que cheguem próximas das reais). Este fenômeno pode ser explicado através do arqueamento do solo, que como deriva de tensões de cisalhamento no maciço, é pouco significativo em argilas puras ($\varphi = 0$). Já para solos com ângulo de atrito não nulo seria possível pensar que as tensões limites ativas do modelo possam ser retificadas a cada fase, tentando melhorar a performance do modelo. O fato de as molas serem independentes também se manifesta desfavoravelmente à modelagem, o que faz com que a distribuição de pressões no solo seja feita apenas pela rigidez da parede e não da parede e do solo;
- implementar estimativa de recalques à superfície, baseando-se nos deslocamentos horizontais da parede, através de equivalência de volume de solo deslocado. A importância dos deslocamentos verticais à superfície é elevada em obras em centros urbanos densamente povoados.

7.2 Outros Estudos

Além das melhorias que podem ser implementadas no programa CEDEVE que foram apresentadas no item anterior, face ao exposto nesta Tese, principalmente nos Capítulos 3 e 5, é possível ainda sugerir:

- estudar como introduzir a segurança no modelo, tanto estrutural como do solo, neste tipo de projeto, ampliando as breves considerações feitas no item 3.15;
- baseando-se no exposto no item 3.9, investigar o método intermediário proposto por Vaziri;
- ampliar os estudos comparativos do CEDEVE com os resultados de outros programas para uma gama maior de diferentes conformações geométricas e geotécnicas de parede de contenção e, onde possível, confrontar os resultados com valores obtidos de instrumentações de campo;
- a importância de trincas de tração pode ser investigada;
- como afirma Verruijt (1995), um modelo numérico, como o utilizado no CEDEVE, por exemplo, possui a desvantagem, em geral, de não mostrar imediatamente de qual maneira os vários parâmetros intervenientes influenciam nos resultados. Neste caso, um amplo estudo paramétrico deve ser conduzido, no qual cada parâmetro deve ser variado independentemente. Isto é relativamente fácil de ser feito quando o modelo está implementado em um programa computacional.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgard Blücher. 1989. 169p.

ANUÁRIO BRASILEIRO DE PROTEÇÃO. Novo Hamburgo: MPF Publicações Ltda, 2002, 154p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003, 18p.

BARROS, P. L. A. **ESTWIN – Análise de estacas sob carregamento lateral (manual do usuário)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 29p.(a)

BARROS, P. L. A. **ESTWIN – Análise de estacas sob carregamento lateral (manual do sistema)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 17p.(b)

BARROS, P. L. A. **ESTMEF – Análise de estacas sob carregamento lateral – método dos elementos finitos (manual do usuário)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 29p.(c)

BARROS, P. L. A. **ESTMEF – Análise de estacas sob carregamento lateral – método dos elementos finitos (manual do sistema)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 16p.(d)

BICA, A .V. D. e CLAYTON, C. R. I. The preliminary design of free embedded cantilever walls in granular soils. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 731-740.

BJERRUM, L. e EIDE, D. **Stability of strutted excavations in clay**. Geotechnique, 6, n ° 1, p. 32-47, 1956.

BOLTON, M. D. Standards, codes and design. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 387-402.

BOSE, S. K. e SOM, N. N. Parametric study of braced cut by finite element method. **Computers and Geotechnics**, Great Britain, v. 22, n. 2, p. 91-107, 1998.

BOWLES, J. E. **Analytical and Computers Methods in Foundation Engineering**. New York: Mcgraw-Hill. 1974. 519p.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. New York: Mcgraw-Hill. 1982. 816p.

BROOKS, N. J. e SPENCE, J. Design and recorded performance of a secant retaining wall in Croydon. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 205-215.

BRINCH HANSEN, J. **Earth pressure calculation**. Copenhagen: Danish Technical Press. 1958.

BRITISH STANDARDS. **BS 8002**. Code of practice for earth retaining structures, 112p., 1994.

CARRUBBA, P. e COLONNA, P. A Comparison of numerical methods for multi-tied walls. **Computers and Geotechnics**, Great Britain, v. 27, s.n., p. 117-140, 2000.

CEEA **Design of sheet pile walls – Technical engineering and design guides as adopted from the US army corps of engineers**, n° 15. ASCE, 1996, 68p.

CHING, H. P. **Programa para determinação de esforços solicitantes em sistemas de contenção de valas**. São Paulo: EPUSP, 1985. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1985. 116p.

CLASTORNIK, J.; EISENBERGER, M.; YANKELEVSKY, D. Z. e ADIN, M. A. Beams on Variable Winkler Elastic Foudation. **Journal of Applied Mechanics**, v. 53, s.n., p. 925-928, Dec. 1986.

CLAYTON, C. R. I.; MILITITISKY, J.; WOODS, R. I. **Earth pressure and earth-retaining structures**. London: Chapman & Hall. 2nd ed., 1993. 398p.

CLAYTON, C. R. I. Introduction. General principles, In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 17-23.

CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Construção**. Disponível em: <<http://www.metro.sp.gov.br/tecnologia/construcao/teconstrucao.shtml>>. Acesso em: 18 nov 2005.

DC 02 Diretrizes de cálculo. Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro.

EISENBERGER, M e YANKELEVSKY, D. Z. Exact stiffness matrix for beam on elastic foundation. **Computers & Structures**, Great Britain, v. 21, n. 6, p. 1355-1359, 1985.

FAGES, R. e BOYAT, C. Calcul des rideaux de parois moulees et de palplanches. **Travaux**. p.49-51. 1971.

FANG, H. Y. **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold. 1991. 923p.

FERNIE, R. Introduction - Support systems to earth retaining structures. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 403-408.

FUJII, J. e REMY, J. P. Análise pelo método dos elementos finitos da influência da temperatura sobre cargas nas estrocas. In: Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos aplicados à Mecânica dos Solos, 1, 1974, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1974. p.247-259.

GAWRYSZEWSKI, M., MANTOVANINI, J. A., LIUNG, L. T. **Acidentes de trabalho fatais no estado de São Paulo em 1995**. São Paulo: DSST/DRT/SP, 1998, 64p.

GUAZZELLI, M. C. **Projeto de escoramento de valas através de ábacos**. São Paulo: EPUSP, USP, 1997. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1997.

GUERRA E. S. **Cálculo estático de escoramento de valas: proposta de metodologia para construção de envoltória aparente de tensões**. São Paulo: EPUSP, 1982. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1982.

GUNN, M. J. e CLAYTON, C. R. I. Installation effects and their importance in the design of earth-retaining structures. **Géotechnique**, v. 42, n. 1, p. 137-141, 1992.

HACHICH, W. C. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996, p. 497-578.

HETENYI, M. **Beams on elastic foundation**. Michigan: Michigan Press, University of Michigan Press, 1946.

HIGGINS, K. G.; POTTS, D. M. e SYMONS, I. F. The use of laboratory derived soil parameters for the prediction of retaining wall behaviour. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 92-101.

HALIBURTON, T. A Numerical analysis of flexible retaining structures. **Journal of soil mechanics and foundation division**. v. 96, n. SM6, p. 1233-1252, 1968.

KASTNER, R. e FERRAND, J. Performance of a cast in situ retaining wall in a sandy silt. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p.291-300.

KERISEL, J. History of retaining wall designs. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p.1-16.

KORT, D. A. The transfer matrix method applied to steel sheet pile wall. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.27, s.n., p. 453-472, 2003.

LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Willey & Sons. 1969. 553p.

LEITE, R. L. L.; BORGES, L. A.; STUCCHI, F. R.; FRAZILLIO, E. M. Sistema ESCOR para projeto de escoramento de vala. In: Encontro Nacional de Construção, 9, 1988, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Instituto de Engenharia de São Paulo, 1988. p.254-263.

MAFFEI, C. E. M. Projeto de escoramento de valas através de ábacos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1994, v.1, p. 271-278.

MAFFEI, C. E. M. e ANDRÉ, J. C. Considerações sobre o cálculo de escoramento. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5, 1974, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1974.

MAFFEI, C. E. M.; ANDRÉ, J. C. e CIFU, S. Methods for calculating braced excavations, **International Symposium on Soil-Structure Interaction**, Roorkee, India, p. 85-92, 1977a.

MAFFEI, C. E. M.; ESQUIVEL, E. R. e OLIVEIRA, R. A. A model for calculating earth-retaining structures. **International Symposium on Soil-Structure Interaction**, Roorkee, India p. 61-66, 1977b.

MAIR, R. I. Introduction - In situ embedded walls. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 314-322.

MARZIONNA, J. D. **Sobre o cálculo estático de valas**. São Paulo: EPUSP, 1979. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1979. 81p.

MARZIONNA, J. D., MAFFEI, C. E. M., FERREIRA, A. A. e CAPUTO, A. N. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, W. C. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996, p. 537-578.

MASROURI, F. e KASTNER, R. Anchored flexible retaining walls experiments on models: calculation by the reaction modulus method. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 807-815.

MASSAD, F. **Efeito da temperatura nos empuxos de terra sobre escoramentos de valas**. São Paulo: EPUSP, USP, 1978. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1978, 200p.

MASSAD, F. Braced excavations in lateritic and weathered sedimentary soils. In: International Conference on Soil Mechanics. **Proceedings...** Rotterdam: A. Balkema, 1985. p 2113 – 2116.

MONNET, J.; KASTNER, R.; LARÉAL, P. e BOUYAT, C. Finite element calculation and experimentings on Saxe-Gombett station. In: International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, 15, 1985, Nagoya. **Proceedings...** Nagoya, Japan, 1985. p. 747-753.

NC 03 Normas técnicas complementares. Departamento de Projeto Civil da Companhia do Metropolitano de São Paulo, revisão 1980.

NEGRO, A. e LEITE, R. L. L. Design of underground structures in Brazil. National report on tunnelling and braced wall excavation in soft ground. International Symposium on Underground Construction in Soft Ground. **Proceedings...** Balkema, 1994.

NIYAMA, S.; SAMARA, V; MORAES, J. T. L.; XAVIER FILHO, M. S.; MASSAD, F. Observação do comportamento de uma escavação em solo mole através da instrumentação. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8, 1982, Olinda/Recife. **Anais...** , 1982. p. 168-186.

PECK, R. B. Deep excavations and tunneling in soft ground. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7, 1969. **Proceedings...** ,1969, p.225-250.

PFEIL, W. **Cimbramentos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 431p. 1987.

POTTS, D. M. The analysis of earth retaining structures. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 167-186.

POWRIE, W. Introduction. Numerical and physical modeling. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 83-91.

PULLER, M. e LEE, C. K. T. Comparative studies by calculation between design methods for embedded and braced retaining walls recommended by BS 8002:1994 and previously used methods. **Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering**, v.119, n.1, p. 35-48, Jan. 1996.

RANZINI, S. M. T. e NEGRO JR., A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades construtivas. In: HACHICH, W. C. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996, p. 497-525.

ROWE, P. W. Anchored sheet pile walls. **Proceeding of the Institution of Civil Engineers**, London, v. 1, 1952, p. 27-70.

SAES, J. L., STUCCHI, F. R. e MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W. C. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996, p. 517-536.

SANGLERAT, G.; OLIVARI, G. e CAMBOU, B. **Practical problems in soil mechanics and foundation engineering, 2 – Wall and foundation calculations, slope stability – development in geotechnical engineering, 34B**. Translated by G. Gendarme. Amsterdam: Elsevier, 1985, p.43-53.

SAP 2000 Integrated finite element analysis and design of structures. Computer and Structures Inc., Berkeley, 1997.

SOARES, M. M. **Cálculo de paredes diafragma multi-escoradas em presença de solos argilosos**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. Tese (Doutorado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1981, 379p.

SYMONS, I. F. Introduction - In situ embedded walls: observations. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p.187-194.

TACITANO, M., LIUNG, L. T. e ANGELINI, C. A. **Safety in services of excavation of ditches**. In: World Congress on Safety and Health at Work, 17, Orlando, EUA, 18 – 22 Sept., Poster Presentation. 2005a..

TACITANO, M., LIUNG, L. T. e DEMARZO, M. A. **Segurança em serviços de escavação de valas**. In: Congresso Nacional sobre Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção, 5, Olinda – Recife, 24 a 26 de outubro, 2005b.

TACITANO, M., LIUNG, L. T. e DEMARZO, M. A. **Segurança em serviços de escavação de valas**. In: Simpósio Internacional da AISS – Seção da Construção, 28, Salvador, Bahia, 22 a 24 de março, 2006.

TAMARO, G. J. e GOULD, J. P. Analysis and design of cast in situ walls (diaphragm walls). In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 343-352.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943, 510p.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. Soil mechanics in engineering practice. 2nd ed. New York: John Wiley, 1967.

TERZAGHI, K. e HON, M. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Geotechnique**, v. 5, n. 4, p.297-326, 1955.

TRONDI, R. R. **Cálculo evolutivo de paredes de contenção**. São Carlos: EESC/USP, 1993. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993. 78p.

TUFAILE, D.; PERON A. S. e GUERRA E. S. **Fundamentos do cálculo unidimensional evolutivo de paredes de contenção**. Departamento de projeto civil – Gerência de projetos da Companhia do Metropolitano de São Paulo. São Paulo, 1983, 140p.

VAZIRI, H. H. e TROUGHTON, V. M. An efficient three-dimensional soil-structures interaction model for analysis of earth retaining structures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, s.n., p. 529-538, 1992.

VAZIRI, H. H. Theory and application of an efficient computer program for analysis of flexible earth-retaining structures. **Computers & Structures**, Great Britain, v. 56, n. 1, p. 177-187, 1995.

VAZIRI, H. H. Numerical study of parameters influencing the response of flexible retaining walls. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, s.n., p. 290 – 308, 1996.

VERRUIJT, A. **Computational geomechanics**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 384p. 1995.

VERRUIJT, A. **Sheet pile wall 2003**. Disponível em: <<http://geo.verruijt.net>>. Acesso em: 15 dez 2003.

YANKELEVSKY, D. Z.; EISENBERGER, M. e ADIN, M. A. Analysis of beams on nonlinear Winkler foudation. **Computers & Structures**, Great Britain, v.31, n.2, p. 287-292, 1989.

WOODS, R. I. e CLAYTON, C. R. I. The application of the CRISP finite element program to practical retaining wall problems. In: CLAYTON, C. R. I. **Retaining structures**. London: T. Telford, 1993, p. 102-111.