*ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO DE
CONDUTOS ENTERRADOS FLEXÍVEIS E DE GRANDE
DIÂMETRO*

Kênia Damasceno Silveira

**Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para obtenção
do título de Mestre em Engenharia
Geotécnica**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

**São Carlos
2001**

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Kênia Damasceno Silveira

**Título: Análise Paramétrica do Comportamento de Condutos
Enterrados Flexíveis e de Grande Diâmetro.**

Dissertação defendida e aprovada em ____/____/____

pela comissão julgadora:

(Assinatura)

(Nome/Instituição)

(Assinatura)

(Nome/Instituição)

(Assinatura)

(Nome/Instituição)

Coordenador da Área

Presidente da CPG

AGRADECIMENTOS

Ao meu marido Alio Ernesto Kimura que esteve sempre ao meu lado em todos os momentos alegres e difíceis deste trabalho.

Ao prof. Dr. Benedito de Souza Bueno, pela paciência e incentivo principalmente nos momentos finais.

Aos meus pais, pelo amor e pelo apoio desde o princípio.

Aos colegas da Themag Engenharia, principalmente ao prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino e à Engenheira MSc. Maria Regina Moretti pelo incentivo e apoio nos momentos finais.

Aos amigos de São Carlos pela ajuda principalmente nos momentos em que estive distante.

Ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) pela bolsa de estudos concedida.

A todos que de forma direta ou indireta participaram deste trabalho.

E sobretudo à Deus.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	iii
LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
 CAPÍTULO 1	 INTRODUÇÃO. 1
1.1 APRESENTAÇÃO DO TEMA	1
1.2 OBJETIVO	2
1.3 ORGANIZAÇÃO	3
 CAPÍTULO 2	 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 4
2.1 CLASSIFICAÇÃO DE CONDUTOS ENTERRADOS	5
2.1.1 Quanto à Rigidez	5
2.1.2 Quanto à Forma	8
2.1.3. Quanto ao Material	9
2.1.4 Quanto a Forma Construtiva	13
2.2 ARQUEAMENTO DOS SOLOS	16
2.3 ATUAÇÃO DAS CARGAS SOBRE CONDUTOS ENTERRADOS	25
2.3.1 Cargas devido ao aterro atuantes em Condutos enterrados em trincheira.	25
2.3.2 Cargas devido ao aterro atuantes em Condutos Salientes enterrados.	27
2.3.3 Sobrecargas atuantes em Condutos enterrados	31
2.3.4 Cargas Móveis	33
2.4 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS FLEXÍVEIS DE GRANDES DIÂMETROS	36
2.4.1 Efeito da Compactação	36
2.4.2 Distribuição de Tensões sobre Condutos Flexíveis	38
2.4.3 Deflexão de Condutos Flexíveis	40
2.4.4 Ruptura de Condutos Flexíveis	42
2.5 MODELO HIPERBÓLICO	44
2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO A CONDUTOS FLEXÍVEIS ENTERRADOS	48
2.6.1 Histórico e Conceituação	48
2.6.2 Importância	51
2.6.3 Modelagem de Condutos Enterrados	53
2.6.4 Exemplos de aplicações do MEF na análise de condutos	55

CAPÍTULO 3	METODOLOGIA	61
3.1 A BASE DO TRABALHO.....		61
3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS		63
3.3 A ANÁLISE NUMÉRICA.....		67
3.4 O PROGRAMA DESENVOLVIDO: WSSCOMP		72
CAPÍTULO 4	RESULTADOS OBTIDOS	76
4.1 EFEITO DA POSIÇÃO DAS CARGAS EXTERNAS.....		76
4.2 EFEITO DA ALTURA DE COBERTURA DO ATERRO		84
4.3 EFEITO DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE AS ESTRUTURAS DO CONDUTO.....		87
4.4 EFEITO DO PARÂMETRO K.....		89
4.5 EFEITO DA COESÃO E DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO		91
4.6 ANÁLISE DA VIGA DE RIGIDEZ		95
CAPÍTULO 5	CONCLUSÕES	98
CAPÍTULO 6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXO 1 – MANUAL DE UTILIZAÇÃO – WSSCOMP		

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1.1	Tipos de formas de condutos encontrados na prática	9
FIGURA 2.1.2	Classificações de conduto enterrado quanto a forma de instalação, segundo SPANGLER (1951).	14
FIGURA 2.1.3	Atuação dos prismas de solo sobre o conduto para condição de saliência completa e incompleta.	15
FIGURA 2.1.4	Diagrama de classes e subclasses de conduto enterrado, segundo a forma construtiva de acordo com SPANGLER (1951).	16
FIGURA 2.2.1	Princípio do Comportamento das Cargas sobre Condutos enterrados Rígidos e Flexíveis, segundo a descrição de Spangler, 1948.	18
FIGURA 2.2.2	Equilíbrio de forças verticais atuantes sobre o conduto em trincheira, segundo a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1948).	20
FIGURA 2.2.3	Círculo de Mohr descrito por KRYNINE (1945) para determinar a razão entre tensões horizontais e verticais.	21
FIGURA 2.2.4	Representação das considerações teóricas através do círculo de Mohr, por Handy (1985).	22
FIGURA 2.2.5	Catenária do arco das tensões σ_3 segundo a variação do atrito, HANDY (1985).	24
FIGURA 2.3.1	Forças verticais atuantes sobre o conduto em trincheira, segundo a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1948).	26
FIGURA 2.3.2	Razão de recalque para a condição de saliência positiva.	27
FIGURA 2.3.3	Condição de saliência negativa.	30
FIGURA 2.3.4	Gráficos para determinação do Coeficiente C_n para condutos enterrados em saliência negativa para $p=0,5$ e $p=1,0$.	31
FIGURA 2.3.5	Trem tipo HS-20 definido pela AASHTO.	33
FIGURA 2.3.6	Valores de acréscimo de tensão vertical devido a carga móvel de veículos tipo RU e RL, segundo a norma BS 5400. YOUNG e TROTT (1984).	34
FIGURA 2.4.1	Acréscimo do diâmetro vertical devido ao efeito da compactação.	37
FIGURA 2.4.2	Deslocamentos verticais comparados aos resultados numéricos considerando e não considerando o efeito da compactação.	37
FIGURA 2.4.3	Distribuição de tensões em condutos flexíveis de acordo com a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1951).	38
FIGURA 2.4.4	Distribuição de tensões em condutos de acordo com a teoria de compressão do anel, segundo WHITE e LAYER (1960).	39
FIGURA 2.4.5	Tipos de Ruptura de Condutos Flexíveis. YOUNG e TROTT (1984).	42
FIGURA 2.4.6	Mecanismo de ruptura de condutos flexíveis em solos granulares e sobre solo mole na fundação. (ZORN e VAN DEN BERG, 1990)	43
FIGURA 2.5.1	Representação hiperbólica da curva tensão x deformação.	44
FIGURA 2.5.2	Gráfico do módulo de descarregamento e recarregamento.	47
FIGURA 2.6.1	Redução do modelo devido a simetria do problema.	51
FIGURA 2.6.2	Elementos envolvidos no problema de conduto enterrado.	53
FIGURA 2.6.3	Elemento de viga	54
FIGURA 2.6.4	Elemento de solo	54
FIGURA 2.6.5	Elemento de Interface	55

FIGURA 2.6.6	Comparação entre os deslocamentos obtidos no campo, e os resultados das análises linear-elástica e Elasto-Plástica.	56
FIGURA 2.6.7	Malha adotada por SHARMA e HARDCASTLE (1993)	57
FIGURA 2.6.8	Conduto Enterrado estudado por SARGAND et al (1992)	58
FIGURA 2.6.9	Conduto Enterrado estudado por SEED e YU OU (1986)	58
FIGURA 2.6.10	Distribuição de Tensões observados e calculados por MOHRI et al (1990).	59
FIGURA 2.6.11	Diagrama de Momento Fletor obtido no estudo de MOHRI et al (1990).	60
FIGURA 3.1.1	Aspecto da obra após a ruptura (Bueno, 1998).	62
FIGURA 3.1.2	Geometria da obra.	62
FIGURA 3.2.1	Resultados dos ensaios triaxiais (E1, E2 e E3) comparados aos gráficos tensão x deformação obtidos através dos parâmetros da modelagem hiperbólica (E1modelo, E2modelo e E3modelo) para o solo SC1.	65
FIGURA 3.2.2	Resultados dos ensaios triaxiais (E1, E2 e E3) comparados aos gráficos tensão x deformação obtidos através dos parâmetros da modelagem hiperbólica (E1a, E2a e E3a) para o solo SC2.	65
FIGURA 3.3.1	Posições dos carregamentos (C1, C2 e C3) utilizados nas simulações para as malhas com espaçamento entre estruturas 1,5m e 3,5m.	69
FIGURA 4.1.1	Deslocamentos da estrutura AA1 instalada no solo SC1 para as três condições de Carregamento.	77
FIGURA 4.1.2	Deslocamentos da estrutura AA1 para os solos SC1, SC2 e misto para a condição de Carregamento C1.	77
FIGURA 4.1.3	Deslocamentos das estruturas instaladas no solo SC1 para a altura H1 e carregamento C1, obtidos a partir do pós-processador.	78
FIGURA 4.1.4	Deslocamentos das estruturas instaladas no solo SC2 para altura H1 e carregamento C1, obtidos a partir do pós-processador.	79
FIGURA 4.1.5	Diagramas de momentos fletores para o solo SC1 com altura de cobertura de aterro H1 e sem a consideração do carregamento externo.	80
FIGURA 4.1.6	Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo SC1.	80
FIGURA 4.1.7	Diagramas de momentos fletores para o carregamento C2 com altura H1 e solo SC1.	80
FIGURA 4.1.8	Diagramas de momentos fletores para o carregamento C3 com altura H1 e solo SC1.	81
FIGURA 4.1.9	Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo SC2.	82
FIGURA 4.1.10	Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo Misto.	82
FIGURA 4.1.11	Momentos fletores máximos no topo e na lateral das estruturas AA1 e PI para os solos SC1, SC2 e SC1-SC2.	83
FIGURA 4.2.1	Deslocamentos do conduto AA1 implantado no solo SC1 para as três alturas de aterro e para a condição de carregamento C1.	85
FIGURA 4.2.2	Deslocamentos do conduto AA1 implantado no solo SC2 para as três alturas de aterro e para a condição de carregamento C1.	85
FIGURA 4.2.3	Distribuição de tensões verticais atuantes no solo SC1 para as três alturas de aterro e carregamento C1.	86

FIGURA 4.3.1	Transferência de esforços da estrutura AA1 para PI nas duas condições de espaçamento horizontal entre conduto.	88
FIGURA 4.3.2	Variação dos deslocamentos horizontais na parede lateral de PI em função do espaçamento horizontal entre condutos.	89
FIGURA 4.4.1	Esquema do Lançamento das camadas do aterro e do carregamento	90
FIGURA 4.4.2	Deslocamentos no topo do conduto AA1 em relação a variação do parâmetro K, à cada incremento, para o solo SC85.	90
FIGURA 4.4.3	Deslocamentos no topo do conduto AA1 em relação a variação do parâmetro K, à cada incremento, para o solo SC100.	90
FIGURA 4.5.1	Relação das tensões verticais no topo do AA1 devido às variações de coesão e ângulos de atrito interno.	92
FIGURA 4.5.2	Relação da razão dos deslocamentos verticais pelo vão de AA1.	93
FIGURA 4.6.1	Diagramas de Momento fletor para as três considerações quanto a viga de rigidez nos ombros da estrutura AA1, para o solo misto, H1 e C1.	96

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1.1	Classificação quanto à rigidez em relação a porcentagem de deformação, segundo MARSTON (1930).	6
TABELA 2.1.2	Classificação quanto à rigidez relativa, segundo GUMBEL et al. (1982).	8
TABELA 2.1.3	Principais tipos e propriedades de materiais utilizados como condutos, segundo YOUNG e TROTT (1984).	10
TABELA 2.2.1	Valores do parâmetro 'a' em função do ângulo de atrito interno, HANDY(1985).	23
TABELA 2.3.1	Valores da razão de recalque, segundo SPANGLER (1951).	28
TABELA 2.3.2	Valores do Coeficiente C_{us} , segundo MARSTON (1930).	32
TABELA 2.3.3	Acréscimo de Tensões atuantes sobre condutos devido a cargas móveis de um veículo HS-20 aplicadas à superfície de um aterro, segundo DUNCAN (1979).	33
TABELA 2.3.4	Tensão vertical atuante sobre as estruturas enterradas devido às cargas de veículos (LL). (ASTM B 790, 1996).	35
TABELA 2.4.1	Formulações para o Módulo de reação do Solo (K_s). OKEAGU (1984).	41
TABELA 2.5.1	Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico.	48
TABELA 3.2.1	Classificação do solo da obra.	63
TABELA 3.2.2	Propriedades dos solos do aterro e fundação utilizados nas simulações.	66
TABELA 3.2.3	Propriedades dos solos utilizados para as variações de parâmetros geotécnicos.	67
TABELA 3.2. 4	Propriedades dos Condutos utilizados nas simulações.	67
TABELA 3.3.1	Fatores utilizados para as análises dos solos SC1 e SC2 e Misto.	71
TABELA 3.3.2	Fatores utilizados para as análises dos solos SC85 e SC100.	71
TABELA 3.3.3	Combinações utilizadas para as análises comparativas do efeito da coesão e ângulo de atrito sobre o comportamento da estrutura.	72
TABELA 4.3.1	Deslocamentos verticais e deformação no topo de AA1 para os espaçamentos 1,5m e 3,5m entre as estruturas.	87
TABELA 4.5.1	Variação dos índices da razão de deslocamentos verticais e o vão da estrutura AA1, em função dos parâmetros de resistência.	94
TABELA 4.6.1	Comparativo dos esforços de momento e deslocamentos nos ombros e no topo do conduto AA1 de acordo com a variação da viga de rigidez, quando o solo envolvente era o solo misto.	96

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Área de cada elemento no topo do conduto
A	Área da região no topo do conduto
b	Largura horizontal
b_c	Diâmetro externo do conduto
b_d	Largura da vala
B	Módulo de deformação volumétrica do solo.
C_c	Coeficiente de carga do aterro para conduto saliente positivo
C_d	Coeficiente de carga do aterro para conduto em trincheira
C_n	Coeficiente de carga do aterro para conduto saliente negativo
C_t	Coeficiente de sobrecarga concentrada
C_{us}	Coeficiente de sobrecarga distribuída
D_1	Fator de deflexão
e	Base do logaritmo natural
E^*	Módulo de elasticidade do conduto no estado plano de deformação
E_s^*	Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação
E_o	Módulo de deformabilidade tangente do solo
F_c	Fator de carga
H	Altura do aterro
H_c	Altura do topo do conduto ao topo do aterro
H_e	Altura de igual recalque
H_p	Altura do topo do aterro até um elemento horizontal de espessura d_{Hp} do aterro
H_s	Distância de um ponto (x,y) da projeção do plano horizontal do topo do conduto até o ponto de aplicação da carga concentrada
I	Momento de inércia do conduto
I_c	Coeficiente de impacto
K	Coeficiente do fator de carga, $K= 0,33$
K, n	Fatores adimensionais do módulo de elasticidade obtidos através do modelo hiperbólico
K_a	Coeficiente de empuxo ativo, Rankine
K_s	Módulo de reação do solo
K_b, m	Fatores adimensionais do módulo de variação volumétrica do modelo hiperbólico
LL	Limite de Liquidez (%)
LP	Limite de Plasticidade (%)
L	Vão
P_a	Pressão Atmosférica
P, P_c	Carga devido ao aterro atuante sobre o conduto
P_t	Carga devido a sobrecargas concentradas
P_{us}	Carga devido a sobrecargas uniformemente distribuídas
r	Raio do conduto
R_f	Rigidez a flexão do conduto
R_r	Rigidez relativa da estrutura
R_f	Razão da diferença entre tensões principais última e de ruptura
T	Carga concentrada aplicada na superfície
U_s	Cargas uniformemente distribuídas sobre a superfície do aterro
W_c	Carga atuante sobre o conduto conforme teoria de Marston

x	Parâmetro em função da área de projeção vertical do conduto sobre a qual atua a pressão lateral do aterro
Y	Distância entre a base do conduto e o terreno natural
σ_1, σ_3	Tensão principal maior; tensão principal menor
ν_s	Coeficiente de Poisson do solo
μ	Coeficiente de atrito
γ	Peso específico
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	Peso específico máximo seco
w_{ot}	Umidade ótima
θ, α	Ângulo de contato entre o conduto e o berço
Δ_x	Deflexão do conduto
δ	Deslocamento

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
SCI	Soil Culvert Interaction

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se uma análise paramétrica de um sistema composto por cinco condutos flexíveis enterrados, paralelos e de grande diâmetro. Analisou-se o comportamento dessas estruturas em relação à altura de cobertura do aterro, à posição de atuação de cargas externas, ao espaçamento horizontal entre condutos e aos parâmetros geotécnicos do solo, tais como, módulo de elasticidade, ângulo de atrito, coesão e grau de compactação. Para a realização das análises utilizou-se o programa *SSCOMPPC* (BOULANGER et al, 1991) baseado no método dos elementos finitos (MEF). Implementou-se em *Visual Basic* um pré/pós-processador com o intuito de facilitar a entrada de dados, a geração da malha, bem como, a visualização dos deslocamentos e dos esforços finais no conduto. Os resultados obtidos revelam que os momentos fletores atuantes são mais críticos no topo e nos ombros das estruturas quando estas estão sujeitas a cargas de tráfego. O deslocamento crítico ocorre no topo das estruturas de maiores vãos. Quanto à atuação das tensões verticais, devido ao peso próprio do aterro e às cargas de tráfego, estas são totalmente dissipadas no solo para alturas de cobertura de aterro superiores a 3,0m. Além disto, a estabilidade dos condutos instalados é proporcional ao grau de compactação e ao módulo de elasticidade do solo. A variação dos parâmetros de resistência do solo apontou a coesão como um fator muito significativo no comportamento das estruturas.

ABSTRACT

This work presents a parametric analysis of a composite system made of five long span flexible buried culverts. The effect of the backfill cover, the position of external loads, the horizontal space between the pipes and the geotechnical parameters, like the elasticity modulus, friction angle and cohesion, had been studied. The software SSCOMPPC (BOULANGER et al, 1991) had been used to solve the numerical models. A simple pre/post processor was implemented to help the input data, the mesh generation and the analysis of displacements and bending moment of the culverts. The results show that the moments are more critical at the crown when live-loads are acting. The vertical stress was totally dissipated when backfill cover is higher than 3,0m. The behaviour of the culverts is better when surrounded by well compacted soils. The cohesion is a important factor in behaviour these structures.

Capítulo 1 _____ INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO TEMA

O emprego de condutos enterrados em obras de engenharia, tais como drenos, canalizações de água e esgoto, galerias de drenagem, passagens inferiores e gasodutos, teve seu início há pelo menos 3000 anos. Embora utilizados desde as antigas civilizações, o desenvolvimento de um método específico que determinava a capacidade de suporte deste tipo de estrutura foi iniciado somente após o ano de 1910 com a teoria de Marston (SPANGLER, 1948).

Inicialmente, a utilização desta teoria limitava-se apenas a condutos de pequenos diâmetros sob aterros de baixa altura, e ainda sem a consideração de cargas móveis. No entanto, devido ao crescente emprego de estruturas enterradas, houve uma grande evolução seja do tipo de material empregado para confeccioná-los, seja quanto à rigidez e forma geométrica da seção transversal, proporcionando assim sua utilização crescente em obras de maior porte.

Até cerca da metade da década de 70, condutos enterrados que possuíam vãos muito grandes em relação à sua altura eram considerados estruturas não convencionais, pois requeriam maiores cuidados na elaboração do projeto e necessitavam de técnicas especiais de construção, o que os tornavam um desafio para projetistas e empreiteiros. Somente após

o final do século XIX é que foram construídas as primeiras obras utilizando condutos de grande diâmetro feitos de metal corrugado.

Desde então, tem havido uma crescente utilização desse tipo de estrutura em obras cada vez mais complexas e arrojadas, exigindo maior confiabilidade na elaboração de projetos e rigor no processo construtivo.

Percebe-se então a necessidade de um estudo mais aprofundado deste tipo de obra, verificando assim a influência de diversos aspectos importantes que muitas vezes não são levados em conta por processos analíticos simplificados. O desenvolvimento e a aplicação de programas computacionais baseados em métodos numéricos torna-se fundamental pois possibilita uma análise mais refinada (DUNCAN et al., 1975).

1.2 OBJETIVO

Este trabalho apresenta os resultados das análises paramétricas de um sistema composto por cinco condutos flexíveis enterrados, paralelos e de grande diâmetro, utilizando o programa *SSCOMPPC* (BOULANGER et al., 1991) baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

Analizou-se o comportamento dessas estruturas em relação à variação dos seguintes parâmetros:

- altura de cobertura do aterro,
- posição de atuação de cargas externas,
- distância entre os condutos,
- parâmetros geotécnicos do solo, tais como, módulo de elasticidade, ângulo de atrito, coesão e grau de compactação.

Procura-se, dessa forma, fornecer subsídios e salientar aspectos importantes que devem ser levados em conta em projetos deste tipo de estrutura.

1.3 ORGANIZAÇÃO

Este trabalho está organizado de tal forma que no capítulo 2, Revisão Bibliográfica, é apresentada uma descrição sobre os principais aspectos que envolvem o estudo de condutos enterrados, com maior ênfase para as estruturas de metal corrugado, flexíveis e de grande diâmetro.

No capítulo 3, Metodologia, apresenta-se a estrutura analisada e a metodologia empregada, isto é, os ensaios realizados durante o trabalho, necessários para definição de parâmetros de materiais utilizados na modelagem, e as ferramentas numéricas utilizadas.

No capítulo 4, Resultados Obtidos, são demonstrados os resultados das diversas análises realizadas, tais como: a distribuição de esforços nos condutos, a distribuição de tensões nos elementos de solo e os deslocamentos das estruturas. Discute-se o comportamento das mesmas perante as variações de carregamento, geometria e propriedades do solo.

No capítulo 5, Considerações Finais, são apresentadas as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento deste trabalho.

Finalmente, no capítulo 6, Referências Bibliográficas, são listadas todas as publicações que auxiliaram na compreensão do assunto e na realização das análises.

Capítulo 2 _____ REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresenta-se um conjunto de informações relevantes para análise de estruturas enterradas, particularmente para os condutos flexíveis de grande diâmetro, muito utilizados na construção de passagem sob rodovias e ferrovias e para substituir pequenas pontes.

Primeiramente, serão apresentados alguns conceitos básicos, bem como a teoria clássica utilizada para descrever o comportamento dos condutos enterrados diante de diferentes tipos de esforços oriundos de carregamentos estáticos ou móveis. Em seguida, no item 2.2 serão feitas algumas considerações a respeito do sistema de interação solo-estrutura e das particularidades dos condutos flexíveis de grandes dimensões. Neste item, um dos aspectos abordados é o arqueamento dos solos que é um dos principais fenômenos relacionados ao comportamento mecânico de estruturas enterradas.

No item 2.3 aborda-se o efeito de cargas estáticas e principalmente das cargas móveis visto que este é um aspecto muito importante no estudo de estruturas enterradas, especialmente em obras com aterro de pequena espessura.

No item 2.4 trata-se dos fatores que são importantes para o comportamento de estruturas flexíveis enterradas e de grande diâmetro, tais como: efeito da compactação, distribuição de tensões sobre condutos,

deflexões de condutos flexíveis. Discute ainda as razões que conduzem este tipo de estrutura a um mal comportamento e até mesmo a ruptura.

No item 2.5 é apresentado o consolidado modelo constitutivo do solo baseado no comportamento hiperbólico. E, finalmente, no item 2.6, serão apresentados alguns estudos de estruturas enterradas com a aplicação do método dos elementos finitos.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE CONDUTOS ENTERRADOS

Segundo MARSTON (1930), o termo “conduto” diz respeito às galerias, aos drenos, aquedutos, às canalizações de água, de esgoto, de fiação telefônica, passagens inferiores, podendo apresentar-se com diferentes tipos de materiais, de formas de seções transversais, de rigidez, e de formas construtivas.

Em vista disto, a classificação de condutos enterrados pode ser realizada sob quatro aspectos distintos, quais sejam: rigidez, processo construtivo, forma da seção transversal, e tipo de material. A seguir detalha-se cada tipo isoladamente.

2.1.1 Quanto à Rigidez

Uma das primeiras definições da rigidez dos condutos considerava-a como a capacidade de distorção das dimensões originais do conduto, tanto ao longo do eixo vertical, como do horizontal, sem produzir fissuras danosas ou sem atingir a ruptura do conduto. MARSTON (1930) classificava os condutos quanto à rigidez como rígidos, semi-rígidos, e flexíveis, relacionando-os com as suas respectivas porcentagens de distorção, conforme ilustra a Tabela 2.1.1.

TABELA 2.1.1 - Classificação quanto à rigidez, através da porcentagem de deformação em relação ao vão, segundo MARSTON (1930).

Classificação	% de Deformação	Tipos de Materiais
Rígido	< 0.1	Concreto, Cerâmica
Semi-Rígido	0.1-3.0	Ferro Fundido
Flexível	> 3.0	Metal corrugado

Outras definições preferem classificar os condutos basicamente como rígidos ou flexíveis. Segundo estas classificações é considerado rígido o conduto que não se deforma o suficiente para produzir uma certa perturbação ao solo circundante. Já os condutos flexíveis são capazes de se deformar, de maneira a diminuir sua seção no eixo vertical e aumentá-la na horizontal, modificando sua seção sem levá-la a ruptura e promovendo intensa interação como o solo circundante.

A intensidade dessa interação, para condutos de um modo geral, pode ser expressa com uma porcentagem, estabelecida como a relação entre a redução do diâmetro da seção na direção vertical e o diâmetro da seção. Esta relação permite subclassificar os condutos em: flexíveis e semi-flexíveis.

Para o conduto ser considerado flexível esta relação deve atingir cerca de 5 a 10%, sendo 10% considerado um valor limite de deformação que a estrutura pode sofrer sem apresentar danos de comportamento. Os condutos rígidos e de grande diâmetro são considerados como condutos semi-flexíveis.

De maneira geral, quanto ao tipo de material constituinte são considerados como rígidos os condutos de concreto e cimento amianto, semi-flexíveis, os condutos de ferro fundido de grande diâmetro, e flexíveis os condutos metálicos de paredes delgadas (YOUNG e TROTT, 1984). Contudo, alguns autores consideram deficiente a classificação dos condutos quanto à rigidez baseada simplesmente no tipo de material constituinte ou

na relação entre deflexão e diâmetro pois os condutos podem apresentar-se com resistência e rigidez variáveis, o que dificulta o enquadramento nestas categorias. Em vista disto, modernamente, prefere-se classificar os condutos considerando solo e conduto como um sistema. (ROGERS, 1987).

De acordo com este pensamento, alguns autores, como ALLGOOD e TAKAHASHI (1972) e GUMBEL et al. (1982) propuseram classificações que consideravam a rigidez da seção transversal do conduto e do meio circundante como elemento classificador e não mais o tipo de material constituinte e a distorção da seção transversal. Estes autores definiram a rigidez do conduto como:

$$R_f = \frac{E^* I}{D_c^3}$$

Sendo:

E^* : Módulo de elasticidade do conduto no estado plano de deformação;

I : Momento de Inércia do conduto;

D_c : Diâmetro externo do conduto.

E a rigidez do solo como:

$$E_s^* = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)}$$

Sendo:

E_s : Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação;

ν_s : coeficiente de Poisson do solo.

O conduto será considerado rígido se a rigidez de sua seção transversal for superior à do solo circundante e flexível se for muito inferior. Esta comparação é feita por um índice denominado de razão de rigidez, que

é determinado pela razão entre a rigidez do solo no estado plano de deformações, e a rigidez à flexão do conduto, como:

$$R_r = \frac{E_s^*}{R_f}$$

GUMBEL et al. (1982), por exemplo, estabeleceram faixas de valores de rigidez relativa para classificar os condutos, conforme ilustra a Tabela 2.1.2.

TABELA 2.1.2 - Classificação quanto à rigidez relativa, segundo GUMBEL et al (1982).

Rigidez Relativa (R_r)	% de Carga suportada pelo Conduto	Classificação
$R_r < 10$	> 90%	Rígido
$10 < R_r < 1000$	10% à 90%	Intermediário
$R_r > 1000$	< 10%	Flexível

2.1.2 Quanto à Forma

Em relação à forma de sua seção transversal, os condutos podem-se apresentar com seção retangular, circular, lenticular, oval ou em arco. (MARSTON, 1930). A Figura 2.1.1 ilustra alguns destes tipos.

FIGURA 2.1.1 – Tipos de formas de condutos encontrados na prática.

2.1.3. Quanto ao Material

Os condutos podem ser fabricados a partir de diversos tipos de materiais, como a alvenaria de tijolos ou rochas, cerâmica, concreto, cimento-amianto, ferro fundido ou forjado, aço liso ou corrugado e madeira. (MARSTON, 1930).

Os principais tipos de materiais utilizados na produção de condutos, bem como os seus respectivos diâmetros nominais, melhor tipo de aplicação, se por gravidade ou sob pressão, e a sua classificação quanto à rigidez, são apresentados na Tabela 2.1.3 adaptada de YOUNG e TROTT (1984).

TABELA 2.1.3 - Principais tipos e propriedades de materiais utilizados como condutos, segundo YOUNG e TROTT (1984).

Material do Conduto	Diâm.Nom.(mm)	Aplicação	Classificação
Cimento Amianto	100-2500	Gravidade	Rígido
	50-2500	Pressão	
Cerâmica	75-1000	Gravidade	Rígido
Concreto Simples	≥ 150	Gravidade	Rígido
Concreto Armado	150-3000	Gravidade	Rígido
Concreto Protendido	450-3000	Gravidade	Rígido
		Pressão	
Fibra vidro	25-4000	Gravidade	Flexível
		Pressão	
Ferro dúctil	80-1600	Gravidade	Intermediário
		Pressão	
Aço	60.3-2220	Gravidade	Flexível
		Pressão	
u-PVC*	110-160	Gravidade	Flexível
	200-630	Pressão	
	17-610		
HDPE**	-	Pressão	Flexível
Fibras Asfálticas	50-225	Pressão	Flexível

* Conduto termo-plástico em Polivinil Clorido

** Conduto termo-plástico em Polyethyleno de alta densidade

YOUNG e TROTT (1984) listam alguns fatores que influenciam na escolha de um determinado tipo de material em uma obra, quais sejam:

- Capacidade de resistência;
- Diâmetros disponíveis;
- Efeito do material a ser transportado sobre o material do conduto e das juntas;
- Efeito do meio externo sobre o material do conduto e das juntas;
- No caso de água potável, o efeito do conduto e das juntas na água;

Dentre os tipos de materiais comumente utilizados destacam-se os de cerâmica, concreto, ferro fundido e plástico. A seguir, são relatados algumas particularidades dos principais materiais constituintes de condutos.

2.1.3.1 Conduto de Cerâmica

Os condutos cerâmicos são produzidos através da queima gradual do material argiloso. O processo de produção requer um trabalho intensivo e um alto consumo de combustível, mas pode ser completamente mecanizado, reduzindo as dificuldades de fabricação e melhorando o controle de qualidade do produto (YOUNG e TROTT, 1984).

Os condutos cerâmicos resistem muito bem às substâncias químicas que conduz, porém as juntas de borracha ou plástico podem não ser resistentes a substâncias orgânicas, tornando o sistema incompatível quimicamente com o líquido transportado. Uma possível solução seria optar por um material de ligação mais rígido e resistente a estas substâncias, como por exemplo o cimento. Juntas rígidas, em contrapartida, podem ocasionar problemas de ruptura e portanto de vazamento, devido à rigidez excessiva. (YOUNG e TROTT, 1984).

2.1.3.2 Conduto de Concreto

Inicialmente no processo de fabricação, o concreto fresco era simplesmente lançado em um molde vertical. Técnicas de vibração surgiram no início do século 20, utilizando equipamentos que vibravam por ação de uma centrífugadora ou por uma combinação de vibração e compactação mecânica. Isto tornou o controle do processo de produção mais rigoroso.

Embora o concreto resista muito bem as ações de águas de uso doméstico e águas correntes, é suscetível a ação de água ou solo que contenham sulfatos ou ácidos. Estas substâncias provocam a lixiviação do cimento. Os solos que contém sulfatos podem atacar o concreto executado com cimento portland comum levando a ruptura do conduto.

2.1.3.3 Conduto de materiais Ferrosos

O desenvolvimento de equipamentos capazes de produzir segmentos de grandes dimensões permitiram a produção de condutos de grandes diâmetros. Inicialmente, esta produção consistia em um processo a frio utilizando rebites como forma de junção das chapas. Mais tarde, a junção seria realizada através de soldagem elétrica.

Os condutos corrugados metálicos são originalmente produzidos através da prensagem de placas de metal galvanizado em formas curvas e corrugadas. O processo de proteção dos condutos metálicos contra corrosão é conseguido através de uma camada de zinco, betume, ou até com argamassa.

Um outro tipo de proteção utilizada é a catódica, onde ânodos são enterrados próximo ao conduto. Estes agem como se fossem um cátodo, reprimindo assim a ação corrosiva da água do solo. Normalmente a proteção catódica é utilizada associada à um dos tipos de proteção anteriormente mencionados.

2.1.3.4 Conduto Plástico

O advento de polímeros sintéticos no início do século XX permitiu que as indústrias produzissem condutos de plástico na década de 60, especialmente utilizando o PVC, Polietileno e Polipropileno.

Os condutos plásticos são resistentes aos ataques da grande maioria dos líquidos, embora certas substâncias químicas, como solventes orgânicos, possam deteriorá-los. Um outro aspecto importante é o seu comportamento perante à temperatura. Normalmente, há uma redução de sua rigidez quando transportados líquidos em alta temperatura.

2.1.4 Quanto a Forma Construtiva

Um segundo tipo de classificação de condutos enterrados importante é baseada na forma construtiva. De um modo geral, segundo SPANGLER (1951), SPANGLER (1948), WATKINS (1975), BULSON (1985), os condutos podem ser subdivididos em classes:

- Condutos em Trincheira;
- Condutos Salientes.

Os condutos em trincheira constituem estruturas instaladas em valas profundas e estreitas, executadas em terreno natural, sendo posteriormente recobertos com solo compactado. Já os condutos salientes constituem estruturas que são assentadas sobre a superfície do terreno natural, com o topo do conduto acima ou abaixo deste, e sendo posteriormente cobertos com aterro compactado. Estes podem ainda ser sub-divididos em:

- Condutos Salientes Positivos: quando instalados diretamente sobre a superfície do terreno natural com a geratriz superior situada acima da superfície do solo natural, sendo então aterrados;
- Condutos Saliente Negativos: quando são instalados em valas estreitas e rasas, com a geratriz superior situada abaixo do nível da superfície do terreno natural, sendo então aterrados.

A estrutura de conduto em trincheira e condutos salientes positivo e negativo podem ser observados na Figura 2.1.2.

FIGURA 2.1.2 - Classificações de conduto enterrado quanto a forma de instalação, segundo SPANGLER (1951).

Nos condutos sob aterro é comum delimitar três prismas de solo a saber: um prisma interno de solo que atua diretamente sobre o conduto e dois outros prismas externos, que situam-se adjacentes ao conduto, conforme pode ser visto na Figura 2.1.3. Observa-se que a altura do prisma interno nos casos de salientes positivos é menor do que o prisma externo. Se admitirmos que o prisma de maior altura recalca mais do que um de menor altura, devido às forças de peso próprio, na interface do prisma vertical serão geradas forças cisalhantes descendentes. Se aterro for suficientemente alto, haverá uma posição neste onde estas forças irão se estabilizar, e acima desta não haverá recalques diferenciais entre os três prismas, neste caso temos a condição de saliência incompleta. Já, se o aterro não tiver altura suficiente para dissipar as forças cisalhantes, imagina-se que estas forças se estabilizariam a numa posição superior a do topo do aterro, neste caso trata-se da condição de saliência completa. Esta posição no aterro foi denominada de Plano de Igual Recalque, e foi estabelecida matematicamente por MARSTON (1930).

FIGURA 2.1.3 – Atuação dos prismas de solo sobre o conduto para condição de saliência completa e incompleta.

A partir destas combinações pode-se definir subclasses para a classificação de condutos salientes positivos, que são denominadas por MARSTON (1930) como:

- condição de saliência completa: relativo à condutos rígidos ou semi-rígidos sob aterros baixos, ou seja a altura do aterro é inferior a altura do plano de igual recalque ;
- condição de saliência incompleta: relativo à condutos rígidos ou semi-rígidos sob aterros altos, ou seja quando a altura do aterro é superior a altura do plano de igual recalque;
- condição de trincheira completa: relativo à condutos flexíveis sob aterros baixos, ou seja a altura do aterro é inferior a altura do plano de igual recalque;
- condição de trincheira incompleta: relativo à condutos flexíveis sob aterros altos, ou seja quando a altura do aterro é superior a altura do plano de igual recalque.

A seguir é apresentado um diagrama, Figura 2.1.4, elaborado por SPANGLER (1951), que ilustra as classificações de condutos enterrados quanto à forma construtiva e suas respectivas subclasses.

FIGURA 2.1.4 - Diagrama de classes e subclasses de conduto enterrado, segundo a forma construtiva de acordo com SPANGLER (1951).

Em função da forma de instalação do conduto e do movimento relativo entre massas de solo situadas no entorno do conduto ocorre uma redistribuição de tensões que pode provocar redução ou acréscimo de tensões sobre a estrutura. O mecanismo de atuação de tensões e cargas sobre os condutos enterrados serão abordados nos itens 2.2 e 2.3 deste capítulo.

2.2 ARQUEAMENTO DOS SOLOS

O arqueamento do solo é um dos principais fenômenos relacionados ao estudo do comportamento mecânico de estruturas enterradas. Seu estudo foi iniciado em 1845 com a teoria de Jansen aplicada a silos. Posteriormente, em 1913, Marston e Anderson definiram equações para o cálculo da carga atuante em estruturas enterradas em vala já levando em conta a atuação do arqueamento utilizando esta mesma teoria.

TERZAGHI (1943), descreveu um experimento simples de laboratório em que o arqueamento do solo foi estabelecido em função de

deslocamentos. Desde então, vários estudos foram direcionados para este assunto, como os de LUSCHER e HÖEG (1965), GETZLER et al (1968), WATKINS (1975), BULSON (1985), HANDY (1985), ONO e YAMADA (1993) e MCKELVEYIII (1994).

Basicamente, o arqueamento do solo pode ser definido como o redirecionamento das cargas atuantes na estrutura (peso próprio do aterro e sobrecargas) que ocorre devido a uma redistribuição de tensões provocada pelo movimento relativo entre massas de solo adjacentes, podendo gerar uma redução ou um acréscimo de carga na estrutura. Portanto, sua consideração no projeto de um conduto enterrado é muito importante, pois afeta diretamente na quantificação da carga total atuante na estrutura.

O arqueamento do solo é influenciado por diversos fatores: características do solo, geometria e rigidez da estrutura e a sobrecarga. De uma maneira geral, seu modo de atuação pode ser classificado de duas maneiras:

- Arqueamento Positivo do Solo
- Arqueamento Negativo do Solo.

Para ilustrar este comportamento e tomando como base um conduto enterrado em vala apresenta-se a Figura 2.2.1, na qual a região de solo que atua diretamente sobre o conduto é representada como Região 1, e os prismas laterais de solo natural como Regiões 2 e 3 (SPANGLER, 1948).

FIGURA 2.2.1 - Princípio do Comportamento das Cargas sobre Condutos enterrados Rígidos e Flexíveis, segundo a descrição de Spangler, 1948.

Na situação (a), considera-se um conduto mais flexível que o solo natural. A estrutura então se deforma devido a atuação do peso próprio do solo da região 1, que por sua vez tende a descer gerando tensões de cisalhamento nos planos verticais formados com o solo natural da região 2. Esta transferência de tensão do maciço deformado para o solo adjacente reduz a carga sobre a estrutura, e acrescenta tensões na região ao redor da mesma. Este efeito é classificado como Arqueamento Positivo do Solo.

Na situação (b), considera-se um conduto mais rígido que o solo natural. Neste caso, os deslocamentos dos prismas da região 3 geram tensões cisalhantes nos planos verticais formados com o aterro da região 1, aumentando a carga sobre o conduto. Este efeito é classificado como Arqueamento Negativo do Solo.

Através das definições anteriores, pode-se concluir que a qualidade do solo de envolvimento lateral de um conduto flexível é de extrema importância, pois quanto mais rígido em relação ao conduto, menor será a atuação de carga sobre o mesmo. Enquanto que, os condutos rígidos não contam com este auxílio do solo de envolvimento lateral.

BULSON (1985) afirma que, de maneira geral, estruturas flexíveis compostas de paredes delgadas tendem a apresentar o arqueamento positivo do solo.

O estudo do modelo analítico do fenômeno de arqueamento realizado por GETZLER et al (1968) evidenciou a tendência de aumento do efeito do arqueamento com a profundidade de instalação, e também ao acréscimo de cargas externas. Mostrou ainda, os efeitos da forma da estrutura sobre o arqueamento. Estes são maiores em estruturas com formas de arco do que em estruturas que possuam topos mais retos.

A maioria dos autores admitem que a distribuição de tensões verticais sobre o conduto seja uniforme e calculam a carga atuante através do equilíbrio de forças verticais realizado em um elemento retangular, Figura 2.2.2. As forças consideradas são devidas à tensão vertical do prisma de solo aplicado sobre o elemento, e a resistência ao cisalhamento na interface entre o elemento e o solo adjacente, resultando na equação genérica de cargas atuantes sobre condutos enterrados, equações 2.2.2 e 2.2.3, descrita por Marston em 1913, para um ponto na face superior do elemento.

Esta teoria foi desenvolvida considerando um conduto enterrado em uma vala de profundidade H_c e largura bd , tomando um elemento horizontal de espessura d_{Hp} a uma profundidade H_p . Outras hipóteses assumidas são que a densidade e o atrito do solo (μ') são constantes com a profundidade, e que a força de cisalhamento nas laterais da vala tem uma relação direta com a pressão horizontal que o aterro exerce sobre as paredes da vala, admitindo o coeficiente de empuxo ativo (K) de Rankine, equação 2.2.1.

FIGURA 2.2.2 - Equilíbrio de forças verticais atuantes sobre o conduto em trincheira de acordo com a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1948).

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.2.1)$$

Do equilíbrio de forças verticais deste sistema resulta a equação 2.2.2:

$$P + dP = P + \gamma \cdot b_d \cdot dH_p - 2K\mu' \cdot \frac{P}{b_d} \cdot dH_p \quad (2.2.2)$$

A solução para esta equação diferencial constitui na equação 2.2.3.

$$P = \gamma \cdot b_d^2 \cdot \left(\frac{1 - e^{-\left(\frac{2K\mu'}{b_d}\right) \cdot H_p}}{2 \cdot K \cdot \mu'} \right) \quad (2.2.3)$$

KRYNINE (1945), observou que nas paredes da vala as tensões atuantes não são as principais, pois a ruptura ocorre por cisalhamento ao longo do plano vertical, como considerado na Figura 2.2.2. O autor sugere então, a consideração da razão entre as tensões vertical e horizontal que atuam neste plano de ruptura, determinada a partir de um círculo de MOHR,

Figura 2.2.3, que define o estado de tensões sobre um elemento do solo de reaterro, no contanto com a parede da vala.

FIGURA 2.2.3 – Círculo de Mohr descrito por KRYNINE (1945) para determinar a razão entre tensões horizontais e verticais.

Neste círculo o pólo situa-se no ponto P, de tal forma que a tensão vertical, σ_v , é definida pelo segmento CD e a tensão horizontal pelo seguimento AB, e se:

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\overline{AB} = R \cdot \frac{\cos \phi}{\operatorname{tg} \phi} = \frac{R \cdot \cos \phi^2}{\operatorname{sen} \phi}$$

$$\overline{CD} = AB + 2 \cdot R \cdot \operatorname{sen} \phi$$

Logo,

$$K = \frac{\overline{AB}}{\overline{CD}} = \frac{\frac{R \cos \phi^2}{\operatorname{sen} \phi}}{\frac{R \cdot \cos \phi^2}{\operatorname{sen} \phi} + 2 \cdot R \cdot \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi^2}{1 + \operatorname{sen} \phi^2} \quad (2.2.4)$$

Uma outra abordagem, apresentada por HANDY (1985), estabelece a razão de tensões horizontais e verticais do elemento na interface. O autor propôs, a partir da mecânica básica de materiais, um coeficiente para a transferência de carga diferente das duas sugestões anteriores. O autor discorda da expressão apresentada por Krynine pois, a tensão vertical atuante junto as paredes laterais é menor que as tensões verticais médias

ao longo da largura do elemento. As considerações teóricas são baseadas na análise de duas paredes verticais paralelas, preenchidas com aterro de material granular, e de sua representação através do círculo de Mohr, Figura 2.2.4. O plano principal menor (ppm) desenhado através do pólo do círculo mostra a direção da tensão principal maior, enquanto que a trajetória da tensão principal menor define um arco continuamente comprimido.

FIGURA 2.2.4 - Representação das considerações teóricas através do círculo de Mohr, por HANDY (1985).

A região de contato do elemento com a parede possui forma triangular e o seu equilíbrio de tensões horizontais constituem as equações 2.2.5 e 2.2.6.

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \quad (2.2.5)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \quad (2.2.6)$$

Dividindo a equação 2.2.5 por σ_1 , e assumindo a razão de σ_3/σ_1 igual a K_a temos a equação 2.2.7.

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta \quad (2.2.7)$$

E desde que $\sigma_h - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_v$ temos a equação 2.2.8. A razão entre as duas últimas equações fornece a equação genérica 2.2.9 para determinação de K. Observa-se que para superfícies lisas onde $\theta = 90^\circ$ conserva-se a equação de Rankine, e para superfícies rugosas, $\theta = 45^\circ + \phi/2$, a equação de Krynine.

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta \quad (2.2.8)$$

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta} \quad (2.2.9)$$

A forma sugerida pelo autor para a forma geométrica desenvolvida pelas tensões principais menores é de uma catenária. Esta deverá ser côncava para cima se o arco é de suporte, ou côncava para baixo, se for o contrário.

A equação da catenária possui um coeficiente 'a' que é função do ângulo de atrito, conforme ilustra a Tabela 2.2.1, e um valor x para a distância relativa da linha de centro até um limite de ± 1 . Fornecendo as várias trajetórias dos arcos conforme a Figura 2.2.5, e admitindo-se a condição de parede rugosa com $\delta = \phi$ e $\theta = 45^\circ - \phi/2$, chega-se a:

$$y = \frac{a}{2} \left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) + \exp\left(\frac{-x}{a}\right) \right] \quad (2.2.10)$$

TABELA 2.2.1 - Valores do parâmetro 'a' em função do ângulo de atrito interno, HANDY(1985).

ϕ ($^\circ$)	0	10	20	30	40
a	1.135	1.311	1.532	1.820	2.218

FIGURA 2.2.5 - Catenária do arco das tensões σ_3 segundo a variação do atrito, HANDY (1985).

Para problemas como o de condutos, é adotada uma tensão vertical média, conforme a Figura 2.2.2, $\sigma_m = P/b_d$, e foi observado que a relação entre a σ_v e σ_1 , através do elemento pode ser aproximada pela relação $\sigma_m/\sigma_1=0,946$ para ϕ entre 10° e 40° . Então, determina-se um coeficiente K_w conforme ilustra a equação 2.2.11.

$$K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \frac{\sigma_h}{\sigma_m} = 1.06(\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta) \quad (2.2.11)$$

QUINLAN (1987) questiona a forma de catenária sugerida por Handy, pois estudos sobre a formação do arco no solo, aplicando-se a teoria da elasticidade, em conjunto com sua verificação através de ensaios de laboratório, mostraram fatores que influenciam e favorecem a variação da forma de arco no solo. O autor cita os ensaios realizados por Lobban, que utilizou uma caixa preenchida com solo e que dispunha de um alçapão em sua base, e optou por variar os parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ) do material. A variação do ângulo de atrito provocou um pequeno efeito sobre a forma do arco, enquanto que as mudanças de coesão influenciaram muito. Os altos valores de coesão favoreceram o desenvolvimento de um arco pequeno e baixo, já os valores baixos desenvolveram arcos maiores e mais largos. Concluiu que a adoção da

forma de catenária pode ocorrer, mas o que pode-se observar dos resultados práticos são outras formas arcos, tais como parabólica, elíptica ou hemisférica.

2.3 ATUAÇÃO DAS CARGAS SOBRE CONDUTOS ENTERRADOS

Os processos utilizados no cálculo de cargas verticais em condutos enterrados foram primeiramente desenvolvidos por Marston em 1913, e complementados por Spangler que desenvolveu uma expressão para cálculo de deflexão de condutos flexíveis. Outros trabalhos como de MARSTON (1930), SPANGLER (1948), SPANGLER (1951), YOUNG e TROTT (1984), são baseados na teoria de Marston-Spangler.

As cargas verticais que atuam sobre condutos podem ser:

- de peso próprio do solo de cobertura;
- sobrecargas aplicadas sobre a superfície do aterro, podendo estas serem estáticas ou móveis, ou ainda concentradas ou distribuídas.

2.3.1 Cargas devido ao aterro atuantes em Condutos enterrados em trincheira.

Considerando-se um conduto enterrado em uma vala de profundidade H_c e largura b_d . Admitindo-se um elemento horizontal de espessura d_{Hp} a uma profundidade H_p . A carga atuante sobre este elemento é P , conforme mostra a Figura 2.3.1. Outras hipóteses assumidas são que a densidade e o atrito do solo (μ') são constantes com a profundidade, e que a força de cisalhamento nas laterais da vala tem uma relação direta com a pressão horizontal que o aterro exerce sobre as paredes da vala, admitindo o coeficiente de empuxo ativo (K) de Rankine.

FIGURA 2.3.1 - Forças verticais atuantes sobre o conduto em trincheira, segundo a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1948).

O equilíbrio de forças verticais deste sistema resulta a equação 2.3.1:

$$P + dP = P + \gamma \cdot b_d \cdot dH_p - 2K\mu' \cdot \frac{P}{b_d} \cdot dH_p \quad (2.3.1)$$

a solução para esta equação diferencial constitui a equação 2.3.2

$$P = \gamma \cdot b_d^2 \cdot \left(\frac{1 - e^{-\left(\frac{2K\mu'}{b_d}\right) \cdot H_p}}{2 \cdot K \cdot \mu'} \right) \quad (2.3.2)$$

Tomando-se as variáveis do último termo da equação determina-se o coeficiente de carga (C), que pode ser diretamente obtido através de gráficos da relação entre H_c/b_d e o tipo do material de aterro. A partir destas considerações foi estabelecida a fórmula genérica, equação 2.3.3 para o cálculo de carga atuante sobre condutos rígidos em Trincheira.

$$P = C \times \gamma \times b^2 \quad (2.3.3)$$

sendo:

P : a carga devido ao aterro;

C : coeficiente de carga do conduto, Cd se conduto em trincheira, e Cc ou Cn se condutos salientes;

γ : Peso específico do aterro;

b : Largura horizontal, b_c do conduto ou b_d da vala;

Como a carga total absorvida pelo conduto depende da rigidez relativa entre o conduto e o material do aterro, SPANGLER (1948) modificou a equação genérica de Marston para ser aplicada também para condutos flexíveis em aterros compactos equações 2.3.4 e 2.3.5.

$$P_c = C_d \times \gamma \times b_c \times b_d \quad (2.3.4)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu \frac{H_c}{b_d}}}{2K\mu} \quad (2.3.5)$$

2.3.2 Cargas devido ao aterro atuantes em Condutos Salientes enterrados.

Para quantificarmos a carga atuante no topo de condutos salientes enterrados é necessário primeiramente determinarmos a razão de recalque. Em se tratando de condutos de saliência positiva este parâmetro semi-empírico é definido como a razão entre as diferenças de recalque do plano crítico, que é o plano horizontal tangente ao topo do conduto, e o recalque do topo do conduto, conforme ilustra a Figura 2.3.2. Este parâmetro é obtido da equação 2.3.6.

FIGURA 2.3.2 – Razão de recalque para a condição de saliência positiva.

$$r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m} \quad (2.3.6)$$

sendo:

r_{sd} a razão de recalque para condutos enterrados em saliência positiva;

s_g o recalque do terreno natural adjacente ao conduto;

s_m o recalque do aterro;

$s_g + s_m$ o recalque do plano crítico;

s_f o recalque da base do conduto;

d_c a deflexão do conduto;

$s_f + d_c$ o recalque do topo do conduto;

SPANGLER (1951) estabeleceu através de trabalhos experimentais valores para a razão de recalque em função da rigidez do conduto e do tipo de solo da fundação ou aterro. Os valores recomendados pelo autor estão apresentados na Tabela 2.3.1

TABELA 2.3.1 – Valores da razão de recalque, segundo SPANGLER (1951).

Condições	Razão de Recalque (r_{sd})
Conduto Rígido, fundação de rocha ou solo indeslocável	+1,0
Conduto Rígido em fundação de solo natural	+0,5 à 0,8
Conduto Rígido em fundação de material que desloca em relação ao solo adjacente	0 à +0,5
Conduto Flexível com solo adjacente pouco compactados	-0,4 à 0
Conduto Flexível com solo adjacente bem compactados	-0,2 à +0,8

A razão de recalque positiva indica que o solo adjacente ao conduto recalca mais que o prisma de aterro sobre o conduto, e que portanto, trata-se do efeito do arqueamento negativo, ou seja, não há alívio da carga atuante sobre o conduto. Já a razão de recalque negativa é representativa do fenômeno do arqueamento positivo. RICO RODRIGUEZ e DEL CASTILLO (1989).

A partir da definição genérica da Teoria de Marston para cargas atuantes sobre condutos salientes enterrados, define-se para a condição de carga para condutos salientes positivos a equação 2.3.7

$$P_c = C_c \times \gamma \times b_c^2 \quad (2.3.7)$$

Para a condição de saliência positiva completa, o coeficiente de carga C_c é determinado conforme equação 2.3.8, e para saliência positiva incompleta conforme equação 2.3.9. Estes coeficientes são determinados a partir da somatória de forças verticais para a condição de saliência positiva completa ou incompleta conforme mostrado na Figura 2.3.1.

$$C_c = \frac{e^{\pm K\mu \frac{H_c}{b_c}} - 1}{\pm 2K\mu} \quad (2.3.8)$$

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{b_c}} - 1}{\pm 2K\mu} + \left(\frac{H_c}{b_c} - \frac{H_e}{b_c} \right) e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{b_c}} \quad (2.3.9)$$

O sinal do expoente é positivo quando a razão de recalque é positiva, e negativo quando esta for negativa.

A carga atuante sobre condutos salientes negativos enterrados, é determinada pela equação 2.3.10 para a condição de vala completa, e pela equação 2.3.11 para a condição de vala incompleta.

$$P_c = C_n \times \gamma \times b_d^2 \quad (2.3.10)$$

$$P_c = C_n \times \gamma \times b_c^2 \quad (2.3.11)$$

Neste caso, o coeficiente de carga C_n é determinado graficamente através de correlações entre as razões de Altura do Aterro pela largura da vala (H/b_d); e o produto da razão de recalque pelo parâmetro de razão de projeção (SPANGLER, 1951).

A razão de projeção é igual a distância do topo do conduto dividida pela largura da vala. O plano crítico para condutos enterrados de saliência negativa é o plano horizontal no nível do terreno natural. A razão de recalque para a condição de saliência negativa é obtida dividindo-se a diferença entre os recalques do terreno natural e o plano crítico de recalque pelo recalque do prisma de solo da vala, conforme mostra a Figura 2.3.3.

$$r_{sd} = \frac{s_g - (s_d + s_f + d_c)}{s_d} \quad (2.3.12)$$

sendo:

r_{sd} a razão de recalque para condutos enterrados em saliência negativa;

s_g o recalque do terreno natural;

s_f o recalque da base do conduto;

d_c a deflexão do conduto;

$s_d + s_f + d_c$ o recalque do plano crítico para conduto e saliência negativa;

FIGURA 2.3.3 – Condição de saliência negativa.

Os gráficos propostos por SPANGLER (1951) para a razão de projeção 0,5 e 1,0 estão apresentados na Figura 2.3.4

FIGURA 2.3.4 – Gráficos para determinação do Coeficiente C_n para condutos enterrados em saliência negativa para $p=0,5$ e $p=1,0$.

2.3.3 Sobrecargas atuantes em Condutos enterrados

MARSTON (1930) apresentou equações matemáticas para cálculo do acréscimo de tensão vertical devido à ação de sobrecargas aplicadas sobre a superfície do aterro.

Os acréscimos de tensão vertical devidos às sobrecargas concentradas, podem ser calculados pela equação 2.3.13. Considera-se neste cálculo a carga aplicada na superfície (T) e a área (A) da região no topo do conduto. Assume-se um coeficiente de impacto (I_c) de valor unitário se carga é estática ou de 1,5 à 2,0 se carga é móvel. O coeficiente de sobrecarga concentrada (C_t) é dado pela equação 2.3.14.

$$P_t = \frac{1}{A} \cdot I_c \cdot C_t \cdot T \quad (2.3.13)$$

$$C_t = a \cdot \sum \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{H^3}{H_s^5} \quad (2.3.14)$$

Quanto às sobrecargas distribuídas, atuantes em condutos enterrados em trincheira, o acréscimo de tensões verticais é determinado através da equação 2.3.15, assumindo um coeficiente de sobrecarga distribuída (C_{us}) como mostra a equação 2.3.16.

$$P_{us} = C_{us} \cdot b_d \cdot U_s \quad (2.3.15)$$

$$C_{us} = e^{-2, K_u \cdot \frac{H}{bd}} \quad (2.3.16)$$

Os valores de C_{us} podem ser obtidos graficamente ou através da Tabela 2.3.2 que correlaciona a razão entre a altura do aterro e a largura da vala com o tipo de solo do aterro.

TABELA 2.3.2 – Valores do Coeficiente C_{us} , segundo MARSTON (1930).

H/B _d	Areia e Solo Superficial úmido	Solo superficial Saturado	Argila úmida	Argila Saturada
0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,50	0,85	0,86	0,88	0,89
1,0	0,72	0,75	0,77	0,80
1,5	0,61	0,64	0,67	0,72
2,0	0,52	0,55	0,59	0,64
2,5	0,44	0,48	0,52	0,57
3,0	0,37	0,41	0,45	0,51
4,0	0,27	0,31	0,35	0,41
5,0	0,19	0,23	0,27	0,33
6,0	0,14	0,17	0,20	0,26
8,0	0,07	0,09	0,12	0,17
10	0,04	0,05	0,07	0,11

2.3.4 Cargas Móveis

Uma outra consideração de grande importância em estruturas enterradas de grandes dimensões, que são comumente utilizadas como passagens inferiores sob rodovias ou ferrovias, é a carga móvel atuante, cujo efeito conduz a um aumento das forças e momentos atuantes sobre a estrutura. O nível de tensão atuante no topo do conduto está relacionado também à altura de cobertura do aterro.

Os acréscimos de tensões sobre o conduto devido a cargas móveis é calculado a partir da escolha de um trem tipo. O trem-tipo denominado HS-20, utilizado pela AASHTO (1960), conduz às cargas apresentadas na Tabela 2.3.3. Um veículo do tipo HS-20 é definido pela AASHTO, como um veículo cujo o peso é 40 kips, o que corresponde a 178 kN. A distribuição desta carga é de 80% no eixo traseiro e 20% no eixo dianteiro, conforme mostra a Figura 2.3.5.

FIGURA 2.3.5 - Trem tipo HS-20 definido pela AASHTO.

TABELA 2.3.3 - Acréscimo de Tensões atuantes sobre condutos devido a cargas móveis de um veículo HS-20 aplicadas à superfície de um aterro, segundo DUNCAN (1979).

Profundidade (m)	0,3	0,6	0,9	1,5	2,1	3,0	4,5	6	9	15	30	45	60
Carga sobre o Conduto (kN/m)	89	69	53	38	35	29	23	19	13	9	4,4	3	3

YOUNG e TROTT (1984) apresentam um gráfico, Figura 2.3.6, que fornece o valor da tensão que é produzida por cargas móveis de veículos em rodovias sobre condutos, segundo a norma britânica BS 5400, considerando

via simples e dois tipos de combinações de carga de projeto: o tipo RU e o tipo RL.

FIGURA 2.3.6 - Valores de acréscimo de tensão vertical devido a carga móvel de veículos tipo RU e RL, segundo a norma BS 5400. YOUNG e TROTT (1984).

O tipo RU admite dois trens de carga, sendo cada um constituído por quatro cargas concentradas de 125 kN, e no comprimento restante por uma carga uniformemente distribuída de 40 kN/m. Estes valores são referentes a cargas estáticas e devem ser multiplicadas por um fator dinâmico igual à 2,0 para condutos de diâmetro superior a 3,0 m.

Já o tipo RL assume dois trens de carga, sendo cada um com um carregamento uniformemente distribuído de 25 kN/m e uma carga concentrada de 100 kN. Assume-se um fator dinâmico igual à 1,20.

A carga atuante sobre o conduto devido a este tipo de carregamento em superfície é obtido pela multiplicação da tensão aplicada e o diâmetro do conduto.

MEYERHOF e FISHER (1963) consideram desnecessária a consideração de cargas móveis para aterros com alturas superiores a 3 m quando sob rodovias, e superiores a 9 m quando sob ferrovias.

Na Tabela 2.3.4 apresenta-se relações entre tensões atuantes sobre condutos enterrados e as variações da altura de cobertura do aterro, e ainda, o traçado da curva média interpolada desta relação, de acordo com a ASTM B 790 (1996).

TABELA 2.3.4 - Tensão vertical atuante sobre as estruturas enterradas devido às cargas de veículos (LL). (ASTM B 790, 1996).

Como se vê, as cargas dos veículos que circulam sobre a superfície do aterro são dissipadas muito rapidamente com a profundidade. Apenas para baixas alturas de cobertura o efeito do movimento do veículo provoca tensões elevadas sobre o conduto.

Para atenuar o efeito das cargas devido ao tráfego, a norma ASTM B 790 (1996) delimita alturas mínimas de aterro sob rodovias e ferrovias. No caso de rodovias, a altura mínima recomendada não deve ser inferior a 0,30m, e para ferrovias a altura mínima recomendada é de 0,30m sobre condutos de seção circular e de 0,60m para condutos na forma de arcos. Entretanto, na maioria das vezes, durante a construção, os condutos podem estar sujeitos as cargas de veículos de compactação pesados. Neste caso, a norma é bastante cautelosa e recomenda que a altura mínima para que este tipo de veículo possa transitar com segurança e sem provocar danos à estrutura sobre a estrutura é de 1,22m, podendo ser alterada em função das condições de campo ou por experiência.

2.4 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS FLEXÍVEIS DE GRANDES DIÂMETROS

2.4.1 Efeito da Compactação

Um dos fatores que controlam o comportamento de estruturas flexíveis enterradas é o grau de compactação do solo que envolve a estrutura.

SEED e YU OU (1986) mostraram através de simulação numérica e de medições no campo que a compactação é um fator muito relevante na modelagem numérica, pois provoca esforços significativos no conduto durante a sua execução.

No processo de instalação após o posicionamento do conduto sobre o berço, inicia-se o processo de lançamento e compactação das camadas de solo de cobertura. No final do processo construtivo atuam as cargas devido ao peso próprio do conduto e do solo envolvente, além dos acréscimos de cargas devido ao efeito da compactação do solo.

ZORN e VAN DEN BERG (1990) verificaram que com um acréscimo de 20% da densidade relativa do solo os resultados de deflexões da análise numérica condiz com os resultados de campo, e que portanto, o acréscimo da densidade relativa pode representar o efeito da compactação nas análises numéricas.

A Figura 2.4.1 mostra os acréscimos do diâmetro vertical devido ao efeito da compactação durante a execução de um aterro, e a Figura 2.4.2 a diferença dos resultados de deslocamentos no campo quando considerado e não considerado o efeito da compactação.

FIGURA 2.4.1 - Acréscimo do diâmetro vertical devido ao efeito da compactação.

FIGURA 2.4.2 – Deslocamentos verticais comparados aos resultados numéricos considerando e não considerando o efeito da compactação.

2.4.2 Distribuição de Tensões sobre Condutos Flexíveis

Condutos flexíveis quando instalados deformam-se sob a ação do aterro, com redução do diâmetro vertical e aumento do horizontal. Este movimento das paredes do conduto no sentido horizontal contra o solo circundante, mobiliza uma resistência e impede que o conduto possa continuar se deformando.

SPANGLER (1948) propôs uma distribuição de tensão ao redor do conduto conforme mostra a Figura 2.4.3 em que:

- a) a tensão vertical é a determinada pela teoria de Marston e é distribuída uniformemente em toda a largura do conduto;
- b) sua reação é vertical e uniformemente distribuída sobre o berço do conduto;
- c) A tensão exercida nas paredes laterais do conduto é distribuída parabolicamente, com valor máximo atuando no centro da parábola, e com valor igual ao módulo de reação do material multiplicado pela metade da deflexão horizontal. Esta ação horizontal desenvolve-se segundo um ângulo central de 100° .

FIGURA 2.4.3 - Distribuição de tensões em condutos flexíveis de acordo com a teoria de Marston, segundo SPANGLER (1951).

Entretanto, nos trabalhos de MEYERHOF e FISHER (1963) e LUSCHER e HÖEG (1964), a distribuição da pressão atuante é considerada uniforme e aplicada radialmente em todo o conduto.

Experiências de campo com conduto flexíveis enterrados têm mostrado que sob aterro em areia, silte e argila com altura superior ao diâmetro do conduto, a tensão vertical atuante sob o conduto varia entre 50 a 90% da pressão vertical do solo (MEYERHOF e FISHER, 1963).

WHITE e LAYER (1960) desenvolveram a teoria de compressão do anel que assume que a resistência das paredes do conduto é capaz de suportar a tensão de compressão devida a pressão hidrostática de solo, ou seja, a pressão atuante sobre o conduto é função da compressão atuante na parede do conduto. A Figura 2.4.4 ilustra a atuação da pressão sobre uma estrutura em arco e a formulação para a determinação desta.

FIGURA 2.4.4 - Distribuição de tensões em condutos de acordo com a teoria de compressão do anel, segundo WHITE e LAYER (1960).

2.4.3 Deflexão de Condutos Flexíveis

SPANGLER (1951) formulou a expressão de Iowa equação 2.4.1 que determina a deflexão máxima de condutos flexíveis sujeitos a carregamento, baseado em experimentos realizados em condutos de metal cuja resistência de suporte é devido a reação lateral do solo nos prismas adjacentes. A equação é função da constante de berço (K), da carga vertical (W_c), do raio (r), módulo de elasticidade (E) e inércia (I) do conduto, do módulo de reação do solo (K_s), e de um fator de deflexão (D_l).

$$\Delta_x = D_l \frac{K.W_c.r^3}{EI + 0,061.K_s.r^4} \quad (2.4.1)$$

A variável D_l pode variar de 1,25 à 1,50 de acordo com as deflexões observadas em laboratório pelo autor. Para a constante de berço o valor empregado usualmente é 0,1, mas pode variar de 0,1 a 0,083 em função do ângulo de berço. O produto EI pode ser determinado através de ensaios de 3-cutelos. O módulo de reação do solo (K_s) é função da geometria, da profundidade e rigidez do conduto e das propriedades elásticas do solo. OKEAGU et al (1984) apresentam na Tabela 2.4.1, várias formas de cálculo de K_s segundo alguns autores

MEYERHOF e FISHER (1963) afirmam que devido a baixa rigidez (EI) dos condutos flexíveis, esta pode ser descartada no cálculo da deflexão máxima, e sugerem uma outra formulação, conforme equação 2.4.2.

$$\Delta_x = 2,7.W_c.K_s \quad (2.4.2)$$

TABELA 2.4.1 - Formulações para o Módulo de reação do Solo (K_s). OKEAGU (1984).

Autores	Cálculo de K_s
Luscher (1966)	$K_s = \frac{E_s \left[1 - \left(\frac{R_i}{R_0} \right)^2 \right]}{(1 + \mu_s) \left\{ 1 + \left[\frac{R_i}{R_0} \right]^2 (1 - 2\mu_s) \right\} R}$
Meyerhof e Baike (1963)	$K_s = \frac{E_s}{2(1 - \mu_s^2) R}$
Kloppel e Glock (1970)	$K_s = \frac{E_s}{R(1 + \mu_s)}$
Okeagu e Abdel-Sayed (1984)	$K_s = \beta \cdot C_d \cdot C_\theta \cdot \sqrt{\frac{H}{D}} \quad \text{ou} \quad K_s = 0,2 \cdot K_{s_v}$

2.4.4 Ruptura de Condutos Flexíveis

A capacidade de suporte de um conduto flexível depende de uma composição de ações que envolve o conduto e o solo circundante. Pode-se destacar quatro principais maneiras pelas quais o conduto pode ser levado à ruptura:

- a) Ruptura por compressão excessiva: pode ocorrer quando o conduto apresenta baixos níveis de deformações sob carregamento crescente, de tal forma que se possa atingir a ruptura por plastificação do material;
- b) Ruptura por deformação excessiva: ocorre quando o conduto não é eficientemente impedido de deformar lateralmente e há progressivo acréscimo de carga, Figura 2.4.5 (a);
- c) Ruptura por flambagem: pode levar a ruptura quando o conduto é eficientemente impedido de deformar em sua lateral, de modo a não permitir a deformação excessiva. Contudo se a parede do conduto for delgada poderá desenvolver-se uma flambagem local, Figura 2.4.5 (b);
- d) Ruptura por *Creep* (deformação lenta): é devida a ação de tensões elevadas durante um longo período. Figura 2.4.5 (c).

FIGURA 2.4.5- Tipos de Ruptura de Condutos Flexíveis. YOUNG e TROTT (1984).

MOORE et al (1988) definem a flambagem em condutos enterrados como a perda de sua resistência à flexão e sugerem a aplicação de soluções baseadas na mecânica do contínuo, pois permite considerar de maneira mais real as propriedades e geometria do solo. Comparando-se os resultados obtidos nas teorias tradicionais com as da teoria do contínuo, estas apresentam-se menos conservadoras, a menos quando as estruturas instaladas são rasas, isto é, próximas à superfície.

ZORN e VAN DEN BERG (1990) estudaram os mecanismos de ruptura de condutos flexíveis implantadas em aterro de material granular homogêneo, com fundação composta do mesmo tipo solo e com fundação em solo mole. A ruptura em fundação em solos arenosos inicia-se por uma fissura em seu topo causada pela deformação excessiva do conduto. Já quando a fundação é de solo mole, a ruptura se dá devido a deformação excessiva da camada de solo mole da fundação, conforme mostra a Figura 2.4.6.

FIGURA 2.4.6 – Mecanismo de ruptura de condutos flexíveis em solos granulares e sobre solo mole na fundação. (ZORN e VAN DEN BERG, 1990)

2.5 MODELO HIPERBÓLICO

De maneira geral, os solos apresentam uma relação tensão x deformação não-linear. Diversos estudos de como se considerar esta relação constitutiva já foram realizadas. Funções matemáticas, baseadas em parábolas, hipérboles, polinômios, dentre outros, já foram utilizados para representar este comportamento.

KONDNER (1963) definiu um diagrama tensão x deformação seguindo a equação de uma hipérbole para descrever o comportamento dos solos, conforme a equação 2.5.1 e a Figura 2.5.1. Esta equação é baseada em parâmetros obtidos de ensaios triaxiais.

FIGURA 2.5.1 - Representação hiperbólica da curva tensão x deformação.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\left(\frac{1}{E_i}\right) + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (2.5.1)$$

onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a diferença de tensões principais

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é o valor assintótico das diferença de tensões principais para a máxima deformação

E_i é o módulo de elasticidade inicial

O modelo admite uma relação entre a diferença de tensões principais na ruptura e a diferença de tensões principais no estado último, como a razão de ruptura, equação 2.5.2.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.5.2)$$

A variação do módulo tangente inicial com a tensão de confinamento (σ_3) pode ser representada, como sugerido por JANBU (1963), pela equação 2.5.3.

$$E_i = K.Pa.\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad (2.5.3)$$

sendo:

K e n fatores adimensionais, obtidos do gráfico de $\text{Log}(\sigma_3/Pa)$ x $\text{Log}(E_i/Pa)$

Pa a pressão atmosférica

A diferença de tensões na ruptura é função da tensão de confinamento e dos parâmetros de resistência do solo, segundo o critério de Mohr-Coulomb, e está apresentada na equação 2.5.4.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2.c.\cos\phi + 2.\sigma_3.\sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.5.4)$$

sendo:

ϕ o ângulo de atrito interno do solo

c parâmetro de coesão do solo

Diferenciando-se a equação 2.5.1 em função de ε [$d(\sigma_1 - \sigma_3)/d(\varepsilon)$], e substituindo nas equações 2.5.2 a 2.5.4, obtém-se a equação do módulo tangente, equação 2.5.5. (DUNCAN et al, 1980).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f.(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2.c.\cos\phi + 2.\sigma_3.\sin\phi} \right]^2 . K.Pa.\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad (2.5.5)$$

DUNCAN et al (1980) demonstraram que a variação do ângulo de atrito interno é função de σ_3 , conforme a equação 2.5.6

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad (2.5.6)$$

onde:

ϕ_0 é o ângulo de atrito interno para $\sigma_3=Pa$

$\Delta\phi$ é a redução do ângulo de atrito em função do acréscimo de σ_3

Outra propriedade do solo que precisa ser determinada para a implementação computacional do modelo hiperbólico é o módulo de deformação volumétrica (*Bulk modulus*) que é representada pela razão da variação da tensão normal pela variação de deformação volumétrica, segundo as equações 2.5.7 e 2.5.8.

$$B = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_{vol}} = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3\varepsilon_v} \quad (2.5.7)$$

Nos ensaios triaxiais convencionais a tensão de confinamento σ_3 é constante e no início do ensaio coincide com o estado hidrostático de tensões, então pode-se representar B como:

$$B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_{vol}} \quad (2.5.8)$$

Duncan et al (1980) apresentaram a variação de B em função da tensão de confinamento (σ_3), equação 2.5.9.

$$B = K_b \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^m \quad (2.5.9)$$

onde:

K_b e m são constantes do módulo de variação volumétrica, obtidos do gráfico de $\log(\sigma_3/Pa)$ x $\log(B/Pa)$.

O módulo tangente (E_t) é representativo quando tratamos da condição de primeiro carregamento, ou seja, o solo sempre está submetido a

um nível de tensão igual ou maior ao nível anterior. Entretanto pode ocorrer um alívio no nível de tensão atuante, e este passaria a ser menor do que o nível já experimentado pelo solo, não se tratando assim de um primeiro estágio de carregamento e sim do ciclo carregamento-descarregamento, cujo módulo de deformabilidade está ilustrado na Figura 2.5.2, e é determinado pela equação 2.5.10.

FIGURA 2.5.2 - Gráfico do módulo de descarregamento e recarregamento.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.5.10)$$

sendo:

K_{ur} e n constante do módulo de descarregamento/carregamento, obtidos graficamente.

Como não é comum realizar os ensaios com ciclos de carregamento e descarregamento, de maneira geral K_{ur} , é adotado como 1,2 a 3 vezes o parâmetro K . As menores relações são utilizadas para solos mais compactos e as maiores para solos mais fofo.

Resumidamente, os parâmetros do modelo hiperbólico estão apresentados na Tabela 2.5.1.

TABELA 2.5.1 – Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico.

Parâmetro	Designação	Função
K, Kur	Módulos K e Kur	Relacionam E_i e E_{ur} com σ_3
n	Módulo expoente	
c	Coesão	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ com σ_3
$\phi, \Delta\phi$	Ângulo de atrito	
Rf	Razão de ruptura	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$
Kb	Módulo Kb	Relacionam B com σ_3
m	Módulo expoente	

2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO A CONDUTOS FLEXÍVEIS ENTERRADOS

2.6.1 Histórico e Conceituação

A introdução do Método dos Elementos Finitos (MEF) em problemas de engenharia deve-se a TURNER et al (1956) que inicialmente aplicaram o método para analisar tensões nas estruturas de aeronaves. Desde então, o MEF tem sido aprimorado quanto aos aspectos particulares de engenharia, especialmente no que tange aos modelos constitutivos dos materiais, à representação da seqüência construtiva e dos carregamentos externos. Atualmente é um dos métodos numéricos mais consolidados e com ampla aplicação na Engenharia Civil.

Na área geotécnica a introdução do MEF deveu-se a CLOUGH e WOODWARD (1967) que analisaram as tensões e os deslocamentos de um maciço compactado de uma barragem. Este trabalho, além de pioneiro, é relevante pois esclarece a importância de se reproduzir a seqüência construtivas de aterros para se conseguir boas previsões dos deslocamentos do maciço. Apesar das dificuldades em definir adequadamente o modelo constitutivo do solo e, principalmente a variação das suas propriedades com

o confinamento, o MEF é aplicado em geotecnia em análises que as condições geométricas, de contorno, ou de carregamento são complexas, como em túneis, fundações, estudos de percolação e estabilidade de taludes.

A utilização do MEF em condutos enterrados tem-se restringido a elaboração de análises paramétricas para averiguar os efeitos da seqüência construtiva, dos carregamentos e da interferência de obras vizinhas, entre outros. A potencialidade do MEF para a elaboração de análises de estruturas enterradas pelo método *cut and cover*, especialmente para simular a seqüência construtiva, suscitou o desenvolvimento de diversos programas específicos como o CANDE (*Culverts Analysis and Design*), apresentado por KATONA et al (1976), que tem sido desenvolvido para facilitar o uso e a disseminação do método. Este programa foi aprimorado ao longo dos anos e atualmente é compatível com computadores tipo PC. Nas suas primeiras versões considerava somente análise elástica, mas já admitia condutos de diversos formatos e tipos de materiais. Em 1981, foi incorporado o modelo hiperbólico de Duncan para a consideração da não-linearidade física do solo. Outros programas aplicados também bastante utilizados com mesmo fim são o SSTIP (*Soil Structure Interaction Program*) DUNCAN et al (1979); o NLSSIP (*Nonlinear Analysis of Soil-Structure Interaction Problems*), BYRNE e DUNCAN (1979); e o SSCOMP (*Soil Structure Compaction*), SEED e DUNCAN (1980).

Basicamente, a formulação do MEF em análises envolvendo condutos enterrados é similar à adotada em qualquer outro problema de engenharia. Isto é, o modelo real é representado por uma malha de elementos finitos conectados por nós. Estabelece-se uma função aproximadora para descrever a variação das incógnitas nodais e utilizam-se métodos de minimização de erros para que a solução aproximada forneça valores mais próximos dos reais. Através de formulações energéticas ou de equação diferencial que rege o problema em estudo é possível estabelecer uma equação de equilíbrio que pode ser escrita da seguinte forma:

$$[K].\{u\} = \{F\}$$

sendo:

$[K]$ a matriz de rigidez,

$\{u\}$ o vetor de deslocamentos nodais,

$\{F\}$ o vetor de forças nodais equivalentes.

Cada elemento da matriz de rigidez é função da geometria do elemento finito, do seu material e da função aproximadora adotada. O tamanho da matriz de rigidez é proporcional ao número total de nós do modelo e do número de graus de liberdade de cada nó. As contribuições de cada nó são adicionadas à matriz de rigidez global de tal forma que se pode estabelecer um sistema de equações geral para o problema, cuja solução fornece as variáveis nodais procuradas.

Quando se consideram as análises não-lineares física ou geométrica, do material e do meio, é necessário subdividir o carregamento total em incrementos de carga para que a matriz seja corretamente atualizada durante o processamento. É neste caso necessário estabelecer um procedimento iterativo de convergência, uma vez que as não-linearidades são aproximadas por análises lineares em pequenos intervalos. A convergência para um dado valor implica no ajuste do procedimento linear aproximado ao valor real não linear.

Em qualquer tipo de análise de MEF, a convergência para a solução exata requer que se utilize funções aproximadoras de graus elevados ou elementos bem pequenos, especialmente nas regiões onde ocorrem as maiores variações das incógnitas do problema. Esta exigência requer malhas com excessivo número de elementos e nós. No caso particular de condutos enterrados, normalmente é possível tomar proveito de sua simetria para reduzir o modelo e conseqüentemente o tempo de processamento, como mostra a Figura 2.6.1.

FIGURA 2.6.1 - Redução do modelo devido a simetria do problema.

2.6.2 Importância

Conduto flexíveis de aço corrugado foram introduzidos na engenharia civil no final do século XIX nos EUA. A partir de então e até o advento do MEF os projetos de condutos enterrados de grandes dimensões, como os de condutos enterrados de menor porte, eram baseados apenas em modelos analíticos simples e em experiência. Quando instalados em solo granular e homogêneo, com geometria e carregamentos simples, os métodos analíticos atendem relativamente bem às necessidades de projeto. Mas, para casos complexos envolvendo estruturas flexíveis de maior porte, seqüência construtiva mais detalhada, seus resultados ficam a desejar (ZORN e VAN DEN BERG, 1990).

Diante deste aspecto, o MEF tornou-se viável para a análise de condutos enterrados pois possibilita a consideração de solos de diferentes tipos e densidades, diversas e complexas condições de carregamento, variação de tamanho e rigidez dos condutos, e acima de tudo permite levar em conta a seqüência de execução. Trata-se de uma ferramenta muito útil na verificação e desenvolvimento de projetos de condutos, principalmente quando combinados com ensaios em laboratório (WATKINS, 1999).

Apesar de sua potencialidade e os resultados obtidos a partir das simulações numéricas se mostrarem coerentes na grande maioria das

vezes, a impossibilidade de retratar com fidedignidade os materiais, os carregamentos e, principalmente a seqüência construtiva, tem impedido de se utilizar os resultados de MEF no detalhamento do projeto de tubos enterrados. No geral, os resultados são utilizados simplesmente como uma orientação do comportamento do sistema solo-conduto.

WATKINS (1999) salienta as principais vantagens da utilização do MEF em relação aos processos comuns de cálculo:

- considerações da não linearidade e heterogeneidade do solo, especialmente no que se refere ao berço, as diferentes formas de construção da envoltória e do solo de cobertura;
- variação da rigidez da estrutura incluindo os elementos de fundação, as vigas de rigidez, entre outros;
- seqüência de execução do aterro, incluindo a possibilidade de representar o cimbramento e todos os efeitos que a seqüência construtiva produz sobre os resultados finais;
- consideração da interface entre o solo e o conduto, ou seja, do escorregamento ou da aderência perfeita entre ambos;
- maior precisão na análise do conduto, pois tem-se os valores de deslocamentos e esforços em cada elemento da estrutura modelada, em cada instante da construção e ao final da execução da obra;
- consideração da não-linearidade geométrica, imprescindível nas análises em que há grandes deslocamentos, que é o caso das estruturas flexíveis.

O método tem sido utilizado também em diversas outras condições não usuais em que as teorias convencionais não se aplicam (DUNCAN, 1975).

2.6.3 Modelagem de Condutos Enterrados

Embora a eficácia do MEF em projetos de condutos seja praticamente consolidada, a correta geração do modelo é fundamental e muitas vezes complexa.

A grande maioria dos estudos que envolvem condutos enterrados podem ser analisados por modelos bidimensionais assumindo o estado plano de deformação (WATKINS,1999). Para tanto é preciso definir adequadamente o tipo de elemento finito a ser utilizado na modelagem. Basicamente, os três principais tipos de elementos envolvidos neste tipo de problema são:

- Elemento de Viga;
- Elemento de Solo;
- Elemento de Interface.

FIGURA 2.6.2- Elementos envolvidos no problema de conduto enterrado.

O elemento de viga é utilizado para simular o conduto, seja ele rígido ou flexível. Trata-se de um elemento linear normalmente com comportamento elástico-linear e composto por dois nós. Cada nó possui três graus de liberdade, duas translações e uma rotação, como pode ser observado na Figura 2.6.3. Após o processamento são obtidos além dos deslocamentos nodais, a força normal, a força cortante, e o momento fletor no elemento (BOULANGER et al (1991), WATKINS (1999)).

FIGURA 2.6.3.- Elemento de viga

O elemento de solo é utilizado para representar o solo propriamente dito. Trata-se de um elemento plano, triangular ou quadrilateral, como mostra a Figura 2.6.4. A consideração do comportamento elasto-plástico é fundamental e, na grande maioria das vezes, o modelo hiperbólico de Duncan é o adotado. Os resultados obtidos neste elemento são deformações e tensões.

FIGURA 2.6.4 Elemento de solo

O elemento de interface é utilizado para considerar a compatibilização entre o conduto e o solo adjacente, isto é, o escorregamento que ocorre entre ambos. Trata-se de um elemento normalmente sem dimensão, composto de molas de comportamento elasto-plástico, que permitem o deslocamento relativo entre os nós localizados inicialmente na mesma coordenada, Figura 2.6.5. (BOULANGER et al (1991), WATKINS (1999)).

FIGURA 2.6.5 - Elemento de Interface

Obviamente, o conduto pode também ser representado por elementos de cascas e o conjunto por elementos tridimensionais. Representações deste tipo implicam em trabalho computacional mais intenso e só justificam quando os efeitos tridimensionais são evidentes, como é o caso de lançamento de tubos submersos, escavações adjacentes a linhas enterradas já executadas e o próprio efeito da viga de rigidez em tubos de grandes diâmetro.

2.6.4 Exemplos de aplicações do MEF na análise de condutos

A seguir apresentam-se exemplos de aplicações de MEF na análise de condutos enterrados, destacando-se os modelos constitutivos utilizados, a representação do sistema e os aspectos mais importantes observados.

A influência do modelo constitutivo sobre o desempenho de estruturas enterradas, como mencionado é muito grande. Um exemplo pode ser visto no trabalho de ZORN e VAN DEN BERG (1990). Estes autores realizaram diversas análises numéricas que foram comparadas com os resultados experimentais de estruturas flexíveis enterradas em material granular. A Figura 2.6.6 apresenta uma comparação dos resultados das medições de deflexões no campo, os de simulações numéricas admitindo duas condições para o comportamento do solo, quais sejam, o modelo elástico-linear e o modelo elasto-plástico através do critério de Mohr-Coulomb. Ambos os modelos forneceram boas previsões de comportamento durante o processo construtivo mas apenas o modelo elasto-plástico se

aproximou bastante dos resultados experimentais para todos os níveis de carregamento.

FIGURA 2.6.6 - Comparação entre os deslocamentos obtidos no campo, e os resultados das análises linear-elástica e Elasto-Plástica no programa DIANA.

SHARMA e HARDCASTLE (1993) analisaram numericamente uma estrutura enterrada de grande diâmetro, instalada com uma pequena cobertura de aterro. Esta estrutura foi dimensionada por métodos empíricos e poucos meses após a sua construção apresentou níveis inesperados de deslocamentos. Devido as limitações dos métodos empíricos buscou-se nas simulações numéricas uma previsão mais realista da segurança da obra.

Neste estudo, os autores ressaltam a importância da consideração do efeito construtivo principalmente para condutos instalados a pequena profundidade, devido a grande influência no comportamento final da estrutura. A Figura 2.6.7 apresenta a malha adotada por estes autores nas simulações realizadas.

FIGURA 2.6.7 – Malha adotada por SHARMA e HARDCASTLE (1993)

Contrariamente ao esperado, os resultados de deslocamentos obtidos pelos autores através da análise numérica (10 cm) foram menores que os máximos observados no campo (17 cm). Logo, neste estudo a modelagem numérica não foi representativa. Os fatores de segurança apresentaram-se da ordem de 6,0. Os autores concluíram ainda que as pequenas deformações na forma do conduto não devem afetar a estabilidade da estrutura.

SARGAND, HAZEN e HURD (1992) estudaram o comportamento de condutos enterrados de material corrugado submetidos a cargas móveis, através de instrumentação local e simulação numérica utilizando o programa CANDE, Figura 2.6.8. Os momentos fletores máximos obtidos foram comparados com os momentos calculados de acordo com a AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). Concluíram então, que procedimentos construtivos adequados são muito importantes para manter o nível de deslocamentos e esforços dentro dos limites permitidos.

FIGURA 2.6.8 Conduto Enterrado estudado por SARGAND et al (1992)

SEED e YU OU (1986) analisaram a influência da compactação do aterro em um conduto flexível enterrado com vão de 11,8m, Figura 2.6.9. Todo o estudo foi baseado em medidas de campo e através de simulação numérica com o programa SSCOMP. Foi utilizado o modelo hiperbólico para representar o solo. Concluíram que a compactação induzida, não considerada por métodos analíticos simplificados, provocam esforços e deformações adicionais significativos no conduto.

FIGURA 2.6.9 - Conduto Enterrado estudado por SEED e YU OU (1986)

A aplicação do método dos elementos finitos para análise não-linear elasto-plástica de condutos enterrados em trincheira foi tema abordado por MOHRI et al (1990). Para as análises foram simulados condutos de pequeno diâmetro, cujos resultados puderam ser comparados a um modelo reproduzido no laboratório. O objetivo dos autores era verificar a capacidade do programa de elementos finitos em representar a interação solo-conduto. O critério de ruptura admitido pelo programa é o de Drucker-Prager, e os parâmetros do solo definidos através de ensaios triaxiais. Um dos aspectos importantes enfatizado pelos autores, trata-se do acréscimo considerável de deslocamento vertical quando da retirada da estaca prancha utilizada para contenção lateral durante processo construtivo. Quando a mesma é retirada os deslocamentos finais aumentaram significativamente, mas ainda se aproximaram dos obtidos no laboratório. Já a distribuição de tensões e o diagrama de momento fletor apresentaram uma diferença considerável em relação as medidas de laboratório. A diferença na distribuição de tensões e no diagrama de momento fletor observados e calculados estão apresentados nas Figuras 2.6.10. e 2.6.11 respectivamente.

FIGURA 2.6.10 - Distribuição de Tensões observados e calculados por MOHRI et al (1990).

FIGURA 2.6.11 - Diagrama de Momento Fletor obtido no estudo de MOHRI et al (1990).

Diante destes exemplos, pode-se perceber a grande aplicabilidade do MEF como uma ferramenta auxiliar nas análises de condutos enterrados. O grande desafio é saber utilizar corretamente o método, ou seja, tentar ser o mais realista possível na representação do problema, principalmente no que diz respeito as etapas construtivas. Quanto maior a proximidade com o problema real, mais precisos são os resultados numéricos obtidos.

Capítulo 3 _____ METODOLOGIA

Neste capítulo, apresenta-se inicialmente a obra que serviu de base para o desenvolvimento deste trabalho. Em seguida, descreve-se com maior ênfase, as propriedades dos materiais utilizados na confecção do aterro e as estruturas de metal corrugado que constituíam as partes essenciais da obra.

A metodologia utilizada, ou seja, a forma como foi elaborada a análise paramétrica tendo em conta a variação dos parâmetros dos materiais envolvidos, é apresentada no item 3.3.

No item 3.4 apresenta-se o pré/pós-processador desenvolvido para facilitar as análises. Pode ser encontrado um maior detalhamento do programa *WSSCOMP* no manual do usuário apresentado no Anexo 1.

3.1 A BASE DO TRABALHO

Este trabalho foi desenvolvido tomando-se como base uma obra real, executada no município de Barretos – SP. Esta obra sofreu uma ruptura catastrófica seis meses após a sua construção. A principal causa da ruptura, que está detalhadamente descrita em Bueno (1998), foi a falta de controle tecnológico na construção do aterro, que apresentou grau de compactação muito inferior ao especificado. A Figura 3.1.1 mostra uma vista geral da obra após a ruptura.

O aterro construído sobre estas estruturas possuía um sistema de contenção nos emboques constituído de placas de concreto e barras de aço denominado “Batcom”. Para melhorar a estabilidade, as estruturas em Arco Alto possuíam em seus ombros “vigas de rigidez” e uma base rígida de concreto como fundação.

3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Neste estudo, os parâmetros geotécnicos utilizados foram os mesmos obtidos à época da ruptura, para compor os laudos técnicos de análise das causas do acidente. Estes resultados foram complementados com ensaios de compactação e triaxiais realizados com solo amostrado do local do acidente.

Os ensaios de caracterização foram realizados pela empresa GEOPLANO na época da ruptura das estruturas, que classificou o solo como uma areia argilosa (SC) de acordo com o sistema Unificado, e obteve os resultados apresentados na Tabela 3.2.1.

TABELA 3.2.1 – Classificação do solo da obra.

Classificação	% Areia	% Silte	% Argila	LL %	LP %	γ (kN/m ³)	$\gamma_{d_{máx}}$ (kN/m ³)	w_{ot} %
SC-Areia Argilosa	66	6	28	25	15	27,40	19,88	11,10

Fonte: Geoplano Consultoria e Projetos Ltda

De acordo com ensaios realizados à época da ruptura da obra, o aterro apresentava Grau de Compactação (GC) médio de 95% na superfície do aterro, até aproximadamente 1 m de profundidade, e GC médio de 75% a partir deste ponto até a base do aterro. (BUENO, 1998).

A partir destes dados, com o material coletado no local foram moldados corpos de prova com grau de compactação 75%, denominado de

SC1, e 100%, denominado de SC2. Estes foram submetidos tensões de confinamento (σ_3) de 50, 75 e 100 kPa e levados à ruptura em ensaio triaxial do tipo consolidado drenado.

Na Tabela 3.2.2 apresentam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (SC1 e SC2) obtidos através dos resultados dos ensaios triaxiais. E ainda o parâmetros K, n, Rf, Kb e m a serem utilizados na modelagem. Estes parâmetros são dados de entrada fundamentais para a realização da simulação numérica.

Dos gráficos de trajetória de tensões foram obtidos os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. Os parâmetros K e n são as constantes do módulo tangente, determinados do gráfico de $\text{Log}(\sigma_3/\text{Pa}) \times \text{Log}(E_0/\text{Pa})$, onde K é o coeficiente linear da reta e n o coeficiente angular da reta.

O parâmetro de razão de ruptura, Rf, é a razão entre a diferença de tensões principais na condição de ruptura e última. Como a ruptura não é bem definida, admitiu-se $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ no limite de deformação $\varepsilon=10\%$.

Os parâmetros Kb e m são constantes do módulo de deformabilidade volumétrica, obtidos do gráfico $\text{Log}(\sigma_3/\text{Pa}) \times \text{Log}(B/\text{Pa})$ onde Kb e m são respectivamente os coeficientes linear e angular da reta.

Definidos estes parâmetros, é possível comparar o comportamento tensão x deformação obtida nos ensaios com os resultados da modelagem hiperbólica. Esta comparação está apresentada nas Figuras 3.2.1 e 3.2.2 para os solos SC1 e SC2 respectivamente.

Nota-se que a modelagem aproximou-se mais do comportamento obtido em laboratório para o solo SC1 do que para o solo SC2.

FIGURA 3.2.1- Resultados dos ensaios triaxiais (E1, E2 e E3) comparados aos gráficos tensão x deformação obtidos através dos parâmetros da modelagem hiperbólica (E1modelo, E2modelo e E3modelo) para o solo SC1.

FIGURA 3.2.2 - Resultados dos ensaios triaxiais (E1, E2 e E3) comparados aos gráficos tensão x deformação obtidos através dos parâmetros da modelagem hiperbólica (E1a, E2a e E3a) para o solo SC2.

Para o material da fundação adotou-se também um solo de classificação SC, cujos parâmetros foram retirados de STANCATI (1978), que estudou solos da região de Barretos e que apresentava os parâmetros necessários para realizar as simulações.

Para simular as vigas de rigidez e as bases de concreto sob a fundação dos Arcos Altos, foram adotados elementos planos com propriedades tais que representassem comportamento próximo ao do concreto.

Nas análises paramétricas efetuadas, além dos solos de aterro, foram utilizados dois conjuntos com diferentes tipos de solos, que permitiram avaliar a variação dos parâmetros geotécnicos de interesse. Este conjunto de dados foram obtidos, respectivamente, de KATONA (1990) e BOSCARDIN (1990). O primeiro conjunto é constituído por dois solos classificados como SC segundo o sistema de classificação unificado, e foi utilizado nas análises de sensibilidade em relação às variações do parâmetro K. O segundo conjunto foi utilizado para a simulação do comportamento da obra frente às variações da coesão e de ângulo de atrito. Este conjunto é formado por três solos: uma areia bem graduada (SW), um silte arenoso (ML) e uma argila siltosa (CL), com diferentes graus de compactação e com parâmetros K aproximadamente iguais.

Na Tabela 3.2.2 apresentam-se os parâmetros de cada solo do local da obra, além do concreto e a Tabela 3.2.3 os parâmetros dos dois conjuntos de solos utilizados para as análises paramétricas do tipo de solo.

TABELA 3.2.2 - Propriedades dos solos do aterro e fundação utilizados nas simulações.

	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K	n	Rf	Kb	m
Solo SC1 (GC75%)	16,5	17,0	26,0	32	0,24	0,6	14	085
Solo SC2 (GC100%)	16,5	31	155	1585	0,57	0,51	872	0,17
Fundação	22	30	10	1300	0,75	0,95	1500	0,7
Concreto	25	0	7500	2,55e5	0	0	1,275e5	0

TABELA 3.2.3 - Propriedades dos solos utilizados para as variações de parâmetros geotécnicos.

Solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K	n	R_f	K_b	m	$\Delta\phi$ (°)
SC85 (GC85%)	20	33	10	100	0,6	0,7	50	0,5	0
SC100 (GC100%)	20	33	24,4	400	0,6	0,7	200	0,5	0
SW 61 (CR 61%)	24	29	0	54	0,85	0,9	35	1,59	0
SW 85 (CR85%)	24	38	0	450	0,35	0,8	90	1,02	2
ML 95 (GC95%)	21	34	28	440	0,4	0,95	110	0,6	0
ML 85 (GC85%)	21	30	21	110	0,25	0,85	35	0,49	0
CL 85 (GC85%)	20	18	41	50	0,6	0,9	25	1,05	8
CL 95 (GC95%)	20	15	62	120	0,45	1,0	50	0,6	4

Na Tabela 3.2.4 apresenta-se um resumo das principais características dos elementos estruturais utilizados na obra, como módulo de elasticidade (E), peso próprio (W), coeficiente de Poisson (ν), além das propriedades geométricas como módulo de Inércia (I) e Área (A).

TABELA 3.2.4 - Propriedades dos Conduitos utilizados nas simulações.

	E (kPa)	I (m ⁴ /m)	A (m ² /m)	ν	W (kN/m)
Arco Alto (AA)	2,1e8	1,8017e-6	5,901e-3	0,35	0,585
Passagem de Pedestre (PP)	2,1e8	9,8750e-7	3,286e-3	0,35	0,33
Passagem Inferior (PI)	2,1e8	1,2550e-6	4,156e-3	0,35	0,408

Fonte: Manual ARMCO – MP 152

3.3 A ANÁLISE NUMÉRICA

Realizaram-se as análises numéricas utilizando-se o programa *SSCOMPPC* desenvolvido por BOULANGER et al (1991), que fornece resultados de tensões, deslocamentos e deformações nos elementos de solo além de forças internas e deslocamentos nos elementos estruturais. A simulação da seqüência construtiva da obra é permitida através de um modelo incremental em que a ordem de lançamento das camadas do aterro,

das estruturas e das cargas externas pode ser fielmente reproduzida. Dentre as facilidades fornecidas por este programa destacam-se os elementos de interface e de barra, e a possibilidade de simular o efeito da compactação do solo.

O modelo constitutivo do solo utilizado pelo programa é o hiperbólico (DUNCAN et al, 1980), que foi abordado no item 2.5. Já os elementos estruturais são simulados como materiais de comportamento elástico linear.

Foram processados basicamente 6 tipos de casos, aplicados aos solos analisados:

- **Caso 1** - Análise para determinar a posição crítica do carregamento.
- **Caso 2** - Análise da variação da altura de cobertura do aterro.
- **Caso 3** - Análise da influência do espaçamento horizontal entre as estruturas.
- **Caso 4** - Análise do efeito da compactação do aterro.
- **Caso 5** – Análise do efeito do parâmetro K sobre o comportamento das estruturas.
- **Caso 6** – Análise do efeito da coesão e ângulo de atrito do solo sobre o comportamento da obra.

Os casos 1 a 4 foram efetuados utilizando os solos SC1 e SC2, e os casos 5 e 6 os solos obtidos de literatura.

a) Caso 1

Para a análise do efeito da posição crítica de aplicação de cargas devido ao tráfego na superfície do aterro, adotou-se um trem tipo que consiste de um veículo de 450 kN, conforme recomendações da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre (1984).

Em princípio, adotou-se um carregamento distribuído (5 kN/m^2) aplicado em toda a extensão da superfície do aterro, porém verificou-se que esta condição estaria influenciando os resultados dos deslocamentos, pois

agiria como um aterro confinado dificultando a movimentação das estruturas. Após verificar este fato, através de simulações numéricas, aplicou-se carregamento distribuído apenas na proximidade das cargas concentradas. As condições de carregamento impostas para a análise estão apresentadas na Figura 3.3.1.

FIGURA 3.3.1 - Posições dos carregamentos (C1, C2 e C3) utilizados nas simulações para as malhas com espaçamento entre estruturas 1,5m e 3,5m.

b) Caso 2

Para considerar o efeito da altura de cobertura do aterro sobre o comportamento estrutural do sistema concebeu-se uma análise considerando três alturas distintas: $H1=1,20\text{m}$ (altura de cobertura original do aterro na obra), $H2=2,0\text{m}$ e $H3=3,0\text{m}$.

c) Caso 3

Tendo em conta que com um maior espaçamento horizontal entre as estruturas seria possível efetuar uma compactação mais adequada do solo envolvente, pode-se verificar a influência mútua do deslocamento das estruturas. Investigou-se o comportamento de tais estruturas com um espaçamento de $3,5\text{m}$, que seria razoável para manusear um equipamento mecânico ou até mesmo um rolo compactador. Os resultados desta análise foram diretamente comparados aos resultados para um espaçamento original entre as estruturas de $1,5\text{m}$, para o carregamento e altura de aterro críticos.

d) Caso 4

Embora o programa permita a simulação do efeito da compactação através de cargas aplicadas durante o lançamento das camadas, neste trabalho procurou-se considerar a compactação do solo através dos parâmetros de resistência obtidos através de ensaios triaxiais de corpos de prova de solo do próprio aterro da obra, variando-se o grau de compactação.

Para avaliar o comportamento das estruturas diante da variação do grau de compactação de solo foram considerados três tipos de análises: o aterro com um solo lançado (SC1), aterro com o solo compactado (SC2), e uma terceira situação, que se aproxima mais da ocorrida na obra, que é a utilização de um aterro parte lançado e parte compactado, que foi denominado de solo misto (SC1-SC2). Esta terceira situação é muito comum devido a dificuldade em se compactar o solo nas regiões entre os condutos.

Um outro fator verificado foi a influência da “viga de rigidez” que é sempre muito utilizada em estruturas deste tipo e com grandes dimensões. Para isto, foi realizada a simulação numérica sem a consideração desta viga, e confrontou-se os resultados com os casos em que foi utilizada a viga, apenas para os três tipos de solos nas condições críticas.

TABELA 3.3.1 - Fatores utilizados para as análises dos solos SC1 e SC2 e Misto.

Tipo de Solo	Variável analisada	Valores investigados
SC1 (GC 75%)	Espaçamento horizontal entre as estruturas	1,5 e 3,5m
	Altura de cobertura do Aterro	H1=1,20m H2=2,00m H3=3,00m
	Posição de Aplicação da Carga Externa	C1, C2 e C3 (Fig.3.4.1)
SC2 (GC 100%)	Espaçamento horizontal entre as estruturas	1,5 e 3,5m
	Altura de cobertura do Aterro	H1=1,20m H2=2,00m H3=3,00m
	Posição de Aplicação da Carga Externa	C1, C2 e C3 (Fig. 3.4.1)
Misto (GC 75 e 100%)	Espaçamento horizontal entre as estruturas	1,5 e 3,5m
	Altura de cobertura do Aterro	H1=1,20m
	Posição de Aplicação da Carga Externa	C1 (Fig. 3.4.1)

e) Caso 5

Neste caso foi variado o módulo de deformabilidade dos solos SC85 e SC100, por meio de variações isoladas do parâmetro K do modelo hiperbólico, conforme mostra a Tabela 3.3.2.

TABELA 3.3.2 - Fatores utilizados para as análises dos solos SC85 e SC100.

Tipo de Solo	Variável analisada	Valores investigados
SC85 (GC 85%)	Parâmetro K do solo	K= 50, 100 e 200
SC100 (GC 100%)	Parâmetro K do solo	K= 200, 400 e 800

f) Caso 6

A análise de sensibilidade do comportamento do sistema frente a variação da coesão e do ângulo de atrito interno do solo foi realizada

comparando-se três tipos de solos diferentes (SW, ML e CL) com parâmetros K aproximadamente iguais.

Uma melhor visualização dos parâmetros utilizados e das variáveis investigadas estão apresentados na Tabela 3.3.3.

TABELA 3.3.3 - Combinações utilizadas para as análises comparativas do efeito da coesão e ângulo de atrito sobre o comportamento da estrutura.

	SW85 x ML95		ML85 x CL95		SW61 x CL85	
K	445		115		52	
c (kPa)	0	28	21	62	0	41
ϕ (°)	38	34	30	15	29	18

3.4 O PROGRAMA DESENVOLVIDO: WSSCOMP

Como já foi descrito em capítulos anteriores, toda a análise paramétrica dos condutos flexíveis enterrados apresentada neste trabalho foi baseada em modelos numéricos processados no programa computacional SSSCOMPPC desenvolvido por BOULANGER et al, 1991.

Trata-se de um *software* já consolidado e abrangente, pois é capaz de analisar diversos outros tipos de obras de terra utilizando o Método dos Elementos Finitos, tais como: muros de arrimo, taludes e demais estruturas enterradas.

No entanto, ainda durante o estudo do manual, percebeu-se a existência de uma certa dificuldade na entrada dos dados no programa, toda baseada em arquivos textos. Além das diversas variáveis a serem definidas, a introdução de uma malha mais refinada era muito complicada, impossibilitando a obtenção de resultados precisos e confiáveis.

Diante deste aspecto, desenvolveu-se então um pré/pós-processador gráfico simples para plataforma *Windows* (WSSComp) totalmente escrito em linguagem orientada a objetos (Visual Basic).

O programa original escrito em linguagem Fortran teve que ser um pouco alterado para que novos arquivos fossem gerados. Além disso, foi necessário também acertar certos limites de vetores e matrizes para que modelos maiores fossem suportados.

Através da nova interface, foi possível processar vários modelos com malhas de até 1200 elementos finitos cujos arquivos de entrada (cerca de 3000 linhas) foram gerados automaticamente. Isto resultou num enorme ganho de produtividade.

No Anexo 1, *Manual WSSCOMP*, é apresentado um manual de utilização completo do programa que visa fornecer as principais diretrizes de como elaborar a geometria, gerar a malha de elementos finitos, bem como atribuir propriedades dos materiais necessários para análise de um conduto flexível enterrado.

Resumidamente, as principais características do pré/pós-processador são:

- Entrada de dados seqüencial e lógica.

A interface 'Sequência Construtiva' apresenta os seguintes campos e opções:

- Incrementos:**
 - No. de Incrém. do Aterro: 15
 - No. de Incrém. de Compactação: 0
 - No. de Incrém. de Carga: 1
- Sequência dos Incrementos:**
 - Sequência de Lançamento do Aterro: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13.
 - Sequência da Compactação: (campo vazio)
 - Sequência de Carga: 16
 - OBS: Utilizar vírgula para separar nos.
- Lançamento da Estrutura:**
 - No. Camada de lançamento da estrutura: 1
 - No. Última Camada adjacente a estrutura: 12
- Lançamento do Aterro:**
 - No. da 1a. Camada do Aterro: 5
- Elementos da Fundação:**
 - No. da 1a. Camada da Fundação: 1
 - Elevação da Fundação: 0
- Lançamento do Elemento de Interface:**
 - No. Camada: (menu suspenso)
 - No. Menor Elem Interf.: 0 (botão Selecionar)
 - No. do Maior Elem Interf.: 0 (botão Selecionar)
 - Botão Aplicar

Botões de controle: OK, Cancelar.

- Geração semi-automática da malha de elementos finitos.

- Visualização gráfica da malha com suas condições de contorno, inclusive com comandos de janela (“zoom”, “pan”)
- Reordenação semi-automática da numeração dos nós e da incidência dos elementos.

- Introdução gráfica de elementos de viga e barra.
- Resultados organizados em tabelas.

Nó	Desl. X	Desl. Y	Rot. Z
559	.02139	-.04231	.02352
560	.05173	-.00316	.00000
561	.04613	-.00518	.00000
562	.04510	-.00533	.00000
563	.04191	-.00468	.00000
564	.03982	-.00416	.00000
565	.03878	-.00463	.00000
566	.03765	-.00623	.00000
567	.03638	-.00889	.00000
568	.03370	-.01449	.00000
569	.02948	-.01998	.00000
570	.02624	-.02309	.00000
571	.02295	-.02504	.00000
572	.01958	-.02619	.00000
573	.01219	-.02685	.00000

- Visualização gráfica dos deslocamentos e diagramas de esforços.

- Geração de arquivo de entrada de dados formatado para o SSCOMPPC.

Capítulo 4 _____ RESULTADOS OBTIDOS

Apresentam-se a seguir os resultados das análises paramétricas efetuadas tendo em vista inicialmente às variações da posição das cargas externas, da altura de cobertura do aterro, do espaçamento horizontal entre as estruturas para os solos SC1 e SC2.

As análises adotando-se os solos de literatura estão apresentados nos itens 4.4 quanto a variação do parâmetro K e 4.5 quanto às variações de coesão e ângulo de atrito. E ainda, verifica-se a influência da viga de rigidez no comportamento das estruturas enterradas.

4.1 EFEITO DA POSIÇÃO DAS CARGAS EXTERNAS

Nesta análise, adotou-se a altura de cobertura do aterro $H1=1,20\text{m}$, para os solos SC1 e SC2. Os resultados mostram que a posição do carregamento externo tem importância relevante no padrão de deslocamento apresentado pelo sistema. Na Figura 4.1.1 e 4.1.2 apresenta-se, por exemplo, uma comparação entre os deslocamentos da estrutura AA1, instalada no solo SC1, para as três condições de carregamento (C1, C2 e C3), e a comparação entre os deslocamentos quando instalados nos solos SC1, SC2 e misto.

FIGURA 4.1.1 - Deslocamentos da estrutura AA1 instalada no solo SC1 para as três condições de Carregamento.

FIGURA 4.1.2 - Deslocamentos da estrutura AA1 para os solos SC1, SC2 e misto para a condição de Carregamento C1.

Pode-se observar que os deslocamentos no topo desta estrutura atingiram 0,74m para o carregamento C1, 0,21 para o carregamento C2 e 0,08m para o carregamento C3. Estas deflexões representam 7,1%, 2,0% e 0,8%, respectivamente, do vão do AA1. Alguns métodos de dimensionamento, como o SCI e da AASTHO não restringem as deflexões para este tipo de estrutura. A empresa ARMCO STACO do Brasil utiliza um limite máximo para as deflexões do topo de 3%. Tomando-se como base este limite, as deflexões para o carregamento C2 é aceitável e para C3

podem ser consideradas pequenas, mas as deflexões para o carregamento C1 caracterizam uma ruptura por deformação excessiva.

O efeito da condição de compactação do solo é importante neste caso, pois os deslocamentos da estrutura AA1, quando o meio envolvente era o solo SC2 ou solo misto, atingiram 0,09m, e 0,35m, respectivamente, para a posição crítica C1, o que corresponde a razão δ/L menor que 1% para o solo SC2, ou seja, as deflexões mantiveram-se dentro do limite de deformação excessiva e são perfeitamente aceitáveis. Já para o solo misto está relação é de 3,3%, ou seja, ultrapassa o limite de deformação.

Os resultados apresentados pelo solo SC2 para as três condições de carregamento são representativos de um comportamento aceitável quanto aos limites de deformação.

Já analisando individualmente o caso para o solo SC1, os resultados de deslocamentos apontam como mais desfavorável o carregamento aplicado na posição C1, e nesta condição, o deslocamento no topo do AA1 foi cerca de 3,5 a 9,25 vezes maior do que os apresentados pelas outras duas condições de carregamento. Além disto, a análise evidenciou que para as três posições analisadas o topo da estrutura AA1 é o ponto mais crítico em relação aos deslocamentos, qualquer que seja a posição do carregamento aplicado.

Para se ter uma idéia mais abrangente da condição deformada do sistema, as Figuras 4.1.3 e 4.1.4 mostram os deslocamentos, para a condição mais crítica de carregamento C1 e altura de cobertura do aterro H1 para os solos SC1 e SC2.

FIGURA 4.1.3 - Deslocamentos do sistema instalado no solo SC1 para a altura H1 e carregamento C1, obtidos a partir do pós-processador.

FIGURA 4.1.4 - Deslocamentos do sistema instalado no solo SC2 para altura H1 e carregamento C1, obtidos a partir do pós-processador.

Analisando-se as Figuras anteriores percebe-se que quando implantado no solo SC1, o sistema não apresenta um comportamento de tubos isolados, ou seja, sob as cargas externas, deflexões do conduto AA1 provocam deslocamentos laterais do solo que, por sua vez, transmitem os esforços causados por estes deslocamentos à estrutura central PI. Esta se deforma em um padrão oposto ao apresentado pela estrutura AA1, ou seja, deflexões positivas na altura da linha d'água e negativas no topo. Dada a geometria do sistema, percebe-se também, que a atuação das cargas concentradas externas provoca grande influência no comportamento da estrutura sobre a qual ela atua, nas demais estruturas este efeito é de menor proporção.

As Figuras de 4.1.5 a 4.1.8 apresentam os diagramas de momentos fletores nos condutos, considerando além dos carregamentos definidos na Figura 3.3.1, o efeito apenas do solo envolvente, ou seja, sem aplicação do carregamento externo.

Os diagramas de momentos fletores das estruturas instaladas no solo SC1, sem a consideração do tráfego, são apresentados na Figura 4.1.5. Nesta situação, como esperado, os momentos calculados são pequenos e simétricos. Deve-se observar que a proximidade com que as estruturas foram implantadas afeta o comportamento individual de cada uma. Este fato é evidenciado pela ausência de simetria dos momentos fletores em cada estrutura.

FIGURA 4.1.5 - Diagramas de momentos fletores para o solo SC1 com altura de cobertura de aterro H1 e sem a consideração do carregamento externo.

As Figuras de 4.1.6 a 4.1.8 apresentam os diagramas de momentos fletores para a atuação sequencial das três condições de carregamento, ilustrando a alteração dos esforços conforme a movimentação de um veículo sobre a superfície do aterro.

FIGURA 4.1.6 - Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo SC1.

FIGURA 4.1.7 - Diagramas de momentos fletores para o carregamento C2 com altura H1 e solo SC1.

FIGURA 4.1.8 - Diagramas de momentos fletores para o carregamento C3 com altura H1 e solo SC1.

Dos diagramas de momentos fletores apresentados, pode-se destacar os seguintes aspectos:

- O carregamento do tipo C1 provoca um aumento global dos esforços sobre a estrutura comprometendo as demais, destacando-se uma maior concentração de momentos (de 41,35kN.m/m a 55,25 kN.m/m) nas regiões do ombro direito e no topo da estrutura AA1 e também na lateral esquerda da estrutura PI.
- O carregamento do tipo C2 provoca uma concentração maior dos esforços na região do ombro direito da estrutura AA1 (37,4kN.m/m).
- O carregamento do tipo C3 provoca uma concentração maior dos esforços na região do ombro direito da estrutura AA1 (15,8kN.m/m), aproximando-se muito da condição apresentada na Figura 4.1.5, sem o carregamento externo.

As Figuras 4.1.9 e 4.1.10 apresentam os diagramas de momentos fletores para as estruturas instaladas nos solos SC2 e Misto para o carregamento mais crítico C1.

FIGURA 4.1.9 - Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo SC2.

FIGURA 4.1.10 - Diagramas de momentos fletores para o carregamento C1 com altura H1 e solo Misto.

Observa-se que para o meio envolvente SC2 os momentos fletores são máximos no ombro da estrutura AA1, com 17,7 kN.m/m, e ainda sua distribuição de momentos fletores é mais favorável que a condição do carregamento C3 para o solo SC1.

Já quando o meio envolvente é o solo misto, os momentos fletores são de 35,6 kN.m/m no ombro direito da estrutura AA1 e de 26,8 kN.m/m no ombro de PI. As reduções nos esforços de momento são da ordem de 30% e 58%, para AA1 e PI respectivamente, em relação aos esforços apresentados para o solo SC1 na condição de carregamento C1.

A Figura 4.1.11 apresenta graficamente os momentos máximos no topo das estruturas AA1 e PI para as simulações para os solos SC1, SC2 e misto (SC1-SC2).

FIGURA 4.1.11 Momentos fletores máximos no topo e na lateral das estruturas AA1 e PI para os solos SC1, SC2 e SC1-SC2.

Baseando-se no método de dimensionamento SCI (*Soil Culverts Interaction*), o momento máximo permitido para as estruturas é de 12,5kN.m/m, considerando o aterro e as cargas de tráfego. Os resultados de momentos obtidos das simulações, para os solos SC1 e misto, são muito elevados em relação aos momentos calculados por este método de dimensionamento. Já para o solo SC2 os esforços de momento são inferiores e no máximo um pouco acima do limite 12,5kN.m/m

Para o solo SC1 a relação $M_{\text{simul}}/MS_{\text{SCI}}$ é máxima no topo de AA1, com relação de 4,4; e na lateral de PI é de 3,7 para a condição crítica de carregamento C1.

Para o solo SC2 por sua vez esta relação variou de 0,28 a 1,4 para o carregamento C1, que é uma condição mais favorável e que realmente ilustra o comportamento das estruturas.

Para o solo misto (SC1-SC2) ficou caracterizado um comportamento semelhante ao do solo SC1, as relações entre o momento teórico e o da simulação são máximos no topo e na lateral de AA1, com relação $M_{\text{simul}}/MS_{\text{SCI}}$ 1,45 a 2,85 respectivamente.

Dentro do esperado para comportamento das estruturas, a comparação entre o valor teórico e o simulado foram coerentes. Muito embora para o SC2 as estruturas apresentam um comportamento sem indícios de uma ruptura, ainda assim a comparação com o valor determinado pelo método SCI ultrapassou o limite, o que caracteriza que o método simplificado, neste estudo, estaria conservador perante ao método numérico.

4.2 EFEITO DA ALTURA DE COBERTURA DO ATERRO

As análises foram conduzidas para os sistemas implantados nos solos SC1 e SC2, conforme mostra a Tabela 3.3.1. Para visualizar o efeito da altura de cobertura foram feitas comparações entre os deslocamentos das estruturas e também entre as distribuições de tensões.

As Figuras 4.2.1 e 4.2.2 apresentam os resultados de deslocamentos da estrutura AA1 quando implantadas nos solos SC1 e SC2, para as três alturas de aterro analisadas e para a condição de carregamento C1.

FIGURA 4.2.1 - Deslocamentos do conduto AA1 implantado no solo SC1 para as três alturas de aterro e para a condição de carregamento C1.

FIGURA 4.2.2 - Deslocamentos do conduto AA1 implantado no solo SC2 para as três alturas de aterro e para a condição de carregamento C1.

Para o solo SC1, os deslocamentos no topo desta estrutura atingiram 0,74m para H1, 0,63m para H2 e 0,30m para H3. A relação δ/L foi superior ao limite prático de deflexão excessiva (3%) para as três condições de altura. Isto evidencia a melhora nos índices de deflexão com o aumento da altura de cobertura do aterro, mas até para a condição H3 não apresentou-se um nível aceitável de deflexão.

O efeito do tipo de solo também é importante neste caso, pois quando instalada no solo SC1, a estrutura AA1 apresentou deslocamentos cerca de duas vezes maiores do que os registrados no solo SC2, para as três alturas de aterro analisadas. Os deslocamentos da estrutura AA1, quando o meio envolvente era o solo SC2, atingiram 0,31m para altura H1,

0,25m para a altura H2 e 0,09m para a altura H3, o que corresponde as razões δ/D de 3%, 2,4% e 0,87%, respectivamente, ou seja, as deflexões mantiveram-se inferiores ao limite de deformação excessiva.

A Figura 4.2.3, a seguir, mostra as distribuições de tensões verticais no solo do aterro para a condição de carregamento C1 para as três alturas de cobertura.

FIGURA 4.2.3 - Distribuição de tensões verticais atuantes no solo SC1 para as três alturas de aterro e carregamento C1.

Observa-se nessa Figura que na região sobre o topo da estrutura AA1, ocorre uma concentração de tensões que atingem valores de 100 kPa para as alturas H1 e H2, e de 50 kPa para a altura H3, considerando que o

nível de tensões devido ao peso próprio do aterro somados as tensões devido ao carregamento é cerca de 50 kPa. Pode-se considerar, neste caso, que alturas de cobertura de até 2,0m propiciam a um aumento de 100% do nível de tensões verticais sobre a estrutura AA1.

Estes resultados mostram que quanto menor a altura de cobertura maior o nível de tensões atuantes sobre a estrutura AA1 devido ao carregamento externo. As tensões verticais atuantes para a altura H3 são muito próximas de uma distribuição uniforme. Distribuições de tensões verticais similares foram obtidas para o Solo SC2 e para o solo misto, evidenciando que este efeito independe do tipo de solo.

4.3 EFEITO DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL ENTRE AS ESTRUTURAS DO CONDUTO

As análises foram conduzidas para os sistemas implantados nos solos SC1 e SC2 e solo misto, conforme mostra a Tabela 3.3.1.

A Tabela 4.3.1 apresenta os deslocamentos verticais no topo do conduto e as observações quanto ao comportamento mecânico frente a diferença de espaçamento horizontal.

TABELA 4.3.1 - Deslocamentos verticais e deformação no topo de AA1 para os espaçamentos 1,5m e 3,5m entre as estruturas.

Solo	Esp. Horizontal			
	1,5m		3,5m	
	$\delta V_{\text{Topo AA1}}$	$\delta v/v\text{ão} (\%)$	$\delta V_{\text{Topo AA1}}$	$\delta v/v\text{ão} (\%)$
SC1	0,74	7,1	0,58	5,6
SC1-SC2 (misto)	0,35	3,37	0,28	2,7
SC2	0,09	0,8	0,06	0,6

O aumento do espaçamento horizontal entre os condutos promoveu uma redução de 20% dos deslocamentos verticais no topo do conduto AA1 para os solos SC1 e SC1-SC2. Já para o solo compacto SC2, que já apresentava baixos deslocamentos, a redução foi ainda maior, 33%. Há uma

melhora nos índices de deslocamento, mas ainda assim não se atende ao limite de deflexão para os solos SC1 e misto.

Na Figuras 4.3.1 pode-se visualizar as diferenças de comportamento em função do espaçamento para na condição de carregamento crítico (C1) e altura H1. Neste caso, a transferência de esforços do conduto AA1 para o PI é mais expressiva para o espaçamento horizontal 1,5m. Na Figura 4.3.2 apresenta-se a variação dos deslocamentos horizontais na parede lateral esquerda de PI em função do tipo de solo e espaçamento horizontal.

Solo SC1 – espaçamento horizontal 1,5m

Solo SC1 – espaçamento horizontal 3,5m

FIGURA 4.3.1. - Transferência de esforços da estrutura AA1 para PI nas duas condições de espaçamento horizontal entre conduto.

FIGURA 4.3.2 - Variação dos deslocamentos horizontais na parede lateral de PI em função do espaçamento horizontal entre condutos.

4.4 EFEITO DO PARÂMETRO K

Na análise paramétrica, considerou-se também o efeito da variação do módulo de deformabilidade dos solos SC85 e SC100, por meio de variações isoladas do parâmetro K do modelo hiperbólico, conforme mostra a Tabela 3.3.2. Estas variações influem diretamente na rigidez do solo. É importante salientar, no entanto, que o módulo tangente utilizado pelo SSCOMP é função também do nível de tensões atuantes e dos parâmetros de resistência do solo.

Esta análise concentrou-se, de maneira a simplificar o estudo da variação do parâmetro K, na comparação entre os deslocamentos do topo da estrutura AA1 à cada incremento, ou seja, no lançamento das camadas do aterro e na aplicação de carga, nas condições menos favoráveis de altura (H1) e carregamento (C1). O desenho esquemático dos incrementos e os resultados desta análise estão apresentados nas Figuras 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3.

FIGURA 4.4.1 – Esquema do Lançamento das camadas do aterro e do carregamento

FIGURA 4.4.2 - Deslocamentos no topo do conduto AA1 em relação a variação do parâmetro K , à cada incremento, para o solo SC85.

FIGURA 4.4.3 - Deslocamentos no topo do conduto AA1 em relação a variação do parâmetro K , à cada incremento, para o solo SC100.

Nota-se que para ambos os solos a mecânica do comportamento do topo do conduto foi muito parecida. Percebe-se claramente o comportamento do conduto diante do lançamento das camadas do aterro. O

mesmo apresentou uma deflexão inicial em torno de 5 cm, independente do lançamento das camadas, até que o aterro atingisse o ombro da estrutura (camada 7). A partir da 8^o até 11^o incremento houve uma deflexão positiva e pode-se notar a influência do parâmetro K do solo. O 12^o e 13^o incremento promovem deflexões negativas e o 14^o incremento, que é o carregamento C1, determina o deslocamento final do topo da estrutura.

Embora apresentem um comportamento, similar as magnitudes dos deslocamentos finais são muito diferentes, atingindo 72 cm para o solo SC1 e 32cm para o solo SC2, o que caracteriza um melhor comportamento quando o solo é mais compacto.

Ao se duplicar o valor de K percebe-se que, para os dois solos, a diferença entre a magnitude dos deslocamentos é muito pequena, da ordem de 0,5cm, quando comparada ao valor dos deslocamentos de K inicial. O que ocorre é uma melhoria na magnitude do deslocamento final do topo da estrutura, que apresenta uma redução da ordem 8,0cm em relação ao deslocamento quando utiliza-se o valor inicial de K.

Ao se reduzir em 50% o valor inicial de K, para os dois solos, as variações dos deslocamentos do topo da estrutura AA1 em relação aos deslocamentos registrados para o valor de K inicial foram significativos, da ordem de 6.0cm. Embora quanto ao deslocamento final esta variação tenha se reduzido permanecendo em torno de 1,0cm.

Os resultados evidenciam que para os dois solos estudados, a variação do parâmetro K interfere diretamente no comportamento do conduto, porém a magnitude dos deslocamentos não é proporcional à variação do K.

4.5 EFEITO DA COESÃO E DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO

Nesta análise utilizaram-se solos com parâmetros K aproximadamente iguais e parâmetros de resistência diferentes. As análises foram sintetizadas em dois gráficos:

1. Relação de um adimensional estabelecido como a razão entre as tensões verticais fornecidas pelo *SSCOMPPC* (σ_v) e as tensões geostáticas somadas aos acréscimos de tensões provocadas por um carregamento externo ($\gamma H + \sigma_{v\text{boussinesq}}$) atuantes no topo da estrutura AA1, *versus* um outro adimensional igual ao quociente da altura de cobertura do aterro (H) pelo vão (L) da estrutura.
2. Relação da razão entre os deslocamentos verticais (δ_v) do topo da estrutura AA1 pelo vão (L), *versus* a razão H/L.

As comparações dos resultados das razões de tensões verticais e de deslocamentos verticais entre os solos SW85xML95, ML85xCL95 e SW61xCL85 estão apresentadas nas Figuras 4.5.1 e 4.5.2 Foram considerados altura H1 e carregamento do tipo C1.

FIGURA 4.5.1 - Relação das tensões verticais no topo do AA1 devido às variações de coesão e ângulos de atrito interno.

Pode-se verificar que a razão entre as tensões verticais com a profundidade varia pouco frente aos parâmetros de resistência e ao parâmetro K dos solos. Os resultados são muito parecidos, apresentando valores máximos próximos à superfície do aterro, com razão entre tensões verticais igual a 15, e uma queda acentuada até atingir a razão H/L de 0,055, quando tornam-se assintóticos com razão entre tensões que variam de 1,0 a

2,5 à medida que se aproxima da superfície do conduto. O resultado da razão entre tensões verticais máxima indica que os níveis de tensão são muito elevados próximos a superfície do aterro quando comparados aos níveis de tensões calculadas pela solução de Boussinesq, e que este elevado nível de tensão é dissipado até aproximadamente a metade da altura de cobertura e a partir disso varia pouco ($1,0$ à $2,5 \times (\gamma H + \sigma_{v\text{boussinesq}})$).

FIGURA 4.5.2 - Relação da razão dos deslocamentos verticais pelo vão de AA1.

Quanto aos resultados da razão dos deslocamentos verticais pelo vão da estrutura (δ_v/L), observou-se que para os solos com parâmetro K de aproximadamente 445, os índices variam de 0,055 a 0,058 para o SW85 e de 0,030 a 0,037 para o ML95, ou seja, para o solo ML95 (coesivo) há um decréscimo de deformação da ordem de 0,021 a 0,025 em relação a deformação do solo SW85 (areia).

Já, para os solos com parâmetro K de aproximadamente 115, os índices variaram de 0,055 a 0,063 para o ML85 ($c = 21$ kPa) e de 0,044 a 0,049 para o CL95 ($c = 62$ kPa), ou seja, para o solo CL95 houve um decréscimo de deformação da ordem de 0,011 a 0,014 em relação a deformação do solo ML85.

Finalmente, para os solos com parâmetro K de aproximadamente 52, os índices variaram de 0,20 a 0,25 para o SW61 (areia) e de 0,083 a 0,093 para o CL85 (coesivo). Pode-se observar que para ambos os solos os índices de deformação foram elevados, com deslocamentos da ordem de 2,0m para o SW61 e de 0,90m para o CL85. Percebe-se que, embora os dois solos apresentassem uma possível ruptura devido as deflexões excessiva, a influência da coesão foi significativa, pois os resultados de CL85 ($c = 41$ kPa) foram da ordem de 2,5 vezes menores do que os deslocamentos do solo SW61 ($c = 0$ kPa).

A Tabela 4.5.1 apresenta uma síntese da variação da razão δ_v/L no topo da estrutura AA1, em relação à variação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito para os três pares de solos avaliados.

TABELA 4.5.1 - Variação dos índices da razão de deslocamentos verticais e o vão da estrutura AA1, em função dos parâmetros de resistência.

	K	c (kPa)	ϕ	δ_v/L
SW85	445	0	38	0,055 à 0,057
ML95		28	34	0,030 à 0,037
ML85	115	21	30	0,055 à 0,063
CL95		62	15	0,044 à 0,049
SW61	52	0	29	0,20 à 0,25
CL85		41	18	0,083 à 0,093

Considerando-se que o limite utilização da razão δ_v/L é 0,03 apenas o solo ML95 aproximou-se do limite, mas de maneira geral nenhum dos solos anteriores apresentaram deflexões satisfatórias. Apesar disso, dos resultados pode-se considerar que o efeito do parâmetro de coesão é muito importante no comportamento do sistema, pois todos os solos que possuíam parâmetros de coesão superiores apresentaram menores índices de deflexão.

4.6 ANÁLISE DA VIGA DE RIGIDEZ

Inicialmente procurou-se simular a viga de rigidez através da consideração das propriedades de um elemento plano, na mesma posição e formato, e propriedades compatíveis com uma viga de concreto. O diagrama de momentos fletores e os deslocamentos das estruturas obtidos foram semelhantes aos obtidos em análises em que se ignorou a existência desta viga.

Para tentar representar a viga de rigidez com mais fidedignidade foram realizadas outras tentativas. Duas delas foram mais representativas. A primeira procurou representar a viga de rigidez através do acréscimo de um elemento de viga de concreto na região dos ombros da estrutura AA1, e na segunda, utilizou-se a própria viga do conduto com rigidez, inércia e propriedades compatível à de uma viga de concreto.

Essas duas tentativas também apresentaram comportamento semelhante. O elemento de viga enrijecido absorveu os maiores esforços de momento atuantes em toda a estrutura, mas não aliviou estes esforços, principalmente na região crítica no topo da estrutura. Esta região é muito importante para o comportamento estrutural do conduto. Não se observou mudanças no padrão e nem nas magnitudes dos deslocamentos no topo do conduto. Na Tabela 4.6.1 pode-se observar as diferenças das magnitudes de momentos fletores e deslocamentos nos casos descritos acima, para o conduto AA1, considerando o solo envolvente como SC1 e SC2, considerando altura de aterro H1 e submetido ao carregamento C1.

TABELA 4.6.1 - Comparativo dos esforços de momento e deslocamentos nos ombros e no topo do conduto AA1 de acordo com a variação da viga de rigidez, quando o solo envolvente era o solo misto.

Viga de Rigidez	Momento (KN.m/m)		Deslocamento Topo AA1 (m)
	Nos ombros AA1	TopoAA1	
Solo enrijecido	de 25 a 39	de 23 a 30	0,45
Sem Viga de Rigidez	de 27 a 39	de 21 a 30	0,44
Elemento de viga como concreto	de 47 a 49	de 19 a 28	0,41

A Figura 4.6.1 ilustra a diferença da atuação dos momentos fletores para os três casos mostrados na Tabela 4.6.1

Sendo assim, como as análises anteriores visaram principalmente a região crítica do topo do conduto AA1, estas continuam sendo válidas pois o padrão dos deslocamentos não foi alterado apesar da não representatividade da viga de rigidez.

É importante ressaltar que estas alterações na região dos ombros de AA1 modificaram os esforços de momentos apenas nesta região de AA1, sendo que nas demais estruturas permaneceram com os mesmos esforços e comportamento estrutural observados diante de todas as variações.

FIGURA 4.6.1 – Diagramas de Momento fletor para as três considerações quanto a viga de rigidez nos ombros da estrutura AA1, para o solo misto, H1 e C1.

A modelagem da viga de rigidez no estado plano não foi representativa. Em uma análise tridimensional possivelmente a sua influência seria melhor analisada.

Capítulo 5 _____ CONCLUSÕES

Uma série de simulações numéricas através do método dos elementos finitos foi realizada na análise de um conjunto de cinco estruturas enterradas, que constituíam um sistema múltiplo em aço corrugado. Das análises realizadas pode-se constatar que:

- O efeito das cargas externas é crítico quando estas são aplicadas sobre o centro da estrutura de maior vão (AA1), tendo em vista que os maiores deslocamentos ocorrem no topo desta estrutura. Estes resultados concordam com os estudos de casos deste tipo de estrutura apresentados em literatura.
- Alturas de cobertura do aterro superiores a 3,0m promovem sensível redução na magnitude das tensões verticais devido ao tráfego, o que reafirma dados levantados na revisão bibliográfica. Pode-se notar que na região do topo da estrutura AA1 estas tensões são uniformemente distribuídas, e isto melhora consideravelmente o comportamento das estruturas tanto para o solo compacto como para o fofo.
- Ainda que não tenha sido considerado o efeito da compactação durante o processo construtivo, este foi representado através das propriedades do solo e demonstrou, como esperado, que a qualidade da compactação do solo é fundamental para o bom comportamento solo-estrutura.

- Os momentos fletores atuantes nas estruturas são diretamente influenciados pelo grau de compactação do aterro, e são mais críticos no topo e nos ombros das estruturas quando estas estão sujeitas a cargas de tráfego.
- As variações da rigidez do solo são significativas no comportamento das estruturas, entretanto para os casos estudados a magnitude dos deslocamentos não apresentou-se proporcional à variação do parâmetro K.
- Na análise da variação de rigidez do solo através do parâmetro K foi possível acompanhar o comportamento do conduto a cada etapa da seqüência construtiva. Houve o acréscimo da altura do conduto até que as camadas de aterro atingissem a altura dos ombros da estrutura e posteriormente a deflexão do topo do conduto devido as demais camadas e ao carregamento.
- O parâmetro de coesão apresenta grande influência no comportamento das estruturas. Comparando-se as deformações dos solos coesivos com as deformações dos solos não coesivos, com mesmo módulo de deformabilidade. Neste estudo pode-se perceber a melhor adequabilidade dos solos coesivos a este tipo de estrutura .
- O aumento do espaçamento horizontal entre os condutos promoveu uma redução de 20% dos deslocamentos verticais no topo do conduto para os solos SC1 e SC1-SC2, e para o solo compacto SC2 redução de 33%. Estes números demostram que a interferência no comportamento de estruturas paralelas é significativa, e que o espaçamento horizontal entre estas é uma variável de projeto importante.
- A consideração da viga de rigidez através de um elemento plano não foi representativo nas análises realizadas, pois a não consideração deste em nada influenciou nos resultados de momentos e

deslocamentos. As simulações mostraram pouca influência no topo desta estrutura, ocorrendo apenas uma maior concentração na região dos ombros de AA1. Em uma análise tridimensional, possivelmente se observaria melhor a influência da viga de rigidez no comportamento das estruturas.

- Quanto ao desempenho do pré/pós-processador (WSSCOMP) pode-se afirmar que foi uma ferramenta essencial na realização dos processamentos numéricos. Através dele foi possível realizar inúmeras simulações com malhas bem refinadas, bem como facilitou a análise dos resultados obtidos.

Capítulo 6 _____ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLGOOD, J.R.; TAKAHASHI, S.K. (1972)** *"Balanced Design and finite element analysis of culverts"*, Highway Research Board, HRR 413, p.45-55.
- ASTM B 790 (1996)** *"Structural Design of Corrugated Aluminum Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Culverts, Storm Sewers, and Other Buried Conduits"* American Society for Testing and Materials, 6 p.
- BOSCARDIN, M. D. et al (1990)** *"Hyperbolic parameter for compacted soils"*, Journal of Geotechnical Engineering, v116, n. 01, p.88-102.
- BOULANGER, R. W., BRAY, J. D., CHEW, S. W., SEED, R. B. , MITCHELL, J. K. e DUNCAN, J. M. (1991)** *"SSCOMPPC: A Finite Element Analysis Program for Evaluation of Soil Structure Interaction and Compaction Effects"*, Report n. UCB/GT/91-02, Berkeley, 176p.
- BUENO, B. S. (1998)** *"Análise da Ruptura da obra do Pontilhão da Via das Comitivas, município de Barretos-SP"*, Relatório Técnico, 26p.
- BULSON, P.S. (1985)** *"Buried and Rigid Pipes – Structural design of Pipelines"*, London, Chapman and Hall Ltd, 227p.
- CLOUGH, R.W.; WOODWARD, R.J. (1967)** *"Analyses of embankment stresses and deformations"*, JSMFD, ASCE, v.93, sm-4, p.529-549.

- DUNCAN, J.M. (1975)** *"Finite Element analysis of buried flexible metal culvert structures"*, Laurits-Bjerrum Memorial Volume, NGI, Oslo, p.213-222.
- DUNCAN, J.M. (1979)** *"Behavior and design of long-span metal culverts"*, Journal of geotechnical engineering, v.105, GT3, p.399-418
- DUNCAN, J. M.; BRYNE, P.; WONG, K. S.; MABRY, P. (1980)** *"Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stress and Movements in Soil Masses"*, Geotechnical Engineering Research Report no. UCB/GT/80-01, University of California , Berkeley.
- DUNCAN, J.M.; SEED, R.B., DRAWSKY, R.H. (1985)** *"Design of Corrugated Metal Box Culverts"* Transportation Research Record n.1008, p.33-41.
- GETZLER, Z.; KOMORNIK, A.; MAZURIK, A. (1968)** *"Model study on arching above buried structures"*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM5, p.1123-1141.
- GUMBEL, J.E.; O'REILLY, M.P.; LAKE, L.M.; CARDER, D.R. (1982)** *"The development of a new design method for buried flexible pipes"*, In: Proceedings Europe Conference, Bastle, paper 8, p.87-98.
- HANDY, R.L. (1985)** *"The Arch in soil arching"*, Journal of geotechnical engineering, v.111, n.3, p.302-318.
- JANBU, N. (1963)** *"Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial tests"*, Proc. 1st. ECSMFE, Wiesbaden, v.1, p.10-25.
- KATONA, M.G.; SMITH, J.M., ODELLO, R.S.; ALLGOOD, J.R. (1976)** *"CANDE – A modern approach for the structural desing and analysis of buried culverts"*, Report FHWA-RD-77-5, Federal Highway Admin., U.S. dept. of Transp., Washington, D.C.

- KATONA, M.G. (1990)** *“Minimum Cover Heights for Corrugated Plastic Pipe Under Vehicle Loading”*, Transportation Research Record 1288, Washington, p.127-135.
- KONDNER, R.L. (1963)** *“Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils”*, Journal of The soil mechanics and foundations division, SM-1,p.115-143.
- KRYNINE, D.P. (1945)** *Discussion of “Stability and stiffness of cellular cofferdams”*, by K. Terzaghi, Transactions ASCE, v.110, p.1175-1178.
- LUSCHER, U.; HÖEG, K. (1965)** *“The action of soil around buried tubes”*, p.396-399.
- LUSCHER, U.; HÖEG, K. (1964)** *“The beneficial action of the surrounding soil on the load-carrying capacity of buried tubes”*, p.393-402.
- MARSTON, A.; (1930)** *“The Theory o external loads on closed conduits in the light of the latest experiments”*, Iowa Engineering Experimental Station, Ames, Bulletin 96, 36 p.
- MCKELVEY III, J.A. (1994)** *“The anatomy of soil arching”*, Geotextiles and Geomembranes, v.13, p.317-329.
- MEYERHOF, G.G.; FISHER, C.L. (1963)** *“Composite design of underground steel structures”*, Engineering Journal of the engineering institute of Canada, EIC-63, Geotech5, p.36-41.
- MOHRI, Y.; TSURUMARU, Y.; ASANO, I. (1990)** *“Measured performance and numerical analysis of buried pipe”*, In: Pipeline Design and Installation: Proceedings of International Conference, Las Vegas, p.535-545.
- MOORE, I.D.; SELIG, E.T.; HAGGAG, A. (1988)** *“Elastic Buckling Strength of Buried Flexible Culverts”*, Transportation Research Record 1191, Washington, p.57-64.

NBR 7188 (1984) *“Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre”*, ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas, p.8.

OKEAGU, B.; ABDEL-SAYED, G. (1984) *“Coefficients of soil reaction for buried flexible conduits”*, Journal of geotechnical engineering, v.110, n.7, p.908-922.

ONO, K.; YAMADA, M. (1993) *“Analysis of the arching action in granular mass”*, Geotechnique, v.43, n.1, p.105-120.

QUINLAN, J.F. (1987) *Discussion of “The arch in soil arching”*, by R.L. Handy, Journal of geotechnical engineering division, ASCE, v.113, n.3, p.272-274.

RICO RODRIGUEZ, A.; DEL CASTILLO, H. (1989) *“La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres – carreteras, ferrocarriles y aeropistas”*, México, v.2, p.1-11.

ROGERS, C.D.F. (1987) *“The influence of surrounding soil on flexible pipe performance”*, Transportation Research Record 1129, Washington, p.1-11.

SARGAND, S.M.; HAZEN, G.A.; HURD, J.O. (1992) *“Structural evaluation of box culverts”*, Journal of structural engineering, v.118, n.12, p.3297-3314.

SHARMA, S.; HARDCASTLE, J.H. (1993) *“Evaluation of culvert deformations using finite element method”*, Transportation Research Record 1415, Washington, p.32-39.

SEED, R.B.; YU OU, C. (1986) *“Measurements and analyses of compaction effects on long span culvert”*, Transportation Research Record 1087, Washington, p.37-45.

SPANGLER, M.G. (1948) *“Discussion of Underground Conduits na appraisal of Modern Research”*, Transactions ASCE, n. 2337, p. 316-374.

SPANGLER, M.G. (1951) *"Soil Engineering – Underground Conduits"*, International TextBooks in civil engineering, p. 409-449.

TERZAGHI, K. (1943) *"Theoretical soil mechanics"* J. Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

WATKINS, R.K.; ANDERSON, L.R. (1999) *"Structural mechanics of buried pipes"*, CRC press, 444p.

WHITE, H.L.; LAYER, J.P. (1960) *"The corrugated metal conduits as compression ring"*, Proceedings of Highway Research Record, v.39, p.389-397.

YOUNG, O.C.; TROTT, J.J. (1984) *"Buried and Rigid Pipes – Structural design of Pipelines"*, London and New York, Elsevier Applied science publishers, 234p.

ZORN, N.F.; VAN DEN BERG, P. (1990) *"Numerical analysis of flexible culverts in layered soils"*, In: Pipeline Design and Installation, Proceedings of the International Conference, Las Vegas, p.383-397.

REFERÊNCIAS COMPLEMENTARES

ALLGOOD, J.R. (1971) *"Structures in soil under high loads"*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM3, p.565-579.

BAKHT, B. (1981) *"Soil-Steel Structure response to live loads"*, Journal of geotechnical engineering, v.107, GT6, p.779-798

BEACH, A.E. (1988) *"Load Test Report and Evaluation of Precast Concrete Arch Culvert"*, Transportation Research Record 1191, Washington, p.12-21.

BUENO, B.S.; COUSENS, T.W. (1991) *"Twin Flexible pipes in Trench"*, In: IX Panamerican Conference, p.1351-1362.

- BURGHIGNOLI, A. (1981)** *"Soil Interaction in Buried Structures"*, In: X ICSMFE, v.1, p.69-74.
- CATES, W.H. (1964)** *"Design of flexible steel pipe under external loads"*, Journal of the Pipeline division, PL-1, p.21-31.
- DUNCAN, J.M. (1978)** *"Soil-Culvert Interaction Method for design of metal culverts"*, Transportation Research Record 1008, Washington DC, p.53-59.
- ENGLISH, R.J.; SCHOLFIELD, N. (1974)** *"A technique of inspection and testing of thin-walled buried structures"*, Geotechnique, v.24, n.1, p.91-92.
- FERNANDO, N.S.M.; CARTER, J.P. (1998)** *"Elastic analysis of buried pipes under surface path loadings"*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v.124, n.8, p.720-728.
- FORRESTAL, M.J.; HERRMANN, G. (1965)** *"Buckling of a long cylindrical shell surrounded by no elastic medium"*, Journal of solids structures, v.1, p.297-309.
- GRANATA, R.D.; WILSON, J.C.; FISHER, J.C. (1996)** *"Assessing corrosion on Steel Structures Using Corrosion Coulometer"*, Journal of Infrastructure Systems, v.02, n.3, p.139-144.
- HAVENS, B.T.; KLAIBER, F.W.; LOHNES, R.A.; ZACHARY, L.W. (1995)** *"Longitudinal Strength and Stiffness of Corrugated Steel Pipe"*, Transportation Research Record 1514, Washington, p.1-9.
- HMADI, K.E.; O'ROURKE, M.J. (1988)** *"Soil springs for Buried pipeline axial motion"*, Journal of geotechnical engineering, v.114, n.11, p.1335-1339.
- HSU, T.W. (1993)** *"Rate effect on lateral soil restraint of pipelines"*, Soil and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.33, n.4, p.159-169.

KATONA, M.G. (1978) *"Analysis of Long-Span Culverts by the Finite Element Method"*, Transportation Research Record 678, Washington, p.59-66.

KENNEDY, J.B.; LABA, J.T. (1989) *"Suggested Improvements in Design Soil-Steel Structures"*, Transportation Research Record 1231, Washington, p.96-104.

KJARTANSON, B.H.; LOHNES, R.A.; KLAIBER, F.W; MCCURNIN, B.T. (1995) *"Full-Scale Field Test of Uplift Resistance of Corrugated Metal Pipe Culvert"*, Transportation Research Record 1514, Washington, p.74-82.

KRIZEK, R.J.; KAY, J.N. (1972) *"Material Properties affecting soil-structure interaction of underground conduits"*, Highway Research Board, HRR 41, p.13-29.

LUSCHER, U. (1966) *"Buckling of soil-surrounded tubes"*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v.92, SM6, p.211-228.

MATYAS, E.L.; DAVIS, J.B. (1983) *"Prediction of vertical earth loads on rigid pipes"*, Journal of geotechnical engineering, v.109, n.2, p.190-201.

MOORE, I.D. (1987) *"The Elastic stability of shallow buried tubes"*, Geotechnique, v.37, n.2, p.151-161.

MOORE, I.D. (1989) *"Elastic Buckling of buried flexible tubes- A Review of theory and experiment"*, Journal of geotechnical engineering, v.115, n.3, p.340-358.

MOORE, C.A.; DONALDSON, C.F. (1990) *"Measuring strains in buried flexible pipes"*, Geotechnical testing Journal, GTJODJ, v.13, n.3, p.208-214.

- MOORE, I.D. (1995)** *"Three Dimensional Response of Deeply Buried Profiled Polyethylene Pipe"*, Transportation Research Record 1514, Washington, p.49-58.
- MURFF, J.D.; WAGNER, D.A.; RANDOLPH, M.F. (1989)** *"Pipe penetration in cohesive soil"*, Geotechnique, v.39, n.2, p.213-229.
- NIELSON, F.D. (1967)** *"Soil Structure Arching Analysis of Buried Flexible Structures"*, Highway Research Board, HRB 185, p.36-50.
- NIELSON, F.D. (1972)** *"Experimental Studies in Soil-Structure interaction"*, Highway Research Board, HRR 41, p.30-43
- OMARA, A.M.; AKL, F.A. (1998)** *"Model for analysis of buried pipes installed using trenchless construction methods"*, Journal of Infrastructure Systems, v.04, n.01, p.05-18.
- PARMELEE, R.A.; COROTIS, R.B. (1966)** *"The Iowa Deflection Formula: na appraisal"*, Highway Research Board, HRR 145, p.89-102.
- PARMELEE, R.A. (1971)** *"Investigation of Soil-structure interaction of buried concrete Pipe"*, Highway Research Board, p.32-39.
- POTTER, J.C.; HARRY JR., H.U. (1989)** *"Heavy-Load Traffic Tests for Minimum Pipe Cover"*, Transportation Research Record 1231, Washington, p.56-69.
- RAJANI,B.; ZHAN, C.; KURAOKA, S. (1996)** *"Pipe-soil interaction analysis of jointed water mains"*, Canadian Geotechnical Journal 33, p.393-404.
- ROGERS, C.D.F. (1988)** *"Some Observations on Flexible Pipe Response to Load"*, Transportation Research Record 1191, Washington, p.1-11.
- ROGERS, C.D.F.; CHAPMAN, D.N. (1995)** *"Ground Movements Caused by trenchless Pipe Installation techniques"*, Transportation Research Record 1514, Washington, p.37-48.

- SELIG, E.T. (1985)** *“Review of Specifications for Buried Corrugated Metal Conduit Installations”*, Transportation Research Record 1008, Washington, p.15-21.
- SLADEN, J.A.; OSWELL, J.M. (1988)** *“The induced trench method – a critical review and case history”*, Canadian Geotechnical Journal, v. 25, p. 541-549.
- SHARMA, S.; HARDCASTLE, J.H.; (1993)** *“Evaluation of Culvert Deformations Using the Finite Element Method”*, Transportation Research Record 1415, Washington, p.32-39.
- SPANGLER, M.G. (1971)** *“Long-Time Measurement of Loads on three Pipe Culverts”*, Highway Research Board, p.01-14.
- TAYLOR, R.K. (1971)** *“Induced-Trench Method of Culvert Installation”*, Highway Research Board, p.15-31.
- WATKINS, R.K. (1960)** *“Failure Conditions of Flexible Culverts Embedded in Soil”*, Highway Research Board, HRB 09, p.361-371.
- WATKINS, R.K. (1964)** *“Structural design trends in buried flexible conduits”*, p.246-255.
- WATKINS, R.K. (1966)** *“Structural Design of Buried Circular Conduits”*, Highway Research Record, HRR 145, p.1-16.
- WATKINS, R.K.; SMITH, A.B. (1973)** *“Deflection of buried Pipes”*, Journal American Water Works Association, part 1, p.588-593.
- WATKINS, R.K. (1975)** *“Buried Structures-Foundation Engineering”*, Handbook, p.649-672.
- WATKINS, R.K.; DWIGGINS, J.M.; ALTERMATT, W.E. (1987)** *“Structural Design of Buried Corrugated Polyethylene Pipes”*, Transportation Research Record 1129, Washington, p.12-20.

ZARGHAMEE, M.S. (1993) *"Postfailure behavior of buried pipe"*,
Transportation Research Record 1415, Washington, p.51-57.

ANEXO 1

MANUAL DE UTILIZAÇÃO

WSSCOMP