Rafael Ribeiro Plácido

O USO DE GEOCOMPOSTO COMO CAMADA INDUTORA PARA REDUÇÃO DE TENSÕES SOBRE ESTRUTURAS ENTERRADAS

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

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos
2006

Dedico esta dissertação aos meus pais Roberto e Ilka, à minha irmã Juliana, e à Thelma Sumie.

AGRADECIMENTOS

Ao orientador Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno pela competente orientação e amizade.

À Thelma Sumie M. M. Kamiji pelo apoio e companheirismo durante a realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela concessão da bolsa de estudos.

Aos amigos Fernando Luiz Lavoie e Ovídio Joaquim dos Santos Júnior pelo constante apoio e amizade.

Aos amigos do Departamento de Geotecnia, em especial à turma de mestrado de 2004.

Aos funcionários Clever Valentin e Silvio Wick pela constante ajuda nas atividades de laboratório.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Geotecnia pela atenção e ajuda dispensada.

Especialmente aos meus pais, Roberto e Ilka, por serem os grandes responsáveis por todas as minhas conquistas.

RESUMO

PLÁCIDO, R. R. (2006). *O Uso de Geocomposto como camada indutora para redução de tensões sobre estruturas enterradas.* Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

Este trabalho apresenta resultados de ensaios laboratoriais e de análises paramétricas, realizadas através do Método dos Elementos Finitos, para a avaliação do comportamento do geocomposto MacDrain 2S quando utilizado como elemento compressível na técnica da trincheira induzida para redução de tensões sobre estruturas enterradas. Mostra-se que este geocomposto fabricado pela Maccaferri América Latina, que tradicionalmente é aplicado em obras de drenagem, apresentou ótimo desempenho para o fim proposto, proporcionando redução de tensões sobre o conduto de até 85,5%. Mostra-se ainda que a utilização de uma camada de geotêxtil sobre o elemento compressível não implica em grandes benefícios de desempenho, o que torna sua utilização descartável. Os resultados experimentais, refinados através das análises numéricas, mostraram que a camada indutora deve ser posicionada o mais próximo possível do conduto, sendo que o número de camadas da inclusão pouco influencia na eficiência do sistema. Valores adequados de larguras das inclusões devem se situar numa faixa entre 2 e 2,5 vezes a distância entre a inclusão e o topo do conduto.

Palavras-chave: Trincheira induzida; tubulação enterrada; redução de esforços.

ABSTRACT

PLÁCIDO, R. R. (2006). *The use of geocomposite as compressible layer to reduce vertical stress on buried structures.* Dissertation (Master) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

This work presents results of laboratory tests and parametric analyses using the Finite Element Method to evaluate the behavior of the MacDrain 2S geocomposite when used as compressible layer of the induced trench method to reduce vertical earth stress on buried structures. The analyses showed that this geocomposite, manufactured by Maccaferri América Latina, that traditionally is applied in drainage works, presented excellent behavior, providing stress reduction up to 85,5%. The results showed that the use of a geotextile layer located over the compressible element did not show a performance, what turns it dispensable. The experimental results, confirmed by the numeric analyses, showed that the compressible layer must be located as near as possible to the culvert crown, and the number of inclusion did not play important role on the system performance. Appropriate values of inclusion width must be situated between 2 and 2,5 times the distance between the geocomposite and the top of the conduit.

Key words: Induced trench; buried pipes; stress reduction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Modelo analisado por Janssen (BULSON, 1985).....7

Figura 2.2. Diagrama de forças atuantes no arco arbitrado (ENGESSER, 1882 apud IGLESIA, 1999). 9

Figura 2.3. Circulo de Mohr para elemento de solo situado no contato entre prisma interno e externos (BUENO, 2005). 11

Figura 2.4. Formação do arco em catenária (HANDY, 1985).....13

Figura 2.5. Comparação dos valores de K calculados por diferentes propostas. 17

Figura 2.6. Experimento de Terzaghi (1936 apud BULSON, 1985). 19

Figura 2.7. Variação da tensão vertical em arqueamento ativo (COSTA, 2005). 20

Figura 2.8. Variação da tensão vertical em arqueamento passivo (COSTA, 2005)..21

Figura 2.9. Variação da tensão vertical com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo (COSTA, 2005). 22

Figura 2.10. Geometria do experimento de Gill (BULSON, 1985).....23

Figura 2.11. Resultados do experimento de Gill (BULSON, 1985) 25

Figura 2.12. Calibração do modelo para obtenção de A_0 e n (COSTA, 2005).....26

Figura 2.13. Previsões de curvas de arqueamento pelo experimento de Gill (COSTA, 2005). 27

Figura 2.14. Diagrama de forças para um conduto instalado em vala (YOUNG & TROTT, 1984). 28

Figura 2.15. Coeficiente C_d para instalação em valas estreitas (YOUNG & TROTT, 1984). 30

Figura 2.16. Instalação de condutos em valas estreitas e valas largas. 31

Figura 2.17. Ilustração do plano de igual recalque (BUENO, 2005).....32

Figura 2.18. Mecanismo de funcionamento da trincheira induzida (SLADEN & OSWELL, 1988). 37

Figura 2.19. Métodos construtivos de condutos enterrados (SLADEN & OSWELL, 1988). 38

Figura 2.20. Modelo de projeto final adotado (SLADEN & OSWELL, 1988). 39

Figura 2.21. Configurações utilizadas para condutos circulares (VASLESTAD, 1993). 41

Figura 2.22. Configuração adotada (VASLESTAD, 1993). 42

Figura 2.23. Seção típica adota nas simulações (MACHADO et al., 1996). 43

Figura 2.24. Esquema geral dos ensaios realizados (VIANA & BUENO, 1998). 45

Figura 2.25. Disposição geral da caixa de reação (MELOTTI, 2002).....47

Figura 3.1. Vista geral da caixa de testes (COSTA, 2005). 52

Figura 3.2. Detalhe das chapas móveis (COSTA, 2005). 53

Figura 3.3. Vista Geral do equipamento da chuva de areia (COSTA, 2005). 55

Figura 3.4. Detalhe da parte inferior da caixa com placa com furos de menor diâmetro (COSTA, 2005). 56

Figura 3.5. Esquema do difusor; (a) vista superior (b) corte A-A (COSTA, 2005). ...57

Figura 3.6. Curva de calibração da chuva de areia (D_r x diâmetro do furo). 58

Figura 3.7. Vista geral do geocomposto utilizado no programa de ensaios. 59

Figura 3.8. Curvas do ensaio de fluência em compressão para 1 camada do geocomposto. 60

Figura 3.9. Curvas do ensaio de fluência em compressão para 2 camadas do geocomposto. 61

Figura 3.10. Curva granulométrica da areia fina (COSTA, 2005).....62

Figura 3.11. Esquema geral da célula de tensão total.....63

Figura 3.12. Posicionamento das células de tensão total no fundo da caixa de testes. 64

Figura 3.13. Esquema geral dos ensaios realizados. 66

Figura 4.1. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=100 mm 72

Figura 4.2. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=200 mm 74

Figura 4.3. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=300 mm 75

Figura 4.4. Definição do conceito de *largura beneficiada*. 77

Figura 4.5. Relação entre a largura beneficiada e a largura da inclusão para diferentes condições de instalação. 78

Figura 4.6. Comparação de desempenho para H=50 mm e H=100 mm.....80

Figura 4.7. Comparação de desempenho entre ensaios com 1 camada e 2 camadas de geocomposto. 82

Figura 4.8. Comparação de desempenho entre ensaios com e sem a presença de geotêxtil. 84

Figura 4.9. Comparação de desempenho entre ensaios com e sem a presença de geotêxtil. 85

Figura 4.10. Comparação de desempenho do sistema para instalação em diferentes densidades relativas.....87

Figura 4.11. Comparação de desempenho do sistema para instalação em diferentes densidades relativas – L=100 mm e H=300 mm. 88

Figura 4.12. Comparação entre resultados numéricos e experimentais para configuração L=200 mm e H=100 mm.....90

Figura 4.13. Influência da largura da inclusão para areia. 91

Figura 4.14. Influência da largura da inclusão para solo areno-argiloso. 92

Figura 4.15. Influência da posição da inclusão para areia.....94

Figura 4.16. Influência da posição da inclusão para solo areno-argiloso.....94

Figura 4.17. Influência do número de camadas da inclusão para diferentes alturas de cobertura (instalação em areia). 96

Figura 4.18. Influência do número de camadas da inclusão para diferentes alturas de cobertura (instalação em solo areno-argiloso). 96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Valores de K calculado pelas propostas de Rankine, Krynine e Handy (Adaptado de Bueno, 2005). 17

Tabela 2-2. Redução de esforços sobre dutos (VIANA, 2003 – modificado). 34

Tabela 2-3. Características e resultados do estudo de caso de Sandstone (SLADEN & OSWELL, 1988). 40

Tabela 2-4. Parâmetros utilizados no modelo constitutivo (MACHADO et al., 1996). 44

Tabela 2-5. Resumo dos casos históricos e seus resultados. 48

Tabela 3-1. Características gerais do geocomposto. 59

Tabela 3-2. Programa de ensaios. 66

Tabela 3-3. Programa de simulações numéricas. 68

Tabela 3-4. Propriedades dos materiais utilizados no modelo construtivo. 69

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

1.2. OBJETIVOS 4

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5

2.1. INTRODUÇÃO 5

2.2. O ARQUEAMENTO 5

2.2.1. Modelos teóricos de arqueamento 7

2.2.2. Experimentos clássicos 18

2.3. INSTALAÇÃO EM VALAS 27

2.4. TÉCNICAS DE INSTALAÇÃO COM REDUÇÃO DE ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA 33

2.4.1. Trincheira induzida 36

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 49

3. MATERIAIS E MÉTODOS 50

3.1. INTRODUÇÃO 50

3.2. ETAPA EXPERIMENTAL 51

3.2.1. A caixa de testes 51

3.2.2. Chuva de areia 54

3.2.3. A bolsa inflável 58

3.2.4. A camada indutora 59

3.2.5. O solo 61

3.2.6. O sistema de instrumentação 62

3.2.7. Aquisição de dados 64

3.2.8. Procedimento 65

3.2.9. Programa de ensaios 65

3.3. ETAPA NUMÉRICA.....67

3.3.1. Procedimento 67

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 70

4.1. INTRODUÇÃO 70

4.2. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRELIMINARES 71

4.2.1. ENSAIOS 1, 2 E 3 71

4.2.2. ENSAIOS 4, 5 E 6 73

4.2.3. ENSAIOS 7, 8 E 9 74

4.2.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRELIMINARES 75

4.3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COMPLEMENTARES 79

4.3.1. ENSAIO 10 80

4.3.2. ENSAIO 11 81

4.3.3. ENSAIO 12 83

4.3.4. ENSAIO 13 84

4.3.5. ENSAIO 14 86

4.3.6. ENSAIO 15 87

4.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA ETAPA NUMÉRICA.....89

4.4.1. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LARGURA DA INCLUSÃO NO DESEMPENHO DO SISTEMA 90

4.4.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA INCLUSÃO NO DESEMPENHO DO SISTEMA 92
4.4.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CAMADAS DE INCLUSÕES NO DESEMPENHO DO SISTEMA.....95
5. CONCLUSÕES.....97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 99

CAPÍTULO 01

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A magnitude dos esforços atuantes em estruturas enterradas depende da distribuição das tensões que se desenvolve ao seu redor. Esta redistribuição de tensões é fruto da compressibilidade relativa entre a estrutura e o solo circundante. Como regra geral, quando a inclusão é mais rígida que o solo circundante, as tensões atuantes sobre ela aumentam e quando é mais compressível, diminuem, ou seja, tensões são transferidas do meio terroso para a estrutura no caso de estruturas rígidas, e da estrutura para ao solo no caso de estruturas muito flexíveis.

Estes mecanismos de transferência de tensões do solo para a estrutura, ou vice-versa, têm sido objeto de vários estudos, cujo foco principal de análise tem sido o arqueamento de solos. Á medida em que o arqueamento é melhor compreendido e quantificado, surgem propostas de uso deste fenômeno nos projetos de estruturas

enterradas ou em contato com o solo, como, por exemplo, em túneis, galerias, dutovias, estruturas de contenção, entre outros.

Com o advento dos geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas) o fenômeno de transferência de tensões tem sido explorado e estendido para outros problemas geotécnicos como, por exemplo, para se transpor vazios gerados por mineração ou por dissolução de calcáreo (Giroud et al. 1985), para transferir cargas do solo mole para as estacas em aterros estaqueados (BS 8006/1995) e mais recentemente para transferir lateralmente tensões verticais sobre dutos enterrados (Bueno et al. 2005). Em todos estes casos a transferência de tensões de zonas escavadas, vazias ou ainda muito compressíveis para regiões mais rígidas, com ou sem apoio do solo de fundo das zonas abertas, tem sido objeto de estudo e quantificação. Além disto, a presença do geossintético tem permitido, por efeito membrana, que a inclusão absorva parte da carga vertical aplicada ao meio compressível.

Todas estas propostas de controle do arqueamento para se obter uma redução de tensões sobre estruturas enterradas respaldam um desenvolvimento elaborado por Marston e seus seguidores no início do século passado denominado falsa trincheira ou trincheira induzida. Neste processo construtivo, uma zona de material compressível, de espessura, largura e compressibilidade definidas em projeto, é implantada convenientemente sobre a estrutura. Tendo maior compressibilidade do que os prismas de solo situados nas laterais do elemento enterrado, a estrutura e o solo sobrejacente formam uma coluna de maior deformabilidade do que o solo lateral, o que induz uma transferência benéfica de tensões verticais da estrutura para o meio exterior. Embora engenhoso e simples de se executar o uso da falsa trincheira não foi tão intenso como se esperava, em parte porque o material compressível empregado nos primeiros exemplos de aplicação era

de origem vegetal (feno, palhas em geral, casca de arroz, etc.) e traziam no seu bojo a possibilidade de degradação e de compressão por fluência.

Com a chegada dos geossintéticos, a trincheira induzida tem a perspectiva de renascer com forças, pois materiais como o EPS (Expanded Polystyrene), de excelente controle dimensional, resistente às intempéries e de compressibilidade que atende às necessidades das obras podem ser facilmente encontrados no mercado. Neste sentido, um outro geossintético que parece se ajustar ainda mais aos preceitos da falsa trincheira é o geocomposto, fabricado pela Maccaferri América Latina, denominado MacDrain. Este geocomposto, tradicionalmente utilizado em obras geotécnicas como elemento drenante, possui o núcleo constituído por uma geomanta tridimensional com geotêxteis não tecidos de baixa gramatura colados a ambas das suas faces. Este material apresenta elevada compressibilidade permitindo induzir o arqueamento de maneira satisfatória. Além disto, o geocomposto apresenta baixa fluência em compressão, indicando que em uma situação real de instalação, sua estrutura pouco se modifica ao longo do tempo. Outras características importantes deste material são a leveza e o fácil manuseio, o que permite uma instalação simples e rápida.

Com todos os benefícios e facilidades oferecidos pelos geossintéticos, a necessidade de se retomar os estudos voltados para técnica da trincheira induzida se torna iminente. Existe a necessidade de se explorar mais esta técnica de modo a se obter parâmetros confiáveis para se projetar com maior segurança condutos ou qualquer outro tipo de estrutura enterrada.

1.2. OBJETIVOS

Para contribuir com a questão do uso de geossintéticos como elemento indutor ao arqueamento positivo em estruturas enterradas, este trabalho tem como principais objetivos:

- Estudar experimentalmente e com o auxilio do Método dos Elementos Finitos a eficiência do geocomposto MacDrain 2S como elemento compressível da técnica da trincheira induzida;

- Analisar o comportamento da técnica ao se variar a largura, a posição e o número de inclusões, bem como analisar a influência da presença de geotêxtil recobrindo o geocomposto e ancorado no solo lateral;

- Estabelecer relações adimensionais que possam dar suporte a projetos que venham a utilizar esta técnica.

CAPÍTULO 02

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre o comportamento mecânico de estruturas enterradas, dando ênfase à redução de esforços sobre condutos com especial atenção à técnica da trincheira induzida.

2.2. O ARQUEAMENTO

O arqueamento é apontado por Terzaghi (1943) como um dos fenômenos mais universais da Mecânica dos Solos, verificado tanto no campo quanto no laboratório.

Segundo Bueno (2005), o fenômeno do arqueamento é algo amplo nas obras geotécnicas e transcende a questão das estruturas enterradas, embora nessas se manifeste com enorme intensidade e gere grandes preocupações de projeto.

Quando um elemento qualquer é inserido em uma massa de solo, ocorre uma redistribuição de tensões neste meio, de forma a promover um alívio nos pontos mais deformáveis e concentração de tensões nas regiões mais rígidas. A forma geométrica da zona do maciço afetada por esta transferência de tensões assemelha-se a um domo e as tensões menores de compressão assumem a forma de um arco, daí o nome arqueamento (BUENO, 2005).

O arqueamento pode ser explicado como um fenômeno resultante da redistribuição de tensões do solo provocada pela interação entre uma estrutura enterrada e o solo que o envolve. A proporção da carga atuante no sistema que alcança a estrutura enterrada é governada pela geometria e pela rigidez da estrutura, pelas características físicas do solo, e pelo tipo de carregamento (estático ou dinâmico).

O arqueamento pode ser dividido em duas categorias distintas. É classificado como ativo (ou positivo) quando a tensão em uma determinada zona sobre a estrutura sofre redução. O caso oposto, ou seja, quando há aumento de tensão, é denominado arqueamento passivo (ou negativo) (COSTA, 2005).

2.2.1. Modelos teóricos de arqueamento

O primeiro modelo teórico de arqueamento foi concebido por Janssen (1895) com a finalidade de quantificar as cargas verticais em silos preenchidos com material granular. Este trabalho forneceu a compreensão teórica adequada para o posterior desenvolvimento da teoria de cargas verticais de solo sobre estruturas enterradas.

Janssen assumiu que a tensão vertical que age sobre a base do silo é igual à diferença entre a tensão devida ao peso do material que age sobre esta área e a resistência de interface que se desenvolve ao longo das laterais do silo (BULSON, 1985). A Figura 2.1 ilustra o modelo considerado e analisado por Janssen.

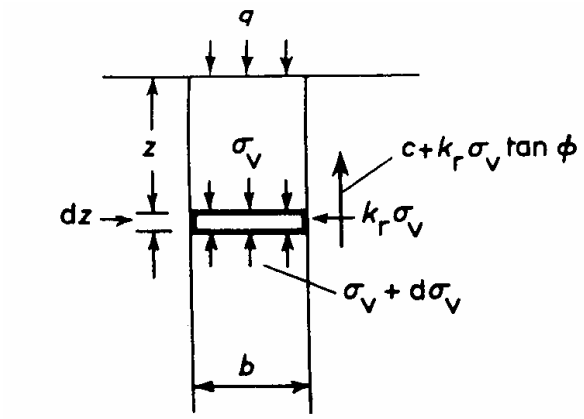


Figura 2.1. Modelo analisado por Janssen (BULSON, 1985).

Considera-se o modelo da figura 2.1. Se sobre o elemento infinitesimal destacado se fizer um equilíbrio das forças verticais, obtêm-se:

$$b\gamma dz = b(\sigma_V + d\sigma_V) - b\sigma_V + 2cdz + 2k_r\sigma_V dz \tan\phi \qquad (2.1)$$

Em que *b* é a largura do solo, *c* é o valor da coesão de interface, ϕ é o ângulo de atrito interno do material de enchimento, k_r é o coeficiente de empuxo que representa a relação entre a tensão horizontal efetiva (σ'_h) e a tensão vertical efetiva (σ'_v) e γ é o peso especifico do material de enchimento. Resolvendo a equação 2.1, obtêm-se:

$$\sigma v = \frac{b\left(\gamma - 2\frac{c}{b}\right)}{2kr\ \tan\ \phi}\left[1 - \exp\left(-kr\ \tan\ \phi\ \frac{2z}{b}\right)\right] \tag{2.2}$$

Se uma carga uniformemente distribuída de intensidade *q* atua sobre a superfície do terreno, para computar o acréscimo de tensão vertical devido a esta ação deve-se somar à expressão 2.2 uma parcela adicional igual ao produto da carga *q* pelo termo exponencial, ou seja:

$$\sigma v = \frac{b\left(\gamma - 2\frac{c}{b}\right)}{2kr\ \tan\phi}\left[1 - \exp\left(-kr\ \tan\phi\ \frac{2z}{b}\right)\right] + q\ \exp\left(-kr\ \tan\phi\ \frac{2z}{b}\right) \tag{2.3}$$

Para uma instalação profunda ($z \rightarrow \infty$) implantada em solo não coesivo (c=0), a expressão 2.3 torna-se:

$$\sigma_V = \frac{b\gamma}{2k_r\ \tan\phi} \tag{2.4}$$

E ainda se considerar que o ângulo de atrito interno (ϕ) seja igual a $30°$, e que $k_r \approx 1{,}0$, a equação 2.4 passa a ter a seguinte forma (BUENO, 2005):

$$\sigma_V = \frac{b\gamma}{1.16} \tag{2.5}$$

Uma outra solução teórica desenvolvida para quantificar o efeito do arqueamento deve-se a Engesser (1882). O autor desenvolveu uma solução analítica considerando a superfície de ruptura como um arco parabólico imaginário de espessura *dh* e largura *B*, que forma um ângulo $\theta=\phi$ com a extremidade do alçapão. O valor do carregamento pode ser determinado através do equilíbrio dos esforços que agem no elemento, Figura 2.2.

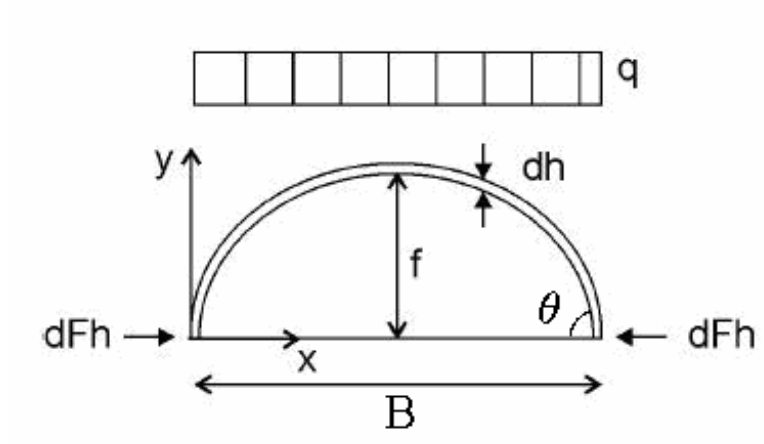


Figura 2.2. Diagrama de forças atuantes no arco arbitrado (ENGESSER, 1882 apud IGLESIA, 1999).

Quando a estrutura se desloca em relação ao solo adjacente, a redistribuição da carga do topo do arco para as laterais, devida ao carregamento uniformemente distribuído *q*, causa um amento da tensão vertical (σ_{vr}) dentro do arco. A carga vertical F_a, atuante na estrutura, é então considerada como a soma da tensão resultante do peso de solo abaixo do arco e σ_{vr} (equação 2.6). A tensão vertical é calculada como $K_a\sigma_{hr}$.

$$\frac{F_a}{\gamma HB} = \frac{B}{H}\left[\frac{H.K_a}{2.H.\tan\phi + B.K_a} + \frac{\tan\phi}{6}\right] \tag{2.6}$$

A expressão acima é válida somente para valores de *H/D > 1,5*.

Segundo Nielson (1967) não existe justificativa física para assumir que, no modelo de Janssen, o elemento infinitesimal seja horizontal. Segundo este autor, o arco se aproxima melhor de uma catenária do que de um elemento horizontal, o que torna a solução de Engesser mais apropriada.

Em 1913, Marston e Anderson iniciaram uma investigação sobre a magnitude do carregamento atuante sobre condutos enterrados rígidos. A teoria clássica de Janssen (1895) foi utilizada como base para o desenvolvimento de uma equação que governa carregamentos sobre condutos enterrados (MCKELVEY III, 1993).

O conceito básico da teoria de Marston e Anderson é que o carregamento devido ao peso da coluna de solo acima de um duto enterrado é modificado pela ação das forças cisalhantes que atuam nas paredes da vala em um sistema de prismas interno e externos, ou seja, parte de seu peso é transferido para os prismas laterais adjacentes, resultando, em alguns casos, em um carregamento sobre o tubo menor que o peso da camada de solo que o sobrepõe (SPANGLER & HANDY, 1982).

Como pode ser observado das equações 2.2 e 2.6, para cálculo da força vertical sobre o alçapão é necessário dispor do valor do coeficiente de empuxo, *K*. Além do valor clássico de Rankine, pode-se também utilizar as sugestões de Krynine (1945) e de Handy (1985).

Krynine (1945) propôs uma solução para o coeficiente de empuxo, *K*, considerando o círculo de Mohr da Figura 2.3. O ponto P é o pólo do círculo. Uma reta horizontal que passa pelo pólo corta o círculo no ponto em que atuam tensões σ_v e $-\tau$, e uma reta vertical que passa pelo pólo intercepta o círculo em um ponto cujas coordenadas são σ_h e τ.

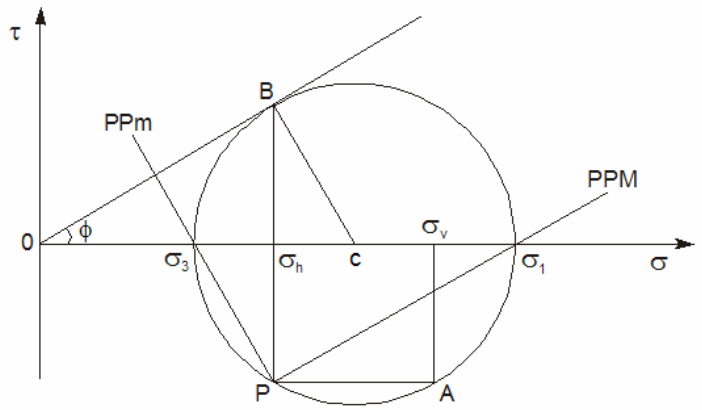


Figura 2.3. Circulo de Mohr para elemento de solo situado no contato entre prisma interno e externos (BUENO, 2005).

O desenvolvimento a seguir, extraído de Bueno (2005), permite obter o valor de *K* de Krynine.

Sabe-se que o raio do círculo de Mohr vale:

$$R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \tag{2.7}$$

E ainda que a abscissa do centro do círculo de Mohr vale:

$$OC = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \tag{2.8}$$

Dessa forma, levando-se em conta o triângulo retângulo OCB, pode-se escrever a seguinte relação:

$$R = OC.sen\phi \tag{2.9}$$

Levando-se em conta que $(\sigma_1 + \sigma_3) = (\sigma_h + \sigma_v)$, pode-se reescrever a equação 2.9 como:

$$R = \frac{(\sigma_h + \sigma_v)}{2} sen\phi \tag{2.10}$$

Considerando-se ainda que:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = 2.R.sen\phi \tag{2.11}$$

Portanto, é possível escrever a seguinte equação:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = (\sigma_v + \sigma_h).sen^2\phi \tag{2.12}$$

Logo, o valor de k pode ser expresso da seguinte forma:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - sen^2\phi}{1 + sen^2\phi} \tag{2.13}$$

Em 1985 uma nova proposta foi realizada por Handy. O coeficiente de empuxo de Rankine é determinado considerando que as tensões principais vertical e horizontal que atuam nas paredes da vala são tensões principais. Handy (1985)

considera que as tensões principais sofrem uma rotação contínua ao longo da largura da vala, de forma que as tensões principais menores seguem uma trajetória de rotação descrita por uma catenária. Apenas no centro da vala as tensões principais máximas e mínimas são, respectivamente, verticais e horizontais. Ao descrever a forma do arco como uma catenária ou arco invertido, Handy percebeu que a transferência de forças nas laterais do arco seria diferente daquela utilizada no modelo clássico que coincide as tensões horizontal e vertical com tensões principais. Assim, Handy desenvolveu, através da mecânica dos materiais, um novo coeficiente para transferência de carga na extremidade do arco para os prismas de solo adjacentes, que contribuiriam para a forma de catenária do arco do solo. Este coeficiente, que relaciona as tensões horizontal e vertical, é denominado coeficiente de Handy (K_w).

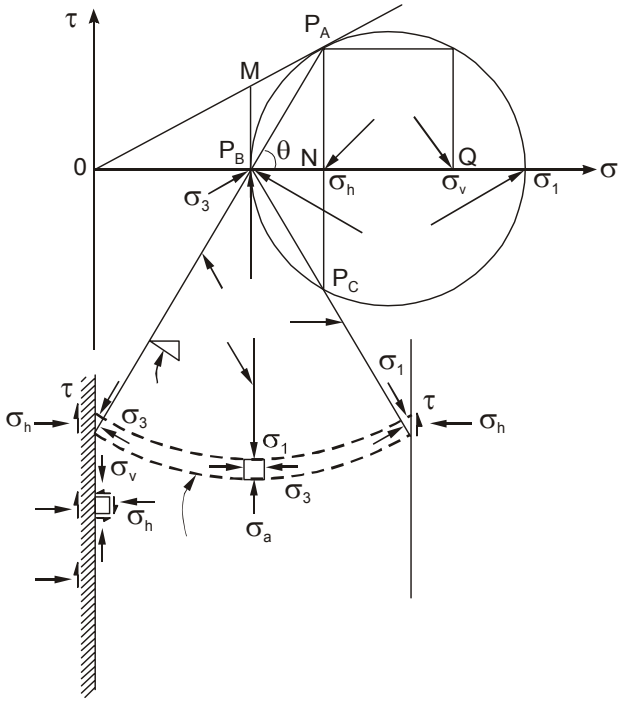


Figura 2.4. Formação do arco em catenária (HANDY, 1985).

A proposta de Handy considera o solo homogêneo e livre de excesso de água. Em outras palavras, a teoria assume que a massa de solo é homogênea, isotrópica e está em uma condição drenada ou de tensão efetiva. São desprezadas também as propriedades dos materiais que não se ajustam no âmbito da teoria clássica de mecânica dos solos, das quais a mais notável é a dilatância (variação de volume desenvolvida no solo como conseqüência do cisalhamento). Se a teoria do arqueamento for utilizada para massas altamente variáveis ou saturadas, fatores de segurança adequados deverão ser aplicados para a análise dos resultados, a fim de levar em conta a falta de exatidão do modelo para estes tipos de solos (MCKELVEY III, 1993).

Percebe-se que, na Figura 2.4, os pontos N e Q representam as tensões horizontais e verticais atuantes no elemento de solo em questão. Para um elemento localizado na parte lateral esquerda, o pólo do círculo do Mohr situa-se em P_A. Neste elemento triangular, a tensão horizontal pode ser obtida através de um simples equilíbrio de forças na direção horizontal:

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 sen^2 \theta \tag{2.14}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) sen\theta \cos\theta \tag{2.15}$$

Dividindo-se a equação 2.14 por σ_1, e considerando-se que o solo se encontra no estado ativo ($k_a = \sigma_3 / \sigma_1$), então:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + k_a sen^2 \theta \tag{2.16}$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2\theta + k_a \cos^2\theta \tag{2.17}$$

Assim, é possível se obter o valor de K_w dividindo-se a equação 2.16 pela equação 2.17:

$$K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2\theta + k_a sen^2\theta}{sen\ \theta + k_a \cos^2\theta} \tag{2.18}$$

Pode-se notar que se as paredes da vala forem lisas, ou seja, θ = 90º, a expressão 2.18 iguala-se à expressão de Rankine. No entanto, quando as paredes são rugosas, ou seja, θ = 45º + ϕ/2, a equação 2.18 iguala-se à expressão de Krynine.

Handy (1985) considera ainda que a solução de Krynine não é adequada, já que a mesma considera que a relação entre as tensões horizontais e verticais é constante ao longo da largura da vala. Na realidade, a tensão vertical na região da parede da vala é menor do que na região central devido ao atrito. Sendo assim, se o elemento possuir densidade e espessura uniforme, e portanto uma massa uniforme, a forma do arco será descrita pela equação da catenária, equação 2.19, em que a representa um coeficiente e x é a distancia relativa a partir da linha central da catenária, sendo que este valor possui um limite ±1.

$$y = \frac{a}{2}\left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) + \exp-\left(\frac{x}{a}\right)\right] \tag{2.19}$$

Diferenciando a equação 2.19 obtém-se a direção da tensão principal menor:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2}\left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) - \exp\left(\frac{x}{a}\right)\right] = -\cot\theta \tag{2.20}$$

O coeficiente de Handy, K_w, pode ainda ser calculado através da equação 2.21:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_{v\,médio}} = 1{,}06\,(\cos^2\theta + k_a\ sen^2\theta) \tag{2.21}$$

A Tabela 2-1 mostra valores de k para as três propostas apresentadas, para vários valores de ϕ e θ, considerando os casos de interface entre o solo de reaterro e as paredes da vala lisa para Rankine, e de parede rugosa para Krynine e Handy. Nota-se que as três teorias apresentam a tendência de redução do valor do coeficiente de empuxo com o aumento do ângulo de atrito interno do solo. Percebe-se ainda que quando o ângulo de atrito cresce, os valores de k calculados pelas propostas de Krynine e Handy decrescem de forma muito menos acentuada do que o valor de k calculado por Rankine, conforme pode ser observado na Figura 2.5.

Resultados experimentais mostram valores do coeficiente de empuxo superiores a unidade, com k atingindo valores entre 1 e 1,6 nas proximidades da estrutura (Terzgahi 1936; Krizek et al. 1971). Nota-se que estes valores são muito superiores aos resultados teóricos obtidos pelas três propostas apresentadas anteriormente.

Tabela 2-1. Valores de K calculado pelas propostas de Rankine, Krynine e Handy (Adaptado de Bueno, 2005).

ϕ	θ	*K*		
		Rankine	*Krynine*	*Handy*
0	45,0	1,00	1,00	1,06
5	47,5	0,84	0,98	0,97
10	50,0	0,70	0,94	0,88
15	52,5	0,59	0,87	0,79
20	55,0	0,49	0,79	0,70
25	57,5	0,41	0,70	0,61
30	60,0	0,33	0,60	0,53
35	62,5	0,27	0,50	0,45
40	65,0	0,22	0,42	0,38

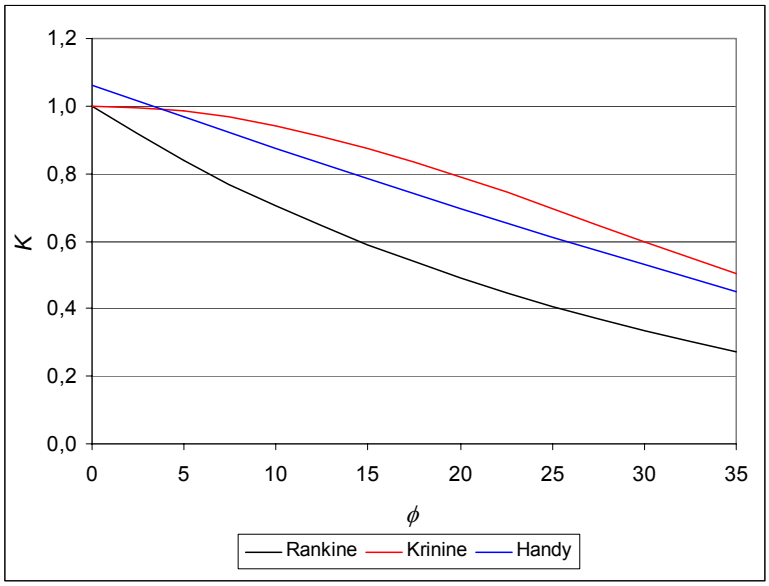


Figura 2.5. Comparação dos valores de K calculados por diferentes propostas.

Como foram mostradas anteriormente, as sugestões realizadas por Janssen e Krynine consideram elementos horizontais, não levando em conta a rotação das

tensões principais ao longo da largura da vala, fato que ocorre devido à formação do arco. Diante disto, a sugestão feita por Handy parece mais adequada e deve ser empregada em projetos.

2.2.2. Experimentos clássicos

Diversos estudos experimentais foram realizados com o intuito de se estudar o fenômeno do arqueamento. Terzaghi (1936) utilizou uma caixa de testes com um alçapão horizontal em seu fundo. Este alçapão possuía comprimento igual a largura da caixa de testes, o que caracterizava um estado plano de deformação.

Neste experimento, Terzaghi movimentou o alçapão no sentido vertical para baixo de forma a promover no maciço o arqueamento ativo, e registrou a tensão vertical (σ_v). O autor verificou que uma parcela muito pequena da tensão devida ao peso próprio do solo (σ_{vi}) atuava sobre o alçapão, atingindo valores inferiores a 10%. Verificou-se também que o estado de tensão no solo não era alterado a partir de um valor da relação H/B entre 2 e 3. A Figura 2.6 ilustra o resultado obtido no experimento realizado por Terzaghi.

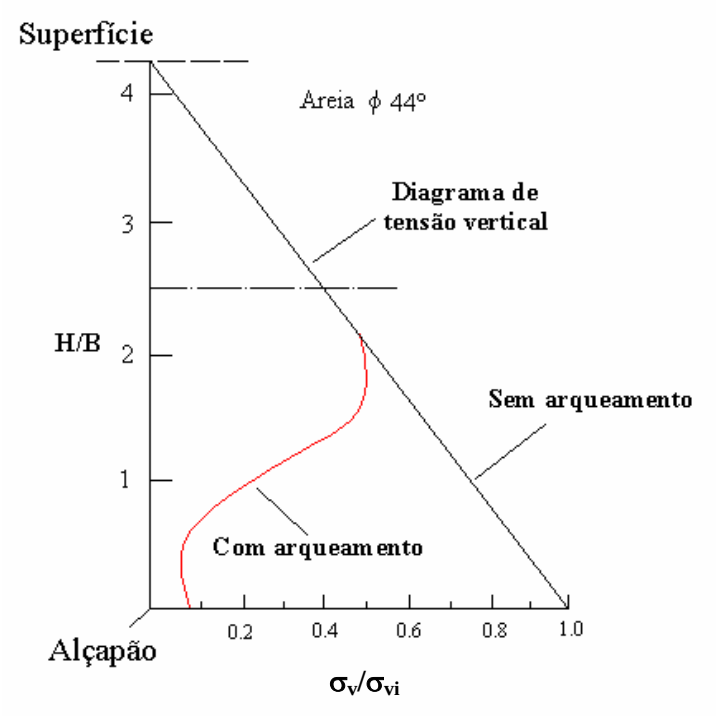


Figura 2.6. Experimento de Terzaghi (1936 apud BULSON, 1985).

Em que:

B = Largura do alçapão

H = Altura do ponto de medida partindo da base

σ_v = Tensão vertical no solo em uma seção horizontal qualquer

σ_{vi} = Tensão vertical devida ao peso próprio do solo

McNulty (1965 apud BULSON, 1985) realizou uma série de experimentos com a finalidade de estudar a ocorrência do arqueamento ativo e passivo em areias, utilizando para esta finalidade, um alçapão circular. O experimento de McNulty permitiu relacionar a tensão aplicada sobre o maciço σ_{vi}, a altura de cobertura *H*, o deslocamento do alçapão δ e a largura do alçapão *B* com a tensão que atua sobre o

alçapão σ_v. O mesmo experimento foi realizado por Costa (2005), porém utilizando formatos diferentes de alçapão (quadrado e retangular). A figura 2.7 mostra a variação da tensão vertical em um perfil vertical no centro do alçapão retangular em arqueamento ativo.

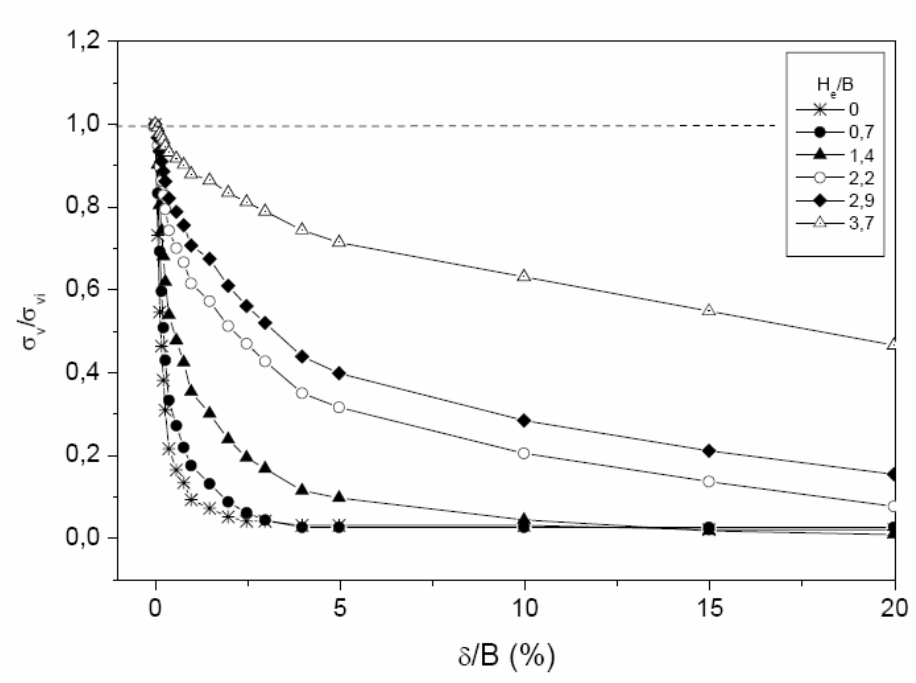


Figura 2.7. Variação da tensão vertical em arqueamento ativo (COSTA, 2005).

Observando-se a figura 2.7, pode-se constatar que o efeito do arqueamento diminui com o aumento de H_e/B, em que H_e é a altura medida a partir da base do modelo, e B é a largura do alçapão. Pode-se ainda observar que a forma inicialmente hiperbólica da curva sofre modificação gradual em direção à reta horizontal $\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$, correspondendo à altura a partir da qual o deslocamento da estrutura não mais causa alívio da tensão vertical devido ao arqueamento (COSTA, 2005).

A variação da tensão vertical em um perfil perpendicular ao centro do alçapão retangular em arqueamento passivo pode ser visto na Figura 2.8.

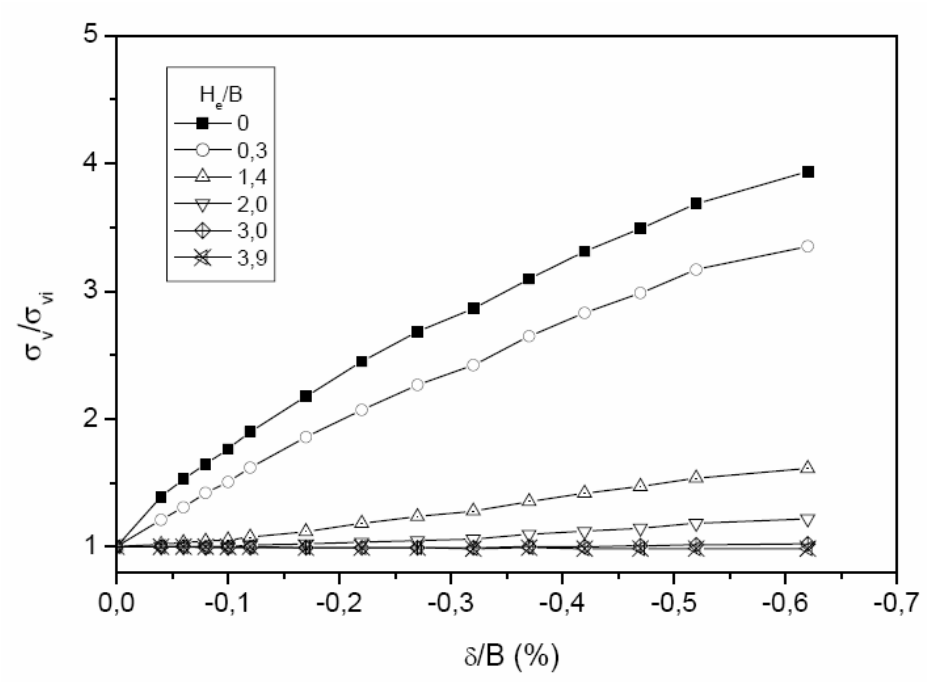


Figura 2.8. Variação da tensão vertical em arqueamento passivo (COSTA, 2005).

Como pode ser observado na figura 2.8, um deslocamento relativo máximo um pouco superior a 0,6% é capaz de mudar o estado de tensões até alturas maiores que 2B. Assim como pode ser observado no caso ativo, o efeito do arqueamento diminui com a altura, revelando-se já bastante reduzido em $H_e/B = 1{,}4$. A variação em $H_e/B = 2$ é muito pequena, tornando-se praticamente imperceptível a partir de então (COSTA, 2005).

O autor ainda compara o comportamento da tensão vertical no centro do alçapão obtido nos estados passivo e ativo, em ambos os formatos de alçapão investigados, conforme mostra a Figura 2.9.

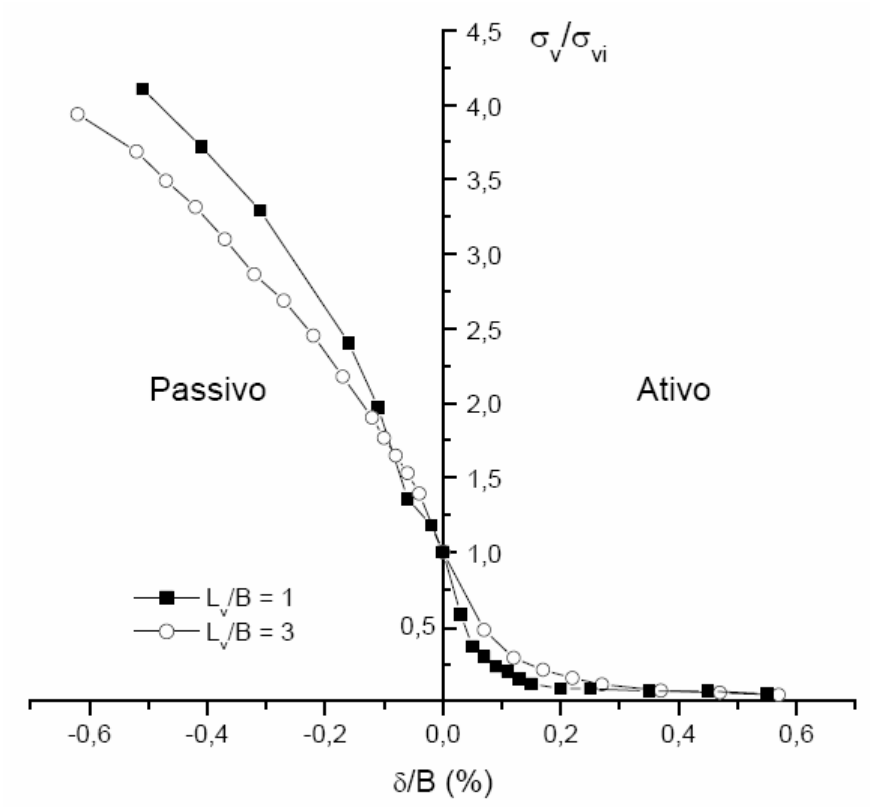


Figura 2.9. Variação da tensão vertical com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo (COSTA, 2005).

Observa-se que σ_v converge rapidamente para um valor mínimo à medida que a estrutura se afasta da massa de solo. Deslocamentos de apenas 0,2% de B são suficientes para a mobilização quase que total da condição ativa. Em contrapartida, as curvas do estado passivo não mostram estabilização da tensão na mesma faixa de deslocamentos da estrutura. Um deslocamento muito maior que o máximo aplicado seria necessário para a condição passiva ser completamente mobilizada (COSTA, 2005).

Outro estudo importante para o conhecimento do fenômeno do arqueamento deve-se a Gill (1967), descrito por Bulson (1985). Neste experimento, as tensões de

campo livre (tensão sem a presença da inclusão) denominadas P_v, e as tensões que atuam na interface solo-inclusão, chamadas de P_i, são mostradas na Figura 2.10.

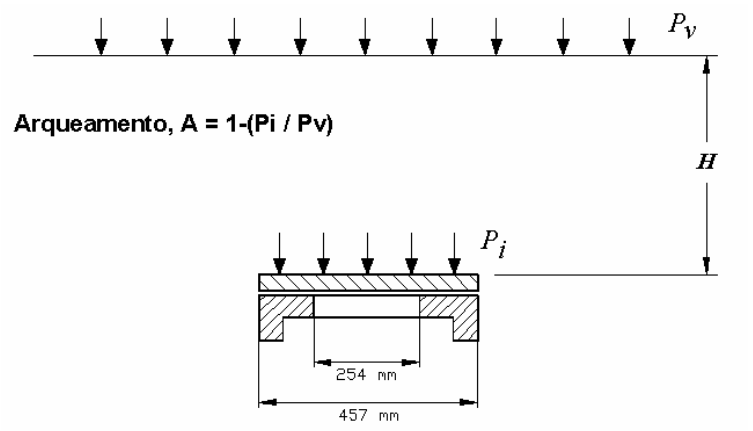


Figura 2.10. Geometria do experimento de Gill (BULSON, 1985).

O arqueamento A pode ser expresso como uma relação entre estas tensões como:

$$A = 1 - \frac{P_i}{P_v} \tag{2.22}$$

A relação entre o fator de arqueamento A e o parâmetro R, que considera a geometria e a rigidez da inclusão pode ser expressa pela seguinte equação:

$$A = A_0(1 - e^{-nR}) \tag{2.23}$$

Em que A_0 e n são constantes determinadas experimentalmente, e R é dado por:

$$R = A_g \left(\frac{M_s}{P_i} \right) \delta \tag{2.24}$$

Em que A_g é um fator que leva em conta a geometria da inclusão, M_s é o módulo secante do solo, obtido em ensaio de compressão confinada, P_i é a tensão que atua na interface solo-inclusão e δ é deflexão relativa da inclusão.

Por conveniência, Gill escreveu:

$$\Omega = A_g \left(\frac{Ms}{p_v} \right) \delta \tag{2.25}$$

Portanto, rearranjando a equação 2.25, obtém-se:

$$\left(1 - \frac{A}{A_0}\right)^{1-A} = e^{-n\psi} \tag{2.26}$$

A Figura 2.11 mostra resultados dos experimentos executados por Gill (BULSON, 1985).

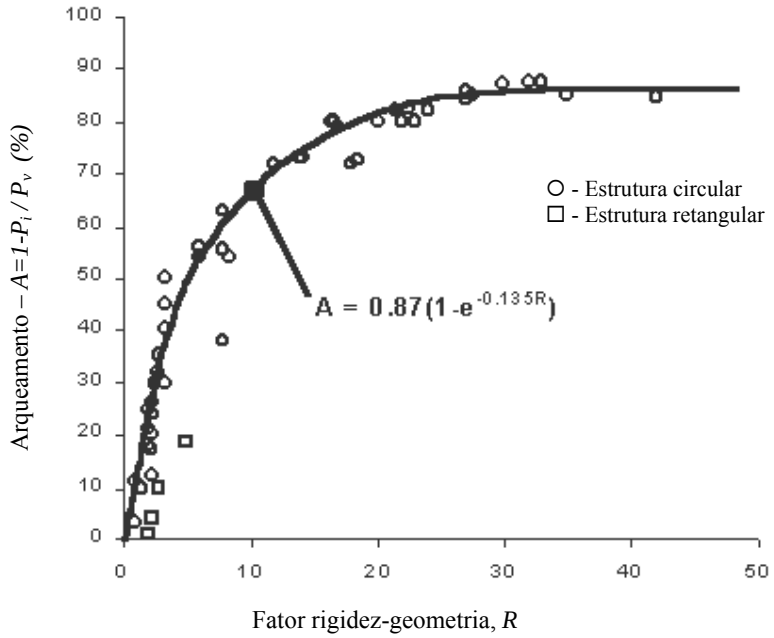


Figura 2.11. Resultados do experimento de Gill (BULSON, 1985)

Verificou-se que, para inclusões cilíndricas e prismáticas, a equação forneceu resultados satisfatórios, com valores de A_0=0,87 e n=0,135. Observa-se também que o acréscimo na porcentagem de arqueamento pode estar associado indiretamente às deflexões da inclusão, δ, e ainda que a porcentagem de arqueamento se apresenta constante para valores de R>30, ficando este estacionado num valor de aproximadamente 85%.

Costa (2005) realizou uma previsão das curvas de arqueamento no centro do alçapão com o auxílio do método empírico de Gill (1967). A Figura 2.12 exibe a relação de arqueamento do solo (A) calculado como ($1-P_i/P_v$) e o parâmetro R, dado pela equação 2.23. O ajuste aos pontos experimentais forneceu A_0=0,955 e n=0,025.

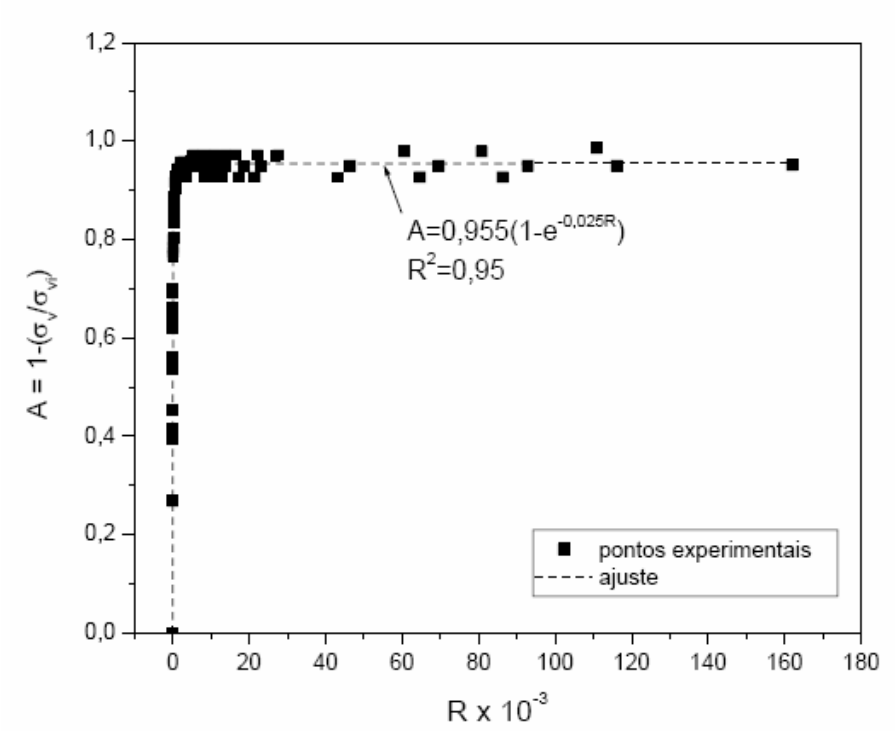


Figura 2.12. Calibração do modelo para obtenção de A_0 e n (COSTA, 2005).

A Figura 2.13 apresenta as previsões obtidas através do método de Gill e as compara com as curvas experimentais correspondentes para diferentes densidades relativas, sobrecargas e formas de alçapão obtidos por Costa (2005). Nota-se que as curvas previstas apresentam trecho inicial menos inclinado, com módulo de arqueamento M_a aproximadamente duas a quatro vezes menor que a da curva experimental correspondente. No entanto, é possível notar que o trecho final é bastante semelhante ao experimental. Para relações de δ/B de baixa magnitude, o método fornece estimativas conservadoras de tensão. A solução mostrou-se bastante adequada para a determinação da tensão mínima sobre a estrutura (COSTA, 2005).

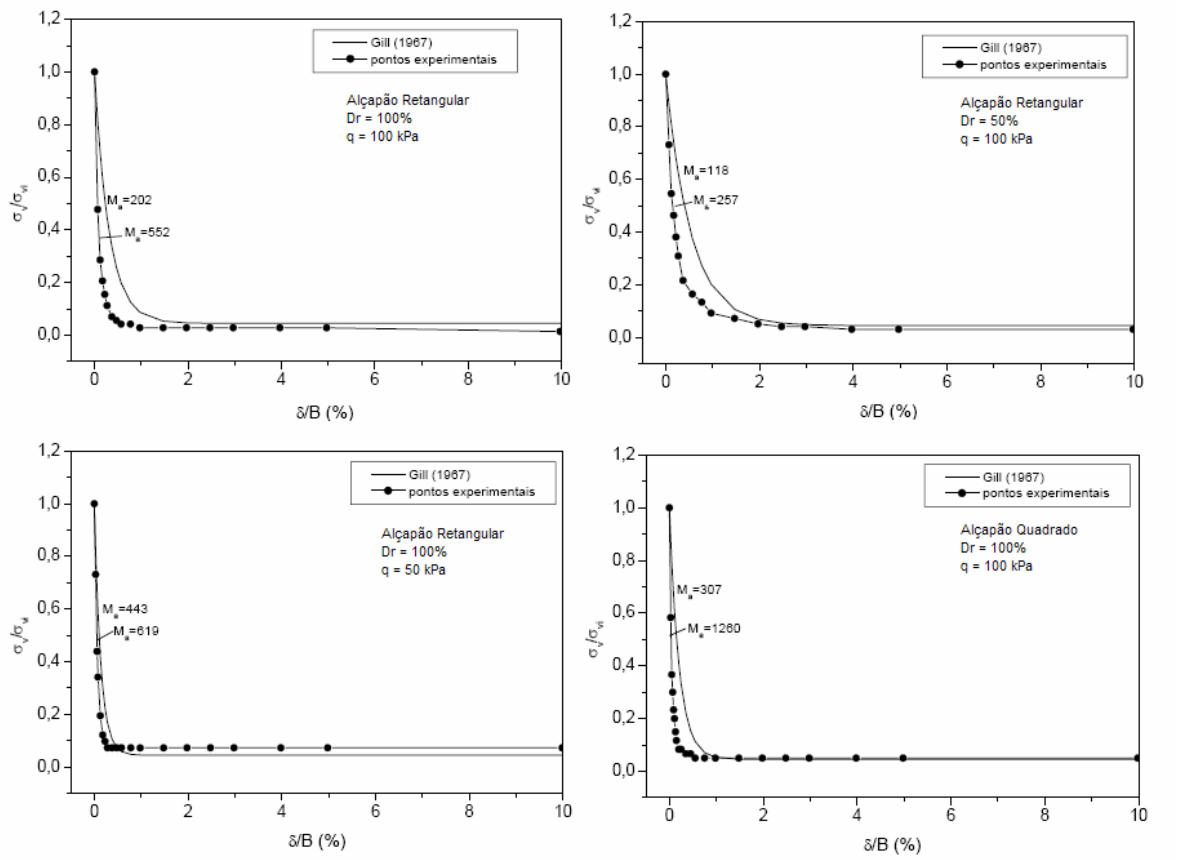


Figura 2.13. Previsões de curvas de arqueamento pelo experimento de Gill (COSTA, 2005).

2.3. INSTALAÇÃO EM VALAS

Para o cálculo do carregamento em valas estreitas, a teoria de Marston, baseada na análise de arqueamento de Janssen, considera um tubo instalado sob uma camada de solo de espessura *H* em uma trincheira de largura B_d de paredes verticais, conforme mostrado na Figura 2.14.

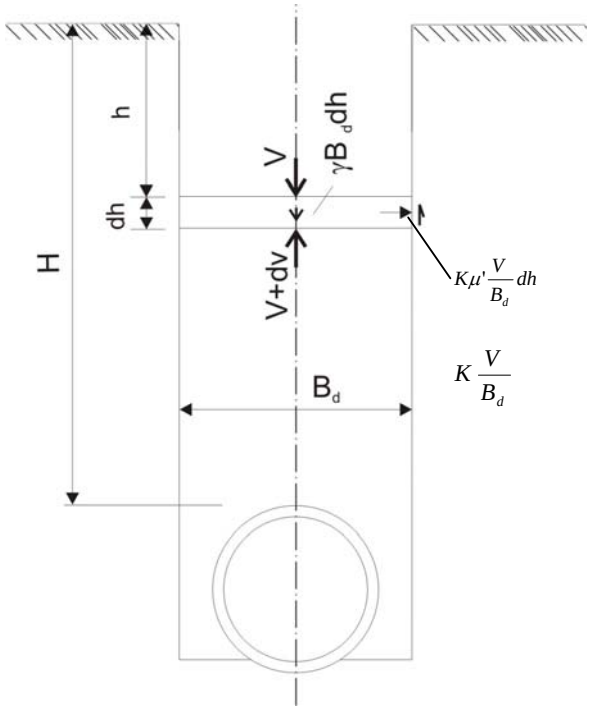


Figura 2.14. Diagrama de forças para um conduto instalado em vala (YOUNG & TROTT, 1984).

Considerando-se um elemento horizontal de solo com espessura *dh,* situado em uma profundidade *h* em relação ao topo da superfície, a teoria assume que a carga imposta por este elemento sobre a camada inferior será uniformemente distribuída ao longo da largura B_d. Esta carga é constituída pelo peso próprio do elemento somado ao peso da camada sobrejacente menos a força vertical de cisalhamento devido ao atrito de interface entre o aterro e a parede da vala. Para a validade desta teoria, considera-se que o aterro sofre obrigatoriamente um recalque em relação à superfície natural do terreno. Assume-se ainda que a densidade e o ângulo de atrito interno do solo não variam com a profundidade e que o atrito de interface varia de forma diretamente proporcional ao coeficiente de empuxo *K* de Rankine, que pode ser calculado pela equação 2.27.

$$K = \frac{\sqrt{\tan^2\phi + 1 - \tan\phi}}{\sqrt{\tan^2\phi + 1 + \tan\phi}} = \tan^2\left(45^\circ - \phi\right) = \frac{1 - sen\phi}{1 + sen\phi} \tag{2.27}$$

Em que ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

Por conveniência, chama-se *tan(*ϕ*)* de μ', sendo este o coeficiente de atrito de interface entre o aterro e a parede da vala. Sendo *V* a carga total sobre o topo da camada, a seguinte equação pode ser escrita:

$$V + dV = V + \gamma B_d dh - 2K\mu' \frac{V}{B_d} dh \tag{2.28}$$

A solução desta equação diferencial pode ser expressa pela equação 2.29:

$$V = \gamma B_d^2 \left[\frac{1 - \exp\left(-2K\mu' h / B_d\right)}{2K\mu'} \right] \tag{2.29}$$

Ao se substituir *h* por *H*, a equação 2.29 se torna:

$$V = \gamma B_d^2 \left[\frac{1 - \exp\left(-2K\mu' H / B_d\right)}{2K\mu'} \right] = \gamma B_d^2 C_d \tag{2.30}$$

Valores de C_d podem ser vistos na Figura 2.15 que segue.

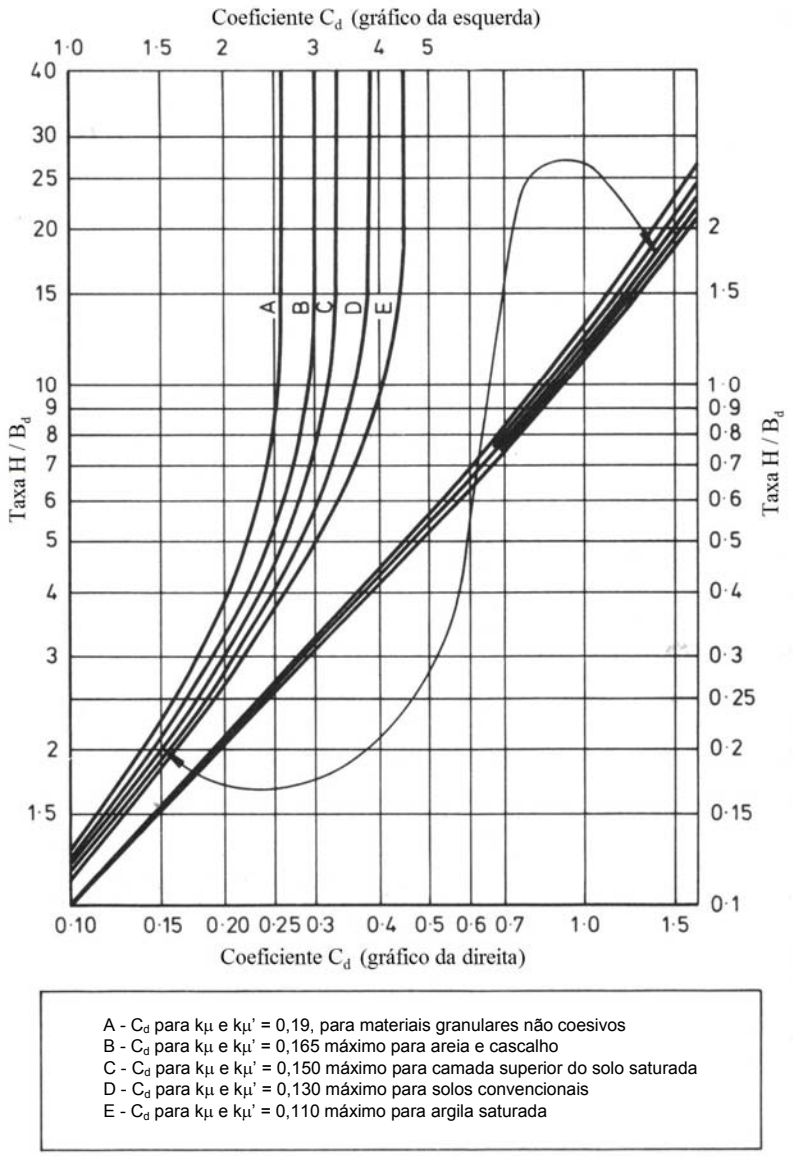


Figura 2.15. Coeficiente C_d para instalação em valas estreitas (YOUNG & TROTT, 1984).

Pode-se notar, através da equação 2.30, que o valor do carregamento vertical sobre elementos enterrados depende diretamente da relação entre a altura de cobertura e a largura da vala (H/B_d). Para valas estreitas, em que a relação H/B_d apresenta valores relativamente altos, o peso próprio (*P)* do aterro apresenta valores relativamente baixos, e a somatória das parcelas de força devido ao atrito de

interface (F_1+F_2) atinge valores significativos, podendo em alguns casos, ser da mesma ordem de grandeza de *P* (Figura 2.16a). Ao se aumentar a largura da vala (B_d), aumenta-se consideravelmente o peso próprio do aterro (*P*) e mantém-se os valores das forças de atrito de interface (F_1 *e* F_2) a tal ponto que os mesmos se tornam praticamente insignificantes perante *P* (Figura 2.16b). Dessa forma, para valores muito elevados de B_d, a condição de vala deixa de existir, caracterizando uma condição de aterro. Quando isto ocorre, a equação 2.30 não é mais válida, e o cálculo do carregamento deve ser realizado considerando-se uma condição de projeção positiva. Nestes casos a falsa trincheira dá ao sistema os benefícios da vala estreita.

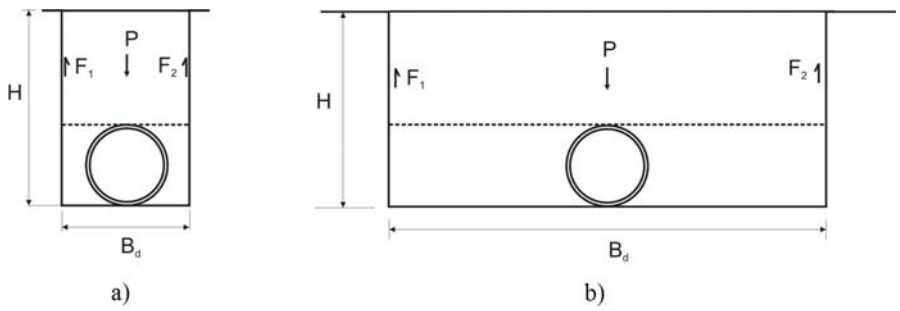


Figura 2.16. Instalação de condutos em valas estreitas e valas largas.

Para fins de projeto, primeiramente determina-se o carregamento através da equação de vala estreita e posteriormente pela equação de projeção positiva. Quando o primeiro apresentar menor resultado, pode-se afirmar que há uma condição de vala estreita. Caso contrário, uma condição de projeção positiva é caracterizada. Existe ainda uma largura B_d em que os carregamentos calculados através de ambas as condições são iguais. Esta largura é denominada *largura de transição* (YOUNG & TROTT, 1984).

Nas condições em que a projeção positiva é caracterizada, a intensidade da transferência de carga das zonas mais deformáveis para as zonas mais rígidas varia ao longo do prisma interno. As forças cisalhantes despertadas na interface entre os prismas interno e externos são máximas no plano crítico e vão se atenuando à medida que se distancia do topo do conduto. Para instalações rasas, estas forças atingem a superfície do terreno. Neste caso, pode aparecer uma depressão na superfície do terreno (arqueamento positivo) ou um abaulamento (arqueamento negativo). Em instalações profundas, no entanto, essas forças cisalhantes de interface se dissipam ao longo da altura do solo de cobertura e particularmente se anulam em uma altura correspondente a um plano horizontal denominado plano de igual recalque (PIR), conforme é mostrado na Figura 2.17.

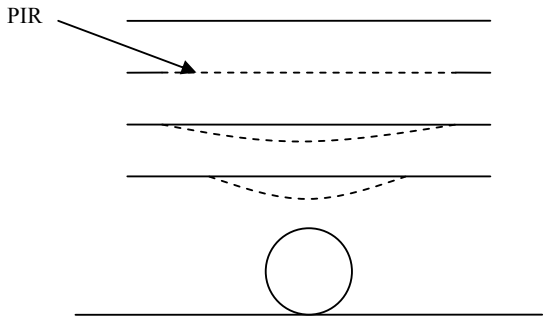


Figura 2.17. Ilustração do plano de igual recalque (BUENO, 2005).

Como as forças cisalhantes se anulam no plano de igual recalque, a porção do solo de cobertura, situada acima deste plano, não contribui de forma direta na definição da carga sobre o tubo, mas apenas com o seu peso próprio, como se fosse uma sobrecarga uniformemente distribuída (Bueno, 2005).

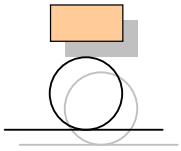
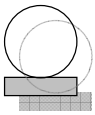
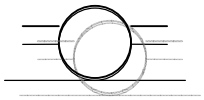
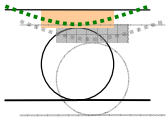
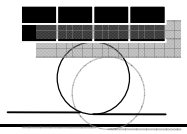
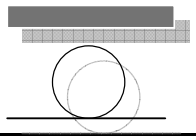
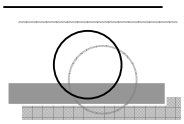
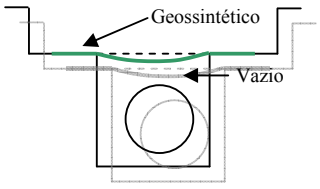
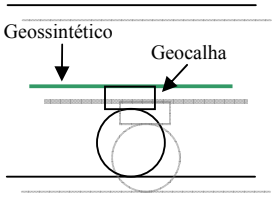
2.4. TÉCNICAS DE INSTALAÇÃO COM REDUÇÃO DE ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA

Por volta do ano de 1920, técnicas de minimização de esforços sobre estruturas rígidas enterradas começaram a ser desenvolvidas na Universidade de Iowa. Até os dias de hoje estas técnicas têm sido tema de diversas pesquisas e têm sido extensivamente estudadas por diversos pesquisadores.

O principal objetivo de se reduzir os esforços que atuam sobre uma estrutura enterrada é diminuir a probabilidade de ruptura dos condutos com a utilização de estruturas mais leves e mais razas, proporcionando uma maior segurança e confiabilidade da obra. Porém a grande dificuldade na estimativa dos parâmetros geotécnicos envolvidos no sistema solo-conduto faz com que o uso de técnicas de redução de esforços sobre estruturas enterradas se torne um grande desafio.

Diversas propostas de métodos construtivos de condutos enterrados que conduzem a uma redução de cargas sobre as estruturas foram desenvolvidas. Embora diversas destas técnicas apresentem processos de cálculo, estes processos baseiam-se em hipóteses conservadoras que distanciam as condições de campo das de projeto. Além disso, algumas técnicas requerem decisões, cuja orientação de uso, não estão ainda bem definidas. A Tabela 2-2 resume as características principais de algumas destas propostas.

Tabela 2-2. Redução de esforços sobre dutos (VIANA, 2003 – modificado).

Técnica	Modelo	Autores
Trincheira Induzida		(MARSTON,1922; SPANGLER, 1951; KRIZEK et al, 1971; YOUNG E TROTT, 1984; BULSON, 1985; SLANDEN E OSWELL, 1988; VASLESTAD et al, 1993; LIEDBERG, 1994; HORVATH, 1997; MELOTTI, 2002).
Berço compressível		(SPANGLER, 1951; LIEDBERG, 1994).
Tiras metálicas		(KENNEDY E LABA, 1989)
Geossintético		(DAS E KHING, 1994; VIANA E BUENO, 1998.)
Pneusolo		(LONG, 1996)
Placa de Concreto		(FRE-COMPOSITES, 1999)
Berço de solo-cimento		(HOWARD, 1994)
Geovala	 	(VIANA E BUENO, 2003)

Nota-se que o método da trincheira induzida, ou da falsa trincheira, é a técnica mais antiga de redução de esforços sobre elementos enterrados, proposta por Marston em 1922. O método é empregado em condutos sob aterros quando se deseja induzir recalques adicionais ao prisma interno, de tal forma a se obter um arqueamento positivo.

Existem ainda, técnicas como a do berço compressível que consiste em se instalar o conduto sobre um elemento que possa se comprimir sob o efeito das cargas de peso próprio do tubo e do solo de cobertura, e ainda de eventuais sobrecargas. Esta técnica, na realidade, é uma variante da técnica da trincheira induzida com os inconvenientes de um apoio compressível.

Outras técnicas partem do principio de se reforçar o solo para se proteger a estrutura enterrada, como a do berço em solo-cimento. Nestes processos construtivos podem-se utilizar também tiras metálicas, placas de concreto ou ainda pneus para reforçar o solo lateral e distribuir de forma mais segura as tensões que atingem o elemento subterrâneo.

Mais recentemente, com o advento dos geossintéticos, novas técnicas de redução de esforços sobre elementos enterrados têm sido desenvolvidas. Exemplo disso é o trabalho realizado por Viana e Bueno (1998), que acrescentaram à técnica da trincheira induzida o uso de um geotêxtil sobre o "*bloco*" compressível implantado no solo de cobertura**.** Neste processo construtivo, aliou-se o benefício da trincheira ao efeito da inclusão do geossintético no solo. A principal vantagem desta técnica é a inserção do efeito membrana na composição dos esforços que agem no sentido de reduzir as tensões sobre o elemento enterrado. Esta foi a precursora do sistema Geovala que hoje se mostra como a técnica mais recente de redução de esforços sobre condutos enterrados.

Nota-se que hoje existe uma enorme gama de técnicas de minimização de esforços que visam solucionar problemas com estruturas enterradas. Dentre estas técnicas, a da *trincheira induzida* ou *falsa trincheira* merece destaque, e é de suma importância para o entendimento do tema central desta dissertação. Esta técnica, mesmo sendo a mais antiga, se mostra muito eficiente, apresentando resultados, em muitos casos, melhores do que às demais técnicas. Além disso, este método pode ser considerado muito econômico e de fácil execução.

2.4.1. Trincheira induzida

No início da década de 20, pesquisando aplicações de condutos instalados em trincheiras abertas em aterros, Marston propôs o método da "trincheira induzida" com o propósito de dar aos condutos salientes as vantagens inerentes dos condutos instalados em valas (VIANA e BUENO, 1998).

Os ensaios realizados por Marston demonstraram que para um tubo de concreto instalado com uma altura de recobrimento de 6 metros, em condição de aterro, a concentração de carga sobre o tubo é de 1,9 vezes o peso de solo sobre ele. Quando o mesmo ensaio foi reconstruído incorporando uma trincheira induzida, as cargas sofreram uma redução de 40% em relação às cargas originais (SLADEN e OSWELL, 1988).

O método denominado *trincheira induzida* consiste basicamente em se incorporar uma camada compressível no interior do aterro numa região situada acima do conduto. Conforme o aterro vai sendo executado, a zona mais

compressível (prisma central) se comprime mais que as zonas adjacentes (prismas laterais), o que gera deslocamentos entre as duas regiões. Estes deslocamentos induzem tensões cisalhantes nas laterais do prisma interno com sentido ascendente, fazendo com que haja uma redução do carregamento sobre o duto devido à ocorrência do arqueamento positivo. O mecanismo de funcionamento da trincheira induzida é melhor ilustrado na Figura 2.18.

De acordo com Sladen & Oswell (1988), assumindo-se que a tensão vertical no prisma é uniformemente distribuída ao longo da profundidade, a expressão 2.31 pode ser utilizada para o cálculo da tensão vertical (σ_v) em uma determinada profundidade H.

$$\sigma_V = \frac{B\gamma}{2K_a \tan\phi'}\left\{1 - \exp\frac{2K_a(\tan\phi')H}{B}\right\} \tag{2.31}$$

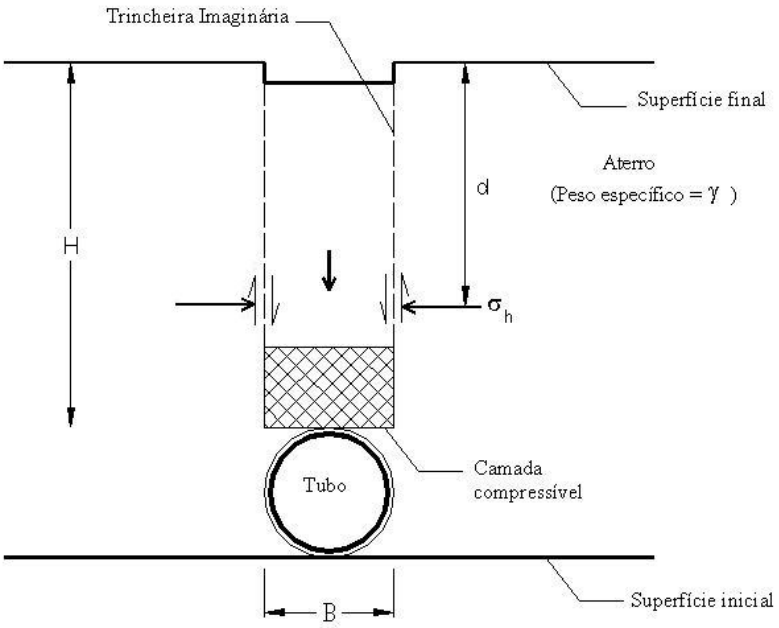


Figura 2.18. Mecanismo de funcionamento da trincheira induzida (SLADEN & OSWELL, 1988).

O material da camada compressível pode ser um solo fofo, um bloco de geoexpandido (moldado de poliestireno expandido - EPS) e derivações, entre outros. Materiais de natureza orgânica (tais como palha, papel, folhas, fibras, etc...) têm sido utilizados com uma certa freqüência, mesmo não sendo muito indicados para este fim (SLANDEN E OSWEEL, 1988; HORVATH 1997). No entanto, ensaios realizados por Melotti (2002), mostraram que se podem utilizar materiais baratos, como a palha de arroz ou outro material flexível qualquer e obter-se resultados aceitáveis, porém, deve-se ter cuidado ao utilizar estes tipos de materiais, já que os mesmos podem, ao longo do tempo, sofrer alterações em seus comportamentos devido à degradação.

Sladen e Oswell (1988) fazem uma comparação de casos típicos de instalação de condutos enterrados (Figura 2.19), em que:

a) Valas ou trincheiras;
b) Saliência positiva;
c) Saliência positiva com trincheira induzida.

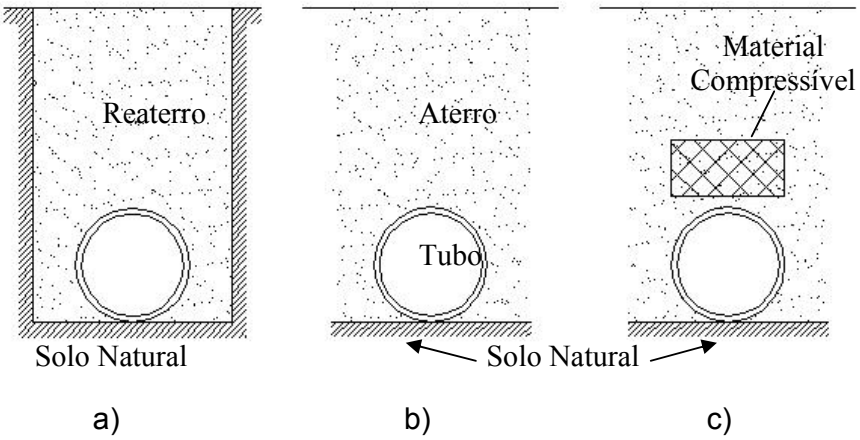


Figura 2.19. Métodos construtivos de condutos enterrados (SLADEN & OSWELL, 1988).

Sladen & Oswell (1988) apresentaram ainda um estudo de caso sobre a utilização da técnica da trincheira induzida na instalação de tubos de concreto, realizada em Sandstone, norte de Calgary, Alberta. O projeto proposto pelos autores recomendava a utilização de dois tipos diferentes de materiais compressíveis. Foi utilizada palha como material de preenchimento ao longo da tubulação em áreas onde havia tolerância ao aparecimento de superfícies de subsidência devida à decomposição do material, e nas demais áreas, onde não havia esta tolerância como, por exemplo, em rodovias, foram utilizados como material de preenchimento grânulos de poliestireno não biodegradável. O modelo de projeto final adotado pode ser visto na figura 2.20.

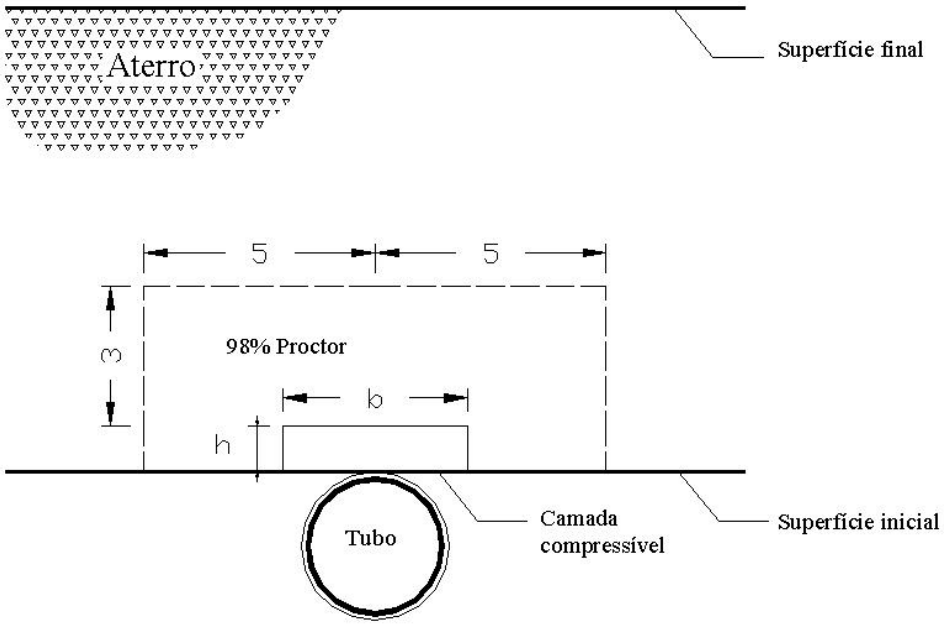


Figura 2.20. Modelo de projeto final adotado (SLADEN & OSWELL, 1988).

No modelo ilustrado na figura 2.20, a colocação de zonas compressíveis acima e em cada um dos lados do tubo foi considerada particularmente importante para promover o arqueamento do solo.

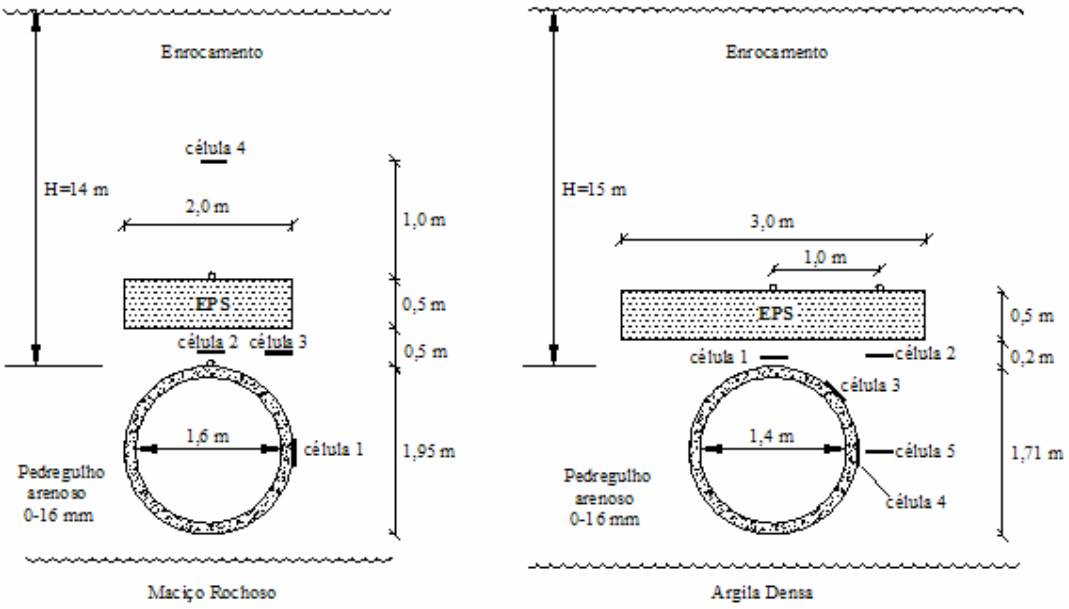
O material de aterro utilizado foi uma argila siltosa. A instrumentação do tubo e do material compressível foi executada com a finalidade de avaliar o desempenho da tubulação e realizar a comparação entre resultados obtidos através da teoria e da prática. A instrumentação compreendia placas de recalque para a medição de deformação vertical do material compressível e extensômetros, posicionados dentro da tubulação, para medir as variações de diâmetro vertical e horizontal que ocorrem na região interna da tubulação.

A seguir é apresentada uma tabela resumo (Tabela 2-3) com as principais características e os resultados obtidos no estudo de caso realizado por Sladen & Oswell (1988).

Tabela 2-3. Características e resultados do estudo de caso de Sandstone (SLADEN & OSWELL, 1988).

Diâmetro do conduto (m)	Material da zona compressível	Dimensões da zona compressível		L/D	Redução de Cargas
		Altura (m)	Largura (m)		
2,1	Palha	1,20	3,00	1,43	60% a 80%
2,5	Poliestireno	1,00	4,00	1,6	
	Palha	1,20	4,00	1,6	

Vaslestad et al. (1993) realizaram 3 ensaios em escala real utilizando EPS para gerar a trincheira induzida. A Figura 2.21 mostra a geometria das seções instrumentadas nos ensaios realizados com condutos de seção circular, enquanto que a Figura 2.22 mostra a geometria da seção instrumentada dos ensaios que utilizaram condutos de seção retangular.

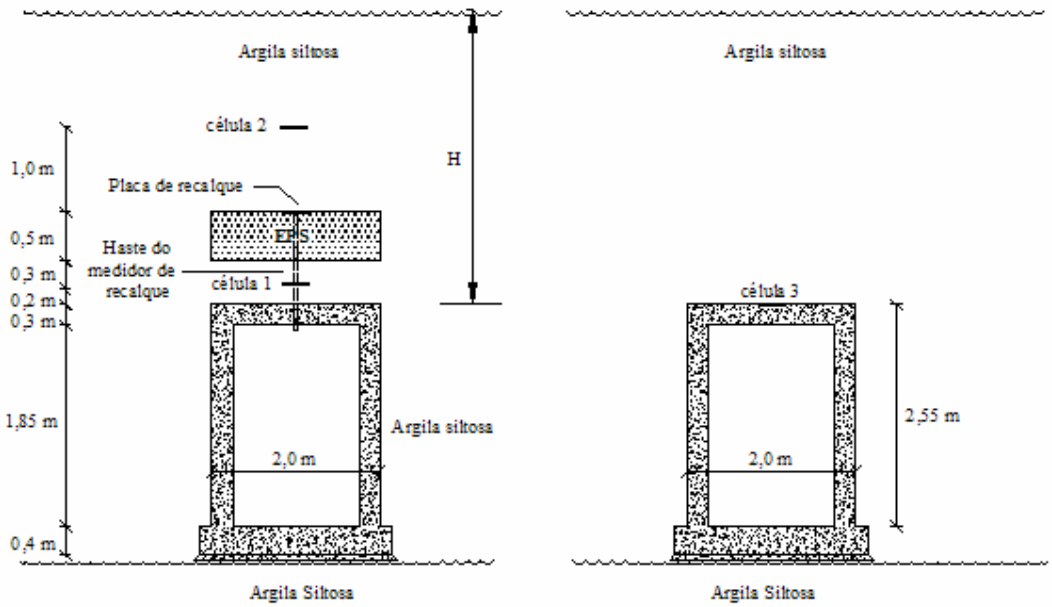


a) b)

Figura 2.21. Configurações utilizadas para condutos circulares (VASLESTAD, 1993).

O primeiro ensaio, figura 2.21a, foi realizado com um tubo de concreto de 1,60 m de diâmetro interno e uma camada compressível de seção retangular 2,0 x 0,5 m, posicionada a 0,5 m acima do topo do conduto. Foi utilizado enrocamento como material de aterro. Neste ensaio foram utilizadas 4 células de tensão total posicionadas conforme o ilustrado na figura 2.21a. A célula 2, posicionada sobre o topo do conduto apresentou uma redução de aproximadamente 73% das tensões sobrejacentes.

No segundo ensaio, Figura 2.21b, foi utilizado um tubo concreto de 1,40 m de diâmetro interno e uma camada compressível de seção retangular 3,0 x 1,0 m, posicionada a 0,20 m acima do topo do conduto. Esta configuração gerou uma redução de tensões sobre o topo do conduto, posição da célula 1, de aproximadamente 78%.



a) b)

Figura 2.22. Configuração adotada (VASLESTAD, 1993).

O terceiro ensaio foi realizado com um conduto de concreto de seção retangular com 2,0 m de largura por 2,55 m de altura (Figura 2.22). A camada compressível utilizada possuía seção retangular de 2,0 x 0,5 m, situada a 0,5 m acima do topo do conduto. O material de aterro utilizado neste ensaio foi uma argila siltosa. Para esta configuração, a redução de tensão obtida sobre o topo do conduto foi de aproximadamente 52%. Para a comprovação do desempenho da técnica da trincheira induzida, os autores realizaram, simultaneamente ao terceiro ensaio, um teste adicional utilizando o mesmo conduto, instalado sob o mesmo material de aterro, sem a utilização da camada indutora. Este ensaio, realizado apenas para efeito de comparação, mostrou que a não utilização do elemento indutor conduziu a um acréscimo de tensões sobre o topo do conduto de aproximadamente 24% da tensão do solo sobrejacente.

Vaslestad et al. (1993) destacam ainda a importância da escolha do tipo do material da camada compressível no desempenho do sistema. Segundo os autores, a opção por materiais orgânicos pode conduzir a um mau funcionamento do sistema devido à degradação. Além disso, a obtenção e especificação dos parâmetros deste tipo de material não é simples, o que torna difícil a previsão de comportamento do mesmo.

Machado et al. (1996) realizaram um estudo paramétrico da técnica da trincheira induzida através do Método dos Elementos Finitos. Os autores efetuaram um estudo da influência da espessura, largura e posição da camada indutora no desempenho do sistema para condutos de seção circular e seção quadrada. A seção típica adotada nas análises pode ser vista na Figura 2.23.

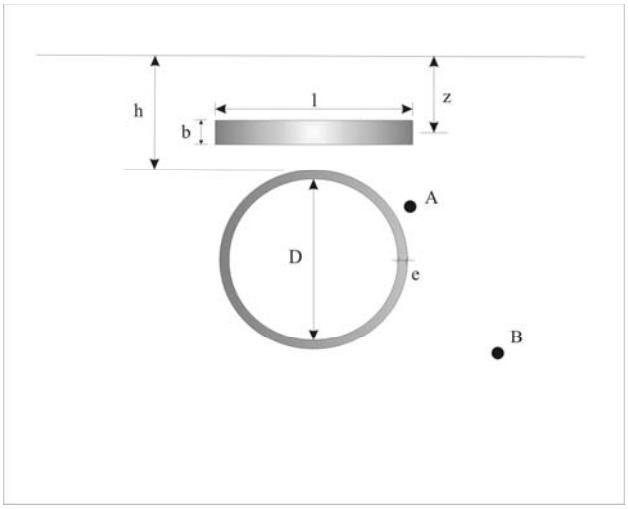


Figura 2.23. Seção típica adota nas simulações (MACHADO et al., 1996).

Para esta análise os autores utilizaram o aplicativo SIGMA/W, desenvolvido pela GEO−SLOPE INTERNATIONAL (1995).

Foram analisados condutos de concreto de seção circular com 2 m de diâmetro, e uma seção quadrada com 2 m de lado. As espessuras adotadas para parede dos condutos variaram de 10 a 40 cm.

Para o concreto foi adotado um modelo elástico−linear com módulo de elasticidade (E_c) de 22.000 MPa, coeficiente de Poisson (ν_c) de 0,20 e peso específico (γ) de 25 kN/m^3. O material de preenchimento foi considerado também elástico−linear com módulo de elasticidade (E_p) de 0,5 MPa, coeficiente de Poisson (ν_p) de 0,35 e peso específico de 0,5 kN/m^3. Para o solo do aterro foram considerados parâmetros médios de um solo típico da região de São Carlos. Os parâmetros para utilização do modelo elástico hiperbólico encontram−se na Tabela 2-4. Estes parâmetros referem−se a uma areia argilosa que no ensaio de Proctor Normal apresentou $\rho_{dmáx}$ = 1,88 g/cm^3, w_{ot}=15%.

Tabela 2-4. Parâmetros utilizados no modelo constitutivo (MACHADO et al., 1996).

K	***c (kPa)***	***ϕ (°)***	***R_f***	***K_{un}***	***ν***	***n***
500 e 1300	40	28	0.95	1000	0,3	0,50

Os autores atingiram resultados muito satisfatórios, e concluíram que o uso de materiais de preenchimento mais deformáveis que o solo permite a obtenção de fatores de redução de tensões de cerca de 1,9 para as tensões de compressão no ponto (B) e de cerca de 3,5 para as tensões de tração no ponto (A), para o caso de seções circulares. Para o caso de seções quadradas, estes valores foram 1,15 e 1,45, respectivamente. Para fins de projeto, os autores sugerem o uso de camadas

com relações *b*/*h*=0,06 e *l*/*h*=1,5, sendo que o uso de camadas deformáveis com dimensões superiores acarreta pequenas mudanças no desempenho do sistema.

Viana & Bueno (1998) realizaram uma série de sete ensaios introduzindo o uso de um geotêxtil posicionado sobre a camada compressível da técnica da trincheira induzida. Um esquema geral da configuração dos ensaios realizados pode ser visto na Figura 2.24.

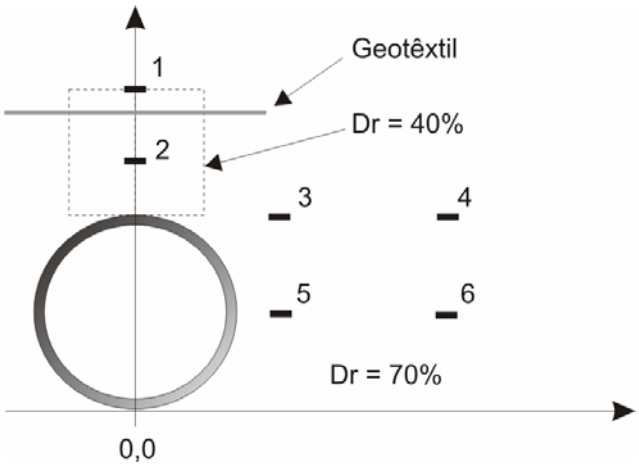


Figura 2.24. Esquema geral dos ensaios realizados (VIANA & BUENO, 1998).

Os ensaios foram realizados em uma caixa de testes metálica, com um tubo de PVC instalado em um maciço de areia fina com densidade relativa de 70%. A camada compressível foi confeccionada com uma areia fofa com densidade relativa de 40%.

Os autores observaram que as reduções de tensões ocorreram tanto sobre o topo do conduto como numa região situada 25 cm acima do mesmo. As reduções obtidas foram da ordem de 60% para tensões sobre a estrutura, enquanto que para deformações foi de aproximadamente 50%.

Melotti (2002) realizou um importante estudo sobre a técnica da trincheira induzida como alternativa para redução de tensões que agem sobre estruturas enterradas. Para tanto, o autor realizou duas séries de ensaios, denominas séries "A" e "B" em uma caixa metálica reforçada. A caixa de testes possuía largura interna de 608 mm, comprimento interno de 1000 mm, altura total de 550 mm, altura útil de 500 mm e volume útil de 0,3040 m^3. O material utilizado para composição do aterro foi uma areia média a fina com densidade relativa de aproximadamente 70%, o qual foi depositado na caixa de testes através do método da chuva de areia. A camada indutora foi confeccionada com palha de arroz, que é um material que além de ter baixo custo, é relativamente fácil de se encontrar em todo território nacional.

Cada série era composta de quatro combinações diferentes, com variações geométricas da relação de altura relativa *(h/b)* e largura relativa *(b/B)*. A série B teve a teve a posição relativa *(H/B)* da camada flexível modificada em relação à série A. A Figura 2.25 mostra a disposição geral da caixa de reação.

Os ensaios realizados apresentaram uma redução de esforços sobre a estrutura da ordem de 44% a 86% em relação ao ensaio de referência, o qual foi montado sem a utilização da camada indutora. Além disso, os resultados mostraram que o melhor comportamento do sistema foi obtido para camadas indutoras posicionadas mais próximas ao fundo da caixa de testes.

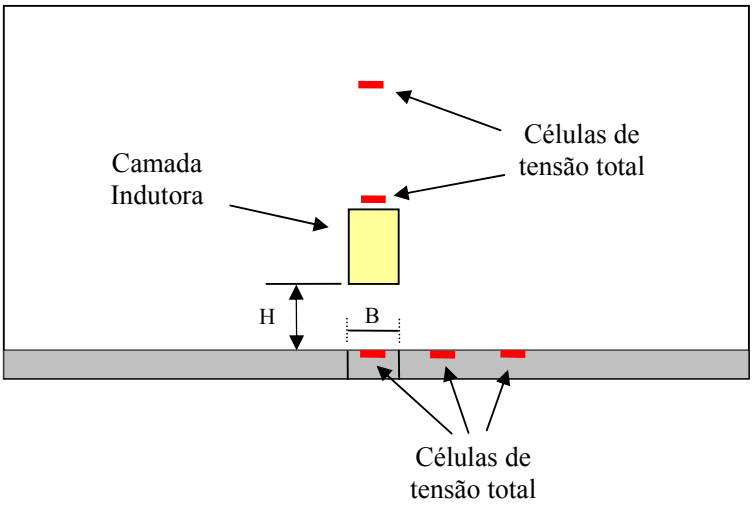


Figura 2.25. Disposição geral da caixa de reação (MELOTTI, 2002).

Os estudos mais atuais relacionados a técnica da trincheira induzida já foram apresentados. No entanto, historicamente, existem pesquisas mais antigas que serviram como base de estudo para os trabalhos mais recentes, e que também merecem destaque. A seguir, na Tabela 2-5, é apresentado um resumo dos casos históricos da utilização da técnica da trincheira induzida, mostrando o autor, o ano de realização do experimento, uma breve descrição do experimento e do material utilizado na camada flexível e ainda os benefícios obtidos com a utilização da técnica.

Tabela 2-5. Resumo dos casos históricos e seus resultados.

Autor	Ano	Descrição	Camada Flexível	Resultado Obtido
LARSEN	1962	Instalação de tubo de concreto Dn 1,68 m	Palha	Possibilidade de aumento do recobrimento de 10 m para 17 m (70%).
DAVIS & BACHER	1968	Realizaram diversos tipos de ensaios	Palha	Não informado
SHEER & WILLWT	1969	Bueiro de concreto Dn 5,60 m	Palha (cobertura de 90 cm)	Redução de esforços de 50%
DEEN	1969	Realizou ensaios em tubos Dn 1,2 m (com e sem camada flexível)	Não descrito	O tubo sem a camada flexível rompeu
TAYLOR	1973	Realizou testes de campo com tubo de concreto Dn 1,2 m com recobrimento de 9 m.	Não informado	Redução de esforços de 50%
BACHER & KIRKLAND	1985	Instalação de condutos	Poliestireno (150 mm)	Redução drástica de tensões
SLADEN & OSWELL	1988	Realizaram ensaios em tubos de concreto Dn 2,1 e 2,5 m	Palha e Poliestireno	Redução de esforços de 60% a 80%
VASLESTAD et al.	1993	Realizaram 3 ensaios em escala real em condutos de concreto	EPS	Redução de esforços de 52% a 78%
MACHADO et al.	1996	Realizaram uma serie de simulações utilizando o Método dos Elementos Finitos	Material compressível com E=0,5 Mpa, ν=0,35 e γ=0,5 kN/m^3	Redução de esforços de até 48%
VIANA & BUENO	1998	Realizaram uma série de 7 ensaios posicionado um geotêxtil sobre a camada compressível	Areia Fofa (DR=40%)	Redução de esforços da ordem de 60%
MELOTTI	2002	Realizou uma série de ensaios variando as dimensões da camada flexível	Palha de Arroz	Redução de esforços de 44% a 86%

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do contexto apresentado neste capitulo, fica muito nítido que, em geral, a técnica da trincheira induzida, mesmo apresentando resultados satisfatórios ao longo dos anos de utilização, não tem recebido muita atenção por parte dos pesquisadores. Esta técnica ainda carece de muitos estudos, principalmente no que diz respeito ao método construtivo como, por exemplo, as dimensões (largura e altura) “ótimas” da camada compressível, e o tipo de material para compor esta camada que apresenta melhor desempenho.

CAPÍTULO 03

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho foi realizado em duas etapas distintas. Na primeira foram realizados ensaios de laboratório em que se investigou a eficiência da nova proposta da falsa trincheira empregada na situação de aterro. Para tanto foram executados modelos que consistiam basicamente na construção de um maciço de areia no interior de uma caixa metálica incluindo-se uma faixa de material compressível de largura, espessura, e localização em relação ao fundo da caixa de testes variáveis. A base da caixa, dotada de células de tensão total, permitiu avaliar a redistribuição das tensões no maciço devido à utilização da configuração do sistema proposto.

Como extensão do programa de ensaios experimentais e buscando um refinamento das análises do sistema proposto, foram realizadas análises paramétricas com o Método dos Elementos Finitos a partir da calibração do modelo numérico frente aos resultados experimentais.

Neste capítulo é feita a descrição dos equipamentos e materiais utilizados para a elaboração da pesquisa.

3.2. ETAPA EXPERIMENTAL

Neste item é feita a descrição dos equipamentos, materiais e procedimentos utilizados para a elaboração da etapa experimental da pesquisa realizada.

3.2.1. A caixa de testes

As dimensões da caixa de testes, projetada e construída por Costa (2005), foram fixadas de acordo com uma revisão na literatura sobre modelos reduzidos em tubulações enterradas. Assim, a largura e a altura interna da caixa de testes foram fixadas em 560 mm, e o comprimento da caixa (L) foi fixado em 1400 mm. A Figura 3.1 mostra uma vista geral da caixa de testes, montada e em operação.

Figura 3.1. Vista geral da caixa de testes (COSTA, 2005).

As paredes laterais da caixa de testes são compostas por vigas de aço do tipo U, com altura de 101,6 mm, largura da aba de 41,83 mm e espessura da alma de 6,55 mm. Essas vigas são soldadas a uma chapa metálica de 6,35 mm de espessura, constituindo a superfície de contato da caixa com o solo. Nesta parede existem duas vigas horizontais, localizadas nas bordas superior e inferior da chapa, com 1400 mm de comprimento, e 6 vigas verticais com 354,4 mm de comprimento.

As paredes frontais também são compostas por vigas U de 101,6 x 41,83 x 6,55mm e chapa de 6,35 mm de espessura. São quatro perfis verticais de 458 mm de comprimento e um perfil horizontal com comprimento igual a 560 mm. No vão central da parede encontram-se duas chapas móveis com 150 mm de comprimento e 166 mm de largura, sendo que a chapa inferior possui um orifício com o mesmo diâmetro do conduto, o que possibilita o acesso de instrumentação ao interior do mesmo. O detalhe das chapas móveis pode ser observado na Figura 3.2 que segue.

Figura 3.2. Detalhe das chapas móveis (COSTA, 2005).

A base da caixa de testes é constituída por vigas U com dimensões de 152,4 x 51,66 x 7,98 mm. Quatro vigas transversais de 553 mm de comprimento são soldadas às vigas principais de 1496 mm de comprimento. A fim de conferir maior rigidez ao centro da caixa, foram utilizadas nesta região duas vigas duplas transversais com dimensões de 101,6 x 41,83 x 6,55mm. Duas vigas de 152,4 x 51,66 x 7,98 mm, dispostas paralelamente às vigas principais, interligam as vigas duplas entre si. O fundo da caixa é formado por uma chapa com espessura de 6,35 mm soldada ao topo da base. Nesta região existe um orifício retangular de 100 x 300 mm para que um mecanismo com movimentação ascendente e descendente (alçapão) possa ser utilizado.

A base da caixa foi construída sobre cantoneiras de abas iguais com 550 mm de altura, 63,5 mm de largura e 6,35 mm de espessura, de forma que o acesso ao fundo da caixa para a instalação de instrumentação se torna muito fácil.

A tampa de reação da caixa possui 1496 mm de comprimento e 656 mm de largura. Ela é composta por seis perfis do tipo U de 101,6 x 41,83 x 6,55 mm e uma chapa com 6,35 mm de espessura.

3.2.2. Chuva de areia

O procedimento adotado para o preenchimento da caixa de testes foi o método da chuva de areia. A preferência em se adotar este método deve-se ao fato desta técnica permitir a obtenção de um maciço de compacidade uniforme em toda extensão da caixa, o que facilita o entendimento da redistribuição de tensões que ocorre no interior do maciço.

O sistema chuva de areia é composto basicamente por um reservatório elevado móvel, o qual se apóia sobre um pórtico metálico, e um conjunto de peneiras, denominado difusor. O reservatório se encontra conectado a um sistema de correntes e coroas dentadas, associados a um motor trifásico de 0,5 HP, com redutor de velocidade. Isto permite a movimentação horizontal do reservatório ao longo da extensão da caixa de testes. A Figura 3.3 mostra uma vista geral do equipamento da chuva de areia.

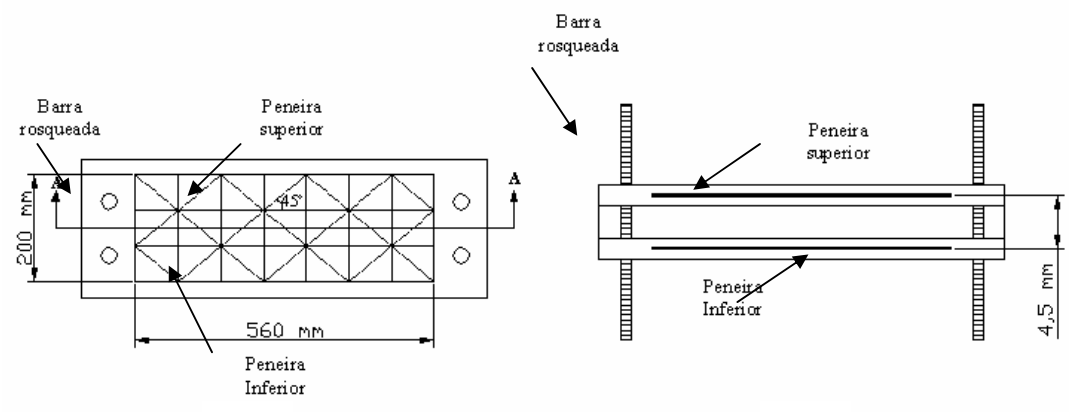
Figura 3.3. Vista Geral do equipamento da chuva de areia (COSTA, 2005).

O pórtico metálico de apoio possui dimensões de 2,00 m de comprimento, 0,80 m de largura e 2,10 m de altura. Já o reservatório de areia possui dimensões de 560 mm de comprimento, 200 mm de largura e 400 mm de profundidade, o que representa uma capacidade de armazenamento de 0,045 m^3 de areia. Na base do reservatório existe um sistema de encaixe de placas perfuradas que proporciona uma vazão uniforme da areia quando a escotilha é liberada. Este equipamento possui três diferentes placas perfuradas, sendo elas com furos de 4 mm, 9 mm e 13 mm de diâmetro. Cada uma das placas possui 75 furos espaçados entre si de 47,4 mm na direção transversal e 37,4 mm na direção longitudinal. A Figura 3.4 mostra um detalhe da parte inferior da caixa com a placa de menor furação.

Figura 3.4. Detalhe da parte inferior da caixa com placa com furos de menor diâmetro (COSTA, 2005).

Com a abertura da escotilha a areia é liberada do reservatório e, antes de chegar ao fundo da caixa de testes, passa pelo difusor, o qual possibilita a obtenção de amostras mais homogêneas.

O difusor é composto por duas peneiras de dimensões 200 x 560 mm, com aberturas de malha de 7 mm, distantes entre si de 4,25 mm. A peneira superior apresenta a malha com uma defasagem de 45° em relação à peneira inferior, conforme é ilustrado na Figura 3.5.



(a) (b)

Figura 3.5. Esquema do difusor; (a) vista superior (b) corte A-A (COSTA, 2005).

A densidade relativa dos modelos confeccionados foi escolhida através de um trabalho de calibração do sistema da chuva de areia. Testes preliminares foram realizados fixando-se a vazão do material, ou seja, o diâmetro dos furos da chapa do fundo do reservatório, e variando-se a distancia entre o reservatório e o difusor. Estes testes mostraram que a partir de uma altura de queda de 200 mm, a densidade da areia permanecia constante. Dessa maneira, uma altura de queda de 640 mm foi fixada. Com esta altura fixada, atingem-se densidades relativas de 50, 75 e 100% para as placas com orifícios de diâmetros de 4, 9 e 13 mm, respectivamente. Neste trabalho, as densidades relativas utilizadas foram de 75 e 100%. A curva de calibração do sistema pode ser vista na Figura 3.6.

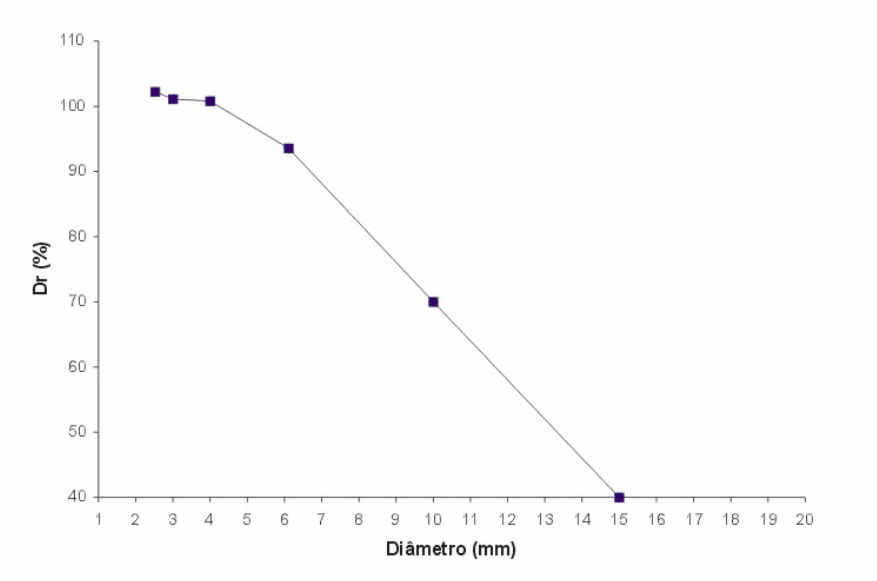


Figura 3.6. Curva de calibração da chuva de areia (D_r x diâmetro do furo).

O enchimento do reservatório de areia foi realizado com o auxílio de um balde metálico com capacidade de aproximadamente 0,07 m^3 e uma ponte rolante, disponível na sala de testes do Laboratório de Geossintéticos.

3.2.3. A bolsa inflável

A aplicação da sobrecarga nos ensaios foi realizada através de uma bolsa inflável de PVC reforçada com fibras de poliéster, fabricada pela *Sansuy S.A.*. A bolsa de reação possui dimensões de 1500 mm de comprimento por 700 mm de largura.

3.2.4. A camada indutora

O elemento compressível utilizado foi o geocomposto MacDrain 2S, fabricado pela Maccaferri América Latina. Este elemento é constituído por uma geomanta envolta por dois geotêxteis não tecidos de baixa gramatura, conforme pode ser visualizado na Figura 3.7. As características físicas principais do MacDrain estão apresentadas na Tabela 3-1.

Figura 3.7. Vista geral do geocomposto utilizado no programa de ensaios.

Tabela 3-1. Características gerais do geocomposto.

Característica	Norma	Valor médio	Coeficiente de Variação (%)
Gramatura	NBR12568	848 g/m²	2,72
Espessura	NBR12569	15,62 mm	2,74

Também foram realizados ensaios de fluência em compressão do geocomposto para permitir uma melhor avaliação do seu comportamento quando instalado. Estes ensaios foram realizados em corpos de prova de dimensões 100

mm x 100 mm. Foram utilizados três diferentes níveis de tensões: 20, 100 e 200 kPa. As cargas foram aplicadas ao corpo de prova através de um elemento circular de diâmetro médio de 70,37 mm.

As curvas de fluência em compressão para 1 e 2 camadas sobrepostas do elemento se encontram nas Figuras 3.8 e 3.9 respectivamente.

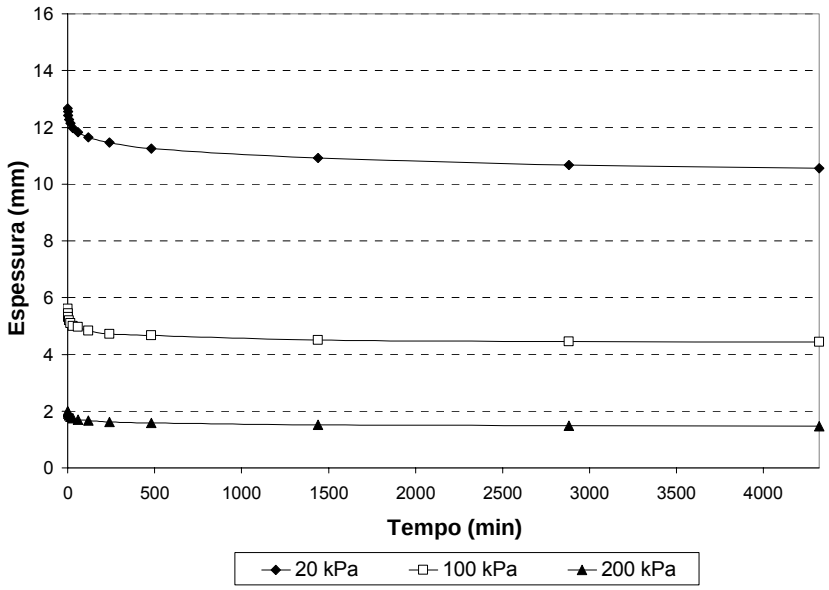


Figura 3.8. Curvas do ensaio de fluência em compressão para 1 camada do geocomposto.

Como pode ser visto, a compressão do geocomposto ocorre em um tempo muito curto e se mantém praticamente constante ao longo do tempo, mostrando pequena fluência em compressão. Além disto, se observa que a sobreposição de dois geocompostos duplica o valor dos deslocamentos achados em uma única camada.

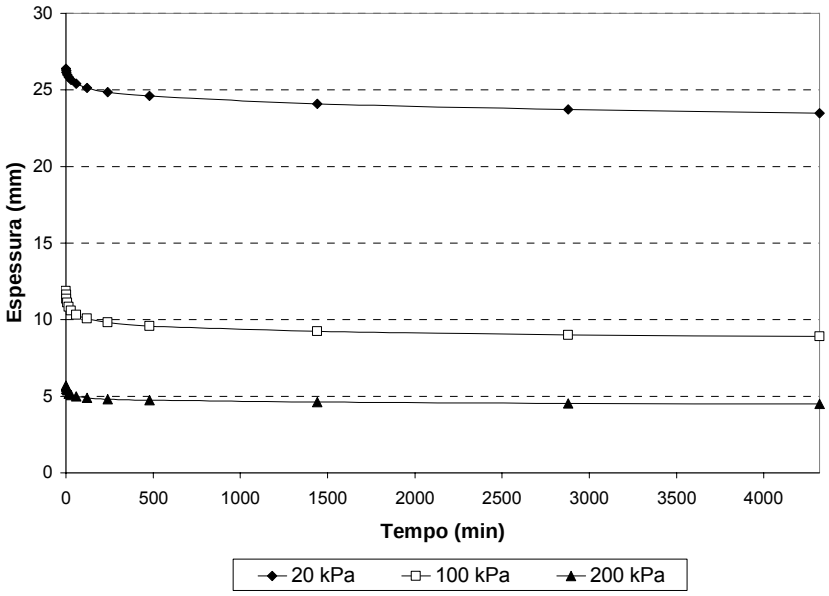


Figura 3.9. Curvas do ensaio de fluência em compressão para 2 camadas do geocomposto.

3.2.5. O solo

Utilizou-se nos modelos confeccionados uma areia fina denominada "areia Itaporã". Este material é oriundo de uma jazida localizada na Rodovia SP-215, km 154, próximo à cidade de São Carlos. A análise granulométrica do material forneceu a curva que é exibida na Figura 3.10. Como se pode observar, trata-se de uma areia média a fina, mal-graduada. O peso específico dos sólidos obtidos através de ensaios foi de 26,5 kN/m³. O índice de vazios máximo (e_{max}) obtido segundo a NBR12004/90 foi de 0,73, o que corresponde a um peso específico seco mínimo ($\gamma_{d,min}$) de 15,3 kN/m³. Já o índice de vazios mínimo (e_{min}) obtido, segundo a

NBR12051/91 foi de 0,53, o que corresponde a um peso específico seco máximo ($\gamma_{d,max}$) de 17,3 kN/m³.

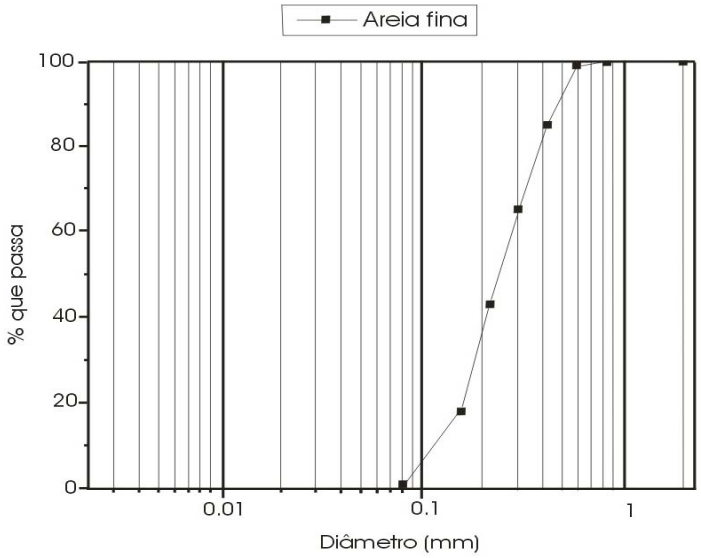


Figura 3.10. Curva granulométrica da areia fina (COSTA, 2005).

3.2.6. O sistema de instrumentação

Os modelos confeccionados foram instrumentados com células de tensão total, as quais se encontravam posicionadas no fundo da caixa de testes.

Foram utilizadas no total oito células de interface, de fabricação da *Kyowa Eletronic Instruments Co.Ltd.*, modelo BE-2KD, com capacidade máxima igual a 200 kPa. Um esquema geral desta célula é mostrado na Figura 3.11.

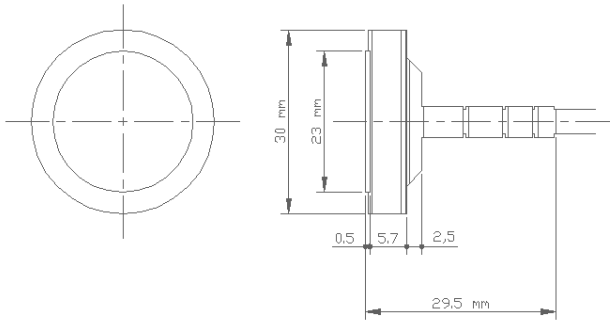


Figura 3.11. Esquema geral da célula de tensão total.

Antes do início da seqüência de ensaios, todas as células de tensão total foram devidamente calibradas, e suas constantes comparadas com aquelas fornecidas pelo próprio fabricante.

As células foram calibradas *in loco* utilizando para tanto o próprio solo utilizado nos experimentos, além da bolsa de reação para aplicação de sobrecarga. A calibração foi realizada com incrementos de carga de 10 kPa até atingir-se 150 kPa. A pressão aplicada era lida através de um manômetro e posteriormente comparada com a resposta das células. Com isso foi possível construir uma curva de calibração para cada célula e, conseqüentemente, obter uma constante de calibração para cada uma das mesmas.

As calibrações forneceram constantes bem próximas daquelas fornecidas pelo fabricante.

A escolha deste método de calibração justifica-se pelo fato de se obter leituras de tensões mais realistas quando se utiliza o próprio solo como elemento de transferência de carga para as células. Além disto, o método possibilita a calibração de todas as células simultaneamente.

A disposição das células de interface na base da caixa de testes pode vista na Figura 3.12.

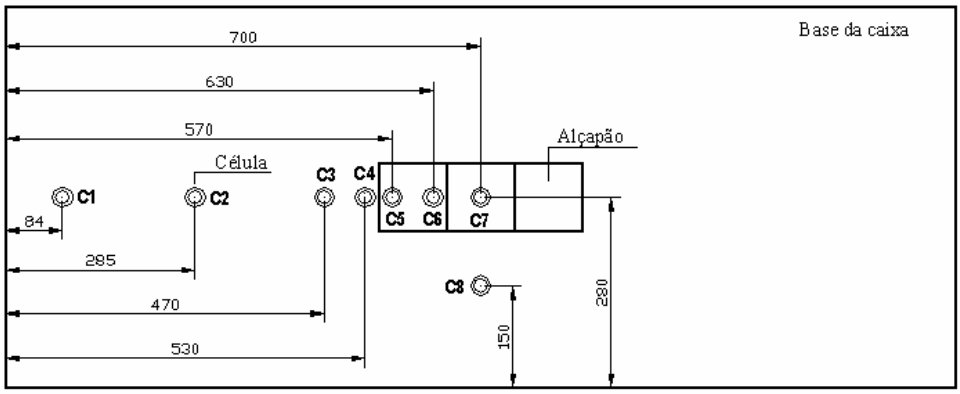


Figura 3.12. Posicionamento das células de tensão total no fundo da caixa de testes.

3.2.7. Aquisição de dados

As leituras de todas as células de tensão total foram realizadas através de um multímetro digital, o qual se encontrava ligado a uma caixa comutadora com 16 canais de leitura, construída por Benjamin (2006). As células de tensão total, por sua vez, encontravam-se conectadas aos canais desta caixa, a qual era alimentada por uma fonte com uma tensão de 5V.

3.2.8. Procedimento

O procedimento para a confecção dos modelos iniciou-se com o preenchimento da caixa de testes até a altura na qual seria posicionado o elemento compressível do sistema. Sobre esta camada posicionava-se o geocomposto alinhando o eixo central do mesmo com as marcas internas da caixa, assegurando que a camada compressível estaria alinhada ao eixo transversal da caixa de testes. Procedia-se então com preenchimento da caixa até uma altura de 500 mm e nivelava-se o topo do maciço com o auxilio de uma régua metálica. Sobre o modelo nivelado posicionava-se a bolsa inflável, a qual era responsável pela aplicação da sobrecarga. Posteriormente fechava-se a caixa de testes com a tampa de reação e ligava-se a bolsa inflável à rede de ar. A tensão era aplicada em incrementos de 30 kPa, aguardando-se um período de estabilização de 30 min após cada incremento, até atingir-se uma tensão máxima de 150 kPa. Após cada intervalo de estabilização procedia-se com a leitura de cada uma das células no multímetro digital. Esses dados eram armazenados e posteriormente tratados com o uso de um computador.

3.2.9. Programa de ensaios

Inicialmente foi realizada uma série de testes, composta por 9 ensaios, para se avaliar os efeitos da largura da inclusão (L) e a altura em que a mesma seria posicionada em relação ao fundo da caixa de testes (H). Um esquema geral da configuração dos ensaios realizados pode ser visto na Figura 3.13. Posteriormente,

visando solucionar as dúvidas remanescentes do programa inicial de ensaios, foram realizados 6 testes complementares. O programa de ensaios realizado é exibido na Tabela 3-2.

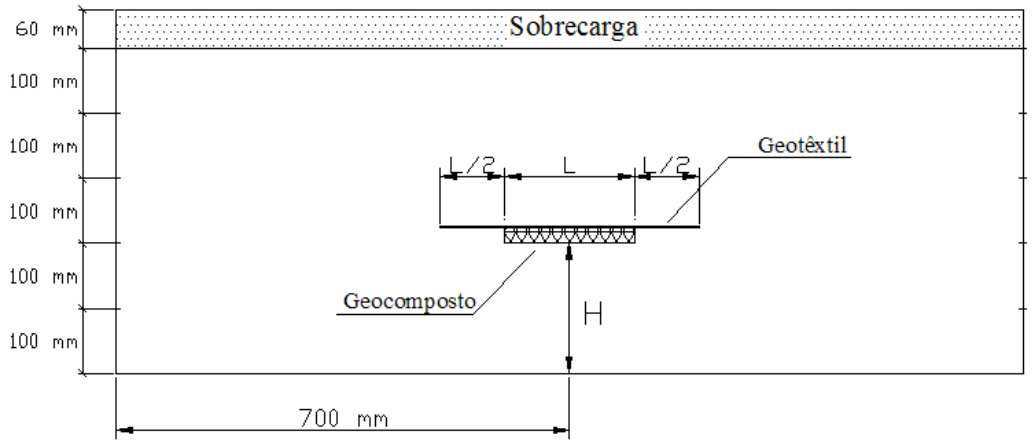


Figura 3.13. Esquema geral dos ensaios realizados.

Tabela 3-2. Programa de ensaios.

Ensaio	*H (mm)*	*L (mm)*	*N° de Camadas*	*Presença de geotêxtil*	*Densidade Relativa (%)*
1	100	100	1	NÃO	75
2		150	1	NÃO	75
3		200	1	NÃO	75
4	200	100	1	NÃO	75
5		150	1	NÃO	75
6		200	1	NÃO	75
7	300	100	1	NÃO	75
8		150	1	NÃO	75
9		200	1	NÃO	75
10	50	200	1	NÃO	75
11	100	200	2	NÃO	75
12	100	200	1	SIM	75
13	300	100	1	SIM	75
14	100	200	1	NÃO	100
15	300	100	1	NÃO	100

3.3. ETAPA NUMÉRICA

Neste item é feita a descrição dos procedimentos utilizados para a elaboração da etapa numérica da pesquisa realizada.

3.3.1. Procedimento

Nesta etapa foram realizadas análises paramétricas através do método dos elementos finitos utilizando programa Plaxis 7.2 Professional. Todos os ensaios realizados experimentalmente foram simulados nesta fase. Além disso, foram realizadas algumas simulações adicionais visando-se refinar os resultados obtidos na etapa inicial.

As simulações foram realizadas utilizando-se dois solos, uma areia fina com parâmetros geotécnicos similares aos do solo utilizado no programa experimental e um solo areno-argiloso. Os parâmetros da areia fina foram obtidos em laboratório e os parâmetros do solo areno-argiloso foram os mesmos utilizados por Machado et al. (1996).

Com o objetivo de se verificar a influência da largura da inclusão no desempenho do sistema, executou-se uma simulação fixando-se a distancia entre o geocomposto e o fundo da caixa de testes (H) em 100 mm e variou-se a largura da inclusão (L) de 100 mm a 350 mm.

Para a verificação da influência da posição da inclusão na performance do sistema, fixou-se a largura do geocomposto em L=200 mm e variou-se a distancia entre a inclusão e o fundo caixa (H) de 10 mm a 300 mm.

Visando-se analisar a influência do número de camadas da inclusão no comportamento do sistema, fixou-se uma altura H=100 mm e uma largura L=200 mm e variou-se o número de camadas da inclusão de 1 até 4. O programa de simulações numéricas pode ser visto na Tabela 3-3.

Tabela 3-3. Programa de simulações numéricas.

Simulação	***H (mm)***	***L (mm)***	***N° de Camadas***	***Solo***
1	100	100	1	Areia
2		150	1	Areia
3		200	1	Areia
4		250	1	Areia
5		300	1	Areia
6		350	1	Areia
7	10	200	1	Areia
8	20		1	Areia
9	50		1	Areia
10	200		1	Areia
11	300		1	Areia
12	100	200	2	Areia
13			3	Areia
14			4	Areia
15	100	100	1	Areno-argiloso
16		150	1	Areno-argiloso
17		200	1	Areno-argiloso
18		250	1	Areno-argiloso
19		300	1	Areno-argiloso
20		350	1	Areno-argiloso
21	10	200	1	Areno-argiloso
22	20		1	Areno-argiloso
23	50		1	Areno-argiloso
24	200		1	Areno-argiloso
25	300		1	Areno-argiloso
26	100	200	2	Areno-argiloso
27			3	Areno-argiloso
28			4	Areno-argiloso

A análise com o método dos elementos finitos se deu considerando-se a construção do aterro em etapas.

Os parâmetros dos solos e da camada compressível utilizados no modelo construtivo são mostrados na Tabela 3-4.

Tabela 3-4. Propriedades dos materiais utilizados no modelo construtivo.

Parâmetro	***Areia Itaporã***	***Solo Areno-Argiloso***	***MacDrain 2S***		***Unidades***
Modelo do Material	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elástico linear		---
Tipo de Comportamento	Drenado	Não drenado	Drenado		---
Peso acima da linha freática	16,700	18,800	0,051		kN/m^3
Peso abaixo da linha freática	20,000	20,000	1,000		kN/m^3
Módulo de deformabilidade	$3,520 \times 10^4$	$12,900 \times 10^4$	30 kPa	70,5	kN/m^2
			90 kPa	123,8	
			150 kPa	177,1	
Coeficiente de Poisson	0,340	0,300	0,100		---
Coesão	1	40	---		kN/m^2
Ângulo de atrito	33	28	---		°
Ângulo de dilatância	4	0	---		°

Os resultados numéricos são apresentados como adimensionais, de maneira a proporcionar uma visão mais ampla de suas influências sobre o desempenho do sistema, além de permitir uma extrapolação de seus dados para outros casos.

CAPÍTULO 04

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados obtidos na etapa experimental e na etapa numérica. Estes resultados permitiram avaliar a influência da largura, da posição, do número de camadas e ainda da presença de geotêxtil no desempenho da nova proposta para a técnica da trincheira induzida.

A etapa experimental foi executada em duas fases distintas. Foram inicialmente realizados 9 ensaios preliminares em que se buscou analisar a influência da largura e da posição da inclusão no desempenho do sistema. Posteriormente foram realizados outros 6 ensaios complementares buscando-se analisar a influência da densidade relativa do material de aterro, da presença de uma camada de geotêxtil sobre a camada indutora e ainda do número de camadas da inclusão no desempenho do sistema.

4.2. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRELIMINARES

Todos os resultados experimentais são apresentados na forma de gráficos em que o eixo das abscissas representa a base longitudinal da caixa de testes, que varia de 0 a 1400 mm, e o eixo das ordenadas representa a relação entre σ_v e σ_{vt}, em que σ_v é a tensão registrada pela célula de tensão total e σ_{vt} é a tensão teórica que deveria chegar ao fundo da caixa de testes sem a presença do geocomposto.

4.2.1. ENSAIOS 1, 2 E 3

A Figura 4.1 mostra os resultados dos ensaios 1, 2 e 3 realizados com inclusões de larguras 100, 150 e 200 mm respectivamente posicionadas a 100 mm de altura em relação ao fundo da caixa de testes.

É possível observar no gráfico que, embora haja pequena diferença entre os resultados obtidos dos elementos de 150 e 200 mm de largura, o melhor comportamento do sistema foi obtido para o elemento compressível de maior dimensão. Esta configuração proporcionou uma redução de 85,5% das tensões que atuam na posição da célula *C7,* posicionada no centro da caixa de testes, ou seja, na posição central sobre o topo da estrutura enterrada. As inclusões de menores dimensões levaram a menores reduções de carga. Para a inclusão de 150 mm de largura as tensões se reduziram em 81,3% no centro da caixa de testes, enquanto

que para a inclusão de 100 mm foram observadas reduções de 59,5%. Na região das laterais da estrutura enterrada, por sua vez, a inclusão de maior dimensão apresentou maior acréscimo de carga em relação às inclusões menores. O geocomposto com 200 mm de largura apresentou um acréscimo de tensão de aproximadamente 33,1% na posição *C4*, enquanto que as inclusões de 150 e 100 mm apresentaram, na posição *C5*, um acréscimo de 26,1% e 29,3% respectivamente. É possível observar então que a configuração que proporciona um maior benefício em termos de redução de cargas sobre o centro da estrutura enterrada é também aquela que mais sobrecarrega as suas regiões adjacentes.

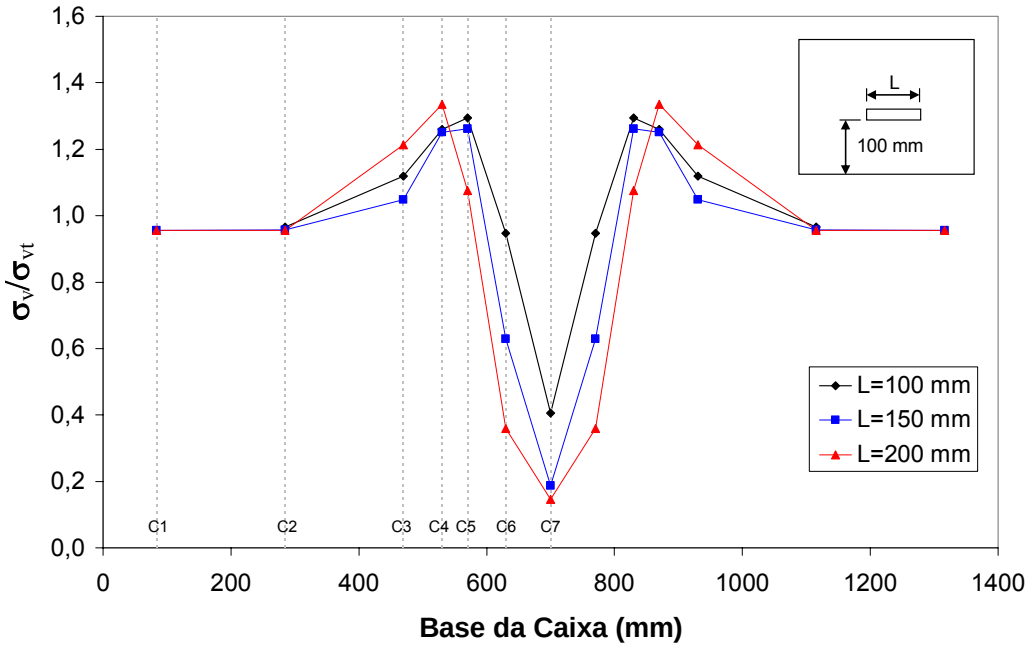


Figura 4.1. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=100 mm.

4.2.2. ENSAIOS 4, 5 E 6

A Figura 4.2 mostra os resultados dos ensaios 4, 5 e 6 realizados com inclusões de larguras 100, 150 e 200 mm respectivamente posicionadas a 200 mm de altura em relação ao fundo da caixa de testes.

Pode-se notar que o gráfico apresenta o mesmo padrão de comportamento observado no conjunto de curvas mostrado anteriormente. Percebe-se que maiores reduções de cargas são experimentadas para inclusões de maiores larguras. Na posição *C7*, as reduções foram de 60,6%, 51,2% e 32,5% para larguras de 200, 150 e 100 mm respectivamente. Similarmente aos resultados mostrados nos ensaios com altura de 100 mm, observa-se que às maiores reduções de carga na região central do conduto são associados os maiores acréscimos de tensões nas regiões adjacentes. As inclusões de largura 200, 150 e 100 mm apresentaram, respectivamente, aumentos de tensões de 23,1%, 14,4% e 13,6% na posição *C3*.

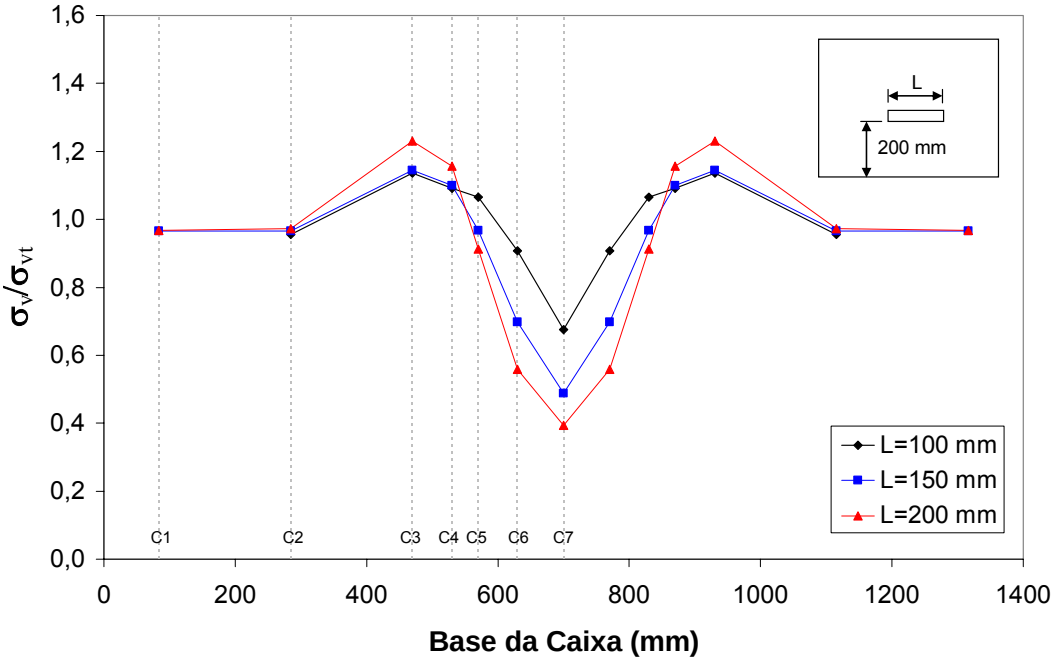


Figura 4.2. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=200 mm.

4.2.3. ENSAIOS 7, 8 E 9

A Figura 4.3 mostra os resultados obtidos nos ensaios 7, 8 e 9, nos quais inclusões de 100, 150 e 200 mm respectivamente foram posicionadas a uma altura de 300 mm em relação ao fundo da caixa de testes. Nota-se que o mesmo padrão de comportamento observado nos ensaios anteriores ainda prevalece.

A configuração do ensaio que utilizou o geocomposto de 200 mm de largura apresentou redução de 45% das tensões sobre o centro da estrutura enterrada (posição *C7*) e um acréscimo de 10,2% de carga nas suas regiões adjacentes (posição *C3*). A inclusão de 150 mm de largura reduziu as tensões aplicadas em

41,9% na posição *C7* e mostrou um aumento de 11,2% na posição *C3*. Já a inclusão de menor largura (100 mm) reduziu as tensões aplicadas em 26,3% na posição *C7* e aumentou as tensões em 8,7% na posição *C3*.

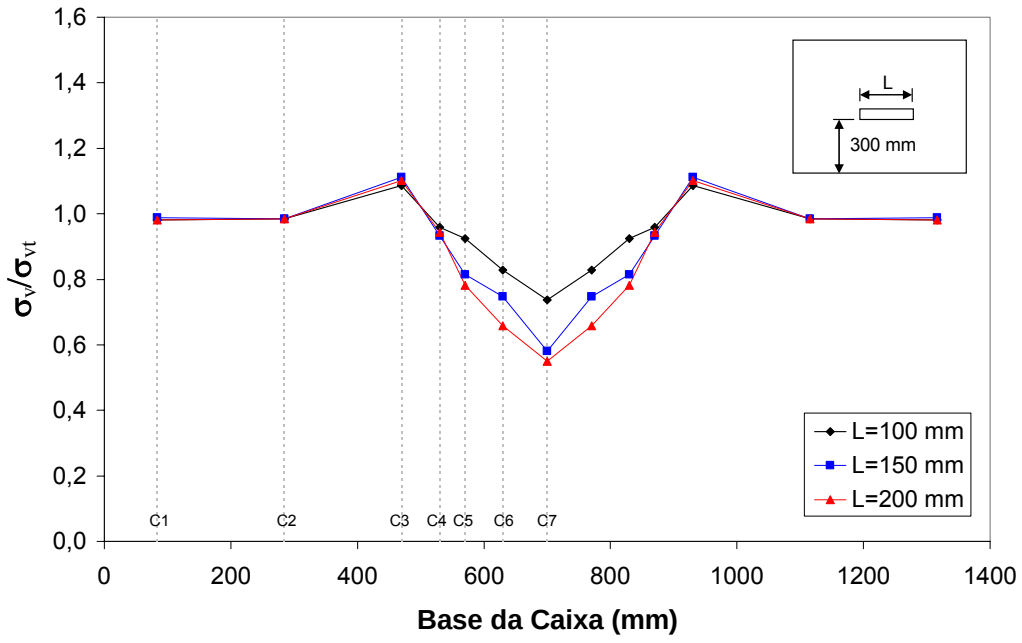


Figura 4.3. Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal da caixa para H=300 mm.

4.2.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRELIMINARES

Comparando-se os 3 conjuntos de curvas apresentados anteriormente nota-se que a inclusão com maior largura apresentou melhor desempenho em relação às demais inclusões. Percebe-se ainda que quanto maior é a altura de cobertura, ou seja, a distância entre o fundo da caixa de testes e a posição da inclusão, menor a

transferência de tensões. Isto é um indicativo de que inclusões mais próximas do topo da estrutura enterrada conduzem a maiores reduções de tensões nesta região. Vale lembrar ainda que ao mesmo tempo em que esta configuração beneficia consideravelmente a região central, sobrecarrega em demasia as regiões adjacentes.

Com base nos resultados obtidos nesta série inicial de ensaios e considerando que a região de principal interesse é aquela abrangida pelas células que se encontram nas posições de *C3* a *C7*, pode-se afirmar que, dentre as configurações testadas, a melhor proposta é aquela em que a inclusão possui largura igual a 200 mm e se encontra posicionada a 100 mm acima do fundo da caixa de testes.

Outro fator importante a ser analisado nos conjuntos de curvas apresentados anteriormente é a largura beneficiada, L_b, em cada uma das configurações. Denomina-se *largura beneficiada* aquela região da base da caixa de testes que apresenta redução das tensões aplicadas, conforme pode ser observado na Figura 4.4.

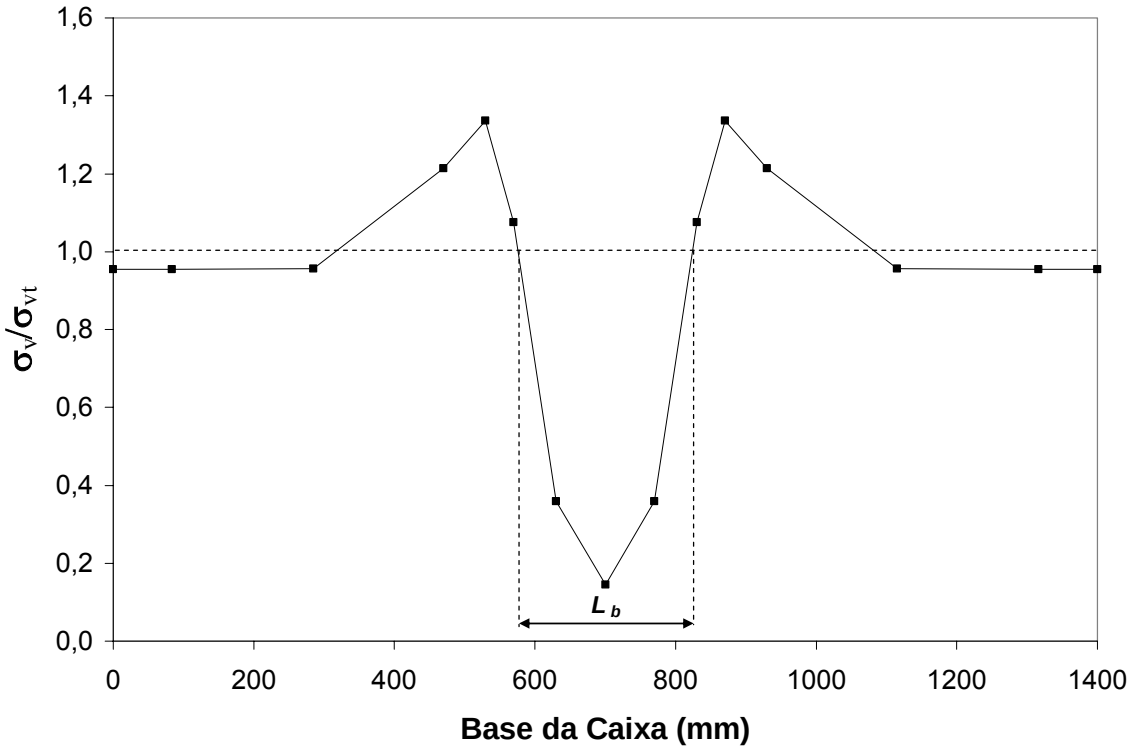


Figura 4.4. Definição do conceito de *largura beneficiada*.

Nota-se, em todos os conjuntos de curvas, que inclusões de larguras maiores apresentam larguras beneficiadas maiores. Observa-se ainda que há uma tendência de aumento da largura beneficiada com o aumento da altura de cobertura, H. A Figura 4.5 mostra a variação da relação entre a largura beneficiada, L_b, e a largura da inclusão, L, em diferentes situações de instalação.

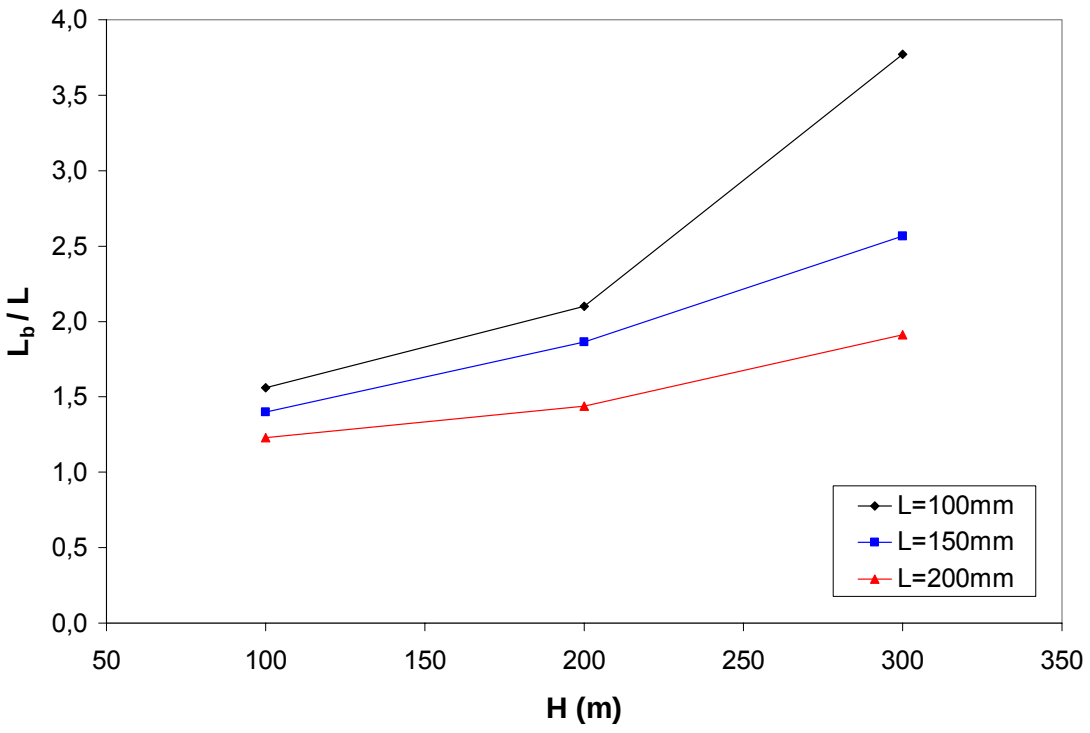


Figura 4.5. Relação entre a largura beneficiada e a largura da inclusão para diferentes condições de instalação.

É possível perceber que a relação L_b/L aumenta para alturas de cobertura maiores. No entanto, com o aumento da largura das inclusões esta relação apresenta uma redução. Para uma inclusão de 200 mm de largura posicionada a 100 mm em relação ao fundo da caixa de testes, observa-se que a largura beneficiada é aproximadamente 1,2 vezes maior que a largura do geocomposto. Já para uma inclusão de 100 mm de largura posicionada a 300 mm em relação ao fundo da caixa de testes, a largura beneficiada é aproximadamente 3,7 vezes maior que a largura da inclusão. Isto indica que, para fins de projeto, a camada indutora não deve ter necessariamente uma largura igual ou superior à largura da estrutura enterrada. É possível utilizar inclusões com larguras inferiores à largura do elemento enterrado e se obter um desempenho adequado. No entanto deve-se realizar uma

análise apropriada de maneira a não submeter a região das ombreiras a tensões muito elevadas, já que isto poderia comprometer o funcionamento da obra.

Pode-se afirmar então que a consideração da relação L_b/L é muito importante para o projeto de obras de estruturas enterradas. No entanto, este fator não deve ser considerado como critério principal na escolha da configuração a ser utilizada. Este fator deve ser utilizado apenas como um estudo para a melhor definição das características geométricas da camada indutora.

4.3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COMPLEMENTARES

A bateria inicial de ensaios permitiu avaliar os efeitos da largura da inclusão (L) e da posição da mesma em relação ao fundo da caixa de testes (H) no desempenho do sistema. Ainda assim permaneceram algumas dúvidas quanto à configuração que conduziria ao melhor comportamento do sistema. Com o objetivo de sanar estas dúvidas, foram realizados 6 ensaios complementares. Os resultados e análises destes experimentos são apresentados nos itens que seguem.

4.3.1. ENSAIO 10

Como já foi salientado anteriormente, os ensaios mostraram que quanto menor altura de cobertura, *H*, maior será a redução das tensões atuantes sobre a estrutura enterrada.

Com o objetivo de verificar o desempenho do sistema para uma inclusão de 200 mm de largura e altura de cobertura de 50 mm foi realizado um ensaio para esta configuração. A Figura 4.6 apresenta uma comparação entre os ensaios realizados com H=50 mm e H=100 mm para uma largura L=200 mm.

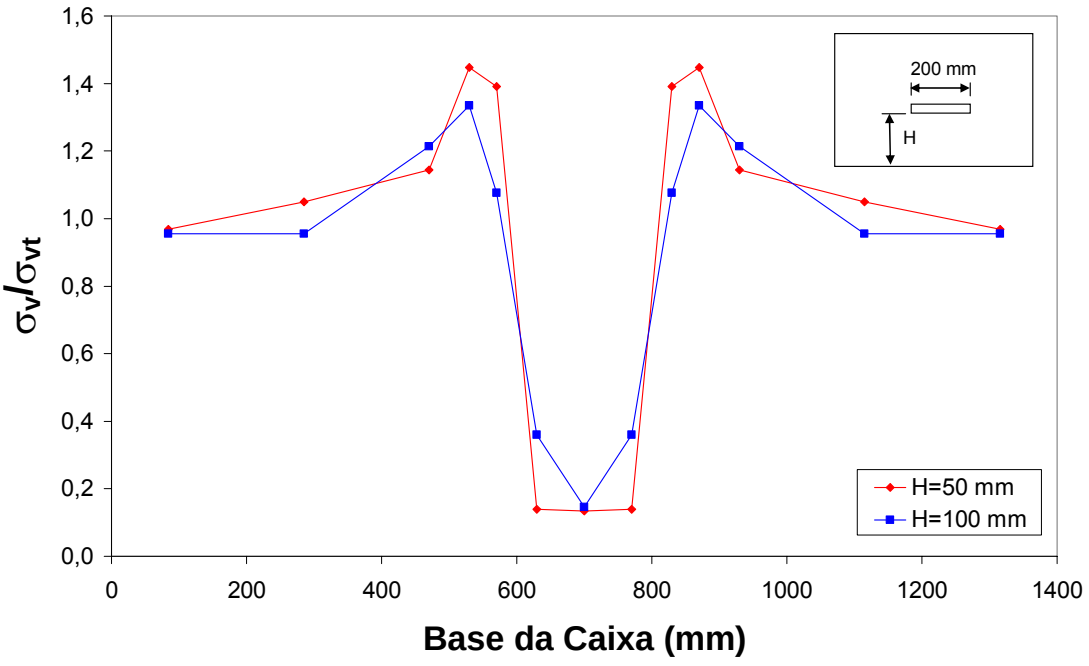


Figura 4.6. Comparação de desempenho para H=50 mm e H=100 mm.

Como pode ser visto, a inclusão posicionada a 50 mm de altura proporcionou uma maior redução das tensões em relação ao ensaio com altura de cobertura de

100 mm. No ensaio com H=100 mm a redução de tensões atingiu 85,5% na posição *C7*, enquanto no ensaio H=50 mm, atingiu 86,5%. Ou seja, o beneficio obtido na posição *C7* foi de apenas 1%.

Por outro lado, observa-se que nas regiões adjacentes ao centro da caixa (posição *C4)*, a configuração de altura de cobertura H=100 mm, apresentou um acréscimo de 33,5% enquanto com H=50 mm o acréscimo atingiu de 44,8%.

4.3.2. ENSAIO 11

Avaliadas as influências de H e L no desempenho do sistema, procedeu-se com a execução de um novo ensaio. Neste teste buscou-se avaliar o desempenho do sistema variando-se o número de camadas do geocomposto. O ensaio foi realizado utilizando-se 2 camadas sobrepostas da inclusão. As camadas possuíam largura de 200 mm e se encontravam posicionadas a 100 mm de altura em relação ao fundo da caixa de ensaios. A comparação entre os resultados obtidos pode ser vista na Figura 4.7.

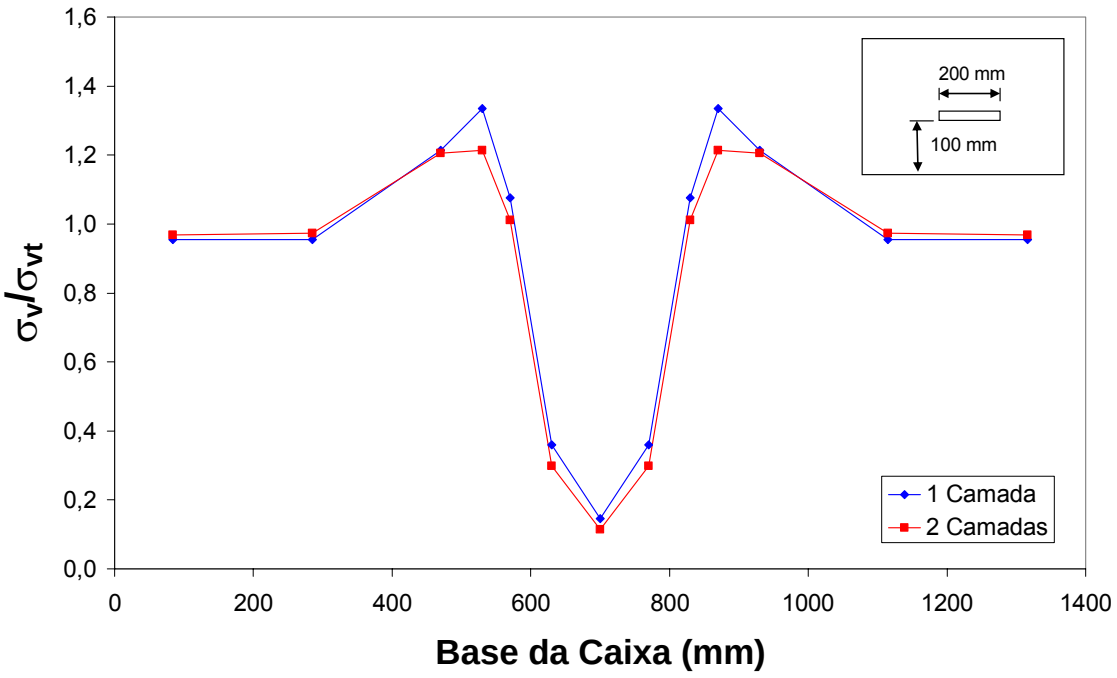


Figura 4.7. Comparação de desempenho entre ensaios com 1 camada e 2 camadas de geocomposto.

Observa-se neste gráfico que o melhor comportamento foi o do sistema dotado de duas camadas superpostas. Na região de interesse, ou seja, na posição *C7*, a utilização de apenas uma camada da inclusão proporcionou um decréscimo de 85,5% das tensões aplicadas. Enquanto isso, a presença de duas camadas sobrepostas de geocomposto beneficiou a região de interesse com a redução de 88,6% das cargas aplicadas. Pode-se dizer então que a decisão em se utilizar uma segunda camada de geocomposto promoveu um benefício de cerca de 3% no que diz respeito a redução de cargas na região central da caixa de testes. No entanto, para fins de projeto, não se pode afirmar com certeza que a utilização de duas camadas seja a melhor opção. Talvez a utilização do dobro do material, o que

implicaria na duplicação do custo do mesmo, não se justifique para um ganho de apenas 3% na redução das tensões.

4.3.3. ENSAIO 12

Testes adicionais foram realizados com o objetivo de se avaliar os efeitos de se estender o geotêxtil superior além sobre a camada compressível e simular com o geocomposto uma geovala sob aterro. Optou-se em refazer o ensaio que apresentou a melhor performance no programa preliminar, estendendo agora a camada superior de geotêxtil em L/2 para cada um dos lados além do perímetro da camada compressível. Neste novo ensaio em que se utilizou uma inclusão de 200 mm de largura posicionada a 100 mm em relação ao fundo da caixa de testes, o geotêxtil superior possuía largura igual a 400 mm.

A Figura 4.8 mostra a comparação entre os resultados obtidos com a extensão ou não do geotêxtil para a configuração de melhor desempenho.

A Figura 4.8 mostra que, na região de interesse (posição *C7*), as tensões registradas em ambos os ensaios foram rigorosamente iguais. Nos dois ensaios a redução obtida no topo do conduto foi de 85,5%. No entanto, na região adjacente ao centro da caixa (posição *C4*), a extensão do geotêxtil se mostrou ligeiramente mais eficiente, registrando um acréscimo de 18,8% das tensões aplicadas. Sem a extensão do geotêxtil foi registrado um aumento de 33,5% das tensões na mesma posição. Esta comparação de resultados denota que, para a configuração H=100

mm e L=200 mm, a extensão do geotêxtil sobre a camada compressível não trouxe nenhum benefício para a região de interesse.

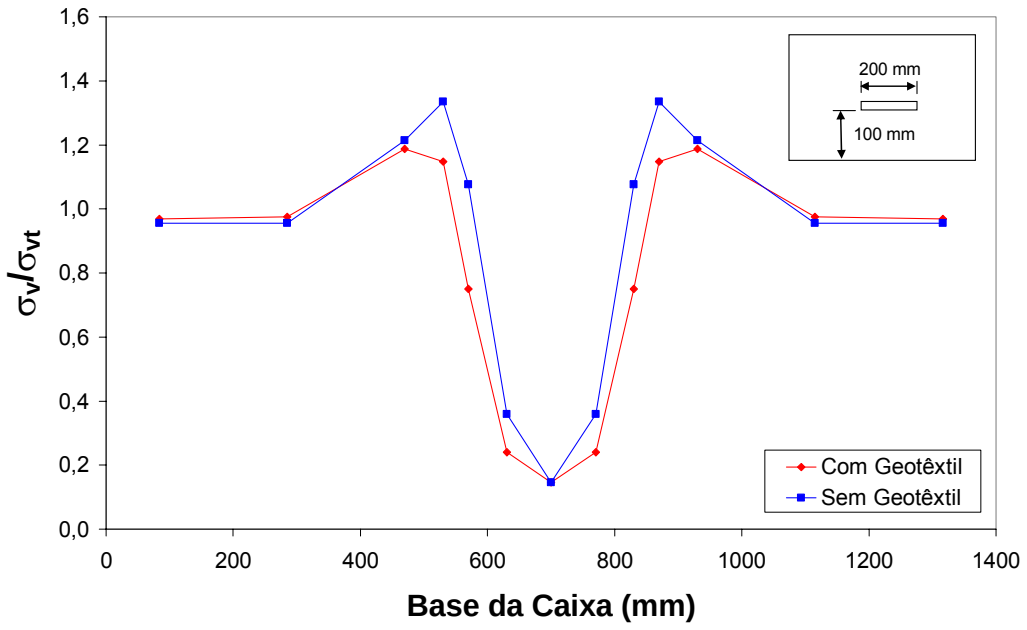


Figura 4.8. Comparação de desempenho entre ensaios com e sem a extensão do geotêxtil.

4.3.4. ENSAIO 13

Ainda buscando se avaliar os efeitos da adição de um geossintético de baixa gramatura sobre a camada compressível, optou-se em refazer o ensaio que apresentou o pior desempenho no programa preliminar de ensaios, estendendo agora a camada superior de geotêxtil em L/2 para cada um dos lados além do perímetro da camada compressível. Neste novo ensaio em que se utilizou uma

inclusão de 100 mm de largura posicionada a 300 mm em relação ao fundo da caixa de testes, o geotêxtil superior possuía uma largura igual a 200 mm.

A Figura 4.9 apresenta a comparação entre os resultados obtidos dos ensaios com a extensão ou não do geotêxtil para a configuração H=300 mm e L=100 mm.

O gráfico mostra que, para a configuração avaliada, a extensão do geotêxtil beneficia levemente a região sobre o topo da estrutura enterrada. Nota-se também que as demais posições também são ligeiramente beneficiadas. Os resultados deste ensaio mostraram que a extensão do geotêxtil proporcionou uma melhoria de aproximadamente 8% na redução de tensões em relação ao sistema inicial proposto. Enquanto a configuração sem a extensão do geotêxtil gerou uma redução de 26,3% das cargas totais sobre a posição *C7,* a configuração com a extensão do geotêxtil obteve um decréscimo de 34,6% das tensões sobre a mesma posição.

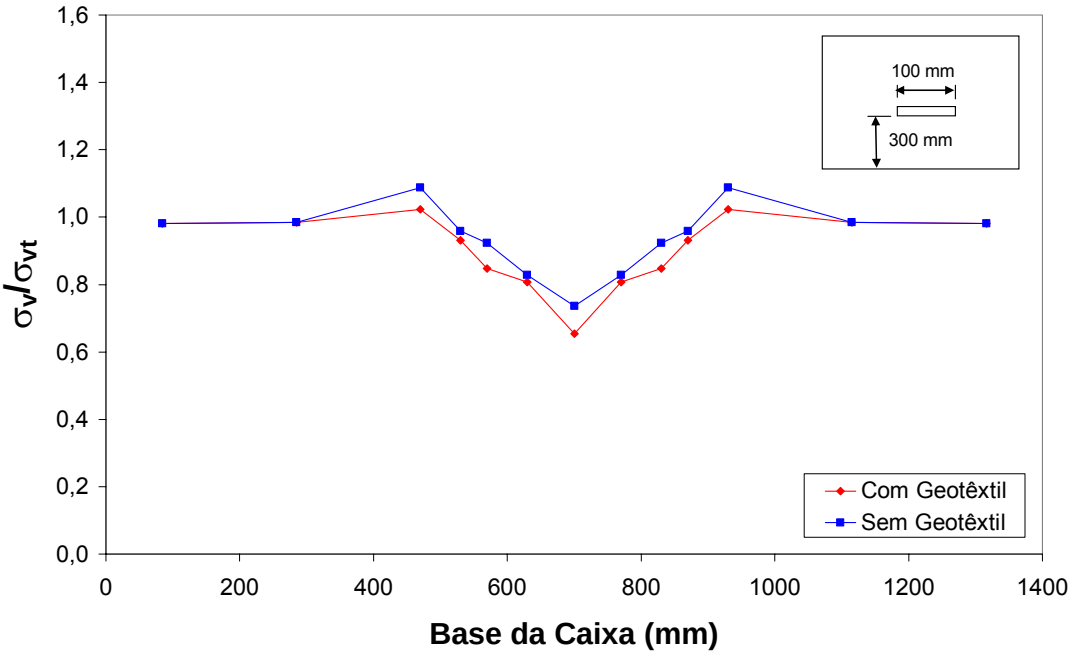


Figura 4.9. Comparação de desempenho entre ensaios com e sem a presença de geotêxtil.

Pode-se notar então que o emprego da extensão do geotêxtil sobre a camada flexível não implicou em benefícios significativos no que se refere à redução de tensões na posição central da caixa de testes. Isto pode ser explicado pelo fato de que o geotêxtil só mobiliza o efeito membrana quando ocorre um movimento descendente na região localizada entre as laterais ancoradas. Como o geotêxtil recobre toda a superfície do geocomposto, e este se deforma uniformemente, o efeito membrana não ocorre. Portanto pode-se afirmar que, para este caso, a utilização do geotêxtil não é indispensável para a melhor performance do sistema.

4.3.5. ENSAIO 14

Visando-se analisar o comportamento do sistema quando instalado em diferentes tipos de solos, foram realizados ensaios adicionais nos quais se variou a densidade relativa do material de composição do maciço. Para tanto optou-se por refazer o ensaio que apresentou o melhor comportamento no programa preliminar (L=200 mm e H=100 mm) no que diz respeito à redução de tensões, variando agora a densidade relativa da areia de 75% para 100%. A comparação dos resultados dos ensaios com densidade relativa de 75% e 100% pode ser vista na Figura 4.10.

O gráfico mostra que na região central da caixa de testes, a redução das tensões para ambas as densidades foi praticamente a mesma. Enquanto o sistema instalado no maciço de areia de densidade relativa igual a 75% apresentou uma redução de 85,5% das tensões, o sistema instalado em areia de densidade relativa igual a 100% apresentou uma redução de 87,5% das tensões. No entanto, nas

regiões adjacentes ao prisma central, as tensões obtidas foram bastante diferentes. Para uma densidade relativa de 75% foi registrado um acréscimo de 33,5% das tensões na posição *C4*, enquanto que para a densidade relativa igual 100% foi registrado um acréscimo de apenas 6,3% na mesma posição.

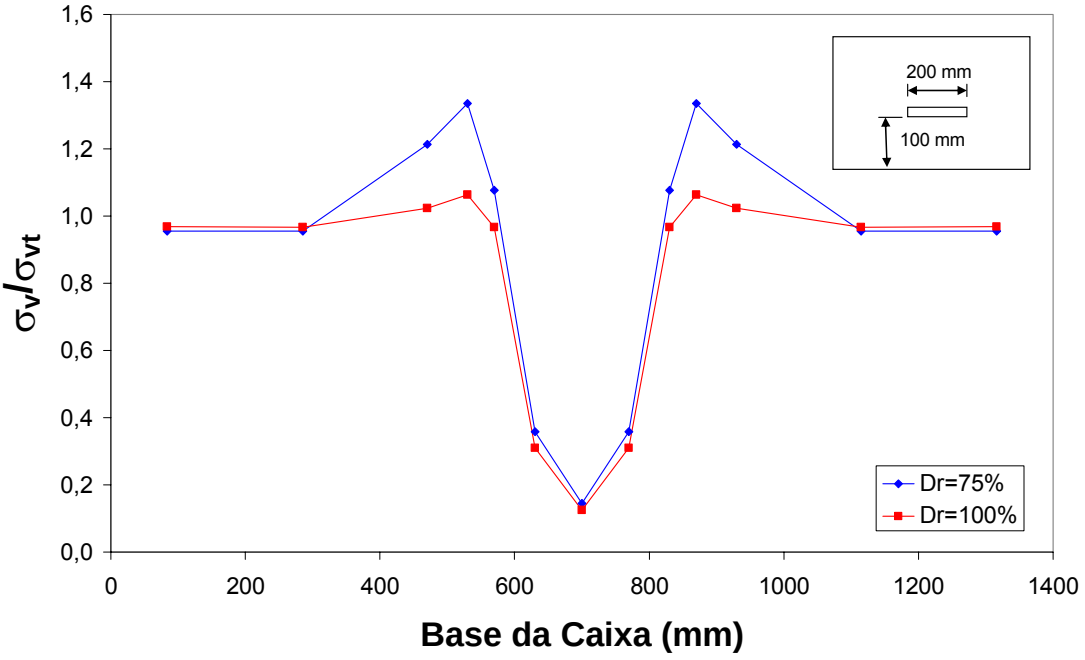


Figura 4.10. Comparação de desempenho do sistema para instalação em diferentes densidades relativas.

4.3.6. ENSAIO 15

Ainda visando-se analisar o comportamento do sistema quando instalado em diferentes tipos de solos, optou-se por repetir o ensaio que apresentou o pior comportamento no programa preliminar (L=100 mm e H=300 mm), utilizando agora

uma areia com densidade relativa de 100%. A comparação dos resultados dos ensaios com densidade relativa de 75% e 100% pode ser vista na Figura 4.11.

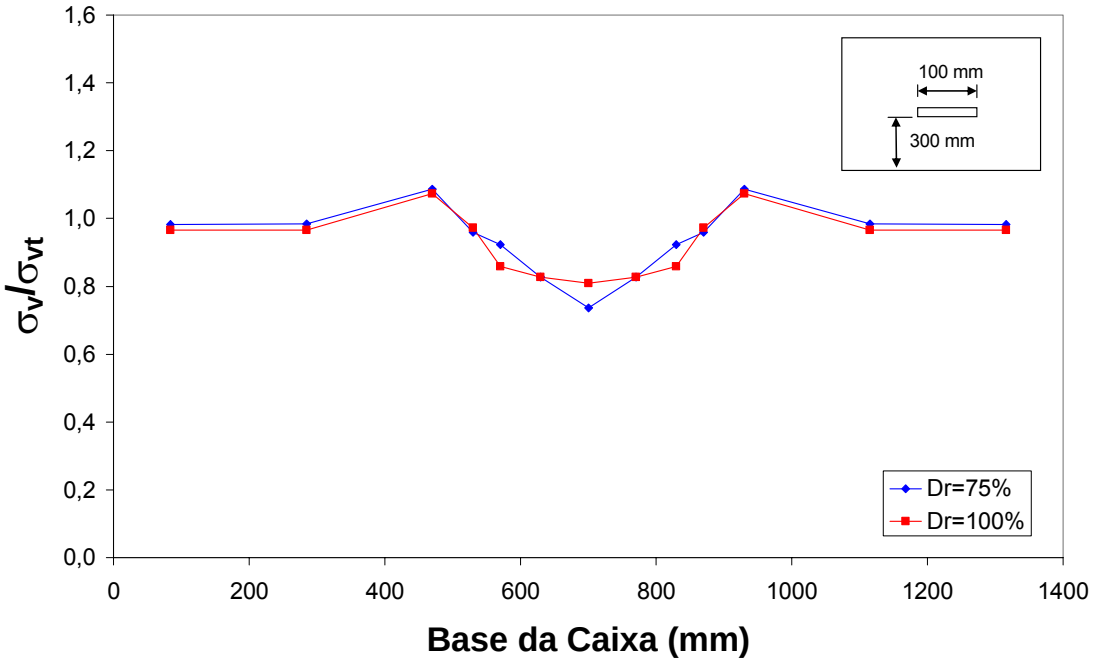


Figura 4.11. Comparação de desempenho do sistema para instalação em diferentes densidades relativas – L=100 mm e H=300 mm.

Na figura 4.11 nota-se que na região central da caixa (posição *C7*), o ensaio realizado com densidade relativa de 75% apresentou uma redução de 26,3% das tensões verticais. Enquanto isso, na mesma posição, o ensaio com densidade relativa de 100% apresentou uma redução de 19% das tensões totais aplicadas.

Na região das ombreiras (posição *C3*), o teste realizado com densidade relativa de 75% apresentou um acréscimo de tensões de aproximadamente 9%, enquanto o ensaio de densidade relativa 100% apresentou um acréscimo de tensões de aproximadamente 7%.

Diante do exposto nota-se que a densidade relativa do material de aterro exerce pouca influência no desempenho do sistema. Nota-se que para ambos os solos foram obtidos excelentes desempenhos para o sistema proposto.

4.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA ETAPA NUMÉRICA

Os resultados obtidos na etapa experimental mostraram que o aumento da dimensão *L* e a redução da dimensão *H* implicam um ganho de desempenho do sistema. No entanto, os valores ótimos destas dimensões não foram definidos com base nos resultados experimentais. Com o intuito de aperfeiçoar estes resultados, foram realizadas análises paramétricas através do método dos elementos finitos.

A Figura 4.12 mostra uma comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e através do Método dos Elementos Finitos para a configuração que apresentou melhor desempenho na etapa laboratorial, ou seja, uma inclusão de largura L=200 mm localizada a uma altura H=100 mm em relação à base da caixa de testes. Observa-se que os resultados obtidos experimentalmente foram muito próximos dos resultados obtidos numericamente. Nota-se que as formas de ambas as curvas são muito semelhantes, e que tanto na região central, que é a região de maior redução de tensões, quanto na região das ombreiras, que é aquela que sofre maior acréscimo de tensões, a diferença máxima entre as duas curvas não supera a marca dos 8%.

Diante do exposto pode-se confirmar a validade do modelo construído e testado em laboratório.

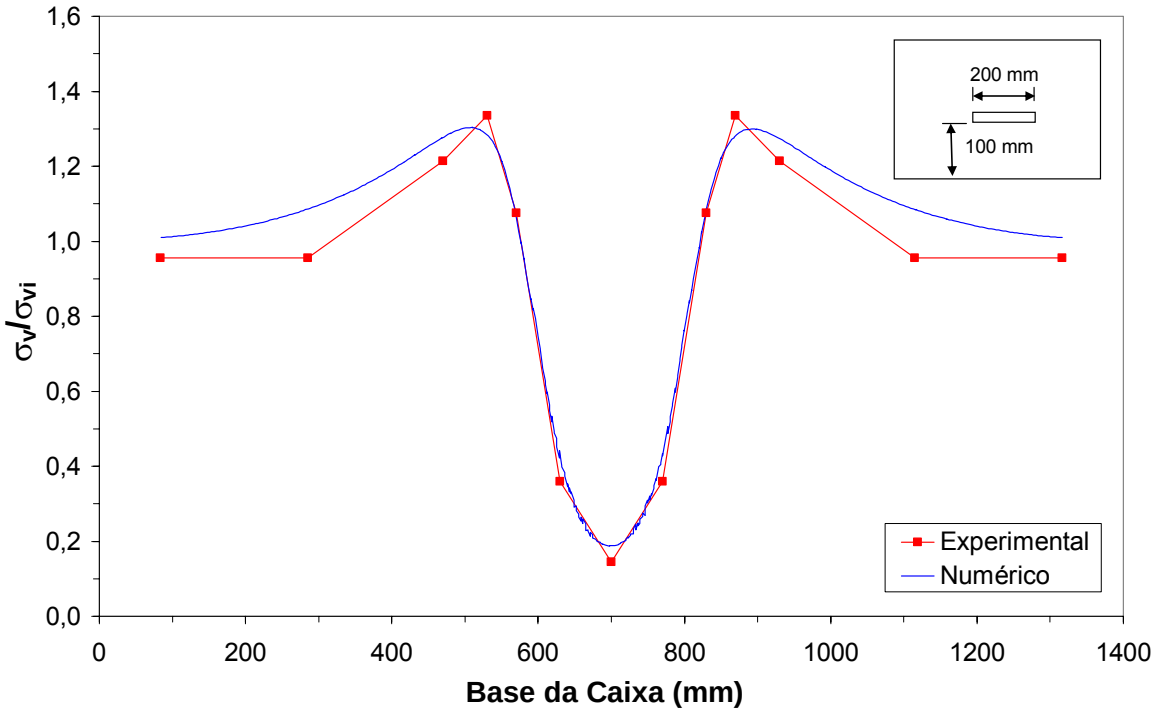


Figura 4.12. Comparação entre resultados numéricos e experimentais para configuração L=200 mm e H=100 mm.

4.4.1. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LARGURA DA INCLUSÃO NO DESEMPENHO DO SISTEMA

Para a verificação da influência da largura da camada compressível no desempenho do sistema foram realizadas simulações numéricas em que se considerou uma altura de cobertura (H) de 100 mm entre a inclusão e o fundo da

caixa de testes e variou-se a largura do geocomposto (L). Os gráficos foram construídos para sobrecargas de 30 kPa, 90 kPa e 150 kPa, que correspondem a coberturas equivalentes a 2,3 m, 5,9 m e 9,5 m respectivamente para areia Itaporã. Para o solo areno-argiloso as sobrecargas de 30 kPa, 90 kPa e 150 kPa correspondem a alturas de cobertura equivalentes a 2,1 m, 5,3 m e 8,5 m respectivamente. Estes resultados são mostrados na Figuras 4.13 (areia Itaporã) e 4.14 (solo areno-argiloso).

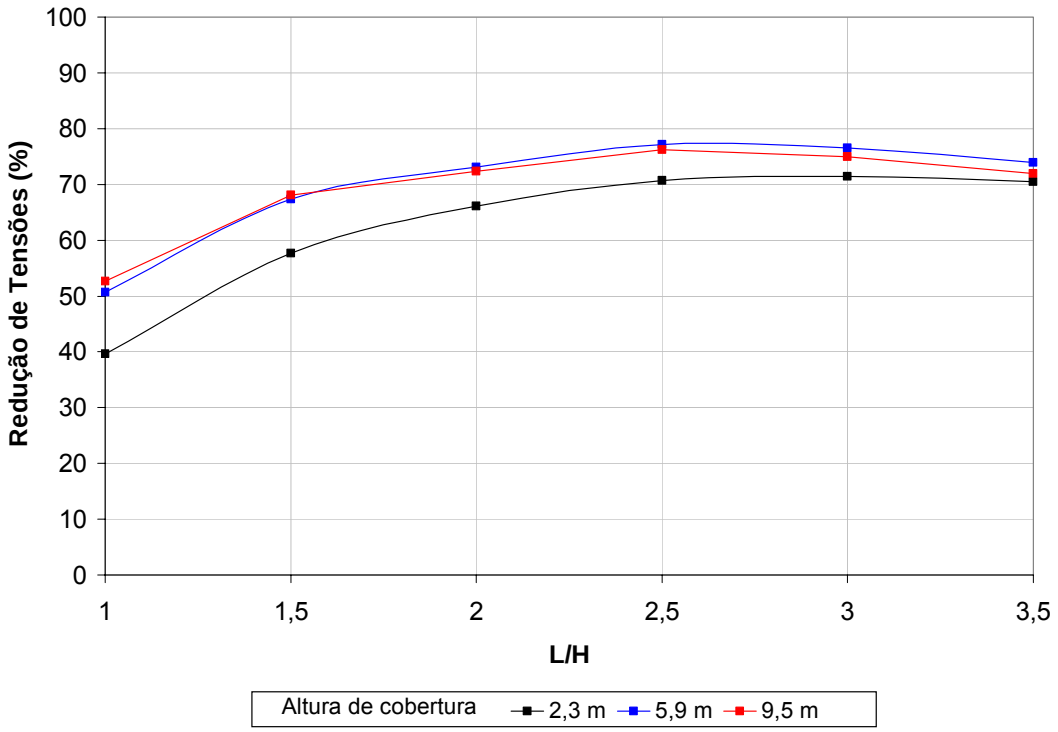


Figura 4.13. Influência da largura da inclusão para areia.

Conforme é ilustrado nestas figuras, larguras maiores representam reduções de tensões maiores. Para a areia Itaporã nota-se que as curvas tendem a uma estabilização a partir de uma relação L/H igual a 2,5, o que indica que a relação L/H ótima deve se situar próximo deste valor. Já para o solo areno-argiloso, nota-se que

a relação L/H ótima deve se situar próximo de 3. Nas figuras 4.13 e 4.14 pode-se notar ainda que para níveis menores de tensões, ou seja, para menores alturas de cobertura, menores reduções de carga são calculadas.

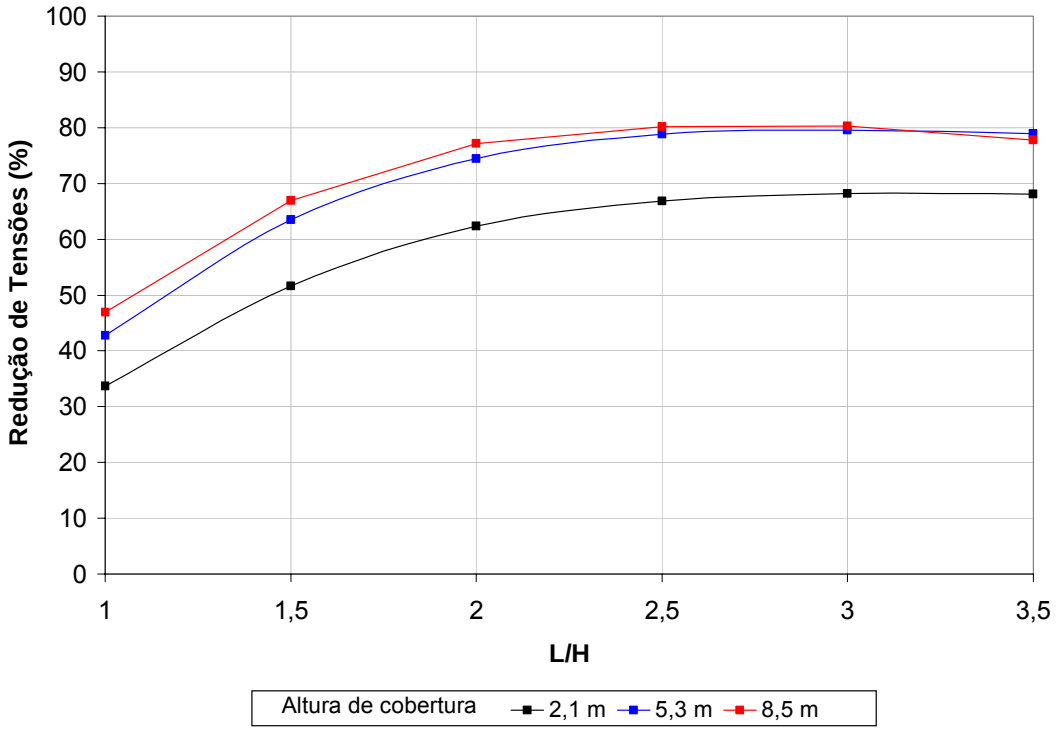


Figura 4.14. Influência da largura da inclusão para solo areno-argiloso.

4.4.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA INCLUSÃO NO DESEMPENHO DO SISTEMA

Uma segunda série de análises foi realizada no sentido de se verificar a influência da posição da camada compressível no desempenho do sistema. Estes resultados são apresentados nas Figuras 4.15 (areia Itaporã) e 4.16 (solo areno-

argiloso). Para esta análise utilizou-se 1 camada de geocomposto com largura L=200 mm e variou-se a dimensão H. Nota-se que em ambos os solos, para todas alturas de cobertura, o melhor desempenho do sistema é obtido para inclusões que se encontram mais próximas do fundo da caixa de testes, não existindo uma tendência de estabilização das curvas. Isto indica que não existe um valor ótimo para a relação H/L. Apesar disto, pode-se afirmar que a adoção de um valor de H situado numa faixa de valores de H/L entre 0,1 e 0,5, corresponde a um excelente desempenho do sistema.

De acordo com Watkins (1975), muita atenção deve ser dada a instalações rasas de condutos. Segundo o autor, sob algumas circunstâncias em que a altura de cobertura sobre um conduto é muito baixa, a existência de cargas elevadas sobre a superfície pode gerar falhas nas emendas ou até mesmo reversão da curvatura no topo do conduto. O autor diz ainda que, como regra geral, pode-se adotar uma altura de cobertura mínima igual a um oitavo do diâmetro do conduto para tubulações construídas sob rodovias, e igual a um quarto do diâmetro do conduto para tubulações sob ferrovias, sendo que em ambos os casos deve-se ter um mínimo de 30 cm de cobertura.

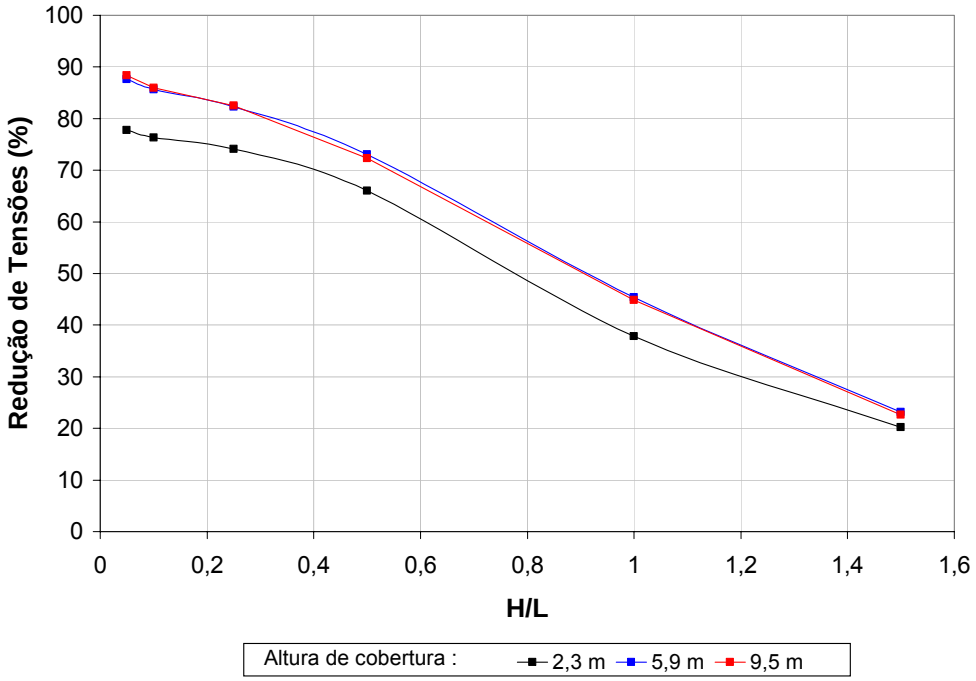


Figura 4.15. Influência da posição da inclusão para areia.

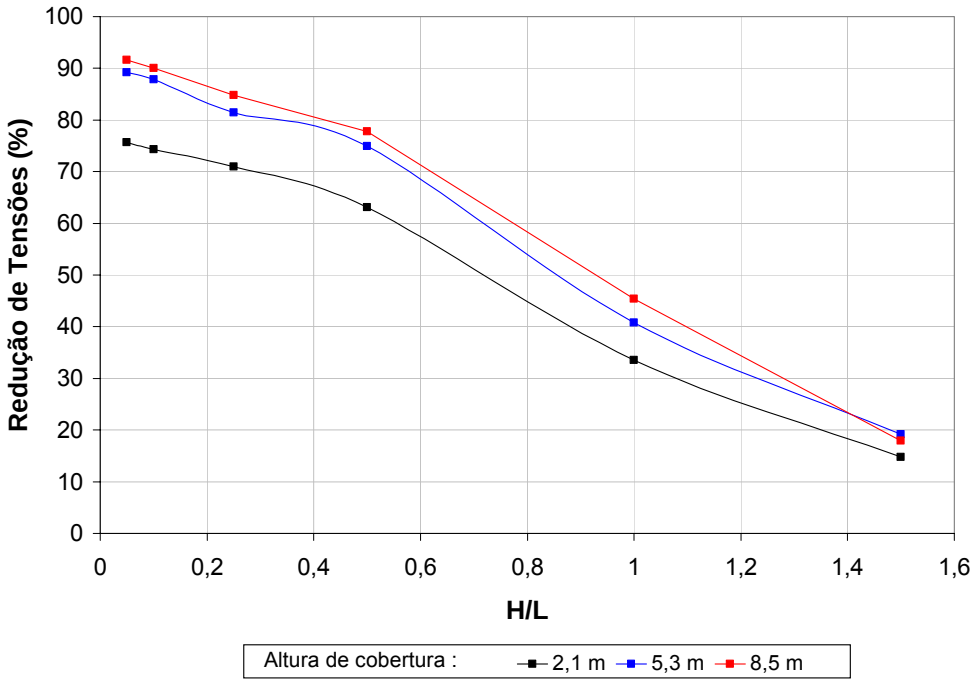


Figura 4.16. Influência da posição da inclusão para solo areno-argiloso.

4.4.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CAMADAS DE INCLUSÕES NO DESEMPENHO DO SISTEMA

Uma outra série de análises foi realizada com o intuito de se avaliar a influência do número de camadas de geocomposto na redução de tensões do sistema. Para tanto adotou-se inclusões de largura L=200 mm posicionadas a uma altura H=100 mm em relação ao fundo da caixa de testes e variou-se o número de camadas de inclusões de 1 até 4. Estes resultados podem ser vistos nas Figuras 4.17 (areia Itaporã) e 4.18 (solo areno-argiloso). Através destas figuras fica evidenciado que o número de camadas de geocomposto influencia levemente na performance do sistema para areia, e pouco influencia para o solo areno-argiloso. Para a simulação que utilizou a areia Itaporã como material de aterro, nota-se que o ganho de desempenho entre a utilização de 1 camada e 2 camadas, para as duas maiores alturas de cobertura, foi de aproximadamente 7%. Para a menor altura, o ganho foi de aproximadamente 2%. Nota-se que a utilização de mais do que duas camadas do geocomposto representou melhorias insignificantes. Para o solo areno-argiloso nota-se que a utilização de mais de uma camada de geocomposto não representou benefícios no despenho do sistema. Em vista disso pode-se dizer que para os dois tipos de solo a utilização de apenas uma camada da inclusão já é suficiente para uma boa performance do sistema.

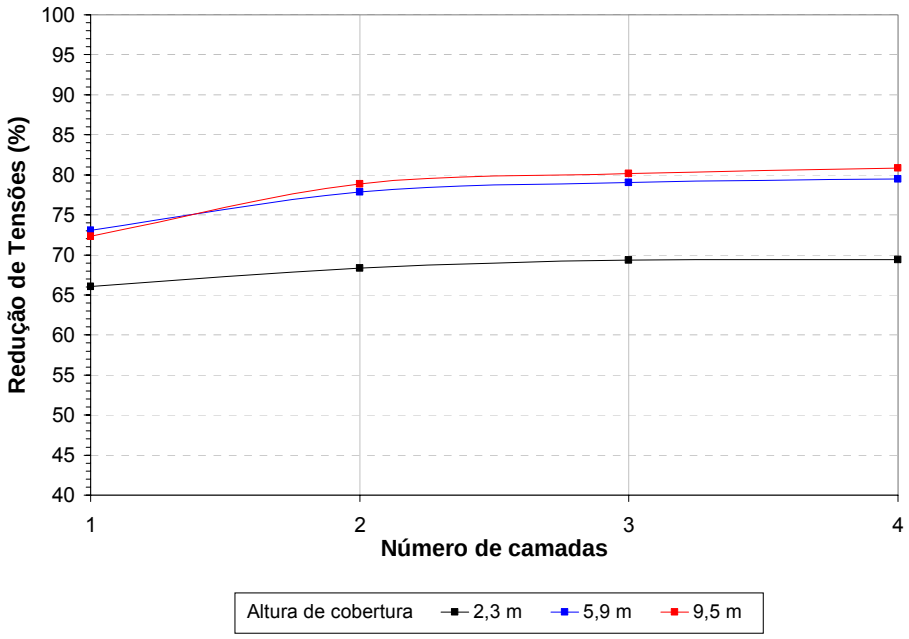


Figura 4.17. Influência do número de camadas da inclusão para diferentes alturas de cobertura (instalação em areia).

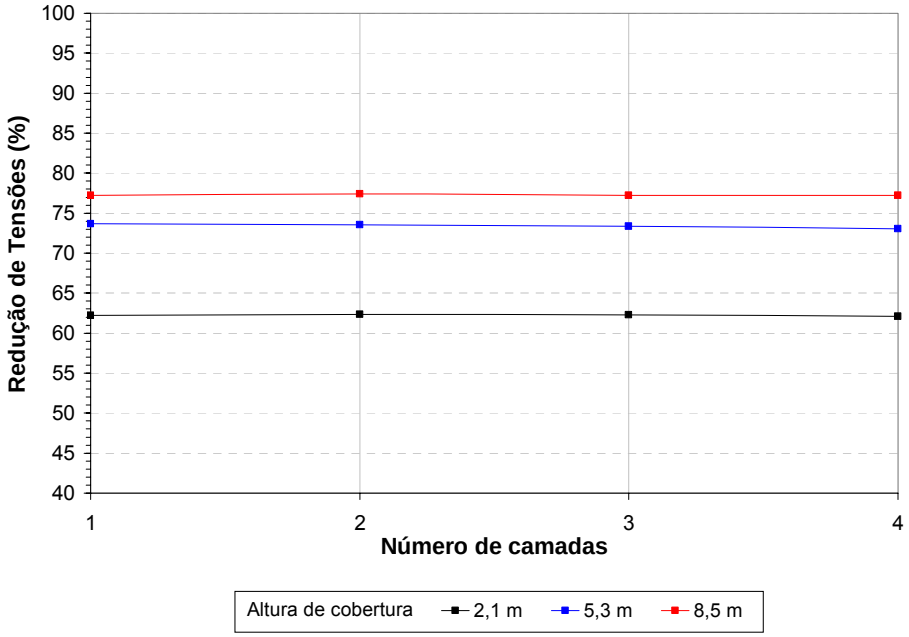


Figura 4.18. Influência do número de camadas da inclusão para diferentes alturas de cobertura (instalação em solo areno-argiloso).

CAPÍTULO 05

CONCLUSÕES

Diante dos dados registrados nos ensaios, das observações realizadas durante os mesmos, das análises dos dados experimentais e ainda das análises paramétricas realizadas através do Método dos Elementos Finitos, pode-se concluir que:

- O geocomposto MacDrain 2S fabricado pela Macaferri do Brasil apresentou ótimo desempenho para a aplicação proposta, permitindo a indução do arqueamento do solo e modificando de maneira significativa as distribuições de tensões. A sua utilização promoveu redução de tensões sobre a estrutura enterrada superiores a 85%;

- A utilização de apenas uma camada do geocomposto induz de maneira satisfatória os esforços cisalhantes de interface, tendo em vista que os resultados experimentais apontaram que o uso de uma camada gerou uma redução de 85,5% das tensões e o uso de duas camadas gerou uma redução de 88,6% das tensões;

- Inclusões posicionadas mais próximas ao topo do elemento enterrado induzem melhor o arqueamento, conduzindo a reduções de tensões mais elevadas;

- Configurações do sistema proposto com uma relação L/H entre 2 e 2,5 proporcionaram reduções de tensões de 62 a 71% para as alturas de cobertura menores. Já para as alturas de cobertura mais elevadas, a redução de tensões apresentada foi de 72 a 80%;

- A extensão do geotêxtil superior de forma a engastá-lo na região lateral do geocomposto e, com isto, simular uma pseudo geovala, não apresentou redução de tensões para a configuração testada (a que mostrou melhor desempenho no programa experimental). Isto leva a se concluir que, o emprego desta configuração, com o geotêxtil, pode ser descartado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR7181 – Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

ABNT (1990) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR12004 – Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro.

ABNT (1991) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR12051 – Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro.

ABNT (1992) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR12568 - Geossintéticos – Determinação da massa por unidade de área. Rio de Janeiro.

ABNT (1992) Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR12569 – Geotêxteis – Determinação da espessura. Rio de Janeiro.

ALLGOOD, R. J.; TAKAHASHI, S. K (1972). Balanced design and finite element analysis of culverts. Highway Research Board, [S.l.:s.n.], n.413.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (1985). M11: Stell pipe: A Guide for design and installation, Denver.

BUENO, B. S (2005). Princípios gerais de dimensionamento de tubos enterrados. [S.l.:s.n.], 200p. No prelo.

BULSON, P. S (1985). Buried structures: static and dynamic strength, London: Chapman and Hall, 1985. 230p.

BS 8006/1995 British Standard - Code of Practice for strengthened/reinforced soils and other fills

COSTA, Y. D. J. (2001). Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou a elevação localizada. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DAVIS, R.E. & BACHER (1968). California's culvert research program – Description, current status, and observed peripheral pressures. Highway Research Record, n.249, p. 14-23.

DEEN, R. C. (1969) Performance of a reinforced concrete pipe culvert under rock embankment, Highway Research Record, n. 262, p. 14-28.

FRE – COMPOSITES (1999). Below ground conduit system: MANUAL. [S.l.:s.n.].

GIROUD, J.P., Ah-Line, C., and Bonaparte, R. (1985). Design of Unpaved Roads and Trafficked Areas with Geogrids. Polymer Grid Reinforcement Conference Proceedings, published by Thomas Telford Limited, London, England.

GUMBEL, J. E.; O'REILLY, M. P.; LAKE, L.M.; CARDER, D. R (1982). The development of a new desing method for buried flexible pipes. In: Proceedingss Europipe, 1982, Bastle. Anais…Bastle, p. 87-98.

HANDY, R. L (1985). The Arch in Soil Arching. Journal of Geotechnical Engineering. Ames: ASCE, v. 111, n. 3, p. 302-318.

HORVATH, J. S (1997). The compressible inclusion fuction of EPS geofoam. Geotextiles and Geomembranes, Great Britain: Elsevier, n. 15, p. 77-120.

IGLESIA, G. R.; EINSTEIN, H. H.; WHITMAN, R. V. (1999). Determination of vertical loading on underground structures based on arching evolution concept. Geotechnical Special Publication n. 90, p. 495-506.

KRIZEK, R. J; PARMELEE, R. A; KAY, J. N; ELNAGAAR, H. H (1971). Structural analysis and design of pipe culverts. Highway Research Board, Washington:[s.n], n. 116, 115p.

LARSEN, N. G. (1962), A pratical method for constructing rigid conduits under high fills, Highway Research Board, Proceedings, v. 41, n. 41, p. 273-279.

MACHADO, S.L.; BUENO, B.S.; VILAR, O.M. Análise numérica do método de trincheira induzida de condutos enterrados em aterros rodoviários. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., Salvador, 24-29, 1996. *Anais*. Rio de Janeiro, ABPv, 1996. v.2, p.647-673.

MCKELVEY III, J. A. (1994). The Anatomy of Soil Arching. Geotextiles and Geomembranes, [S.l.:s.n], v.13, p.317-329.

MELOTTI, O. K. (2002). Tubulações enterradas. “O uso da trincheira induzida”. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SLADEN, J. A.; OSWELL, J. M. (1988). The Induced Trench Method – A Crtical Review and Case History. Can. Geotech. J., v.25, p541-549.

SPANGLER, M.G. (1951). *Soil Engineering*. Scranton, PA: International Textbook Company.

SPANGLER, M.G. and R.L. HANDY (1982). *Soil engineering*. New York: Harper & Row. 819 pp.

TAYLOR, R. K. (1972). Induced Trench Method of culvert installation. Highway Research Record, n.443, p. 15-30.

TERZAGHI, K.; PECK, R. MESRI, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. 3a. ed., Wiley-Interscience.

VASLESTAD, J, JOHANSEN, T.H, HOLM, W (1993). Load reduction on rigid culverts beneath high fills: Long-Term behavior. Transportation Research Record, [S.l.:s.n], n. 1415, p. 58-68.

VIANA, P. M (2003). Condutos enterrados: redução de esforços sobre a estrutura. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. 157p.

VIANA, P. M. F; BUENO, B. S. (1998). Condutos enterrados: redução de esforços sobre a estrutura, In: XII Combramseg, 1998, Brasilia. Anais...Brasília, v. 2, p.1055-1061.

WATKINS, R. K. (1975). Buried Structures-Foundation Engineering Handbook, [S.l.:s.n], p. 649-672.

YOUNG, O. C; TROTT, J. J. (1984). BURIED RIGID PIPES - Structural Desing of Pipelines. London: Elsevier Applied Science Publishers.