

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
MESTRADO PROFISSIONALIZANTE EM ENGENHARIA**

**MURO DE CONTENÇÃO UTILIZANDO PNEUS:
análise e alguns comparativos de custos**

Antonio Nerton de Souza

Porto Alegre, 2002

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
MESTRADO PROFISSIONALIZANTE EM ENGENHARIA**

**MURO DE CONTENÇÃO UTILIZANDO PNEUS:
análise e alguns comparativos de custos**

Antonio Nerton de Souza

**Orientadores: Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica, Ph.D.
Prof. Luis Antônio Bressani, Ph.D.**

Banca Examinadora:

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.

Prof. Washington Peres Nuñez, Dr.

Prof. Miguel Aloysio Sattler, Ph.D.

**Trabalho de Conclusão do Curso de Mestrado Profissionalizante em
Engenharia como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em
Engenharia – Modalidade Profissionalizante – Ênfase Geotecnia**

Porto Alegre, 2002

*À minha esposa,
pela dedicação e incentivo
à minha caminhada*

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha gratidão às pessoas que caminharam comigo durante a passagem desses dois anos de curso e àquelas que colaboraram para que este trabalho pudesse ser concluído.

Aos Professores Adriano Virgílio Damiani Bica e Luis Antônio Bressani, pela paciência e dedicação para correção desse trabalho. Pelas horas dedicadas à leitura do mesmo e pelas informações, que deram um impulso à sua melhoria da qualidade.

Aos grandes colegas de classe, que tanto colaboraram para que a caminhada não fosse tão pesada, pelas brincadeiras, pela ação conjunta nos trabalhos de classe, pelas festas que realizamos, pelos passeios, que valeram por muitos anos de convivência.

À equipe de professores do corpo docente, que ministram aulas de grande valor, que enriqueceram com muitas informações úteis à nossa formação profissional.

À turma da secretaria de pós graduação, que tanto nos ajudou, com documentação, informações, ouvindo nossos pedidos e dando apoio administrativo ao curso.

Ao amigo, eng. Hermano Vaz de Arruda, pelo auxílio nas teorias de cálculos, referente ao capítulo de pontes.

Enfim à todos aqueles que todos os anos colaboram para que esse curso de Mestrado seja sempre o melhor.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE QUADROS	ix
RESUMO	xi
1 INTRODUÇÃO	
1.1 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	01
1.2 INTRODUZINDO O TEMA.....	02
1.3 INFORMAÇÕES TÉCNICAS SOBRE PNEUS.....	05
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1 HISTÓRIA DO PNEU.....	09
2.2 RECICLAGEM DO PNEU NO MUNDO.....	10
2.2.1 Austrália	10
2.2.2 Itália	11
2.2.3 Japão	12
2.2.4 Finlândia	12
2.2.5 Brasil	14
2.3 APLICAÇÕES NA ENGENHARIA CIVIL.....	15
2.3.1 Estados Unidos	15
2.3.2 Finlândia	18
2.3.3 França	18
2.3.4 Canadá	18
2.3.5 Brasil	19
3 CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO EM PNEUS	
3.1 TEORIA DE COULOMB.....	21
3.1.1 Equações para cálculo do empuxo ativo	21

3.2	ROTEIRO DE CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO EM PNEUS..	25
3.2.1	Cálculo do centro de gravidade	25
3.2.2	Cálculo do coeficiente do empuxo ativo	25
3.2.3	Cálculo do empuxo ativo	26
3.2.4	Cálculo dos componentes do empuxo ativo	26
3.2.5	Cálculo do peso unitário do muro	26
3.2.6	Cálculo geométrico das distâncias	27
3.2.7	Verificações	28
3.2.8	Seções intermediárias	29
3.3	FORMAS DE REALIZAR ANÁLISES PARAMÉTRICAS DO MURO DE PNEUS	32
3.3.1	Variação da geometria do muro	33
3.3.2	Variação das propriedades dos materiais envolvidos	52
3.4	ESTUDO DE UM CASO DE MURO EM PNEUS.....	63
3.4.1	Seção adotada	64
3.4.2	Verificação de estabilidade	64
3.4.3	Cálculo feito na planilha Excel	65
3.4.4	Verificação de estabilidade interna	69
3.4.5	Cálculo das quantidades de material	70
3.5	RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E CONSTRUÇÃO.....	71
3.5.1	Projeto	72
3.5.2	Construção	73
4	CÁLCULO DE APOIO DE PONTE EM PNEUS	75
4.1	CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO.....	75
4.2	SOLICITAÇÕES NO APOIO.....	75
4.2.1	Solicitações no apoio para veículo na ponte	75
4.2.2	Dimensionamento de apoio de ponte	78
4.2.3	Solicitações no apoio para o veículo no aterro	82
4.3	ESTUDO DE UM CASO DE PONTE APOIADA EM ESTRUTURA FLEXÍVEL	83
4.3.1	Dimensionamento dos apoios com o veículo na ponte	84
4.3.2	Dimensionamento dos apoios com o veículo no aterro	88

4.3.3	Verificação da estabilidade interna.....	89
4.3.4	Levantamento da quantidade de materiais envolvidos.....	90
5	CUSTO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	91
5.1	SOLUÇÃO DE MURO DE PNEUS.....	92
5.1.1	Custo da solução.....	93
5.1.2	Seções típicas.....	93
5.2	SOLUÇÃO COM MURO DE GABIÕES.....	95
5.2.1	Custo da solução.....	95
5.2.2	Seções típicas.....	96
5.3	SOLUÇÃO COM MURO DE PEDRA ARGAMASSADA.....	97
5.3.1	Custo da solução.....	97
5.3.2	Seções típicas.....	98
5.4	SOLUÇÃO COM MURO DE PEDRAS ARRUMADAS.....	99
5.4.1	Custo da solução.....	99
5.4.2	Seções típicas.....	100
5.5	SOLUÇÃO COM MURO DE CONCRETO CICLÓPICO.....	101
5.5.1	Custo da solução.....	101
5.5.2	Seções típicas.....	102
5.6	SOLUÇÃO COM MURO DE CONCRETO ARMADO.....	103
5.6.1	Custo da solução.....	103
5.6.2	Seções típicas.....	104
5.7	RESUMO E GRÁFICO COMPARATIVO DAS SOLUÇÕES.....	105
6	CONCLUSÕES	107
6.1	QUANTO AO PROJETO.....	107
6.2	QUANTO À CONSTRUÇÃO.....	107
6.3	QUANTO AO ASPECTO ECONÔMICO.....	108
6.4	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109

L I S T A D E F I G U R A S

1.1	Dimensões do pneu	06
1.2	Cálculo de “L”.....	07
2.1	Seção tipo do muro de pneus estudado pela PUC-RJ.....	20
3.1	Teoria de Coulomb: Equilíbrio de forças no empuxo ativo.....	23
3.2	Distâncias ao fulcro.....	27
3.3	Verificações de estabilidade.....	28
3.4	Muro de pneus com altura 3m.....	34
3.5	Seções típicas de pneu 175/70 R 13.....	38
3.6	Gráfico da variação de estabilidade segundo a altura.....	47
3.7	Gráfico da variação de estabilidade segundo o tipo de pneu.....	48
3.8	Gráfico da variação de estabilidade segundo a sobrecarga.....	50
3.9	Gráfico da variação de estabilidade segundo a inclinação do talude.....	51
3.10	Gráfico da variação de estabilidade segundo inclinação do muro	53
3.11	Gráfico da variação de estabilidade segundo o ângulo de atrito.	56
3.12	Gráfico da variação de estabilidade para peso específico do solo.....	59
3.13	Gráfico da variação de estabilidade para ângulo de atrito solo-muro...	61
3.14	Gráfico da variação de estabilidade para peso específico solo-muro..	62
3.15	Seção tipo para H = 4,00 m.....	64
3.16	Verificação de estabilidade interna.....	69
3.17	Forma de amarração dos pneus.....	71
4.1	Veículo na ponte na situação crítica.....	76
4.2	Distribuição de cargas relativas ao trem tipo.....	78
4.3	Veículo no aterro.....	82
4.4	Apoio de ponte com H = 3,00 m.....	84
4.5	Distribuição de cargas na ponte.....	85
5.1	Seções típicas para muro de pneus.....	94
5.2	Seções típicas para muro de gabião.....	96
5.3	Seções típicas para muro de pedra argamassada.....	98
5.4	Seções típicas para muro de pedra arrumada.....	100
5.5	Seções típicas para muro de concreto ciclópico.....	102
5.6	Seções típicas para muro de concreto armado.....	104
5.7	Gráfico comparativo das soluções.....	105

LISTA DE QUADROS

1.1	Triagem do resíduo sólido domiciliar da grande Porto Alegre....	03
1.2	Dimensões dos pneus.....	06
2.1	Pesos específicos médios dos materiais.....	17
3.1	Características de compressibilidade à partir de ensaios.....	31
3.2	Ensaio de arrancamento (Garga e Shaughnessy).....	32
3.3	Ensaio de arrancamento (Sieira).....	32
3.4	Quantidade de pneus por seção.....	34
3.5	Largura segundo o número de pneus.....	35
3.6	Verificação de estabilidade de seções.....	35
3.7	Quantidade e alturas reais	37
3.8	Verificação de estabilidade segundo a altura.....	39
3.9	Verificação de estabilidade segundo a sobrecarga.....	40
3.10	Verificação de estabilidade para H = 1,00 m.....	41
3.11	Verificação de estabilidade para H = 2,00 m.....	42
3.12	Verificação de estabilidade para H = 3,00 m.....	43
3.13	Verificação de estabilidade para H = 4,00 m.....	44
3.14	Verificação de estabilidade para H = 5,00 m.....	45
3.15	Verificação de estabilidade para seção intermediária h=4,00 m..	46
3.16	Verificação de estabilidade segundo a inclinação do talude.....	49
3.17	Verificação de estabilidade segundo a inclinação do muro.....	52
3.18	Ângulo de atrito de alguns materiais.....	54
3.19	Verificação de estabilidade segundo o ângulo de atrito.....	54
3.20	Pesos específicos de alguns materiais.....	55
3.21	Verificação de estabilidade segundo o peso específico do solo..	55
3.22	Verificação de estabilidade segundo o ângulo de atrito solo-muro	58
3.23	Verificação de estabilidade segundo o peso específico solo-pneu	60
3.24	Verificação de estabilidade com $\delta = 0,50\phi$	66
3.25	Verificação de estabilidade com $\delta = 0$	67

3.26	Verificação de estabilidade com $\delta = -0,50\phi$	68
3.27	Verificação na seção intermediária.....	69
4.1	Distâncias e detalhes conforme o tipo de veículo.....	77
4.2	Valores de cargas uniformemente distribuídas.....	77
4.3	Determinação da reação de apoio devido às cargas móveis.....	86
4.4	Cálculo de estabilidade de veículo na ponte.....	87
4.5	Cálculo de estabilidade de veículo no aterro.....	89
4.6	Verificação na seção intermediária.....	90
5.1	Custo da solução de muro de pneus.....	93
5.2	Custo da solução de muro de gabiões.....	95
5.3	Custo da solução de muro de pedra argamassada.....	97
5.4	Custo da solução de muro de pedra arrumada.....	99
5.5	Custo da solução de muro de concreto ciclópico.....	101
5.6	Custo da solução de muro de concreto armado.....	103
5.7	Resumo dos custos das soluções de muro.....	105
6.1	Faixa de valores à ser utilizado como parâmetro de cálculo.....	117

R E S U M O

Neste trabalho é apresentada uma forma de avaliar a estabilidade de muros de pneus e são comparadas algumas soluções em termos de custos. Foram analisadas seções transversais com alturas entre 1 e 5 metros e escolhida a conformação que melhor se adequa ao cálculo de estabilidade. Escolhida a melhor conformação foram feitos os cálculos de estabilidade, segundo parâmetros do trabalho de Sieira (1998) no Rio de Janeiro. Dentro desses parâmetros: altura do muro, sobrecarga do muro, inclinação do talude, inclinação do muro, ângulo de atrito interno do solo, peso específico do solo, ângulo de atrito solo-muro, peso específico solo-pneu e coesão. Foram realizados cálculos aceitando certas variações nos parâmetros, para o cálculo de estabilidade. As principais conclusões que podemos ressaltar para o muro de pneus são: (a) a altura deve ficar entre 2 e 4m, onde o custo e a estabilidade justificam o seu uso; (b) a sobrecarga de aterro não deve ultrapassar 1,00 m; (c) a inclinação do muro deve ser de 6 e 8°; (d) o ângulo do talude deve ser horizontal de preferência; (e) a coesão deve ser calculada na situação crítica (0 kPa). Foram feitos estudos também para uso de pneus como muro de apoio de ponte. Sua utilização se deve não só ao custo da obra em si, mas por razões ambientais, visto que o descarte dos pneus, é um grande problema atual. O enfoque deste trabalho é bastante prático e pode ser aplicado na maioria das situações, devendo ser adaptado a cada caso particular.

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O tema deste trabalho é o de muro de contenção em pneus com enfoque no estudo dos parâmetros geotécnicos de cálculo.

Não se pretende com esse trabalho, cobrir todos os processos de avaliação dos parâmetros geotécnicos; mas avaliar a influência da variação dos mesmos.

Pode ocorrer, durante o transcurso da realização da obra, uma mudança nos parâmetros geotécnicos escolhidos, como por exemplo, o peso específico do solo, que muitas vezes não é homogêneo em toda a área da obra. Como avaliar toda essa variação de valores em campo?

O roteiro de cálculo apresentado no decorrer do trabalho utiliza oito variáveis: ângulo de atrito interno, ângulo de atrito solo-muro, ângulo da superfície do talude, inclinação do muro, peso específico do solo, peso específico do muro, altura do muro e sobrecarga sobre o aterro.

Todas essas variáveis estão sujeitas à confirmação em campo. O objetivo desse trabalho é alcançar um intervalo seguro, onde essas variáveis poderão estar situadas. O estudo, no entanto, foi feito somente com um parâmetro variando. Foi escolhido uma situação mais próxima do real, calculado e depois variando os valores de cada parâmetro de cálculo.

No capítulo 1, foi feita uma introdução do tema; discussão do assunto sobre o ponto de vista ambiental e apresentação de dados técnicos sobre pneus, que serão de utilidade nos cálculos.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os estudos feitos com pneus, suas várias aplicações na engenharia civil e, principalmente, no tema de muros de contenção.

No capítulo 3 será apresentado o cálculo propriamente dito. Por meio de um roteiro de cálculo de muro de contenção, será realizado um estudo dos muros de contenção com suas possíveis variáveis e dentro destas, um intervalo seguro de utilização das seções escolhidas.

Partindo de supostas seções, foi escolhida aquela que melhor se adapta aos parâmetros usuais de cálculo. Depois é feita a variação em torno desses valores.

No capítulo 4, um estudo à parte trata dos apoios de ponte, que seguem o mesmo roteiro do muro de contenção com uma variável a mais, que é a reação de apoio devida às cargas móveis e permanentes da ponte. É um item a mais para utilização do muro de contenção.

No capítulo 5, são realizadas comparações dos custos das soluções de muros de arrimo utilizando outras técnicas, com a solução utilizando pneus.

No capítulo 6, são apresentadas as conclusões finais obtidas e valendo-se de trabalhos já feitos sobre o assunto, é apresentada uma comparação de resultados.

1.2 INTRODUZINDO O TEMA

O termo popular “lixo” é o designativo daquilo que os técnicos, genericamente, denominam resíduos sólidos, sendo os mesmos resultantes da atividade das aglomerações urbanas.

Os resíduos sólidos podem ser objetos que não mais possuem valor ou utilidade, porções de materiais sem significação econômica, sobras de processamento industriais ou domésticos a serem descartadas, enfim, qualquer coisa que se deseja jogar fora.

Com respeito a esta definição, deve-se observar que o conceito de utilidade é relativo; objetos e materiais que são descartados por determinadas pessoas podem ser reaproveitados por outras. Do mesmo modo, materiais que em pequenas quantidades não tem valor, quando em grandes quantidades, como os existentes nos resíduos sólidos de grandes centros urbanos, podem passar a ter significado econômico considerável.

Nesse trabalho, o resíduo sólido que interessa ao estudo é o pneu. Este material é resultante da manutenção constante dos veículos após o desgaste de aproximadamente 40.000 km rodados, dependendo da marca do pneu e da forma como foi conduzido o veículo durante esse tempo.

Esse material é geralmente despejado em depósitos e empilhado como material de sucata. Parte desse material é reaproveitado com a recauchutagem; o restante, a princípio não tem valor comercial, indo parar em lixões ou aterros sanitários.

Para se ter uma idéia dos materiais que compõem os resíduos sólidos de Porto Alegre, apresenta-se uma tabela com a porcentagem desses materiais (ver Quadro 1.1).

QUADRO 1.1 - Triagem do resíduo sólido domiciliar da grande Porto Alegre

Materiais	Quantidade em % de kg									
	Cachoeirinha	Campo Bom	Canoas	Esteio	Gravataí	Guaíba	Novo Hamburgo	Porto Alegre	São Leopoldo	Viamão
Borracha							0,30	0,06		0,17
Couro	1,72	2,28	1,21	0,48	0,38	0,75	0,95	0,89	1,75	0,40
Entulho	1,47	0,64	1,02	0,64	0,25	0,94	0,30	1,15	0,37	0,11
Lata	4,84	4,21	2,62	5,23	4,32	4,52	2,93	2,60	7,25	2,25
Madeira	1,29	0,64	1,21	0,88	0,50	0,75	0,61	1,35	1,00	0,17
Metal	0,09	0,16			0,13	0,19	0,07	0,05	0,12	
Misto	61,88	50,56	62,29	62,6	59,79	62,48	73,59	61,52	63,60	57,75
Osso		0,32	0,01	0,40			0,30	0,44	0,09	
Plástico mole	2,07	1,78	2,51	1,28	1,65	2,26	2,13	2,12	3,21	1,75
Plástico duro	0,69	0,48	0,65	0,32	0,76	0,66	0,34	1,00	1,48	0,65
Tecido	1,55	1,45	1,02	1,04	0,63	1,69	1,98	2,18	1,29	1,25
Papel	22,81	36,14	26,53	26,2	29,77	23,56	15,35	24,92	24,45	26,25
Vidros	1,55	1,28	1,02	0,80	1,78	0,84	1,02	0,68	2,39	1,87

Fonte: OBLADEN (1973)

Pelo Quadro 1.1, verifica-se que a porcentagem que cabia aos pneus em 1973 é de 0,06% em Porto Alegre, de 0,30% em Novo Hamburgo e de 0,17% em Viamão. Pode parecer pouco em princípio, mas considerando que a tabela é expressa em porcentagem de peso, pode-se deduzir que em volume isso tem um grande significado, principalmente em se tratando de aterro sanitário.

Aterros sanitários são aqueles que utilizam tecnologia especificamente desenvolvida somando-se às técnicas apropriadas. São ainda incipientes no Brasil; tratam-se de aterros altamente controlados e planejados onde se reduzem significativamente os ações dos líquidos e gases poluidores. O aproveitamento energético a partir dos gases, seja para a iluminação no aterro ou outro tipo de uso pode ser considerado como uma de suas características (Gaieski, 1989).

Considerando-se que um aterro de resíduos sólidos tem capacidade de carga limitada, o aumento constante da população e dos resíduos que a mesma produz tendem a reduzir a sua vida útil, uma vez que os limites de sua capacidade são alcançados em menor tempo.

Para resolver esse tipo de problema é que surgiu a “Fórmula dos Cinco Res”:

- 1 - Reduzir a geração de lixo, que traduz a essência da luta contra o desperdício.
- 2 - Reutilizar os bens de consumo, aumentando a durabilidade e a reparabilidade dos objetos em uso.
- 3 - Recuperar os materiais, como por exemplo nas usinas de compostagem que recuperam a matéria orgânica.
- 4 - Reciclar é devolver o material usado ao ciclo de produção, poupando todo o percurso dos insumos virgens, com enormes vantagens econômicas e ambientais.

5 - Repensar os hábitos de consumo e de descarte, pois, para a maior parte das pessoas, estes atos são compulsivos e muitas vezes poluentes.

Uma das formas de reduzir parte dos resíduos sólidos, no caso em estudo, é a utilização dos pneus para construir muros de contenção utilizando pneus usados. Além de resolver um problema de engenharia, isto colabora para a manutenção do ponto vista ambiental da cidade.

1.3 INFORMAÇÕES TÉCNICAS SOBRE PNEUS

Num pneu existem varias marcações. Estas indicam: nome do fabricante, localizador dos indicadores de desgaste, largura dos pneus, série, indicador de construção interna, diâmetro interno, índice de carga, código de velocidade, modelo do pneu, tipo de montagem e a certificação do INMETRO.

Neste trabalho o interesse está localizado na nomenclatura usual adotada na compra do pneu. Por exemplo, um dos pneus de automóvel de passeio mais utilizados é o tipo 175/70 R13. Isto significa que a largura da banda de rodagem é de 175 mm; que a altura do flanco é de 70% da largura e que a medida do aro é 13 polegadas, ou seja, 330,2 mm.

Utilizando o mesmo critério para outros tipos de pneus mais utilizados pode-se obter o Quadro 1.2, onde o diâmetro externo é obtido pela equação:

$$D_e = D_i + x \cdot l \quad (1.1)$$

onde

D_e = diâmetro externo

D_i = diâmetro interno

l = largura de rodagem do pneu

$x = 1,4$ para pneus /70 e $1,3$ para pneus /65

Estas medidas serão utilizadas nos cálculos do presente trabalho.

QUADRO 1.2 - Dimensões dos pneus

TIPO	D.externo D_e (cm)	D.interno D_i (cm)	Largura l (cm)
165/70 R13	56,12	33,02	16,50
175/70 R13	57,52	33,02	17,50
185/70 R13	58,92	33,02	18,50
175/65 R14	58,31	35,56	17,50
185/65 R14	59,61	35,56	18,50
195/65 R15	63,45	38,10	19,50

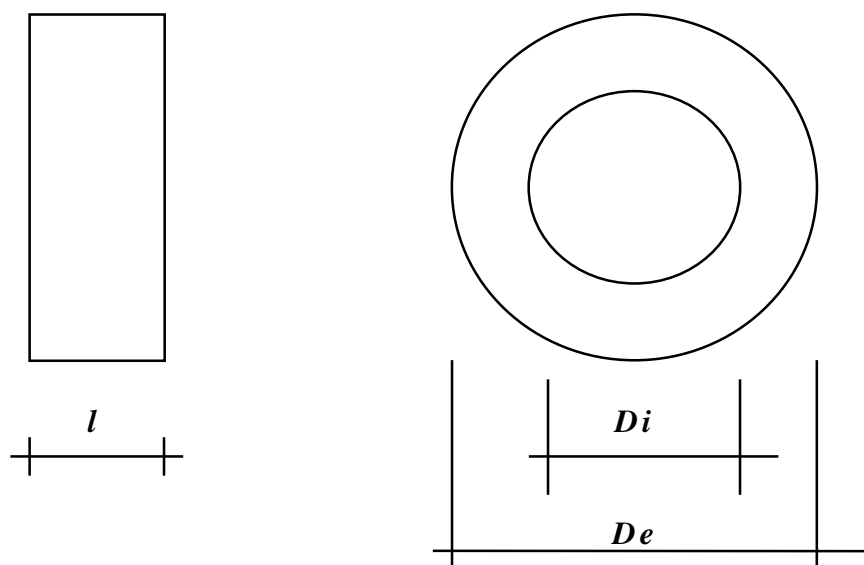


FIGURA 1.1 - Dimensões do pneu

Fonte: Michelin Pneus

Quando dois pneus são colocados juntos numa fileira e outro pneu é colocado formando um triângulo para completar uma base de apoio, como em um muro de contenção, por exemplo, pode-se obter um comprimento e uma largura que variam segundo o tipo de pneu e a quantidade utilizada. Pode-se verificar, na figura 1.2, que o comprimento da base é igual ao número de pneus multiplicado pelo seu diâmetro (equações 1.2 e 1.3). A largura é mostrada nas equações 1.3 e 1.4 .

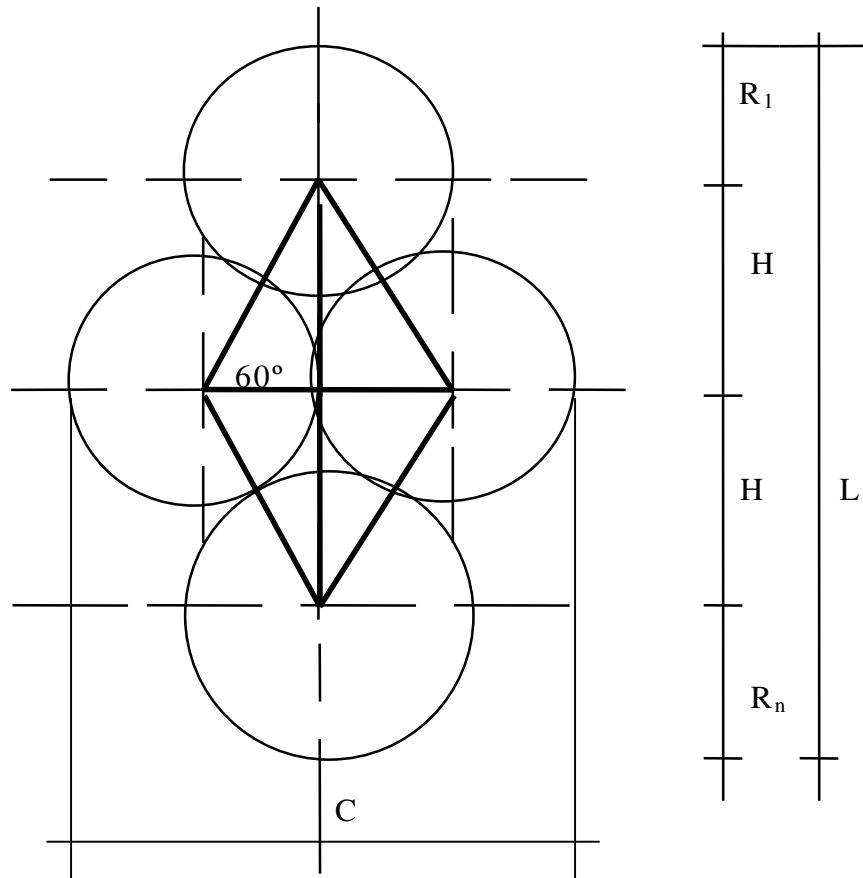


FIGURA 1.2 - Cálculo de “L”

O cálculo de H, é obtido através da igualdade
 $H = \text{sen } 60^\circ * D$; conseqüentemente $H = \sqrt{3}/2 (R_1 + R_2)$

Fonte: Michelin Pneus

Utilizando o mesmo tipo de pneu em muro de contenção, pode-se obter como comprimento:

$$C = nD_e \quad (1.2)$$

onde:

C = comprimento do muro;

n = número de pneus;

D_e = diâmetro externo do pneu.

ou ainda genericamente para qualquer tipo de pneu:

$$C = \sum n_i D_{ei} \quad (1.3)$$

onde

C = comprimento da base;

n_i = número de pneus de cada tipo de pneu;

D_{ei} = diâmetro externo de cada tipo de pneu;

A largura do muro de contenção (L) é obtida da seguinte forma para pneus do mesmo tipo

$$L = D_e + \frac{\sqrt{3}(n-1)D_e}{2} \quad \text{ou ainda} \quad L = D_e \left(1 + \frac{\sqrt{3}(n-1)}{2}\right) \quad (1.4)$$

onde

D_e = diâmetro externo do pneu

n = número de pneus

ou ainda genericamente:

$$L = R_1 + R_n + \frac{\sqrt{3}}{2} (R_1 + 2R_2 + 2R_3 + \dots + 2R_{n-1} + R_n) \quad (1.5)$$

onde

L = largura da base;

R_1 = raio do primeiro pneu da base;

R_2 = raio do segundo pneu da base;

R_3 = raio do terceiro pneu da base;

R_{n-1} = raio do penúltimo pneu da base;

R_n = raio do último pneu da base;

n_i = número de cada tipo de pneu.

Por exemplo, para calcular uma largura de base, onde se utiliza 6 pneus do mesmo tipo 165/70 R13, obtemos a seguinte largura na equação 1.4:

$$L = 0,5612 + \frac{\sqrt{3}}{2} * 5 * 0,5612$$

$$L = 2,99 \text{ m}$$

Da mesma forma, utilizando 6 pneus do mesmo tipo e aplicando na equação 1.5, tem-se que: __

$$L = \frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} + \frac{\sqrt{3}}{2} \left(\frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} + \frac{0,5612}{2} \right)$$

$$L = 2,99 \text{ m}$$

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 A HISTÓRIA DO PNEU

Na primeira metade do século XIX, por volta de 1840, o engenheiro escocês, Robert Willian Thomson inventou o pneu com ar comprimido (pneumático) em Londres, na Inglaterra. Esse pneu consistia de um tubo interno com válvula, mas o movimento do aro era um tanto complexo.

Segundo o inventor, o pneumático consistia na aplicação de um suporte elástico ao redor das rodas com o propósito de reduzir a energia necessária para puxar carruagens, proporcionando facilidade no movimento e diminuindo o barulho das rodas. Inicialmente essa invenção não teve sucesso comercial.

O pneumático foi reinventado por outro escocês, John Boyd Dunlop. Depois de várias tentativas, Dunlop desenvolveu e patenteou o pneumático. A vantagem dessa nova invenção foi rapidamente aceita acompanhando a popularização da bicicleta nessa época.

Veículos autopropelidos movidos por vapor eram então muito pesados para esse tipo de pneu, mas os automóveis a motores de explosão projetados na França e Alemanha no final do século XIX eram mais adaptáveis. Em 1895, os irmãos Michelin competiam com grande sucesso numa corrida de automóveis (Paris-Bordeaux) com pneumáticos.

Desenvolvimentos posteriores aumentaram a duração do pneu e diminuíram o seu custo. A durabilidade passou de 750 para 50.000 km e o custo de 100 para 30 dólares. Durante a Primeira Guerra Mundial, caminhões e ônibus foram as maiores contribuições para o transporte militar, porém ainda utilizando pneus maciços e somente por volta de 1917, surgiram os primeiros pneus de caminhão com ar comprimido.

Estes desenvolvimentos tecnológicos levaram à grande disseminação do uso dos pneus. Nos dias de hoje aproximadamente 700 milhões de pneus usados são descartados por ano no mundo.

2.2 RECICLAGEM DE PNEUS NO MUNDO

2.2.1 - Austrália:

É estimado que 17 milhões de pneus são descartados anualmente na Austrália, menos de 1 milhão são reciclados para reutilização (Wenzel, 1998).

Quando um pneu é novo, pesa cerca de 10 kgf, sendo que 85% é borracha, 12% aço e 3% fibra. Depois de usado, quando pesa em torno de 9 kgf, o pneu continua tendo a mesma quantidade de aço e fibra. Quando o pneu é reciclado existe um mercado para a borracha, aço e fibras.

Entretanto, práticas comuns destinam os pneus para os aterros sanitários. Os pneus são cortados para facilitar o enchimento do aterro e dar melhor acabamento à superfície (Wenzel, 1998).

Segundo Wenzel, algumas atitudes deverão ser tomadas pelo governo australiano, tais como:

- a) proibição total de utilização de pneus em aterros sanitários;
- b) cobrar uma taxa na compra do pneu;
- c) formar uma agência ou organização para administrar esse imposto;
- d) expedir licenças de reciclagem;
- e) utilizar o fundo para financiar pesquisas de novas tecnologias

Para a maioria das pessoas, qualquer coisa pode ser colocada e enterrada num local apropriado. Para essas pessoas o destino final não importa porque existe espaço suficiente para guardar todos os resíduos.

A atitude de uma minoria de pessoas que pensam contrariamente é a de buscar aplicações para o uso do descarte de pneus, que possam efetivamente aliviar os aterros sanitários desses materiais.

2.2.2 - Itália

Energia e recuperação de materiais podem ser obtidos à partir de resíduos sólidos de pneus. Esse processo foi instalado em Rovereto, Itália, pela empresa “Marangoni Pneumatici”. A empresa utiliza o pneu como energia numa quantidade de 7000 toneladas por ano.

O processo utilizado segundo D’Errico et al. (1991) é o seguinte:

- a) Os resíduos sólidos de pneus são queimados com uma deficiência de ar para alcançar a destilação de componentes de borracha voláteis, a oxidação incompleta de carbono e a separação do aço. Pneus são introduzidos no queimador e os pedaços de aço são diretamente recuperados. Os gases desse processo passam a seguir por câmaras de pós combustão.
- b) Nessas câmaras de pós combustão a oxidação de gases é completada. A temperatura atinge em torno de 950°C e os gases permanecem nessas câmaras por mais que 2 segundos, satisfazendo a legislação ambiental da Itália.
- c) Quando a oxidação é completada, os gases passam por uma unidade de recuperação onde vapores são produzidos.
- d) Os gases são finalmente filtrados a fim de recuperar o pó, que pode ser utilizado como material inerte para produção de novos pneus.

Os pneus são queimados numa razão de 1000 kg/h proporcionando 8 toneladas de vapor por hora. A produção de pó de pneu é de 20 kg/h (cerca de

80 a 85% do pó contido nos resíduos sólidos de pneus). A quantidade de aço recuperado é de 120 kg/h (quase 100% de recuperação).

2.2.3 - Japão:

A empresa Kabushiki-Kaisha Kansai, desenvolveu tecnologia para reestruturar a disposição de resíduos sólidos, incluindo atividades de recuperação. Relacionado à industrialização e comercialização de pó de borracha reaproveitados dos resíduos sólidos de pneus por moedores em alta e baixa temperatura, esta empresa começou a produzir e fornecer lascas de pneus para utilização como combustível (Kabushiki-Kaisha Kansai, 2000)

O equipamento dessa empresa processa os pneus radiais, produzindo uma variedade de tamanho de lascas. Aquelas com o tamanho entre 10 cm e 5 cm são vendidas como substituto de combustíveis e aquelas com menos de 5 cm são usadas como matéria prima para ser triturada, formando pó de borracha. As lascas têm um alto valor de 6000 kcal/kg e são transportadas para um moinho de papel, visando introdução na caldeira de combustível.

Essa empresa pode processar 18000 toneladas por ano de resíduos sólidos de pneus e desenvolve novas tecnologias para uso do pó de borracha como matéria prima, como por exemplo, em material de pavimentação e além disso na utilização de materiais de construção, ambos com bons resultados.

2.2.4 - Finlândia:

A reciclagem sistemática de pneus usados foi iniciada na Finlândia em 1996, baseado em decisão do conselho de estado (Finnish Tyre Recycling, 2000).

O maior importador de pneus e a associação de fabricantes de pneus fundaram uma companhia administrativa, a Finnish Tyre Recycling Ltd. , para

esse propósito. O objetivo da companhia é estocar e reutilizar os pneus usados na Finlândia.

A produção é de aproximadamente 30.000 toneladas de pneus usados anualmente. No momento, 90% desses pneus são recolhidos. Em 1999, as atividades da empresa envolveram:

- a) Pneus Recebidos: 30.117 t
- b) Pneus Recauchutados: 1.813 t
- c) Pneus Utilizados como Material: 27.697 t
- d) Pneus Utilizados como Energia: 248 t

A reciclagem de pneus usados na Finlândia é financiada por meio de um taxa de reciclagem, que é paga quando novos pneus são trocados. Desta maneira, esta taxa é a distribuição pelo uso real de pneus, por meio de toda a população (Finnish Tyre Recycling Ltd, 2000).

Pneus podem ser reutilizados de várias maneiras tal como:

- a) Pneus Recauchutados:

Pneus podem ser recauchutados. A recauchutagem normalmente é feita uma única vez, mas no caso de um caminhão, pode ser feita duas a quatro vezes. A recauchutagem de pneu pode ser uma boa solução ambiental e econômica.

- b) Energia:

Pneus usados podem ser utilizados para produzir energia. A energia produzida de lascas de borracha de pneu é equivalente à do carvão. Sua utilização como combustível conserva outras reservas de energia.

- c) Segurança:

O material do pneu utilizado para uso em tráfego pesado é um bom absorvedor de choques e explosões. Por este motivo, obras de construção e

pedreiras usam mais de 600 toneladas de pneus anualmente. Em menor quantidade também são usados para proteger piers contra o impacto de embarcações.

2.2.5 - Brasil:

Pneus usados constituem um indesejável resíduo sólido urbano, produzido em grandes quantidades em todo o Brasil, principalmente em áreas metropolitanas. O Brasil possui cinco indústrias que produzem aproximadamente 32 milhões de pneus por ano. A disposição final dos pneus usados se constitui portanto em um problema ambiental de grandes proporções existindo um grande interesse o uso de novas tecnologias que utilizem esse rejeito (Mousinho, 1997).

A disposição final dos pneus consiste numa tarefa difícil e onerosa, havendo necessidade de extensas áreas para armazenamento deste rejeito. Isto torna-se particularmente dispendioso pelo alto valor comercial do terreno em áreas metropolitanas. No Brasil, pneus usados são usualmente depositados em pilhas expostas ao ar livre, criando um ambiente favorável à proliferação de vermes e insetos, além do perigo de incêndios. Principalmente em ambientes tropicais, a água que se acumula no interior dos pneus se constitui em um excelente criadouro para mosquitos transmissores de doenças como a dengue e a febre amarela (Aisse, 1991). Incêndios em pilhas de pneus são de difícil controle e, devido à quantidade de petróleo e outras substâncias químicas na sua composição, sua queima produz gases altamente tóxicos. Além disso, a queima de pneus produz descargas de óleo causando prejuízos à qualidade das águas superficiais e subterrâneas (Sieira, 1998).

A redução destas pilhas envolve busca de tecnologias que aumentem a vida útil dos pneus e o desenvolvimento de políticas que incentivem o motorista a dirigir menos. A reutilização como pneus consiste na produção de pneus recauchutados. O Brasil é o 2º maior produtor mundial de pneus recauchutados com um total de 15 milhões de unidades por ano (Revista do

CREA-PR, 1994). Reciclar seria utilizar a borracha dos pneus como componentes para novos materiais.

A reutilização de pneus inteiros ou processados em projetos de engenharia aparece como uma opção promissora. No campo da Geotecnia, estudos vêm sendo realizados para promover reforço de solo com materiais capazes de suportar tensões de tração a baixo custo (Sieira, 1998).

2.3 APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL

2.3.1 Estados Unidos:

a) Controle de erosão:

Em Lake Carlsbad, LO(Louisiana) um projeto de estabilização de talude com erosão foi desenvolvido em 1997. Neste projeto foram utilizados aproximadamente 700.000 pneus reciclados, na forma de um monte de fardo para estabilizar 1.341 metros desse talude. A erosão foi inicialmente causada por ação de barcos de passeio (Encore's Baler Ltd, 2000).

A primeira etapa da construção foi a escavação de cerca de 0,9 a 1,2 m de profundidade ao longo da margem do rio. Uma fundação de concreto armado foi construída ao longo da vala. A seguir, um monte de fardos de pneus produzidos pela empresa Encore's Baler, foi colocado no topo da fundação de concreto e amarrado no local.

A próxima etapa envolveu encapsulamento dos fardos em concreto. O conjunto concreto mais fardos serve como uma fundação para um muro de arrimo de concreto. Este muro foi então construído no topo dos fardos e um reaterro foi compactado atrás do muro.

Os fardos foram utilizados pelo baixo custo e pela segurança ambiental. Foi feito um bom uso dos pneus e foi resolvido o problema da erosão.

Outras obras de controle de erosão foram feitas em Manitou Springs, CO, em 1997 e em Cohasset, MN, em 1990, onde fardos de pneus foram também usados para controle de erosão da represa de uma fábrica.

b) Rodovias:

Em Chautauqua County, NY, foi construído em 1999 um aterro sobre solos moles com blocos leves de pneus, para a construção de uma rodovia. Os benefícios de blocos de pneus como aterro leve são:

- v isolamento térmico;
- v custo menor que aterros convencionais;
- v blocos já compactados;
- v melhor drenagem;
- v recalques menores e aumento do FS à ruptura;

Outra obra rodoviária foi executada em Pueblo, CO, onde foram usados fardos de pneus como aterro leve na construção de uma rodovia, em 1997.

c) Aterros para pátios de estacionamento:

Em Mobile, AL, foram utilizados mais de 5.000 fardos de pneus para aterrar 16.188 m² num pátio de estacionamento, em 1996. Também em Grand Isle, LO, mais de 800 fardos de pneus foram usados como aterro leve de uma área usada para parque de estacionamento, em 1991.

d) Barragem:

Em Moutain Home, AK, foram usados mais de 50.000 fardos para construir uma barragem, em 1997.

Para se ter uma idéia da vantagem de utilizar blocos de pneus, é feita uma comparação entre pesos específicos de blocos de pneus utilizados como aterro leve e outros materiais convencionais.

QUADRO 2.1 - Pesos específicos médios de alguns materiais

Substância	kN/m ³
Cimento Portland	29,31
Argila e pedregulho seco	16,02
Areia e cascalho, seca, compactada	16,02 - 19,22
Areia e cascalho, úmida	18,90 - 19,22
Água	10,00
Água do mar	10,25
Escavação na água	(γ_{SUB})
Areia ou pedregulho	9,61
Areia ou pedregulho argiloso	10,41
Argila	12,81
Argila Mole	14,41
Solo	11,21
Pedra de enrocamento	10,41
Bloco de borracha	5,44

Como pode ser visto comparando estes dados, o peso específico dos blocos de borracha feitos de pneus comprimidos variam de 1/2 (areia) e 1/5 (cimento portland) do peso específico dos materiais convencionais utilizados na construção de rodovias. Em áreas úmidas onde o solos moles estão presentes, os blocos podem ser usados como subleito em que efetivamente flutuam sobre as mesmas. Materiais convencionais podem ser aplicados sobre esses blocos.

A empresa Dodger Enterprise está trabalhando com cooperativas e fazendas em Northwest (IO), fornecendo material para promover o uso da tecnologia de construção de galerias com a utilização de pneus de caminhão.

A estrutura de galeria protótipo projetada e construída pela empresa Dodger Enterprise mostra que 3.048 metros de galeria de pneu de caminhão utilizam 120 desses blocos. O custo do material utilizado é de US\$4,43 por metro linear comparado com bueiro feito com concreto convencional que custa US\$ 52,50 por metro linear e galeria de aço custando US\$ 39,37 por metro linear (Dodger Enterprise, 2000). Este inovador uso de pneus de caminhão demonstra economia e viabilidade técnica.

2.3.2 Finlândia:

Lascas de pneus são adequadas para aplicação em projetos de engenharia civil. Podem ser usados como isolamento de forro, como aterros leves em rodovias, como aterros leves em barreiras contra ruídos e como camadas de drenagem na cobertura de aterro (Finnish Tyre Recycling, 2000).

2.3.3 França

Pneus foram utilizados na rodovia Kruth-Marstein. A obra consistia em um muro de pneus instrumentado, com 80 m de comprimento e altura de no máximo 4 m. Foram consumidos, na obra, 5500 pneus. Observou-se na obra deslocamentos na base de 5 a 10mm (Audéod et al, 1986).

2.3.4 Canadá

Um muro de pneus, com 30 m de comprimento e 4m de altura, foi feito para observação de comportamento por meio de sensores geotécnicos, tais como: inclinômetros, extensômetros e células de tensão total. A obra na cidade de Ottawa consumiu 10.000 pneus (Sieira, 1998).

O comprimento do muro foi dividido em três partes iguais com preenchimento de areia e argila. O enchimento de areia foi feito com pneus inteiros e com pneus cortados. No trecho com preenchimento de argila foram

utilizados pneus cortados. No topo do muro foi adicionada uma sobrecarga de aterro de 2 m.

Após 76 dias da execução da obra, foram observados deslocamentos na base de 18 mm e 42 mm em relação à vertical, na altura de 4 m e uma rotação de 0,5°.

Detalhes adicionais deste estudo foram apresentados por Garga e Shaugnessy (2000).

2.3.5 Brasil

No Brasil, um estudo pioneiro foi realizado pela PUC-RJ com a participação da Fundação Geo-Rio (Prefeitura do Rio de Janeiro) e da Universidade de Ottawa, com o apoio do IDRC (International Development Research Centre do Canadá). O projeto, iniciado em 1995, foi centrado na construção de um muro experimental instrumentado.

O muro de pneus foi executado pela firma Geomecânica S.A, na rua Ati, Jacarepaguá, com uma área de aproximadamente 4.000 m². O muro foi executado com 4m de altura (figura 2.2) e 60m de comprimento, sendo dividido em 4 seções transversais distintas de 15m. No total, foram consumidos aproximadamente 15.000 pneus usados.

As 4 seções apresentam-se com configurações diferentes, com o objetivo de permitir a análise comparativa da eficiência de cada uma delas. Na face posterior do muro de pneus foi executado um retro-aterro constituído do mesmo material utilizado no preenchimento dos pneus do muro. Ao final da construção, foram adicionados 2 m de sobrecarga de solo.

Foram feitas as seguintes observações sobre as seções do muro:

v Na seção A - pneus inteiros amarrados com corda de polipropileno: obteve deslocamentos horizontais em cerca de 35% superiores aos da seção B;

- 30mm (sem sobrecarga) e 38 mm (com sobrecarga de 2 m); pneus inteiros dificultam o enchimento, deixando vazios;
- v Na seção B - pneus cortados amarrados com corda de polipropileno: deslocamentos horizontais de 23mm (sem sobrecarga) e 28 mm (com sobrecarga de 2m); é mais rígido, mais homogêneo e menos deformável que a seção A;
 - v Na seção C - pneus cortados amarrados com arame plastificado: deslocamentos horizontais em cerca de 18% inferiores aos medidos na seção B; 19mm (sem sobrecarga) e 28 mm (com sobrecarga de 2 m); a amarração com arame oferece maior rigidez ao material solo-pneus;
 - v Na seção D - pneus cortados, amarrados com corda de polipropileno e com seção mais esbelta que a seção A; os dados referentes à deslocamentos horizontais não foram apresentados, mas sem dúvida, deveriam ser maiores que as demais seções.

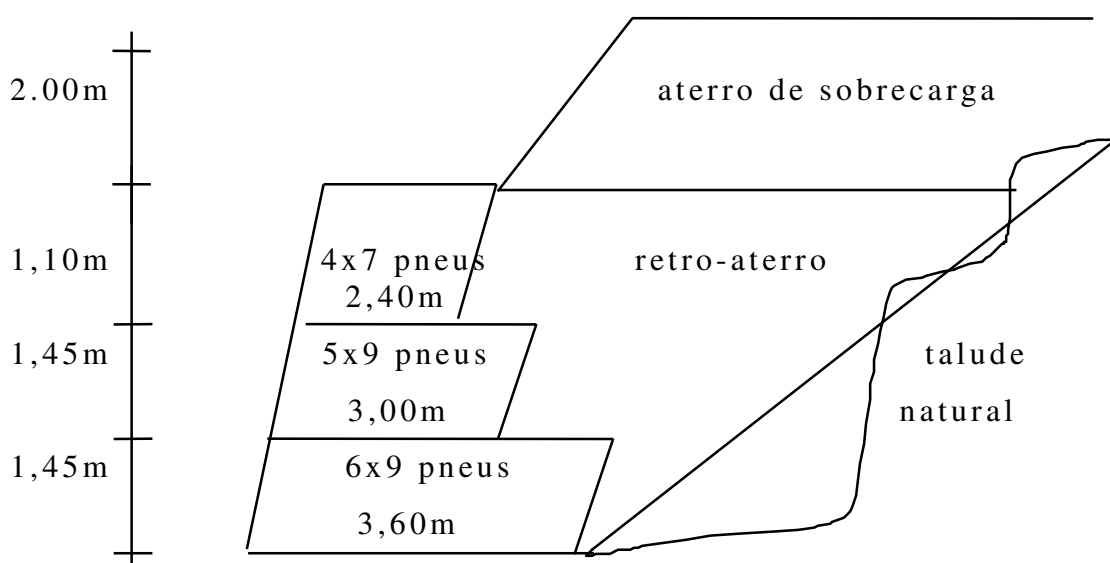


FIGURA 2.2 - Seção tipo do muro de pneus estudado pela PUC-RJ (Sieira, 1998)

3 CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO EM PNEUS

Exemplos de cálculo de muros de contenção com pneus são apresentados neste capítulo, incluindo análises paramétricas de seções típicas e a verificação da estabilidade de um muro experimental construído pela PUC-RJ (Sieira, 1998).

3.1 TEORIA DE COULOMB

O cálculo do empuxo ativo em muros de pneus foi realizado neste trabalho pela teoria de Coulomb. As equações utilizadas na teoria de Coulomb baseiam-se nas seguintes hipóteses (Clayton et al, 1993):

- a) a resistência ao cisalhamento do solo obedece à lei de Coulomb;
- b) a coesão efetiva é nula;
- c) há mobilização de atrito entre o solo e a estrutura;
- d) não há adesão entre o solo e a estrutura;
- e) a superfície do terreno é plana, podendo ser inclinada;
- f) o paramento da estrutura é plano, podendo ser inclinado;
- g) a superfície de ruptura é plana;
- h) não há sobrecarga na superfície do terreno;
- i) não há nível d'água no solo acima da fundação da estrutura.

3.1.1 - Equações para o cálculo do empuxo ativo:

Considere a estrutura de contenção com altura H mostrada na figura 3.1. A superfície do terreno é inclinada de um ângulo ε em relação à horizontal e o tardoz da estrutura é inclinado de um ângulo β em relação à horizontal.

A superfície de ruptura delimita uma cunha de solo adjacente à estrutura. Esta cunha é suportada pela força E_a igual ao empuxo ativo atuando no paramento da estrutura, pela reação R atuando na superfície de ruptura e pelo peso W .

Conforme a teoria de Coulomb, E_a é uma força de magnitude dada pela equação 3.1, formando um ângulo δ com a normal ao tardoz da estrutura. Este ângulo é denominado ângulo de atrito solo-estrutura.

$$(3.1) \quad E_a = W \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \varphi)}{\text{sen}(180^\circ - \beta - \theta + \varphi + \delta)}$$

O sinal de δ depende do sentido do deslocamento da cunha do solo em relação à estrutura. δ é positivo quando o deslocamento desta cunha é descendente em relação à estrutura. δ é negativo quando o deslocamento da cunha é ascendente em relação à estrutura. Segundo Garga e Shaughnessy (2000) esta última possibilidade parece ser importante no caso de muros de pneus convencionais, uma vez que sua compressibilidade é relativamente grande em relação a um reaterro típico de solo compactado, conforme medições por ensaios de placas, devido à dificuldade de preencher completamente os pneus.

Garga e Shaughnessy (2000) sugerem que o projeto de um muro de pneus seja feito calculando E_a pela Teoria de Coulomb, mas considerando δ negativo. Em conseqüência, o empuxo ativo resulta maior que o calculado pela Teoria de Rankine (onde $\delta = 0$). A componente vertical de E_a pode ser também desfavorável para a estabilidade do muro de pneus, pois δ é negativo. Para melhorar a estabilidade do muro de pneus, os autores sugerem também inclinar o muro, pois esta geometria reduz E_a .

As conclusões de Garga e Shaughnessy (2000) devem ser encaradas com alguma cautela, pois referem-se à técnica específica de construção dos muros de pneus utilizados em seus experimentos. Técnicas mais aprimoradas

poderiam, sem embargo, produzir muros de pneus melhor construídos (por exemplo com preenchimento completo dos vazios nos pneus), portanto menos compressíveis e mobilizando valores de δ mais usuais. O preenchimento do muro de pneus com pedras de mão pode resolver o problema.

O sentido da componente tangencial E_a . $\text{sen } \delta$ é portanto contrário a este deslocamento, conforme ilustrado na figura 3.1. A condição $\delta (+)$ é normalmente esperada em estruturas de contenção correntes, como muros de arrimo. No entanto, o contrário parece ser o caso do muro de pneus convencionais preenchidos com solo (Garga e Shaughnessy, 2000).

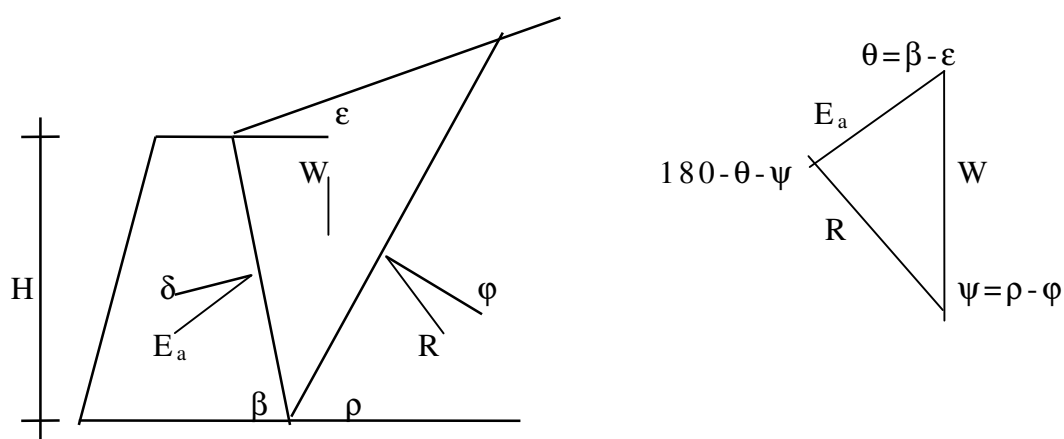


FIGURA 3.1 - Teoria de Coulomb: equilíbrio de forças no empuxo ativo

Ao entrar em carga, um muro de arrimo experimenta um deslocamento horizontal que é acompanhado pela cunha de solo. No entanto, devido à geometria do problema, esta cunha é obrigada a se deslocar ao longo da superfície de ruptura, que é inclinada em relação à horizontal. O resultado é o surgimento de um deslocamento vertical com sentido descendente da cunha em relação à estrutura. No caso de muro de pneus, o sentido deste deslocamento relativo é invertido (Garga e Shaughnessy, 2000).

A magnitude da reação R é outra incógnita da teoria de Coulomb. O atrito interno é considerado plenamente mobilizado ao longo da superfície de ruptura. A reação R forma portanto um ângulo φ' com a normal a esta superfície.

O sentido da componente tangencial $R \cdot \text{sen}\varphi'$ é contrário ao deslocamento descendente da cunha em relação ao restante do maciço. A direção e o sentido do peso W são evidentemente conhecidos. Sua magnitude depende da geometria definida pelo ângulo ρ formado entre a superfície de ruptura e a horizontal. Este ângulo é uma variável da teoria de Coulomb. Por outro lado, os ângulos α, β, φ' e δ são dados do problema.

Para determinar as 3 incógnitas do problema, um sistema de 2 equações lineares é inicialmente formulado considerando o equilíbrio vertical e o equilíbrio horizontal das forças atuantes. Substituindo a incógnita R , tem-se a equação 3.1, onde:

$$W = \gamma_{\text{nat}} \cdot \text{Área} \quad (3.2)$$

e

$$\text{Area} = \frac{H^2}{2\text{sen}^2\beta} \cdot \frac{\text{sen}(\beta+\rho) \cdot \text{sen}(\beta+\epsilon)}{\text{sen}(\rho-\epsilon)} \quad (3.3)$$

É necessária uma equação adicional para solucionar este problema. Esta equação é obtida, calculando $\partial E_a / \partial \rho$ e determinando o valor crítico da incógnita ρ , simbolizado por θ_{crit} , que corresponde ao máximo E_a . Substituindo ρ_{crit} na equação de E_a , obtém-se novamente a conhecida equação:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{nat}} \cdot H^2 \cdot K_a \quad (3.4)$$

Onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo, calculado como:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta+\varphi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta-\delta)} \cdot \left[\frac{1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \cdot \text{sen}(\varphi-\epsilon)}{\text{sen}(\beta-\delta) \cdot \text{sen}(\beta+\epsilon)}}}{\sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \cdot \text{sen}(\varphi-\epsilon)}{\text{sen}(\beta-\delta) \cdot \text{sen}(\beta+\epsilon)}}} \right]^2 \quad (3.5)$$

Com esta equação demonstra-se que, quanto menor o valor de ϵ e, por outro lado, quanto maiores os valores de φ' , δ e β , menor resulta o valor de K_a . Como a direção de E_a é inclinada em relação à horizontal, podem ser convenientemente calculadas as componentes horizontal e vertical do empuxo ativo E_h e E_v , respectivamente.

$$E_h = E_a \cdot \cos (90^\circ - \beta + \delta) \quad (3.6)$$

$$E_v = E_a \cdot \sin (90^\circ - \beta + \delta) \quad (3.7)$$

No caso de muros de pneus convencionais, seguindo as recomendações de Garga e Shaughnessy (2000), pode-se usar as equações (3.5) a (3.6), apenas utilizando δ com sinal negativo. Note que, neste caso, tem-se E_v negativo, se $\beta = 90$.

3.2 - ROTEIRO DE CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO EM PNEUS

3.2.1 Cálculo de centro de gravidade:

As coordenadas do centro de gravidade do muro, são calculadas neste estudo segundo as equações:

$$XG = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad YG = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad (3.8)(3.9)$$

onde:

x_i = abcissa de cada elemento do muro

y_i = ordenada de cada elemento do muro

A_i = a área de cada elemento do muro

3.2.2 Cálculo do coeficiente do empuxo ativo (K_a):

$$K_a = \frac{\sin^2 (\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot [1 + \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon) / \sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}]^2} \quad (3.10)$$

onde:

β = ângulo determinada pela reta que une os extremos internos da fundação e do topo do muro;

φ = ângulo de atrito interno do solo;

δ = ângulo de atrito entre o solo e o muro;

ε = ângulo do talude.

Para fins de comparação, foram considerados valores de δ positivos, negativos e nulos.

3.2.3 Cálculo do empuxo ativo (Ea):

$$Ea = 0,5 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot Ka \quad (3.11)$$

onde:

γ_s = peso específico do solo

H = altura de cálculo

Ka = coeficiente do empuxo ativo

No caso de *sobrecarga* agindo sobre o terrapleno e sendo o valor da sobrecarga transformada em altura de aterro h_s , de mesma característica do solo contido, tem-se que o valor de h_s é igual a $h_s = q / \gamma_s$ ou $q = h_s \cdot \gamma_s$, válidos quando $\alpha = 0$ e $\beta = 90^\circ$. A utilização dos valores de $\alpha \neq 0$ e $\beta \neq 90^\circ$ neste trabalho é apenas uma aproximação dos resultados.

Tem-se que o empuxo total vale a soma dos empuxos devido ao solo (Ea) e à aplicação da sobrecarga (Es), conforme Pfeil (1985), ou seja:

$$Et = Ea + Es$$

$$Et = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot Ka + q \cdot H \cdot Ka$$

$$Et = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot Ka + h_s \cdot \gamma_s \cdot H \cdot Ka$$

$$Et = \gamma_s H^2 Ka \left(\frac{1}{2} + \frac{h_s}{H} \right)$$

$$Et = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 Ka \left(1 + \frac{2 h_s}{H} \right) \quad (3.12)$$

No presente trabalho, não foi considerado a coesão, visto que supostamente existe a possibilidade de utilização de reaterro do tipo granular.

3.2.4 Cálculo dos componentes do empuxo ativo (Eh, Ev) :

$$Eh = Ea \cdot \cos (90^\circ + \delta - \beta) \quad (3.13)$$

$$Ev = Ea \cdot \sin (90^\circ + \delta - \beta) \quad (3.14)$$

5.1.1 Cálculo do peso unitário do muro (W):

$$W = \gamma_{SP} \cdot A_i \quad (3.16)$$

onde:

γ_{SP} = peso específico do pneu preenchido com solo

3.2.6 Cálculo geométrico das distâncias ao fulcro (F):

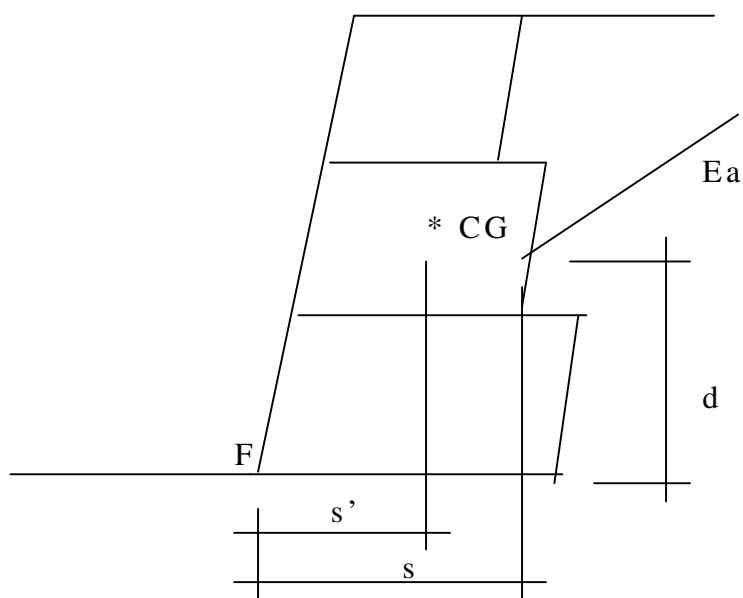


FIGURA 3.2 – Distâncias ao fulcro (F)

a) Altura de aplicação do empuxo (d):

$$d = \left[\frac{H}{3} \cdot \frac{(H+3hs)}{(H+2hs)} \right] - B \cdot \text{sen}\alpha \quad (3.17)$$

onde:

α = ângulo de inclinação do muro

b) Distância à projeção na base do empuxo (s):

$$s = B \cdot \text{cos}\alpha - \left[\frac{H}{3} \cdot \frac{(H+3hs)}{(H+2hs)} \right] \cdot \frac{1}{\text{tg}\beta} \quad (3.18)$$

c) Distância à projeção na base do CG (centro de gravidade) (s'):

$$s' = XG \cdot \cos\alpha + YG \cdot \operatorname{sen}\alpha \quad (3.19)$$

5.1.1 Verificações:

As verificações são feitas com relação aos coeficientes de segurança: quanto ao tombamento (FS_t), quanto ao deslocamento (FS_d) e quanto às tensões no solo, provocado pelas forças no muro.

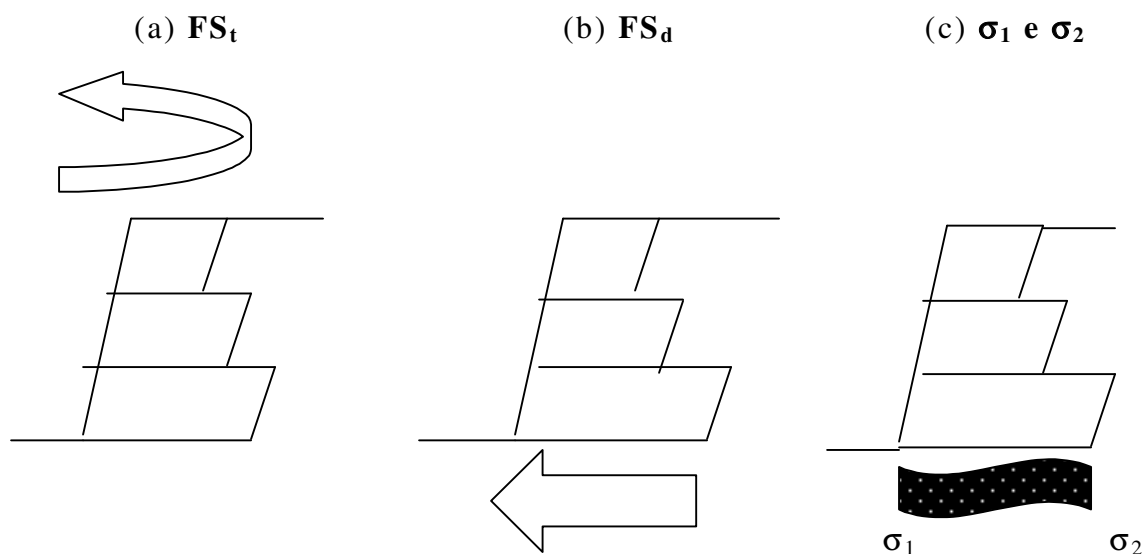


FIGURA 3.3 – Verificações de estabilidade

a) Quanto ao tombamento(FS_t)

$$FS_t = \frac{Mr}{Ma} = \frac{W \cdot s' + Ev \cdot s}{Eh \cdot d} > 1,50 \quad (3.20)$$

onde:

Mr = Momento resistente

Ma = Momento atuante

b) Quanto ao deslocamento(FS_d)

$$FS_d = \frac{0,5Fev + Feh}{Fi} = \frac{0,5[(W+Ev)\cos\alpha + Eh \cdot \operatorname{sen}\alpha] + (W+Ev) \operatorname{sen}\alpha}{Eh \cdot \cos\alpha} > 1,50 \quad (3.21)$$

onde:

Fev = Força estabilizante vertical

Feh = Força estabilizante horizontal

Fi = Força instabilizante

c) Quanto às tensões na base (σ_1, σ_2):

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < \sigma_{\text{adm base}} \quad (3.22)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < \sigma_{\text{adm base}} \quad (3.23)$$

onde:

N = resultante das forças normais

$$N = (W + E_v) \cdot \cos\alpha + E_h \cdot \sin\alpha$$

e = excentricidade da resultante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mr - Ma}{N} \quad (3.24)$$

Quando a resultante das forças cai fora do terço central da base, $\sigma_2 < 0$; indicando tração na base, recalcula-se as tensões:

$$\sigma_1' = \frac{2N}{3e'} \quad (3.25)$$

$$\sigma_2' = \sigma_1' \cdot \frac{(B - 3e')}{3e'} \quad (3.26)$$

onde

$$e' = \frac{B}{2} - e \quad (3.27)$$

Entretanto, neste tipo de estrutura de contenção, recomenda-se que a resultante das forças caia dentro do terço médio.

3.2.8 Seções intermediárias :

a) Tensão máxima na seção de cálculo (σ_{max}):

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.28)$$

Bs Bs

onde:

Bs = Base da seção de cálculo

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm base}}$$

Garga e Shaughnessy (2000) advertem que, com certos materiais de aterro, pode ser difícil preencher completamente a cavidade do pneu com solo. Isto pode tornar o conjunto pneu-solo muito compressível, gerando grandes recalques durante a construção. Este problema é mais intenso em reaterros argilosos. O aprimoramento das técnicas de construção de muros de pneus é, portanto, importante para a estabilidade das seções intermediárias (usar pedras de mão poderia ser uma solução).

Note-se que o uso de pneus inteiros dificulta seu preenchimento completo com solo compactado, particularmente quando o solo é coesivo. Havendo vazios no muro de pneus, este se torna mais compressível, o que certamente reduziria o valor de σ_{adm} a ser adotado nas seções intermediárias.

A adoção de σ_{adm} será feito então, à partir do recalque produzido pela carga aplicada na seção de cálculo, segundo a seguinte expressão de Garga e Shaughnessy (2000):

$$s = C_{rc} \log q_c + C_m \log (q / q_c); \quad (3.29)$$

onde:

s = recalque;

C_{rc} = índice de recompressibilidade;

q_c = tensão de compactação;

C_m = índice de compressibilidade e

q = carga aplicada na seção em estudo

O recalque s deve ser menor que 25 mm para estruturas de contenção convencionais segundo Garga e Shaughnessy (2000). Utilizando $q = 150$ kPa e C_{rc} e C_m do quadro 3.1 (argila), como maneira de se obter uma estimativa de

recalque, obtemos como resultado $s = 12,5$ mm, menor que o valor recomendado. A argila ensaiada por Garga e Shaughnessy (2000) tem as seguintes características, que interessam a esse trabalho:

- 5 Peso Específico, $\gamma = 19$ kN/m³
- 6 Ângulo de atrito interno, $\phi = 32^\circ$

Os índices de recompressibilidade (C_{rc}) e compressibilidade (C_m) são apresentados no Quadro 3.1.

QUADRO 3.1 - Características de compressibilidade a partir de ensaios (Garga e Shaughnessy, 2000)

Descrição	q_c (kPa)	C_{rc} (m)	C_m (m)
pneus cortados (areia)	70	$8,2 \times 10^{-4}$	0,01
pneus inteiros (areia)	70	$1,1 \times 10^{-4}$	0,02
pneus cortados (argila)	80	$8,5 \times 10^{-4}$	0,04

b) Tensão tangencial na seção de cálculo (τ):

$$\tau = \frac{T}{B} \quad (3.30)$$

onde:

$$T = Eh \cos\alpha - (W+E_v) \cdot \text{sen}\alpha \quad (3.31)$$

devemos ter então:

$$\tau < \tau_{adm},$$

com:

$$\tau_{adm} = \sigma_v \cdot \tan \delta^* \quad (3.32)$$

onde:

σ_v = tensão vertical devida às camadas superiores de pneus no muro

$\tan \delta^*$ = coeficiente de atrito do conjunto pneu-solo-pneu sobreposto.

Os valores fornecidos por Garga e Shaughnessy (2000) são apresentados no Quadro 3.2.

QUADRO 3.2 - Ensaio de arrancamento (Garga e Shaughnessy, 2000)

DESCRIÇÃO	SOBRECARGA	CARGA MÁXIMA	COEF. ATRITO
pneus cortados 2x3(areia)	1,00 m	39,60 kN	0,75
pneus inteiros 2x3 (areia)	1,00 m	35,60 kN	0,61
pneus cortados 2x1 (argila)	1,00 m	44,50 kN	2,01

Segundo Sieira (1998), foram feitos ensaios de arrancamento utilizando areia como enchimento dos pneus em diversas seções. Utilizaremos a seção 2x3 (2 pneus na frente, 3 pneus atrás e amarrados com corda ou arame) como comparativo aos valores encontrados por Garga e Shaughnessy (2000). Os valores são mostrados no Quadro 3.3:

QUADRO 3.3 - Ensaio de arrancamento (Sieira, 1998)

DESCRIÇÃO	SOBRECARGA	CARGA MÁXIMA	COEF. ATRITO
pneus cortados(2x3)	1,00 m	68,00 kN	0,52
pneus inteiros (2x3)	1,00 m	67,70 kN	0,50

Os valores de coeficiente de atrito para solos coesivos apresentaram valores maiores, o que justifica adotar os valores da areia como segurança. Para efeito de cálculo neste trabalho, será adotado o menor valor de coeficiente de atrito encontrado nos ensaios de Sieira (1998) e Garga e Shaughnessy (2000), que foi 0,50.

3.3 - FORMAS DE REALIZAR ANÁLISES PARAMÉTRICAS DO MURO DE PNEUS

Para avaliar a influência dos diversos parâmetros de cálculo, pode-se realizar uma análise paramétrica, segundo a geometria do muro e as propriedades dos materiais envolvidos.

Durante os cálculos, serão utilizados parâmetros, que servem como orientação de estudo. Esses valores serão:

- .ângulo de atrito interno, $\varphi = 30^\circ$;
- .ângulo de inclinação do muro $\alpha = 6^\circ$;
- .ângulo de inclinação do talude, $\varepsilon = 0^\circ$;
- .ângulo de atrito solo-muro, $\delta = 50\%$ de φ
- .altura de sobrecarga no muro, $h_s = 0,10$ m;
- .altura do muro, $h = 3,00$ m;
- .peso específico do solo, $\gamma = 17,00$ kN/m³;
- .peso específico solo-pneu $\gamma_{sp} = 15,40$ kN/m³.

Esse estudo tem como objetivo variar os parâmetros, tomados como referência, por serem valores médios e usuais na maioria dos cálculos de estabilidade de muros de contenção.

Nas avaliações de estabilidade serão utilizados as seguintes nomenclaturas e unidades:

- .Fator de segurança ao deslocamento, F_{sd} (adimensional);
- .Fator de segurança ao tombamento, F_{st} (adimensional);
- .Tensão à esquerda da base do muro, T_1 (em kPa)
- .Tensão à direita da base do muro, T_2 (em kPa)
- .Tensão admissível, T_{adm} (em kPa)

3.3.1 - Variação da geometria do muro:

A geometria do muro pode ser alterado variando-se:

- a) a altura do muro;
- b) a altura de sobrecarga do muro;
- c) ângulo de inclinação do talude;
- d) ângulo de inclinação do muro;

Para o cálculo de seções típicas, deve-se verificar, que tipo de conjunto de pneus pretende-se ter como seção. As possibilidades variam muito, mas segundo a prática de engenharia, a melhor solução para muros de gravidade, é aquele em que a base vai aumentando com o aumento da altura.

Dessa forma, as seções estudadas para uma altura de 3 metros serão:

QUADRO 3.4 - Quantidade de pneus por seção

	SEÇÃO1	SEÇÃO2	SEÇÃO3	SEÇÃO4	SEÇÃO5	SEÇÃO6
A	4P	3P	2P	3P	1P	2P
B	5P	4P	3P	3P	2P	2P
C	6P	5P	4P	3P	3P	2P

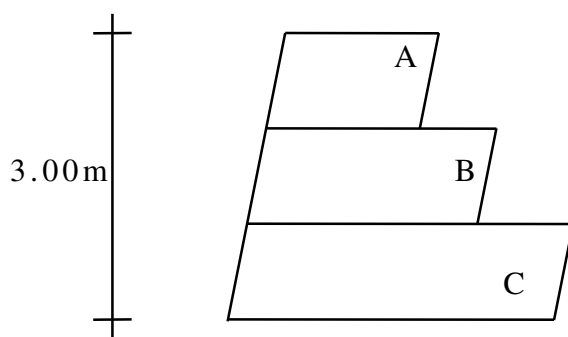


FIGURA 3.4 - Muro de pneus com altura $H = 3\text{m}$

onde:

A: primeira seção de cima para baixo;

B: segunda seção de cima para baixo;

C: seção da base da estrutura;

1P, 2P, 3P,... são o número de pneus de cada seção.

Os valores do número de pneus são usados para calcular a largura da seção, ou melhor, de cada elemento da seção. Os valores variam, segundo o tipo de pneu e pode ser visto no quadro 3.5.

QUADRO 3.5 - Largura segundo o número de pneus(em metros)

	2P	3P	4P	5P	6P	7P
165/70R13	1,05	1,53	2,22	2,51	2,99	3,48
175/70R13	1,07	1,57	2,07	2,57	3,07	3,56
185/70R13	1,10	1,61	2,12	2,63	3,14	3,65
175/65R14	1,09	1,59	2,10	2,60	3,11	3,61
185/65R14	1,11	1,63	2,14	2,66	3,18	3,69
195/65R15	1,18	1,73	2,28	2,83	3,38	3,

Fazendo os cálculos de estabilidade, temos o quadro 3.6

QUADRO 3.6 - Verificação de estabilidade de seções

Pneu	FS	SECÃO1	SECÃO2	SECÃO3	SECÃO4	SECÃO 5	SECÃO6
		4/5/6	3/4/5	2/3/4	3/3/3	1/2/3	2/2/2
165/70R13	FSd	2,53	2,17	1,80	1,77	1,44	1,36
	FSt	7,16	4,94	3,19	2,56	1,87	1,38
	T1	55,70	66,19	86,87	96,00	134,16	191,71
	T2	47,66	39,53	22,28	25,03	-18,98	-56,06
175/70R13	FSd	2,56	2,18	1,81	1,81	1,44	1,37
	FSt	7,40	5,07	3,27	2,67	1,91	1,41
	T1	55,62	65,76	85,71	92,69	130,76	186,26
	T2	46,99	39,05	22,37	28,63	-17,51	56,90
185/70R13	FSd	2,58	2,20	1,85	1,85	1,45	1,40
	FSt	7,72	5,27	3,43	2,81	1,97	1,49
	T1	54,99	64,42	82,56	87,70	125,36	173,59
	T2	45,86	38,30	24,80	31,95	-15,02	40,50
175/65R14	FSd	2,58	2,21	1,83	1,82	1,46	1,39
	FSt	7,60	5,19	3,35	2,72	1,95	1,46
	T1	55,14	65,01	84,24	90,80	128,56	179,63
	T2	47,31	39,75	23,57	30,14	-15,24	45,68
185/65R14	FSd	2,61	2,22	1,86	1,86	1,46	1,41
	FSt	7,91	5,38	3,50	2,87	2,01	1,51
	T1	54,48	63,80	81,64	86,00	123,15	170,57
	T2	46,21	38,75	25,69	33,30	-13,11	37,86
195/65R15	FSd	2,80	2,39	1,98	1,96	1,58	1,48
	FSt	9,42	6,40	4,07	3,23	2,37	1,69
	T1	50,36	58,18	74,21	76,81	109,76	148,02
	T2	50,69	45,08	32,72	39,48	2,09	-19,36

O cálculo de estabilidade dos muros foram feitos segundo o roteiro já descrito, e utilizando os valores de $\alpha=6^\circ$, β variável, $\varphi=30^\circ$, $\varepsilon=0$ e $\gamma= 17 \text{ kN/m}^3$, numa aproximação para todas as seções, onde os fatores de segurança são: FS_d (deslocamento), FS_t (tombamento), T_1 (tensão à esquerda) e T_2 (tensão à direita).

Observa-se que as melhores conformações são aquelas que tem na primeira camada $2P$ ou maior que $2P$. Para muros de $H=1,00$ a $3,00$ metros será utilizada a Seção 3 e para $H=4,00$ e $5,00$ metros, a Seção 2.

Dessa forma, será estudado segundo essas conformações e também com os pneus descritos anteriormente, visto que são os mais utilizados no Brasil.

a) Cálculo variando a altura:

Para efetuar esse cálculo é necessário, antes, conhecer a altura real e largura das seções do muro e das seções intermediárias. Isso varia, segundo o tipo de pneu. A quantidade de pneus empilhados é o fator que altera a altura real. A largura será definida como visto anteriormente na melhor conformação.

Os valores de altura real estão dados no quadro á seguir:

QUADRO 3.7 - Quantidade de pneus e altura real (em metros)

Tipo pneu	Qt	Hreal	Qt	Hreal	Qt	Hreal	Qt	Hreal	Qt	Hreal	Qt	Hreal
165	6	0,99	12	1,98	18	2,97	24	3,96	30	4,95	365,94	
175	6	1,05	11	1,93	17	2,98	23	4,03	29	5,08	345,95	
185	5	0,93	11	2,04	16	2,96	22	4,07	27	5,00	325,92	
195	5	0,98	10	1,95	15	2,93	21	4,10	26	5,07	316,05	
165/70R13	1	0,99	2	0,99	3	0,99	4	0,99	5	0,99	6	0,99
				0,99		0,99		0,99		0,99		0,99
				1,98		0,99		0,99		0,99		0,99
						2,97		0,99		0,99		0,99
								3,96		0,99		0,99
										4,95		0,99
												5,94
175/70R13	1	1,05	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05
				0,88		1,05		1,05		1,05		1,05
				1,93		0,88		1,05		1,05		1,05
						2,98		0,88		1,05		1,05
								4,03		0,88		0,88
										5,08		0,88
												5,95
185/70R13	1	0,93	2	1,11	3	1,11	4	1,11	5	1,11	6	1,11
				0,93		0,93		1,11		1,11		1,11
				2,04		0,93		0,93		0,93		0,93
						2,96		0,93		0,93		0,93
								4,07		0,93		0,93
										5,00		0,93
												5,92
195/65R15	1	0,98	2	0,98	3	0,98	4	1,17	5	1,17	6	1,17
				0,98		0,98		0,98		0,98		0,98
				1,95		0,98		0,98		0,98		0,98
						2,93		0,98		0,98		0,98
								4,10		0,98		0,98
										5,07		0,98
												6,05

a.1 Seções típicas do pneu 175/70 R13, escolhido para estudo (as medidas estão em metros):

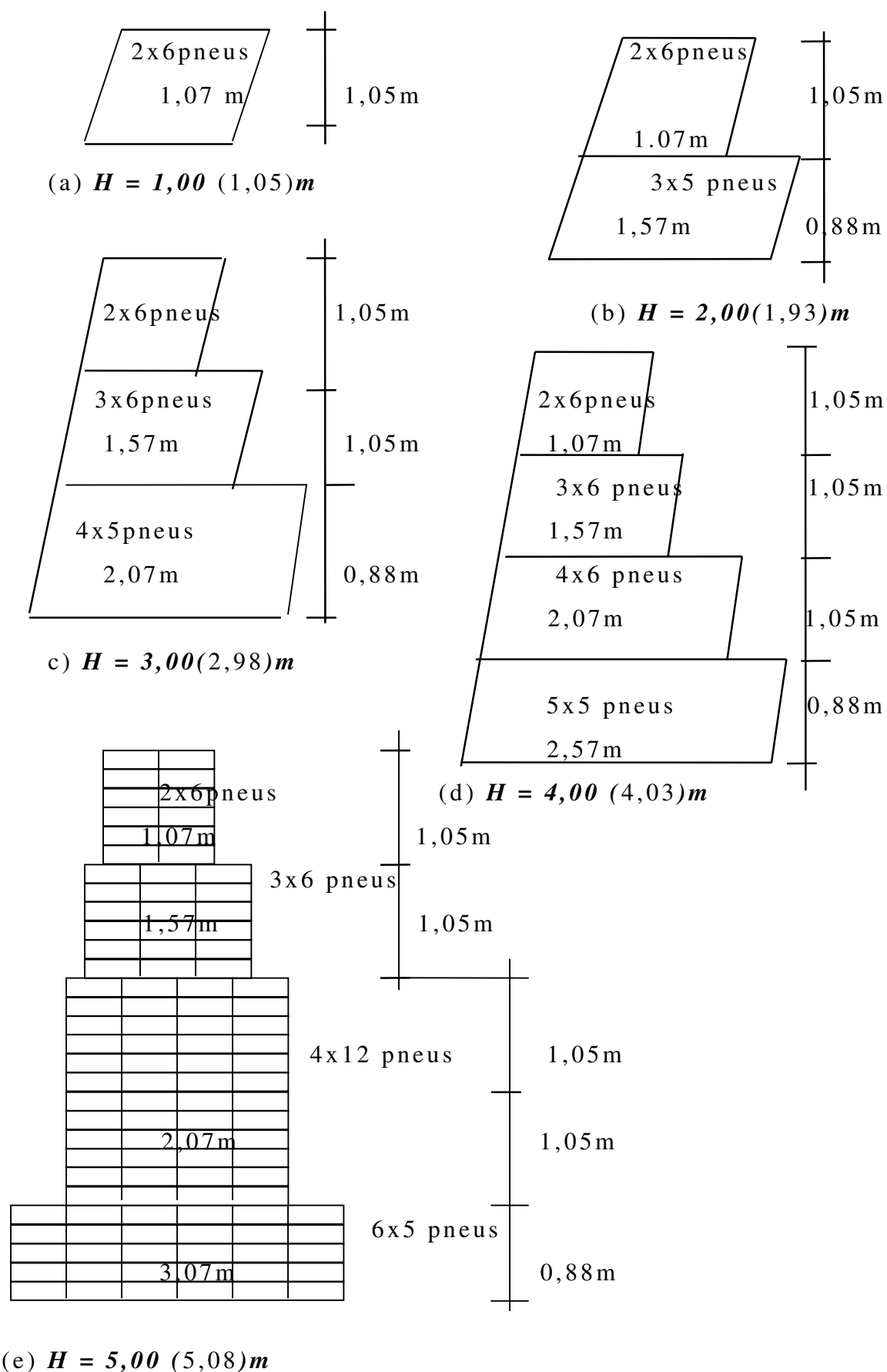


FIGURA 3.5 - Seções típicas de pneus 175/70 R13

a.2 Verificação de estabilidade para alturas de 1,00 a 5,00m (Quadro 3.8) e os cálculos individuais de cada altura (Quadros 3.10 à 3.15), onde estão explicados os parâmetros utilizados e as unidades.

QUADRO 3.8 - Verificação de estabilidade segundo a altura

H(m)	FS	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
165/70R13	Fsd	3,54	2,26	1,86	2,03	1,85
	Fst	13,84	5,75	4,03	4,99	4,16
	T1	14,27	40,34	70,42	87,00	116,72
	T2	18,11	19,03	15,80	27,30	24,25
175/70R13	Fsd	3,44	2,31	1,86	2,02	1,83
	Fst	12,82	6,16	4,09	4,98	4,09
	T1	15,29	38,79	70,22	88,79	120,53
	T2	19,13	18,11	14,99	26,12	22,61
185/70R13	Fsd	3,38	2,17	1,83	2,03	1,87
	Fst	12,20	5,14	3,88	5,06	4,35
	T1	16,27	46,98	75,90	89,28	115,67
	T2	20,16	16,63	14,25	26,53	24,57
175/65R14	Fsd	3,50	2,34	1,88	2,04	1,85
	Fst	13,37	6,34	4,21	5,11	4,18
	T1	15,19	38,45	69,46	88,04	119,46
	T2	19,19	18,49	15,69	26,83	23,75
185/65R14	Fsd	3,91	2,28	1,92	2,05	1,89
	Fst	17,92	5,98	4,40	5,18	4,45
	T1	13,02	41,34	67,81	88,59	114,72
	T2	17,21	18,79	17,06	27,09	25,51

a.3 Gráfico de variação de estabilidade, segundo a altura do muro

Será apresentado um gráfico de linhas, onde se mostra a variação de estabilidade em função da altura e as tensões produzidas no solo pelo muro, para as seções típicas de pneus 175/70 R13 (fig. 3.6).

a.4 Gráfico da variação de estabilidade segundo o tipo de pneu:

Para completar o estudo da variável altura do muro, pode-se também obter um gráfico de linhas, onde a variação de estabilidade fique em função do tipo de pneu. Esse gráfico é mostrado na figura 3.7.

b) Cálculo variando a altura de sobrecarga do muro:

A altura de sobrecarga do muro é um acréscimo de carga provocado por um possível aterro colocado ao tardo do muro.

b.1 Verificação de estabilidade, segundo a altura de sobrecarga

Será apresentado a seguir, o quadro 3.9, onde é mostrado a variação de estabilidade em torno da altura de sobrecarga no muro.

QUADRO 3.9 - Verificação de estabilidade segundo a sobrecarga

hs(m)	FS	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
165/70R13	Fsd	1,96	1,82	1,71	1,62	1,54
	Fst	4,69	4,21	3,83	3,53	3,28
	T1	89,64	94,90	100,17	105,43	110,70
	T2	25,75	22,65	19,55	16,45	13,36
175/70R13	Fsd	1,96	1,82	1,71	1,62	1,54
	Fst	4,96	4,21	3,84	3,54	3,30
	T1	91,37	96,54	101,71	106,88	112,05
	T2	24,61	21,61	18,60	15,00	12,59
185/70R13	Fsd	1,96	1,83	1,72	1,63	1,55
	Fst	4,76	4,28	3,91	3,61	3,36
	T1	91,81	96,87	101,93	106,99	112,04
	T2	25,08	22,18	19,28	16,38	13,48
175/65R14	Fsd	1,97	1,84	1,73	1,63	1,55
	Fst	4,81	4,32	3,94	3,63	3,38
	T1	90,56	95,59	100,63	105,66	110,70
	T2	25,39	22,52	19,65	16,77	13,90
185/65R14	Fsd	1,97	1,84	1,74	1,64	1,56
	Fst	4,88	4,39	4,00	3,69	3,44
	T1	91,05	95,98	100,90	105,83	110,76
	T2	25,71	22,92	20,16	17,39	14,62

QUADRO 3.10 - Verificação de estabilidade para H = 1,00 m

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMAS =	18,00	kN/m ³
	GAMAG =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CÁLCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	Eh =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	67,16	kPa
	Tadm =	85,71	kPa
	Cmax =	147,67	kPa
	Cadm =	311,98	kPa

QUADRO 3.11 - Verificação de estabilidade H = 2,00 m

CALCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMA S =	18,00	kN/m ³
	GAMA G =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CALCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	Eh =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	67,16	kPa
	Tadm =	85,71	kPa
	Cmax =	147,67	kPa
	Cadm =	311,98	kPa

QUADRO 3.12 - Verificação de estabilidade H = 3,00 m

CALCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMA S =	18,00	kN/m ³
	GAMA G =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CALCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	Eh =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	67,16	kPa
	Tadm =	85,71	kPa
	Cmax =	147,67	kPa
	Cadm =	311,98	kPa

QUADRO 3.13 - Verificação de estabilidade H = 4,00 m

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMAS =	18,00	kN/m ³
	GAMAG =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CÁLCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	EH =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	67,16	kPa
	Tadm =	85,71	kPa
	Cmax =	147,67	kPa
	Cadm =	311,98	kPa

QUADRO 3.14 - Verificação de estabilidade H = 5,00 m

CALCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMAS =	18,00	kN/m ³
	GAMAG =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CALCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	Eh =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	67,16	kPa
	Tadm =	85,71	kPa
	Cmax =	147,67	kPa
	Cadm =	311,98	kPa

QUADRO 3.15 - Verificação de estabilidade H = 5,00

Seção intermediária H = 4,00 m

CÁLCULO DE MURO H = 5,00m			
DADOS:			
Xg =	1,23	m	
Yg =	1,82	m	
BASE =	3,07	m	
FI base =	30,00		
AREA =	9,74	m ²	
BETA =	76,35		
FI =	30,00		
C =	0,00		
DELTA =	15,00		
EPSILON =	0,00		
ALFA =	6,00		
GAMA S =	17,00	kN/m ³	
GAMA G =	15,40	kN/m ³	
H =	4,20	m	
hs =	0,10	m	
CÁLCULO:			
Ka =	0,41		
Ea =	64,59	kN/m	
Eh =	56,68	kN/m	
Ev =	30,97	kN/m	
W =	150,06	kN/m	
d =	1,11	m	
s =	2,71	m	
s' :	1,41	m	
VERIFICAÇÕES			
Qto ao deslocamento:	FSd =	1,99	> 1,5 OK !
Qto ao tombamento:	FSt =	4,69	> 1,5 OK !
Quanto às tensões:	T1 =	94,29	kPa OK !
	T2 =	26,86	kPa OK !
	Tadm =	150,00	kPa
Verificação de seção intermediária			
	Tmax =	94,29	kPa OK !
	Tadm =	150,00	kPa
	Cmax =	12,20	kPa OK !
	Cadm =	30,29	kPa

Onde:

Tmax = tensão normal máxima

Tadm = tensão normal admissível

Cmax = tensão de cisalhamento máxima

Cadm = tensão de cisalhamento admissível

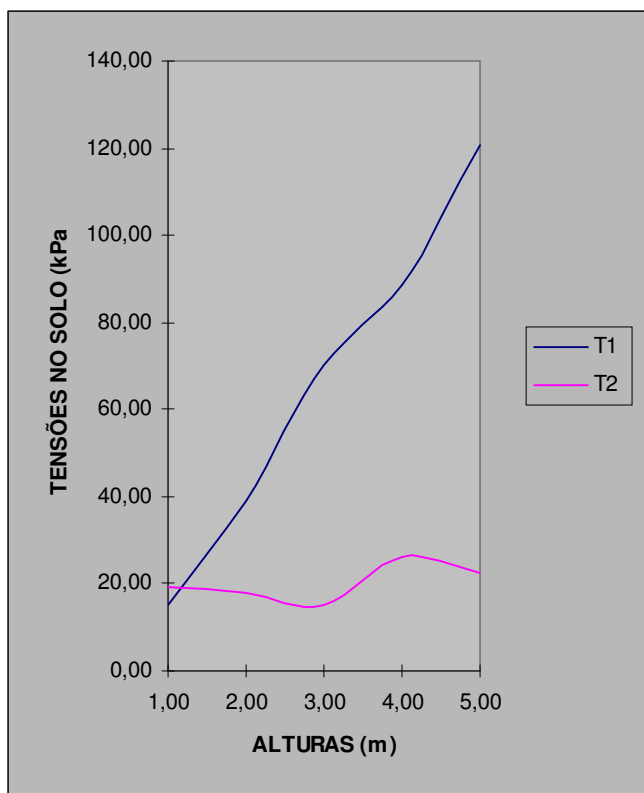
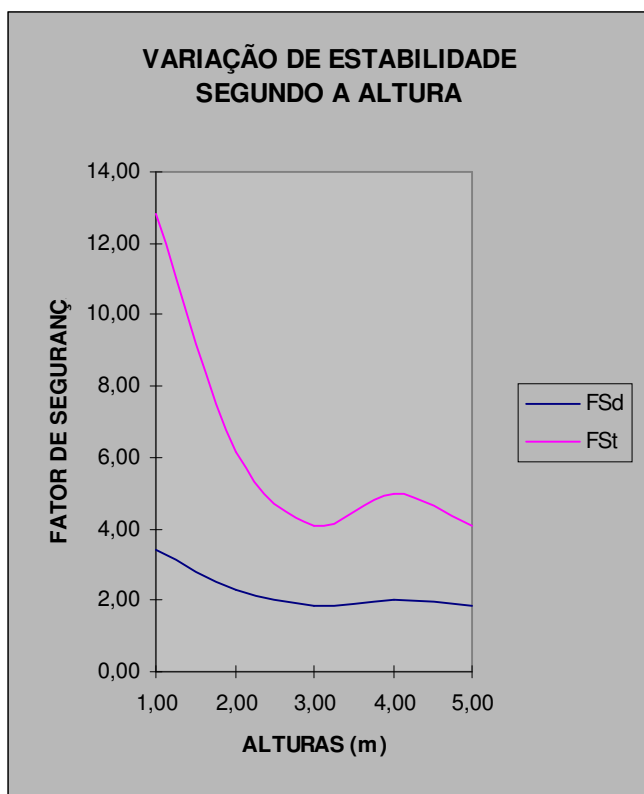


FIGURA 3.6 - Gráfico da variação de estabilidade segundo a altura do muro

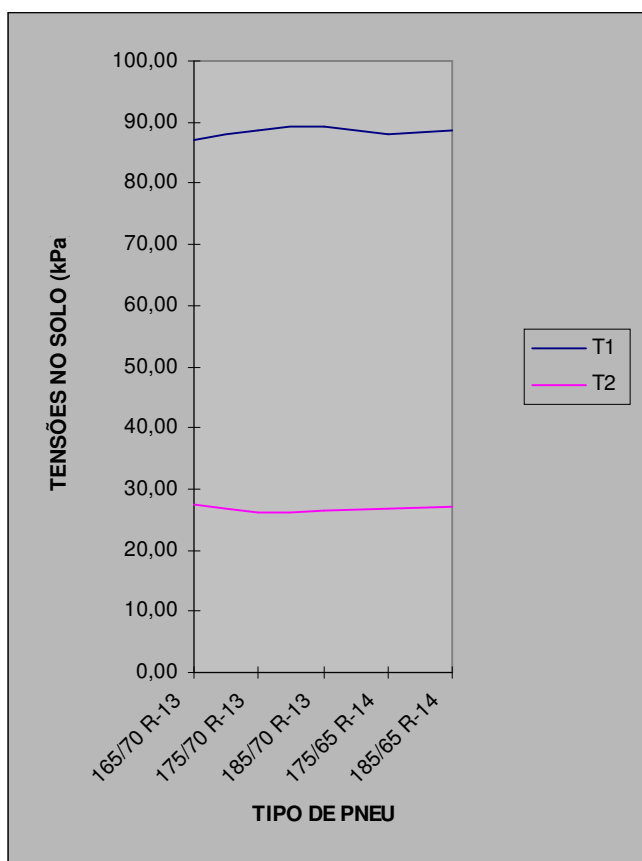
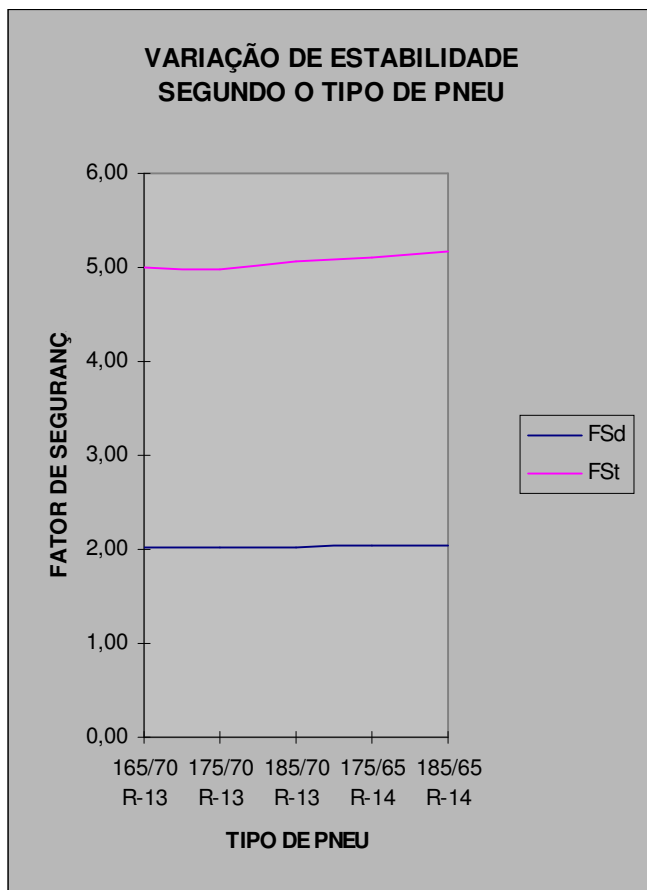


FIGURA 3.7 - Gráfico da variação de estabilidade segundo o tipo de pneu

b.2 - Gráficos da variação de estabilidade (fig. 3.8)

c) Variação da estabilidade, segundo a inclinação do talude:

c.1 - Verificação de estabilidade:

QUADRO 3.16 - Verificação de estabilidade segundo a inclinação do Talude

ε	(°)	FS	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00
165/70R13	Fsd	1,96	1,85	1,74	1,62	1,48	
	Fst	4,69	4,46	4,23	3,97	3,69	
	T1	89,64	92,06	94,98	98,69	103,89	
	T2	25,75	25,07	24,25	23,20	21,75	
175/70R13	Fsd	1,95	1,84	1,73	1,61	1,48	
	Fst	4,69	4,46	4,23	3,98	3,69	
	T1	91,37	93,78	96,68	100,38	105,49	
	T2	24,61	23,97	23,20	22,23	20,87	
185/70R13	Fsd	1,96	1,85	1,74	1,62	1,49	
	Fst	4,76	4,53	4,30	4,04	3,76	
	T1	91,81	94,19	97,05	100,69	105,73	
	T2	25,08	24,49	24,49	22,88	21,63	
175/65R14	Fsd	2,00	1,89	1,77	1,65	1,51	
	Fst	5,02	4,78	4,52	4,25	3,95	
	T1	89,17	91,40	94,07	97,47	102,17	
	T2	26,65	20,20	25,66	24,98	24,03	
185/65R14	Fsd	1,97	1,86	1,75	1,63	1,50	
	Fst	4,88	4,64	4,40	4,14	3,84	
	T1	91,05	93,36	96,14	99,67	104,57	
	T2	25,71	25,19	24,56	23,77	22,67	

c.2 - Gráficos da variação de estabilidade (fig. 3.9)

d) Variação de estabilidade segundo a inclinação do muro:

Conforme a prática de engenharia para muros de gravidade, a situação ideal é aquela em que inclina-se de 6 a 8° em relação à vertical, mas o estudo será feito de 0 a 8°.

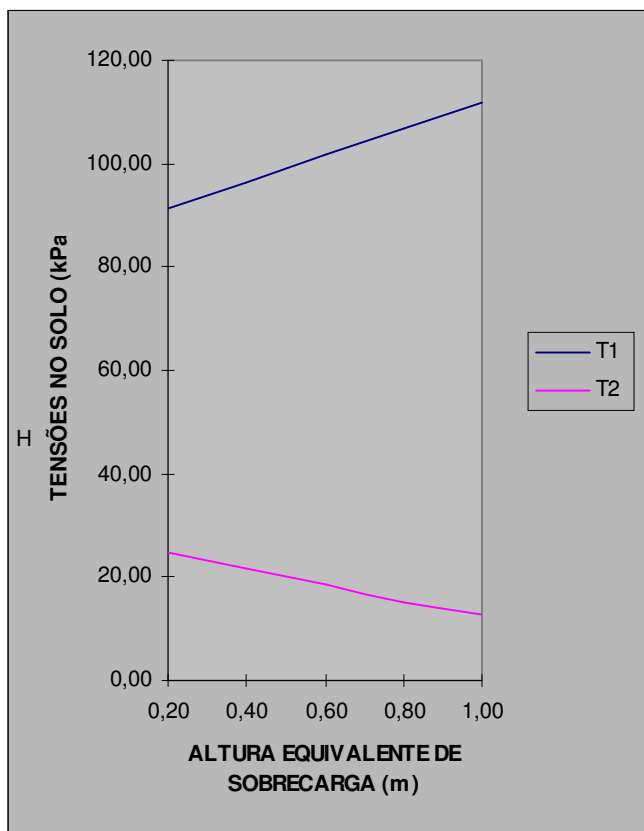
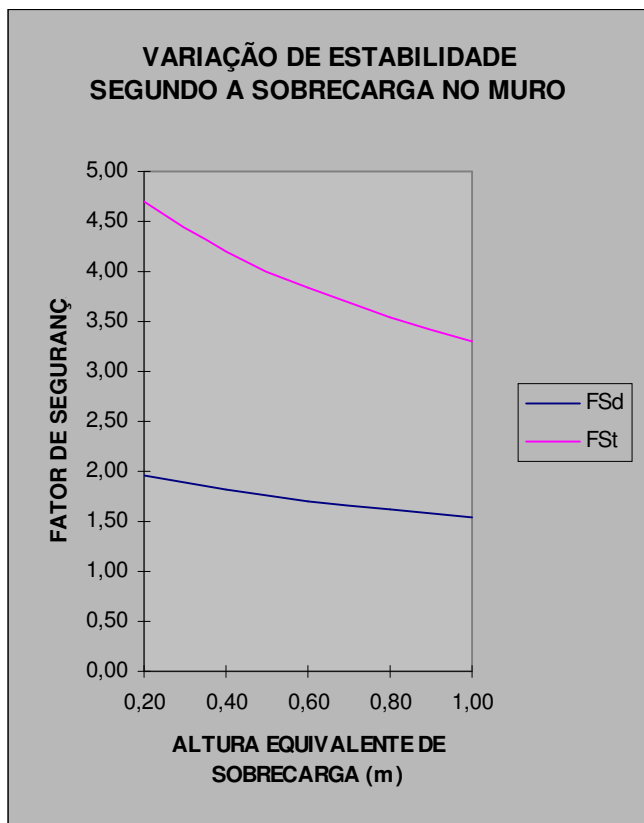


FIGURA 3.8 - Variação de estabilidade, segundo a sobrecarga

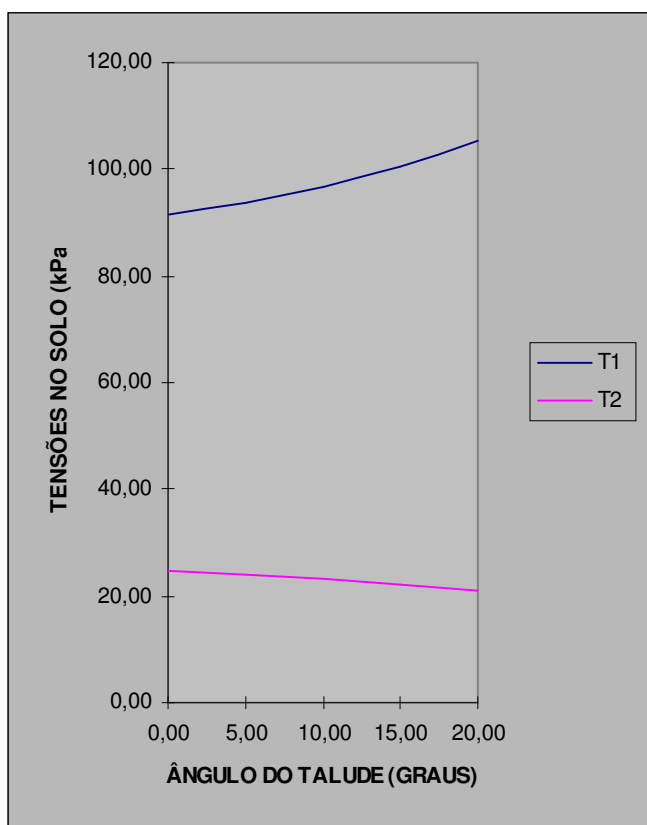
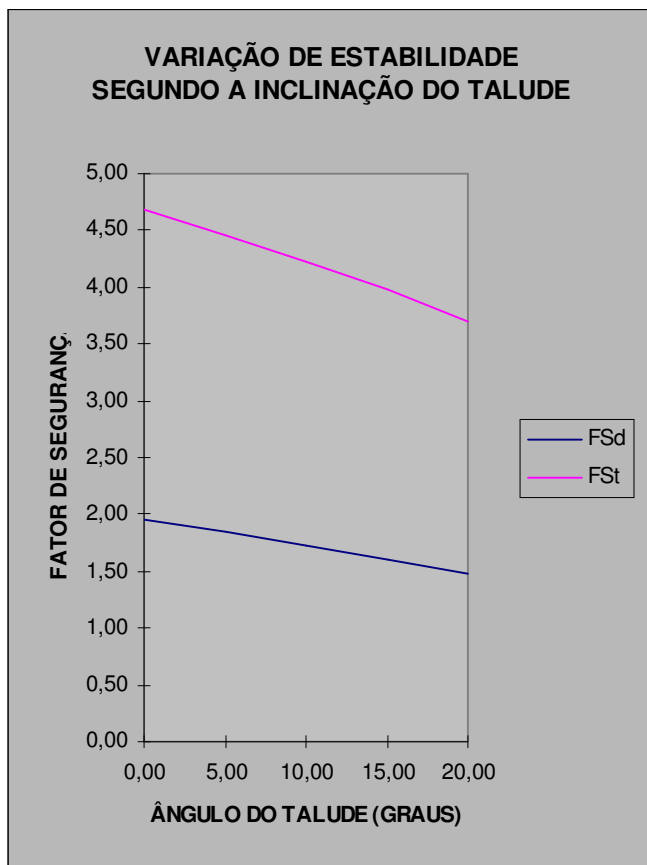


FIGURA 3.9 - Gráfico da variação de estabilidade segundo a inclinação do talude

d.1) Verificação de estabilidade:

QUADRO 3.17 - Verificação de estabilidade segundo a inclinação do muro

GRAUS		0,00	2,00	4,00	6,00	8,00
165/70 R13	FSd	1,57	1,70	1,83	1,96	2,08
	FSt	3,31	3,70	4,15	4,69	5,33
	T1	110,25	103,43	96,56	89,64	82,67
	T2	2,03	10,02	17,93	25,75	33,47
175/70 R13	FSd	1,57	1,69	1,82	1,95	2,08
	FSt	3,30	3,69	4,15	4,69	5,34
	T1	111,93	105,14	98,28	91,33	84,42
	T2	0,90	8,89	16,80	24,67	32,33
185/70 R13	FSd	1,57	1,70	1,83	1,96	2,09
	FSt	3,35	3,75	4,21	4,76	5,43
	T1	112,31	105,53	98,70	91,81	84,88
	T2	1,43	9,40	17,28	25,08	32,78
175/65 R14	FSd	1,58	1,71	1,84	2,03	2,10
	FSt	3,38	3,78	4,25	5,02	5,48
	T1	110,87	114,16	97,38	89,17	83,69
	T2	1,96	9,86	17,67	26,65	33,02
185/65 R14	FSd	1,59	1,72	1,84	1,97	2,10
	FSt	3,42	3,83	4,31	4,88	5,57
	T1	111,28	104,59	97,85	91,05	84,21
	T2	2,36	10,22	18,00	25,71	33,30

d.2) Gráficos da variação de inclinação de muro (fig. 3.10)

3.3.2 - Variação das propriedades dos materiais envolvidos:

Utilizando os tipos de materiais: areia fofa, areia compacta, silte fofo, silte compacto, silte argiloso e argila siltosa, pode-se também variar a análise, alterando-se:

- a) o ângulo de atrito interno do solo;
- b) o peso específico do solo;
- c) o ângulo de atrito solo-muro;
- d) o peso específico solo-pneu;

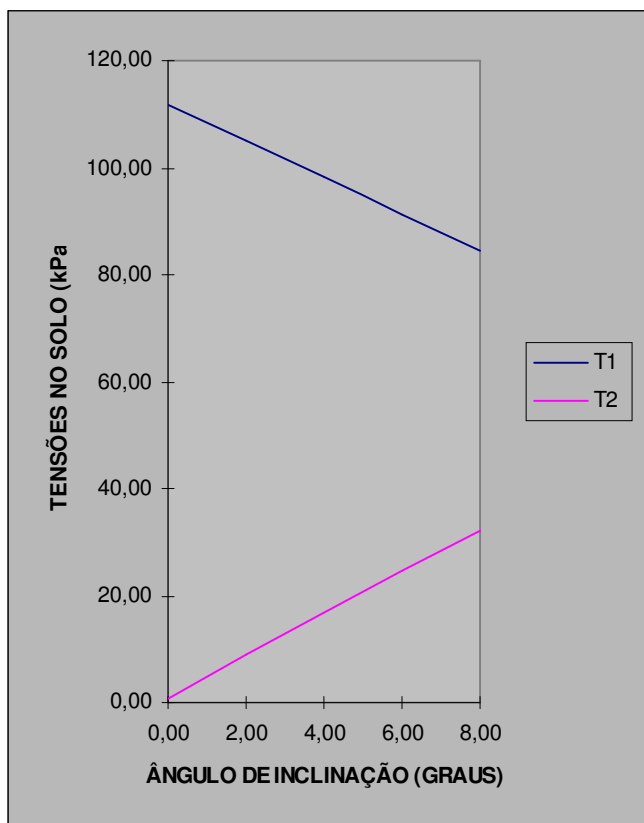
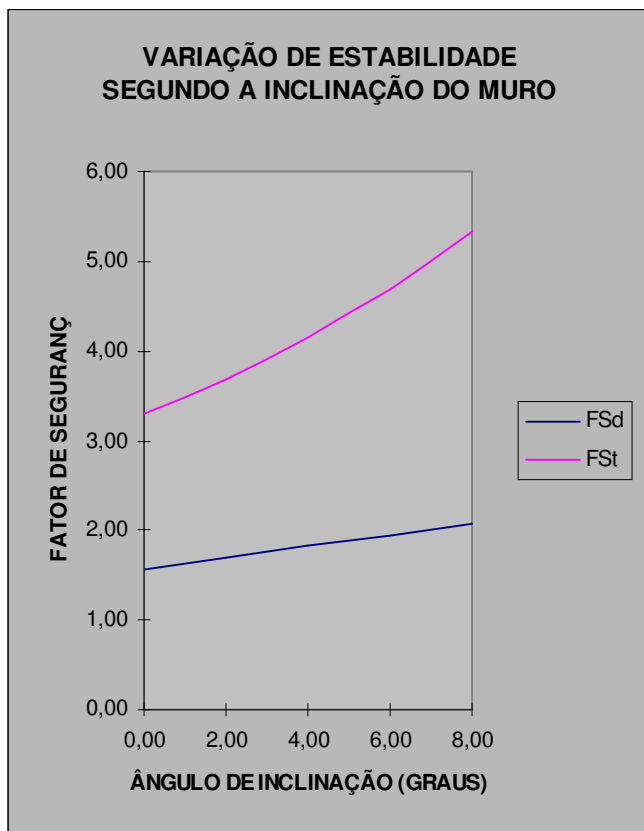


FIGURA 3.10 - Variação de estabilidade segundo a inclinação do muro

a) Variação segundo o ângulo de atrito interno do solo:

Os valores de ângulo de atrito interno, segundo os materiais envolvidos no aterro do muro, são dados no quadro, segundo Clayton et al (1993), para o caso de empuxo ativo:

QUADRO 3.18 - Angulo de atrito interno de alguns materiais

Tipo de solo	Compacidade	ϕ (°)
Areia	fofa	30
Areia	compacta	36
Silte	fofa	24
Silte	compacta	26
Silte argiloso		21
Argila siltosa		18

a.1) Verificação de estabilidade:

Os valores de estabilidade estão no quadro a seguir

QUADRO 3.19 - Verificação de estabilidade segundo o ângulo de atrito interno

GRAUS		22,00	24,00	26,00	28,00	30,00
165/70 R13	FSd	1,64	1,71	1,79	1,87	1,96
	FSt	4,03	4,18	4,34	4,51	4,69
	T1	97,85	95,66	93,56	91,56	89,64
	T2	23,44	24,06	24,65	25,21	21,07
175/70 R13	FSd	1,64	1,71	1,78	1,86	1,95
	FSt	4,03	4,17	4,34	4,51	4,69
	T1	99,49	97,32	95,25	93,27	91,37
	T2	22,46	23,03	23,58	24,11	24,67
185/70 R13	FSd	1,65	1,72	1,79	1,87	1,96
	FSt	4,10	4,25	4,41	4,58	4,76
	T1	99,78	97,65	95,62	93,68	91,81
	T2	23,10	23,10	24,14	24,62	25,08
175/65 R14	FSd	1,65	1,72	1,80	1,88	2,03
	FSt	4,14	4,29	4,45	4,62	5,02
	T1	98,38	96,29	94,29	94,29	89,17
	T2	23,50	24,00	24,49	24,95	26,65
185/65 R14	FSd	1,66	1,73	1,81	1,89	1,97
	FSt	4,20	4,35	4,52	4,69	4,88
	T1	98,73	96,68	94,72	92,85	91,05
	T2	23,98	24,44	24,88	25,30	25,76

a.2) Gráficos da variação de estabilidade (fig. 3.11)

b) Variação segundo o peso específico do solo:

Segundo a orientação de Clayton, Militsky e Woods (1993) são dadas no quadro, a variação do peso específico de solo:

QUADRO 3.20 - Peso específico de alguns solos

Tipo de solo	Compacidade	γ_s (kN/m ³)
areia	fofa	16,5
areia	compacta	18,5
silte	fofa	16,0
silte	compacta	18,0
silte argiloso		17
argila siltosa	rija pré-adensada	22

b.1) Verificação de estabilidade:

QUADRO 3.21 - Verificação de estabilidade segundo o peso específico do solo

γ_s (kN/m ³)		16,00	17,00	18,00	19,00	20,00
165/70 R13	FSd	2,05	1,96	1,87	1,79	1,72
	FSt	4,90	4,69	4,51	4,34	4,19
	T1	87,70	89,64	91,57	93,50	95,44
	T2	26,30	25,75	25,21	24,66	24,12
175/70 R13	FSd	2,04	1,95	1,86	1,78	1,71
	FSt	4,89	4,69	4,50	4,34	4,19
	T1	89,45	91,37	93,29	95,21	97,13
	T2	25,12	24,67	24,10	23,60	23,09
185/70 R13	FSd	2,05	1,96	1,87	1,79	1,72
	FSt	4,97	4,76	4,58	4,41	4,26
	T1	89,92	91,81	93,70	95,59	97,48
	T2	25,55	25,08	24,61	24,14	23,67
175/65 R14	FSd	2,06	1,97	1,88	1,80	1,73
	FSt	5,02	4,81	4,62	4,45	4,30
	T1	88,70	90,56	92,42	94,27	96,13
	T2	25,84	25,39	24,94	24,49	24,04
185/65 R14	FSd	2,07	1,97	1,89	1,81	1,74
	FSt	5,09	4,88	4,69	4,52	4,36
	T1	89,22	91,05	92,88	94,74	96,54
	T2	26,12	25,76	25,30	24,89	24,47

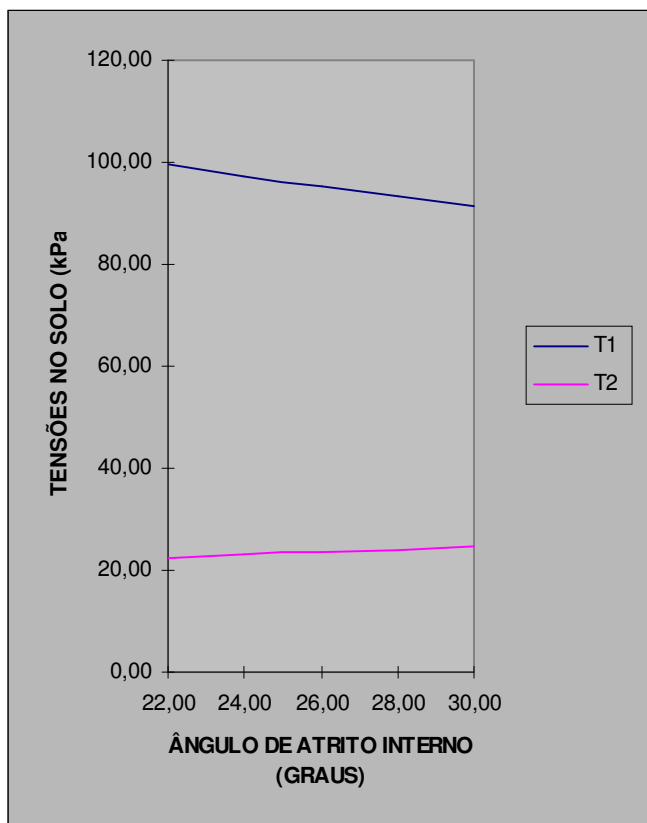
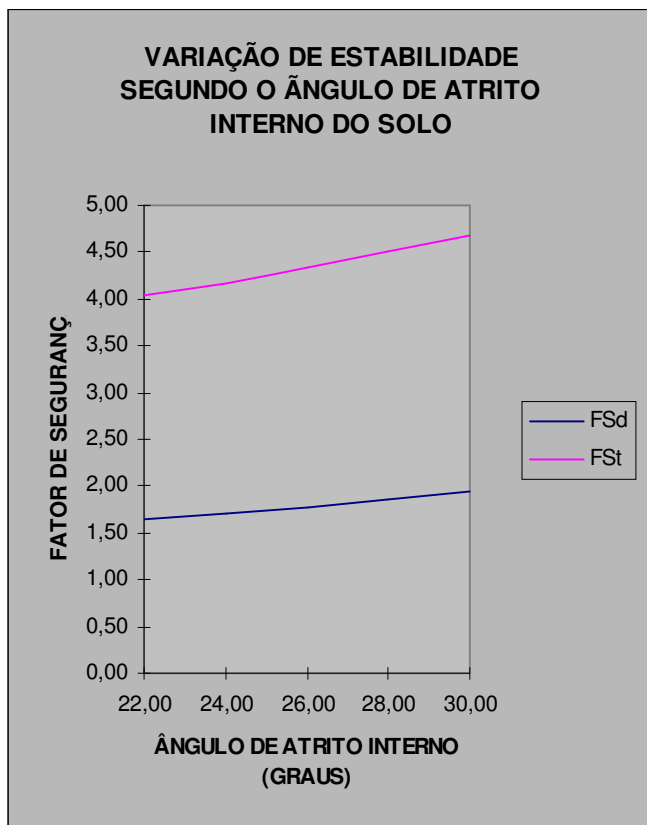


FIGURA 3.11 - Variação de estabilidade segundo o ângulo de atrito interno

b.2) Gráfico de variação de estabilidade (fig. 3.12):

c) Variação segundo o ângulo de atrito solo-estrutura:

De acordo com a prática de engenharia os valores de δ podem ser considerados de 0 a φ . A determinação de δ pode ser obtida da seguinte forma:

- v através de ensaios de laboratório (cisalhamento direto);
- v estimativa em função dos materiais envolvidos no solo-estrutura;
- v estimativa em função do ângulo de atrito interno do solo de aterro

Pode-se então, realizar uma análise paramétrica, variando o valor de δ na análise de estabilidade, segundo o ângulo de atrito dos materiais já mencionados no quadro 23 e fazendo variar em função dos mesmos.

Os valores escolhidos para δ serão: 25% e 50% do valor do ângulo de atrito interno do solo.

A adoção desses valores para o ângulo de atrito interno, um pouco conservador, deve-se ao fato da pouca experiência em trabalhos com muros de pneus. Valores mais altos, são atribuídos aos gabiões, de elevada rugosidade, que devido à experiência acumulada têm-se revelado bem adequados para seu comportamento.

Devido ao trabalho experimental de Garga e Shaughnessy (2000) ter sugerido a possibilidade de mobilização de δ negativo entre o muro de pneus convencional e o solo de reaterro, serão ainda considerados os seguintes casos:

$$\delta/\varphi = 0$$

$$\delta/\varphi = - 50\% \text{ de } \varphi'$$

Os valores positivos de δ/ϕ considerados neste trabalho pressupõem um grande cuidado na técnica construtiva, para que a compressibilidade do muro de pneus não resulte maior que a do reaterro de solo compactado.

O desenvolvimento de técnicas construtivas adequadas para muros de pneus é, sem dúvida, um tema de máxima relevância. A utilização de pedras de mão para o enchimento dos pneus é, neste sentido, uma solução promissora, conforme mencionado anteriormente.

c.1) Verificação de estabilidade:

QUADRO 3.22 - Verificação de estabilidade segundo o ângulo de atrito solo - pneu

GRAUS		-15,00	-7,50	0,00	7,50	15,00
165/70 R13	FSd	1,51	1,80	2,07	2,34	2,62
	FSt	3,12	3,89	4,64	5,39	6,18
	T1	106,51	96,44	89,77	84,29	79,46
	T2	12,57	2,75	14,09	21,16	28,91
175/70 R13	FSd	1,48	1,77	2,04	2,30	2,57
	FSt	3,06	3,82	4,56	5,31	6,09
	T1	109,54	98,82	92,07	86,51	81,59
	T2	15,86	0,87	10,98	19,60	27,51
185/70 R13	FSd	1,50	1,78	2,05	2,32	2,60
	FSt	3,14	3,92	4,68	5,44	6,24
	T1	108,28	98,05	91,42	85,95	81,10
	T2	14,09	1,72	11,67	20,18	27,98
175/65 R14	FSd	1,48	1,76	2,03	2,29	2,58
	FSt	3,08	3,85	4,60	5,35	6,14
	T1	110,44	99,71	92,94	87,35	81,95
	T2	15,88	0,88	11,05	19,74	27,79
185/65 R14	FSd	1,49	1,78	2,04	2,31	2,59
	FSt	3,16	3,94	4,70	5,47	6,29
	T1	109,26	98,98	92,33	86,83	81,95
	T2	14,36	1,59	11,60	20,17	28,05

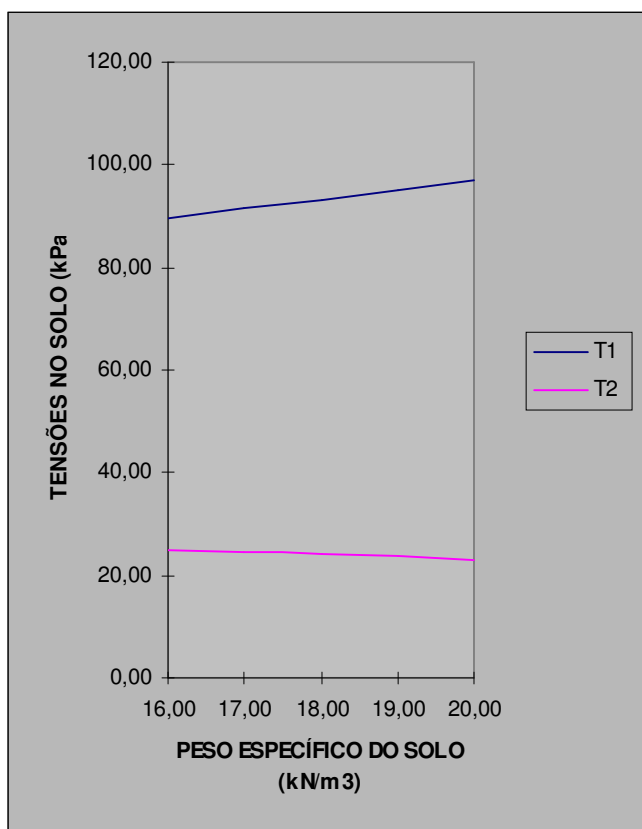
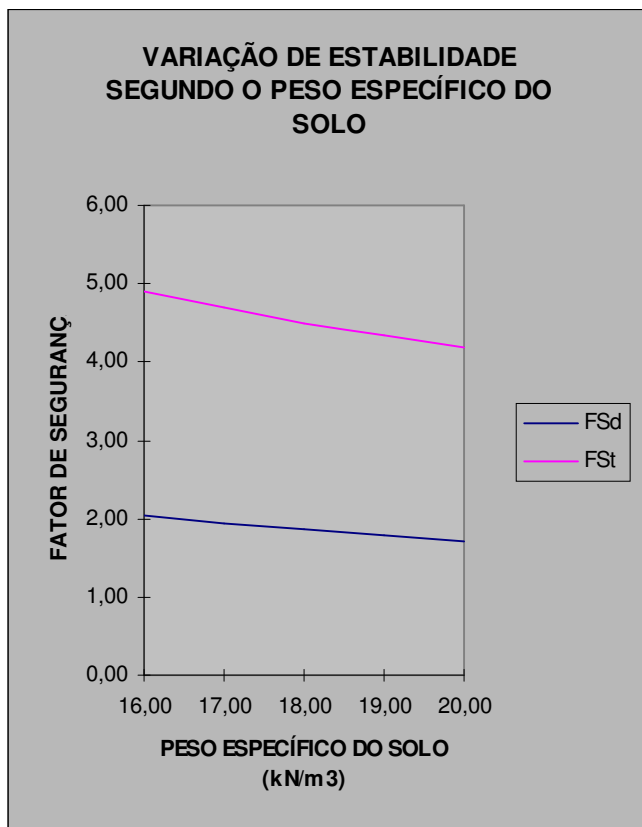


FIGURA 3.12 - Variação de estabilidade segundo o peso específico do solo

.2 - Gráficos da variação de estabilidade (fig. 3.13)

d)- Variação segundo o peso específico do solo-pneu:

Os valores adotados também devem variar em torno do valor obtido por Sieira (1998), ou seja: pneu inteiro preenchido com solo residual - $15,4 \text{ kN/m}^3$. A verificação foi realizada para valores de $13,4$ a $17,4 \text{ kN/m}^3$ neste estudo.

d.1) - Verificação de estabilidade:

QUADRO 3.23 - Verificação de estabilidade segundo o peso específico solo-pneu

γ_{SP}		13,40	14,40	15,40	16,40	17,40
165/70 R13	FSd	1,75	1,85	1,96	2,06	2,16
	FSt	4,26	4,47	4,69	4,91	5,12
	T1	82,26	85,95	89,64	93,32	97,01
	T2	21,21	23,48	25,75	28,03	30,30
175/70 R13	FSd	1,75	1,85	1,95	2,05	2,15
	FSt	4,26	4,47	4,69	4,90	5,11
	T1	83,74	87,56	91,37	95,19	99,00
	T2	20,29	22,45	24,67	26,77	28,94
185/70 R13	FSd	1,75	1,86	1,96	2,06	2,16
	FSt	4,33	4,55	4,76	4,98	5,20
	T1	84,06	87,94	91,81	95,69	99,57
	T2	20,79	22,93	25,08	27,22	29,37
175/65 R14	FSd	1,76	1,86	1,97	2,07	2,17
	FSt	4,37	4,59	4,81	5,02	5,24
	T1	82,90	86,73	90,56	94,39	98,22
	T2	21,10	23,25	25,39	27,54	29,68
185/65 R14	FSd	1,77	1,87	1,97	2,08	2,18
	FSt	4,43	4,66	4,88	5,10	5,32
	T1	83,27	87,16	91,05	94,94	98,83
	T2	21,46	23,57	25,71	27,83	29,95

d.2 - Gráficos da variação de estabilidade (fig. 3.14)

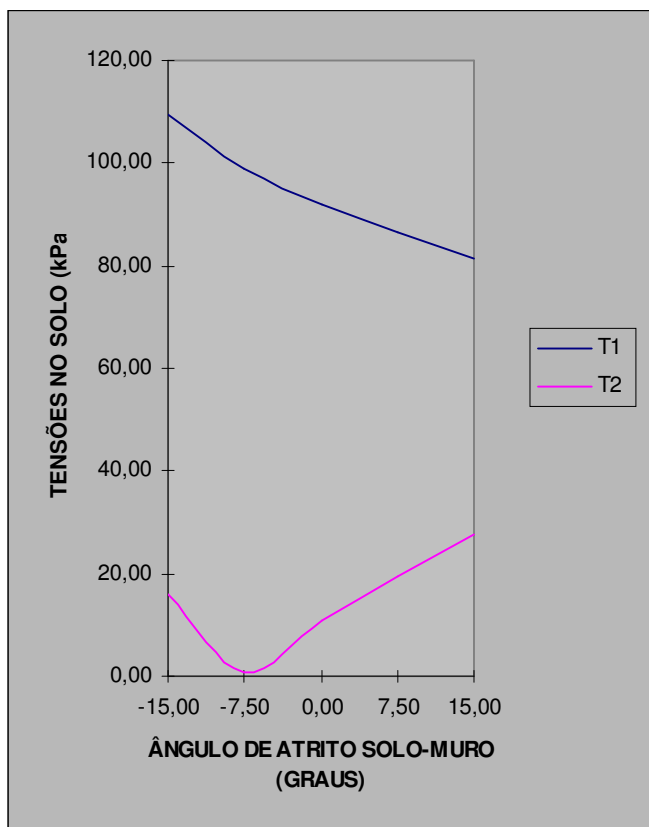
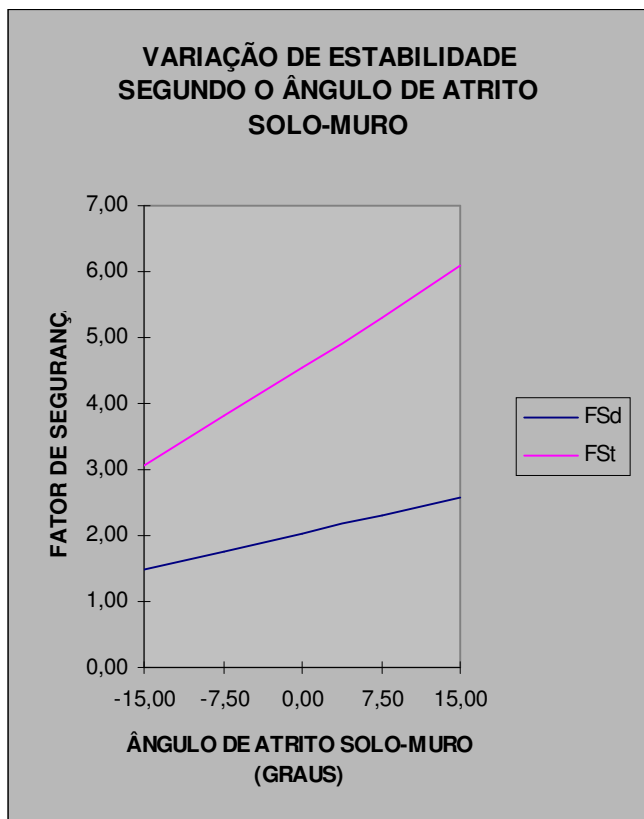


FIGURA 3.13- Gráfico da variação de estabilidade segundo o ângulo de atrito solo-muro

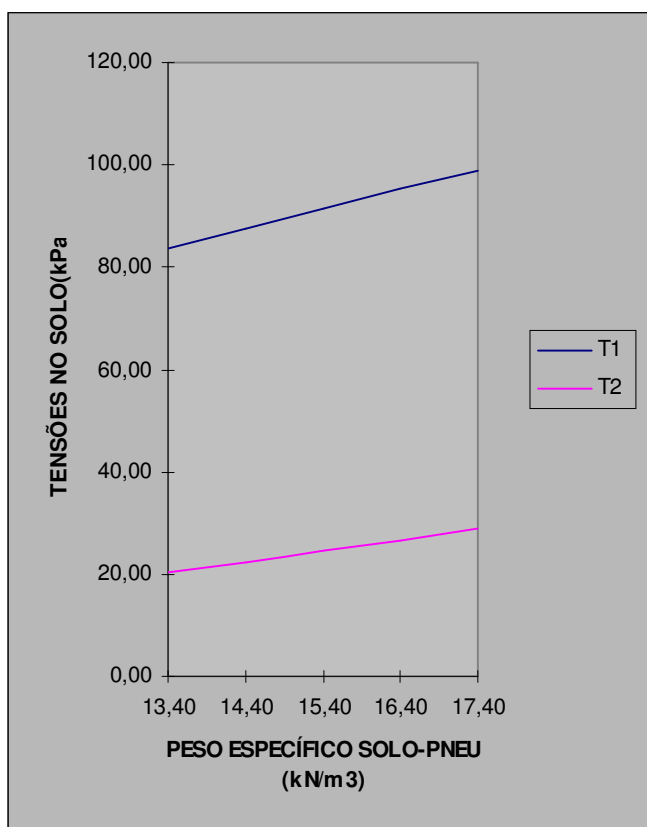
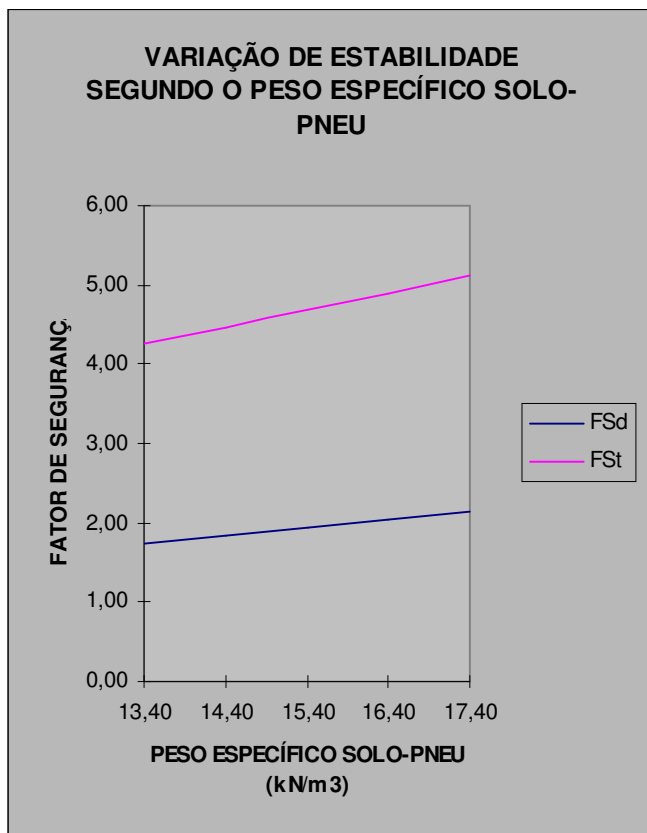


FIGURA 3.14 - Gráfico da variação de estabilidade segundo o peso específico solo – pneu

3.4 - ESTUDO DE CASO DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM PNEUS:

Será estudado nesta seção o muro de pneus citado por Sieira (1998). Os dados são apresentados em seu trabalho de dissertação.

Local: Rio de Janeiro - RJ

Extensão: 60.00 m

Altura do muro: 4.00 m

a) Dados do terreno:

- ângulo de atrito interno do solo (ϕ') : 30° (obtido pelo ensaio triaxial);
- coesão (c) : 0 (considerando a pior condição: chuva intensa);
- peso específico do solo (γ_s) : 17 kN/m³;

b) Dados do muro:

- peso específico solo-pneu (γ_{sp}): 15,4 kN/m³ (pneu preenchido com solo residual);
- pneu utilizado para o muro: 175/70 R13;
- sobrecarga (h_s): 2,00 m;
- será adotado, para efeito de cálculo, o valor de ângulo de atrito solo-muro (δ): 50%, 0 e -50% do ângulo de atrito interno do solo, (os dois últimos conforme sugestão de Garga e Shaughnessy, 2000). Sieira (1998) utilizou 75% do ângulo de atrito interno do solo)

c) Geometria do muro:

- inclinação do muro: 6° (1:10) em relação à vertical
- inclinação do talude : 0°

3.4.1 - Seção adotada:

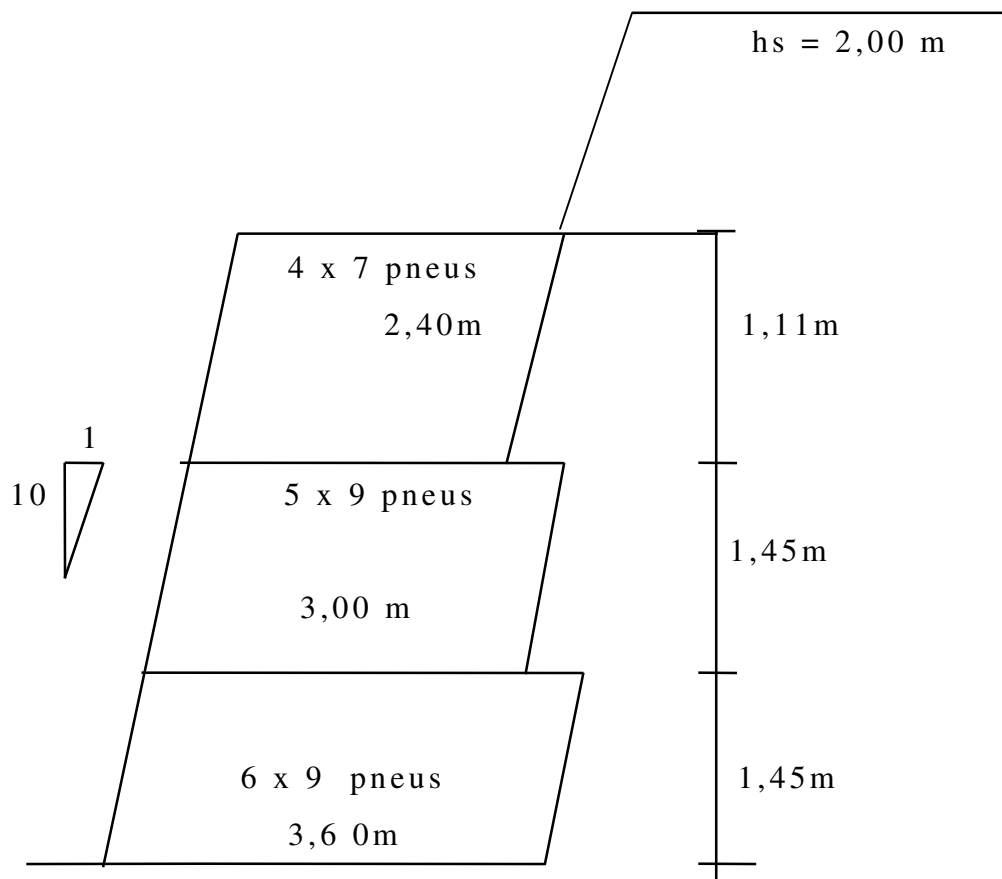


Figura 3.15 - Seção tipo para muro $H = 4,00$ m

3.4.2 - Verificação de estabilidade (para $\delta = 0,5 \phi$)

a) Cálculo das coordenadas do centro de gravidade:

Conforme equações (3.9) e (3.10): $X_g = 1,56\text{m}$ e $Y_g = 1,83\text{m}$

b) Cálculo do coeficiente de empuxo ativo:

Conforme equação (3.11) : $K_a = 0,38$

c) Cálculo do empuxo ativo:

Conforme equação (3.12): $E_a = 104,57$ kN/m

d) Cálculo do empuxo ativo horizontal:

Conforme equação (3.14): $E_h = 94,23$ kN/m

e) Cálculo do empuxo ativo vertical:

Conforme equação (3.15): $E_v = 45,35 \text{ kN/m}$

f) Cálculo do peso do muro:

Conforme equação (3.16): $W = 188,03 \text{ kN/m}$

g) Cálculo da distância de aplicação do empuxo no ponto de cálculo:

Conforme equação (3.17): $d = 1,29 \text{ m}$

h) Cálculo da distância de projeção do empuxo na base ao ponto:

Conforme equação (3.18): $s = 3,27 \text{ m}$

i) Cálculo da distância de projeção do centro de gravidade ao ponto:

Conforme equação (3.19): $s' = 1,75 \text{ m}$

j) Cálculo das condições de estabilidade:

j.1) Fator de segurança ao tombamento:

Conforme equação (3.20): $F_{St} = 1,55 > 1,5$

j.2) Fator de segurança ao deslocamento:

Conforme equação (3.21): $F_{Sd} = 3,92 > 1,5$

k) Cálculo das tensões na base:

Conforme equações (3.22) e (3.23): $\sigma_1 = 104,56 \text{ kPa}$

$$\sigma_2 = 29,86 \text{ kPa}$$

3.4.3 - Cálculo feito na planilha Excel:

QUADRO 3.24 - Verificação de estabilidade com $\delta = 0,50 \phi$

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO				
DADOS:	Xg =	0,82	m	
	Yg =	1,28	m	
	BASE =	2,07	m	
	FI base =	30,00		
	AREA =	4,59	m ²	
	BETA =	77,45		
	FI =	29,00		
	C =	0,00		
	DELTA =	29,00		
	EPSILON =	0,00		
	ALFA =	6,00		
	GAMA S =	18,00	kN/m ³	
	GAMA G =	15,40	kN/m ³	
	H =	2,98	m	
	hs =	1,00	m	
CÁLCULO:	Ka =	0,42		
	Ea =	56,25	kN/m	
	Eh =	42,09	kN/m	
	Ev =	37,31	kN/m	
	W =	70,74	kN/m	
	d =	0,98	m	
	s =	1,79	m	
	s' =	0,95	m	
VERIFICAÇÕES				
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	>	1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	>	1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa	
	T2 =	22,37	kPa	

QUADRO 3.25 - Verificação de estabilidade com $\delta = 0^\circ$

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO				
DADOS:	Xg =	0,82	m	
	Yg =	1,28	m	
	BASE =	2,07	m	
	FI base =	30,00		
	AREA =	4,59	m ²	
	BETA =	77,45		
	FI =	29,00		
	C =	0,00		
	DELTA =	29,00		
	EPSILON =	0,00		
	ALFA =	6,00		
	GAMA S =	18,00	kN/m ³	
	GAMA G =	15,40	kN/m ³	
	H =	2,98	m	
	hs =	1,00	m	
CÁLCULO:	Ka =	0,42		
	Ea =	56,25	kN/m	
	Eh =	42,09	kN/m	
	Ev =	37,31	kN/m	
	W =	70,74	kN/m	
	d =	0,98	m	
	s =	1,79	m	
	s' =	0,95	m	
VERIFICAÇÕES				
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	>	1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	>	1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa	
	T2 =	22,37	kPa	

QUADRO 3.26 - Verificação de estabilidade com $\delta = - 0,50 \phi$

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	0,82	m
	Yg =	1,28	m
	BASE =	2,07	m
	FI base =	30,00	
	AREA =	4,59	m ²
	BETA =	77,45	
	FI =	29,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	29,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMA S =	18,00	kN/m ³
	GAMA G =	15,40	kN/m ³
	H =	2,98	m
	hs =	1,00	m
CÁLCULO:	Ka =	0,42	
	Ea =	56,25	kN/m
	Eh =	42,09	kN/m
	Ev =	37,31	kN/m
	W =	70,74	kN/m
	d =	0,98	m
	s =	1,79	m
	s' =	0,95	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	n1 =	1,81	> 1,5
Quanto ao tombamento:	n2 =	3,27	> 1,5
Quanto às tensões:	T1 =	85,71	kPa
	T2 =	22,37	kPa

Os valores obtidos com $\delta=50\%$ do ângulo de atrito interno do solo, mostraram-se mais reais e compatíveis com os resultados obtidos nos trabalhos de Sieira (1998), utilizando pneus inteiros. Valores com $\delta=0$ e $\delta=-0,50\phi$, indicariam que o muro teria problemas de deslocamento, o que na prática, não ocorreu. É possível supor que os valores de 0 e -50% são um pouco pessimistas neste caso.

3.4.4 - Verificação de estabilidade interna:

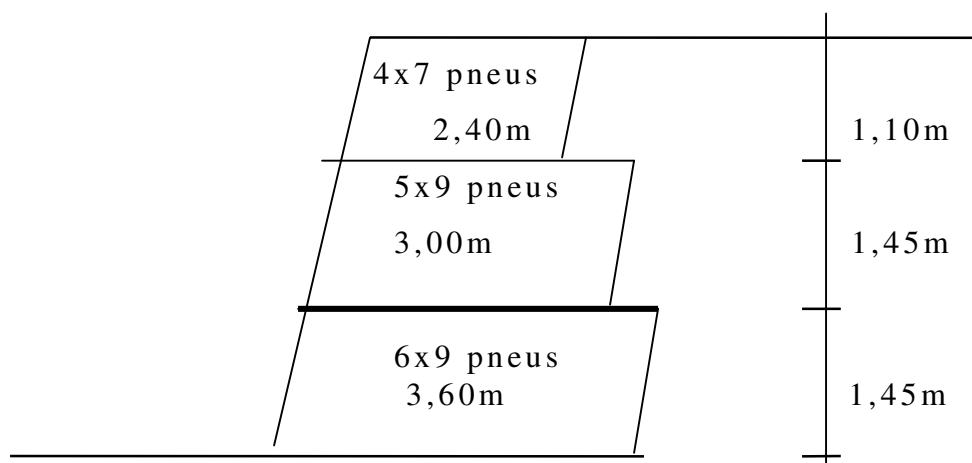


FIGURA 3.16 - Verificação de estabilidade interna

Recalculando na seção escolhida com $\delta = 50\% \phi$, obtemos:

QUADRO 3.27 - Verificação na seção intermediária

Verificação de seção intermediária			
T _{max} =	55,52	kPa	OK!
T _{adm} =	150,00	kPa	
C _{max} =	11,13	kPa	OK!
C _{adm} =	21,89	kPa	

Fazendo a verificação da estabilidade interna :

a) Cálculo da tensão máxima na seção:

Conforme equação (3.31), $\sigma_{\max} = 55,56$ kPa

b) Comparação com a tensão máxima admissível:

Será adotado a tensão $\sigma_{\text{adm}} = 150,00$ kPa.

Segundo a equação(33) o recalque produzido pela tensão de 55,56 kPa, seria de 0,5 mm, caso fosse utilizado um tipo de solo de mesmas características do ensaio de Garga e Shaughnessy (2000); portanto inferior aos 25 mm citados pelos autores.

c) Comparação de tensões:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

d) Cálculo da tensão cisalhante na seção:

$$\text{Conforme equação (3.32): } \tau = 11,13 \text{ kPa}$$

e) Cálculo da tensão cisalhante admissível:

$$\text{Conforme equação (3.33): } \tau_{\text{adm}} = 21,89 \text{ kPa}$$

f) Comparação de tensões:

$$\tau < \tau_{\text{adm}}$$

O cálculo da tensão cisalhante admissível utiliza um coeficiente de atrito obtido por meio de ensaios de arrancamento obtidos por Garga e Shaughnessy (2000) e Sieira (1998). O valor considerado é o menor obtido e na pior condição, cujo valor é igual a 0,50.

Portanto a seção adotada atende aos requisitos de estabilidade, para o valor de $\delta = 0,5\phi$ positivo adotado na análise. Para os valores de $\delta = 0$ e $\delta = -0,5\phi$, a seção adotada não atende todos os requisitos de estabilidade, principalmente para δ negativo. Para o caso estudado (muro de Sieira, 1998), os valores de ângulo de atrito do solo-muro menores ou iguais a zero não correspondem aos resultados obtidos e analisados; o que sugere que a hipótese é um pouco pessimista, nas condições particulares desse muro.

3.4.5 - Cálculo das quantidades de material :

a) Pneus:

Conforme indicado nas seções anteriores, tem-se que a quantidade por metro linear é: 127 pneus.

Ocorre que a quantidade obtida por metro linear é proporcional ao seu diâmetro, ou seja, a quantidade real por metro linear é $1 / 0,5752$ ou ainda, tem-se um coeficiente que corrige a quantidade por metro linear: 1,74. Portanto a quantidade por metro linear é: 221 pneus. Para uma extensão de 60 metros, a quantidade é: 13.260 pneus.

b) Arame de amarração:

Para efetuar a amarração entre os pneus, pode-se adotar 2 pontos de apoio. Um terceiro ponto será dado pelo pneu ao lado, conforme figura abaixo:

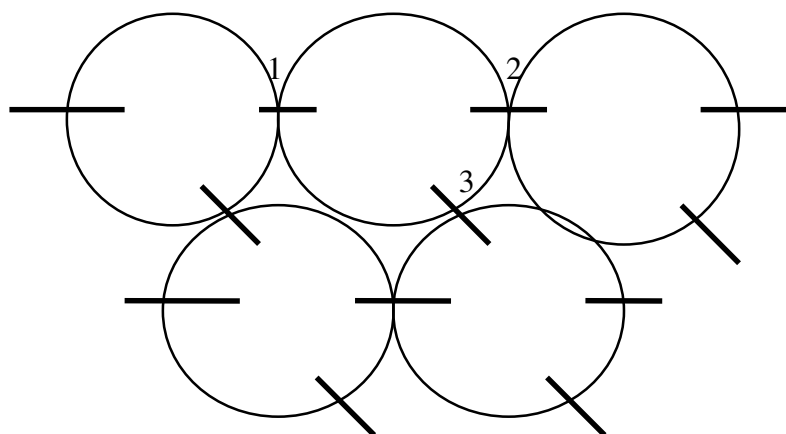


FIGURA 3.17 - Forma de amarração dos pneus

Com as dimensões do pneu, verifica-se que o gasto é de aproximadamente: 4 metros por pneu (2 voltas), ou seja, para 13.260 pneus, a quantidade é 53.040 metros de arame de amarração.

3.5 - RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E CONSTRUÇÃO:

As recomendações de projeto e construção dadas a seguir obedecem um caráter mais conservador que outras soluções para estruturas de contenção, devido à pouca experiência acumulada com muro de pneus.

A tensão vertical admissível deve levar em conta a compressibilidade do muro de pneus, que é função da técnica executiva. Técnicas executivas aprimoradas, que minimizem a compressibilidade do muro, permitiriam a adoção de σ_{adm} mais altos (talvez o uso de pedras de mão para encher o pneu).

Até o momento, há pouca experiência acumulada com muros de pneus que possibilite a adoção de valores de σ_{adm} e τ_{adm} sem ambigüidade. Recomenda-se adotar posturas conservadoras com relação a esta escolha.

3.5.1 - Projeto:

a) As tensões máximas de cisalhamento e normal no interior do muro são calculadas levando em conta o atrito entre as camadas de pneus. O valor da tensão de cisalhamento atuante é obtido com a razão entre a somatória das forças horizontais e a área da base da seção de cálculo. Obtido o resultado, este é comparado com a tensão admissível de cálculo. Se a tensão for menor que a tensão admissível, então a seção atende critérios de tensão de cisalhamento. O valor da tensão normal da seção intermediária é obtida da mesma forma que a integral, e é comparada com a tensão admissível do solo. Com enchimento de pedras provavelmente seriam obtidos σ_{adm} e τ_{adm} elevados e adequados para muitas aplicações.

b) A largura mínima da crista é de 2 pneus e o valor vai depender do tipo de pneu que se está utilizando. No estudo em questão foram utilizados diversos tipos e a largura portanto deve variar de 1,05m (pneu 165/70 R13) a 1,18m (pneu 195/65 R15).

c) A base do muro de pneus deve obedecer à seguinte inequação: $B \geq H/2 + 0,50m$. Para um muro de 4 metros de altura, a base deve ser de no mínimo 2,50 m.

d) A sobrecarga mínima a ser considerada no projeto deve ser de 0,10m; que é uma cobertura do topo do muro com o mesmo material do aterro, para que os pneus da crista não fiquem expostos. Notar que normas técnicas (Clayton et al, 1993) exigem sobrecargas acidentais entre 10 kPa e 20 kPa.

e) O intervalo de valores recomendados para o ângulo de atrito solo-muro deve variar de 50% a 75% do ângulo de atrito interno do solo. Para obras de alto risco, deve-se adotar o valor de 50% do ângulo de atrito interno, para obras de menor risco, pode-se adotar 75% do ângulo de atrito interno. Nas seções intermediárias, por uma questão de segurança, adota-se o valor de 50%. Isto pressupõe grande cuidado na execução do muro de pneus, para garantir o preenchimento completo dos pneus com solo. Desta forma, o muro de pneus apresentará compressibilidade relativamente baixa em comparação no reaterro compactado, possibilitando a adoção de δ positivo. Caso o controle de execução não seja rigoroso ou técnicas construtivas de qualidade discutível sejam adotadas, como o caso de pneus inteiros ou de reaterro argiloso, o muro de pneus tenderá a apresentar compressibilidade mais elevada. Nesta situação, valores mais conservadores de δ são recomendados, sugerindo-se a consulta a Garga e Shaughnessy (2000).

3.5.2 - Construção:

a) A colocação de um elemento de drenagem junto ao tardo do muro deve impedir a fuga de finos, devido a infiltração de água, passando entre os pneus. Deve ser colocado também na crista do muro, onde existe uma camada de aterro, que serve de cobertura e proteção dos pneus. Esse elemento pode ser qualquer um que atenda esse fim, como por exemplo, geossintéticos compostos drenantes.

b) A profundidade mínima da fundação depende muito do tipo de solo em que está apoiado o muro. Em situações de alto risco, deve-se efetuar um estudo geotécnico desse solo, mas em situações de menor

risco, valores entre 0,30 a 0,50m devem atender às condições da obra.

c) A técnica de construção de muros de pneus podem ser assim resumida:

- nivelar a base de fundação do muro;
- colocar os pneus, amarrando-os, e cobrindo com solo do próprio local, caso este não seja argiloso;
- compactar este solo com equipamento de compactação manual, nas condições ótimas de compactação (ex: ensaio Proctor Normal);
- alternadamente, encher os pneus com pedras de mão dispostos em um arranjo compacto;
- passar para a camada seguinte dando um espaçamento no primeiro pneu, de forma a obter no paramento, o ângulo de cálculo, ou seja, 6° , ou ainda, obter a relação 1:10 (V:H).
- levantar o muro, juntamente com a colocação do geotextil e reaterro compactado;
- repetir os procedimentos até a crista do muro;
- colocar uma camada de solo para cobertura do muro, juntamente com o geotextil.

d) O tipo de amarração recomendado deve ser aquele que prende o pneu em duas camadas consecutivas e ao lado, em pelo menos 3 pontos de cada procedimento (intertravamento). Segundo Sieira (1998), a opção entre corda e arame, deve levar em conta o custo do material e a facilidade de execução, pois não existe diferença marcante na deformabilidade do muro. Observou-se que a amarração com arame produz deslocamentos horizontais 18% inferiores ao da corda para o mesmo tipo de seção e não houve na construção do muro, o rasgo dos pneus pela sua utilização. Quanto ao custo, a corda é economicamente mais viável, mas em termos de execução o arame é bem mais rápido. Para a amarração com arame recomenda-se utilizar arame do tipo revestido com PVC e diâmetro interno 2,20mm. Na utilização com corda, utilizar a do tipo polipropileno, que é mais durável e resistente.

4 CÁLCULO DE APOIO DE PONTE EM PNEUS

4.1 CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO:

Será considerado que os cálculos dos apoios e do tabuleiro são desenvolvidos separadamente, visto que o tabuleiro é simplesmente apoiado.

4.2 SOLICITAÇÕES NO APOIO:

O apoio deve ser dimensionado inicialmente a esforços provenientes de uma força de compressão vertical, decorrente de carga permanente (peso da ponte) e carga móvel (veículo), além do empuxo do terreno do encontro.

Outro dimensionamento deve ser feito para o caso de veículo no aterro, sendo que a carga móvel (veículo) neste caso atuará sobre o terreno, considerando um acréscimo no empuxo.

Será apresentado o roteiro de cálculo para a ponte classe 24, com tráfego duplo, que é utilizada na prática em estradas vicinais. Considerações análogas podem ser feitas se as pontes forem de classes 12 e 36, mudando-se apenas o trem tipo para cargas móveis e permanentes.

4.2.1 Solicitações no apoio para veículo na ponte:

A situação crítica para obtenção do máximo esforço sobre o apoio é quando o veículo está na ponte com as rodas tangenciando o passeio e coincidindo com a extremidade do tabuleiro.

Essa situação fornece a máxima tensão transmitida pelo apoio ao solo de fundação. Este deve resistir a fim de evitar recalques excessivos que possam comprometer a estabilidade do sistema.

O processo de cálculo baseia-se nos fundamentos do item 24 da norma NBR 7187 da ABNT (1987).

a) Cálculo das reações de apoio devidas às cargas móveis: RQ

a.1) Distribuição dos esforços:

Os esforços nesse caso estão indicados na figura 4.1.

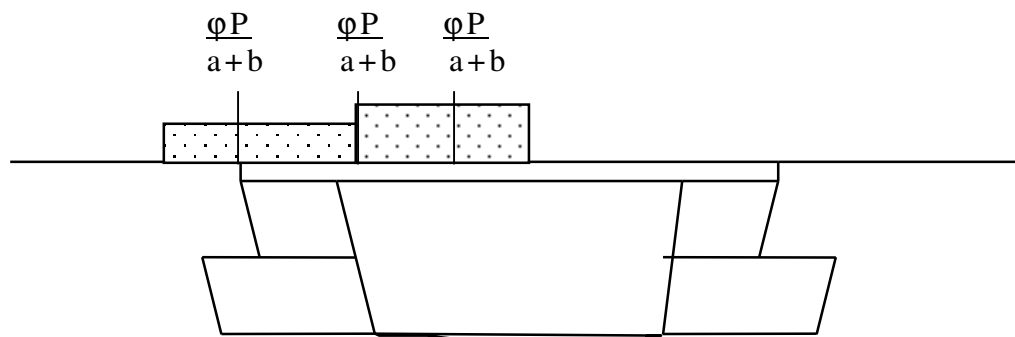


FIGURA 4.1 - Veículo na ponte na situação crítica

As distâncias entre os eixos e demais detalhes podem ser obtidos na quadro 4.1 e na figura 4.2, a seguir.

As cargas devido ao veículo podem ser obtidas através das considerações da norma sobre cargas móveis em pontes rodoviárias da ABNT (1987) e são mostradas no quadro 4.2.

QUADRO 4.1 - Distâncias e detalhes conforme o tipo de veículo

	un.	TIPO 36	TIPO 24	TIPO 12
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermed.	t	6	4	-
Largura de contato de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	1,50
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

QUADRO 4.2 - Cargas uniformemente distribuídas

CLASSE DA PONTE	CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		Classe da rodovia
	P1 (frente e atrás) [t/m ²]	P2(restante)[t/m ²]	
36	0,5	0,3	I
24	0,4	0,3	II
12	0,3	0,3	III

Adota-se como L_y , o comprimento da ponte e L_x , a largura total (tabuleiro + passeio). Deve-se considerar as rodas do veículo encostado no passeio e o eixo traseiro na extremidade da ponte. Com isso

obtemos a distribuição de cargas relativas ao trem tipo, conforme a figura 4.2.

4.2.2 - Dimensionamento de apoio de ponte

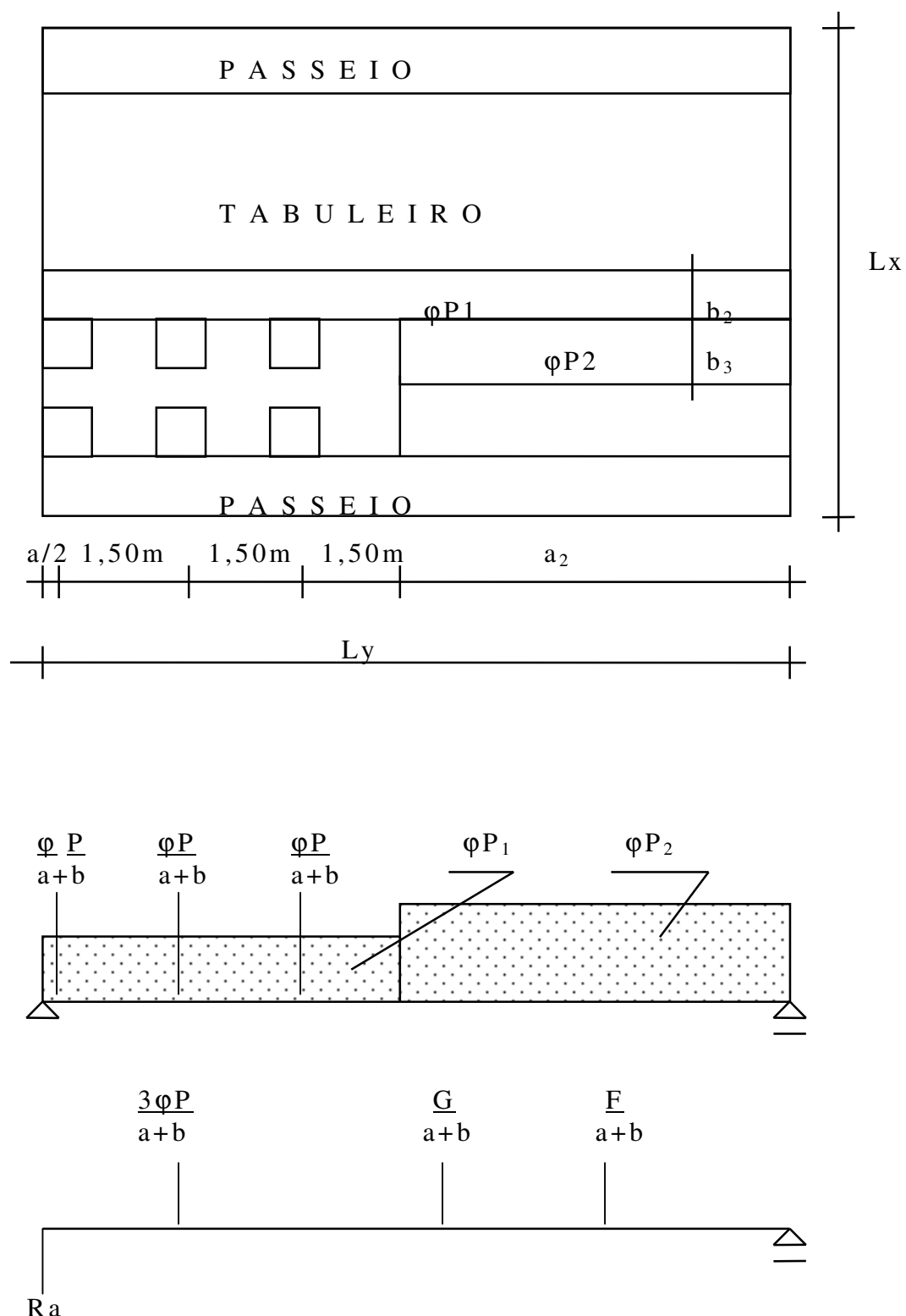


FIGURA 4.2 - Distribuição de cargas relativas ao trem tipo

a.2) Cálculo dos retângulos de cargas de rodas:

As dimensões teóricas a e b dos retângulos são obtidas em função das dimensões a_1 e b_1 , largura e comprimento, respectivamente, de contato real das rodas com a laje (quadro 30) numa projeção de 45° sobre a espessura do pavimento, quando houver, (e_m) e o eixo da altura colaborante da laje. Dessa forma, obtém-se:

$$a = a_1 + 2 e_m + hf \quad (4.1)$$

$$b = b_1 + 2 e_m + hf \quad (4.2)$$

onde:

a_1 = largura de contato de cada roda

b_1 = comprimento de contato de cada roda

hf = altura colaborante da laje da ponte

e_m = espessura média do asfalto

a.3) Cálculo do coeficiente de impacto vertical: ϕ

A norma brasileira NBR 7187 simplificou a consideração de impacto vertical, sendo que este varia apenas em função do vão da ponte (ABNT, 1987), ou seja:

$$\phi = 1,4 - 0,007 L_y \geq 1 \quad (4.3)$$

onde:

L_y = comprimento da ponte

a.4) Considerações da faixa de distribuição dos esforços:

Pode-se admitir que a força cortante seja a que verifica na viga simplesmente apoiada de largura $a+b$, com o eixo coincidente com o centro do retângulo de carga e de vão L_y . Nessa faixa de largura $a+b$, tem-se carga distribuída à frente do veículo e no restante da faixa

a.5) Cálculo da carga distribuída à frente do veículo:

Essa carga se distribui ao longo de uma faixa de largura b_3 , sendo que b_3 é obtido por:

$$b_3 = \frac{a + b}{2} + 0,5 \quad (4.4)$$

o comprimento da faixa é dado pela fórmula:

$$a_2 = Ly - (4,5 + a/2) \quad (4.5)$$

A carga distribuída é transformada em carga concentrada ao longo da faixa $a+b$ e aplicada na metade da distância a_2 . Essa carga concentrada vale:

$$f = \frac{F}{a+b} = \varphi P_1 \frac{(b_3 \cdot b_2)}{a+b} \quad (4.6)$$

onde:

P_1 = carga uniformemente distribuída à frente do veículo

a.6) Cálculo da carga distribuída no restante da pista:

Essa carga se distribui ao longo de uma faixa de largura b_2 , sendo que b_2 é obtido por:

$$b_2 = (a + b) - b_3 \quad (4.7)$$

O comprimento da faixa equivale ao vão Ly da ponte

A carga distribuída é transformada em carga concentrada ao longo da faixa $a+b$ e aplicada na metade da distância Ly . Essa carga concentrada vale:

$$g = \underline{G} = \varphi \underline{P_2} (Ly \cdot b_2) \quad (4.8)$$

$$a+b \quad a + b$$

onde

P_2 = carga uniformemente distribuída no restante da pista, dado pela tabela 2

a.7) Carga devida ao peso concentrado nas rodas:

Cada roda afastada por seu eixo de 1,5 m aplica uma carga sobre o tabuleiro de φP ao longo da faixa de largura $a+b$. Obtém-se uma única carga concentrada resultante de valor:

$$\frac{3 \varphi P}{a+b}$$

a.8) Reação de apoio: RQ

Com todas as cargas aplicadas na laje, verifica-se o esforço cortante no ponto B que forma a reação de apoio no ponto A, que é a RQ devido às cargas móveis procuradas. A reação RQ vale:

$$RQ = \frac{3 \varphi P (3 + a_2) + \varphi P_2 (Ly \cdot b_2) (Ly/2) + \varphi P_1 (b_3 \cdot b_2) (a_2/2)}{Ly (a + b)} \quad (4.9)$$

$$Ly (a + b)$$

b) Cálculo das reações de apoio devida às cargas permanentes:

As cargas permanentes são devidas simplesmente ao peso próprio da superestrutura; ou seja: laje da ponte, vigas de apoio, guarda corpo, passeios e outros elementos, quando houver. A soma de todos esses pesos se distribui na metade para cada apoio. Dessa forma, obtém-se RG:

$$RG = \frac{Pt}{2} \quad (4.10)$$

onde:

P_t = peso total do superestrutura

c) Cálculo das reações de apoio devidas às cargas totais: R_T

As reações nos apoios devidas às cargas totais fornecem a força vertical que é transmitida a uma viga de concreto sobre os muros de apoio em pneus. A carga total R_T é:

$$R_T = R_Q + R_G \quad (4.11)$$

Essa carga deve ser incorporada ao cálculo do muro de contenção de pneus, como carga adicional ao peso do muro.

4.2.3 - Solicitações no apoio para o veículo no aterro:

Os esforços estão indicados na figura 4.3.

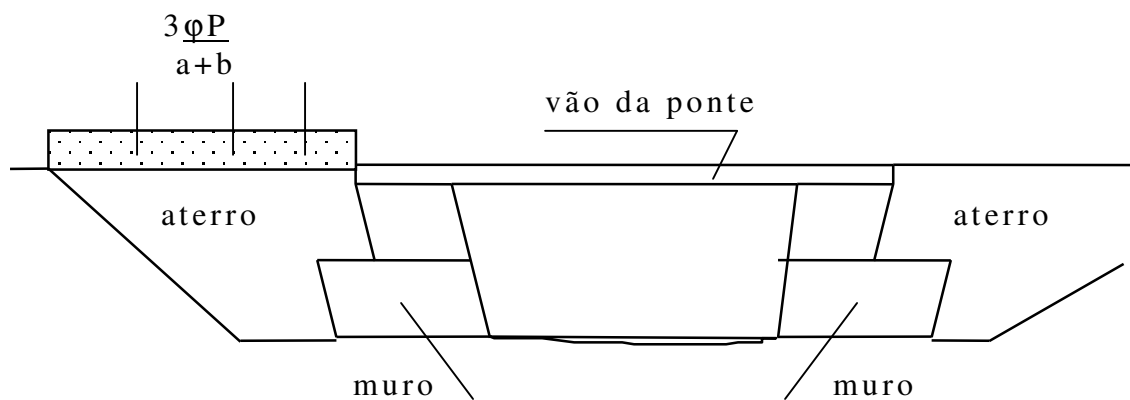


FIGURA 4.3 - Veículo no aterro

a) Cálculo devido às cargas móveis: R_Q

As cargas móveis sobre o terreno junto ao apoio acarretam um acréscimo no empuxo ativo. Esse valor é obtido pela fórmula 48 abaixo. Esta fornece E_q que deve ser somado com o empuxo devido ao

terreno, fornecendo o empuxo total ativo para esse caso. Essa consideração é proposta por Pfeil (1983).

$$E_q = K_a \cdot q \cdot H \quad (4.12)$$

onde:

K_a = coeficiente do empuxo ativo

$q = P_1 \cdot \text{largura do veículo tipo} + P_2 \cdot \text{restante da largura da ponte}$

q = carga devida ao veículo

H = altura do apoio da ponte

P_1 = carga uniformemente distribuída á frente do veículo

P_2 = carga uniformemente distribuída no restante da pista

No dimensionamento, considera-se então como empuxo:

$$E_T = E_a + E_q \quad (4.13)$$

b) Cálculo das reações de apoio devidas às cargas permanentes: RG

O cálculo é feito de forma semelhante ao caso anterior, com o veículo na ponte, considerando os elementos da superestrutura, ou seja

$$R_G = \frac{P_t}{2L_x} \quad (4.14)$$

c) Cálculo das reações de apoio:

Será considerado o empuxo total E_T no cálculo mais a carga vertical concentrada no apoio RG, devido ao peso da ponte

4.3 - ESTUDO DE CASO DE UMA PONTE APOIADA EM ESTRUTURA FLEXÍVEL

Será estudado um muro de pneus cuja estrutura original era em gabião. Os dados foram obtidos junto à empresa Proenge Engenharia de Projetos S/C Ltda com sede na cidade de São Paulo - SP.

Local: Vinhedo - SP

Extensão: 12.00m (cada apoio)

Altura do muro: 3,00 m

a) Dados do terreno:

- ângulo de atrito interno do solo (ϕ): 32°
- peso específico do solo: $17,0 \text{ kN/m}^3$;
- coesão: 0 (adotada na situação crítica);

b) Dados do muro:

- peso específico do solo-pneu: $15,4 \text{ kN/m}^3$
- pneu utilizado: 185/70 R13;

c) Dados da geometria do muro:

- inclinação do muro: 6° em relação à vertical;
- inclinação do retroaterro: 0° .

Visto que a carga a ser aplicada nos apoios é muito alta, será adotada uma seção que centralize os pneus e distribua os esforços.

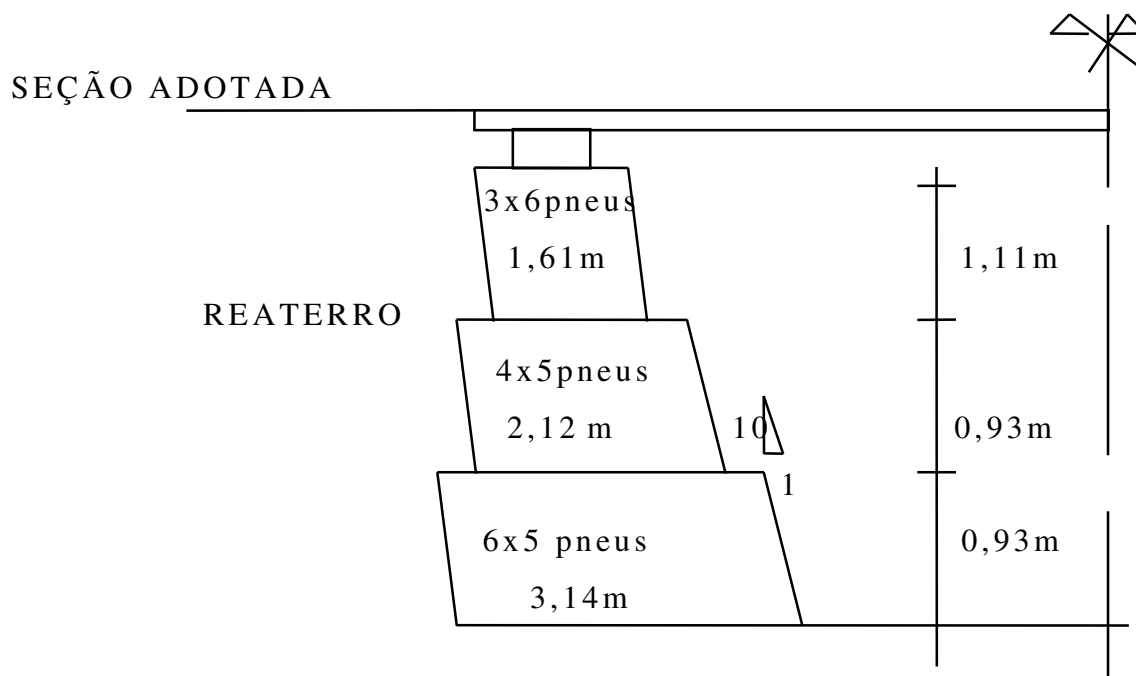


FIGURA 4.4 - Apoio de ponte com $H = 3,00 \text{ m}$

4.3.1 - Dimensionamento dos apoios com o veículo na ponte:

a) Planta geral da ponte:

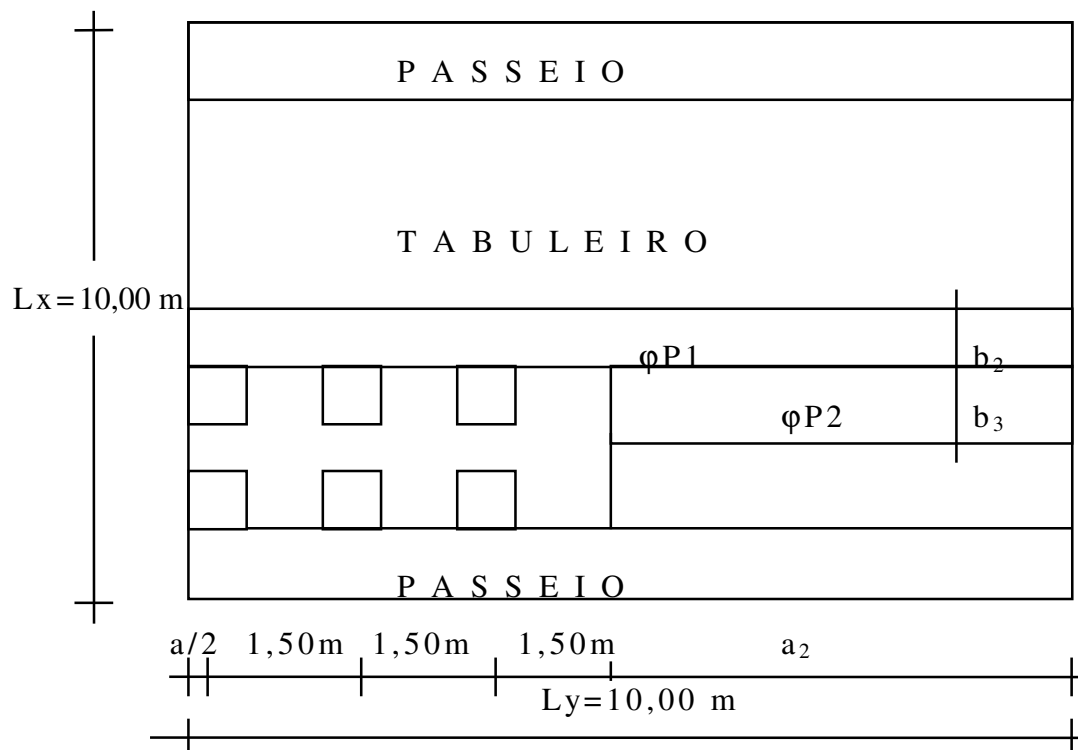


FIGURA 4.5 - Distribuição da carga na ponte

b) Cálculo das dimensões de carregamento:

Utilizando os valores de P , a , b do quadro 31 e 32, obtém-se:

$$P = 6t ; \quad a_1 = 0,45\text{m} ; \quad b_1 = 0,20\text{ m}$$

b.1) Dimensionamento da largura da roda (a):

De acordo com a equação (4.1): $a = 1,35\text{ m}$

b.2) Dimensionamento do comprimento da roda (b):

De acordo com a equação (4.2): $b = 1,35\text{ m}$

b.3) Dimensionamento do coeficiente de impacto vertical (φ):

De acordo com a equação (4.3): $\varphi = 1,33$

b.4) Dimensionamento da largura da faixa à frente do veículo (b_3):

De acordo com a equação (4.4) $b_3 = 1,85$ m

b.5) Dimensionamento do comprimento da faixa à frente do veículo (a_2):

De acordo com a equação (4.5): $a_2 = 4,83$ m

b.6) Dimensionamento da largura da faixa lateral ao veículo (b_2):

De acordo com a equação (4.7): $b_2 = 0,85$ m.

c) Cálculo da reação de apoio, devida às cargas móveis (RQ):

De acordo com a equação (4.9): $RQ = 80,97$ kN/m

d) Utilizando a planilha eletrônica Excel, tem-se:

QUADRO 4.3 - Reação de apoio devida às cargas móveis:

1-Devido às cargas móveis:		
Fi=	1,33	
P =	6,00	t
P1=	0,50	t/m ²
P2=	0,30	t/m ²
a2=	4,83	m
a1=	0,45	m
a=	1,35	m
b3=	1,85	m
b2=	0,85	m
b1=	0,45	m
b =	1,35	m
Ly =	10,00	m
Lx =	10,00	m
RQ =	80,97	kN/m

e) Cálculo da reação de apoio, devida às cargas permanentes:

e.1) Peso do tabuleiro: $10 \times 10 \times 0,18 \times 2,5 = 45$ t

e.2) Peso das vigas metálicas: 4 toneladas (COSIPA-SP).

e.3) Peso total: 49 t

e.4) Reação do apoio:

$$\frac{49}{2} \cdot \frac{1}{10} = 2,45 \text{ t/m} \Rightarrow \text{RG} = 24,5 \text{ kN/m}$$

f) Reação do apoio

f.1) Devida às cargas móveis (RQ): 80,97 kN/m

f.2) Devida às cargas permanentes (RG): 24,50 kN/m

f.3) Reação total (RT): 105,47 kN/m

g) Cálculo de estabilidade do muro de apoio:

Utilizando o roteiro de cálculo de muro, os resultados são:

Quadro 4.4 – Verificação de estabilidade com veículo na ponte

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	1,57	m
	Yg =	1,26	m
	BASE =	3,14	m
	FI base =	32,00	
	AREA =	6,68	m ²
	BETA =	68,74	
	FI =	32,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	16,00	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMA S =	17,00	kN/m ³
	GAMA G =	15,40	kN/m ³
	H =	2,97	m
	hs =	0,00	m
CALCULO:	Ka =	0,47	
	Ea =	35,03	kN/m
	Eh =	27,88	kN/m
	Ev =	21,21	kN/m
	W =	208,32	kN/m
	d =	0,66	m
	s =	2,74	m
	s' :	1,69	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	FSd =	9,88	> 1,5 OK!
Quanto ao tombamento:	FSt =	26,86	> 1,5 OK!
Quanto às tensões:	T1 =	138,43	kPa OK!
	T2 =	76,00	kPa OK!
	T adm=	150,00	kPa

h) Observações sobre os resultados:

- Quanto aos fatores de segurança de deslocamento e tombamento, não há qualquer problema, pois a carga vertical RT aumenta a estabilidade do muro;
- Quanto às tensões na base, estas estão dentro de limites aceitáveis, pela posição centralizada dos pneus, que distribui melhor os esforços na base do muro.

4.3.2 - Dimensionamento dos apoios com o veículo no aterro

a) Determinação do empuxo adicional no aterro (E_q):

De acordo com a equação (48), $E_q=4,52$ kN/m

b) Reação do apoio

- Devida às cargas móveis (RQ): 0 kN/m (o veículo não está na ponte)
- Devida às cargas permanentes (RG): 24,50 kN/m
- Reação total (RT): 24,50 kN/m

c) Verificação de estabilidade:

QUADRO 4.5 - Verificação de estabilidade

CÁLCULO DE MURO DE CONTENÇÃO			
DADOS:	Xg =	1,57	m
	Yg =	1,15	m
	BASE =	3,14	m
	FI base =	32,00	
	AREA =	6,11	m ²
	BETA =	61,52	
	FI =	32,00	
	C =	0,00	
	DELTA =	28,80	
	EPSILON =	0,00	
	ALFA =	6,00	
	GAMA S =	17,00	kN/m ³
	GAMA G =	15,40	kN/m ³
	H =	2,97	m
	hs =	0,00	m
CALCULO:	Ka =	0,60	
	Ea =	51,78	kN/m
	Eh =	27,99	kN/m
	Ev =	43,57	kN/m
	W =	118,64	kN/m
	d =	0,66	m
	s =	2,59	m
	s' :	1,68	m
VERIFICAÇÕES			
Quanto ao deslocamento:	FSd =	5,18	> 1,5 OK!
Quanto ao tombamento:	FSt =	17,58	> 1,5 OK!
Quanto às tensões:	T1 =	53,51	kPa OK!
	T2 =	66,70	kPa OK!

d) Observações:

A situação do veículo no aterro obteve valores menores de coeficientes de segurança ao tombamento e deslocamento, mas ainda dentro dos limites aceitáveis. Isso se deve à carga permanente da ponte.

As tensões no solo são menores; pois o veículo, responsável pela carga vertical não está atuando na ponte, portanto não transmite os esforços para os apoios.

4.3.3 - Verificação da estabilidade interna:

Recalculando na seção de altura 2,00 m, na planilha Excel, para a situação mais crítica, que é o veículo na ponte, obtém-se:

Quadro 4.6 - Verificação na seção intermediária

Verificação de seção intermediária			
T _{max} =	145,52	kPa	
T _{adm} =	150,00	kPa	
C _{max} =	0,00	kPa	
C _{adm} =	64,60	kPa	

Portanto, a seção adotada, atende os requisitos de estabilidade, para os valores adotados como hipótese de cálculo.

4.3.4- Levantamento da quantidade de materiais envolvidos:

a) - Pneus:

O muro de pneus com 3.00 m de altura da seção escolhida precisa de 105 pneus por metro linear. Como o muro tem 12 m em cada lado, logo a quantidade total é 1260 pneus.

b) - Pedras:

Utilizando pedras no enchimento dos pneus, teremos uma quantidade aproximada de 7 m³ por metro linear. Com o muro tendo 12 m de cada lado, a quantidade total aproximada de pedras é 168 m³. A pedra utilizada é a pedra de mão.

c) - Concreto:

A quantidade aproximada de uso de concreto é de 30 m³.

d) - Formas:

A quantidade aproximada de uso de formas é de 135 m².

f) - Perfis Metálicos:

A quantidade é 4 toneladas; informação fornecida pelo fabricante.

5 CUSTO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção analisadas a seguir têm a característica de ser muros de gravidade. Servirão como parâmetro de comparação ao muro de pneus, que é o objetivo do estudo. A exceção é o muro de concreto armado, que é a estrutura de contenção mais utilizada em obras de engenharia civil.

Na análise de custo, os muros de contenção considerados são correspondentes a condicionantes geotécnicas simples, isto é:

- fundação em material competente;
- ausência de aterros não consolidados, de solos moles, de colúvios, de regimes de fluxo de água subterrânea complicados ou de massas de solo / rocha rompidas com mobilização de resistência ao cisalhamento residual, os quais podem influenciar significativamente na escolha da solução.

Na análise de custos a seguir, não foram considerados custos de outros serviços relacionados a estruturas de contenção, como:

- reaterro atrás do muro;
- obras de drenagem superficial e profunda;
- investigação geotécnica;
- projeto;
- revestimento do reaterro;

uma vez que tais custos são difíceis de generalizar, sem um estudo caso a caso.

Os custos unitários foram obtidos na listagem das planilhas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul, (DAER, 2000). O custo do pneu foi obtido de sucateiros que compram o material para revenda.

Os muros de 1,00 metro de altura raramente são calculados, ou mesmo construídos, na modalidade “concreto armado”. Aqui foram considerados somente com finalidade de comparação.

A drenagem das estruturas de contenção, assim como os volumes de corte / aterro, foram desconsiderados no custo comparativo, pois são comuns a todas as soluções e não há como generalizar esses procedimentos.

Os muros terão altura máxima de 5,00 m. Acima desse valor, geralmente a solução para muros de gravidade é economicamente inviável.

5.1 SOLUÇÃO COM MURO DE PNEUS

O custo depende basicamente da quantidade de pneus, que são pneus usados. Geralmente encontrados em sucateiros, ou em depósitos de lixo, esses pneus podem ser adquiridos por baixo preço.

Para melhor visualizar o custo do muro de pneus, a análise considera a sua variação com a altura. Além dos pneus, tem-se o arame revestido de PVC, que é a solução adotada para amarração; uma máquina de terraplenagem, um trator e mão de obra, segundo a necessidade. Considera-se também o custo da pedra de mão para enchimento.

Sabe-se, de antemão, que não é possível escolher o tipo de pneu, o qual está estocado no lixo ou no sucateiro. Portanto, optou-se por adotar, como hipótese de trabalho, o tipo de pneu mais vendido no mercado. Segundo informações nos revendedores de pneus é o modelo 175/70 R13.

O comprimento de arame de amarração necessário para amarrar um pneu é de aproximadamente 1 metro por ponto de amarração por volta. No caso de adotar-se 2 pontos de apoio com duas voltas, a quantidade de arame necessária por pneu é de 4 metros. O arame recomendado é o tipo 14 PVC, que também é utilizado para amarrar gabiões.

5.1.1 - Custo da solução:

QUADRO 5.1 - Custo da solução de muro de pneus

a) Quantidades por metro linear						
	H (m)	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Pneus	Unid	21	47	87	138	188
Arame	ml	42,00	94,00	174,00	276,00	376,00
Pedra de mão	m3/pneu	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
Mão de Obra	h	1,00	2,24	4,14	6,57	8,95
b) Custo por metro linear (R\$)						
	P.Unit					
Pneu	1,00	21,00	47,00	87,00	138,00	188,00
Arame	0,50	21,00	47,00	87,00	138,00	188,00
Pedra de mão	22,45	5,84	13,06	24,18	38,36	52,26
Mão de Obra	5,35	5,35	11,97	22,16	35,16	47,90
Total		53,19	119,04	220,35	349,51	476,15

5.1.2 - Seções Típicas:

As seções típicas foram analisadas na seção 3.3.1 (a), quanto à estabilidade e estas seções serviram para o levantamento de quantidade e custo. O pneu utilizado como referência é o modelo 175/70 R13

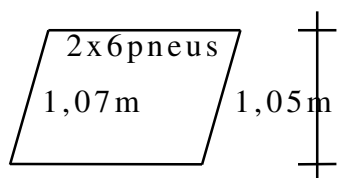
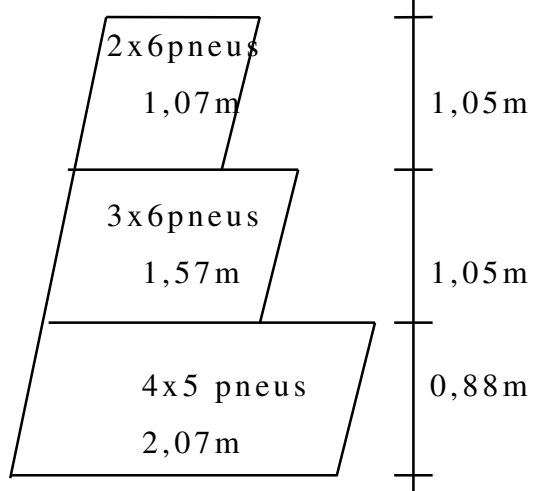
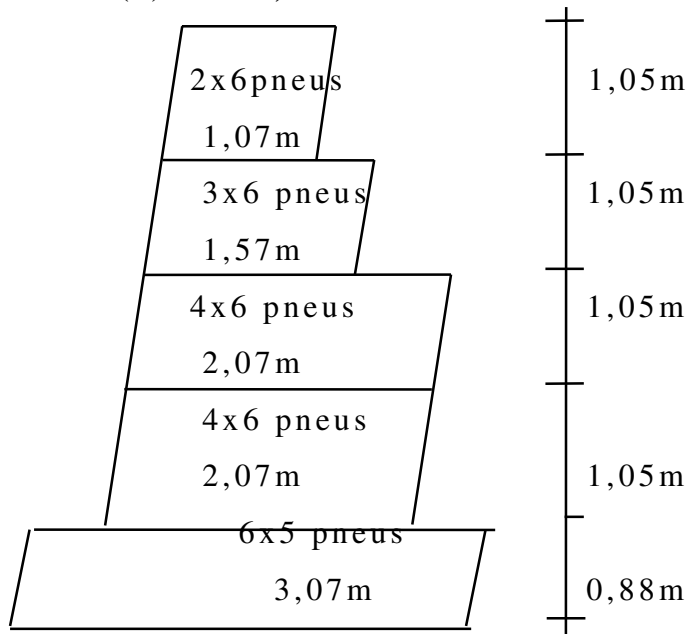
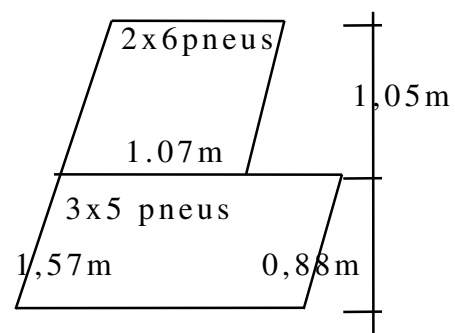
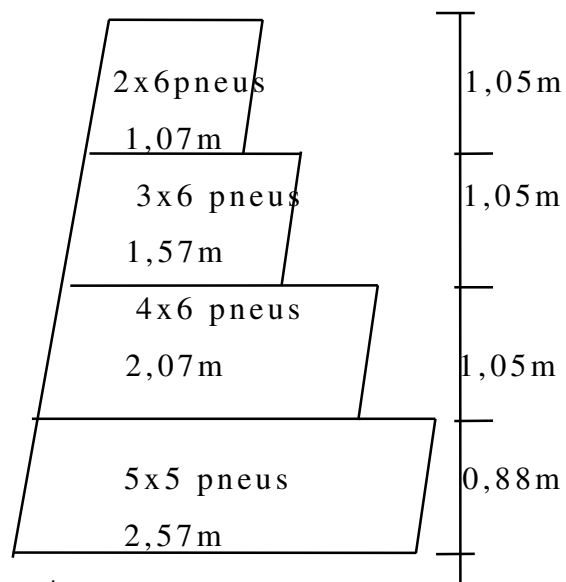
(a) **H = 1,00 m***Qtde: 21 pneus/ m*c) **H = 3,00 m***Qtde: 87 pneus/ m*(e) **H = 5,00 m**(b) **H = 2,00 m***Qtde: 47 pneus/ m*(d) **H = 4,00 m***Qtde: 138 pneus/ m*

FIGURA 5.1 - Seções típicas de muro de pneus para diversas alturas

5.2 - SOLUÇÃO COM MURO DE GABIÕES:

O gabião é uma caixa feita com fios duplamente galvanizados formando malhas hexagonais 8 x 10 cm, com fio 2,70 mm. Também é utilizado material revestido com PVC, para garantir maior durabilidade nas obras de gabiões.

O tipo de pedra utilizado é a pedra de mão, com diâmetro mínimo de 8 cm, para que não haja fuga de material pela malha.

5.2.1 - Custo da solução:

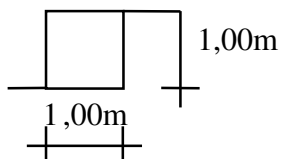
QUADRO 5.2 - Custo da solução de muro de gabiões

a) Quantidades por metro linear						
	H(m)	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Gabião (tela)	m ³	1,00	2,50	4,50	6,00	9,00
Pedra	m ³	1,15	2,88	5,18	6,90	10,35
b) Custo por metro linear (R\$)						
	P. Unit.					
Gabião (tela)	42,00	42,00	105,00	189,00	252,00	378,00
Pedra	22,45	25,82	64,54	116,18	154,91	232,36
Mão de Obra	20,00	20,00	50,00	90,00	120,00	180,00
Total		87,82	219,54	395,18	526,91	790,36

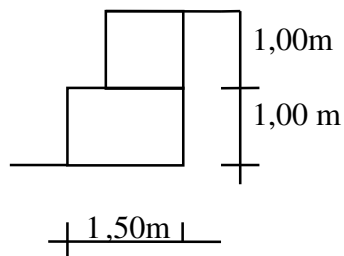
5.2.2 - Seções típicas

As seções foram definidas segundo critérios do seu fabricante, Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda (1999).

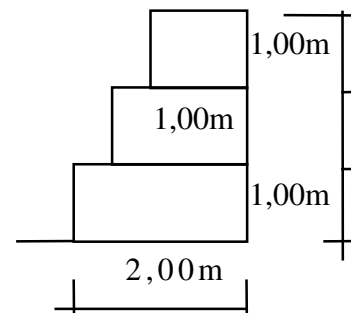
(a) **H = 1,00 m**



(b) **H = 2,00 m**



(c) **H = 3,00 m**

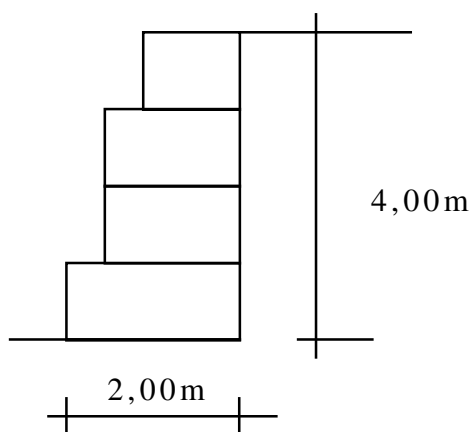


Volume: 1,00m³/m

Volume: 2,50m³/m

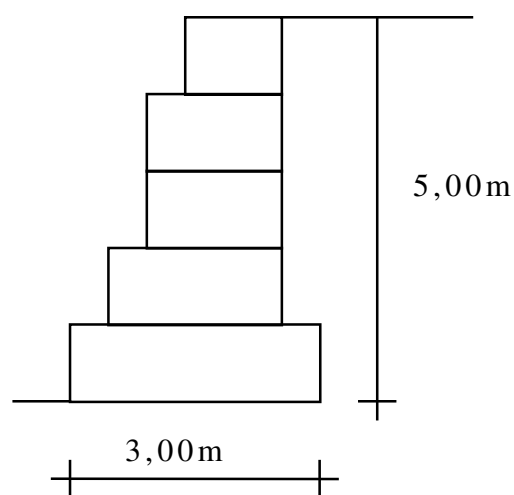
Volume: 4.50 m³/m

(d) **H = 4,00 m**



Volume: 6,00 m³/m

(e) **H = 5,00 m**



Volume: 9,00 m³/m

FIGURA 5.2 - Seções típicas de muro de gabiões para diversas alturas

5.3 - SOLUÇÃO COM MURO DE PEDRA ARGAMASSADA

O muro de pedra argamassada é um tipo de muro feito com pedras bem recortadas, colocadas de forma artesanal, rejuntadas com argamassa, de forma constituir uma estrutura monolítica, capaz de resistir aos esforços do empuxo ativo (Moliterno, 1980).

A espessura da junta varia conforme o tamanho das pedras escolhidas para execução do muro. Em geral, para pedras de diâmetro médio de 40 cm, que são as mais utilizadas; a espessura é de 1 cm.

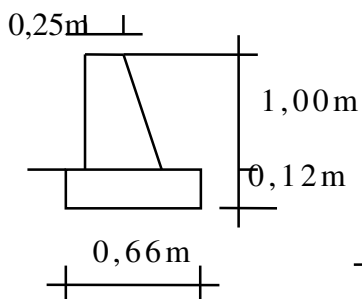
5.3.1 - Custo da solução:

QUADRO 5.3 - Custo da solução de muro de pedra argamassada

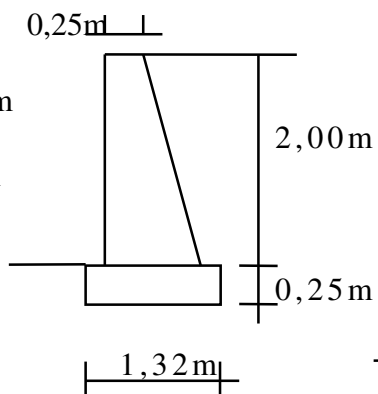
a) Quantidades por metro linear						
	H(m)	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Pedra Argamassada		0,38	1,03	2,09	3,30	5,00
b) Custo por metro linear (R\$)						
	P. Unit.					
Pedra Argamassada	98,24	37,33	101,19	205,32	324,19	491,20
Total		37,33	101,19	205,32	324,19	491,20

5.3.2 Seções típicas:

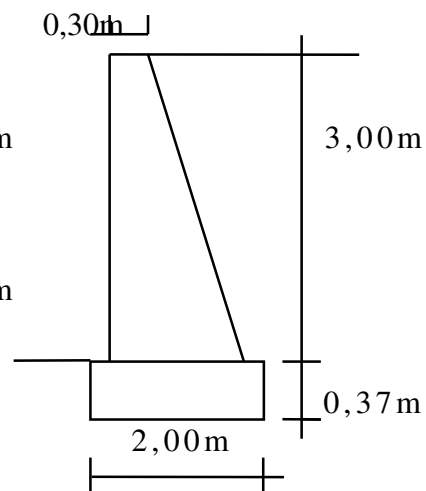
(a) $H = 1,00 \text{ m}$



(b) $H = 2,00 \text{ m}$



(c) $H = 3,00 \text{ m}$

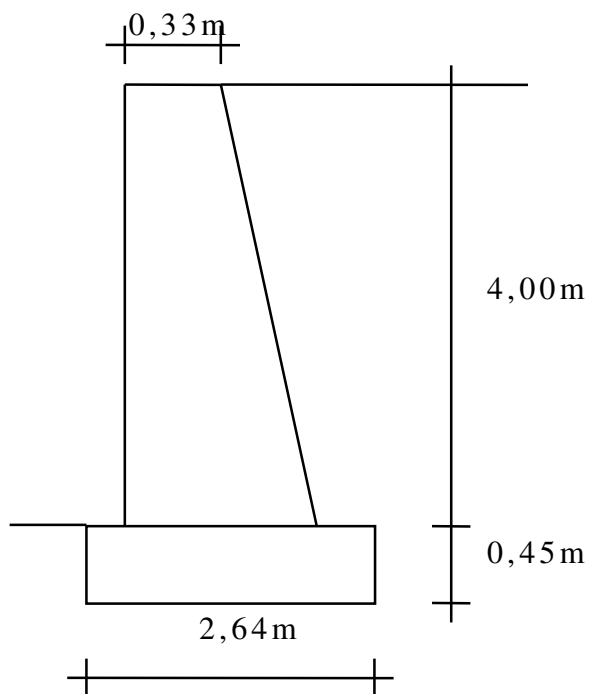


Volume: 0,38m³/m

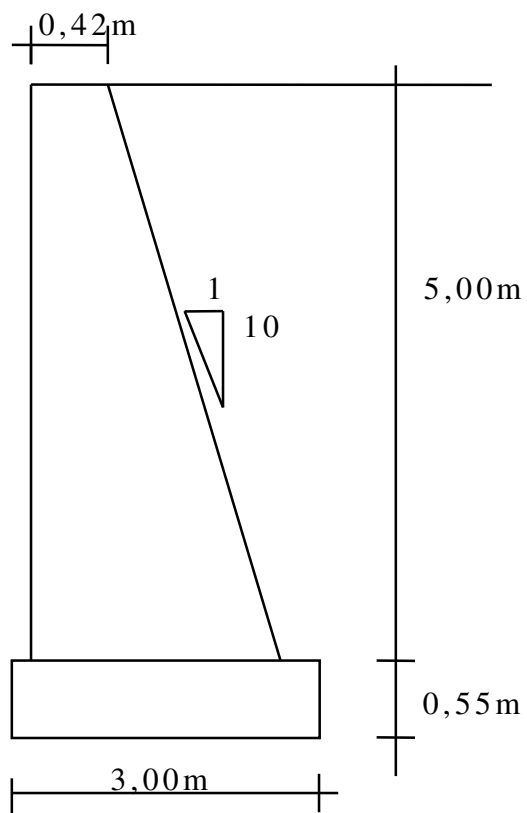
Volume: 1,03m³/m

Volume: 2,09 m³/m

(d) $H = 4,00 \text{ m}$



(e) $H = 5,00 \text{ m}$



Volume: 3,30 m³ / m

Volume: 5,00 m³ / m

FIGURA 5.3 -Seções típicas de muro de pedra argamassada para diversas alturas

5.4 - SOLUÇÃO COM MURO DE PEDRAS ARRUMADAS

O muro de pedras arrumadas é similar ao muro de pedra argamassada, com a diferença de que não há rejuntamento entre as pedras. A colocação das pedras também é feita de forma artesanal e exige pessoal bem qualificado para execução do serviço.

O diâmetro médio máximo da pedra envolvida no muro é aquele em é possível trabalhar, sem muito esforço. Uma pedra de granito com 0,40m de diâmetro médio pesa em torno de 50 kg, que é o peso de um saco de cimento. Esse diâmetro é o máximo para trabalhos manuais em muros desse tipo.

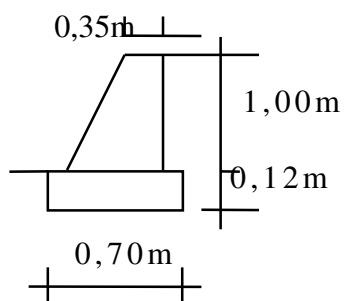
5.4.1 - Custo da solução

QUADRO 5.4 - Custo da solução de muro de pedra arrumada

a) Quantidades por metro linear:						
	H	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
	unidade					
Pedra Arrumada	m3	0,49	1,55	3,33	5,30	8,73
b) Custo por metro linear (R\$) :						
	P. Unitário					
Pedra Arrumada	39,23	19,22	60,81	130,64	207,92	342,48
Total		19,22	60,81	130,64	207,92	342,48

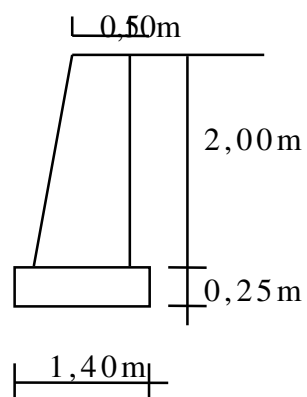
5.4.2 - Seções típicas:

(a) $H = 1,00 \text{ m}$



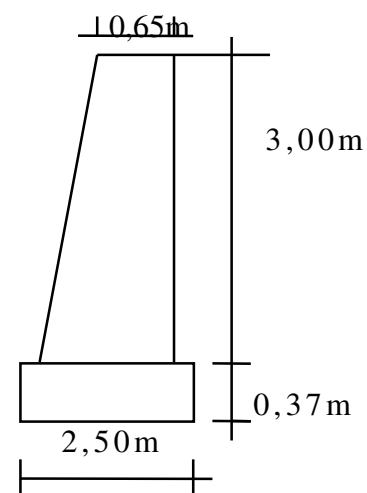
Volume: 0,49 m³/m

(b) $H = 2,00 \text{ m}$



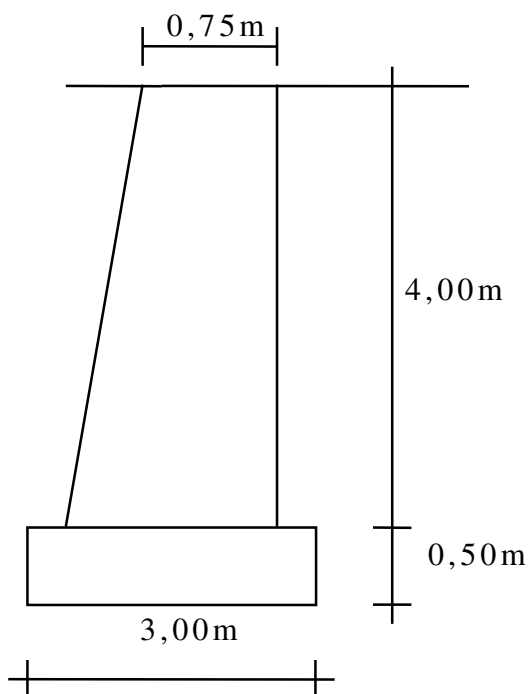
Volume: 1,55 m³/m

(c) $H = 3,00 \text{ m}$



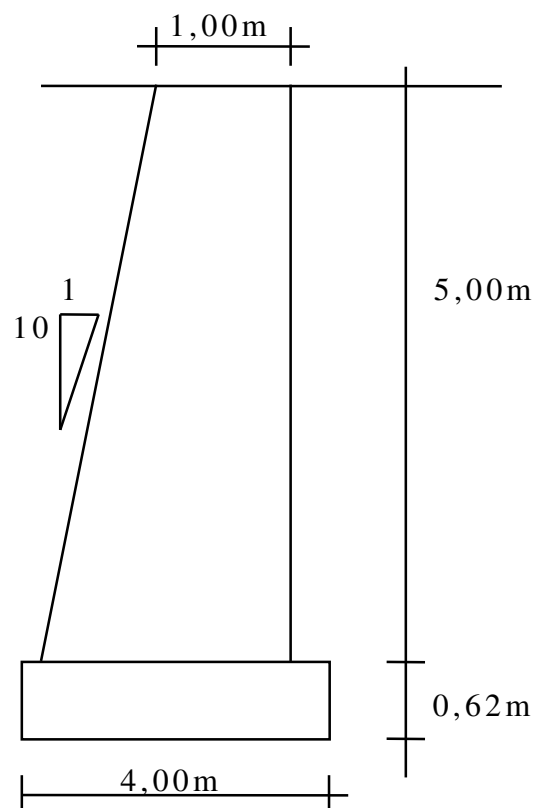
Volume: 3,33 m³/m

(d) $H = 4,00 \text{ m}$



Volume: 5,30 m³ / m

(e) $H = 5,00 \text{ m}$



Volume: 8,73 m³ / m

FIGURA 5.4 - Seções típicas de muro de pedra arrumada para diversas alturas

5.5 - SOLUÇÃO COM MURO DE CONCRETO CICLÓPICO

O muro de concreto ciclópico é feito com concreto $f_{ck} \leq 15$ MPa, onde as pedras do conjunto são bem maiores que o tradicional. São obras típicas de grandes barragens.

O diâmetro máximo depende da altura do muro. No caso em estudo, para muros até 5,0 metros, recomenda-se o diâmetro médio máximo de 50 centímetros. O tipo de pedra utilizada é o mesmo de obras de concreto.

5.5.2 - Custo da solução:

QUADRO 5.5 - Custo da solução de muro de concreto ciclópico

a) Quantidades por metro linear:						
	H	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
	unidade					
Concreto ciclópico	m ³	0,30	0,80	1,65	2,80	4,25
b) Custo por metro linear (R\$)						
	P.Unitário					
Concreto ciclópico	151,73	45,52	121,38	250,35	424,84	644,85
Total		45,52	121,38	250,35	424,84	644,85

5.5.2 - Seções típicas:

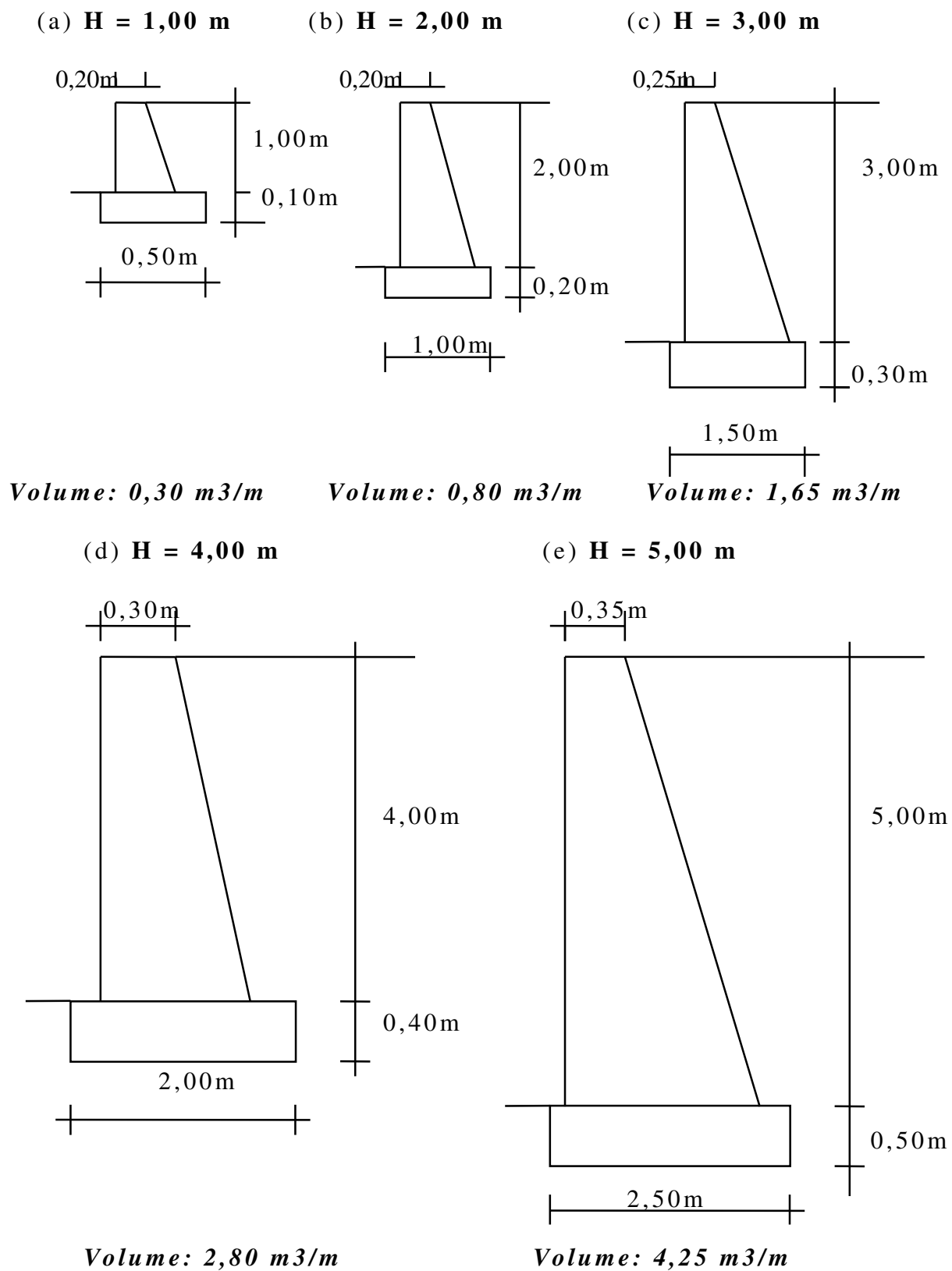


FIGURA 5.5 - Seções típicas de muro de concreto ciclópico para diversas alturas

5.6 - SOLUÇÃO COM MURO DE CONCRETO ARMADO

O muro de concreto armado é sem dúvida, a solução mais usual em muros de contenção. Devido ao seu excelente acabamento, impermeabilidade, adaptabilidade e segurança, é o preferido em zonas urbanas.

O tipo de concreto utilizado vai depender do fim a que se destina o muro. Em canais onde correm águas poluídas, existe a necessidade de utilizar concreto de boa qualidade, por exemplo com $f_{ck} = 20$ MPa. Em muros sem grande importância, pode utilizar-se concreto com $f_{ck} = 15$ MPa. O estudo em questão utilizará o $f_{ck} = 18$ MPa. O ferro utilizado é o CA-50B.

O concreto utilizado como referência é o usinado, fornecido pelo fabricante local mais próximo da obra. Isto se deve à sua alta flexibilidade em atender às necessidades do serviço, bem como à maior confiabilidade na mistura dos seus componentes, o que garante uma resistência à compressão adequada ao concreto.

5.6.1 - Custo da solução:

QUADRO 5.6 - Custo da solução de muro de concreto armado

a) Quantidades por metro linear						
	H(m)	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Concreto fck 180 MPa	m ³	0,22	0,59	1,47	2,38	3,58
Forma (7m ² /m ³)	m ²	1,54	4,13	10,29	16,66	25,06
Escoramento	m ³	0,15	0,40	0,76	1,32	2,28
Ferro CA50-B(80kg/m ³)	kg	17,60	47,20	117,60	190,40	286,40
Mão de Obra	h	0,77	2,07	5,15	8,33	12,53
b) Custo por metro linear (R\$):						
	P. Unit.					
Concreto fck 180 MPa	144,00	31,68	84,96	211,68	342,72	515,52
Forma (Reaprov. 3x)	8,23	12,67	33,99	84,69	137,11	206,24
Escoramento	9,21	1,38	3,68	7,00	12,16	21,00
Ferro CA50-B(80kg/m ³)	2,76	48,58	130,27	324,58	525,50	790,46
Mão de Obra	10,70	8,24	22,10	55,05	89,13	134,07
Total		102,55	275,00	682,99	1106,62	1667,30

5.6.2 - Seções típicas:

As seções típicas a seguir foram definidas segundo critérios da boa prática de engenharia.

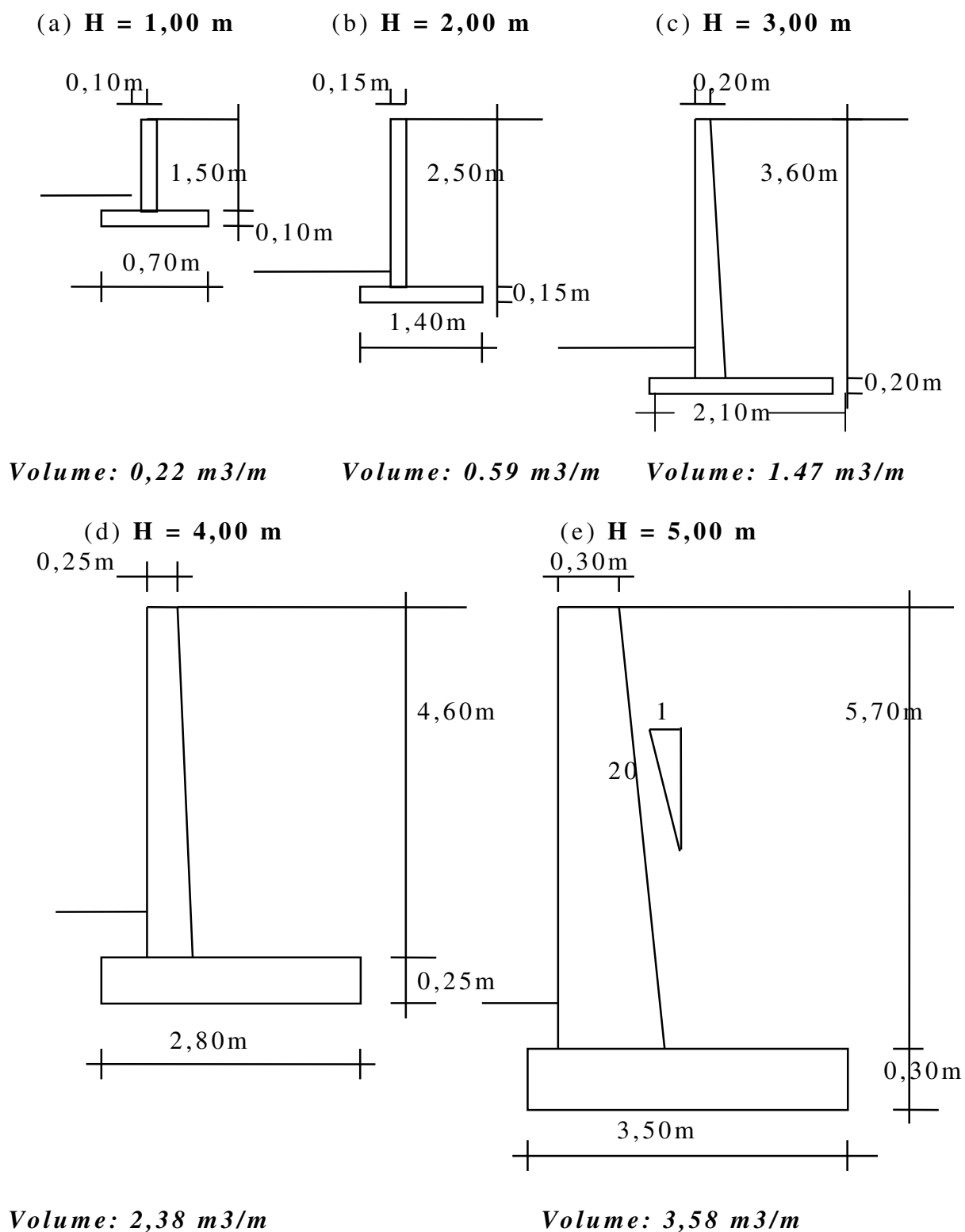


FIGURA 5.6 - Seções típicas de muro de concreto armado para diversas alturas

5.7 - RESUMO E GRÁFICO COMPARATIVO DAS SOLUÇÕES:

QUADRO 5.7 - Resumo dos custos das diversas soluções de muro

Soluções de muro	1,00	%	2,00	%	3,00	%	4,00	%	5,00	%
Pneus	53,19	177	119,04	96	220,35	69	349,51	68	476,15	39
Gabião	87,82	357	219,54	261	395,18	203	526,91	153	790,36	131
Pedra Argamassada	37,33	94	101,19	66	205,32	57	324,19	56	491,20	43
Pedra Arrumada	19,22	0	60,81	0	130,64	0	207,92	0	342,48	0
Concreto Ciclóptico	45,52	137	121,38	100	250,35	92	424,84	104	644,85	88
Concreto Armado	102,55	433	275,00	352	682,99	423	1106,62	432	1667,30	387

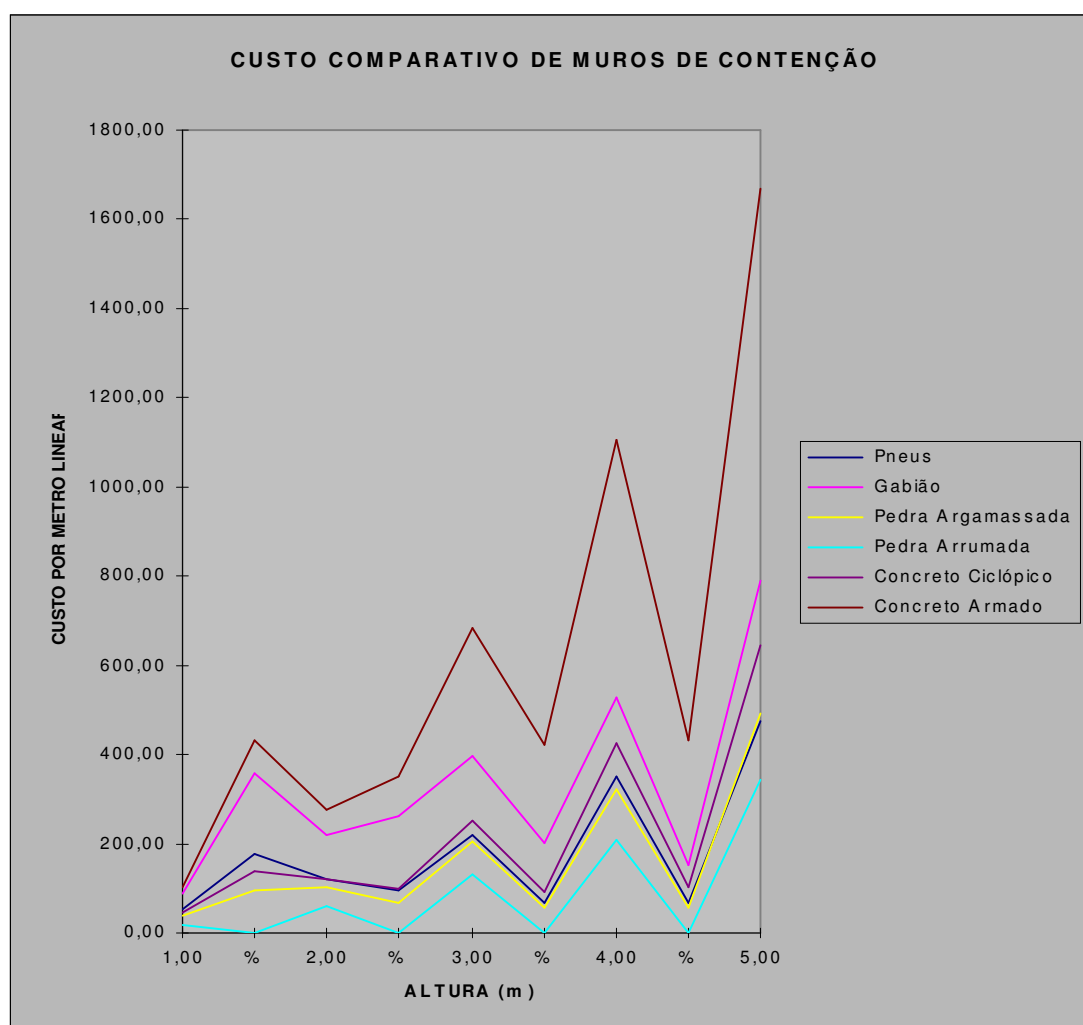


Figura 5.7 - Gráfico comparativo das soluções de muro

- o menor custo para $H = 1,00$ m é o do muro de pedra arrumada, depois, em seguida, o muro de pedra argamassada; o maior custo é o do muro de concreto armado
- o menor custo para $H = 2,00$ m é o do muro de pedra arrumada, depois, em seguida, o muro de pedra argamassada; o maior custo é o do muro de concreto armado;
- o menor custo para $H = 3,00$ m é o do muro de pedra arrumada, seguido pelo muro de pedra argamassada; o maior custo é o do muro de concreto armado;
- o menor custo para $H = 4,00$ m é o do muro de pedra arrumada, depois vem o muro de pedra argamassada; o maior custo é o do muro de concreto armado;
- o menor custo para $H = 5,00$ m é o do muro de pedra arrumada, depois vem o muro de pedra argamassada próximo ao muro de pneus; o maior custo é o do muro de concreto armado;
- o muro de pedra arrumada é o de menor custo;
- o muro de pneus com enchimento de pedra de mão tem custo aproximadamente igual ao do muro de pedra argamassada na altura $H = 5,00$ m
- para muros maiores que $H = 1,00$ m, a solução de muro de concreto armado é cara, nas soluções propostas.
- para muros maiores que $H = 4,00$ m, o muro de concreto ciclópico torna-se mais cara que o muro de pneus.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho investigou a viabilidade técnica da utilização de muros de pneus para obras de contenção, através de análises paramétricas. Os parâmetros de cálculo do muro de pneus foram avaliados, segundo a sua geometria e os materiais envolvidos.

6.1 - QUANTO AO PROJETO:

Pode-se projetar um muro de contenção utilizando pneus usados, dentro de uma faixa de segurança de estabilidade, dentre os diversos tipos de pneus, segundo a tabela abaixo:

QUADRO 6.1- Faixa de valores a ser utilizada como parâmetro de cálculo

Parâmetros	unid.	165/70 R13	175/70 R13	185/70 R13	175/65 R14	185/65 R14
Altura do muro	m	≤ 5,00	≤ 5,00	≤ 5,00	≤ 5,00	≤ 5,00
Sobrecarga do muro	m	≤ 1,00	≤ 1,00	≤ 1,00	≤ 1,00	≤ 1,00
Inclinação do talude	°	< 20	< 20	< 20	< 20	< 20
Inclinação do muro	°	≥ 0	≥ 0	≥ 0	≥ 0	≥ 0
Ângulo de atrito do solo	°	> 21	> 21	> 21	> 21	> 21
Peso específico do solo	kN/m ³	< 21,00	< 21,00	< 21,00	< 21,00	< 21,00
Ângulo de atrito solo-muro	%	> -50	> -50	> -50	> -50	> -50
Peso espec. do solo-pneu	kN/m ³	> 13,00	> 13,00	> 13,00	> 13,00	> 13,00

Pode-se perceber que todos os pneus atendem os requisitos de estabilidade, dentro dos parâmetros estabelecidos; portanto, é possível haver uma mistura de pneus num muro de contenção, sem comprometer a sua estabilidade.

6.2 - QUANTO À CONSTRUÇÃO:

Os aspectos fundamentais na construção de um muro de pneus são:

a) nivelar a base de fundação;

- b) colocar os pneus, amarrado-os e cobrindo com o solo do próprio local, exceto os solos argilosos;
- c) compactar o solo, dentro de condições ótimas de compactação;
- d) encher os pneus com pedras de mão dispostas em um arranjo compacto
- e) inclinar o muro num ângulo próximo a 6°;
- f) levantar o muro, juntamente com a colocação de geotextil e reaterro;
- g) colocar uma camada de solo no topo, juntamente com o geotextil.

6.3 - QUANTO AO ASPECTO ECONÔMICO

O muro de contenção utilizando pneus não é a solução mais econômica; no entanto, é uma solução ecologicamente correta, pois utiliza um material descartável, que prejudica a natureza caso não seja disposto de modo correto, demorando muitos anos para se decompor.

A doação dos pneus e a mobilização das pessoas para o enchimento desses com o solo local, seria a melhor solução para diminuir o custo do muro com pneus numa obra de comunidade carente. O acompanhamento das obras por um técnico e o fornecimento de uma máquina pela prefeitura local, completariam o trabalho.

A utilização de arame de amarração ou corda de polipropileno para unir os pneus é um caso a ser estudado. O arame, embora seja um pouco mais caro, proporciona maior rapidez na execução do muro.

6.4 - SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- a) Construir um muro de pneus experimental instrumentado, sendo o enchimento dos pneus realizado com pedras de mão, em uma seção, com brita, em outra seção, e com solo local, em uma terceira seção.
- b) Submeter estas seções de muro de pneus experimental a cargas verticais que simulem pontes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 AISSE, M.M. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE RESÍDUOS SÓLIDOS, 1991, Curitiba. 95p.
- 2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado e Protendido:** NBR-7187. Rio de Janeiro, 1987.
- 3 AUDEOUD, B and LONG, N.T. EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1986, Nuremberg. 6p.
- 4 CLAYTON, C.R.I.; MILITSKY, J. e WOODS, R.I. **Earth Pressure and Earth Retaining Structures.** 2.ed. London, 1993.
- 5 DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DAER. **Tabela de preços unitários.** Porto Alegre, 2000. 14p.
- 6 D'ERRICO, E et al. **Interventions of energy retrofitting in industry and commercial buildings,** 1991. 891p.
- 7 DODGER ENTERPRISE LTD. **Tyre Recycling.** Estados Unidos. 2000.
- 8 ENCORE'S BALER LTD. **Tyre Recycling.** Estados Unidos. 2000.
- 9 FINNISH TYRE RECYCLING LTD. **Tyre Recycling.** Finlândia. 2000.
- 10 GAIESKI, A.A. **A disposição final do lixo no município de Curitiba.** Curitiba, 1989. 126p. Dissertação de Mestrado em Geografia, Universidade Federal do Paraná.

- 11 GARGA, V. K.; O'SHAUGHNESSY, V. Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.37, p.75-96, 2000.(a)
- 12 KABUSHIKI-KAISHA KANSAI TYRE. **Tyre Recycling**. Japão.2000.
- 13 MACCAFERRI GABIÕES DO BRASIL LTDA. **Estruturas flexíveis em gabiões**. São Paulo, 1999.
- 14 MICHELIN PNEUS. **Manual do Proprietário**. Curitiba, 1999.
- 15 MOLITERNO, A. **Cadernos de Muros de Arrimo**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1980. 194p.
- 16 MOUSINHO, P. **Pneus usados como um resíduo a ser gerenciado; relatório parcial do projeto experimental**. Rio de Janeiro: DEC- PUC, 1997. 155p.
- 17 OBLADEN, N. et.al. **Aproveitamento dos resíduos sólidos urbanos**. Curitiba: IPPUC, ITAH, PUC, CNPq., 1973.
- 18 PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**. v.1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985. 225p.
- 19 REVISTA DO CREA-PR. **Reciclagem**. Curitiba, 1999. 40p.
- 20 SIEIRA, A.C.C.F. **Análise do comportamento de um muro de contenção utilizando pneus**. Rio de Janeiro, 1998. 110p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- 21 WENZEL, R. **Tyre Recycling in Australia**. In: WASTE MANAGEMENT ASSOCIATION OF AUSTRÁLIA, Brisbane, 1998