

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

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO EMPUXO LATERAL CAUSADO POR
GRÃOS NAS PAREDES DE GRANDES SILOS HORIZONTAIS**

Hélio da Costa Silva

Porto Alegre, 2002

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

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO EMPUXO LATERAL CAUSADO POR
GRÃOS NAS PAREDES DE GRANDES SILOS HORIZONTAIS**

Hélio da Costa Silva

Orientadores:

Prof. Dr. Adriano Virgilio Damiani Bica

Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani

Banca Examinadora:

Prof. Dr. César Augusto Burket Bastos

Prof. Dra. Wai Ying Yunk Gehling

Prof. Dr. Washington Peres Nuñez

Trabalho de Conclusão apresentado ao corpo docente do Curso de Mestrado
Profissionalizante em Engenharia da UFRGS como requisito parcial à obtenção do título de
Mestre em Engenharia – modalidade Profissionalizante – Ênfase Geotecnia

Porto Alegre, 2002

DEDICATÓRIA

À minha família por significar
tanto para mim.

AGRADECIMENTOS

Ao amigo professor Prof. Adriano Virgilio Damiani Bica pelo incentivo, pela instrutiva orientação, dedicação e apoio fundamental para o enriquecimento desta dissertação.

Ao professor Luiz Antonio Bressani, pela co-orientação, amizade e indispensáveis contribuições para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos colegas, docentes e funcionários do Curso de Pós Graduação em Engenharia – CPGEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, pelos ensinamentos recebidos, amizade e prazer do convívio.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica do Rio Grande do Sul – CEFET-RS, pelo incentivo recebido.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos e aos colegas do CEFET-RS pelo auxílio prestado.

Aos professores do Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia da Fundação Universidade de Rio Grande – FURG, pelos recursos materiais e humanos prestados.

À todos que de forma direta ou indireta para o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA	iii
AGRADECIMENTOS	iv
SUMÁRIO	v
LISTA DE TABELAS	ii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	x
RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
1. INTRODUÇÃO	14
2 . REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 SILOS VERTICAIS E HORIZONTAIS	17
2.1.1. Estruturas Típicas de Silos	17
2.1.1.1. Silos Verticais	17
2.1.1.2. Silos Horizontais e/ou Armazém Graneleiro.....	19
2.1.2. Métodos Construtivos Típicos	21
2.1.3. Formas de Operação de Silos	23
2.1.3.1. Movimentação de Carga	23
2.1.3.2. Termometria, aeração e transilagem	25
2.2. PROBLEMAS ESTRUTURAIS GEOTÉCNICOS E CONSTRUTIVOS EM SILOS	28
2.3. METODOLOGIA DE PROJETO DE PAREDES LATERAIS DE SILOS	33
2.3.1. Normalização e Principais Métodos	33
2.4. EMPUXOS LATERAIS EM PAREDES DE SILOS	33
2.4.1. Silos Verticais	33
2.4.1.1. Generalidades.....	34
2.4.1.2. Métodos para o cálculo de pressões laterais.....	34
2.4.1.3. Método de Janssen (1895)	34
2.4.1.4. Método de Airy (1897).....	36
2.4.1.5. Método de Reimbert (1954).....	37
2.4.1.6 A Norma Alemã DIN 1055 (1987).....	43

2.4.1.6.1 Pressão horizontal no carregamento do silo.....	43
2.4.1.6.2 Pressão horizontal, no descarregamento.....	44
2.4.2. Silos Horizontais.....	44
2.5. PROPRIEDADES DE MATERIAIS GRANULARES ARMAZENADOS EM SILOS.....	45
2.6. EMPUXOS LATERAIS EM PAREDES DE CONTENÇÃO DE SILOS HORIZONTAIS.....	47
2.6.1. Generalidades.....	47
2.6.2. Pressões Laterais.....	47
2.6.2.1. Estado de equilíbrio plástico de Rankine para superfície horizontal.....	47
2.6.2.2. Teoria de Rankine para superfície de grãos inclinada.....	53
2.6.2.3. Teoria de Coulomb (1776).....	54
2.6.2.4. Método de Caquot e Kerizel (1948).....	57
2.6.2.5. Ângulo de atrito entre solos granulares e paredes de contenção de aço e concreto....	62
2.6.2.6. Empuxo ao repouso.....	64
2.7. RESULTADOS DE ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS.....	67
3. METODOLOGIA.....	71
3.1. METODOLOGIA UTILIZADA PARA LEVANTAMENTO DE PROBLEMAS ESTRUTURAIS TÍPICOS EM SILOS NO RIO GRANDE DO SUL.....	71
3.2. METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DO ARROZ.....	72
3.2.1. Determinação do peso específico do Arroz:	72
3.2.2. Determinação do Ângulo de Repouso dos Grãos	73
3.3. METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DE K_a E K_0 COM MODELOS REDUZIDOS DE SILOS	74
3.4. METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA INSTRUMENTAÇÃO DE PAREDES DE SILOS	74
4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS.....	76
4.1. LEVANTAMENTO DE CAMPO.....	76
4.1.1. Problemas estruturais típicos de silos na região sul do estado:	76
4.2. DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DO ARROZ.....	78
4.2.1 Pesos Específicos do Arroz (γ):	78
4.2.2 Ângulo de atrito interno do material.....	79
4.3. DETERMINAÇÃO DE K_a E K_0	79
4.3.1. Técnica Experimental.....	79
4.3.2. Valores obtidos de K_a do arroz para diferentes geometrias do problema.	80
4.3.3. Valores experimentais de K_0 para diferentes geometrias do problema	81
5. DISCUSSÃO E IMPLICAÇÕES PARA PROJETOS DE SILOS HORIZONTAIS... 83	83
5.1. COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE K_a E K_0 MEDIDOS COM OS CALCULADOS PELAS TEORIAS TRADICIONAIS DE K_a e EMPÍRICAS DE K_0	83
5.2. APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM SILO HORIZONTAL.....	84
5.2.1 Exemplo de aplicação	84
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	85
6.1. CONCLUSÕES.....	85
6.2. SUGESTÕES.....	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
ANEXOS.....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Algumas especificações para Silos Agrícolas com Parede Corrugada de (67,564mm)...	19
Tabela 2.2 – Algumas especificações para Silos Agrícolas com Parede Corrugada de (101,6mm).....	20
Tabela 2.3 – Raios hidráulicos para diferentes seções de silos verticais segundo a norma alemã DIN 1055 (1987).....	43
Tabela 2.4 – Ângulo de repouso formado pela massa de diversos grãos.....	46
Tabela 2.5 – Peso específico aparente de diversos grãos.....	46
Tabela 2.6 – Teor máximo de umidade de diversos grãos, para um longo período de armazenamento.....	46
Tabela 2.7 – Peso específico aparente do arroz.....	46
Tabela 2.8- Propriedades Físicas da Areia de Ottawa.....	51
Tabela 2.9 – Localização do ponto de aplicação do empuxo ao repouso e ativo para os casos estático e dinâmico em relação a altura (H) da parede.....	70
Tabela 4.1 – Valores dos coeficientes de empuxo ativo (K_a) para paredes lisas e superfície dos grãos horizontal, calculados pela teorias tradicionais de empuxo e comparadas com os valores medidos em arroz ($\phi_w=0$ admitido como limite inferior do atrito entre parede lisa e grãos)...	80
Tabela 4.2 – Valores de (K_a) para paredes rugosas e superfície dos grãos horizontal, calculadas pelas teorias tradicionais de empuxo e comparadas com os valores medidos.....	80
Tabela 4.3 – Valores de (K_a) calculados para paredes lisas e superfície dos grãos inclinada $\beta=\phi$, comparados com os valores medidos. (admitindo-se $\phi_w=0$ no cálculo).....	80
Tabela 4.4 – Valores de (K_a) calculados para paredes rugosas e superfície dos grãos inclinada com $\beta=\phi$, comparados com os valores medidos.....	81
Tabela 4.5 – Valor de (K_a) calculado para parede lisa inclinada e superfície do grãos plana, mas inclinada com $\beta=\phi$. (admitidos $\phi_w=0$ no cálculo).....	81

Tabela 4.6 – Valor de (K_a) calculado para parede áspera inclinada e superfície dos grãos plana, mas inclinada com $\beta=\phi$	81
Tabela 4.7 – Valores experimentais de K_a do arroz para diferentes geometrias do problema..	81
Tabela 4.8 - Valores do coeficiente de empuxo ao repouso (K_0), para arroz, calculados por Jaky e comparados com os valores medidos.....	81
Tabela 4.9 - Valores do coeficiente de empuxo ao repouso (K_0), para areia grossa, calculados por Jaky e comparados com os valores medidos.....	82
Tabela 4.10 Valores de (K_0) calculados para o arroz, com paredes vertical e superfície dos grãos inclinada, comparados com os valores medidos.....	82
Tabela 4.11 – Valores de (K_0) medidos para o arroz com parede inclinada.....	82
Tabela 4.12 – Valores de K_0 medidos para diferentes ângulos de deposição dos grãos e diferentes ângulos de inclinação da parede.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Proporções de um silo horizontal.....	18
Figura 2.2 – Proporções de um silo vertical.....	18
Figura 2.3 – Conjunto de Silos Horizontais em Chapas Metálicas.....	20
Figura 2.4 – Sistema estrutural de um silo de paredes de chapas lisas.....	22
Figura 2.5 – Painel de conformação trapezoidal para utilização em silos.....	22
Figura 2.6 – Painel de conformação zigzague para utilização em silos.....	23
Figura 2.7 – Vista de um silo horizontal em forma de um armazém graneleiro mostrando um detalhe do elevador.....	24
Figura 2.8 – Vista interna de um silo horizontal mostrando o armazém parcialmente preenchido.....	24
Figura 2.9 – Perspectiva de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando o elevador de carga descarregando na correia transportadora superior.....	25
Figura 2.10 – Corte transversal de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando as correias transportadoras inferior e superior.....	25
Figura 2.11 – Esquema de aeração de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro.....	26
Figura 2.12 – Corte transversal de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando cabos com sensores termoeletricos de temperatura.....	27
Figura 2.13 – Curvas de pressão horizontais versus altura em silo vertical.....	29
Figura 2.14 - Corte transversal de de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando o tirante que causa empuxo passivo.....	31
Figura 2.15 - Parede e pilar rompido por esforço passivo, gerado pelo tirante do arco.....	31
Figura 2.16 - Pilar reforçado após a ruptura e eliminação do tirante dos arcos.....	32
Figura 2.17 - Esquema gráfico de um silo vertical para a derivação da equação de Janssen.....	35
Figura 2.18 : Esquema de pressões na lâmina horizontal.....	35
Figura 2.19 – Esquema de distribuição de pressões em um silo vertical.....	37
Figura 2.20 – Esquema de um silo vertical para dedução da equação de Reimbert.....	38
Figura 2.21 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para grãos com $\gamma = 7,85 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=20^\circ$	40
Figura 2.22 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert. para grãos com $\gamma = 7,85 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=25^\circ$	40
Figura 2.23 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para um silo de 6.21m de diâmetro e grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=20^\circ$	41
Figura 2.24 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para um silo de 12.2m de diâmetro e grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=20^\circ$	41
Figura 2.25 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para grão com $\gamma = 8,64 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=27^\circ$	42
Figura 2.26 – Pressões laterais e verticais pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=27^\circ$	42
Figura 2.27 – Distribuição de pressões em um elemento de solo.....	48

Figura 2.28 - Diagrama de Mohr para os estados de tensão ativo, em repouso e passivo.....	48
Figura 2.29 – Deformações necessárias para a mobilização de empuxo ativo e passivo, Canadian Geotechnical Society (1985). Traduzida pelo autor.....	50
Figura 2.30 - Valores do deslocamento(s) para desenvolver o empuxo ativo, para diversos ângulos de atrito e do solo e para diversas alturas da parede.....	51
Figura 2.31 –Variações K_{ah} , ϕ_w e o ponto de aplicação do empuxo em relação a base versus movimento de translação da parede.....	52
Figura 2.32 - Variações K_{ah} , ϕ_w e o ponto de aplicação do empuxo em relação a base versus movimento de rotação da parede em relação a base.....	
Figura 2.33 – Método de Coulomb: Movimento da cunha para o empuxo ativo.....	
Figura 2.34 – Método de Coulomb: Movimento da cunha para o empuxo passivo.....	
Figura 2.35 (a , b) – Linhas de ruptura para o caso de parede com atrito.....	50
Figura 2.36 – Esquema gráfico da teoria de Coulomb por equilíbrio de vetores para o empuxo ativo.....	56
Figura 2.37 - Esquema gráfico da teoria de Coulomb por equilíbrio de vetores para o empuxo passivo.....	56
Figura 2.38 - Coeficientes de empuxo ativo para diferentes configurações de paredes e ângulos do terrapleno.....	59
Figura 2.39 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo com atrito entre a parede e os grãos $\phi=\phi_w$	60
Figura 2.40 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo para paredes inclinadas com atrito entre a parede e os grãos.....	61
Figura 2.41 – Aparelho para ensaio de cisalhamento simples utilizado para a determinação de ϕ_w	62
Figura 2.42 – Razão entre a rugosidade relativa de uma estrutura de contenção e a mobilização do atrito entre o solo e a estrutura.....	63
Figura 2.43– Coeficiente de empuxo ao repouso K_0 versus ângulo de atrito interno ϕ	66
Figura 2.44 – K_a e K_0 versus ângulo de inclinação de talude do aterro para $\phi=35^\circ$	67
Figura 2.45 – Posição do ponto de aplicação do empuxo ao repouso versus a densificação da areia.....	68
Figura 2.46- Variação do deslocamento da parede versus a variação da densidade para ativar o empuxo ativo.	68
Figura 2.47- Variação de K_{ah} versus densidade do solo a ângulo de atrito interno, na condição de mobilizado o atrito total entre o solo e a parede comparada com valores previstos por Coloumb	69
Figura 2.48– Variação de K_0 versus de peso específico do solo.....	69
Figura 3.1 – Vista da Instalação de Deflectômetros na parede do pavilhão.....	71
Figura 3.2 – Esquema gráfico da caixa utilizada para determinação de K_a e K	75
Figura 4.1 – Vista de fissuras na parede e no pilar.....	76
Figura 4.2 – Pilares de um armazém após sofrer reforço.....	78

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ALFABETO ROMANO

a – largura do silo

A – área da seção do silo

ACI – American Concrete Institute

AS – Australian Standard

BMHB – British Materials Handling Board

C_u – Coeficiente de uniformidade do solo ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$)

D – diâmetro do silo

DIN – Deutsche Norm

e – índice de vazios

E – modulo de elasticidade

E_a – empuxo ativo

E_0 – empuxo ao repouso

E_p – empuxo passivo

G_s – densidade da partícula

h – altura do ponto de aplicação do empuxo

H – altura do silo ou armazém

ISO – International Standard Organization

K - coeficiente de empuxo lateral ($k = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$)

K_a – coeficiente de empuxo ativo

K_{ah} – coeficiente de empuxo ativo horizontal

K_{av} – coeficiente de empuxo ativo vertical

K_h – coeficiente de empuxo horizontal

K_{0h} – coeficiente de empuxo ao repouso horizontal

K_p – coeficiente de empuxo passivo

OCR – razão de pré-adensamento

p – pressão horizontal do grão

q – pressão vertical estática

R – raio hidráulico $R = \frac{A}{U}$

U – perímetro da seção horizontal

W – peso da cunha de grãos

z – profundidade do grão em relação à superfície

ALFABETO GREGO

α - ângulo de inclinação da parede de contenção em relação à horizontal

β - ângulo de inclinação do grão depositado

ε - deformação

ε_x – deformação na direção do eixo x

ε_y – deformação na direção do eixo y

ε_z – deformação na direção do eixo z

γ - peso específico natural

σ_1 – tensão principal maior

σ_3 – tensão principal menor

σ_h – tensão horizontal

σ'_h – tensão efetiva horizontal do grão

σ_v – tensão vertical

σ'_v – tensão efetiva vertical

σ'_{vm} – tensão efetiva de pré-adensamento

ϕ - ângulo de atrito interno

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

ϕ_{cv} – ângulo de atrito interno a volume constante

ϕ_w - ângulo de atrito entre o grão e parede

ϕ_{μ} - ângulo de atrito do mineral

μ - coeficiente de Poisson

RESUMO

Esta dissertação tem como objetivo o estudo da influência do empuxo lateral causado por grãos nas paredes de grandes silos horizontais.

Um modelo reduzido de armazém graneleiro foi construído e suas paredes instrumentadas com células de carga para medição de pressões horizontais ativas e ao repouso.

Estas medições foram comparadas com os valores obtidos pelas teorias tradicionais de cálculo de empuxo ativo e pelas equações empíricas para empuxo ao repouso.

Também neste trabalho faz-se uma ampla revisão dos métodos existentes para a determinação de pressões laterais aplicadas a paredes de silos verticais, os problemas de funcionamento e construtivos destes silos, bem como as normas internacionais para projeto e construção de silos em vigor.

A comparação entre os resultados dos valores medidos e estimados das pressões laterais (armazéns graneleiros), mostra que ao atingirem-se os deslocamentos das paredes suficientes para a mobilização do empuxo ativo, os valores calculados e medidos são muito próximos para a condição de depósitos de grãos normalmente adensados. Para o empuxo ao repouso em depósitos de grãos com superfície horizontal normalmente adensados, a equação empírica de Jaky (1948) também apresenta valores bem aceitáveis. No entanto, para a condição de repouso em depósitos onde os grãos estocados formam taludes, a equação

empírica disponível na bibliografia (código geotécnico da Dinamarca) não apresenta consistência com os valores de pressão horizontal medidos com arroz e areia.

Estes ensaios mostraram também que, para a condição de empuxo ao repouso, o valor do coeficiente de empuxo cresce com a densificação do material.

ABSTRACT

This work has the objective of studying the influence of the lateral thrust caused by grains on bunker walls. A small scale model of a bunker was built and its walls instrumented with load cells for measuring the at rest pressure and the active pressure. Measured values were compared to values that have been calculated with traditional theories of active thrust and with an empirical equation for the at rest thrust.

Also in this work an extensive review was made of the existing methods for evaluation of pressure on vertical silos walls, together with a discussion about operational and construction problems of these silos, as well as the international standard for design and construction of silos in force.

The comparison between results of the measured values and the estimated values of lateral pressures on bunkers shows that when sufficient wall displacement is achieved for the mobilization of active thrust, the estimated and measured values are almost equal for the condition of normally consolidated grain deposits. For the at rest thrust in silos with horizontal grain surface and normally consolidated, the empirical equation of Jaky (1948) also presents acceptable values.

However for the at rest state in the silo where the grain surface forms a slope, the empirical equation found in the literature (the Danish Geotechnical Institute Code), does not present compatibility with the pressure values measured with rice and sand.

This research also showed that, for the at rest thrust state, the value of K_0 increases with material densification.

1. INTRODUÇÃO

No Rio Grande do Sul, o volume de arroz com casca armazenado é muito grande atingindo logo após a safra em torno de dez milhões de toneladas. A produção de arroz no Rio Grande do Sul por safra é de aproximadamente cinco milhões e quinhentas mil toneladas, constituindo-se em aproximadamente 50% da produção nacional, sendo o principal armazenador o Governo Federal através da CONAB (Companhia Nacional de Abastecimento).

A cidade de Pelotas é o principal pólo de industrialização de arroz da América Latina. Até a década de 80, o predomínio era armazenar a safra em silos verticais, mas na década de 90 houve um crescimento bastante acentuado na construção de silos horizontais do tipo armazéns graneleiros. Só em Pelotas hoje há uma capacidade de armazenamento em pavilhões equivalente a seis milhões de sacos. Os motivos que levaram a esta troca foram econômicas e funcionais, pois os pavilhões destinados a grandes volumes apresentam custos de construção menores que os silos metálicos horizontais e verticais e, quanto à funcionalidade, apresentam maior facilidade e

eficiência nos serviços de transilagem e principalmente aeração, conseqüentemente aumentando a garantia da qualidade de grãos armazenados.

O desempenho estrutural dos pavilhões graneleiros construídos em Pelotas e cidades vizinhas tem-se mostrado insatisfatório, apresentando várias patologias, como: fissuras nas estruturas, grandes deformações e até algumas rupturas, causadas por motivos diversos. Não há até o presente momento um levantamento destes problemas nem uma experiência organizada sobre o assunto.

A partir desta realidade, busca-se desenvolver nesta dissertação um estudo específico das pressões horizontais aplicadas por depósitos de grãos nas paredes dos pavilhões, quando carregados e principalmente quando rapidamente descarregados e recarregados. A variação destas pressões durante processo de transilagem também é importante.

O primeiro capítulo mostra a importância de um estudo sistemático do comportamento de paredes de grandes silos horizontais quando carregados.

No segundo capítulo aborda-se os tipos de silos, suas estruturas e os métodos construtivos típicos de silos horizontais. Os problemas estruturais, geotécnicos e construtivos em silos verticais e horizontais são também revisados. Finalmente aborda-se as metodologias de projeto de paredes laterais de silos, a normatização internacional vigente e as propriedades dos materiais granulares em silos.

No terceiro capítulo, faz-se uma descrição da metodologia utilizada para o levantamento de problemas estruturais em silos, típicos na região sul do estado. Também é descrita a metodologia experimental para determinar as propriedades do arroz. Finalmente, a determinação de K_a e K_0 em modelos reduzidos de silos é apresentada, bem como a instrumentação de paredes de silos.

O quarto capítulo versa sobre a apresentação dos resultados obtidos com a pesquisa. O levantamento de problemas estruturais em silos na região sul do estado é apresentado. As propriedades de engenharia do arroz e os valores de K_a e K_0 para diferentes geometrias do problema são mostrados.

No quinto capítulo, são feitas uma discussão dos resultados e uma reflexão sobre as implicações para projetos de silos horizontais.

No sexto capítulo são expostas as conclusões finais da dissertação e as recomendações para futuros trabalhos.

2 . REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

INTRODUÇÃO

Neste capítulo são revisados os conceitos fundamentais de silos verticais e horizontais, os problemas estruturais, geotécnicos e construtivos, a metodologia de projetos de paredes laterais de silos, as teorias e normas aplicáveis ao cálculo de empuxos laterais e os resultados de ensaios em modelos reduzidos.

2.1 SILOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

2.1.1. Estruturas Típicas de Silos

2.1.1.1. Silos Verticais:

Um silo para armazenamento de grãos é considerado “vertical” quando a geometria do silo afeta a magnitude da pressão aplicada pelos grãos nas paredes, principalmente a razão entre a profundidade do material estocado e a largura ou diâmetro do silo. Presentemente os seguintes métodos são largamente usados na prática para classificar um silo como “vertical” (SAFARIAN & HARRIS, 1985):

- a) Uma aproximação empírica é adotada pela norma Russa CH 302, onde a altura é $> 1,5$ a largura para silos circulares e a altura é $> 1,5$ a largura para silos retangulares;
- b) Outra aproximação é baseada na posição do plano de ruptura na massa de grãos, determinada pela teoria de Coulomb. Se este plano de ruptura intercepta a parede oposta, o silo é considerado vertical (Figura 2.2). Se o plano de ruptura passar pela superfície horizontal dos grãos armazenados (Figura 2.1), então o silo é considerado horizontal:

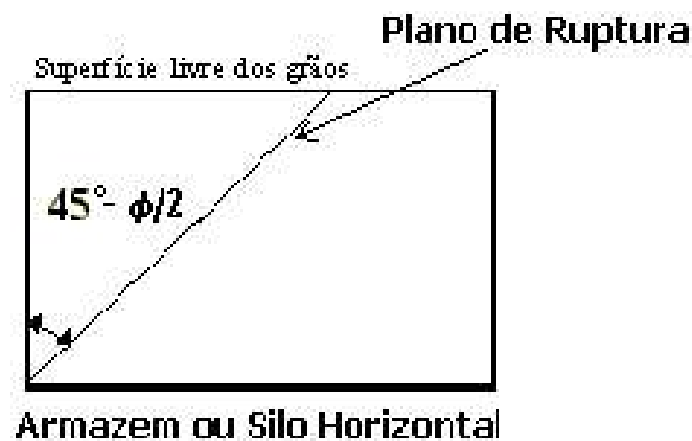


Figura 2.1 – Proporções de um silo horizontal

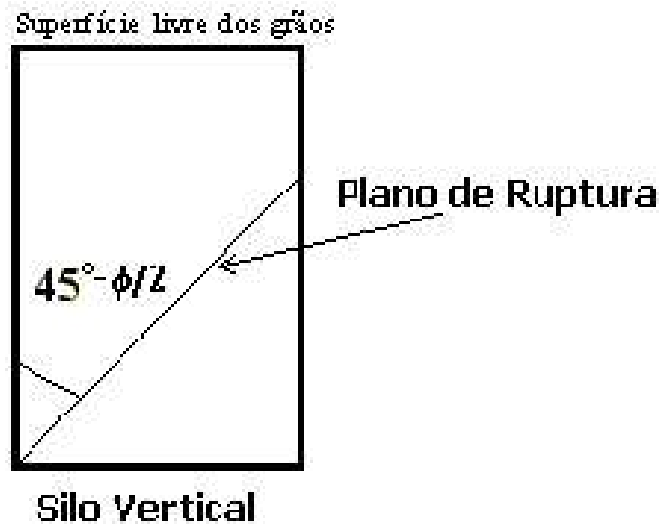


Figura 2.2 – Proporções de um silo vertical

Os silos verticais no Rio Grande do Sul são hoje construídos predominantemente em chapas de aço zincado sobre fundações em concreto armado com sapatas ou estacas, mas ainda são construídos alguns silos verticais em concreto armado ou protendido com o uso de fôrmas deslizantes. Este tipo de silo não será objeto de estudo mais detalhado neste trabalho, por ser cada vez menos utilizado em nosso meio.

2.1.1.2. Silos Horizontais e/ou Armazém Graneleiro:

Hoje existe uma tendência mundial em armazenar grãos em silos horizontais, em virtude da maior facilidade de aeração e transilagem e conseqüentemente da maior vida útil dos grãos armazenados. Os principais fabricantes mundiais de silos metálicos pré-fabricados estão reduzindo a relação altura versus diâmetro para valores em torno de um, conforme mostram as tabelas 2.1 e 2.2 e a figura 2.3. Com isto, estes silos passam a ser classificados como do tipo horizontal.

Tabela 2.1 – Algumas especificações para Silos Agrícolas com Parede Corrugada de (67,564mm)

Série	Diâmetro (metros)	Anel	Altura do Corpo (metros)	Altura Topo (metros)	Capacidade Máx. (Metros cúbicos)
NSL	4,57	4	3,30	4,52	59,7
NSL	4,57	7	5,72	6,96	99,3
NSL	5,49	4	3,30	4,52	87,8
NSL	5,49	12	9,80	11,02	239,9
NSL	6,40	5	4,09	5,84	147,8
NSL	6,40	12	9,80	11,53	328,9
NSL	7,31	5	4,09	6,12	196,2
NSL	7,31	12	9,80	11,81	432,8
NSL	8,23	12	9,80	12,07	551,9
NSL	9,10	5	4,09	6,63	316,7
NSL	9,10	12	9,80	12,32	686,4
NSL	10,00	5	4,09	7,01	389,3
NSL	10,00	12	9,80	12,70	836,6
NSL	11,00	12	9,80	12,95	1002,8
NSL	12,80	6	4,93	8,61	763,6
NSL	12,80	12	9,80	13,49	1384,6
NSL	14,63	6	4,93	9,12	1023,1
NSL	14,63	12	9,80	14,00	1834,2

Fonte: GSI – Grain Systems Inc, 2002, p.74.

Tabela 2.2 – Algumas especificações para Silos Agrícolas com Parede Corrugada de (101,6mm)

Série	Diâmetro (metros)	Anel	Altura do Corpo (metros)	Altura Topo (metros)	Capacidade Máx. (Metros cúbicos)
WSL & FCDL	4,57	3	3,38	4,60	61,2
WSL & FCDL	4,57	3	5,61	6,83	97,5
WSL & FCDL	5,49	3	3,38	4,88	90,0
WSL & FCDL	5,49	9	10,08	11,58	246,8
WSL & FCDL	6,40	3	3,38	5,13	124,9
WSL & FCDL	6,40	9	10,08	11,84	338,4
WSL & FCDL	7,31	3	3,38	5,38	166,3
WSL & FCDL	7,31	9	10,08	12,09	445,2
WSL & FCDL	8,23	3	3,38	5,66	214,6
WSL & FCDL	8,23	9	10,08	12,37	567,5
WSL & FCDL	9,10	4	4,50	7,04	342,6
WSL & FCDL	9,10	9	10,08	12,62	705,6
WSL & FCDL	10,00	4	4,50	7,39	420,6
WSL & FCDL	10,00	9	10,08	12,98	859,9
WSL & FCDL	11,00	5	5,61	8,79	612,4
WSL & FCDL	11,00	9	10,08	13,26	1030,6
WSL & FCDL	11,00	4	4,50	7,67	507,8
WSL & FCDL	12,80	9	10,08	13,77	1422,4
WSL & FCDL	14,63	4	4,50	8,71	954,1
WSL & FCDL	14,63	8	8,97	13,18	1697,7

Fonte: GSI – Grain Systems Inc, 2002.



Figura 2.3 – Conjunto de Silos Horizontais em Chapas Metálicas
Fonte: GSI – Grain Systems Inc, 2002.

As estruturas de silo horizontal mais usadas em nossa região são os denominados armazéns retangulares em estruturas mistas. Ou seja, possuem tipicamente fundações em estacas, blocos de fundação e pilares em concreto armado e alvenaria de tijolos rebocados com vigas armadas de concreto armado de 1,0 a 1,5m. A cobertura é geralmente feita em estrutura metálica e são utilizadas telhas de alumínio ou zincoalumínio. As dimensões típicas destes silos são: comprimento entre 60 e 85m, largura entre 20 e 30m, e altura máxima entre 6 e 8m. O volume típico de grãos armazenados varia de 11.000m³ à 33.000m³.

2.1.2. Métodos Construtivos Típicos

Para os silos horizontais em chapas metálicas e galvanizadas, o sistema construtivo consiste numa pré-fabricação de painéis, mediante a conformação das chapas em forma de trapézio conforme mostra a Figura 2.5. Elementos na forma de ondas e ziguezague (conforme a Figura 2.6) são utilizados nos painéis para obter maiores momentos de inércia visando resistir às tensões horizontais exercidas pelos grãos armazenados. Os painéis são montados no local com uso de parafusos e porcas, em montantes de aço também pré-fabricados, sobre fundações rasas ou profundas em concreto armado (conforme Figura a 2.4).

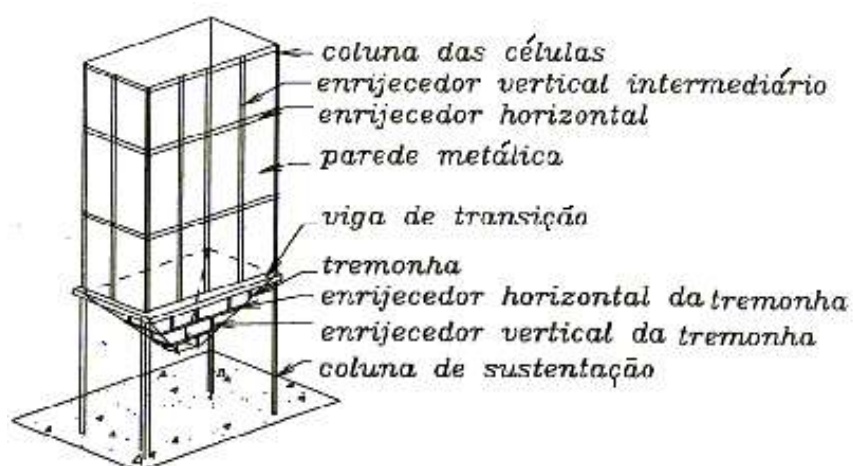


Figura 2.4 – Sistema estrutural de um silo de paredes de chapas lisas. (CALIL et al, 1997)

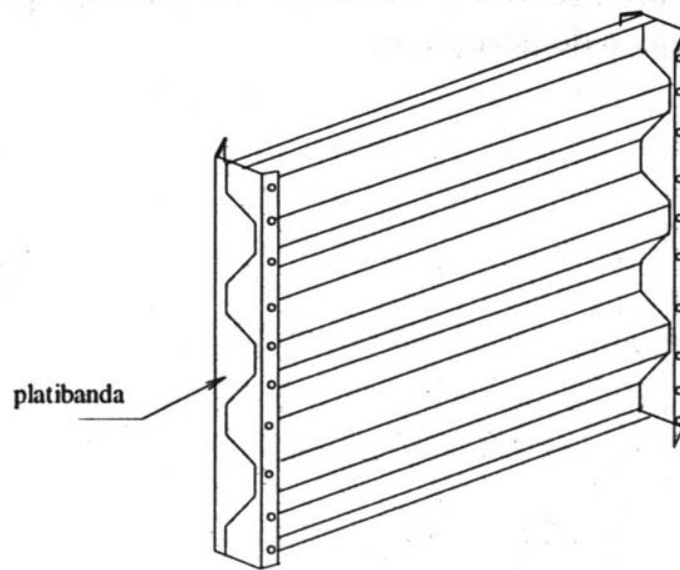
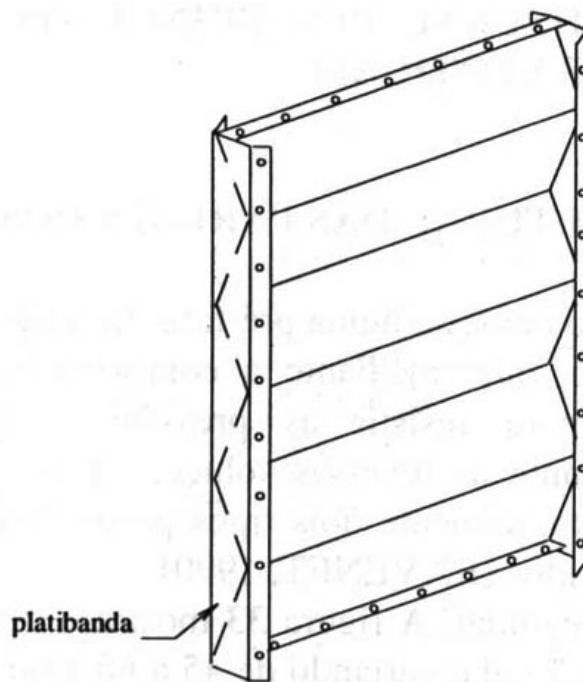


Figura 2.5 – Painel de conformação trapezoidal para utilização em silos. (CALIL et al, 1997)



2.6 – Painel de conformação zigzag para utilização em silos. (CALIL et al, 1997)

2.1.3. Formas de Operação de Silos

2.1.3.1. Movimentação de Carga:

Existem, para movimentação de grãos no interior de silos, equipamentos transportadores de diversos tipos: pneumáticos, helicoidais, de correias, de rosca sem-fim e de elevadores de canecas. O depósito dos grãos a granel, em silos, é o sistema mais rápido e menos dispendioso para conservar grandes quantidades. Este sistema permite a mecanização e automação da carga e descarga. Os transportadores automáticos atualmente utilizados, fixos ou móveis, completam, de modo satisfatório e em pouco tempo, a transferência dos grãos conforme a Figura 2.9 . O armazenamento de grãos em sacos é hoje em dia considerado uma tecnologia obsoleta.

Os grãos são depositados no interior de armazéns graneleiros através de uma correia transportadora localizada no centro do pavilhão próximo ao teto conforme ilustram as Figuras 2.7, 2.8 e 2.10. Esta correia solta os grãos em queda livre formando um depósito com superfície inclinada.

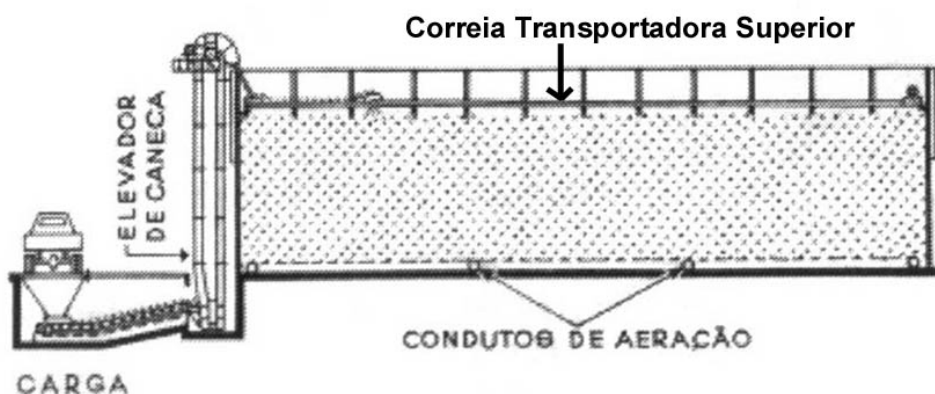


Figura 2.7 – Vista de um silo horizontal em forma de um armazém graneleiro mostrando um detalhe do elevador.

(PUZZI & ANDRADE, 2000)

Correia Transportadora Superior

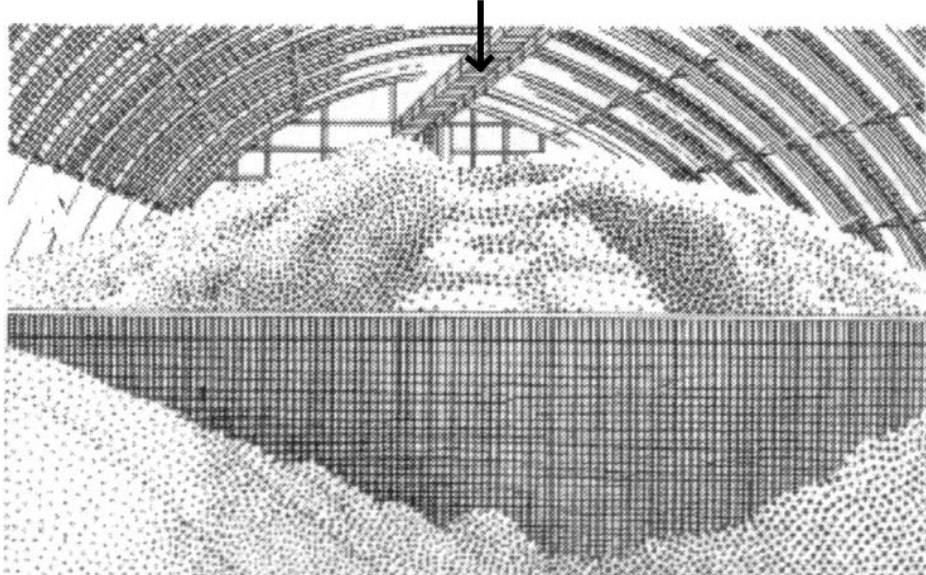


Figura 2.8– Vista interna de um silo horizontal mostrando o armazém parcialmente preenchido. (PUZZI & ANDRADE, 2000)

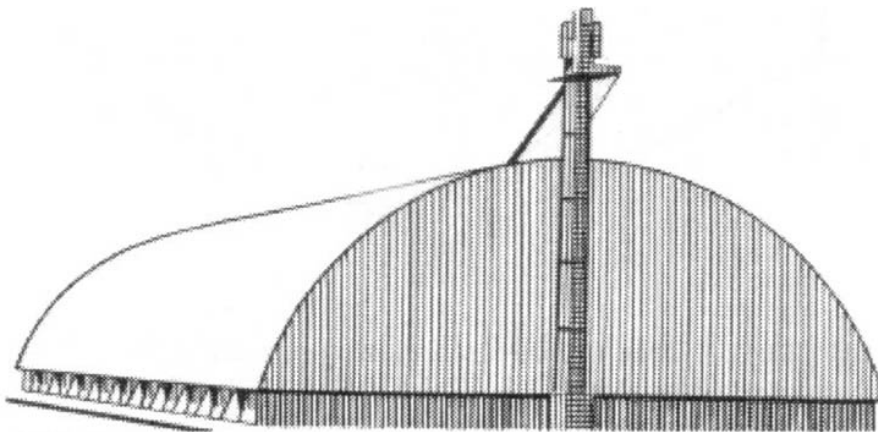


Figura 2.9 – Perspectiva de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando o elevador de carga descarregando na correia transportadora superior.

(PUZZI & ANDRADE, 2000)

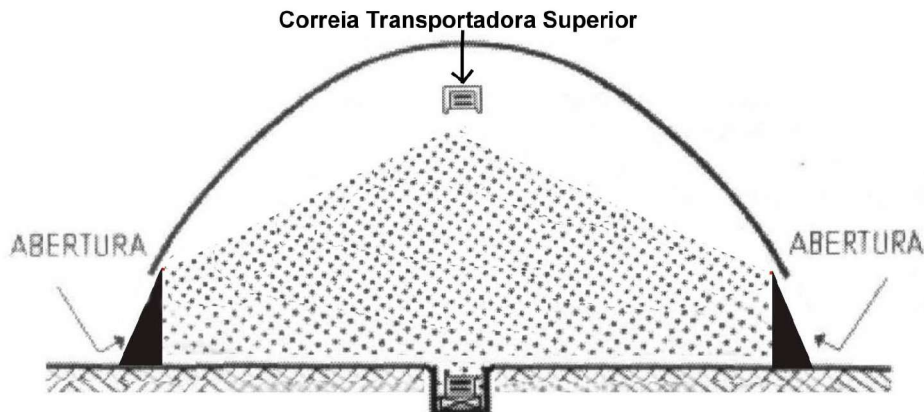


Figura 2.10 – Corte transversal de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando as correias transportadoras inferior e superior. (PUZZI & ANDRADE, 2000)

2.1.3.2. Termometria, aeração e transilagem:

A perda dos grãos armazenados em um silo é uma preocupação constante e o produto deve ser, periodicamente, examinado em sua qualidade e quantidade. O método mais seguro é examinar, com frequência, amostras obtidas em diversos pontos da massa dos grãos armazenada. Entretanto, torna-se difícil obter, periodicamente, amostras representativas de uma grande quantidade de grãos armazenada em uma célula de um silo vertical ou em um grande silo horizontal. Felizmente, os fatores que ameaçam a perda da qualidade dos grãos geralmente causam um aumento de temperatura. Assim, o registro constante da temperatura dos grãos permite detectar o início de um processo de deterioração (PUZZI, 2000).

A temperatura dos grãos armazenados em um silo é um bom índice do seu estado de conservação. Qualquer variação de temperatura deve ser interpretada com cautela, pesquisando-se, o mais rapidamente possível, sua causa. O aumento de temperatura observado é imediatamente corrigido através da aeração ou da transilagem.

A aeração é um processo de circulação do ar ambiente através da massa de grãos. O ar é insuflado ou aspirado por um ventilador e conduzido por intermédio de condutos (conforme a Figura 2.11). Esta circulação de ar homogeneiza a temperatura dos grãos, impedindo a migração da umidade e a formação de bolsas de calor.

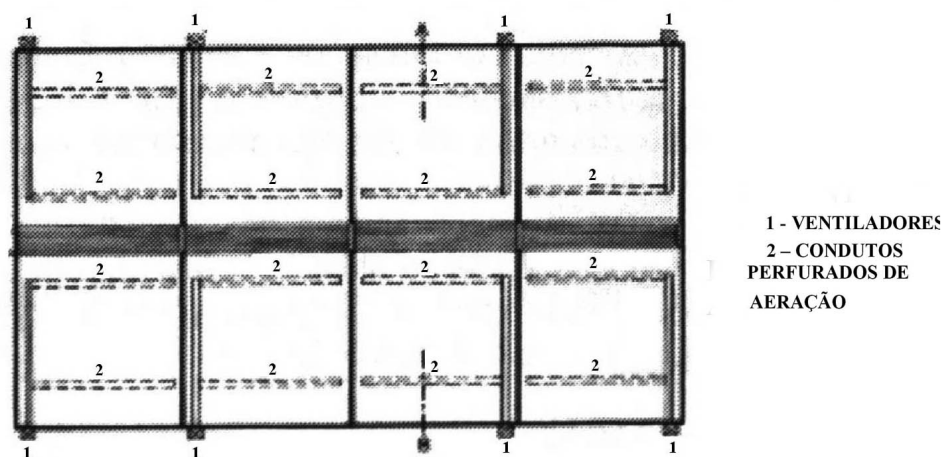


Figura 2.11 – Esquema de aeração de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro. (PUZZI & ANDRADE, 2000)

A transilagem, que é um processo de transferência de uma massa de grãos que apresenta um aumento de temperatura de um local para outro no interior do silo, também previne os danos provocados pelo aquecimento. Verifica-se, do exposto, a importância do controle de temperatura nas células de um silo vertical e nos compartimentos de um armazém graneleiro, para, em tempo hábil, evitar a deterioração do produto.

Os silos verticais e horizontais que armazenam grãos a granel devem ser equipados com sensores de temperatura, geralmente à base de pares termoeletrônicos. Através destes é possível medir a temperatura em diferentes alturas e regiões do interior da massa de grãos, com exatidão e rapidez adequadas. Esses sensores são ligados a um

quadro de medição, que indica a temperatura em vários níveis de massa de grãos (conforme a Figura 2.12).

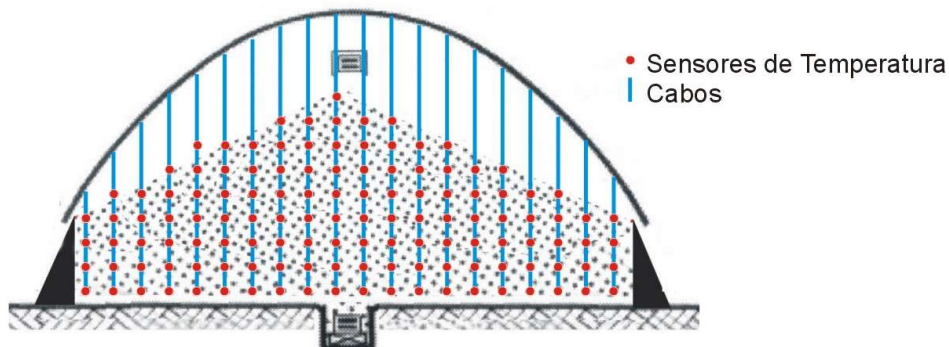


Figura 2.12 – Corte transversal de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando cabos com sensores termoeletrônicos de temperatura.

Os sistemas de medição de temperatura à base de pares termoeletrônicos, mais comuns em nosso meio, são suspensos no centro da célula do silo horizontal, desde o topo até a base. Os sensores e fios condutores são dispostos na parte central de um cabo de aço, de grande resistência à tração, recoberto de plástico duro e liso, para garantir adequada resistência à abrasão. O conjunto deverá ter capacidade para resistir a esforços de tração consideráveis, os quais são gerados durante as operações de descarga dos grãos. Da mesma forma, o efeito da presença de cabos de aço no interior da massa de grãos sobre os empuxos laterais é pouco conhecida.

A transilagem é realizada mediante descarga de fundo do silo horizontal, sendo os grãos transportados pela correia transportadora inferior (Figuras 2.10 e 2.12). Portanto, a massa de grãos armazenados é periodicamente submetida a deslocamentos verticais descendentes, o que afeta os empuxos laterais de forma ainda pouco conhecida.

Portanto, os empuxos laterais sobre paredes de silos horizontais dependem não somente das propriedades dos grãos, mas de outros fatores relacionados à sua utilização como a deposição, o esvaziamento, a transilagem e a presença de instrumentos em seu interior.

2.2. PROBLEMAS ESTRUTURAIS GEOTÉCNICOS E CONSTRUTIVOS EM SILOS

Em silos verticais e horizontais para armazenamento de grãos, apesar do progresso observado nas técnicas de projeto e construção, continuam ocorrendo rupturas em todas as partes do mundo, com perdas econômicas importantes e freqüentemente com perdas de vidas (SAFARAN E HARRIS, 1985). Algumas destas rupturas ocorrem por problemas estruturais, devidos tanto a erros de projeto, como a erros de construção. É importante ressaltar que no Brasil faltam normas técnicas específicas para este tipo de estrutura.

Os erros de projeto mais freqüentes são:

- a) Sub-estimar as pressões horizontais causadas pela massa de grãos armazenada;

Os testes de Plantanou e Kovton (apud ZAFARIAN E HARRIS, 1985) foram feitos na Rússia com um silo instrumentado por células de carga, com 6m de diâmetro e 40m de altura com paredes lisas, carregadas numa razão de 275 toneladas por hora e descarregada com 303 toneladas por hora. Este experimento mostra que a pressão lateral durante o carregamento é levemente maior do que a calculada pelo método tradicional

de Janssen(1895), mas na descarga a pressão cresce consideravelmente, chegando a atingir em alguns pontos do silo até 2,32 vezes a pressão calculada por Janssen conforme ilustra a Figura nº 2.13. Acidentes em silos são portanto frequentemente associados ao comportamento mecânico complexo da massa de grãos em seu interior, ainda pouco refletido nos métodos de projeto tradicionais. Note que a norma alemã DIN 1055 de 1987 já apresenta coeficientes de majoração para levar em conta este efeito. Isto ressalta a importância do projetista estar atualizado com a normalização internacional vigente.

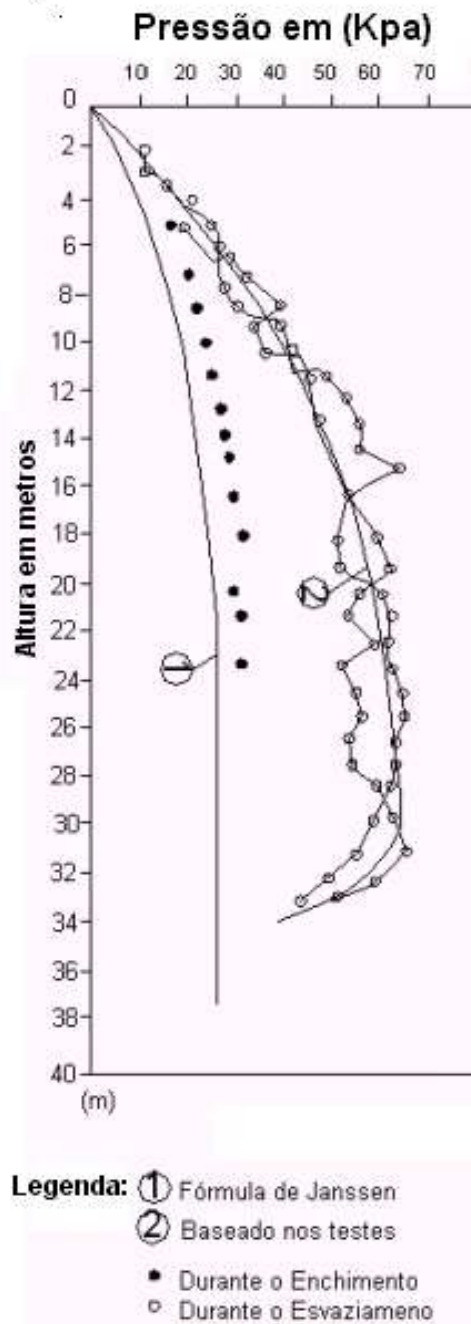


Figura 2.13 – Curvas de pressão horizontais versus altura em silo vertical. (ZAFARIAN E HARRIS, 1985)

- b) A insuficiência de detalhamento no projeto para guiar a construção.
- c) Um erro de projeto significativo em silos circulares contínuos é não levar em consideração os efeitos de temperatura, que têm sido a causa de rupturas em grandes silos. Um exemplo histórico foi a ruptura de um silo metálico de

33,50 metros de diâmetro e 20 metros de altura no ano de 1963 em San José, Missouri (U.S.A), completamente preenchido por trigo que sofreu um decréscimo de temperatura ambiente muito grande atingindo a -23°C fazendo com que suas paredes sofressem um encurtamento e enrijecimento. Este silo atingiu o colapso total(RAVANET, 1978).

- d) Um erro de projeto verificado com frequência nos silos horizontais é o uso de tirante de aço horizontais nos arcos da estrutura metálica da cobertura. A presença destes tirantes em um silo horizontal completamente preenchido por grãos implica que seu trecho central está imerso na massa de grãos. No processo de transilagem (conforme Figura 2.14), estes tirantes podem portanto sofrer esforço de tração por aderência dos grãos pois os tirantes são arrastados para baixo quando a massa é movida. Estes esforços de tração deslocam os pilares para o interior do armazém e conseqüentemente geram esforços passivos muito elevados vindo a romper a estrutura, em alguns casos, conforme ilustram as Figuras 2.15 e 2.16 . Estas Figuras correspondem a um silo horizontal contruído no município de Pelotas/RS , com os problemas constatados em 1998.

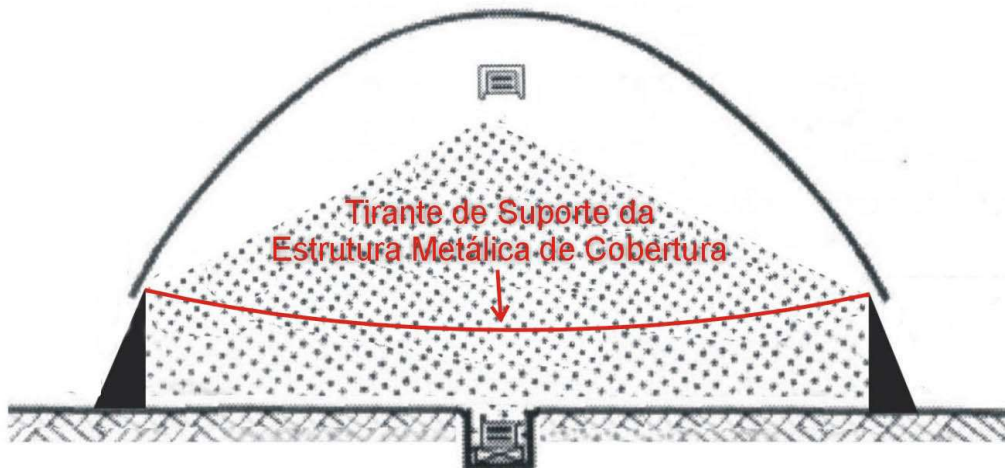


Figura 2.14 - Corte transversal de de um silo horizontal em forma de armazém graneleiro mostrando o tirante que causa empuxo passivo.



Figura 2.15 - Parede e pilar rompido por esforço passivo, gerado pelo tirante do arco.

(Pavilhão, BR 116 km 518,5-Pelotas, 1998)



Figura 2.16 : Pilar reforçado após a ruptura e eliminação do tirante dos arcos.
(Pavilhão, BR 116 km 518,5-Pelotas, 1998)

- e) Os erros de construção também incluem o espaçamento inadequado e a omissão de armadura, mão-de-obra de má qualidade, uso de materiais de construção inadequados.
- f) Os erros de uso incluem a estocagem de outros materiais que não aqueles para o qual foi o silo projetado e, principalmente alguma modificação no sistema de descarga de grãos.

2.3. METODOLOGIA DE PROJETO DE PAREDES LATERAIS DE SILOS.

2.3.1. Normalização e Principais Métodos.

No Brasil não há normas específicas para silos graneleiros. As normas mais usadas são as recomendações da norma AS 3774 (Austrália, 1990) para combinações de ações em projetos de silos (CALIL, 1993). Um estudo realizado por CALIL (1990) mostra que a prática de algumas normas internacionais é recente. A maioria destas normas é de publicação recente e de primeira edição, como a British Materials Handling Board (1985), Australian Standard 3774 (1990) e FIP/International Standard Organization (1989) em execução. A norma American Concrete Institute 313 (1983) se restringe a aplicações de silos verticais e horizontais de concreto armado. A norma alemã DIN 1055 de 1964 e revisada em 1987 é a mais recomendada para silos verticais. Esta norma é considerada a mais completa em vista de experiências práticas em sua utilização, baseadas em acidentes com silos reais.

O campo de aplicação desta norma tem validade para qualquer material de construção do silo, incluindo silos verticais ou prismáticos, desde que satisfaça a relação altura/diâmetro ou altura/largura maior do que 0,80. Sua única ressalva é para produtos fortemente coesivos e produtos granulares que incham (CALIL et al, 1997).

2.4. EMPUXOS LATERAIS EM PAREDES DE SILOS

2.4.1. Silos Verticais

2.4.1.1. Generalidades:

Inicialmente os projetistas não reconheciam a importância do atrito entre o material armazenado e as paredes do silo vertical. Supunham que as pressões laterais variam hidrostáticamente com $K = 1$. Esta consideração conduzia a resultados altamente conservadores. Mais tarde métodos analíticos foram desenvolvidos considerando o atrito interno entre grãos, o atrito entre grãos e paredes e a formação de superfícies de escorregamento na massa de grãos.

Alguns desses métodos consideram pressões estáticas (pressões do material armazenado em repouso). Durante o carregamento e principalmente no descarregamento do silo vertical, as pressões podem ser entretanto bem mais altas, causadas principalmente por falta de simetria, ou seja, por um descarregamento não centralizado.

2.4.1.2. Métodos para o cálculo de pressões laterais:

Esses métodos são baseados no equilíbrio limite da massa dos grãos em condição estática. Interações elásticas com a estrutura do silo vertical não são consideradas, nem as deformações entre os grãos e a estrutura.

2.4.1.3. Método de Janssen (1895):

Este método é de 1895, quando H.A. Janssen desenvolveu uma equação diferencial baseada no equilíbrio de uma camada horizontal delgada de grãos, como mostram as Figuras 2.17 e 2.18:

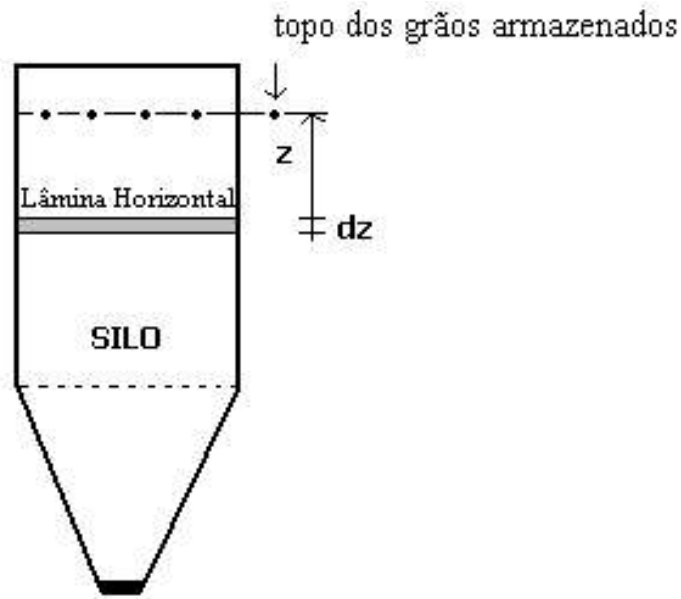


Figura 2.17 : Esquema gráfico de um silo vertical para a derivação da equação de Janssen

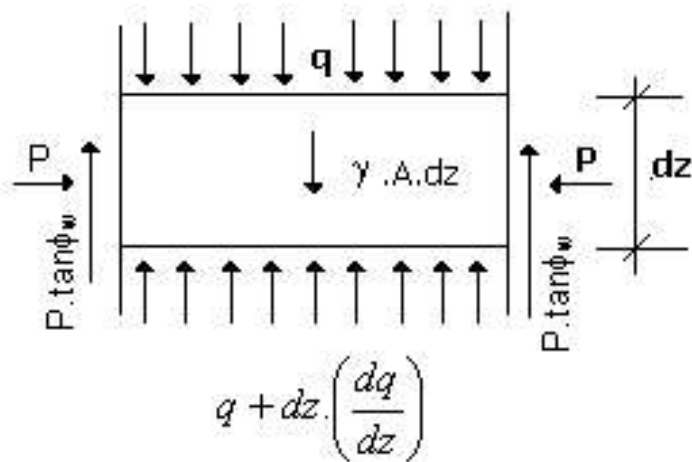


Figura 2.18 : Esquema de pressões na lâmina horizontal

$P \cdot \tan\phi_w$

$\gamma \cdot A \cdot dz =$ peso da lâmina

$p \cdot \tan\phi_w =$ força de atrito por unidade de área da parede em contato com a lâmina

$$q \cdot A + \gamma \cdot A \cdot dz = A[q + dz \cdot (dq/dz)] + \tan\phi_w \cdot p \cdot (U \cdot dz)$$

$$(2.1)$$

Na qual:

γ = peso específico dos grãos

q = pressão vertical estática na profundidade (z) abaixo da superfície do material estocado

A = área da seção horizontal do silo

U = perímetro da seção horizontal

p = pressão horizontal do material armazenado contra as paredes na profundidade (z)

K = coeficiente de empuxo lateral

ϕ = ângulo de atrito interno dos grãos

ϕ_w = ângulo de atrito entre os grãos e a parede do silo

Substituindo p por $K.q$, considerando o raio hidráulico $R = A/U$ e re-arranjando a equação diferencial de equilíbrio, tem-se:

$$dq/dz = \gamma - (\tan\phi_w.K/R) . q$$

(2.2)

A solução da equação diferencial é a formula de Janssen para a pressão vertical na profundidade z :

$$q = \gamma.R/\tan\phi_w.K [1 - e^{-\tan\phi_w.K.z/R}] \quad (2.3)$$

$$p = \gamma.R/\tan\phi_w [1 - e^{-\tan\phi_w.K.z/R}] \quad (2.4)$$

sendo $K = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi)$ ou $K = \tan^2 (45 - \phi/2)$ ou seja, tem-se o coeficiente de empuxo ativo de Rankine, o que necessariamente implica em haver deslocamento da parede. Como normalmente esta parede é rígida e não admite deslocamento, as pressões horizontais calculadas com este valor de K são inferiores às realmente existentes.

2.4.1.4. Método de Airy (1897):

Desenvolvido em 1897, o Método de Wilfred Airy apresenta soluções separadas para silos horizontais e silos verticais. Airy(1897) derivou estas equações considerando (como Rankine e Coulomb) o equilíbrio estático de uma cunha formada por uma porção de material acima do plano de ruptura conforme mostra a Figura 2.19.

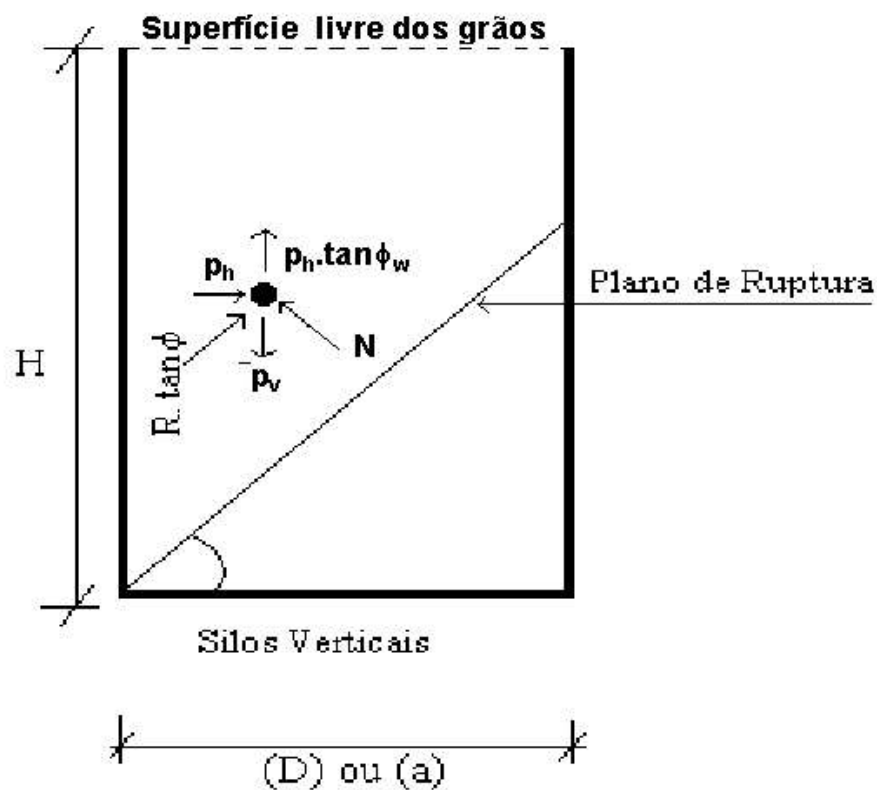


Figura 2.19 – Esquema de distribuição de pressões em um silo vertical

Para silos verticais, a pressão lateral na profundidade z é dada por:

$$p = \frac{\gamma \cdot D}{\tan \phi + \tan \phi_w} \left[1 - \frac{\sqrt{1 + (\tan \phi)^2}}{\sqrt{\frac{2z}{D} \cdot (\tan \phi + \tan \phi_w) + 1 - \tan \phi \cdot \tan \phi_w}} \right]$$

(2.5)

pressão vertical: $q = p/K$

2.4.1.5. Método de Reimbert:

Em 1953 e 1954, Marcel REIMBERT e André REIMBERT apresentaram seu método de cálculo de pressões horizontais em silos verticais. Este é baseado na hipótese que, em grandes profundidades, a curva da pressão lateral versus profundidade deverá ser assintótica com o eixo vertical, conforme a Figura 2.20.

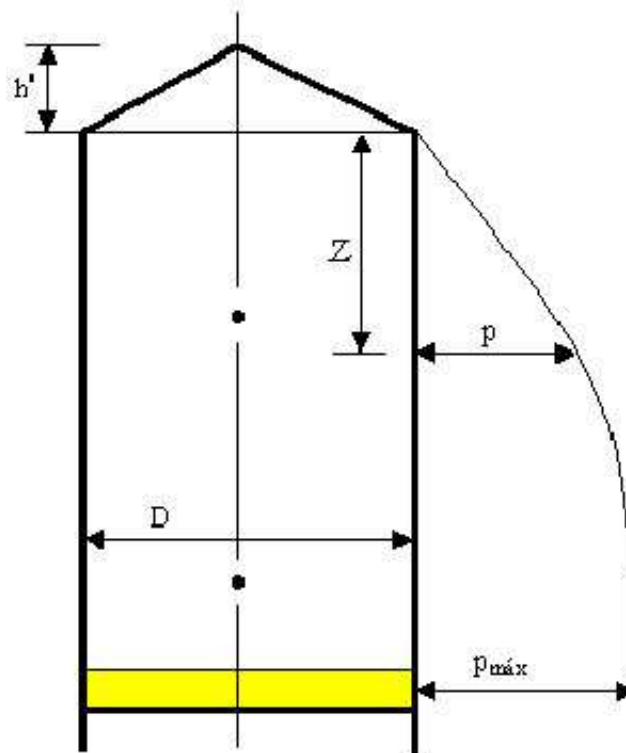


Figura 2.20 – Esquema de um silo vertical para dedução da equação de Reimbert

$$p = p_{\max} [1 - (Z/C + 1)^{-2}]$$

(2.6)

onde,

para silos circulares:

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot D}{4 \cdot \tan \phi_w} \quad (2.7)$$

$$C = \frac{D}{4 \cdot \tan \phi_w \cdot K} - \frac{h'}{3} \quad (2.8)$$

para silos poligonais, com mais de 4 lados:

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot R}{\tan \phi_w} \quad (2.9)$$

$$C = \frac{L}{4\pi \cdot \tan \phi_w \cdot K} - \frac{h'}{3} \quad (2.10)$$

L = lado do silo poligonal.

para silo retangular, na parede menor de lado “a”

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot a}{4 \cdot \tan \phi_w} \quad (2.11)$$

$$C = \frac{a}{\pi \cdot \tan \phi_w \cdot K} - \frac{h'}{3} \quad (2.12)$$

Para a parede maior de lado de “b”

$$p_{\max} = \frac{\gamma \cdot a'}{4 \cdot \tan \phi_w} \quad (2.13)$$

$$C = \frac{a'}{\pi \cdot \tan \phi_w \cdot K} - \frac{h'}{3}$$

(2.14)

Na qual,

$$a' = \frac{2 \cdot a \cdot b - a^2}{b}$$

(2.15)

$$K = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

(2.16)

As Figuras 2.21, 2.22, 2.23, 2.24, 2.25 e 2.26 mostram uma comparação entre as pressões laterais para os três métodos, considerando diferentes combinações de proporção de silos, de material estocado e ângulo de atrito entre o material e as paredes do silo.

Para estes casos têm-se as seguintes conclusões, quanto à pressão horizontal:

a) Para armazéns ou silos verticais, na sua parte superior, o método de Reimbert apresenta pressões mais altas, enquanto Janssen gera pressões mais baixas; b) Numa região um pouco mais abaixo, a equação de Airy apresenta grandes pressões e Janssen continua apresentando baixas pressões. A uma profundidade em torno de 3,2D, o método de Reimbert pode indicar pressões mais baixas que Janssen.

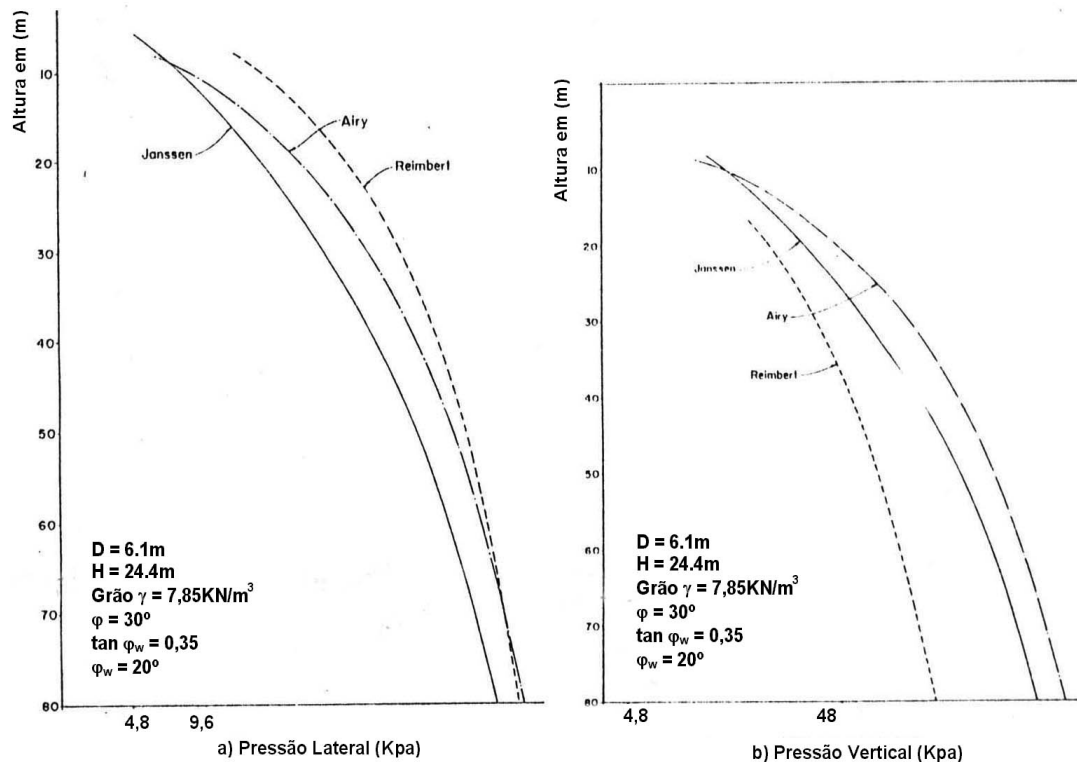


Figura 2.21 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de

Janssen, Airy e Reimbert para grãos com $\gamma = 7,85 \text{ KN/m}^3$ e $\varphi_w = 20^\circ$. (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

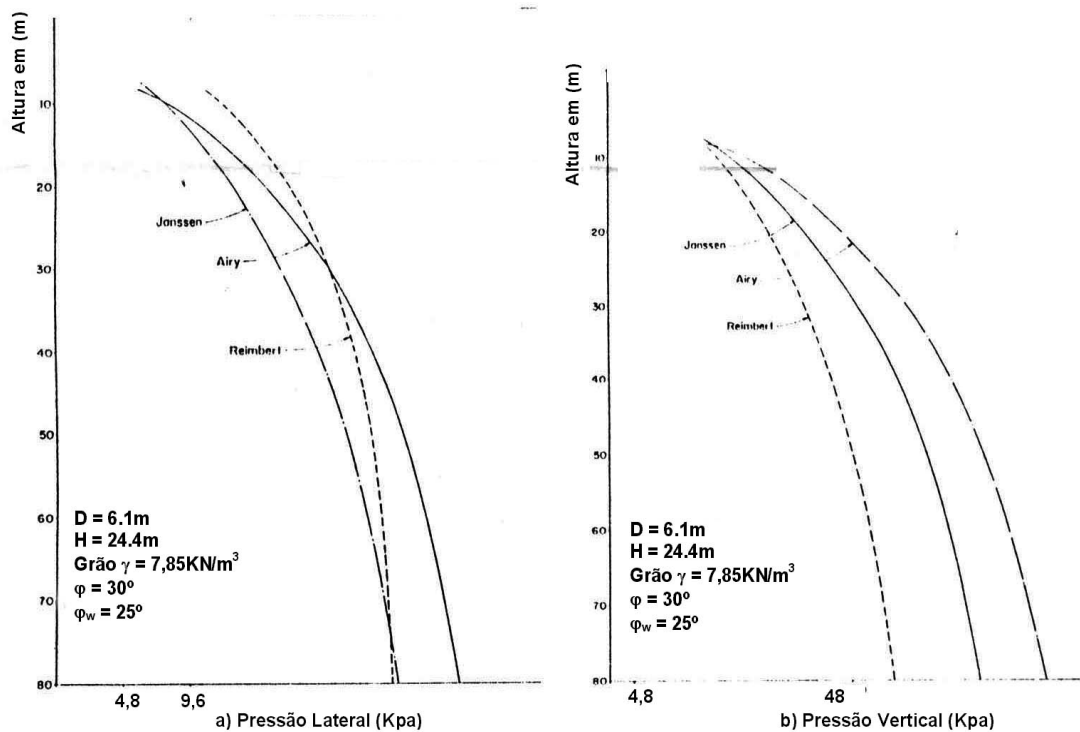


Figura 2.22 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert. para grãos com $\gamma = 7,85 \text{ KN/m}^3$ e $\varphi_w = 25^\circ$ (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

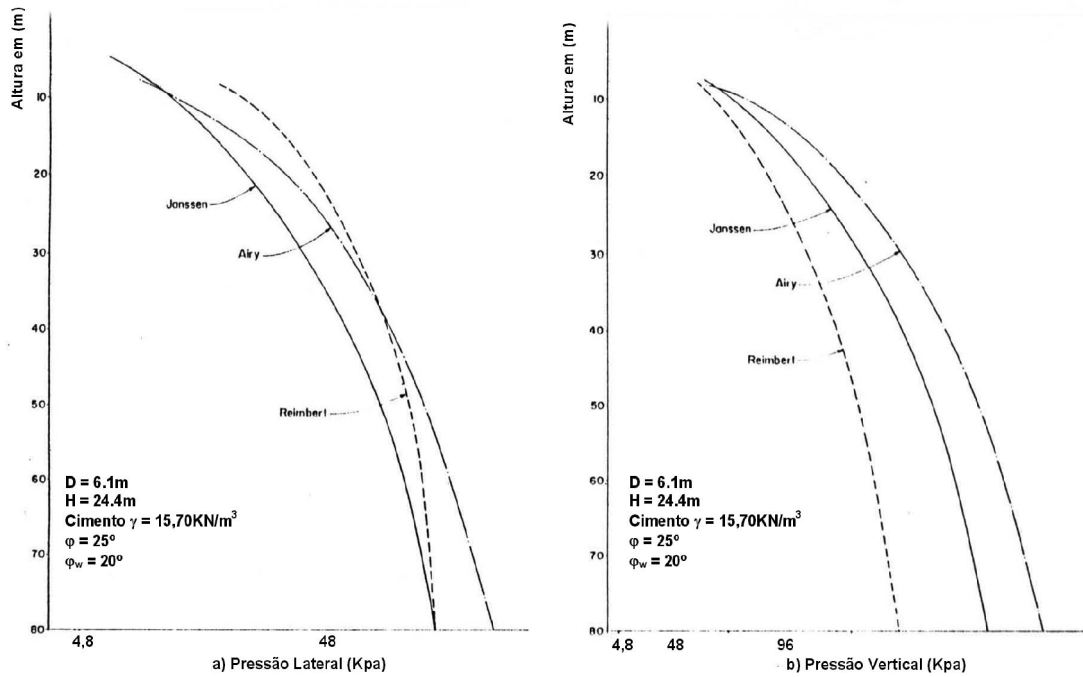


Figura 2.23 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para um silo de 6.21m de diâmetro e grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=20^\circ$ (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

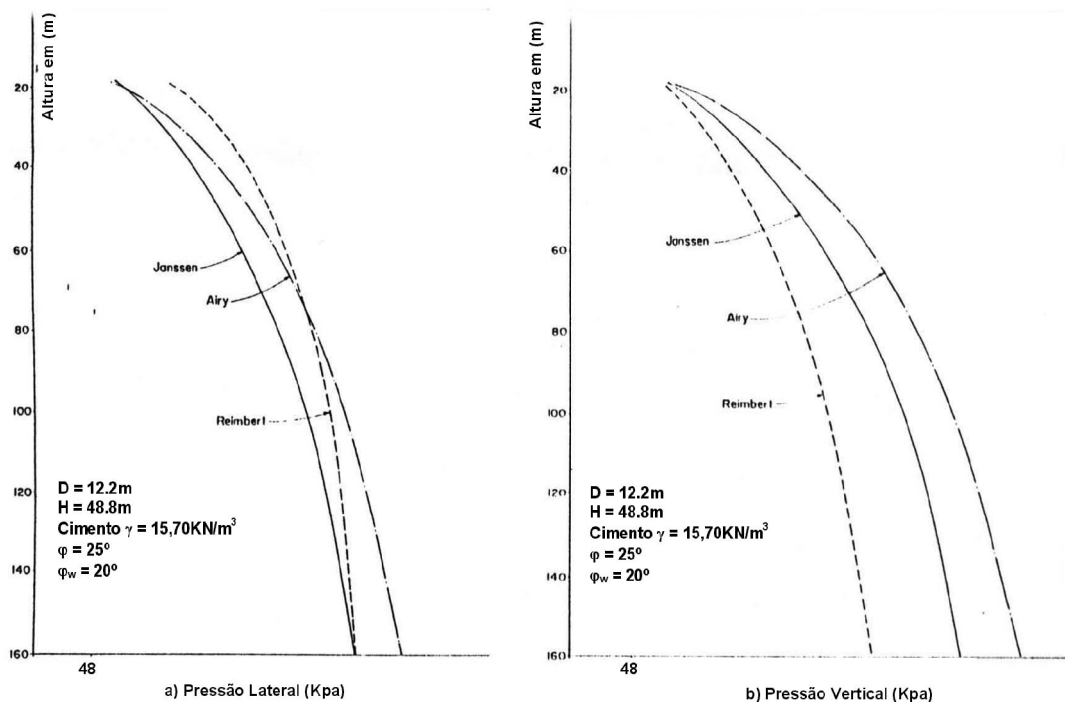


Figura 2.24 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para um silo de 12.2m de diâmetro e grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w=20^\circ$ (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

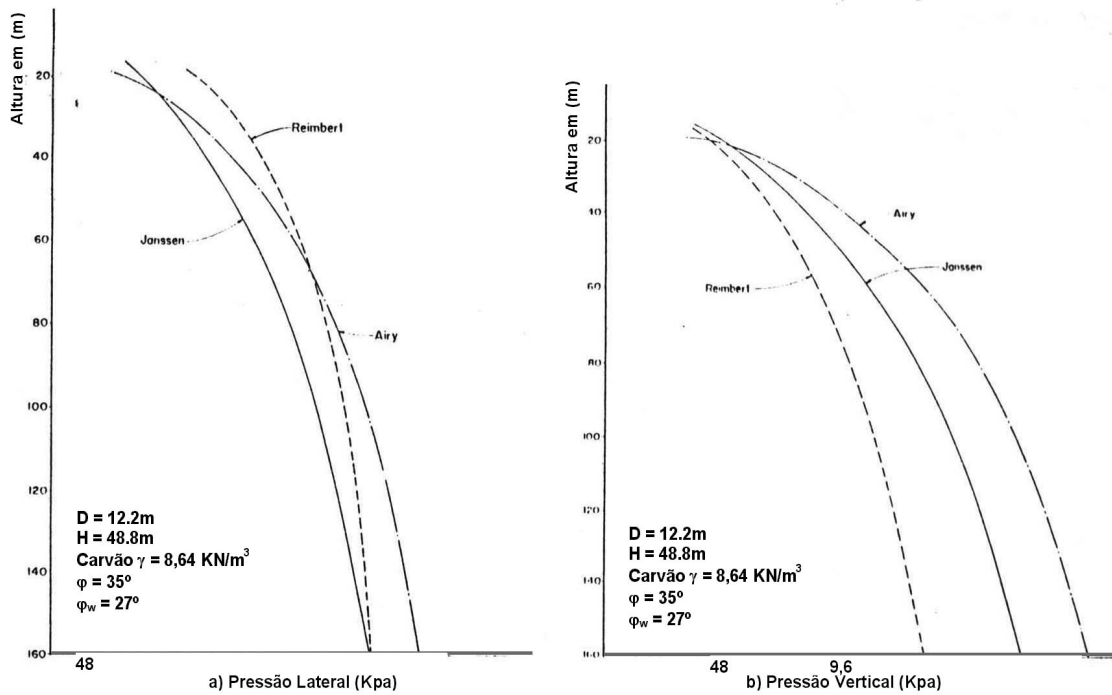


Figura 2.25 – Pressões laterais e verticais calculadas pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para grão com $\gamma = 8,64 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w = 27^\circ$ (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

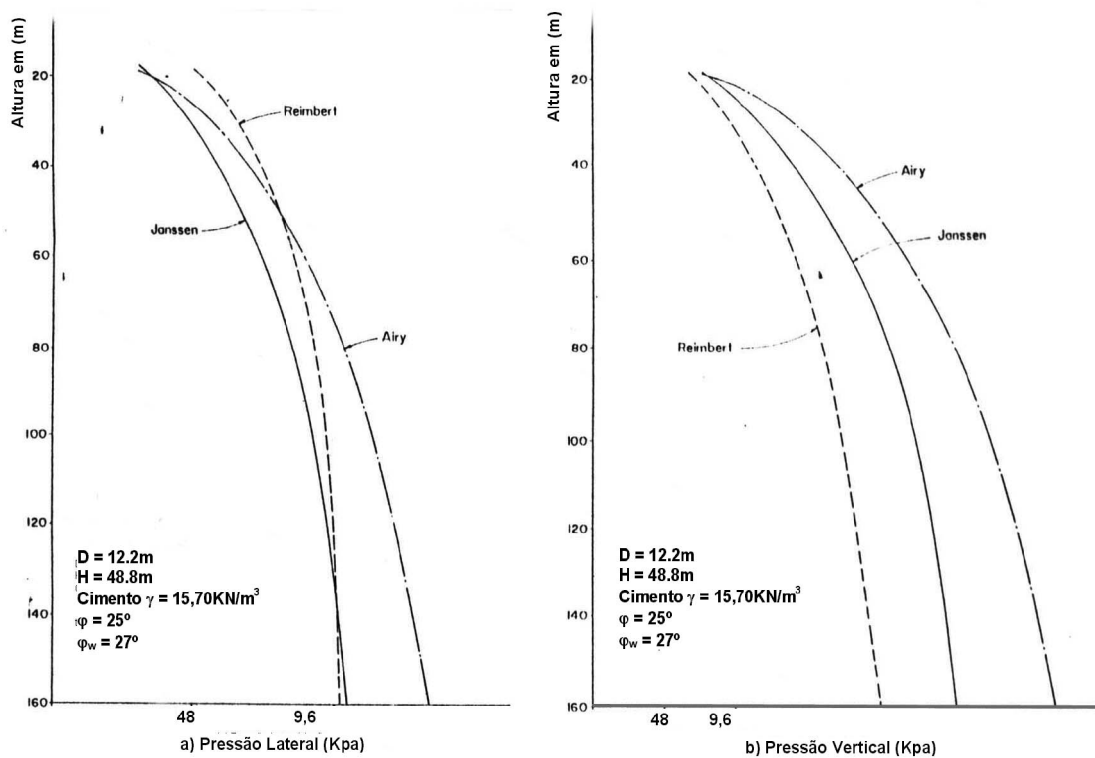


Figura 2.26 – Pressões laterais e verticais pelos métodos de Janssen, Airy e Reimbert para grão com $\gamma = 15,70 \text{ KN/m}^3$ e $\phi_w = 27^\circ$ (SAFARIAN & HARRIS, 1985)

2.4.1.6 Norma Alemã DIN 1055 (1987)

Esta norma é a mais usada no meio local. Baseia-se no método de Janssen, com a adoção de alguns coeficientes de majoração:

2.4.1.6.1 p_{hc} = pressão horizontal no carregamento do silo

$$p_{hc} = \frac{\gamma \cdot R}{\tan \phi \left[1 - e^{\frac{-\tan \phi \cdot K}{R} \cdot z} \right]}$$

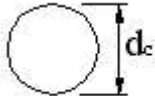
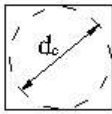
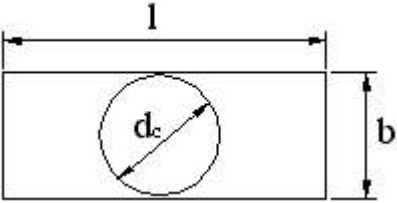
(2.17)

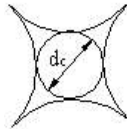
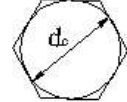
O valor de K é definido pela expressão: $K = 1,2(1 - \sin \phi)$

Onde: $R = \frac{A}{U}$

(2.18)

Tabela 2.3 – Raios hidráulicos para diferentes seções de silos verticais segundo a norma alemã DIN 1055 (1987)

SEÇÃO TRANSVERSAL	RAIO HIDRÁULICO (R)	DIAGRAMA
Circular	$0,25d_c$	
Quadrada	$0,25d_c$	
Retangular		
Considerando o lado b		
Para $l/b = 1,0$	$0,25d_c$	
Para $l/b = 1,5$	$0,27d_c$	
Para $l/b = 2,0$	$0,30d_c$	
Para $l/b = 4,0$	$0,33d_c$	
Para $l/b = 5,0$	$0,35 d_c$	
Considerando o lado l		
Para $l/b = 1,5$	$0,30d_c$	
Para $l/b = 2,0$	$0,33d_c$	
Para $l/b = 4,0$	$0,40d_c$	
Para $l/b = 5,0$	$0,50d_c$	

Intercelular	0,30 d _c	
Poligonal	0,27d _c	

FONTE: CALIL et al (1997).

2.4.1.6.2 – Pressão horizontal, no descarregamento p_{hd}

$$p_{hd} = p_{hc} \times C$$

O coeficiente de sobrepressão de descarregamento, para silos que apresentam descarregamento pelo centro do seu fundo, é dado pela norma alemã DIN 1055 (1987) para os seguintes materiais.

Açúcar, cascalho, cimento, cinzas, pó de carvão e cal hidratado $C = 1,2$.

Cascalho de concreto, fosfatos, beterraba, carvão, coque e ferro $C = 1,3$

Trigo, cevada, farinha, areia, soja, batatas, escoria de caldeira $C = 1,4$

Cascas $C = 1,5$

Milho $C = 1,6$

Ração $C = 1,7$

2.4.2. Silos Horizontais

O único método de cálculo de pressões horizontais encontrado na revisão bibliográfica especificamente para silos horizontais é o proposto por Airy (1897). Esta equação é baseada no equilíbrio limite estático de uma cunha formada por uma porção de material estocado sobre o plano de ruptura.

$$p = \frac{1}{2} \gamma \cdot z \left[\frac{1}{\sqrt{\tan \phi (\tan \phi + \tan \phi_w)} + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}} \right]^2$$

(2.19)

Obs: Esta equação dá praticamente os mesmos valores de pressão horizontal que os calculados por Coulomb na condição ativa, para grãos armazenados com superfície horizontal e parede lisas, mas valores diferentes quando a parede é muito rugosa.

2.5. PROPRIEDADES DE MATERIAIS GRANULARES ARMAZENADOS EM SILOS

A determinação das propriedades físicas de produtos armazenados é o primeiro passo para o projeto estrutural de silos verticais e horizontais e deve ser realizada nas condições mais severas que podem ocorrer no silo. Envolve a determinação dos seguintes parâmetros: (a) densidade em função da consolidação, (b) ângulo de atrito interno dos grãos e (c) ângulo de atrito entre os grãos armazenados e os materiais das paredes dos silos. Note que o ângulo de atrito interno de grãos é frequentemente expresso em termos do ângulo de repouso dos taludes da massa de grãos. Alguns valores típicos da propriedade de grãos são apresentados nas tabelas 2.4 à 2.7.

O equipamento utilizado para estas determinações é o aparelho de cisalhamento rotacional conhecido em nível internacional por “Jenike Shear Cell”. Com a finalidade de uniformização dos resultados à nível internacional, o método utilizado para ensaio é o da Federação Européia de Engenheiros Químicos no grupo de trabalho “Mecânica dos produtos Armazenados”(1982) [Apud CALIL (1997)].

O “Jenike Shear Cell” é um equipamento de cisalhamento rotacional em forma circular com diâmetros de amostra de 65mm para materiais pulverulentos e diâmetro de 140mm para materiais granulares. Outra diferença em relação ao equipamento de cisalhamento direto utilizado em solos é que o material testado no “Jenike Shear Cell” sofre um movimento de rotação inicial de 45° (“pré-cisalhamento”) com objetivo de pré-consolidar a amostra antes do cisalhamento propriamente dito.

Tabela 2.4 – Ângulo de repouso formado pela massa de diversos grãos

GRÃOS	ÂNGULOS (°)
Arroz em casca	33° à 40°
Arroz beneficiado	24° à 26°
Café beneficiado	27° à 30°
Café em coco	31°
Feijão	31°
Feijão chumbinho	29°
Milho	27°
Soja	29°
Trigo	25° à 28°

FONTE: PUZZI, 2000, p.228.

Tabela 2.5 – Peso específico aparente de diversos grãos

GRÃOS	KN/m ³
Amendoim descascado	3,40 à 4,20
Amendoim com casca	2,90 à 3,80
Arroz descascado	7,50 à 8,20
Arroz com casca	5,80 à 6,20
Café beneficiado	6,00 à 6,80
Café em coco	3,40 à 4,20
Feijão	7,50 à 8,00
Milho espiga com casca	3,50 à 3,80
Milho em grão (média)	7,50
Milho em grão “Armour”	7,48
Milho em grão “Cateto”	7,53
Soja em grão	7,50 à 8,40
Soja em grão (média)	8,00
Trigo	7,50 à 8,40
Trigo em grão (média)	8,00

FONTE: PUZZI, 2000, p.228.

Tabela 2.6 – Teor máximo de umidade de diversos grãos, para um longo período de armazenamento.

PRODUTO	TEOR DE UMIDADE
---------	-----------------

Trigo	12%
Aveia	13%
Cevada	13%
Sorgo	12%
Milho	13%
Soja	11%
Arroz em Casca	12%

FONTE: PUZZI, 2000, p.228.

Tabela 2.7 – Peso específico aparente do arroz

GRÃOS	KN/m ³	
Arroz descascado	7,50	à 8,20
Arroz com casca	5,80	à 6,20

FONTE: PUZZI, 2000, p.228.

2.6. EMPUXOS LATERAIS EM PAREDES DE CONTENÇÃO DE SILOS HORIZONTAIS

2.6.1. Generalidades

Grandes armazéns com paredes baixas em relação a sua largura e comprimento têm um comportamento completamente diferente dos silos verticais. Comportam-se similarmente aos muros de arrimo para contenção de solos arenosos. Uma breve revisão dos métodos disponíveis na literatura para o cálculo de empuxos laterais nessas estruturas é apresentada a seguir, juntamente com a comparação com resultados experimentais.

2.6.2. Pressões Laterais

2.6.2.1. Estado de equilíbrio plástico de Rankine para superfície horizontal:

A grandeza e distribuição das pressões laterais de solo (empuxos de solo) são dependentes dos deslocamentos da parede das pressões verticais aplicadas. Logo, tem-se um problema estaticamente indeterminado.

É portanto, conveniente estudar o comportamento do solo no estado de equilíbrio plástico, onde a tensão cisalhante atuante iguala-se à resistência ao cisalhamento em um determinado plano. Neste caso, as pressões laterais são determináveis.

Considerando inicialmente um elemento de solo numa profundidade z dentro de um semi-espaco de solo em repouso, onde não se verifiquem deslocamentos laterais conforme mostra a Figura 2.27, tem-se a tensão horizontal decorrente do peso próprio dada por

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad \text{onde} \quad \sigma_v = \gamma \cdot z,$$

onde K_0 é o coeficiente de empuxo do repouso.

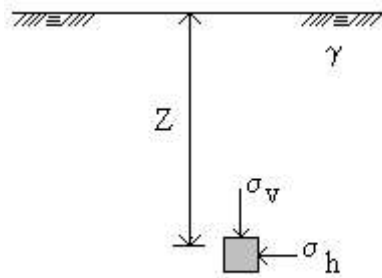


Figura 2.27 – Distribuição de pressões em um elemento de solo.

A partir da condição inicial de repouso, analisando o estado de tensões pelo diagrama de Mohr, pode-se atingir a ruptura por dois processos, variando as tensões horizontais atuantes:

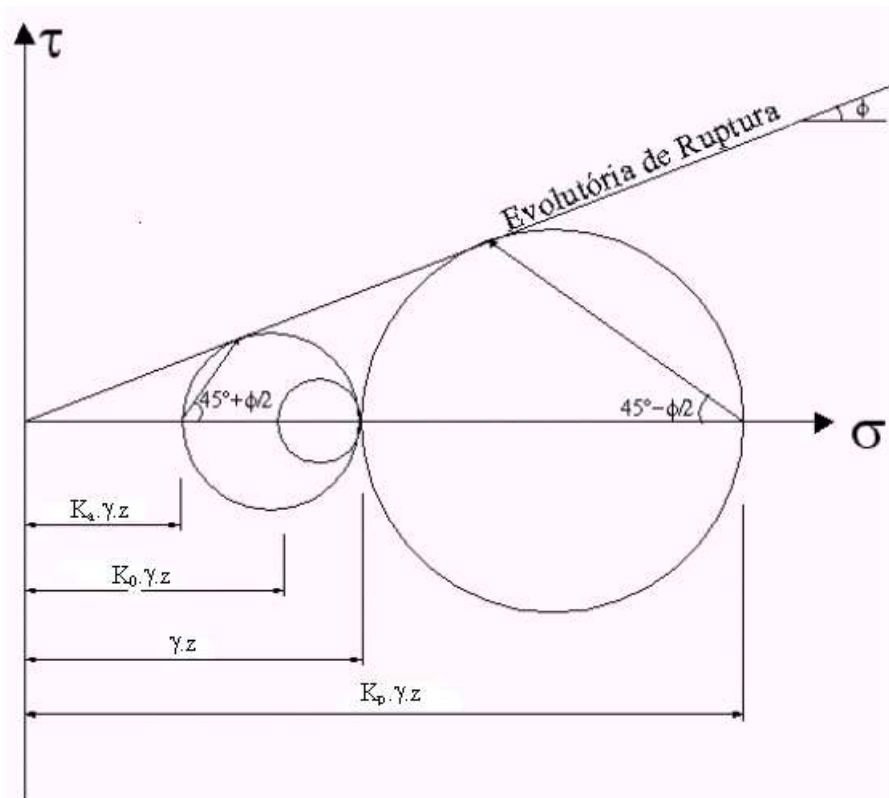


Figura 2.28 - Diagrama de Mohr para os estados de tensão ativo, em repouso e passivo.

a) CASO ATIVO:

Diminuindo a tensão horizontal e mantendo a vertical constante, tem-se uma expansão horizontal. Na ruptura, obtém-se a solução de Rankine:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

(2.20)

sendo K_a o coeficiente de empuxo ativo, dado por

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

(2.21)

para solos não coesivos.

b) CASO PASSIVO:

Aumentando a tensão horizontal e mantendo constante a vertical, tem-se uma compressão horizontal. Na ruptura, obtém-se:

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z$$

(2.22)

sendo K_p o coeficiente de empuxo passivo.

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

(2.23)

A Figura 2.29 mostra as deformações necessárias para a mobilização de empuxo ativo e passivo, utilizadas pela Sociedade de Geotecnia do Canadá (1985).

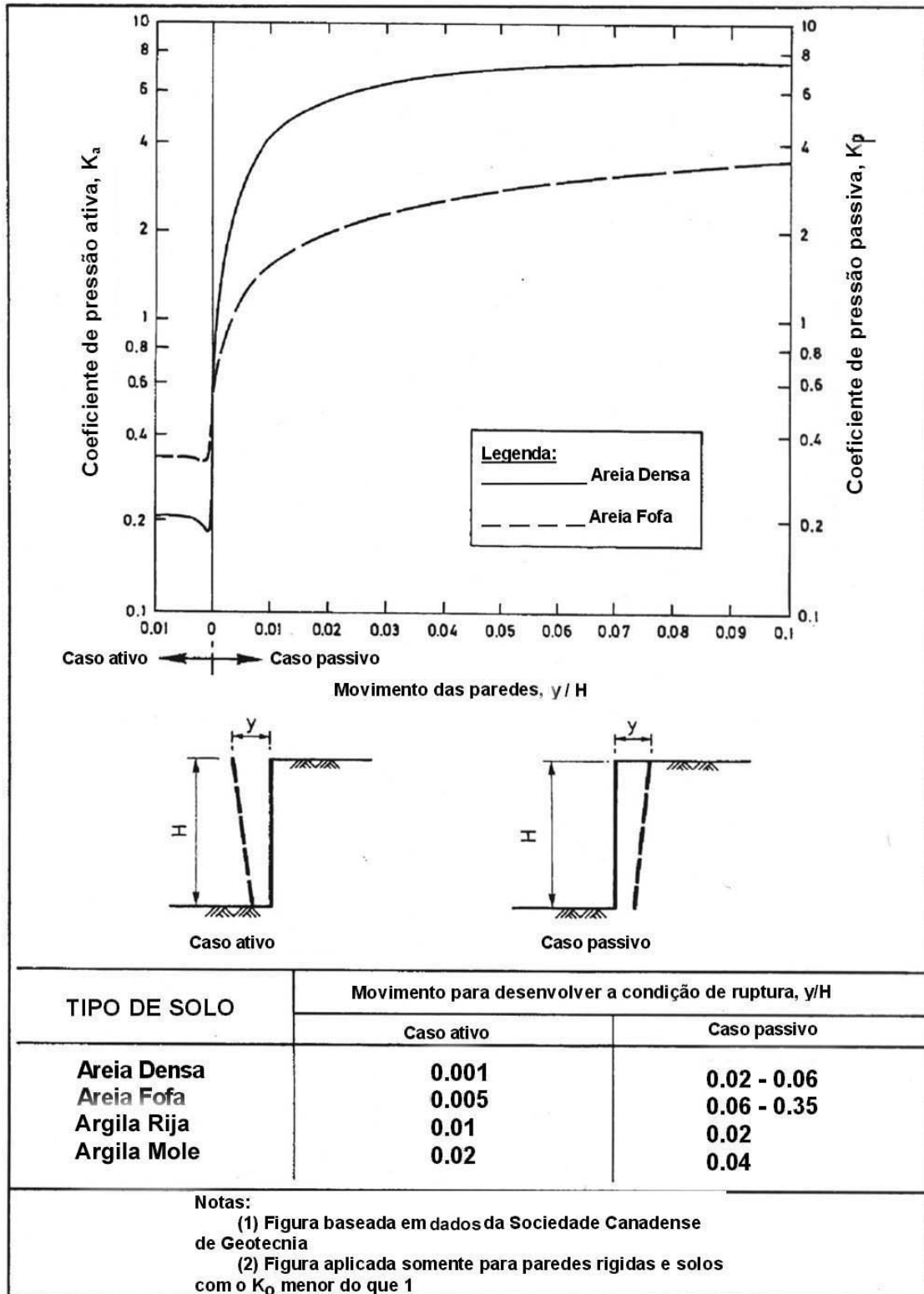


Figura 2.29 – Deformações necessárias para a mobilização de empuxo ativo e passivo, Canadian Geotechnical Society (1985). Traduzida pelo autor.

SHERIF et al, (1982) realizaram uma série de experimentos em modelos reduzidos de muros de arrimo com areia de Ottawa seca cujas propriedades físicas são mostradas na tabela 2.8. O objetivo era determinar o movimento da parede necessário para mobilizar o empuxo ativo, baseado na condição de $\phi_w = \phi$. Para vários ângulos de atrito interno do solo, os autores obtiveram a equação $S = H(7,0 - 0,13\phi) \cdot 10^{-4}$, onde S é o deslocamento no topo da parede, H é a altura da parede e ϕ o ângulo atrito interno em graus.

Tabela 2.8- Propriedades Físicas da Areia de Ottawa

Diâmetro	
D ₁₀ (mm)	0,176
D ₃₀ (mm)	0,217
D ₅₀ (mm)	0,251
D ₆₀ (mm)	0,264
Cu = D ₆₀ / D ₁₀	1,50
Gs	2,67
Índice de vazios máximo (e _{máx})	0,754
Índice de vazios mínimo (e _{mín})	0,530

Fonte: SHERIF, et al, 1982.

A Figura 2.30 mostra os valores do deslocamento para desenvolver o empuxo ativo, para diversos ângulos de atrito do solo.

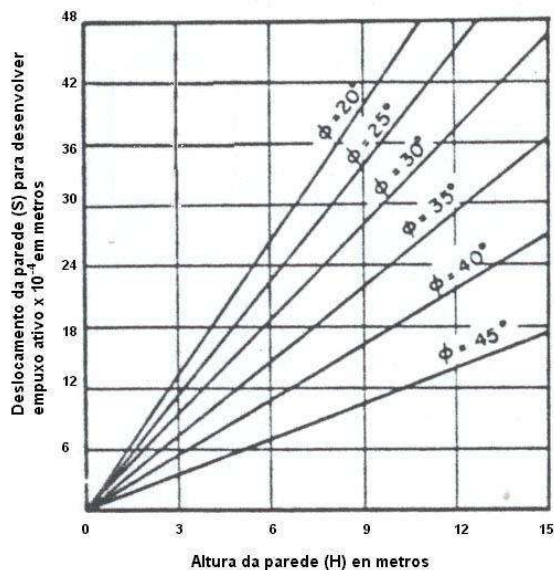


Figura 2.30 - Valores do deslocamento para desenvolver o empuxo ativo, para diversos ângulos de atrito interno ϕ do solo e para diversas alturas da parede, conforme ISHIBASHI et al (1982).

Experimentos de ISHIBASHI et al (1982) e FANG & ISHIBASHI (1986) indicaram claramente que o coeficiente de atrito ($\tan\phi_w$) mobilizado estrutura de contenção varia com o tipo de movimento da parede, conforme as Figuras 2.31 e 2.32.

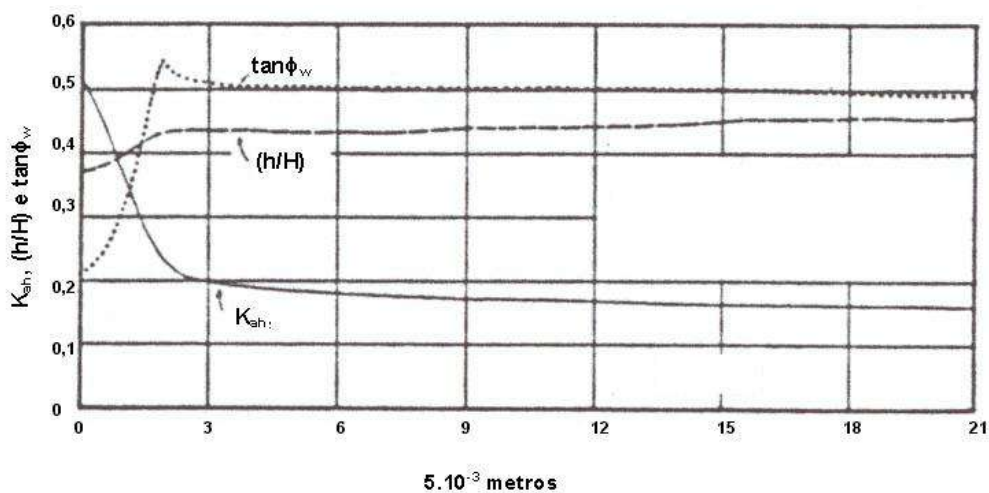


Figura 2.31 –Variações K_{ah} , ϕ_w e o ponto de aplicação do empuxo em relação a base versus movimento de translação da parede. ISHIBASHI et al (1982)

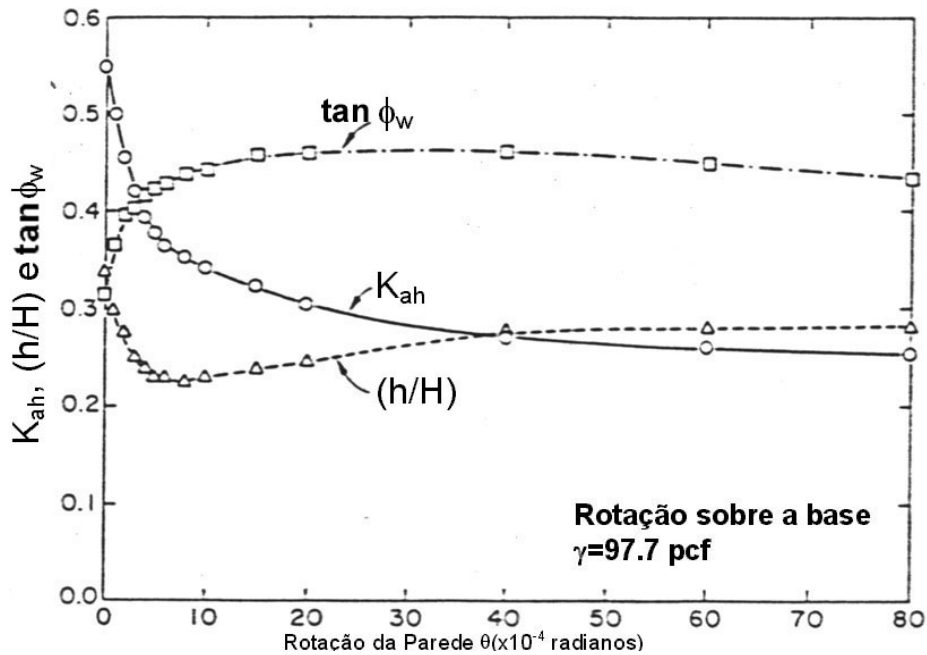


Figura 2.32 - Variações K_{ah} , ϕ_w e o ponto de aplicação do empuxo em relação à base versus movimento de rotação da parede em relação à base. FANG & ISHIBASHI (1986)

2.6.2.2. Teoria de Rankine para superfície de grãos inclinada:

A Teoria de Rankine possibilita o cálculo do empuxo ativo ou passivo atuando em uma estrutura de contenção com paramento vertical, incluindo superfícies de solo ou grãos inclinada de β com a horizontal.

Conforme visto na seção 2.6.2.1 a teoria de Rankine consiste na aplicação da teoria do equilíbrio plástico para o cálculo dos empuxos laterais, possibilitando a determinação do empuxo ativo ou passivo atuando em uma estrutura de contenção com paramento vertical e liso. Esta teoria baseia-se nas seguintes hipóteses: (a) a resistência ao cisalhamento dos grãos obedece à lei de Coulomb; (b) a superfície do terreno é plana podendo ser horizontal ou inclinada; (c) existindo sobrecarga na superfície do terreno, sua distribuição é uniforme; (d) o paramento da estrutura de contenção é vertical e

perfeitamente liso e (e) a análise é bidimensional. Para uma superfície de grãos inclinadas, tem-se:

Empuxo ativo:

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot K_a$$

(2.24)

$$\text{onde } K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

(2.25)

$$E_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos\beta \cdot K_a$$

(2.26)

Empuxo passivo:

$$p_p = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot K_p$$

(2.27)

onde:

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \text{ e}$$

(2.28)

$$E_p = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos\beta \cdot K_p$$

(2.29)

As limitações da teoria são: a) grãos homogêneos; (b) a superfície de ruptura é plana; (c) não considera o atrito entre os grãos e a parede de contenção.

2.6.2.3. Teoria de Coulomb (1776):

O cálculo do empuxo ativo e do empuxo passivo pela teoria de Coulomb permite considerar efeitos não previstos pela teoria de Rankine. As equações utilizadas na teoria de Coulomb baseiam-se nas seguintes hipóteses: (a) a resistência ao cisalhamento dos grãos obedece à lei de Coulomb; (b) há mobilização de força de atrito uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura; (c) há mobilização de força de atrito uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura; (d) é considerado o atrito entre os grãos e a estrutura de contenção, desenvolvido quando do movimento da cunha dos grãos (esta hipótese está bastante próxima das condições vigentes no caso real de empuxos de terra atuantes sobre elementos de contenção); (e) não há adesão entre os grãos e a estrutura; (f) a superfície do terreno é plana, podendo ser inclinada; (g) a superfície de ruptura é plana (Figura 2.33 e 2.34); (h) não há sobrecarga na superfície do terreno; (i) a ruptura é avaliada como um problema bidimensional; (j) não há nível de água no interior dos grãos; (k) a ruptura é avaliada como um problema bidimensional e (l) o muro poderá ser inclinado em relação ao plano vertical.

A teoria de Coulomb apresenta algumas limitações: (a) superfície de ruptura plana; (b) incerteza quanto ao valor de ϕ_w .

Para o caso do empuxo ativo os valores de K_a calculados pela teoria de Coulomb apresentam boa concordância com valores medidos, mas para o empuxo passivo os valores de K_p obtidos por Coulomb são muito superiores aos calculados por teorias que consideram a superfície de ruptura curvilínea (Figura 2.35). A diferença aumenta com o aumento de ϕ_w e ϕ .

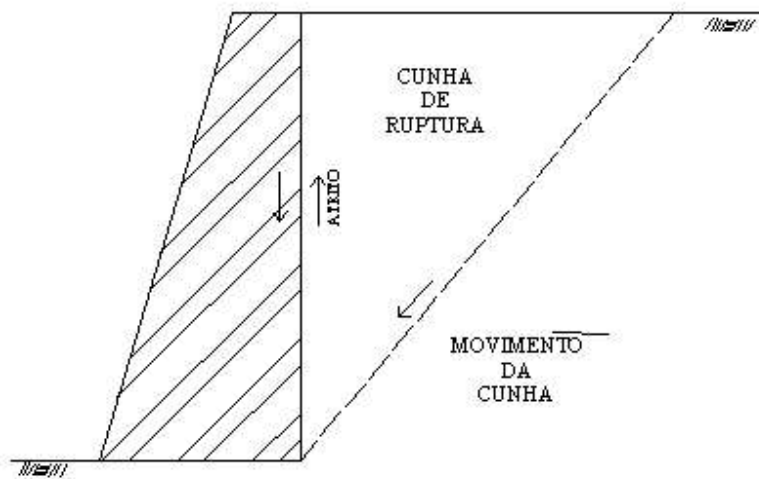


Figura 2.33 – Método de Coulomb: Movimento da cunha para o empuxo ativo.

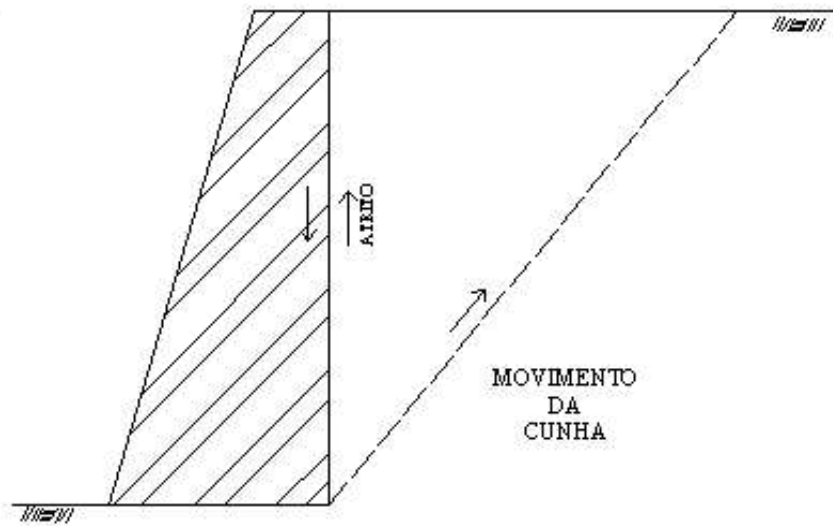


Figura 2.34 – Método de Coulomb: Movimento da cunha para o empuxo passivo.

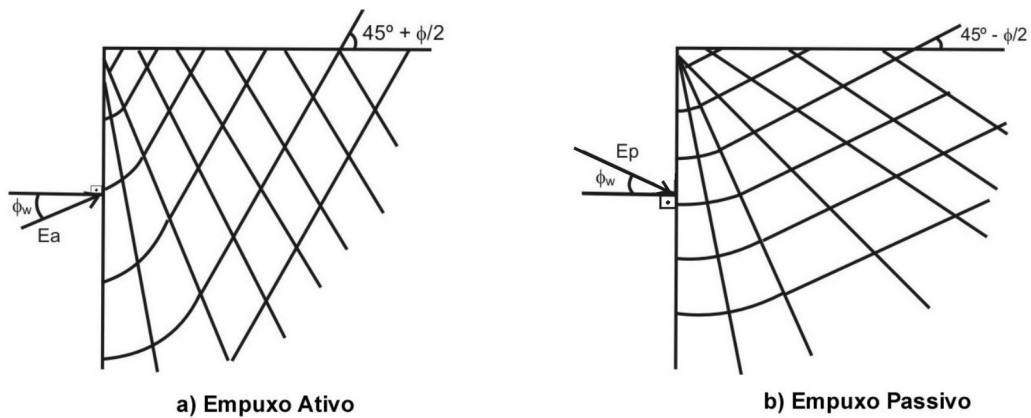


Figura 2.35 (a , b) – Linhas de ruptura para o caso de parede com atrito.

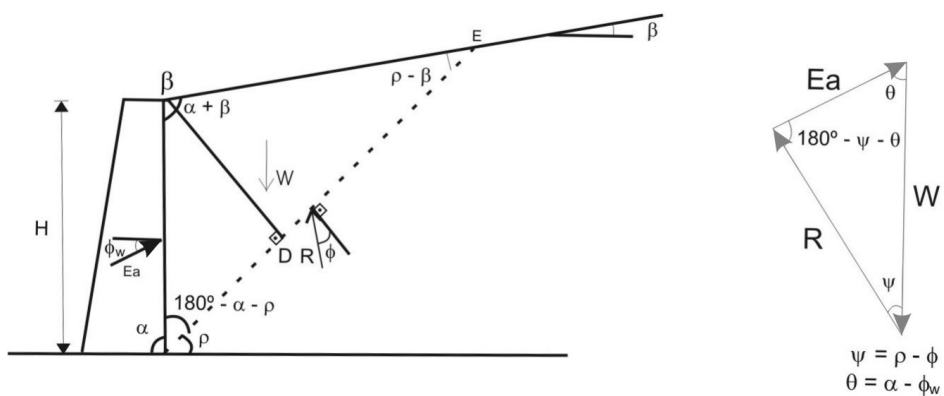


Figura 2.36 – Esquema gráfico da teoria de Coulomb por equilíbrio de vetores para o empuxo ativo.

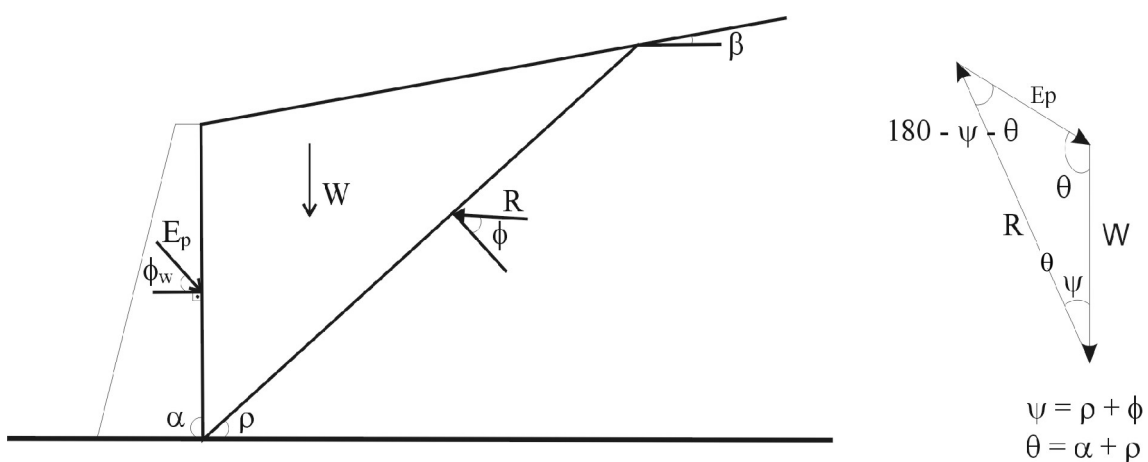


Figura 2.37 - Esquema gráfico da teoria de Coulomb por equilíbrio de vetores para o empuxo passivo.

Tem-se, para o empuxo ativo:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} K_a$$

(2.30)

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos(90^\circ - \alpha + \phi_w)$$

(2.31)

$$W_{av} = E_a \cdot \text{Sen}(90^\circ - \alpha + \phi_w)$$

(2.32)

onde:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \phi_w) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \phi_w) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \phi_w) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

(2.33)

Com o desenvolvimento análogo para o caso do empuxo passivo, de interesse limitado no caso de silos horizontais, mas importante para a interpretação de algumas patologias, como será visto no capítulo 4, tem-se:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} K_p$$

(2.34)

onde:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \phi_w) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \phi_w) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \phi_w) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

(2.35)

2.6.2.4. Método de Caquot e Kerisel (1948):

As equações utilizadas para o cálculo do empuxo ativo e do empuxo passivo pela teoria de Caquot-Kerisel baseavam-se nas seguintes hipóteses: (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 tardoz é plano, podendo ser inclinado; (g) a superfície de ruptura é curvilínea; (h) não há sobrecarga na superfície do terreno e (i) não há nível d'água nos grãos acima da fundação da estrutura. A forma da superfície de ruptura é portanto a principal diferença em relação à teoria de Coulomb.

A teoria de Caquot-Kerisel supõe que a superfície de ruptura tenha a forma de uma espiral logarítmica. No caso do empuxo ativo, a curvatura desta superfície é muito suave, conseqüentemente, os valores de K_a calculados pela teoria de Caquot-Kerisel são muito semelhantes aos valores de K_a calculados pela teoria de Coulomb. No caso de empuxo passivo, a superfície de ruptura prevista pela teoria de Caquot-Kerisel é fortemente curva. Por conseguinte, os valores de K_p calculados pela teoria de Caquot-Kerisel são bem inferiores aos valores de K_p calculados por Coulomb.

O método de Caquot-Kerisel foi atualizado por KERISEL E ABSI (1990). As Figuras 2.38 à 2.40 apresentam os coeficientes de empuxo ativo e passivo calculados pela teoria de Caquot-Kerisel na forma de ábacos preparados pelo U.S. Army Corps of Engineers(1989) e NAVFAC (1986). Como não há método de cálculo plenamente estabelecido para o empuxo de grãos em paredes de silos horizontais as teorias de

empuxo descritas acima foram aplicadas a este problema, visando comparação com os valores medidos no capítulo 4.

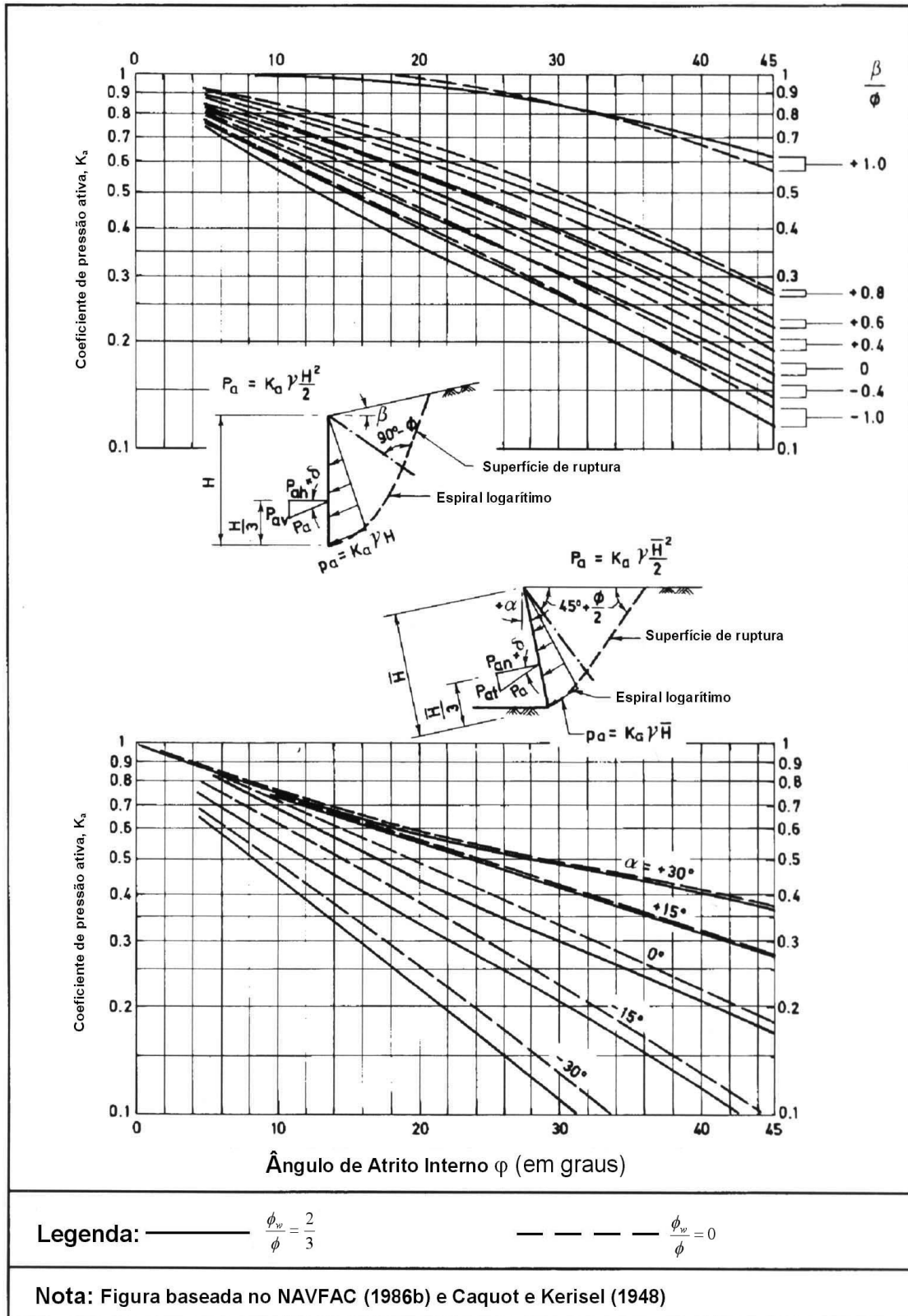


Figura 2.38 - Coeficientes de empuxo ativo para diferentes configurações de paredes e ângulos do terrapleno. (NAVFAC, 1986) Traduzido para o português pelo autor.

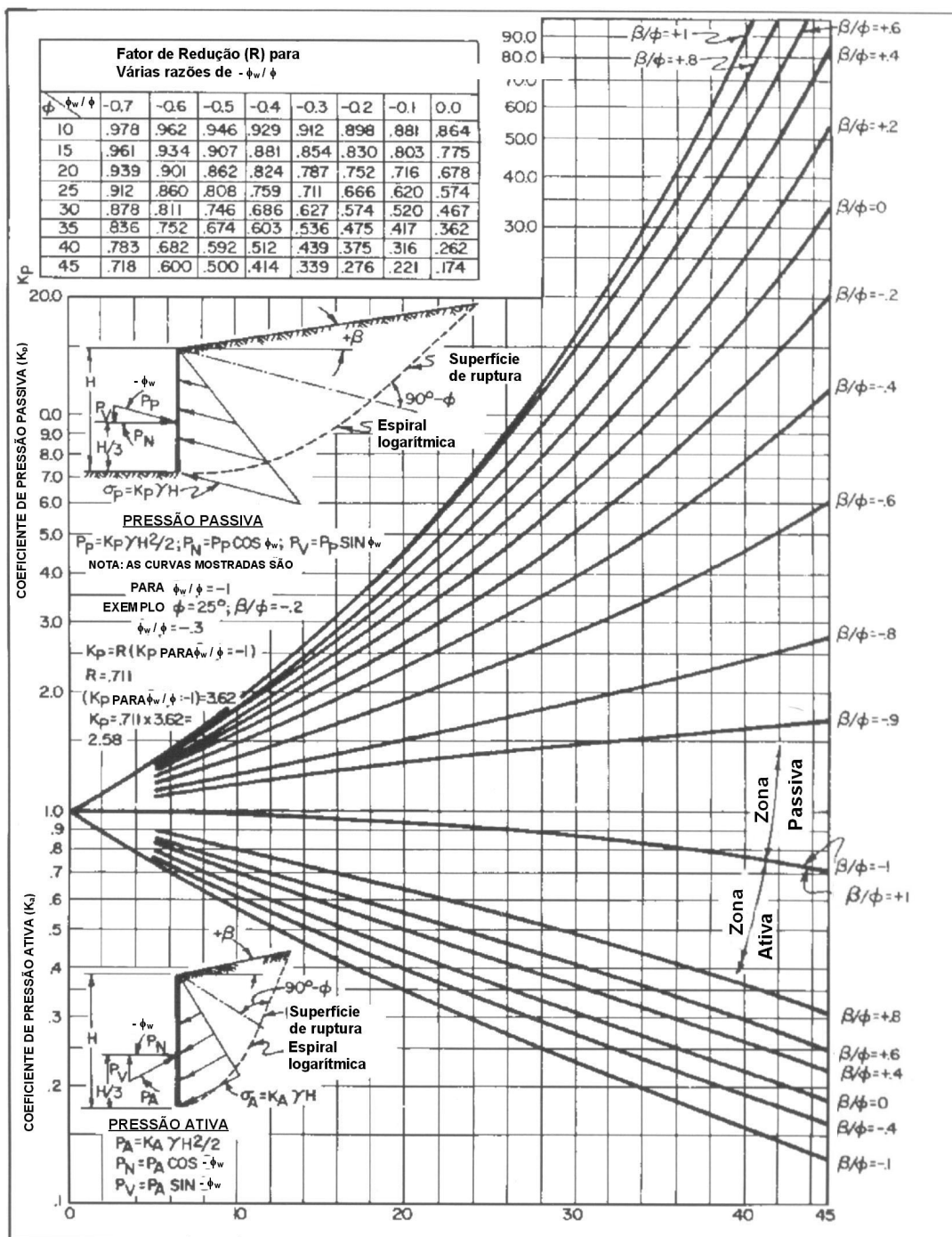


Figura 2.39 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo com atrito entre a parede e os grãos $\phi = \phi_w$, segundo CAQUOT e KERISEL (1948). Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1989. Traduzido para o português pelo autor.

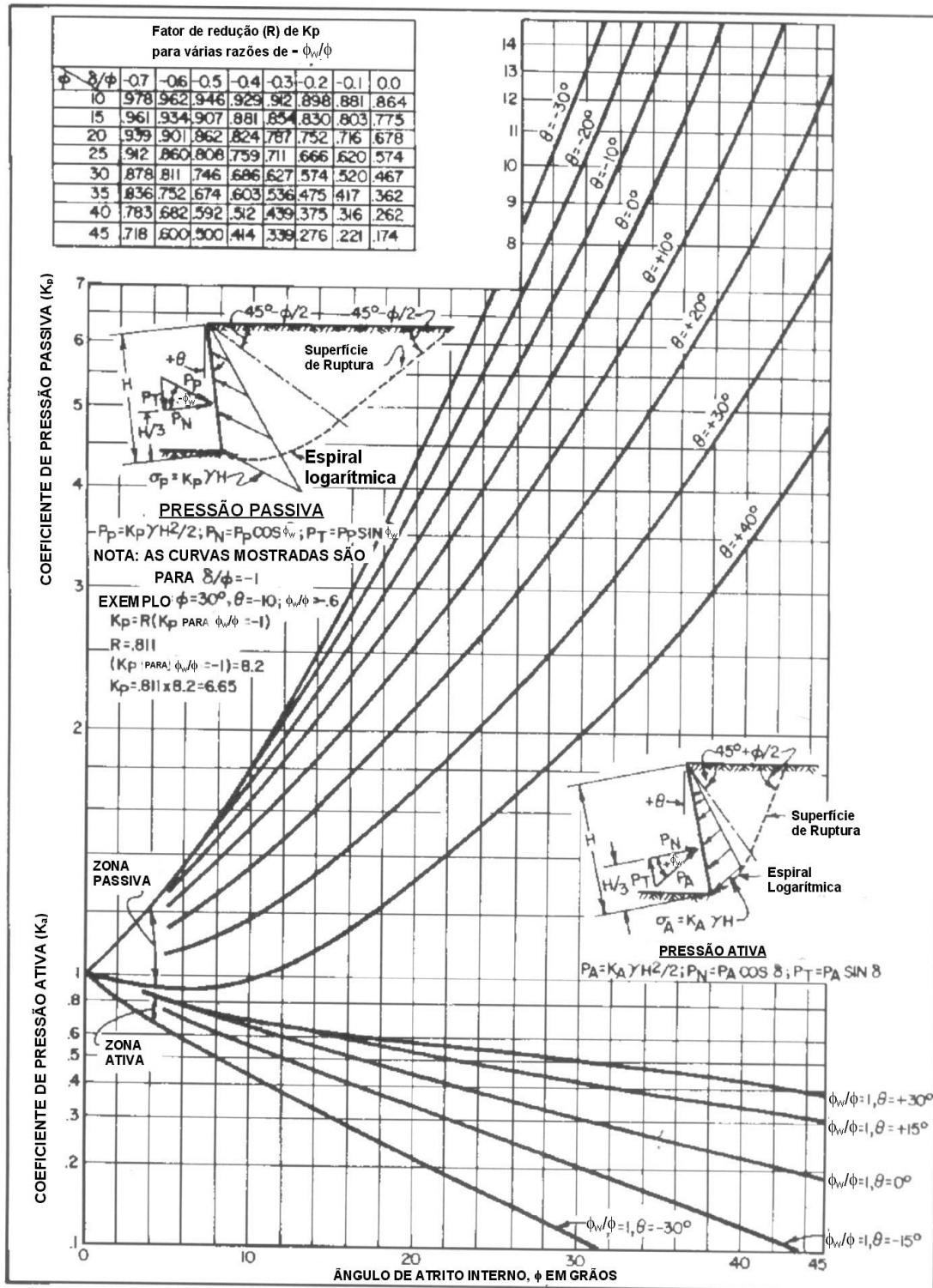


Figura 2.40 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo para paredes inclinadas com atrito entre a parede e os grãos, segundo CAQUOT e KERISEL (1948). Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1989. Traduzido para o português pelo autor.

2.6.2.5. Ângulo de atrito entre solos granulares e paredes de contenção de aço e concreto.

Um problema experimental ainda não resolvido é a magnitude do atrito entre grãos e paredes de silos horizontais. A informação disponível refere-se a solos granulares. KISHIDA E UESUGI (1986); KISHIDA E UESUGI (1987) e KISHIDA et al (1988) realizaram programas de ensaios de laboratório para investigar o atrito entre paredes de aço e areia seca com um aparelho de cisalhamento simples, conforme a Figura 2.41.

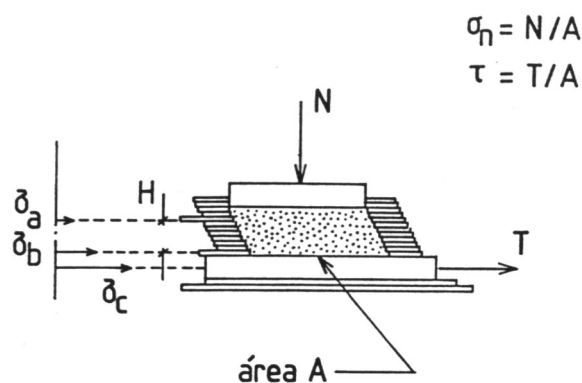


Figura 2.41 – Aparelho para ensaio de cisalhamento simples utilizado para a determinação de ϕ_w . (KISHIDA E UESUGI, 1987)

As principais conclusões foram as seguintes: (a) antes da plastificação, há uma deformação cisalhante na massa de areia e, após a plastificação da superfície de contato aço-areia, há um escorregamento ao longo do contato aço-areia; (b) o tipo de areia e a rugosidade relativa entre o solo e o aço têm significativa influência no coeficiente de atrito, de modo que maior rugosidade implica em valor de ϕ_w maior para rugosidade

relativa igual ou menor do que 0,1. Tem-se $\phi_w = \phi$, para rugosidade relativa maior do que 0,1. A rugosidade relativa é definida como $R_{rel} = R/D_{50}$, onde a rugosidade da superfície R é a máxima diferença de altura medida ao longo de um comprimento de superfície igual ao tamanho médio das partículas de solo D_{50} . Estes resultados estão mostrados na Figura 2.42. As influências da tensão normal e do diâmetro médio dos grãos não são significativas e, se a superfície do aço for excessivamente lisa, o escorregamento ocorrerá ao longo dessa superfície. Entretanto, quando a superfície for muito rugosa, acontecerá a ruptura por cisalhamento na massa de grãos. UESUGI, et al (1989) testaram no mesmo equipamento o atrito entre areia e aço sob carregamentos repetidos e concluíram que: (a) o coeficiente de atrito sob cargas repetidas converge para um valor coincidente com o coeficiente de atrito interno residual da areia e (b) a formação de uma zona cisalhamento ao longo da interface areia-aço explica o decréscimo do valor superior do coeficiente de atrito interno, o qual é dependente do tipo de areia e da tensão normal.

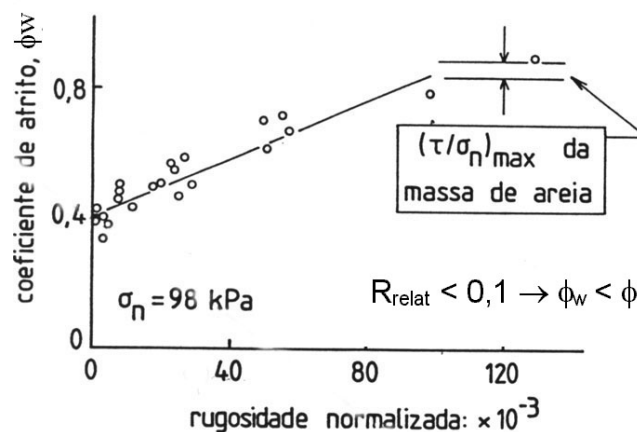


Figura 2.42 – Razão entre a rugosidade relativa de uma estrutura de contenção e a mobilização do atrito entre o solo e a estrutura. (KISHIDA & UESUGI, 1987)

UESUGI et al (1990) investigaram o atrito entre areia seca e concreto sob carga única e carga repetida e concluíram que: (a) antes da tensão cisalhante alcançar o

máximo coeficiente de atrito, a deformação cisalhante da areia é a maior parcela do deslocamento total; após a plastificação da interface, o deslocamento por escorregamento começa a ser o maior fator do deslocamento total; (b) o máximo coeficiente de atrito é dependente da rugosidade da superfície do concreto e do diâmetro médio das partículas; (c) o coeficiente de atrito residual sob dois ciclos de carregamentos repetidos permanece independente da rugosidade da interface e do tipo de areia, sendo este valor igual ao coeficiente de atrito interno residual para um único carregamento, que é igual ao coeficiente de atrito interno residual da areia, e (d) para carga única as características do atrito areia-concreto são similares às do atrito entre areia e a superfície rugosa do aço.

Embora significativos a aplicabilidade dos conceitos acima ao caso do atrito entre grãos e paredes de silos ainda gera dúvidas necessitando de mais investigações.

2.6.2.6. Empuxo ao repouso:

O conceito de empuxo ao repouso foi inicialmente definido por Donath(1891). O coeficiente de empuxo ao repouso, K_0 , é a razão entre a de pressão horizontal efetiva, σ'_h e a pressão vertical efetiva σ'_v , em um solo que se encontra sob a condição de deformação horizontal nula, tendo os planos horizontal e vertical como os principais.

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$$

(2.36)

A fração da força da gravidade que é transmitida para o plano vertical pode ser considerada função do ângulo de atrito interno que é mobilizado sob deformação lateral impedida; o atrito interno resulta da resistência ao escorregamento e do intertravamento geométrico entre partículas. K_0 pode ser portanto definido em termos de ângulo de atrito interno mobilizado durante a sedimentação ϕ'_0 , ou seja, $K_0 = (1 - \text{sen}\phi'_0)(1 + \text{sen}\phi'_0)$ sendo que este conceito foi introduzido por TERZAGHI (1923). Note que ϕ'_0 não é o ângulo de atrito interno ϕ' mobilizado em um plano de ruptura.

Este ângulo de atrito interno ϕ'_0 é mobilizado durante um movimento entre partículas, o qual surge durante o carregamento uniaxial, ou seja, pelo peso próprio.

JAKY(1944) introduziu uma relação entre K_0 e o máximo ângulo de atrito interno (ϕ'), isto é, aquele mobilizado em um plano de ruptura no interior do solo, onde ϕ' é determinado analisando um talude de solo granular formado livremente, ou seja, com o ângulo de repouso. Esta consideração foi realizada para materiais sedimentares normalmente consolidados, para os quais o ângulo de repouso do talude é igual ao ângulo de atrito interno a volume constante ϕ'_{cv} . (apud MESRI e HAYAT, 1993).

A equação de JAKY é:

$$\sigma'_z = z \cdot \gamma$$

(2.37)

$$\sigma'_h = z \cdot \gamma \cdot (1 - \text{sen}\phi') \cdot [(1 + 2/3 \cdot \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi')]$$

(2.38)

Desta forma:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot [(1 + 2/3 \cdot \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi')]$$

(2.39)

Em 1948 Jaky, sem nenhuma explicação adicional, adotou a equação empírica:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')$$

(2.40)

A equação empírica de JAKY tem validade para depósitos sedimentares horizontais de argilas normalmente adensadas e para solos granulares que não sofreram densificação.

Para um terrapleno com superfície plana, porém inclinada com um ângulo β em relação à horizontal, a bibliografia é muito restrita, sendo o procedimento mais adotado para determinar K_0 o devido ao Danish Geotechnical Institute (1985).

$$K_{0\beta} = K_0 \cdot (1 + \text{sen}\beta)$$

(2.41)

ou

$$K_{0\beta} = (1 - \text{sen}\phi') \cdot (1 + \text{sen}\beta)$$

(2.42)

$$K_{0h} = K_{0\beta} \cdot \text{cos}\beta$$

(2.43)

O código de Hong Kong para estruturas de contenção, que teve sua primeira publicação em setembro de 1982, com várias reimpressões, sendo a última em Janeiro de 1998, também usa o procedimento do Danish Geotechnical Institute (1985).

O manual de estruturas de contenção do U.S. Army Corps of Engineers, publicado em setembro de 1989 para projeto e construção de estruturas de contenção, usa o método do Danish Geotechnical Institute (1985) para estimar K_0 . Como alternativa, também usa o método de Coloumb para o estado ativo, mas com o ângulo de atrito interno ϕ' reduzido para $2/3 \phi'$. Para superfícies horizontais, isto conduz a valores próximos ao K_0 calculado pelo método de Jaky, conforme mostra a Figura abaixo.

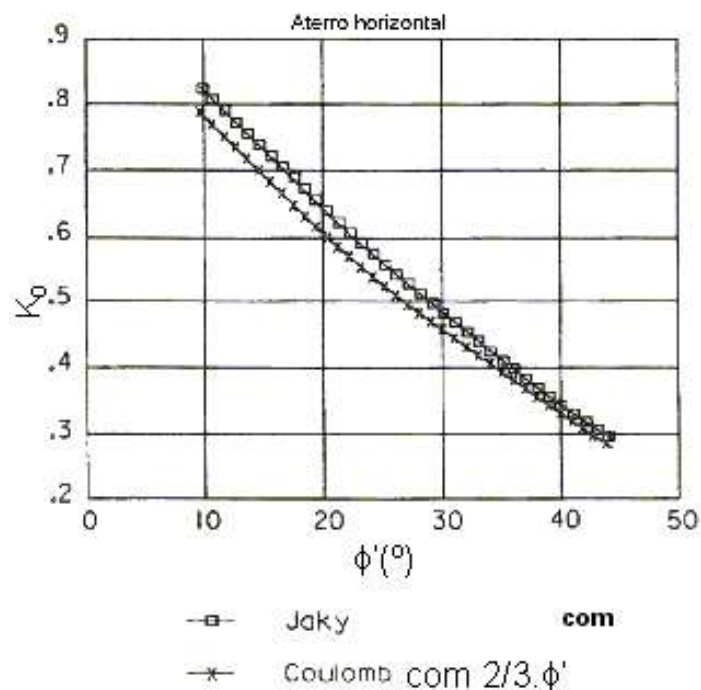


Figura 2.43– Coeficiente de empuxo ao repouso K_0 versus ângulo de atrito interno ϕ .
Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1989.

Para aterros inclinados, a solução da equação de Coulomb com redução do ângulo de atrito interno para $2/3$ de ϕ' , usada pelo U.S. Army Corps of Engineers (1989) torna-se muito conservadora para $\tan\beta/\tan\phi' > 0,56$ conforme ilustra a Figura 2.44.

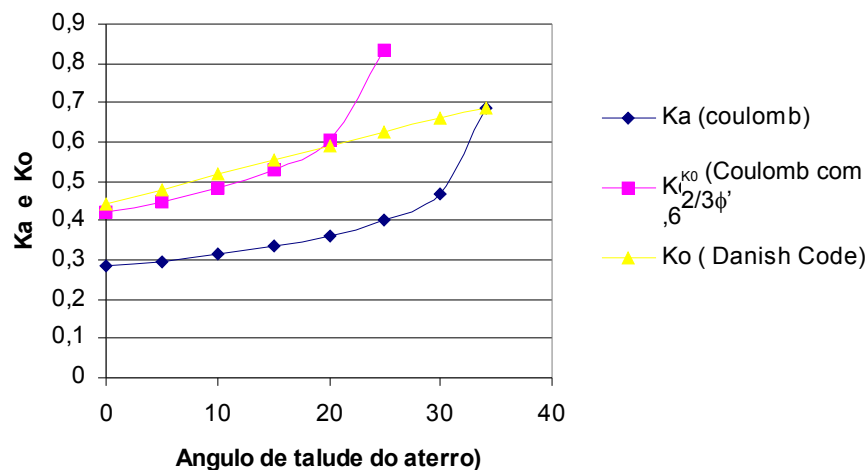


Figura 2.44 – K_a e K_0 versus ângulo de inclinação de talude do aterro para $\phi=35^\circ$.

2.7. RESULTADOS DE ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS

SHERIF et al (1982) conduziram uma série de experimentos com modelos reduzidos em areia para a determinação de K_0 e K_a em condições estáticas e dinâmicas. Também determinaram a posição do ponto de aplicação do empuxo lateral de solos granulares contra paredes de contenção rígidas e chegaram às seguintes conclusões:

a) K_{0h} aumenta com o aumento da densidade da areia conforme ilustra a Figura 2.48; (b) o ponto de aplicação do empuxo ao repouso não muda com a densificação da areia (Figura 2.45); (c) o deslocamento da parede necessário para mobilizar o empuxo ativo diminui com o aumento da densidade, conforme mostra a Figura 2.46; (d) o coeficiente de empuxo ativo diminui com o aumento da densidade do solo, na condição de mobilizado o atrito total entre o solo e a parede, conforme ilustra a Figura 2.47; (e) o ponto de aplicação do empuxo lateral contra uma parede rígida não plastificada

apresenta valores diferentes para os casos de empuxo ao repouso e ativo conforme ilustra a tabela 2.48.

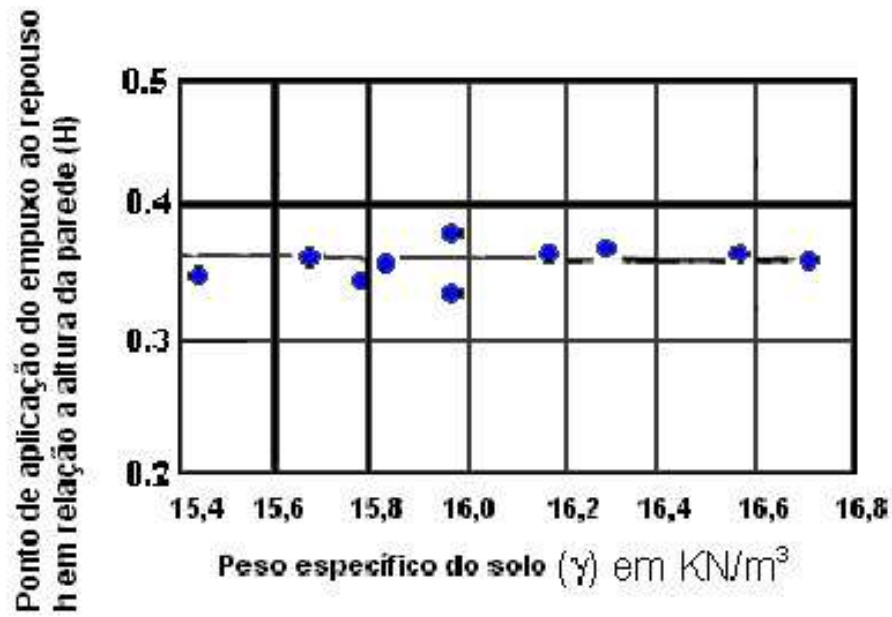


Figura 2.45 – Posição do ponto de aplicação do empuxo ao repouso versus a densificação da areia.]

(ISHIBASHI et al 1982)

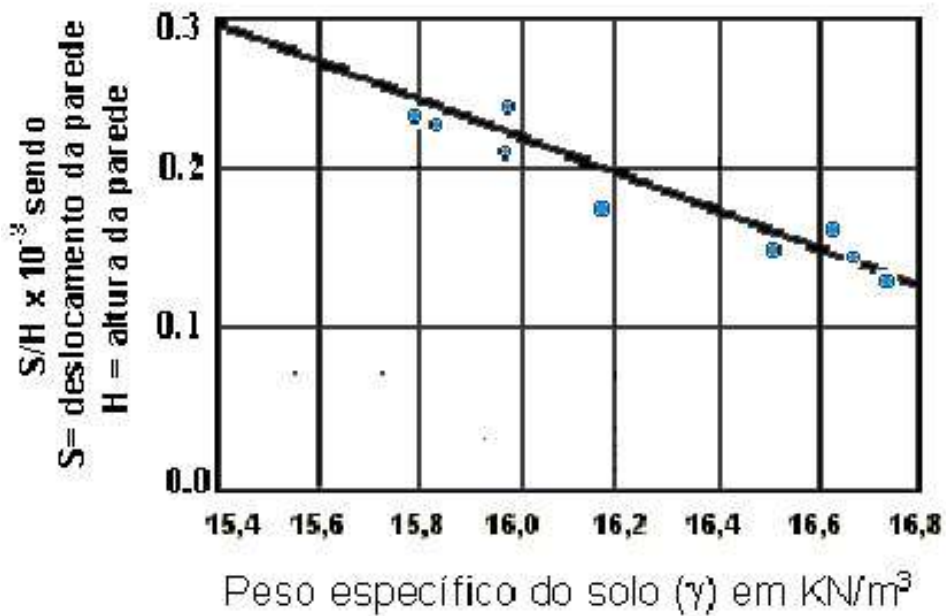


Figura 2.46- Variação do deslocamento da parede versus a variação da densidade

para ativar o empuxo ativo. (ISHIBASHI et al 1982)

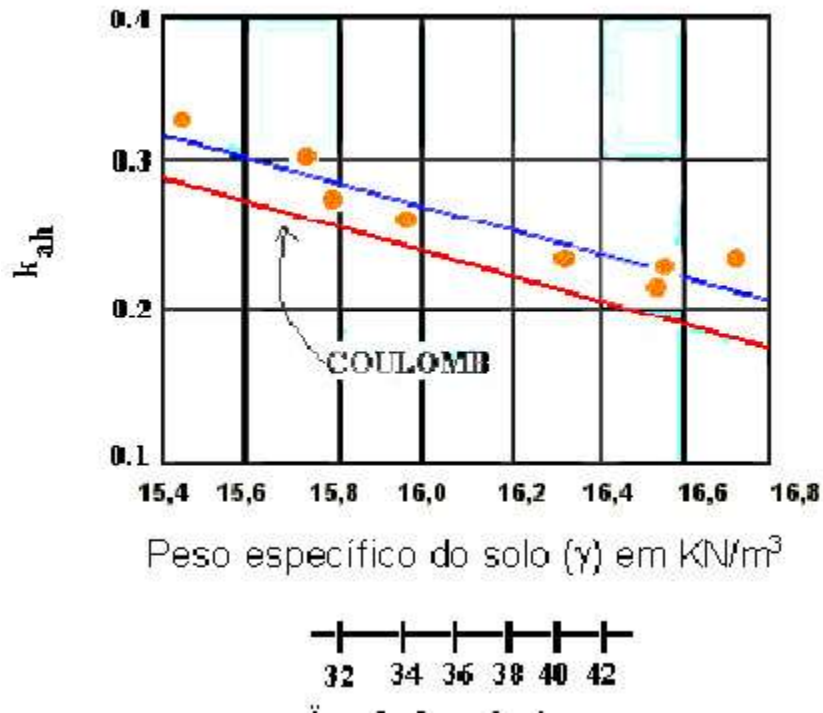


Figura 2.47- Variação de K_{ah} versus densidade do solo e ângulo de atrito interno, na condição de mobilizado o atrito total entre o solo e a parede comparada com valores previstos por Coloumb. (ISHIBASHI et al 1982)

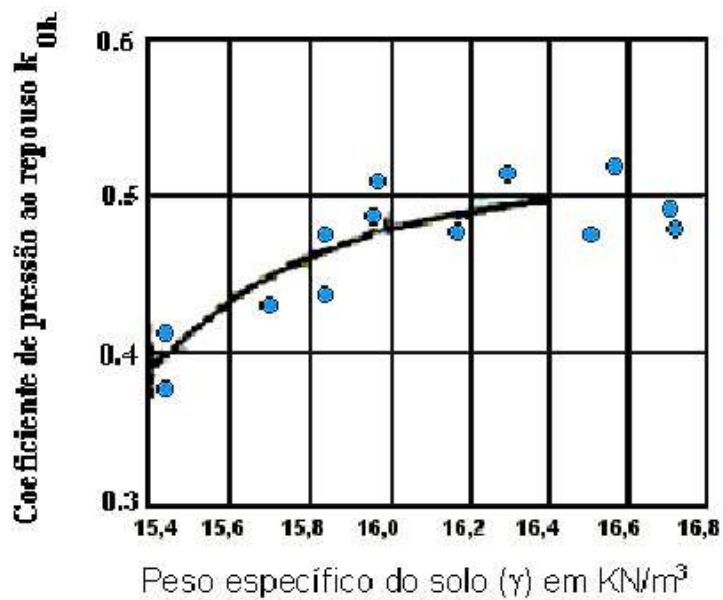


Figura 2.48- Variação de K_0 versus peso específico do solo (ISHIBASHI et al 1982)

Tabela 2.9 – Localização do ponto de aplicação do empuxo ao repouso e ativo para os casos estático e dinâmico em relação à altura (H) da parede.

	ESTÁTICO	DINÂMICO
REPOUSO	0,36H	0,52H
ATIVO	0,42H	0,45H

Fonte: ISHIBASHI et al 1982

3. METODOLOGIA

3.1. METODOLOGIA UTILIZADA PARA LEVANTAMENTO DE ALGUNS PROBLEMAS ESTRUTURAIS TÍPICOS EM SILOS NO RIO GRANDE DO SUL

Os problemas em silos no Rio Grande do Sul basicamente são detectados na prática de engenharia por inspeções visuais, observando-se o aparecimento de fissuras, infiltrações, desaprumos, e outras manifestações patológicas. A partir de 1998 foi adotada pelo autor na região sul do Estado a instrumentação de silos principalmente a instalação de deflectômetros com resolução de $1\mu\text{m}$ nas paredes laterais do silo em várias alturas, fazendo-se leituras de deslocamentos horizontais durante as transilagens. (conforme Figura 3.1)

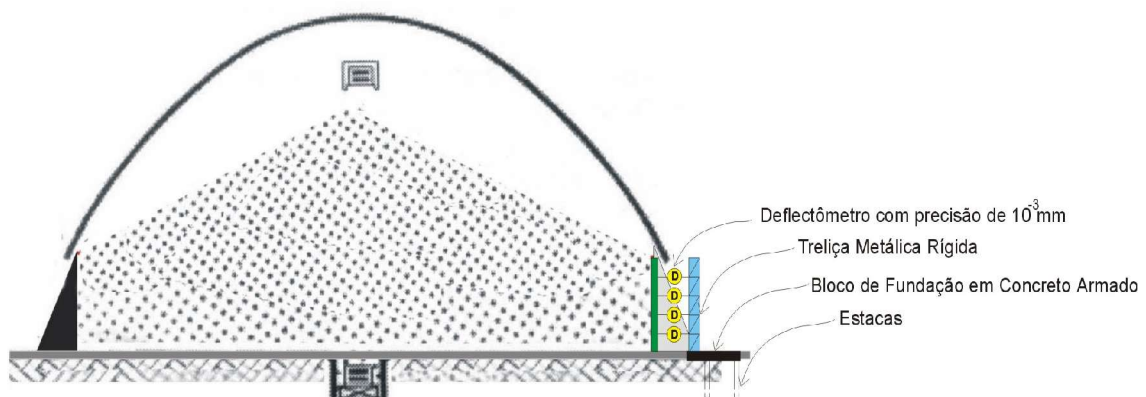


Figura 3.1 – Vista da instalação de deflectômetros na parede do pavilhão.

O autor estudou em detalhes o desempenho de três armazéns graneleiros os quais apresentavam problemas estruturais bastante acentuados. Estes armazéns necessitaram de reforço estrutural conforme descrito no capítulo 4.

3.2.METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DO ARROZ

3.2.1. Determinação do peso específico do arroz:

A partir desta seção, serão discutidos temas mais específicos ao armazenamento de arroz em silos horizontais.

Para determinar o peso específico aparente do arroz com casca, a metodologia mais usada em campo é a adotada pela CONAB (Companhia Nacional de Abastecimento), que é pesar o arroz em uma caixa em forma de um cubo com volume de 5 litros. Os grãos são colocados nesta caixa sem nenhuma forma de adensamento. Para esta pesquisa, com o objetivo de comparar os resultados, mediu-se também o peso específico do arroz em uma caixa de um caminhão basculante com volume de 14m^3 . O enchimento da caixa foi feito em uma condição similar ao carregamento dos pavilhões graneleiros, ou seja, os grãos foram colocados na caixa por meio de uma correia transportadora de maneira lenta, em queda livre de uma altura de 2,5 m acima do fundo da caixa, sendo que esta correia era deslocada longitudinalmente durante o

carregamento. Esta operação de enchimento da caixa e posterior pesagem do caminhão em uma balança eletrônica de precisão, vazio e cheio de arroz, foi repetida 3 vezes.

3.2.2. Determinação do Ângulo de Repouso dos Grãos

Para determinar o ângulo de atrito interno a volume constante (ϕ_{cv}) dos grãos de arroz, foi formado um monte em forma de cone, através da descarga de uma correia transportadora em único ponto. Mediu-se em várias posições o ângulo do talude deste monte com a horizontal, adotando-se a média.

O ângulo de atrito interno ϕ' dos grãos pode variar em função da compactidade e do nível de tensões. BOLTON (1986) desenvolveu um interessante método semi-empírico de previsão da variação de ϕ' de areias em função da compactidade e do nível de tensão confinante. A equação de BOLTON (1986) é a seguinte

$$\phi_{\text{máx}} - \phi'_{\text{crit}} = 0,8 \psi_{\text{máx}}$$

(3.1)

Onde $0,8 \psi_{\text{máx}} = 5.I_r$ para ensaios de deformação plana

E $0,8 \psi_{\text{máx}} = 3.I_r$ para ensaios de deformações axissimétricas

Onde $I_r = I_d(10 - \ln p')$ - 1

(3.2)

sendo p' a pressão confinante medida em K_{pa}

$$I_d = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{min}}}$$

A equação 3.2 é válida para I_r variando no intervalo de 0 a 4.

Para o arroz depositado em armazéns graneleiros, o valor de ψ provavelmente aumenta muito pouco porque o nível de tensões é baixo e o material é depositado praticamente sem nenhuma compactação e conseqüentemente encontra-se num estado fofo. Além de que seus grãos não são materiais rígidos como os grãos de areia. Provavelmente neste caso $\phi_{\text{máx}} \approx \phi'_{\text{cv}}$.

3.3. METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DE K_a E K_0 COM MODELOS REDUZIDOS DE SILOS

Para as determinações de K_a e K_0 causados pelo armazenamento de arroz foi construído um modelo reduzido de silo horizontal com as seguintes dimensões: 2m de comprimento, 0,90m de largura e 0,30m de altura. (conforme a Figura 3.2). Para estabelecer a condição de empuxo ao repouso, ou seja, para impedir movimentos de rotação e/ou translação da parede, foi construída uma estrutura em perfis de aço USISAC 41 em forma de “U”, de modo que estas paredes tivessem uma rigidez suficiente para impedir esses movimentos. Isto foi verificado com a instalação de deflectômetros com resolução de $1\mu\text{m}$.

3.4. METODOLOGIA EXPERIMENTAL PARA INSTRUMENTAÇÃO DE PAREDES DE SILOS

A metodologia utilizada é a instalação de células de carga elétricas horizontais em forma de cilindro, com capacidade de 1000 kN e 2000 kN. Estas células são ligadas a

uma fonte de corrente contínua com estabilizador de tensão elétrica e a um multímetro digital, com o objetivo de traduzir as deformações dos strain gages das células de carga em empuxo, através de calibrações prévias.

No modelo reduzido, estas células de carga são instaladas a um terço da altura da parede (conforme Figura 3.2).

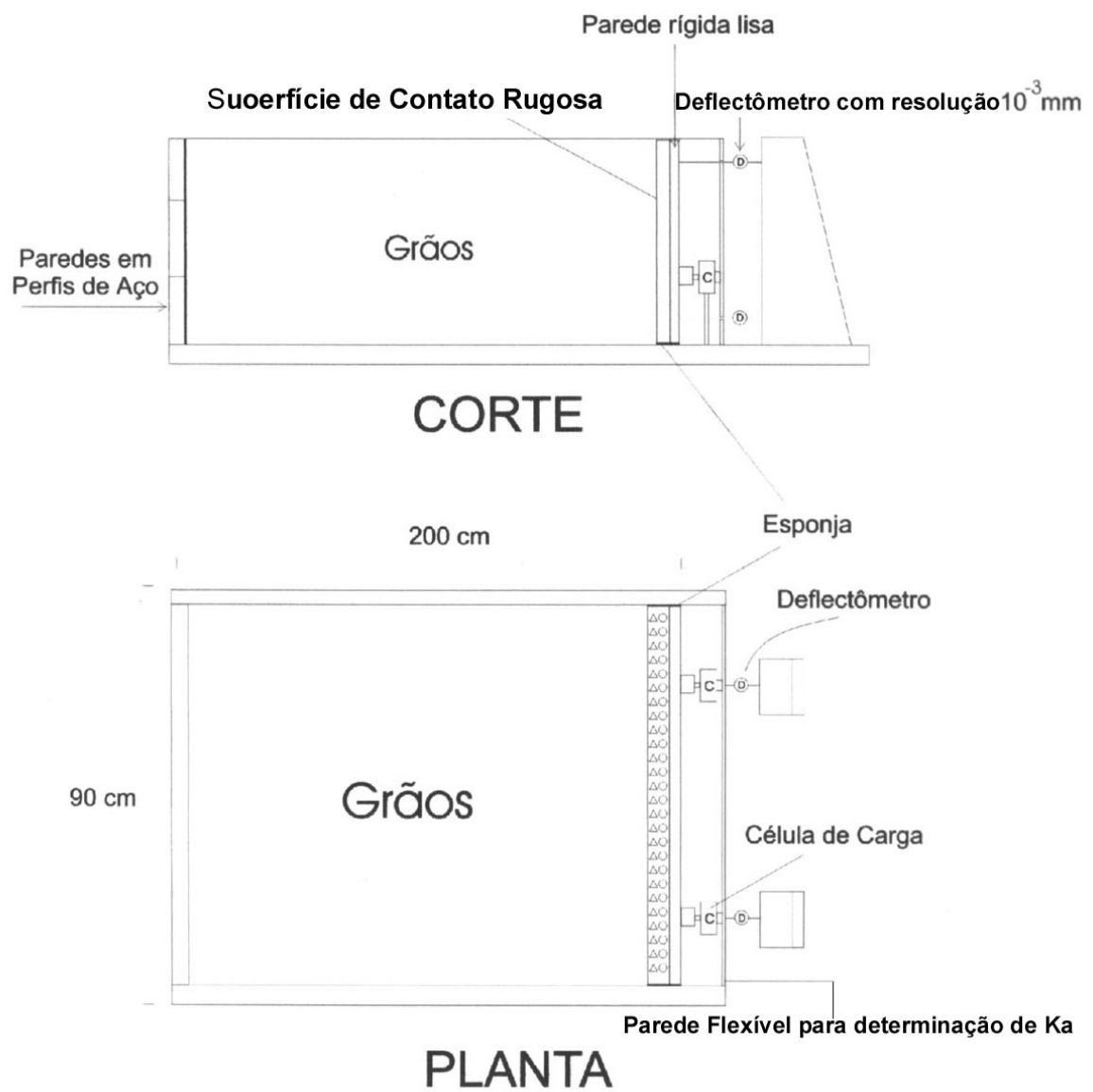


Figura 3.2 – Esquema gráfico da caixa utilizada para determinação de K_a e K_0

4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

4.1. LEVANTAMENTO DE CAMPO

4.1.1. Problemas estruturais típicos de silos na região sul do estado:

Os problemas estruturais típicos de silos na região sul do estado são bastante acentuados, indo de pequenas fissuras até rupturas de peças estruturais, como paredes, vigas e pilares, conforme mostra a Figura 4.1.



Figura 4.1 – Vista de fissuras na parede e no pilar.
(Pavilhão, BR 116 km 518,5, Pelotas/RS, 1998)

O pavilhão mostrado nesta Figura é um armazém graneleiro de 25 metros de largura, 60 metros de comprimento e altura das paredes de 8 metros, com pilares a cada 4 metros de distância. Este pavilhão foi construído no início da década de 90, passando a apresentar problemas estruturais crônicos, como ruptura de colunas, no ano de 1998. Estes problemas estruturais têm aparecido nos silos da região sul em média após quatro a cinco carregamentos dos armazéns, notando-se também o deslocamento horizontal das paredes, na parte superior, na ordem de 1% em relação à altura das mesmas.

Isto sugere que nos primeiros carregamentos dos armazéns seja mobilizado o empuxo ativo, mas nos carregamentos seguintes as paredes sofram uma plastificação, de modo que não haja deslocamento suficiente para mobilizar novamente a condição de empuxo ativo, tendendo possivelmente à condição de empuxo ao repouso. O coeficiente de empuxo lateral provavelmente cresce então de K_a para K_0 .

Uma solução para alguns problemas típicos dos armazéns existentes na região sul, adotada pelo autor nos últimos 3 anos, é o reforço dos pilares de sustentação, bem como o reforço da sua fundação, conforme ilustra a Figura 4.2. A retirada do tirante de sustentação da estrutura metálica da cobertura também contribui para reduzir a fissuração das paredes.



Figura 4.2 – Pilares de um armazém após sofrer reforço
(Pavilhão, BR 116 km 518,5, Pelotas/RS, 1998)

4.2. DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES DO ARROZ

4.2.1 Pesos Específicos do Arroz (γ):

O peso específico do arroz medido inicialmente em um pequeno volume, ou seja, em uma caixa cúbica de volume igual a 5 litros, levou ao valor médio de 584 Kgf/m^3 . Para a medição em um recipiente maior, ou seja, em uma caixa de volume igual a 14 m^3 , com altura de 1,10m, onde o carregamento foi feito através de uma correia transportadora soltando os grãos lentamente em queda livre de aproximadamente 2,5 m de altura, o valor médio do peso específico do arroz cresceu para 610 kgf/m^3 . A variação de aproximadamente 4% deveu-se provavelmente ao fato do material sofrer uma pequena consolidação em relação ao recipiente menor, causada pelas diferenças no método de deposição.

4.2.2 Ângulo de atrito interno do material:

O ângulo de atrito interno do arroz foi determinado com um peso específico $\gamma=5,90\text{kN/m}^3$ para esta pesquisa através do método do ângulo de repouso, sendo igual a $35,6^\circ$.

4.3. DETERMINAÇÃO DE K_a E K_0

4.3.1. Técnica Experimental

A técnica utilizada para a determinação de K_a e K_0 foi a construção de um armazém graneleiro em modelo reduzido com paredes de aço, sendo 3 paredes praticamente rígidas para não sofrerem deformações e uma quarta parede passível de deformação lateral para possibilitar a determinação de K_a . Esta parede sofreu enrijecimento posterior para permitir a determinação de K_0 . A parede na qual foram instaladas as células de carga foi construída em aço polido para apresentar uma superfície completamente lisa, ou seja, $\phi_w \approx \phi_\mu$ (ângulo de atrito mineral). A parede foi também revestida com uma placa de argamassa armada executada com areia grossa para que a mesma viesse a apresentar uma superfície bastante áspera de modo que o valor do ângulo de atrito da parede com os grãos (ϕ_w) se aproximasse do ângulo de atrito interno dos grãos ϕ . Além das células de cargas, foram também instalados deflectômetros com resolução de $1 \mu\text{m}$ para medir os deslocamentos horizontais da parede quando da determinação de K_a . Após instalados as células de carga e os deflectômetros iniciou-se o enchimento do modelo. A metodologia de instalação está baseada em DUNNICLIFF & GREEN (1990).

Foram feitas medições de força horizontal durante o carregamento do modelo reduzido com os grãos de arroz com superfície tanto horizontal como em taludes com $\beta \approx \phi$. A partir destas medições foram calculados K_a e K_0 , conforme o deslocamento imposto.

4.3.2. Valores obtidos de K_a do arroz para diferentes geometrias do problema.

Tabela 4.1 – Valores dos coeficientes de empuxo ativo (K_a) para paredes lisas e superfície dos grãos horizontal, calculados pela teorias tradicionais de empuxo e comparadas com os valores medidos em arroz ($\phi_w=0$ admitido como limite inferior do atrito entre parede lisa e grãos).

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	0°	35,6°	0°	90°	0,264	0,264
Rankine (1857)	0°	35,6°	0°	90°	0,264	0,264
Caquot e Kerisel (1948)	0°	35,6°	0°	90°	0,260	0,260
Airy (1897)	0°	35,6°	0°	90°	0,264	0,264
Valor medido com arroz						0,21 a 0,25

Tabela 4.2 – Valores de (K_a) para paredes rugosas e superfície dos grãos horizontal, calculadas pelas teorias tradicionais de empuxo e comparadas com os valores medidos.

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	35,6°	35,6°	0°	90°	0,260	0,240
Rankine (1857)	35,6°	35,6°	0°	90°	0,264	0,264
Caquot e Kerisel (1948)	35,6°	35,6°	0°	90°	0,260	0,220
Airy (1897)	35,6°	35,6°	0°	90°	0,260	0,200
Valor medido com arroz						0,21 a 0,245

Tabela 4.3 – Valores de (K_a) calculados para paredes lisas e superfície dos grãos inclinada $\beta \approx \phi$, comparados com os valores medidos. (admitindo-se $\phi_w=0$ no cálculo)

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	0°	35,6°	32°	90°	0,453	0,453
Rankine (1857)	0°	35,6°	32°	90°	0,557	0,473
Caquot e Kerisel (1948)	0°	35,6°	32°	90°	0,580	0,475
Valor medido(média) com arroz	0°	35,6°	32°	90°		0,470

Tabela 4.4 – Valores de (K_a) calculados para paredes rugosas e superfície dos grãos inclinada com $\beta \approx \phi$, comparados com os valores medidos.

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	35,6	35,6°	32°	90°	0,440	0,420
Caquot e Kerisel (1948)	35,6	35,6°	32°	90°	0,580	0,480
Valor medido com arroz	35,6	35,6°	32°	90°	0,580	0,465
Descarregando-se parcialmente até $\beta=0$	35,6	35,6°	0	90°		0,29
Recarregando-se até $\beta=\phi$	35,6	35,6°	32°	90°		0,69

Tabela 4.5 – Valor de (K_a) calculado para parede lisa inclinada e superfície do grãos plana, mas inclinada com $\beta \approx \phi$. (admitidos $\phi_w=0$ no cálculo)

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	0°	35,6°	32°	100°	0,342	0,337

OBS: Nessa condição o valor não foi medido.

Tabela 4.6 – Valor de (K_a) calculado para parede áspera inclinada e superfície dos grãos plana, mas inclinada com $\beta \approx \phi$.

MÉTODO DE:	ϕ_w	ϕ	β	α	K_a	K_{ah}
Coulomb (1776)	35,6°	35,6°	32°	100°		0,310

Tabela 4.7 – Valores experimentais de K_a do arroz para diferentes geometrias do problema.

	ϕ_w	ϕ	β	α	K_{ah}
Valor medido	35,6°	35,6°	32°	90°	0,465
Valor medido descarregando-se parcialmente até $\beta=0$	35,6°	35,6°	0°	90°	0,290
Valor medido recarregando-se até $\beta=\phi$	35,6°	35,6°	34°	90°	0,69

4.3.3. Valores experimentais de K_0 para diferentes geometrias do problema

Tabela 4.8 - Valores do coeficiente de empuxo ao repouso (K_0), para arroz, calculados por Jaky e comparados com os valores medidos.

	ϕ	β	α	K_0	K_{0h}
Método de Jaky (1948)	35,6°	0°	90°	0,420	0,420
Valor medido					0,360

Tabela 4.9 - Valores do coeficiente de empuxo ao repouso (K_0), para areia grossa, calculados por Jaky e comparados com os valores medidos.

	ϕ	β	α	K_0	K_{0h}
Método de Jaky (1948)	45°	0°	90°	0,293	0,293
Valor medido				0,240	0,240
Após carregar com $\beta=40^\circ$ e descarregar $\beta=0$				0,261	0,261

OBS: O ângulo = 45° é o ângulo de repouso do material, ou seja, é igual a ϕ_{cv} .

Tabela 4.10 Valores de (K_0) calculados para o arroz, com paredes vertical e superfície dos grãos inclinada, comparados com os valores medidos.

MÉTODO DE:	ϕ	β	α	K_0	K_{0h}
Danish Code (1985)	35,6°	20°	90°	0,560	0,525
Valor medido	35,6°	20°	90°	0,240	0,50 à 0,58
Danish Code (1985)	35,6°	34°	90°	0,652	0,540
Valor medido					0,63 a 0,70

Tabela 4.11 – Valores de (K_0) medidos para o arroz com parede inclinada

	ϕ	β	α	K_0	K_{0h}
Valores medidos	35,6°	0°	100°		0,20 à 0,23
	35,6°	34°	100°		0,420

Tabela 4.12 – Valores de K_0 medidos para diferentes ângulos de deposição dos grãos e diferentes ângulos de inclinação da parede.

	ϕ	β	α	K_{0h}
Valores medidos	35,6°	0°	90°	0,360
	35,6°	20°	90°	0,50 à 0,58
	35,6°	34°	90°	0,63 a 0,70
	35,6°	0°	100°	0,20 a 0,23
	35,6°	34°	100°	0,420

5. DISCUSSÃO E IMPLICAÇÕES PARA PROJETOS DE SILOS HORIZONTAIS

5.1. COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE K_a E K_0 MEDIDOS COM OS CALCULADOS PELAS TEORIAS TRADICIONAIS DE K_a e EMPÍRICAS DE K_0

Os valores de K_a calculados pelas teorias de empuxo tradicionais apresentaram, para a superfície dos grãos horizontal, boa consistência com os valores medidos, conforme mostrado nas tabelas 4.1 e 4.2. Para a superfície inclinada com $\beta=\phi$, os valores medidos também apresentam-se consistentes com os calculados pelas teorias de empuxo tradicionais, tanto para paredes lisas como rugosas, conforme mostrado nas tabelas 4.3 a 4.7. Note que, para paredes lisas, admitiu-se no cálculo $\phi_w=0$, embora $\phi_w=\phi_u$ fosse mais razoável.

O valor experimental médio de K_0 para a superfície dos grãos horizontal foi igual a $K_0=0,360$, sendo bem inferior ao valor calculado por Jaky ($K_0=0,420$) conforme mostram as

tabelas 4.8 e 4.9. Para as superfícies inclinadas, com o ângulo de deposição dos grãos sendo aproximadamente igual ao ângulo de repouso, isto é, $\beta = \phi_{cv}$, os valores medidos mostram-se sensivelmente maiores do que os calculados pelo Danish Geotechnical Code (1985) com uma variação em torno de aproximadamente 23%, conforme ilustrado na tabela 4.10.

Os valores de K_0 medidos para paredes de silos inclinadas de 10° para o interior apresentam uma diminuição considerável em relação às paredes verticais, principalmente para os depósitos de grãos inclinados, conforme as Figuras 4.11 e 4.12.

5.2. APLICAÇÃO AO PROJETO DE UM SILO HORIZONTAL

Considerando que os armazéns são carregados e descarregados freqüentemente para melhor aproveitamento do espaço disponível, os grãos de arroz são depositados pela correia transportadora até formarem taludes com um ângulo β aproximadamente igual a ϕ_{cv} . Portanto sugere-se que o coeficiente de empuxo a ser adotado em armazéns com paredes rígidas seja o coeficiente de empuxo ao repouso K_0 obtido nestes experimentos, ou seja, deve-se considerar $K_0=0,70$. Este deverá ser utilizado para o dimensionamento de paredes, vigas, pilares e fundações. Estes valores deverão no futuro ser comparados com medições de silos horizontais em verdadeira grandeza.

5.2.1 Exemplo de aplicação

Apresenta-se a seguir o cálculo do Empuxo ao Repouso e do Momento Fletor Máximo para um silo horizontal em forma de armazém graneleiro, de paredes com 7 metros de altura, distância entre pilares igual a 5.50 m, adotando-se $\phi=35,6^\circ$ e $\gamma=6.10\text{kN/m}^3$, sendo o material depositado com ângulo de inclinação de talude $\beta=34^\circ$.

Solução:

$$\text{Empuxo} = 1/2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot h^2$$

$$\text{Empuxo}_{\text{pilar}}=1/2.K_0. \gamma.h^2.5,50$$

$$\text{Empuxo}_{\text{pilar}}=1/2.0,70 \times 6,10 \text{kN/m}^3 \cdot 7^2 \cdot 5,50$$

$$\text{Empuxo}_{\text{pilar}}=575,38 \text{ kN}$$

$$\text{Momento Fletor Máximo no Pilar} = 575,38 \text{ kN} \times 0,36 \times 7 =$$

$$\text{Momento Fletor Máximo no Pilar} = 1.449,96 \text{kN.m}$$

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

6.1. CONCLUSÕES

No decorrer deste estudo foram obtidas as seguintes conclusões:

- 1) Devido ao ciclo de carregamento e descarregamento dos silos, as equações tradicionais para cálculo de empuxo ativo não parecem ser apropriadas à aplicação em pavilhões graneleiros;
- 2) As previsões do coeficiente de empuxo (K) para determinar as tensões horizontais em silos verticais e horizontais deverão ser feitas, com base nos experimentos em modelos reduzidos realizadas pelo autor e com base na obtenção das patologias em estruturas de silos reais, para a condição em repouso e não para o estado ativo;
- 3) Para obtenção do coeficiente de empuxo ao repouso (K_0) em depósitos horizontais de materiais granulares normalmente adensados, a equação empírica de Jaky (1948) apresenta resultados bem consistentes; isto ficou constatado tanto pela análise da bibliografia como pelos resultados dos experimentos realizados nesta dissertação;

- 4) Estes experimentos mostraram que a densidade do arroz aumenta com o aumento da tensão vertical;
- 5) Para a determinação de K_0 em taludes com ângulo de inclinação igual ou próximo ao ângulo de repouso do material, a equação empírica do Danish Geotechnical Institute (1988) $K_{0\beta} = (1 - \text{sen}\phi) \cdot (1 + \text{sen}\beta)$ conduz a valores inferiores aos medidos nos experimentos descritos nesta dissertação (onde $K_0 = 0,70$ quando $\beta \approx \phi_{cv}$);
- 6) A construção de paredes inclinadas para dentro do depósito de grãos com um ângulo de inclinação com relação à vertical de dez graus diminui consideravelmente as pressões horizontais devidas à massa de grãos, tornando esta construção bem mais leve e conseqüentemente mais econômica;
- 7) Recomenda-se para o cálculo do empuxo lateral sobre paredes de silos horizontais carregadas com arroz, onde $\beta \approx \phi_{cv}$, adotar um coeficiente de empuxo ao repouso $K_0 = 0,70$.

6.2. SUGESTÕES:

- 1) Fazer medições de K_a e K_0 em ensaios com modelos reduzidos utilizando outros cereais;
- 2) Determinar K_0 , com vários cereais e também areia, em paredes com várias inclinações. Através destas medições, tentar buscar uma equação empírica para determinar K_0 em função de ϕ , β e α ;
- 3) Instalar células de carga em várias cotas em paredes de armazéns graneleiros para fazer medições das pressões laterais de grãos;
- 4) Investigar a viabilidade de mudança da concepção de projetos de armazéns graneleiros, trabalhando-se com peças de concreto pré-moldadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AIRY, W. *The pressure of grain. Minutes of Proceedings.* London, v. 131, p. 347-358, 1897.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 1977. *Recommended practice for design and construction of concrete bins, silos and bunkers for storing granular materials.* (ACI 313-77). Revised, 1993.
3. AUSTRALIAN STANDARD. *As 3775 – Loads on bulk solids containers.* Sydney, 1990.
4. BMHB – *British Materials Handling Board. Draft code of practice for the design of silos, bins, bunkers and hoppers.* Inglaterra, p. 101, 1985.
5. BOLTON, M. D. *Strength and dilatancy of sands,* Geotechnique, Vol. 36, nº 1, p. 65-78, 1986.
6. CALIL JUNIOR, C. *Recomendações de fluxo e de cargas para o projeto de silos verticais.* São Paulo, USP, p. 198, 1990.
7. CALIL JUNIOR, C.; ARAÚJO, E. C.; NASCIMENTO, J. W. *Silos metálicos multicelulares.* São Carlos, SP: Serviço Gráfico-EESC/USP, 1997.
8. CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. *Canadian Foundation Engineering Manual – Part I.* Ottawa: Canadian Geotechnical Society, 1978.
9. CAQUOT, A.; KERISEL, J. *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations.* Paris: Gauthier-Villars, 1948.
10. DUNNICLIFF, J.; GREEN, G. E. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.* John Wiley & Sons. New York.
11. FANG, I. S.; ISHIBASHI, I. *Static Earth Pressures with various wall movements.* Journal of Geotechnical Engineering. Vol.. 112, nº 3, March de 1986.
12. FIP. International Standard Organization, 1989.

13. DANISH GEOTECHNICAL INSTITUTE. *Code of practice for foundations engineering*. DGI-Billein n°36, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, p. 53, 1985.
14. GRECO, V. R. *Active earth thrust on cantilever in walls en general conditions*. Soils and Foundations. Tokyo, v. 39, n. 06, p.65-78, 1999.
15. HONG KONG. *Geotechnical. Engineering Office*. Geoguide 1. Guide to retaining wall design. 2nd Edition, 1998.
16. JAKY, J. *The coefficient of earth pressure at rest* . Tradução do húngaro para o inglês: A.M. Fraser. London: University of London, 1957.
17. JANSSEN, H.A. *Versuche über getreidedruck in silozellen*. VDI Zeitschrift, v. 39, p.1045-1049, 1895.
18. KISHIDA, H.; UESUGI, M.; TSUBAKIHARA, Y. *Behavior of sand particles in sand-steel friction*. Soils and foundations, v. 28, n°1, p. 107-118, 1988.
19. _____. *Friction between sand and steel under repeated loading*. Soils and foundations, v. 29, n°3, p. 127-137, 1989.
20. LAMBE, T. W. ; WHITMAN, R. V. *Soil mechanics*. New York: John Wiley, 1979.
21. MATTEOTTI, G. *Some results of quay-wall model tests on earth pressure*. In: *Quay-wall model tests on earth pressure*. 1971. p.185-204
22. MESRI, G. ; HAYAT, T. M. *The coefficient of earth pressure at rest*. Can. Geotech. J. Canadá, v. , p.647-666, 1993.
23. MORGENSTERN, N. R. ; EISENSTEIN, Z. *Methods of estimating lateral loads and deformations*. In: *Proceedings of the Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*. New York, p.51-102, 1970.
24. MOTTA, E. *Earth pressure on reinforced earth walls under general loading*. Soils and Foundations. Tokyo, v. 36, n. 04, p.113-117, dec. 1996.
25. NAVAL. *Facilities Engineering. Command Foundations and Eart Structures*. Design Manual. 1° september, 1986.
26. Norma alemã. DIN 1055, 1987.

27. PIEPER, K. *Investigation of silo loads in measuring models. American Society of Mechanical Engineers*, New York, n. 68-MH-30, 1968.
28. PLATONOV, P. N. ; KOVTUN, A. P. *Davlenie zerna na stenki silosov elevatorov: the pressure of grain on silo walls. Mukomolno Elevatorneia Promyshlennost.*_Moscow, v. 25, n. 12, p.22-24, dec. 1959._
29. POTTS, D. M. ; FOURIE, A. B. *A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures. International Journal for Numerical and Analytical in Geomechanics.* v. 10, p.383-405, 1986.
30. PUZZI, D.; ANDRADE, A. *Abastecimento e armazenagem de grãos.* Campinas, SP: Instituto Campineiro de Ensino Agrícola, 2000.
31. RAVENET, J. *Silos: “Teorias – Investigacion Construccin”.* Espanha-Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1977.
32. _____. *Silos: “Deformaciones, falhas e explosiones prevencion de accidentes tomo II”* Espanha-Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1978.
33. REIMBERT, M.; REIMBERT, A. *Silos: theory and practice.* Trans Tech Publications, Germany, 1976.
34. ROBERTS, A. W. *The effect of vibration on the strength and flow properties of bulk solids in storage bin operations. In: International Conference on Design of silos for Strength and Flow, 1980, London.* Annals... London: Powder Advisory Centre, 1980.
35. SAFARIAN, S. S.; HARRIS, E. C. *Design and construction of silos and bunkers.* New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1985.
36. SHERIF, M.; ISHIBASHI, I.; DO LEE, C. *Earth pressures against rigid retaining walls.* Journal of the Geotechnical Engineering, v. 108, n. GT5, p.679-695, 1982.
37. TERZAGHI, K. *Anchored bulkheads.* Transactions of the American Society of Civil Engineers, v. 119, p.1243-1324, 1954.
38. TERZAGHI, K. ; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice.* 2nd edn. New York: John Wiley, 1967.
39. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Engineering and design: retaining and flood walls. In: Engineer Manual: EM 1110-2-2502 (CECW-ED),* 1989.
40. UESUGI, M.; KISHIDA, H. *Inflencial factores of friction between steel and dry sands.* Soils and Foundations, V. 26, n^o 2, p. 33-46, 1986.
41. _____. *Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus.* Geotechnique, v. 37, n^o 1, p. 45-52, 1987.

42. UESUGI, M.; KISHIDA, H.; UCHIKAWA, Y.; *Friction between dry sand and under monotonic and repeated loading*. Soils and Foundations, v. 30, n°1, p. 1990.

ANEXOS

ANEXOS A

Análise de (K) por retro análise

Este pavilhão, cujas fotos mostram o aparecimento de fissuras, foi construído em 1996 e até a presente data já sofreu três descargas e quatro carregamentos. No primeiro carregamento o pavilhão mostrou pequenas deformações, mas nos carregamentos seguintes começou o aparecimento de fissuras em paredes, visíveis na foto. Também hoje mostra fissuras nos pilares.

De posse das seções e armaduras dos foi feita uma análise. A conclusão foi que os mesmos foram calculados com a equação de Rankine para empuxo ativo, com superfície dos grãos horizontais. Este pavilhão já está necessitando hoje de reforço.



Vista das paredes e pilares de um armazém graneleiro na região de Pelotas em 1996, já apresentando manifestações patológicas.



Vista das paredes e pilares de um armazém graneleiro na região de Pelotas em 1996, já apresentando manifestações patológicas.



Vista geral de um armazém graneleiro na região de Pelotas em 1996, já apresentando manifestações patológicas.

ANEXO B

Uma nova concepção de paredes laterais

As fotos abaixo ilustram esta nova concepção construtiva, a qual foi adotada nesta construção, que trata de um pavilhão de 45m de largura, 100m de comprimento, 7m de altura de paredes laterais e altura central de 25m. Este pavilhão foi construído adotando-se $K_0=0,70$. Sua construção iniciou em Setembro, 2000, localizado na BR 116, Km 18,5, na cidade de Pelotas, com dados já baseados nesta pesquisa.



Mostra um Painel Pré-Moldado em Concreto Armado de 1,75 x 5,50m (2000)



Mostra vários painéis parafusados nos pilares (2000)



Mostra a vista externa de um painel (2000)



Mostra a vista de vários pilares (2000)



Mostra o Painel inferior, o pilar engastado no bloco de fundação.