

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

THAINI DE ALMEIDA

**ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE PAREDE
DIAFRAGMA MOLDADA IN LOCO**

**SANTA CATARINA
2013**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO - CTC
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

THAINI DE ALMEIDA

**ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE PAREDE
DIAFRAGMA MOLDADA IN LOCO**

Trabalho de
Conclusão de Curso
apresentado pela
acadêmica Thaini de
Almeida à banca
examinadora do Curso de
Graduação em Engenharia
Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina
como requisito parcial
para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

ORIENTADOR: Drº PROFESSOR JANO D'ARAÚJO COELHO

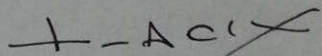
**SANTA CATARINA
2013**

Thaini de Almeida

**ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE PAREDE
DIAFRAGMA MOLDADA *IN LOCO***

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Grau de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 09 de dezembro de 2013.



Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer a Deus por abençoar e iluminar a minha trajetória, tornando-me uma pessoa muito feliz e realizada.

A meus pais, Luiz Antônio de Almeida e Eliete Fátima de Abreu de Almeida, por terem me dado muito amor, confiança e sabedoria. Por terem sempre pensado no melhor para mim e meu irmão para que nos tornássemos pessoas de boa alma e coração. Ao meu amado irmão, Kalil Abreu, que tanto torce por mim e deseja minha realização, por partilhar momentos de alegria e acreditar em mim. A vocês três que tanto me apoiaram meus agradecimentos infinitos. Todos nós somos merecedores dessa conquista.

Ao meu namorado, Alcides Costa Emanuelli Junior, por me dar muito amor e carinho e por ser tão generoso e bondoso comigo. Por colaborar na elaboração deste trabalho, fornecendo-me aconchego e apoio nos momentos difíceis. Por sua paciência e compreensão durante o período da faculdade, já que, em alguns dias, foi “trocado” pelos estudos.

Aos meus familiares que, presentes ou não, sempre estiveram zelando por mim e torcendo pela minha realização.

Às amigas de longa data, Tayara de Oliveira e Letícia Moller de Limas, minhas irmãs de coração, por compartilharem bons momentos comigo.

Em especial, às amigas Camila Sorg Negrello, Fernanda Carvalho Reis e Sabrina Kalise Heinen que tive o imenso prazer e felicidade de conhecer através da faculdade. Nesses cinco anos de faculdade, eram elas que alegravam minhas manhãs e tardes, sempre estando na “luta” comigo. Aos amigos de graduação Belisa Speranzini, Giorgia Moecke, Marcel Vechi, Paulo Matos, Matheus Marcon e Pietro Bertuzzi. Foi uma honra poder conhecê-los e estudar com vocês. Aos demais colegas de graduação, pelo apoio e solidariedade.

Às amizades formadas através da universidade, em especial, Priscila, Patrícia, Aline, Louise, Bianca, Daiane, Mylena e Maria, por estarem sempre disponíveis a me alegrar, compartilhando boas risadas.

Aos professores, diretores e funcionários do colégio Dom Jaime Câmara, onde estudei durante o ensino fundamental e médio, por todo o conhecimento que me foi passado, pois, sem vocês, nada disto teria sido possível. Foi nesta instituição que aprendi muitas lições da vida.

Agradeço, em especial, meu orientador, professor Jano Coelho D'Araujo Coelho, sempre muito atencioso e disposto a me ajudar, esclarecendo minhas dúvidas com muita competência. Também, meu agradecimento ao professor Roberto Caldas de Andrade Pinto, que prontamente se dispôs a me auxiliar na elaboração deste trabalho.

Aos integrantes da Banca Examinadora, professores Daniel Domingues Loriggio e Roberto Caldas de Andrade Pinto, que prontamente se dispuseram a participar da etapa final deste processo.

Às empresas Habitus Empreendimentos Imobiliários, Toposolo e Portobello, nas quais realizei estágio, por agregarem em meu conhecimento técnico.

Aos professores e funcionários da Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, que tanto batalham para formar profissionais qualificados. Obrigada por todo o conhecimento e sabedoria ensinados. Professores, vocês têm, em mãos, o grande poder de formar cidadãos.

A todos, o meu muito obrigada.

“Tudo sempre acaba bem no final. Se as coisas não estão bem, é porque você ainda não chegou ao final.”

Domingos Sabino.

RESUMO

A necessidade de escavação de subsolos cada vez mais profundos em edificações vem tornando frequente o uso de paredes diafragma. Solução rápida, econômica e segura, a técnica possibilita a escavação de solo, executando, para isto, uma parede de concreto armado, a partir da superfície do terreno, ao longo do perímetro da obra. O presente trabalho tem como objetivos apresentar o método construtivo de paredes diafragma, analisar os deslocamentos e esforços solicitantes provenientes das cargas atuantes no elemento estrutural e realizar o cálculo das armaduras necessárias para resistir às solicitações. Para tanto, através do programa SAP2000, foram elaborados oito modelos de parede diafragma com alturas de ficha e escavação de solo diferentes, submetidos às mesmas cargas atuantes, dos quais se analisaram os esforços e deslocamentos gerados. Após esta etapa, selecionaram-se quatro desses modelos, com alturas de escavação diferentes, para os quais se realizou o cálculo das armaduras. Como resultado deste trabalho, através das áreas de aço obtidas e deslocamentos gerados na estrutura, analisou-se a viabilidade de execução de paredes diafragma moldadas in loco com diferentes alturas de escavação de solo.

Palavras-chave: Parede Diafragma, SAP2000, Altura de Escavação, Esforços Solicitantes, Deslocamentos, Armadura.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Parede guia devidamente travada para não sofrer deformações.	6
Figura 2 – Detalhe para execução de paredes guia.	7
Figura 3 –Fabricação de fluido estabilizante através da adição de polímeros em pó à água.	8
Figura 4 - Fabricação de fluido estabilizante através da adição de emulsão de polímeros à água.	8
Figura 5 – Hidratação da bentonita: a) partículas de bentonita b) bentonita hidratada c) estrutura “castelo de cartas” d) estrutura rompida por agitação.	9
Figura 6 – Uso de hidrofresa para execução de parede diafragma em rocha.	11
Figura 7 – “Clamshell” acoplado a um guindaste de esteiras sem auxílio de barras “Kelly”.	12
Figura 8 - “Clamshell” acoplado a um guindaste de esteiras com auxílio de barras “Kelly”.	12
Figura 9 – Execução de parede diafragma com uso de “clamshell” hidráulico.	13
Figura 10 – Escavação com um nível adequado de lama bentonítica na cava.	14
Figura 11 – Ordem de execução dos painéis.	16
Figura 12 – Içamento da gaiola.	17
Figura 13 – Detalhe dos roletes espaçadores colocados nas barras de aço.	18
Figura 14 – Lançamento de concreto diretamente do caminhão betoneira ao funil.	19
Figura 15 – Sistema de recirculação de lama bentonítica para reutilização.	19
Figura 16 – (a) Solo em estado natural; (b) Três fases do solo.	22
Figura 17 – Diagrama de pressões ao longo de um anteparo rígido.	25
Figura 18 – Classificação das teorias de estados-limites.	27
Figura 19 - Distribuição do empuxo ativo para solo com $c \neq 0$ e $\phi \neq 0$	30
Figura 20 – Anteparo de altura “h” em solo com superfície do terreno inclinada em um ângulo β	31

Figura 21 – Cálculo do empuxo ativo para solos com existência de água.....	32
Figura 22 – Determinação do empuxo ativo para solos sem coesão.	35
Figura 23 – Determinação do empuxo passivo para solos sem coesão.	35
Figura 24 – Equilíbrio das forças atuantes no anteparo para determinação do empuxo.	37
Figura 25 – Deslocamento “ v_a ” no topo do elemento de acordo com a altura “ h ”.....	39
Figura 26 – Região de influência das sobrecargas das fundações de edificações junto à valas.	40
Figura 27 – Esquema de sobrecargas junto às valas.....	41
Figura 28 – Determinação da relação H/D através da profundidade do lençol freático e da relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo.....	43
Figura 29 – Parede em balanço com ficha mínima.....	44
Figura 30 – Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima.....	44
Figura 31 – Contra-empuxo no Método de Blum.....	45
Figura 32 – Método para paredes em balanço com ficha maior que a mínima.	46
Figura 33 – Diagramas de empuxo ativo e o equivalente para maciço sem trinca de tração.....	47
Figura 34 – Diagramas de empuxo ativo e o equivalente para maciço com trinca de tração.....	47
Figura 35 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estroncas.	48
Figura 36 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estronca em solo mole.....	49
Figura 37 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estronca, quando a ficha atravessa solo mole, mas atinge um substrato firme.	50
Figura 38 – Cálculo evolutivo para a determinação dos esforços solicitantes durante reaterro de uma vala.....	52
Figura 39 – Diagramas de empuxo e esquema estático antes da instalação de um determinado nível de tirantes.....	55

Figura 40 – Diagramas de empuxo e esquema estático após a instalação de um determinando nível de tirantes.....	55
Figura 41 – Ruptura geral: superfícies potenciais.	58
Figura 42 – Idealização dos sistemas estruturais, (a) Sistemas Reticulados e (b) Meio Contínuo.	59
Figura 43 - Área de trabalho do programa SAP2000 com a opção de criar um novo modelo aberta.	64
Figura 44 – Visualização dos eixos no programa SAP2000: a) 3D; b) plano xz; c) plano xy; d) plano zy.	66
Figura 45 – Visualização do modelo 1, elaborado no SAP2000.	69
Figura 46 – Representação das alturas total, H, e da ficha, f, de uma parede diafragma.	70
Figura 47 – Obtenção da relação H/D através da relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo e da profundidade do lençol freático.....	71
Figura 48 - Convenção do sistema de eixos e momentos fletores.	73
Figura 49 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 1.	76
Figura 50 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 2.	77
Figura 51 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 3.	78
Figura 52 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 4.	79
Figura 53 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 5.	80
Figura 54 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 6.	81
Figura 55 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 7.	82
Figura 56 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 8.	83
Figura 57 – Distribuições do momento fletor M22, em kN.cm/cm, à esquerda, e do esforço cortante, à direita, em kN/m, no Modelo 3, obtidas no SAP2000.....	95
Figura 58 – Representação da seção 30x100 cm do Modelo 1 sob flexocompressão causada pelo M22 e peso próprio da estrutura, medidas em centímetros.	97
Figura 59 – Seção genérica submetida à flexocompressão.	98

Figura 60 – Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura longitudinal do Modelo 4, submetida ao momento M_{22}	102
Figura 61 - Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura transversal do Modelo 4, submetida ao momento M_{11}	103
Figura 62 - Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura transversal do Modelo 4, submetida ao esforço cortante.....	103

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Momentos fletores mínimos na direção do eixo 2, ou seja, “M11”, de acordo com as características das paredes diafragma.	85
Gráfico 2 - Momentos fletores máximos na direção do eixo 2, ou seja, “M11”, de acordo com as características das paredes diafragma.	85
Gráfico 3 - Momentos fletores mínimos na direção do eixo 1, ou seja, “M22”, de acordo com as características das paredes diafragma.	86
Gráfico 4 - Momentos fletores máximos na direção do eixo 1, ou seja, “M22”, de acordo com as características das paredes diafragma.	86
Gráfico 5 – Momentos M22 mínimos obtidos no SAP2000 para os modelos em que $f=1.H$ de acordo com o número de subsolos escavados.	88
Gráfico 6 – Distribuição dos momentos fletores M22 para o Modelo 3.	89
Gráfico 7 – Deslocamentos obtidos nos 08 modelos elaborados, de acordo com as características das paredes diafragma.	90
Gráfico 8 – Deslocamentos obtidos no SAP2000 para os modelos em que “ $f=1.H$ ” de acordo com o número de subsolos escavados.	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Especificação da bentonita.	10
Tabela 2 – Parâmetros para a lama bentonítica.	10
Tabela 3 – Coeficiente de recalque vertical para os diferentes tipos de solo ($1 \text{ kgf/cm}^3 = 10 \text{ MPa}$).	61
Tabela 4 – Coeficiente de recalque vertical de solo a partir da tensão admissível ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$).	61
Tabela 5 – Coeficiente de Poisson de acordo com a natureza do solo.	63
Tabela 6 - Alturas das 08 paredes diafragma elaboradas.	72
Tabela 7 – Valores dos momentos fletores e deslocamentos encontrados nas paredes diafragma elaboradas.	74
Tabela 8 – Nomenclatura adotada para os 8 modelos simulados no SAP2000.	75
Tabela 9 – Deslocamentos e momentos obtidos nos 08 casos elaborados no programa SAP2000.	84
Tabela 10 – Verificação dos deslocamentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000 de acordo com o deslocamento admissível adotado.	92
Tabela 11 - Verificação dos deslocamentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000 de acordo com a metodologia apresentada no CT115 Eurocode 7 (2004).	93
Tabela 12 - Valores dos esforços cortantes encontrados nas paredes diafragma elaboradas.	94
Tabela 13 – Características dos Modelos escolhidos para o dimensionamento e detalhamento.	96
Tabela 14 - Esforços solicitantes obtidos no programa SAP2000, de acordo com as características das paredes diafragma.	105
Tabela 15 – Armadura calculada de acordo com os procedimentos listados em 7.4.1, para resistir aos esforços solicitantes.	105
Tabela 16 – Armadura total para os 4 modelos de parede diafragma, considerando dimensões totais dos elementos.	106

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVO GERAL	1
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	1
1.3	JUSTIFICATIVA	2
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	PAREDES DIAFRAGMA	3
2.1.1	SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO DE PAREDES DIAFRAGMA MOLDADAS IN LOCO	5
2.1.2	VANTAGENS DO PROCESSO	21
3.	DETERMINAÇÃO DOS EMPUXOS DE TERRA.....	22
3.1	SOLO	22
3.2	ESTADOS DE EQUILÍBRIO PLÁSTICO	23
3.3	EMPUXO DE TERRA	24
3.3.1	TEORIAS DE ESTADO LIMITE.....	26
4.	PROJETO DE SISTEMA DE CONTENÇÃO PARA ESCAVAÇÃO DE SOLO 38	
4.1	DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO	38
4.1.1	EMPUXOS DE TERRA	38
4.1.2	INFLUÊNCIA DA ÁGUA.....	39
4.1.3	SOBRECARGAS	40
4.2	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	41
4.2.1	PAREDES EM BALANÇO	42
4.2.2	PAREDES ESTRONCADAS	46
4.3	ROTINAS PARA O DIMENSIONAMENTO.....	56

4.4	REQUISITOS DE SEGURANÇA	57
5.	SAP2000 – STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM	59
5.1	SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO NO SAP2000	60
6.	MODELO DE PAREDE DIAFRAGMA ELABORADO EM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS.....	64
6.1	CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS PROJETADOS.....	64
6.2	DESENVOLVIMENTO DO PROJETO	69
7.	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	74
7.1	MOMENTOS FLETORES	74
7.2	DESLOCAMENTOS.....	89
7.3	ESFORÇOS CORTANTES	93
7.4	DIMENSIONAMENTO DE PAREDE DIAFRAGMA.....	96
7.4.1	METODOLOGIA UTILIZADA	97
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
8.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	109
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de escavação de subsolos vem tornando frequente o uso de paredes diafragma na construção civil. As primeiras aplicações práticas deste método, primeiramente com funções de impermeabilização e, mais tarde, como obras de contenção, ocorreram na Europa durante a década de 50, com posterior implantação da técnica nos Estados Unidos na década de 60. No Brasil, a primeira parede diafragma foi construída no ano de 1969.

O crescimento da verticalização e a necessidade de um aumento no número de vagas de estacionamento têm gerado empreendimentos com escavações cada vez mais profundas em áreas intensamente edificadas. Este cenário propicia, cada vez mais, o desenvolvimento e aprimoramento da técnica.

O método consiste na execução de peças de concreto armado em cavas, executadas da superfície do terreno, cujas paredes permanecem estáveis durante o processo construtivo devido à ação de fluidos estabilizantes. Esta técnica vem sendo cada vez mais utilizada por ser uma solução que apresenta segurança, economia e rapidez, quando comparada a outros sistemas de contenção.

1.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral o desenvolvimento do cálculo de uma parede diafragma moldada in loco, utilizando, para obtenção dos esforços solicitantes, o programa SAP2000. Aliado a este objetivo, está a compreensão do comportamento estrutural do elemento, com posterior análise das armaduras obtidas no cálculo.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Apresentar um estudo bibliográfico sobre paredes diafragma, descrevendo as vantagens e desvantagens da escolha por esse tipo de contenção de solos, os tipos existentes, características do sistema e etapas executivas;
- Apresentar o método de cálculo e procedimentos para obtenção das armaduras de uma parede diafragma. Para isto, inicialmente foram elaborados oito modelos no SAP2000 com diferentes alturas de escavação de solo. Os resultados

encontrados dos momentos fletores e deslocamentos foram analisados, selecionando-se, assim, quatro modelos para cálculo das armaduras;

- Analisar a viabilidade de execução de parede diafragma em escavação de um, dois, três e quatro subsolos.

1.3 JUSTIFICATIVA

A justificativa da realização deste trabalho é de reunir os principais conceitos envolvidos no cálculo da armadura de paredes diafragma. As referências bibliográficas que tratam deste tema, em geral, não trazem informações suficientes de projeto estrutural deste tipo de contenção de solo. A escolha do trabalho, portanto, visa facilitar o acesso a essas informações.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em nove capítulos, dentre os quais:

O primeiro contempla a Introdução do trabalho no qual se apresentam os objetivos, a justificativa e a estrutura do trabalho.

O segundo capítulo trata da revisão de literatura no qual são apresentados as características e processo executivo da parede diafragma.

O terceiro capítulo mostra os métodos para obtenção das cargas atuantes no elemento, relacionados ao estudo do solo.

No quarto capítulo são descritos as etapas envolvidas no projeto, principalmente com relação à determinação dos esforços solicitantes.

O quinto capítulo contempla informações do programa SAP2000, utilizado para elaborar os modelos estudados no trabalho.

O sexto capítulo apresenta o método utilizado para elaboração dos modelos de parede diafragma.

No sétimo capítulo estão descritos os resultados obtidos com relação aos esforços solicitantes e o dimensionamento da parede diafragma.

No oitavo capítulo apresentam-se as Considerações Finais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

No nono e último capítulo estão as referências bibliográficas utilizadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PAREDES DIAFRAGMA

Parede diafragma consiste na realização, no subsolo, de um muro vertical formado por painéis alternados ou sucessivos capaz de absorver cargas axiais, empuxos horizontais e momentos fletores, apresentando-se com profundidades e espessuras variáveis. Geralmente são executadas com espessuras variando entre 30 a 120 cm, podendo ser utilizadas em contenções de pequena ou grande altura, na presença, ou não, do lençol freático. (Brasfond, 2013)

Existem diferentes tipos de parede diafragma:

- Parede Diafragma Moldada in loco;
- Parede Diafragma Pré-moldada;
 - Parede parcialmente pré-moldada;
 - Parede totalmente pré-moldada;
- Parede Diafragma Plástica.
- Parede Diafragma Mista.

O tipo mais utilizado atualmente é a parede diafragma moldada in loco. Consiste em trincheiras abertas no terreno preenchidas com concreto, simples ou armado, ou argamassa plástica, mantidas estáveis através do uso de lama bentonítica ou outro material com função similar.

A parede diafragma pré-moldada consiste em painéis pré-moldados de concreto armado ou protendido que podem ser preparados no canteiro ou em usina. A escavação desse tipo de parede diafragma, assim como no processo de escavação de paredes diafragma moldadas in loco, ocorre com o uso da lama bentonítica. A diferença é que, antes da colocação dos painéis pré-moldados, a lama bentonítica existente nas lamelas escavadas é substituída por “coulis”, uma mistura de cimento, bentonita e água em proporções adequadas. O “coulis” deve ser lançado de forma a substituir a lama bentonítica, sem com ela se misturar. Para isso, a lama bentonítica deve estar limpa, leve e com viscosidade baixa. Após a colocação das placas, o “coulis” preencherá o espaço entre as juntas, impedindo a passagem de água, garantindo, desta forma, a estanqueidade das mesmas. (ANSON, 2013).

A opção de uso de painéis pré-moldados propicia redução das perdas de concreto, reduzindo os custos com o material e com a remoção dos bolsões de concreto que sobram na superfície do terreno (Fundesp, 2013), além da obtenção de paredes diafragma mais resistentes estruturalmente, já que normalmente se utiliza concreto com fck superior a 25 MPa. Hachich et al. (1998) citam como vantagens a obtenção de paredes diafragma com um melhor acabamento e aparência, já que este tipo não necessita de aparelhamento do topo dos painéis e da retirada das protuberâncias na superfície, e obtenção de paredes menos espessas que as moldadas no terreno, para uma mesma solicitação, devido à maior precisão do posicionamento da armadura e melhor qualidade do concreto.

Existem dois tipos de parede diafragma pré-moldada: parcialmente e totalmente pré-moldada. As parcialmente pré-moldadas tem como objetivo limitar o comprimento e, portanto, o peso dos painéis, no qual se concretiza in loco uma pequena parte inferior do painel. Assim, é recomendável que os painéis sejam vazados permitindo que a concretagem desse pequeno trecho ocorra por dentro da placa. Nas totalmente pré-moldadas não há nenhuma concretagem in loco, apenas seu engastamento dentro do “coulis”. (FUNDESP, 2013)

Existem limitações no uso de paredes diafragma pré-moldadas quanto ao comprimento das placas. Assim, quando a altura de escavação for muito grande, pode-se optar pelo uso de paredes diafragma mistas, nas quais o trecho inferior é moldado in loco e o trecho superior é pré-moldado. Este tipo se diferencia do modelo parcialmente pré-moldado na altura do trecho moldado in loco, que é maior nas paredes diafragma mistas. A execução deste tipo pode ser a seguinte: escavação com lama bentonítica, introdução da placa pré-moldada, substituição da lama bentonítica pelo “coulis” injetado de baixo para cima e lançamento da argamassa ou concreto também de baixo para cima. (HACHICH et al, 1998)

Outro tipo existente é a parede diafragma plástica. Consiste em uma barreira vertical de “coulis”, em proporções que variam em função da permeabilidade desejada, que não tem função estrutural, apenas de reduzir a percolação horizontal da água. (BRASFOND, 2013)

O presente trabalho enfatiza a parede diafragma moldada in loco, portanto, todas as explicações posteriores estão relacionadas a este tipo.

2.1.1 SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO DE PAREDES DIAFRAGMA MOLDADAS IN LOCO

A execução de paredes diafragma envolve várias operações, que devem estar interligadas entre si e serem planejadas com antecedência para evitar o surgimento de imprevistos. (FRANKI, 2013) Podem-se destacar as etapas a seguir:

- a) Execução das muretas guia;
- b) Fabricação da lama;
- c) Escavação;
- d) Troca da lama;
- e) Colocação das chapas junta;
- f) Colocação da armadura;
- g) Concretagem;

a) Execução das muretas guia:

Antes do início da escavação da vala propriamente dita, são construídas muretas guia. Estas são paredes executadas em concreto armado ao longo de todo o perímetro onde haverá parede diafragma. (ANSON, 2013)

As muretas guia têm por objetivos: servir como guia para a ferramenta de escavação, definindo o caminhamento da parede e manter o terreno próximo à superfície estável, evitando seu desmoronamento, visto a grande e permanente variação do nível de lama decorrente da entrada e saída do equipamento de escavação. (FRANKI, 2013)

Sendo referência de toda a obra enterrada, a locação das muretas guia deve ser precisa, com seu topo rigorosamente nivelado e, no mínimo, a 1,50 m acima do nível do lençol freático. (ANSON, 2013) Para evitar deformações nas muretas guia, é recomendável que se realize algum tipo de travamento, conforme Figura 1.

Figura 1 – Parede guia devidamente travada para não sofrer deformações.

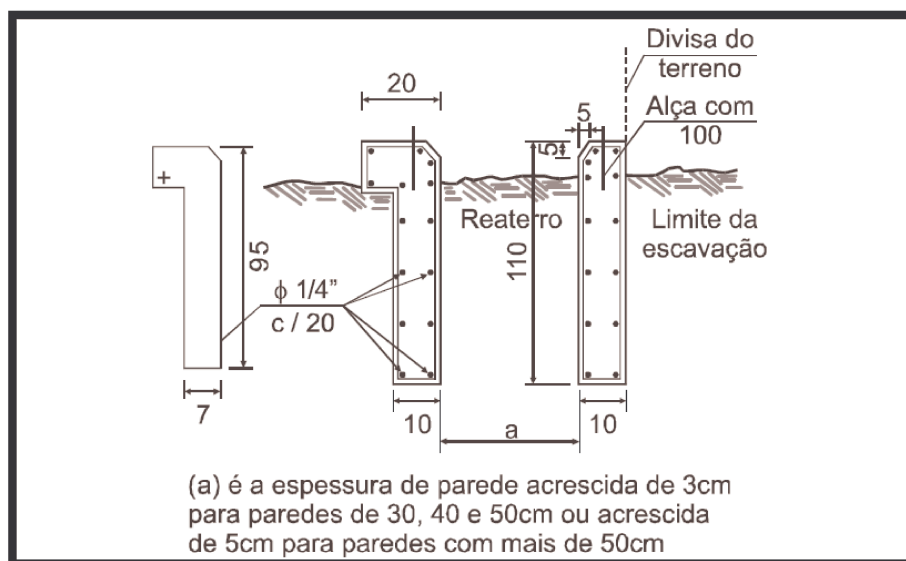


Fonte: ANSON (2013).

A ABNT NBR 6122:1996 estabelece que o comprimento mínimo das muretas guia seja de 1 metro. De acordo com Naresi e Hilber (2013), as dimensões usuais das muretas guia são de 1 a 2 metros de comprimento e de 0,10 a 0,20 metros de espessura. A escavação inicial destes elementos deve ser realizada com retro-escavadeira ou manualmente, seguida de escavação utilizando o equipamento clamshell, que será detalhado adiante no item c.

Para facilitar a passagem da ferramenta de escavação, recomenda-se que a distância entre as muretas guia seja a espessura da parede diafragma a ser executada acrescida de três centímetros, quando a mesma possuir espessura de 30 a 50 centímetros, ou cinco centímetros, quando a espessura for maior que 50 centímetros, conforme Figura 2 abaixo.

Figura 2 – Detalhe para execução de paredes guia.



Fonte: NARESI E HILBER (2013).

Podem-se utilizar muretas guia pré-moldadas ou metálicas, mas, comparadas às moldadas in loco, estas são menos eficientes e não trazem economia ao processo. Ainda, devem-se evitar reaterros na execução das mesmas, sendo que, quando necessários, deverão ser feitos com solo/cimento (10% de cimento). (ANSON, 2013)

b) Fabricação da lama:

Após a execução das muretas guia, procede-se com a escavação da vala da parede diafragma. Mas, para isso, faz-se necessário utilizar um fluido que melhore as condições de estabilidade do solo, evitando, desta forma, desmoronamentos durante a etapa de escavação. Os materiais utilizados para isto são a lama bentonítica ou polímeros adicionados em água.

A lama bentonítica é uma mistura de bentonita em pó com água pura obtida em misturadores de alta turbulência numa concentração variável em função da viscosidade e da densidade que se pretende obter, normalmente variando de 4 a 8%. A bentonita é uma argila, encontrada em depósitos naturais, da família das montmorilonitas, caracterizadas pelo alto poder de inchamento, podendo ser sódicas ou cálcicas, dependendo do cátion permutável que possuam. Somente as bentonitas sódicas podem ser usadas na preparação da lama bentonítica, já que as bentonitas cálcicas produzem lamas pouco estáveis. (ANSON, 2013) e (ABNT NBR 6122:1996)

Com a crescente restrição ao uso de bentonita, por esta ser um produto natural, os polímeros vêm ganhando destaque como fluido estabilizante em escavações,

como no caso das paredes diafragma. Normalmente, este fluido é formado pela mistura de dois componentes poliméricos, um sólido, em pó, e um líquido, emulsão, em água pura. (FORTUNA, 2013) Essa mistura geralmente se dá in loco, sendo preparada em misturadores de alta turbulência abastecidos por água, nos quais manualmente são adicionados os componentes poliméricos, conforme Figura 3 e Figura 4 apresentadas abaixo. O uso de polímeros frente ao uso da lama bentonítica traz algumas vantagens, sendo destaque o fato do produto ser biodegradável, facilitando a disposição dos materiais resultantes da escavação.

Figura 3 –Fabricação de fluido estabilizante através da adição de polímeros em pó à água.



Fonte: PEREIRA (2012).

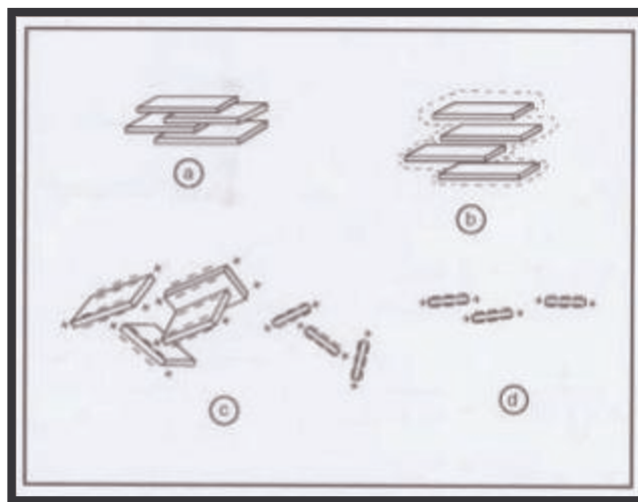
Figura 4 - Fabricação de fluido estabilizante através da adição de emulsão de polímeros à água.



Fonte: PEREIRA (2012).

O efeito estabilizante da lama bentonítica é decorrente da estrutura formada pelas partículas de bentonita quando em contato com água. Nesta condição, estas partículas com formato lamelar, se hidratam e se expandem, formando uma suspensão coloidal que, no estado de máxima expansão, movem-se livremente e, devido às suas cargas elétricas, formam uma estrutura tipo “castelo de cartas”. Quando estas partículas são agitadas, esta estrutura é rompida e as partículas se dispersam. A Figura 5 abaixo ilustra esse comportamento característico da bentonita. (ANSON, 2013)

Figura 5 – Hidratação da bentonita: a) partículas de bentonita b) bentonita hidratada c) estrutura “castelo de cartas” d) estrutura rompida por agitação.



Fonte: ANSON (2013).

É recomendável, para a obtenção da máxima hidratação das partículas de bentonita, que a mistura fique em repouso aproximadamente 24 horas. (GEOSONDA, 2013)

De acordo com a ABNT NBR 6122:1996 e Anson (2013), a lama bentonítica possui três características importantes que possibilitam seu uso como material estabilizante:

- Não decantação das partículas de bentonita mesmo por um longo período de tempo;
- Formação rápida de uma película impermeabilizante, chamada de “cake”, sobre uma superfície porosa, na qual as partículas de bentonita vão colmatando os vazios do solo rapidamente;
- Comportamento tixotrópico: capacidade reversível de se tornar líquida quando agitada ou bombeada, em que suas partículas estão livres, e de formar um gel quando em repouso, em que as partículas estão com a estrutura em formato de “castelo de cartas”. A resistência do gel, somada ao fato da lama bentonítica possuir densidade maior que a da água, mantém o “cake” aderido às paredes impedindo sua remoção pela ferramenta de escavação.

A ABNT NBR 6122:1996 estabelece parâmetros para a bentonita e para a lama bentonítica, respectivamente, que devem ser respeitados a fim de que se possa

utilizar a lama bentonítica em escavações tendo suas propriedades desejadas devidamente garantidas. A Tabela 1 e Tabela 2 a seguir reproduzem estes parâmetros.

Tabela 1 – Especificação da bentonita.

Requisito	Valor
Resíduos em peneira n° 200	$\leq 1\%$
Teor de umidade	$\leq 15\%$
Limite de liquidez	≥ 440
Viscosidade Marsh 1500/1000 da suspensão a 6° em água destilada	≥ 40
Decantação da suspensão a 6% em 24 h	$\leq 2\%$
Água separada por pressofiltração de 450 cm ³ da suspensão a 6% nos primeiros 30 min, à pressão de 0,7 MPa	$\leq 18 \text{ cm}^3$
pH da água filtrada	7 a 9
Espessura do cake no filtroprensa	$\leq 2,5 \text{ mm}$

Fonte: NBR 6122:1996.

Tabela 2 – Parâmetros para a lama bentonítica.

Parâmetros	Valores	Equipamento para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s a 90 s	Funil Marsh
pH	7 a 11	Papel de pH
Cake	1,0 mm a 2,0 mm	Filter press
Teor de areia	até 3%	Baroid sand content ou similar

Fonte: NBR 6122:1996.

c) Escavação:

Há dois tipos de equipamentos que podem ser utilizados na escavação de paredes diafragma: as hidrofresas e os “clamshells”. As hidrofresas, conforme representada na Figura 6 abaixo, destroem a estrutura do solo em pequenos fragmentos

que são transportados para fora da escavação misturados com lama bentonítica pelo sistema de circulação reversa, exigindo métodos sofisticados para recuperação da lama bentonítica que sai na superfície. Devido a isso, sua aplicação fica restrita a obras profundas e em terrenos difíceis, não sendo compatível com obras usuais de paredes diafragma. Os “clamshells” cortam o solo como um todo e transportam este volume todo para fora da escavação, sendo, sem dúvida, os equipamentos que melhores se adaptam aos serviços exigidos na execução de paredes diafragma e os mais utilizados no mundo inteiro. Por escavarem o solo como um todo, os “clamshells” praticamente não contaminam a lama bentonítica, além de possibilitar o controle da velocidade de escavação dos painéis, através do controle da velocidade de suas consecutivas descida e subida, permitindo a correta formação do “cake”. (ANSON, 2013)

Figura 6 – Uso de hidrofresa para execução de parede diafragma em rocha.



Fonte: FORTUNA (2013).

Com baixo custo de operação, os “clamshells” podem estar livremente suspensos ou acoplados às barras “Kelly”, hastes de metal que os suportam e os guiam, e estarem acoplados a guindastes de esteiras ou a equipamentos desenvolvidos especialmente para operá-los. Ainda, o acionamento do fechamento de suas conchas ou mandíbulas pode ser mecânico, através de roldanas, ou hidraulicamente, quando o solo for muito duro. A Figura 7, Figura 8 e Figura 9 abaixo ilustram diferentes tipos de “clamshell”. (NAKAMURA, 2012)

Figura 7 – “Clamshell” acoplado a um guindaste de esteiras sem auxílio de barras “Kelly”.



Fonte: GEOFIX (2013).

Figura 8 - “Clamshell” acoplado a um guindaste de esteiras com auxílio de barras “Kelly”.



Fonte: AUTOR (2013).

Figura 9 – Execução de parede diafragma com uso de “clamshell” hidráulico.



Fonte: FORTUNA (2013).

Inicia-se a escavação por uma lamela primária de acordo com as especificações do projeto. Após a escavação de 1 a 1,5 metros de profundidade, procede-se com o bombeamento de lama bentonítica para dentro da escavação, o que estabiliza as paredes da cava. (GEOSONDA, 2013) O preenchimento da lamela com lama bentonítica deve ser simultâneo à escavação. (HACHICH et al., 1998)

À medida que o solo vai sendo retirado da cava, faz-se necessário introduzir mais lama bentonítica a fim de manter um nível em torno de 50 centímetros abaixo da cota superior das muretas guia, evitando possíveis desmoronamentos de solo, conforme ilustrado na Figura 10. A escavação é realizada até a cota de ponta especificada em projeto. Esse controle da profundidade é realizado através da imersão de um cabo de aço graduado de metro em metro, o cabo de medida, dentro da lamela escavada. (BARBOSA, 2003)

Figura 10 – Escavação com um nível adequado de lama bentonítica na cava.



Fonte: AUTOR (2013).

A qualidade da escavação está intimamente ligada aos cuidados tomados por toda a equipe envolvida durante o processo e às condições dos equipamentos, nos quais se destacam três aspectos importantes: verticalidade, alinhamento e “overbreak”. A verticalidade depende do bom posicionamento do equipamento em relação à lamela a ser escavada, do prumo das muretas guia e das condições de suporte da plataforma de trabalho. A falta de alinhamento é causada pela tendência do “clamshell” de girar em torno de seu eixo e pelo desalinhamento das muretas guia. O “overbreak”, sobre consumação maior de concreto, quando o volume consumido é maior que o teórico, é dependente das características das camadas de solo atravessadas e, principalmente, da qualidade da lama bentonítica. Além destes cuidados, deve-se atentar à altura de lama bentonítica em execuções de paredes diafragma próximas ao nível do lençol freático. Para que a lama bentonítica forme o “cake”, é necessário que haja lama a, no mínimo, 1,5 m acima do lençol freático. (ANSON, 2013)

Hachich et al. (1998) consideram a perda instantânea de lama bentonítica o maior perigo da parede diafragma. Esta perda pode gerar colapso da região em torno do elemento escavado. Assim, ao ocorrer, deve-se proceder imediatamente com reenchimento da vala com areia. (HACHICH et al., 1998)

d) Troca da lama:

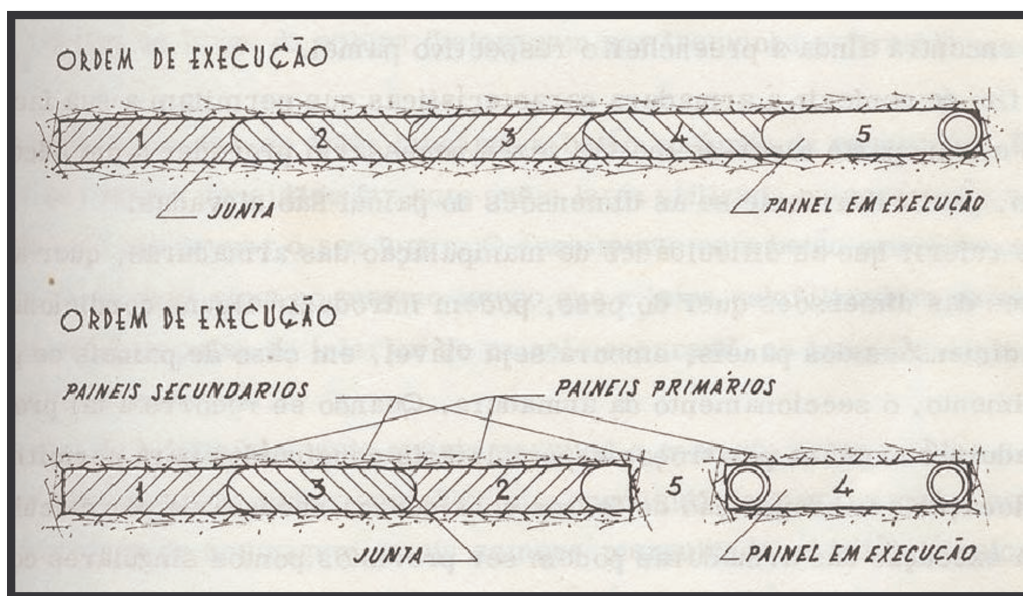
Após a fase de escavação, a lama bentonítica se encontra com grande quantidade de fragmentos de solo em suspensão. Para ser usada na próxima etapa, a concretagem, é preciso que possua um teor máximo de areia em torno de 3% em volume. Assim, faz-se necessário proceder com a troca da lama existente na lamela para que o concreto, quando lançado, não se misture com as partículas de areia presentes na lama. Há duas maneiras de se realizar essa troca: substituição ou circulação. Na substituição, a lama é retirada pela parte inferior através de bombas submersas, ao mesmo tempo em que a nova lama vai sendo introduzida na lamela pela parte superior. Na circulação, a lama também é retirada pela parte inferior, mas, ao invés de bombas submersas, utilizam-se desarenadores que, por processos mecânicos, retiram a areia presente na lama. Após ser desarenada, a lama volta para a cava. (FRANKI, 2013)

e) Colocação das chapas junta:

Antes da concretagem dos painéis, faz-se necessário colocar moldes em suas laterais de modo a criar juntas “secas” do tipo macho/fêmea entre os mesmos. Uma opção é a utilização de tubos metálicos recuperáveis, na qual se posicionam tubos de diâmetro igual à espessura da parede diafragma nas laterais do painel. Após o início do processo de pega do concreto, retiram-se os tubos, o que proporciona a obtenção de superfícies semicilíndricas nas extremidades do painel. (RIBAS, 2013) Outra opção é a utilização de chapas com seção trapezoidal. São colocadas verticalmente nas laterais com a base menor voltada para dentro do painel, formando, quando retiradas, uma junta fêmea. Neste caso, na concretagem do painel seguinte, não será preciso usar uma chapa junta, de modo que o concreto preencherá o espaço da junta fêmea, solidarizando-se ao painel vizinho. (GEOSONDA, 2013)

Os painéis podem ser executados de forma contínua ou alternada, conforme Figura 11 representada abaixo. Quando executados continuamente, necessitam de um tubo junta apenas na extremidade de ligação com o painel seguinte. Quando alternados, os painéis iniciais utilizam dois tubos junta, um em cada extremidade, e são chamados de painéis primários. Os painéis intermediários, chamados de secundários, não necessitam de tubos junta. (RIBAS, 2013)

Figura 11 – Ordem de execução dos painéis.



Fonte: RIBAS (2013).

f) Colocação da armadura:

As armaduras são previamente montadas conforme o projeto, levando-se em consideração as dimensões dos painéis, dos tubos ou chapas junta, das folgas necessárias (ANSON, 2013) e cobrimentos indicados. (SERKI, 2013) Devem ser rígidas o suficiente para serem içadas e manuseadas por guindastes, devendo ser soldadas em alguns pontos, conter barras adicionais de travamento (ANSON, 2013) e alças de içamento na parte superior. (FRANKI, 2013)

A gaiola, como é conhecida a estrutura devidamente formada pelas barras de aço, conforme Figura 12 abaixo, é “mergulhada” no painel composto de lama bentonítica. Deve descer suavemente e, após estar corretamente posicionada, ser presa nas muretas guia, evitando seu deslocamento quando do lançamento de concreto. As armaduras devem estar espaçadas de forma a possibilitar a passagem de concreto e do tubo tremonha. A distância mínima entre as barras deve ser de 7 cm, sendo recomendável a utilização de 10 cm. (ANSON, 2013)

Figura 12 – Içamento da gaiola.



Fonte: NARESI e HILBER (2013).

A gaiola de armadura deve ficar imersa na lama bentonítica por, no máximo, 4 horas antes da concretagem. Um período maior que esse, pode provocar a adesão de partículas de bentonita no aço, prejudicando a aderência do concreto-aço quando executada a concretagem. (GEOSONDA, 2013)

A gaiola de armadura pode ser executada inteira ou em frações, de acordo com a altura da parede diafragma e capacidade elevatória do guindaste ou grua. (RIBAS, 2013) Quando fracionada, a armadura deve ser ligada por emenda por transpasse, soldas de topo ou luvas de pressão. (ANSON, 2013)

A fim de garantir o cobrimento estabelecido em projeto e a verticalidade das armaduras, devem-se colocar roletes espaçadores nas barras de aço. Abaixo segue Figura 13 na qual armadores fazem a montagem de uma gaiola.

Figura 13 – Detalhe dos roletes espaçadores colocados nas barras de aço.



Fonte: AUTOR (2013).

g) Concretagem:

Antes da concretagem, deve-se verificar o estado da lama bentonítica, que deve atender os requisitos mínimos expostos no item 2.1.1b), principalmente no que se refere à contaminação da lama bentonítica existente no fundo da lamela. Ribas (2013) explica que a lama bentonítica contaminada dificulta a concretagem, misturando-se ao concreto, gerando regiões de baixa resistência. Quando ocorrer contaminação, proceder com a troca ou tratamento da lama, conforme descrito no item 2.1.1d).

O processo realizado na concretagem de paredes diafragma é submerso, ou seja, o concreto inicialmente é lançado no fundo da lamela. Para isso, é utilizado o tubo tremonha, formado por elementos de diâmetro normalmente de 15 a 25 cm e comprimento de 1 a 4 m, os quais são emendados por rosca até atingir a região próxima ao fundo da lamela. (RIBAS, 2013) Este é posicionado no centro da gaiola de armadura e conectado na parte superior a um funil. O concreto é lançado diretamente do caminhão betoneira ao funil, conforme Figura 14 abaixo, descendo por dentro do tubo tremonha.

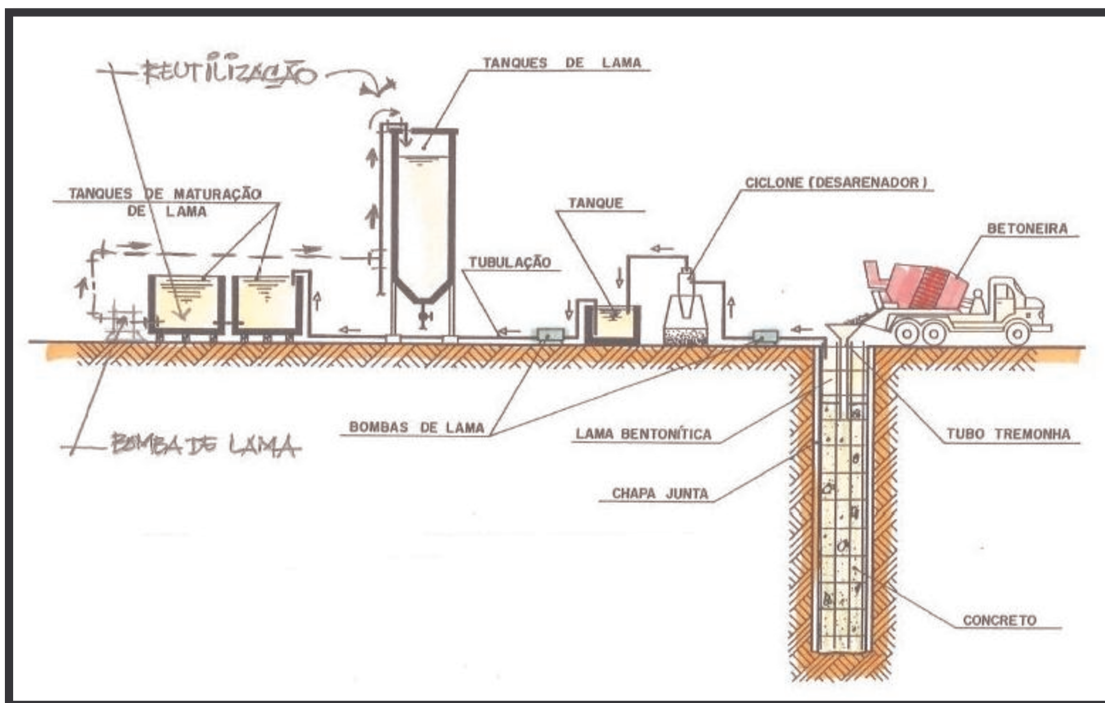
Figura 14 – Lançamento de concreto diretamente do caminhão betoneira ao funil.



Fonte: ANSON (2013).

Por ser mais denso que a lama bentonítica, à medida que o concreto vai sendo lançado de baixo para cima, expulsa a lama bentonítica, ocupando o espaço anteriormente preenchido por ela, sem com ela se misturar. Esta, por sua vez, sai na superfície, geralmente sendo bombeada para ser reutilizada, conforme procedimento mostrado na Figura 15 abaixo.

Figura 15 – Sistema de recirculação de lama bentonítica para reutilização.



Fonte: NARESI e HILBER (2013).

Conforme o concreto vai sendo lançado na lamela e subindo, o tubo tremonha também sobe, devendo permanecer com sua extremidade inferior em torno de

1,5 m abaixo do nível de concreto, para evitar o surgimento de juntas fria ao longo da concretagem. (GEOSONDA, 2013)

Naresi e Hilber (2013) estabelecem que a concretagem do painel deva ser executada o mais breve possível, evitando-se, assim, possíveis instabilizações. A ABNT NBR 6122:1996 menciona que “Caso haja uma interrupção na concretagem, os recursos a serem adotados, ou até mesmo o abandono da estaca, devem ser avaliados.”. Anson (2013) afirma que, após iniciada, a concretagem do painel não deve ser interrompida, devendo ser finalizada no menor tempo possível, em torno de 3 horas.

O concreto a ser utilizado deve atender as exigências especificadas na ABNT NBR 6122:1996, sendo estas:

- a) consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;
- b) abatimento ou slump igual a (200 ± 20) mm;
- c) diâmetro máximo do agregado não superior a 10% do diâmetro interno do tubo tremonha;
- d) o embutimento da tremonha no concreto durante toda a concretagem não pode ser inferior a 1,50 m.

O concreto do topo da parede diafragma geralmente vem misturado com lama bentonítica, numa altura dependente da qualidade da lama e do tempo de concretagem. (ANSON, 2013) Normalmente, o arrasamento dos 50 cm superiores é suficiente para retirar esse concreto misturado com lama, que possui baixa resistência à compressão. (GEOSONDA, 2013)

É recomendável a utilização de mais de uma coluna de tubo tremonha quando o comprimento do painel for maior que 3 metros, para evitar a segregação do concreto. As colunas devem ser devidamente espaçadas e lançar concretos em taxas semelhantes, a fim de manter o nível de concreto mais uniforme possível.

Quando do início da pega do concreto, os tubos ou chapas junta, colocados antes da concretagem, devem ser retirados lentamente, finalizando o processo executivo da parede diafragma.

2.1.2 VANTAGENS DO PROCESSO

A execução de paredes diafragma se destaca por possibilitar escavações profundas com relativa facilidade, segurança, economia e rapidez. (HACHICH et al., 1998)

Com relação aos outros sistemas de fundação ou contenção, podem-se citar como vantagens da parede diafragma:

- Execução sem as vibrações e ruído decorrentes da cravação de estacas, mesmo em areias muito compactas e argilas muito duras; (GEOFIX, 2013)
- Não necessita de rebaixamento do lençol freático; (HACHICH et al., 1998)
- Possibilidade de atravessar camadas de solo resistentes; (FRANKI, 2013)
- Solução para suporte de escavação em locais próximos a prédios, por ser resistente, pouco deformável e não causar grandes desconpressões no terreno; (GEOFIX, 2013) e (GEOSONDA, 2013)
- Econômica, por possibilitar sua incorporação à estrutura permanente; (GEOFIX, 2013)
- Oferecer multiplicidade de aplicações, podendo atuar como elemento impermeabilizante (parede diafragma plástica), de contenção de água e terra e suporte de cargas verticais; (FRANKI, 2013)
- Se moldar à geometria do terreno; (GEOSONDA, 2013)
- Ser utilizada em contenções de pequena e grande altura; (HACHICH et al., 1998).

A parede diafragma pode ser utilizada em diferentes aplicações, tais como em obras de canalização do leito de rios, cortinas impermeáveis, paredes de trincheiras enterradas, execução de túneis e estações de metrô e construção de poços subterrâneos.

3. DETERMINAÇÃO DOS EMPUXOS DE TERRA

3.1 SOLO

Segundo Das (2011) “Para fins de engenharia, solo é definido como um agregado não cimentado de grãos minerais e matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás preenchendo os espaços vazios existentes entre as partículas sólidas.”.

Para formular as relações peso-volume, pode-se dividir o solo em três fases: sólidos, água e ar, conforme Figura 16 abaixo. O volume total de uma amostra de solo pode ser conhecido através da relação abaixo:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

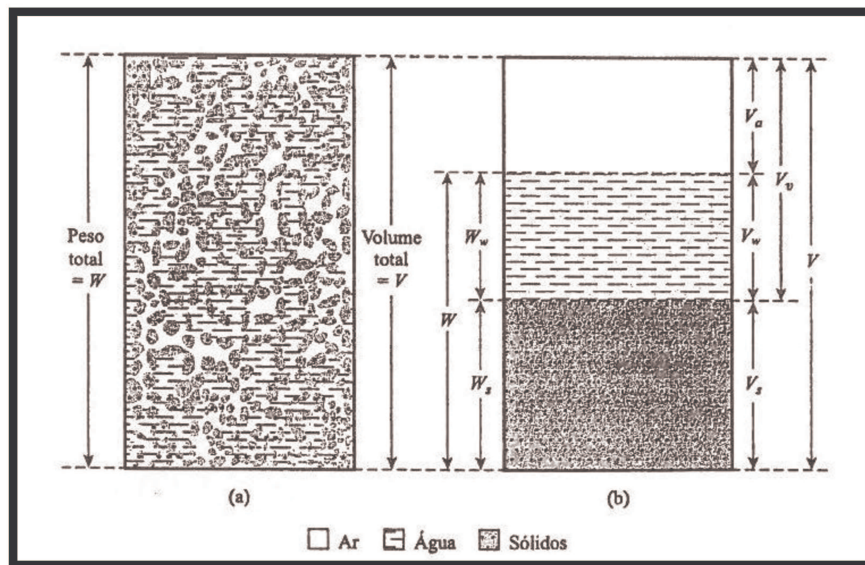
sendo V_s = volume de sólidos no solo;

V_v = volume de vazios;

V_w = volume de água nos vazios;

V_a = volume de ar nos vazios.

Figura 16 – (a) Solo em estado natural; (b) Três fases do solo.



Fonte: DAS (2011).

3.2 ESTADOS DE EQUILÍBRIO PLÁSTICO

Quando aplicadas forças ao solo, parte destas é transmitida pela sua massa, de partícula a partícula. A transmissão se dá nas regiões de contato entre as partículas, ocorre, portanto, em áreas mínimas se comparadas às áreas totais. Os grãos do solo vão carregando os grãos em contato e inferiores a estes, transmitindo as forças. Estas podem ser decompostas em forças tangenciais e normais à superfície. Como não é possível desenvolver um modelo matemático que represente essas forças isoladamente, estas são consideradas pelo conceito de tensão, força aplicada em uma área. A somatória das forças transmitidas pelas partículas corresponde à tensão efetiva (σ'). Se, agora, for considerada água preenchendo todos os vazios do solo, esta estará com certa pressão, chamada de pressão neutra (u). (HACHICH et al., 1998)

Terzaghi estabeleceu que a tensão total em um plano do solo pode ser representada pela tensão total, (σ), correspondendo à soma da tensão efetiva e da pressão neutra:

$$\sigma' = \sigma - u$$

As tensões atuantes no solo são oriundas de seu peso próprio e das cargas aplicadas. A pressão num plano horizontal a determinada profundidade pode ser calculada pela equação abaixo, desde que a superfície do terreno seja aproximadamente horizontal: (HACHICH et al., 1998)

$$\sigma = \gamma \cdot z$$

Quando o solo é composto de camadas aproximadamente horizontais, a tensão normal atuante neste pode ser calculada através da somatória das tensões atuantes em cada camada. Já a pressão neutra depende do nível de água, representado pela cota onde a pressão da água é igual à atmosférica. As forças tangenciais atuantes no solo identificam a tensão cisalhante. Quando se tem uma superfície horizontal, os efeitos nas diversas direções das camadas do solo se contrabalançam, anulando a tensão cisalhante. (HACHICH et al., 1998)

A pressão no solo pode ser determinada em qualquer plano, não apenas no horizontal. Analisando-se as tensões atuantes no plano vertical, as tensões de cisalhamento também não ocorrem e as normais são dependentes da constituição do solo e do histórico de tensões que esteve submetido. O solo geralmente é referido à

tensão vertical, sendo a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical denominada **coeficiente de empuxo em repouso**, k_0 . Gerscovich (2013) apresenta essa relação através da equação abaixo:

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Ao se acrescentar uma nova camada de solo a um solo formado por sedimentação livre de grãos, a tensão vertical no plano horizontal aumenta igualmente ao valor do carregamento. Já, no plano vertical, o acréscimo de tensão não é tão grande devido ao atrito entre as partículas. O valor de k_0 situa-se entre 0,4 a 0,5 para areias e 0,5 a 0,8 para as argilas e pode ser estimado em gráficos através dos parâmetros de solo, ângulo de atrito interno, ϕ , ou do índice de plasticidade, IP, ou através de correlações empíricas, como a de Jaki (1948), para areias e argilas normalmente adensadas: (HACHICH et al., 1998)

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi)$$

Quando o solo é aliviado, através da remoção de uma camada superficial, numa erosão, por exemplo, as tensões verticais sofrem redução no valor correspondente, já as tensões horizontais não sofrem a mesma redução, pois o atrito existente entre as partículas é mobilizado no sentido contrário ao da formação do solo. Desta forma, o k_0 é maior que no caso citado acima, podendo ser maior que um, sendo estimado pela equação de Schmidt (1966): (HACHICH et al., 1998)

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi). (\text{OCR})^{\text{sen}\phi}$$

sendo OCR é a razão de sobreadensamento, relação entre a máxima tensão aplicada ao solo e a tensão atuante na situação considerada e ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

O coeficiente k_0 é difícil de ser determinado tanto em laboratório, quanto em campo. As correlações citadas anteriormente fornecem indicações para o valor de k_0 . É importante salientar que a escolha do mesmo deve ser alinhada aos projetos, investigações e antecedentes de casos anteriores semelhantes ao em apreço. (HACHICH et al., 1998)

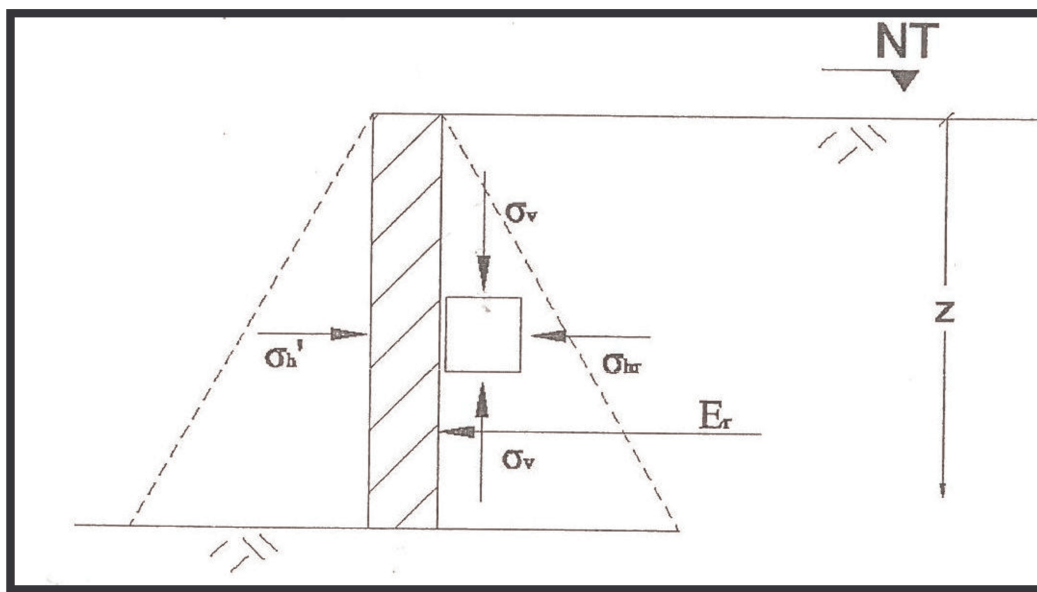
3.3 EMPUXO DE TERRA

Segundo Marcon (2011) “Empuxo de terra é o esforço que um solo exerce sobre uma obra de engenharia projetada para sustentá-lo.”. Para Gerscovich (2013)

empuxo de terra é a “ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as obras com ele em contato.”.

A resultante do diagrama de pressões atuantes ao longo de um anteparo rígido e indeslocável construído em um maciço de solo, conforme Figura 17 abaixo, é denominada empuxo no repouso (E_r). (MARCON, 2011)

Figura 17 – Diagrama de pressões ao longo de um anteparo rígido.



Fonte: MARCON (2011).

Se for admitido o deslocamento do anteparo, podem-se ter duas situações. A primeira se dá com o deslocamento do anteparo para a esquerda, afastando-se do maciço de solo. Neste caso, o solo mobiliza sua resistência a fim de se equilibrar, distendendo-se, diminuindo, assim, a pressão sobre o anteparo. Ao atingir o estado de ruptura iminente, essa pressão horizontal é reduzida ao máximo, mobilizando totalmente a resistência ao cisalhamento do solo. Esta condição caracteriza o Estado de Equilíbrio Plástico Ativo, quando se tem iminência de ruptura devido ao afastamento do anteparo em relação ao maciço de solo. A pressão atuante sobre o anteparo, neste caso, é denominada pressão horizontal no estado ativo (σ_{ha}), sendo menor que a pressão no estado de repouso, (σ_{hr}), e calculada pela fórmula abaixo: (MARCON, 2011)

$$\sigma_{ha} = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

sendo k_a = coeficiente de empuxo no estado ativo

A resultante do diagrama de pressões atuantes ao longo do anteparo é denominada de Empuxo Ativo (E_a). A segunda situação se dá com o deslocamento do

anteparo para a direita, aproximando-se do maciço de solo. Agora o solo mobiliza sua resistência a fim de se equilibrar, contraindo-se, aumentando, portanto, a pressão sobre o anteparo. Ao atingir o estado de ruptura iminente, essa pressão atinge o máximo, mobilizando totalmente a resistência ao cisalhamento do solo. Esta condição caracteriza o Estado de Equilíbrio Plástico Passivo, quando se tem iminência de ruptura devido ao deslocamento do anteparo contra o solo. A pressão atuante sobre o elemento de sustentação, neste caso, é denominada pressão horizontal no estado passivo, (σ_{hp}), sendo maior que a pressão no estado de repouso, (σ_{hr}), e obtida através da equação abaixo: (MARCON, 2011)

$$\sigma_{hp} = k_p \cdot \gamma \cdot z$$

sendo k_p = coeficiente de empuxo no estado passivo

Nesta situação, a resultante do diagrama de pressões atuantes ao longo do anteparo é denominada de Empuxo Passivo (E_p).

Visto isto, pode-se formular uma relação entre as pressões nos estados ativo, de repouso e passivo, sendo representada abaixo: (MARCON, 2011)

$$\sigma_{ha} < \sigma_{hr} < \sigma_{hp}$$

Como os coeficientes de empuxo são diretamente proporcionais à pressão horizontal, pode-se estabelecer outra relação entre os estados ativo, de repouso e passivo, apresentada abaixo: (MARCON, 2011)

$$k_a < k_r < k_p$$

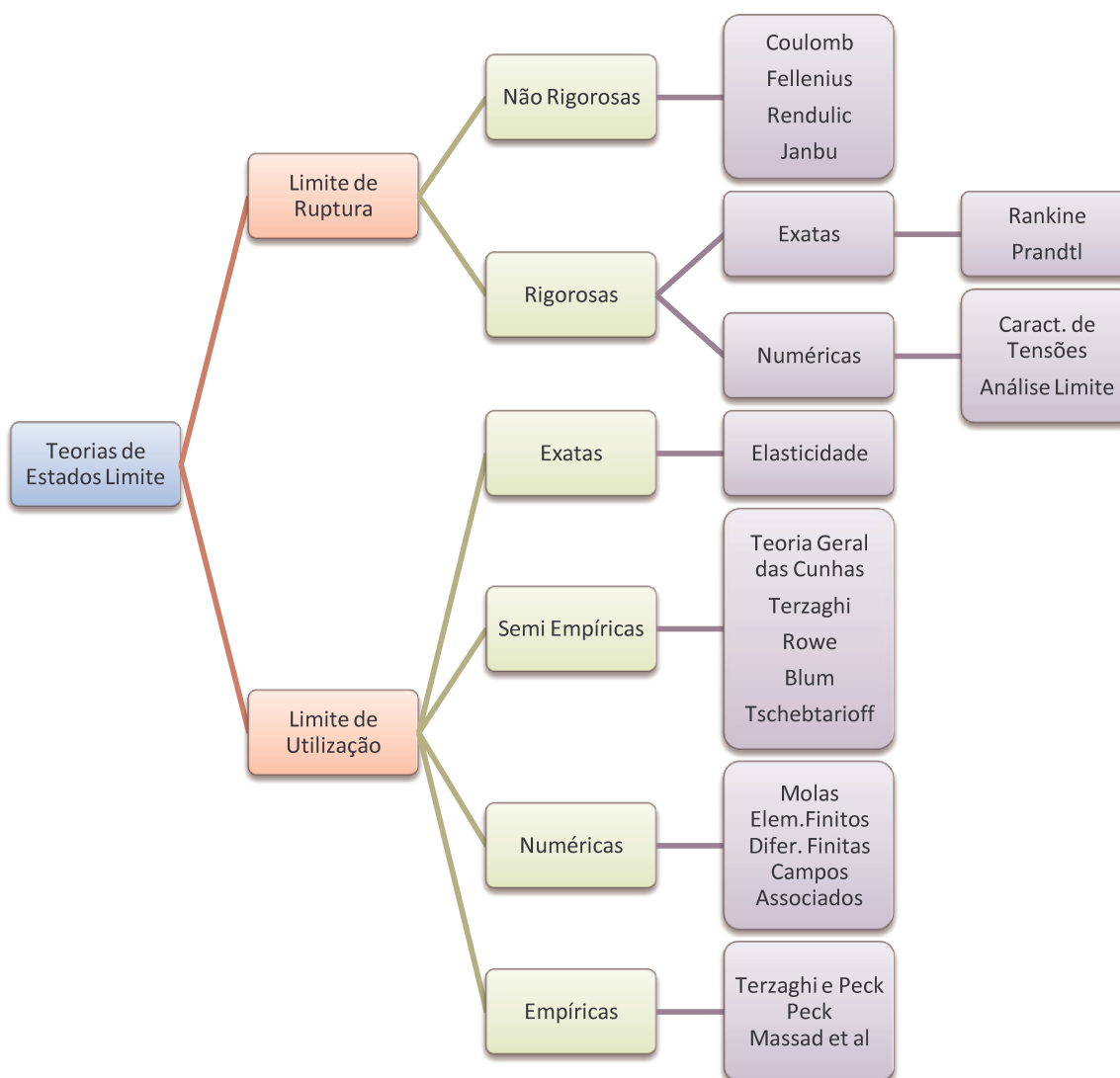
Gerscovich (2013) relata que o cômputo da resultante das pressões que o solo exerce no anteparo, seja esta de natureza ativa ou passiva, é quase sempre muito difícil. Porém, a determinação dos valores mínimo (ativo) e máximo (passivo) é usualmente resolvida pelas teorias de estado limite.

3.3.1 TEORIAS DE ESTADO LIMITE

Estado-limite é qualquer condição que impeça a estrutura de desempenhar as funções para as quais foi concebida. Há dois tipos de estados-limites: ruptura e utilização. O estado-limite de ruptura corresponde ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, enquanto no estado-limite de utilização a estrutura deixa de satisfazer a requisitos funcionais ou de durabilidade. Como exemplo de estado-limite de

ruptura tem-se o esgotamento da capacidade de carga de uma sapata, já para o estado-limite de utilização tem-se a obtenção de recalques excessivos. A Figura 18 abaixo apresenta a classificação das teorias de estados-limites. (HACHICH et al., 1998)

Figura 18 – Classificação das teorias de estados-limites.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

O primeiro grupo de teorias, Limite de Ruptura, possibilita o cálculo dos empuxos laterais de solo sobre as estruturas de contenção e adota a hipótese de que o terreno se encontra em estado de ruptura, ou seja, em condição de equilíbrio plástico. Esse grupo ainda é subdividido em teorias Rigorosas, composta pelas classes Exatas e Numéricas, as quais preenchem todos os requisitos teóricos da plasticidade, e Não

Rigorosas, aquelas que não atendem um ou mais desses requisitos. (HACHICH et al., 1998)

3.3.1.1 TEORIA DE RANKINE

A teoria mais famosa do grupo das Rigorosas – Exatas é a Teoria de Rankine. Esta teoria se baseia nas seguintes hipóteses: (GERSCOVICH, 2013)

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Muro perfeitamente liso (atrito solo-muro: $\delta = 0$);
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.
- Pode ser aplicada a todos os tipos de solo, os quais são agrupados da seguinte forma: solos sem coesão, solos puramente coesivos e solos com coesão e atrito interno entre os grãos. (MARCON, 2011)

As equações da Teoria de Rankine são formuladas a partir da Equação da Condição Analítica de Ruptura. Esta equação é obtida através da análise das tensões atuantes em um ponto do maciço de solo, utilizando o elemento gráfico Círculo de Mohr, relações angulares e trigonométricas, sendo representada pela equação abaixo: (MARCON, 2011)

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N\phi + 2 \cdot c \cdot (N\phi)^{1/4}$$

sendo σ_1 = tensão principal maior, perpendicular ao plano principal maior;

σ_3 = tensão principal menor, perpendicular ao plano principal menor;

c = coesão do solo;

$N\phi = \text{tg}^2 (45 + \phi/2)$.

Em todo ponto de solo, a tensão atuante e a sua inclinação em relação à normal ao plano variam conforme o plano considerado. Sempre há três planos nos quais a tensão atuante é normal ao próprio plano, não existindo a tensão de cisalhamento, os quais são ortogonais entre si. (VAN LANGENDONK, 1954 apud HACHICH et al., 1998) Segundo Hachich et. al. (1998) estes planos recebem o nome de planos de tensão

principal ou planos principais, e as tensões neles atuantes são chamadas de tensões principais.

Assim sendo, Marcon (2011) define a tensão principal, pela teoria da elasticidade, como o conjunto de tensões normais tridimensionais que atuam em um elemento quando as tensões de cisalhamento são nulas. A maior das tensões principais é chamada de tensão principal maior, σ_1 , a menor de tensão principal menor, σ_3 , e a outra de tensão principal secundária, σ_2 .

Nos problemas de Engenharia, que envolvem a resistência do solo, interessam σ_1 e σ_3 , já que o critério de resistência não depende de σ_2 . As tensões principais intermediárias são consideradas apenas em problemas especiais. (MARCON, 2011)

Conforme citado anteriormente, a Teoria de Rankine é formulada a partir da Equação da Condição Analítica de Ruptura, variando conforme as características do solo, no que diz respeito à coesão e atrito interno.

3.3.1.1.1 APLICAÇÃO AOS SOLOS COM COESÃO E ATRITO INTERNO

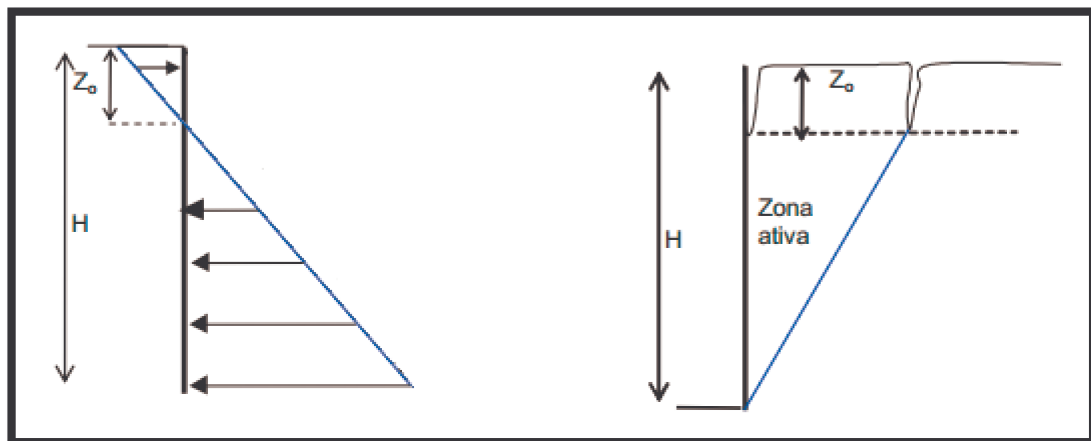
De acordo com Marcon (2011), a Teoria de Rankine, quando aplicada às condições do estado plástico para solos com $c \neq 0$ e $\phi \neq 0$, resulta nas seguintes expressões:

$$\text{Empuxo Ativo: } \sigma_{ha} = \frac{\gamma \cdot z}{N\phi} - \frac{2 \cdot c}{(N\phi)^{1/2}} \quad E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot N\phi} - \frac{2 \cdot c \cdot h}{(N\phi)^{1/2}}$$

$$\text{Empuxo Passivo: } \sigma_{hp} = \gamma \cdot z \cdot N\phi + 2 \cdot c \cdot (N\phi)^{1/2}$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot N\phi}{2} + 2 \cdot c \cdot h \cdot (N\phi)^{1/2}$$

A linha de ação dos empuxos é teoricamente horizontal, atuando no centro geométrico do diagrama de pressões. No caso de um diagrama triangular, o empuxo atuará a 1/3 da altura total. A equação da pressão ativa para um solo com $c \neq 0$ e $\phi \neq 0$ fornece um diagrama, conforme a Figura 19 abaixo, da distribuição do empuxo ativo para solo com $c \neq 0$ e $\phi \neq 0$. (MARCON, 2011)

Figura 19 - Distribuição do empuxo ativo para solo com $c \neq 0$ e $\phi \neq 0$.

Fonte: GERSCOVICH (2013).

em que “H” é a altura total do talude e “z₀” é a profundidade na qual a pressão ativa é igual a zero. Nesta cota o solo se encontra em estado iminente de ruptura, promovendo o surgimento de fendas. Estas aberturas se prolongam até a superfície do terreno e são indicadores de deslocamento do talude. Igualando a equação da pressão ativa, σ_{ha} , a zero e substituindo “z” por “z₀”, chega-se na equação abaixo: (MARCON, 2011)

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} (N\phi)^{1/2}$$

3.3.1.1.2 APLICAÇÃO AOS SOLOS SEM COESÃO (C=0)

De acordo com Marcon (2011), a Teoria de Rankine, quando aplicada às condições do estado plástico para solos com $c = 0$, nos quais se enquadram as areais limpas e os solos arenosos, resulta nas seguintes expressões:

$$\text{Empuxo Ativo: } \sigma_{ha} = \frac{\gamma \cdot z}{N\phi} \quad E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot N\phi}$$

$$\text{Empuxo Passivo: } \sigma_p = \gamma \cdot z \cdot N\phi \quad E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot N\phi}{2}$$

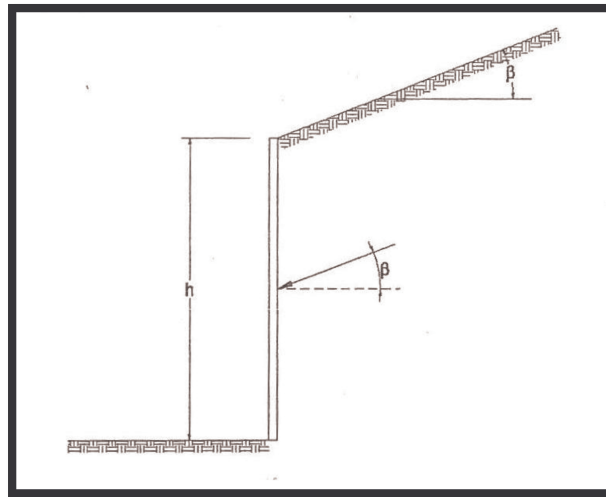
A partir das condições acima, Marcon (2011) determina os coeficientes de empuxo para os solos não coesivos de acordo com as expressões a seguir:

$$\text{Empuxo Ativo: } k_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad \text{ou} \quad k_a = 1/(N\phi)$$

$$\text{Empuxo Passivo: } k_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad \text{ou} \quad k_p = N\phi$$

No caso de solos não coesivos em que a superfície do terreno é inclinada, com ângulo β conforme a Figura 20, os empuxos podem ser calculados da seguinte forma: (MARCON, 2011)

Figura 20 – Anteparo de altura “h” em solo com superfície do terreno inclinada em um ângulo β .



Fonte: MARCON (2011).

$$\text{Empuxo Ativo: } E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos \beta \cdot \frac{[\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}]}{[\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}]}$$

$$\text{Empuxo Passivo: } E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos \beta \cdot \frac{[\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}]}{[\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}]}$$

Existem dois casos de interesse prático na aplicação da Teoria de Rankine para solos não coesivos, sendo estes:

- a) Existência de uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre a superfície plana:

A sobrecarga se refere, por exemplo, à construção de um depósito de materiais sobre a superfície do terreno, bem como de uma placa, por exemplo, uma calçada, ou ainda à construção de um aterro. Estas sobrecargas modificam as tensões vertical e horizontal sobre o anteparo, alterando, desta forma, o valor dos empuxos. As tensões recebem o acréscimo de uma parcela correspondente à multiplicação da sobrecarga atuante pelo coeficiente de empuxo respectivo, ativo ou passivo, resultando nas equações abaixo: (MARCON, 2011)

$$\text{Empuxo Ativo: } \sigma_{ha} = \frac{\gamma \cdot z}{N\phi} + \frac{p}{N\phi} \quad E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot N\phi} + \frac{p \cdot h}{N\phi}$$

$$\text{Empuxo Passivo: } \sigma_p = \gamma \cdot z \cdot N\phi + p \cdot N\phi$$

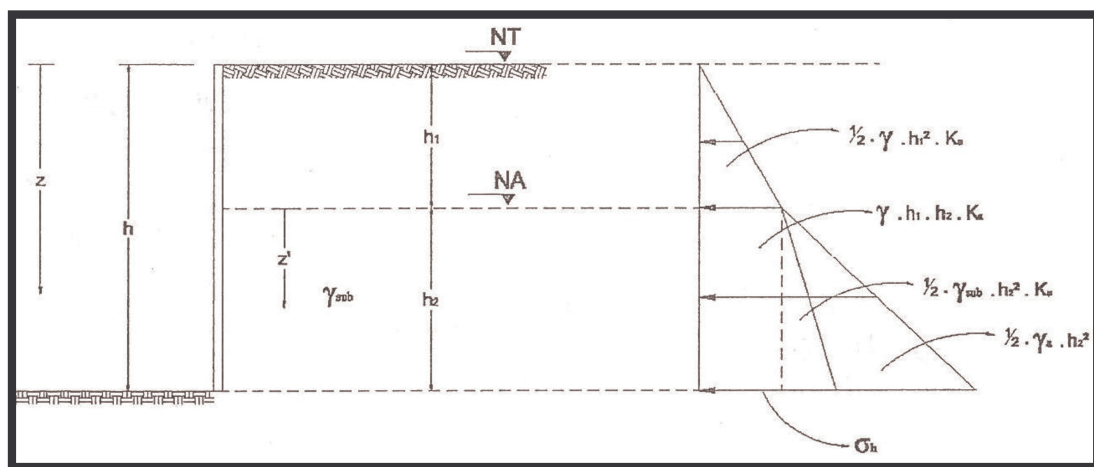
$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot N\phi}{2} + p \cdot h \cdot N\phi$$

b) Existência de lençol freático, fazendo com que parte do terreno fique submersa:

Esta situação é bastante comum na prática, já que muitos muros de arrimo trabalham sem dispositivos de drenagem ou com os mesmos obstruídos ou entupidos. Em períodos de chuva intensa e prolongada, esta condição é, frequentemente, a causa da ruína de muros de arrimo. (MARCON, 2011)

Neste caso a solução é considerar dois estratos de solo, conforme Figura 21 abaixo, um acima do nível freático de peso específico γ e outro abaixo do nível freático de peso específico γ_{sub} . (GERSCOVICH, 2013) As equações, para este caso, de acordo com Marcon (2011) são as seguintes:

Figura 21 – Cálculo do empuxo ativo para solos com existência de água.



Fonte: MARCON (2011).

Empuxo Ativo: $\sigma_{ha} = (\gamma \cdot z + \gamma_{sub} \cdot z') \cdot k_a + \gamma_a \cdot z'$

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 + \gamma \cdot h_1 \cdot h_2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot h_2^2 \right) \cdot k_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot h_2^2$$

Empuxo Passivo: $\sigma_{hp} = (\gamma \cdot z + \gamma_{sub} \cdot z') \cdot k_p + \gamma_a \cdot z'$

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 + \gamma \cdot h_1 \cdot h_2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot h_2^2 \right) \cdot k_p + \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot h_2^2$$

em que γ_a é a massa específica do líquido que preenche os vazios do solo, geralmente água, e γ_{sub} é a massa específica aparente do solo submerso.

3.3.1.1.3 APLICAÇÃO AOS SOLOS PURAMENTE COESIVOS

($\Phi=0$)

Neste caso, no qual se enquadram as argilas com $\phi=0$, tem-se as seguintes equações: (MARCON, 2011)

$$\text{Empuxo Ativo: } \sigma_{ha} = \gamma \cdot z - 2 \cdot c \quad E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2 \cdot c \cdot h$$

$$\text{Empuxo Passivo: } \sigma_p = \gamma \cdot z + 2 \cdot c \quad E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + 2 \cdot c \cdot h$$

Assim como mostrado nos solos com coesão e atrito interno, a profundidade das fendas, em solos puramente coesivos, pode ser calculada conforme a equação a seguir:

$$z_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma}$$

3.3.1.2 TEORIA DE COULOMB

A Teoria de Rankine adota a hipótese de não haver atrito entre o solo e o muro, o que, na prática, dificilmente ocorre. O deslocamento do muro provoca o deslocamento da cunha de solo, gerando tensões de cisalhamento entre o solo e o muro. (GERSCOVICH, 2013)

O empuxo ativo causado pelo peso da cunha de solo sobre o anteparo é suportado pela resistência do solo ao longo da superfície de ruptura e também pelo atrito ao longo do contato solo-muro. Isto reduz o valor do empuxo, se considerada a condição de repouso. O processo inverso ocorre para o empuxo passivo. Haverá, portanto, rotação das tensões principais, antes nas posições vertical e horizontal, tornando a superfície de ruptura curva. Alguns autores estabeleceram coeficientes de correção do empuxo que relacionam a curvatura da superfície de ruptura à Teoria de Rankine, maiores informações podem ser consultadas em Tschebotarioff (1978)¹. (GERSCOVICH, 2013)

Segundo Gerscovich (2013), a Teoria de Coulomb baseia-se na existência de uma superfície de ruptura e, diferentemente da Teoria de Rankine, na existência de

¹TSCHEBOTARIOFF, G.P. Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra, Ed Mc-Graw Hill do Brasil, 1978

atrito solo-muro, representado por δ . Marcon (2011) descreve que, inicialmente, a Teoria de Coulomb foi concebida para os solos arenosos, $c=0$, e somente mais tarde adaptada aos solos com coesão e atrito interno. Esta teoria considera as seguintes hipóteses: (GERSCOVICH, 2013)

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Pode existir atrito solo-muro ($\delta \neq 0$): em qualquer ponto da parede haverá a mobilização de resistência ao cisalhamento;
- Uma pequena deformação da parede é suficiente para mobilizar o estado limite.
- Para determinar os valores dos empuxos pela Teoria de Coulomb, assume-se, inicialmente, a superfície de ruptura como plana. Deve-se atentar que, quando o valor de δ for alto, isto é, próximo do valor de ϕ , a superfície de escorregamento real difere dessa estabelecida anteriormente. (MARCON, 2011) No caso do empuxo ativo, pela curvatura da superfície ser pequena, essa influência é pequena e o erro pode ser desprezível. Já para o empuxo passivo a influência é grande e contra a segurança, o erro só é pequeno para valores de $\delta < \phi/3$. (GERSCOVICH, 2013)

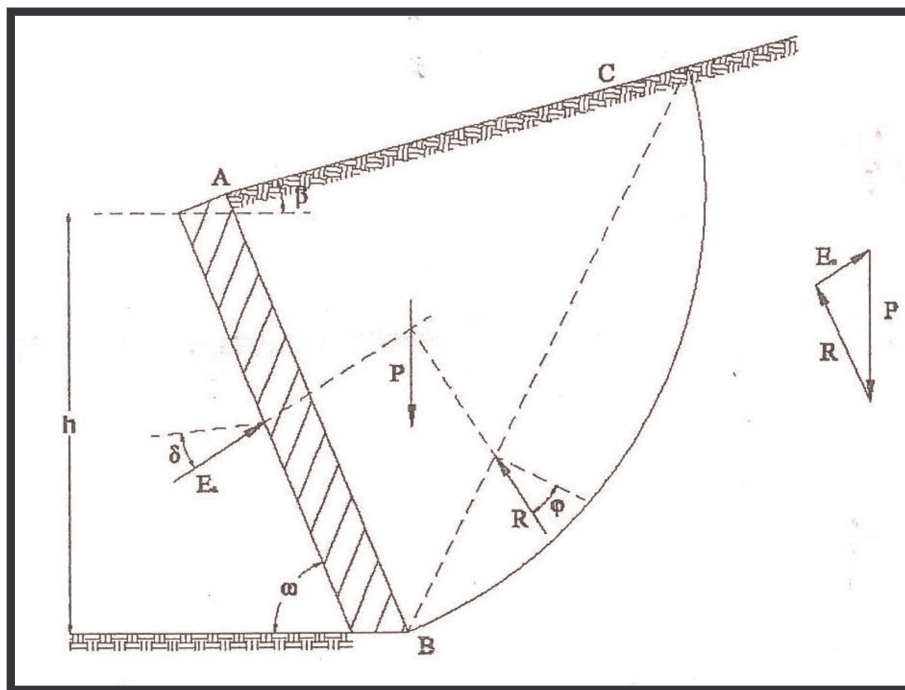
A Teoria de Coulomb leva em consideração o atrito interno do solo, ϕ , e o atrito existente entre o solo e o anteparo, δ . Consiste em descobrir quais as superfícies de ruptura que provocam o menor empuxo passivo e o maior empuxo ativo, condição mais desfavorável, que caracteriza a superfície crítica de escorregamento. (MARCON, 2011)

3.3.1.2.1 APLICAÇÃO AOS SOLOS SEM COESÃO (C=0)

O mecanismo do empuxo para os solos não coesivos se processa conforme a Figura 22 e Figura 23 abaixo: (MARCON, 2011)

a) **Empuxo ativo:**

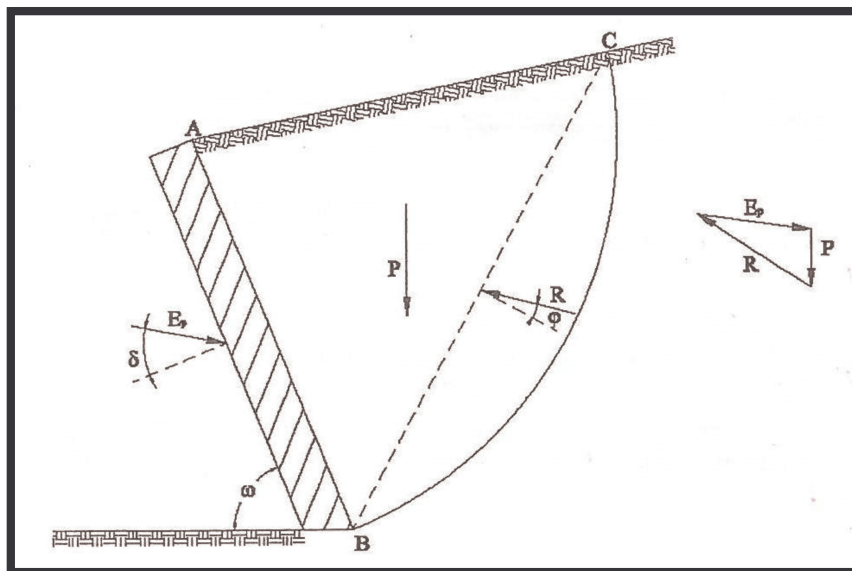
Figura 22 – Determinação do empuxo ativo para solos sem coesão.



Fonte: MARCON (2011).

b) **Empuxo passivo:**

Figura 23 – Determinação do empuxo passivo para solos sem coesão.



Fonte: MARCON (2011).

sendo P : peso da cunha, conhecido em grandeza e direção;

R : reação do terreno, formando um ângulo ϕ com a normal à linha de ruptura BC ;

ω : ângulo formado entre o anteparo e a superfície do terreno livre.

Nos dois casos acima, as forças “P”, “F” e “E_a” estão em equilíbrio.

As equações que fornecem os valores dos empuxos são as seguintes:

(MARCON, 2011)

$$\text{Empuxo Ativo: } E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot k_a}{2}$$

$$\text{Empuxo Passivo: } E_p = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot k_p}{2}$$

Os coeficientes de empuxo são encontrados pelas fórmulas abaixo:

$$k_a = \frac{\sin^2(\omega + \phi)}{\sin^2 \omega \cdot \sin(\omega - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\omega - \delta) \cdot \sin(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\omega + \phi)}{\sin^2 \omega \cdot \sin(\omega - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\omega - \delta) \cdot \sin(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

Se forem assumidos os valores de $\omega = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$, as equações do Empuxo Ativo e Empuxo Passivo tornam-se idênticas às de Rankine para solos sem coesão.

3.3.1.2.2 APLICAÇÃO AOS SOLOS PURAMENTE COESIVOS

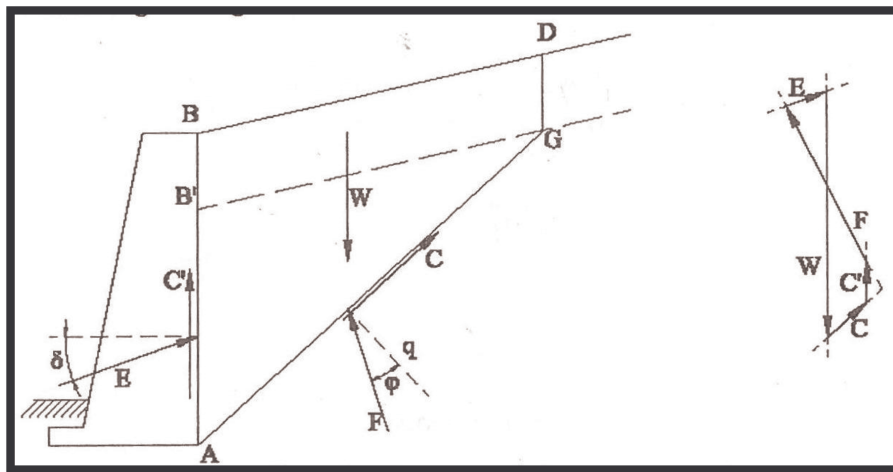
($\Phi=0$)

A Teoria de Coulomb parte do princípio da existência do atrito solo-muro, que é medido a partir do ângulo de atrito interno. Nos solos puramente coesivos, o ângulo de atrito interno, ϕ , é igual a zero, tornando, conseqüentemente, o atrito solo-muro também igual a zero. Assim sendo, a Teoria de Coulomb não se aplica aos solos puramente coesivos.

3.3.1.2.3 APLICAÇÃO AOS SOLOS COM COESÃO E ATRITO INTERNO

A adoção da hipótese de superfície de ruptura plana, para este tipo de solo, é uma medida muito exagerada. Neste caso, o empuxo será dado pelo equilíbrio das forças atuantes na Figura 24 a seguir: (MARCON, 2011)

Figura 24 – Equilíbrio das forças atuantes no anteparo para determinação do empuxo.



Fonte: MARCON (2011).

O anteparo deve ser dimensionado para resistir ao empuxo ativo e, também, à força C' . A profundidade das fendas, z_o , é dada pela equação abaixo:

$$z_o = \frac{(2 \cdot c \cdot (N\phi)^{1/2})}{\gamma}$$

3.3.1.3 OUTROS MÉTODOS

Quando, para os solos, não forem válidas as hipóteses que regem as Teorias de Estado Limite, como, por exemplo, para solos expansivos, colapsíveis, solos cujo comportamento seja ditado por discontinuidades, recomenda-se a utilização de modelos de cálculo específicos. (HACHICH et al., 1998)

4. PROJETO DE SISTEMA DE CONTENÇÃO PARA ESCAVAÇÃO DE SOLO

A análise e projeto de um sistema de contenção envolve a determinação do carregamento, dos esforços solicitantes, o dimensionamento dos elementos de contenção e verificações complementares aplicáveis a cada caso.

4.1 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO

O carregamento atuante nas estruturas de contenção e escavações são essencialmente os mesmos, independente do tipo de obra. Geralmente é composto de três parcelas básicas: empuxos de terra, sobrecargas externas e empuxo devido à água. (HACHICH et al., 1998)

4.1.1 EMPUXOS DE TERRA

A sequência básica da determinação dos empuxos de terra consiste em calcular primeiramente o empuxo-força resultante, estaticamente determinado pela teoria de equilíbrio-limite para as condições de ruptura do solo, conforme visto no item 3.3.1, e, posteriormente, estimar a distribuição das tensões respectivas. (HACHICH et al., 1998)

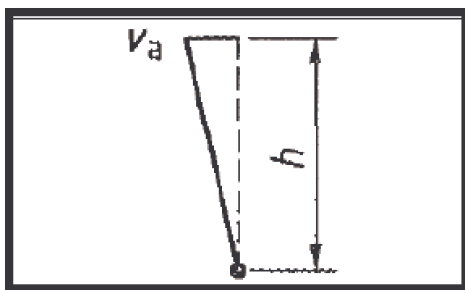
Conforme citado no item 3.3, convencionou-se ser adequado determinar o empuxo-força mínimo (ativo) ou máximo (passivo), para a hipótese limite de ruptura, segundo a superfície crítica, incorporando ruptura por cisalhamento e possível trinca de tração. No caso particular de valas, em função das condições geométricas e reológicas, é convencional considerar duas categorias básicas que simplificam a estimativa dos empuxos-força e distribuição das tensões: as paredes rígidas e as flexíveis. A parede é considerada flexível quando sofre deformação por flexão significativa e rígida quando esta deformação puder ser desprezada. A maioria dos métodos de cálculo têm pressuposto o valor e a distribuição das tensões com base na flexibilidade estimada da parede. (HACHICH et al., 1998)

As sugestões de cálculo e determinação dos empuxos comumente utilizados no meio técnico podem ser conferidas no item 3.3.1.

Com relação aos deslocamentos, o CT115 Eurocode 7 (2004), em seu anexo C, fornece valores aproximados da razão entre o deslocamento (v_a) e a altura do

elemento suporte (h), conforme Figura 25 abaixo, de acordo com o tipo de movimento realizado pelo mesmo, para que ocorra a mobilização total do empuxo ativo em solo não coesivo, drenado e com superfície do terreno horizontal.

Figura 25 – Deslocamento “ v_a ” no topo do elemento de acordo com a altura “ h ”.



Fonte: CT115 Eurocode 7 (2004).

Nas paredes diafragma sem elementos de escoramento ocorre movimento de translação. Neste caso, para solos compactos, a razão “ v_a/h ” pode variar de 0,1% a 0,2%. Assim, consegue-se encontrar o deslocamento mínimo da parede diafragma necessário para mobilizar o empuxo ativo. Um valor de deslocamento do anteparo menor que este mínimo para mobilizar o empuxo ativo, implica que o empuxo do solo atuante é maior que o admitido.

4.1.2 INFLUÊNCIA DA ÁGUA

A presença da água deverá ser considerada de acordo com os condicionantes hidrogeológicos da região, as permeabilidades das camadas de solo e do anteparo, e embutimento do mesmo. A influência da água nos empuxos é determinada através das pressões neutras no elemento de contenção e na superfície de ruptura. (HACHICH et al., 1998)

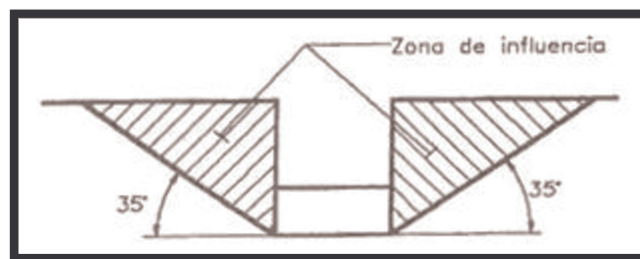
No que se refere ao empuxo passivo, é usual a utilização do peso específico submerso, mesmo existindo providências de drenagem, já que qualquer deficiência deste sistema acarretará na redução do empuxo passivo. Deve-se verificar se o valor do empuxo passivo obtido na condição de percolação de água não é menor do valor na condição de submersão, adotando-se o valor citado primeiramente caso a afirmação anterior proceda. (HACHICH et al., 1998)

4.1.3 SOBRECARGAS

Tanto em obras permanentes, quanto nas provisórias, devem ser consideradas as sobrecargas externas no cálculo das contenções, tais como: edifícios próximos à vala, depósitos de materiais nas proximidades da vala, equipamentos etc.

Os efeitos das sobrecargas de fundação de edifícios próximos à vala costumam ser desconsiderados quando estes se encontram nas regiões hachuradas na Figura 26 abaixo. Quando precisam ser considerados, em edifícios com fundação direta, o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível da fundação. Já no caso de fundação profunda, deve-se analisar cada caso separadamente, para o estabelecimento da solução mais adequada. (HACHICH et al., 1998)

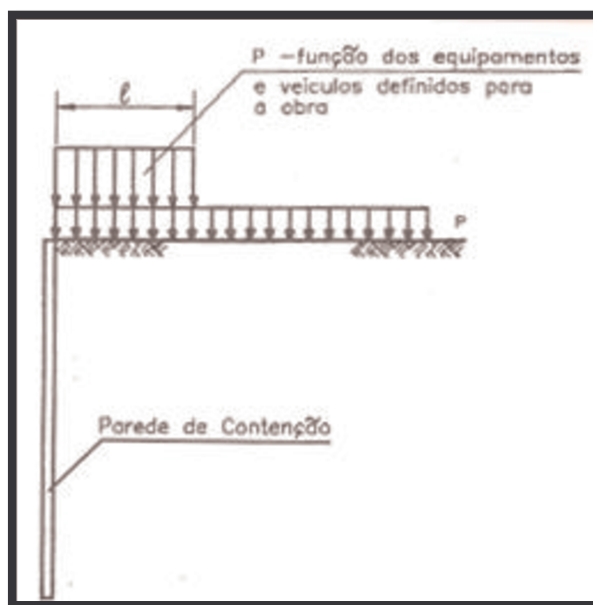
Figura 26 – Região de influência das sobrecargas das fundações de edificações junto à valas.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

Os efeitos dos depósitos de materiais de construção e tráfego de veículos especiais e equipamentos próximos à vala são definidos em dois tipos de carregamento: com largura definida, para as máquinas que se movimentam, e semi-infinito, conforme Figura 27 abaixo. É comum adotar uma sobrecarga de 10 kN/m² para sobrecarga semi-infinita e 25 a 40 kN/m² para o outro tipo considerando uma largura de 1,50 m, sendo que esses valores devem ser devidamente analisados e aferidos. (HACHICH et al., 1998)

Figura 27 – Esquema de sobrecargas junto às valas.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

O efeito das sobrecargas nas paredes de contenção é comumente calculado através da Teoria da Elasticidade. Maiores informações podem ser consultadas em Poulos e Davis (1974)².

No caso do empuxo passivo, qualquer sobrecarga acidental não deve ser levada em consideração, pois atuaria favoravelmente à estabilidade do anteparo, comprometendo a estabilidade da obra caso deixe de atuar. (HACHICH et al., 1998)

4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Os resultados obtidos do cálculo estático devem ser entendidos como aproximações. Isto porque surgem dificuldades no processo, tais como na representação das tensões iniciais, na reologia do maciço, nos fenômenos que ocorrem durante a execução do elemento e que não podem ser previstos no cálculo, assim como na operacionalização de métodos de cálculo sofisticados. Nas paredes isostáticas, os resultados são realísticos já que os esforços dependem somente das equações de equilíbrio. Já nas paredes hiperestáticas, os esforços são influenciados pelo histórico de escavação, efeitos de construção, rigidez do sistema de contenção, reologia do solo e outros fatores. Assim, a magnitude e distribuição dos esforços solicitantes obtidos pelos

² POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1974) – “Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics” – John Wiley and Sons, Inc.

métodos de cálculo não devem ser obrigatoriamente tratados como realísticos, e, sim, como uma distribuição de esforços estaticamente admissível, isto é, em equilíbrio com o carregamento atuante.

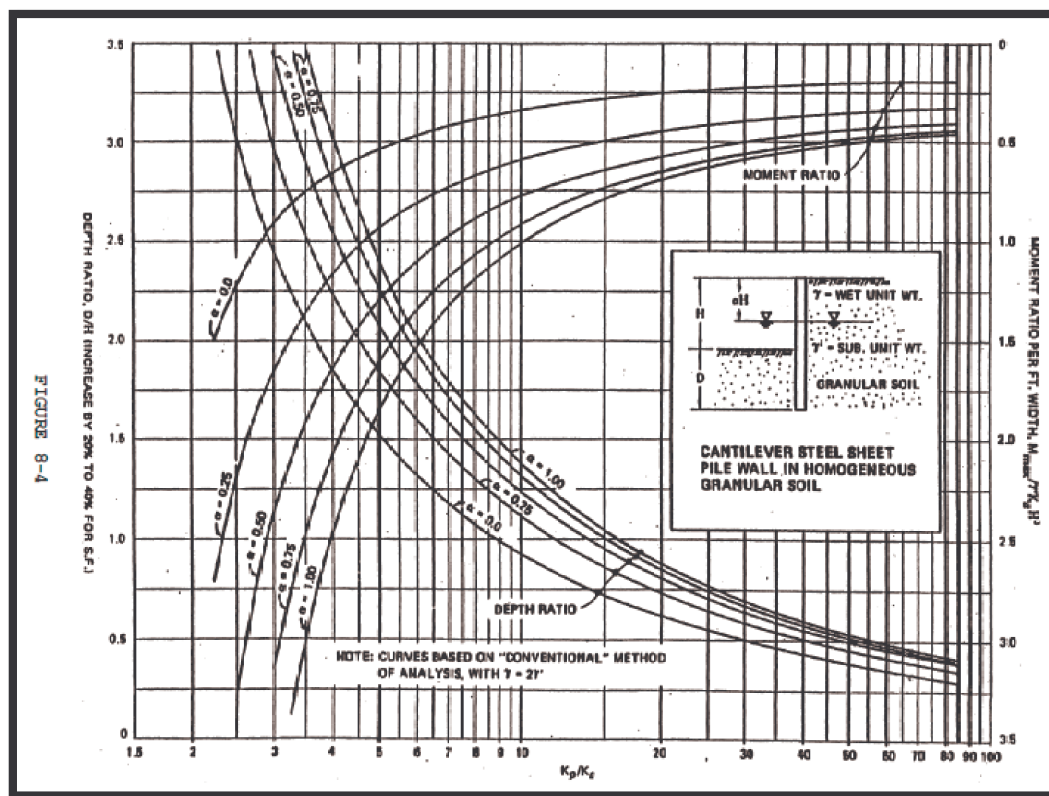
Os modelos de cálculo de valas podem ser classificados em dois: os que não levam em conta a interação solo-estrutura, sem compatibilizar os deslocamentos do solo e da estrutura, e os que a levam em conta. Apesar de ser mais adequada, por obter os deslocamentos do elemento de contenção, a aplicação dos modelos do segundo tipo não é rotineira, pois depende de ferramentas de trabalho nem sempre acessíveis aos engenheiros. Assim, apresentam-se a seguir modelos de cálculo mais simples, válidos para obtenção de diagramas de esforços solicitantes estaticamente admissíveis.

4.2.1 PAREDES EM BALANÇO

A parede em balanço resiste ao empuxo ativo graças ao seu engastamento no solo, ou graças à mobilização do empuxo passivo, necessitando, portanto, de uma “**ficha**” mínima que garanta seu equilíbrio. Esta é definida como o comprimento mínimo de embutimento do anteparo no solo, além do comprimento de escavação, que mantém seu equilíbrio com uma margem adequada de segurança. Há dois casos que merecem destaque neste tipo de contenção, citados abaixo.

Stuart (2012) traz uma recomendação de relação entre as alturas de ficha e de escavação. Esta relação é determinada através da profundidade do lençol freático e da relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo, estando exposta na Figura 8-4 da obra do autor, que segue na Figura 28 abaixo:

Figura 28 – Determinação da relação H/D através da profundidade do lençol freático e da relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo.



Fonte: STUART (2012).

No eixo “x” do gráfico acima, tem-se a relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo e no eixo “y” a relação entre as profundidades da ficha e da altura de escavação representada por D/H. As curvas do gráfico são identificadas através do parâmetro “ α ” que representa a relação entre as profundidades do lençol freático e da altura de escavação, portanto, este parâmetro varia de 0 a 1.

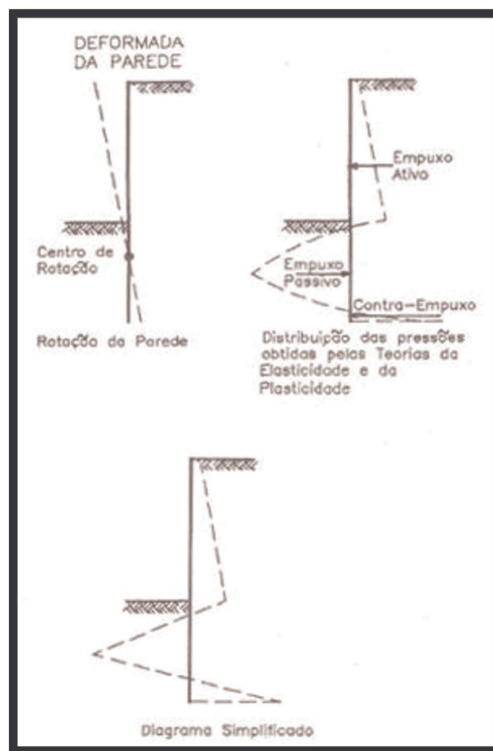
Para se determinar a profundidade da ficha, “D”, deve-se encontrar o valor da relação k_p/k_a no eixo x, prolongar a reta vertical referente ao valor desta relação até cruzar com a curva respectiva, encontrando-se, assim, um ponto. Deste ponto, traça-se uma linha horizontal até encontrar um valor no eixo “y”, referente à relação D/H. Com a altura de escavação, “H”, encontra-se o valor de “D”.

4.2.1.1 FICHA MÍNIMA

O diagrama de tensões, neste caso, independente do tipo de parede, é o correspondente ao empuxo ativo, pois se admite que haverá deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. O movimento é de rotação em torno de um ponto situado abaixo do fundo da escavação, resultando em uma distribuição das tensões convencional, ou seja,

triangular ideal, no caso de maciço homogêneo e isotrópico. Abaixo da cota do terreno escavado considera-se a existência de empuxo passivo, além do ativo, que deve ser totalmente mobilizado, por se tratar da utilização da menor ficha possível, conforme Figura 29 abaixo.

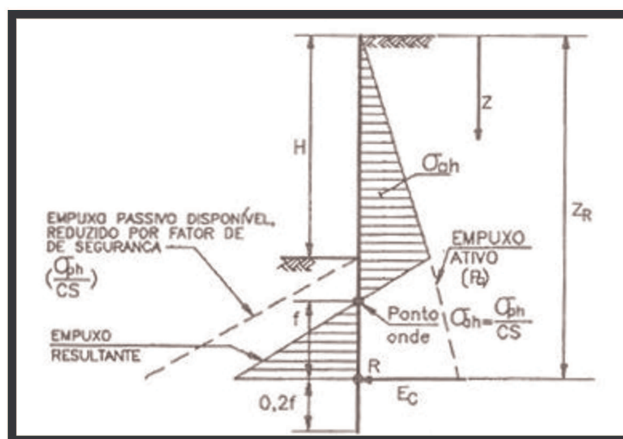
Figura 29 – Parede em balanço com ficha mínima.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

Para o cálculo da ficha mínima, utiliza-se o Método de Blum, que consiste na aplicação das equações de equilíbrio, conforme carregamento da Figura 30 abaixo.

Figura 30 – Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima.

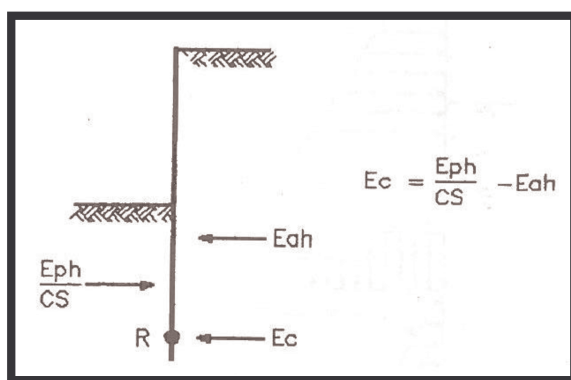


Fonte: HACHICH et al. (1998).

Os esforços solicitantes são obtidos do carregamento da Figura 30 acima. Vale lembrar que a tensão σ_a deve representar todas as ações que influenciam o empuxo ativo, como o empuxo do solo, sobrecargas, entre outras, conforme citado no item 4.1.

Para o equilíbrio das forças horizontais admite-se uma força atuante no ponto R que equilibra o sistema, chamada de “contra empuxo”, apresentada na Figura 31 seguinte. Esta força não interfere no equilíbrio de momentos, já que o momento de todas as forças atuantes é nulo em relação ao ponto R.

Figura 31 – Contra-empuxo no Método de Blum.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

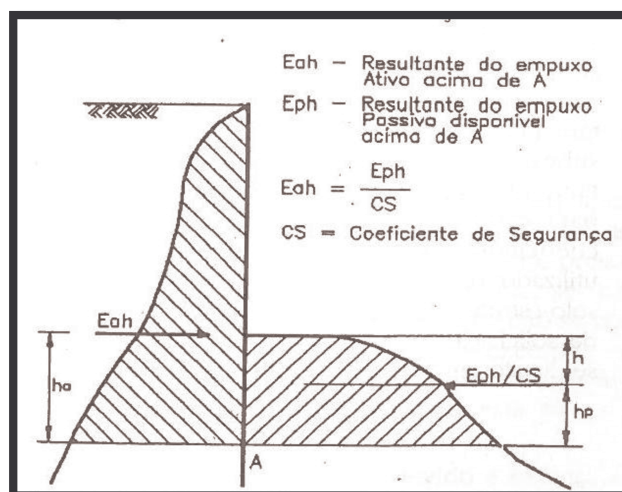
Admite-se ainda um comprimento adicional de ficha igual a “0,2.f” cuja finalidade é de garantir o equilíbrio das forças horizontais, no caso do empuxo passivo real ser inferior ao calculado. Este comprimento adicional normalmente é suficiente para garantir a existência de E_c .

4.2.1.2 FICHA MAIOR QUE A MÍNIMA

Pode ser necessário um aumento no comprimento da ficha a fim de reduzir os valores dos deslocamentos horizontais. O caso geral deste tipo de parede corresponde à primeira fase de escavação em paredes estroncadas ou atirantadas.

Há um método simplificado como solução deste tipo. Consiste em determinar, através dos diagramas de empuxo ativo e passivo com os mesmos coeficientes de segurança, o ponto, abaixo da ficha, no qual o esforço cortante é nulo. Na Figura 32 abaixo, este ponto corresponde ao ponto A.

Figura 32 – Método para paredes em balanço com ficha maior que a mínima.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

O momento fletor de dimensionamento é dado por:

$$M = E_{ah} \cdot h$$

4.2.2 PAREDES ESTRONCADAS

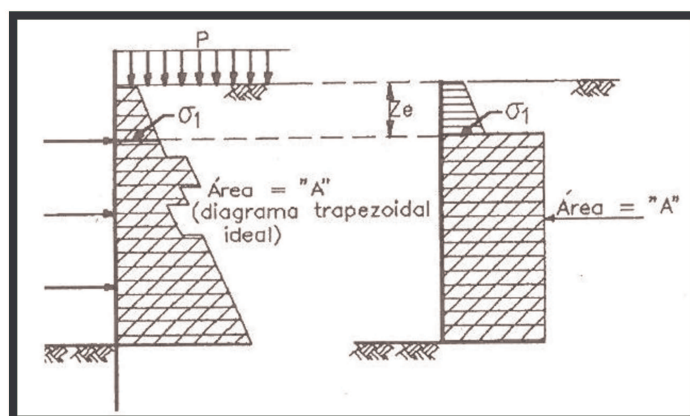
A parede diafragma resumidamente é uma estrutura em geral destinada a conter um solo a ser escavado que, em termos teóricos, possui o topo livre, devendo estar engastada em um ponto próximo à base. Isto faz com que sejam gerados grandes deslocamentos na parte superior do elemento. Assim, deve-se utilizar outra condição de vinculação mais coerente, como, por exemplo, a criação de um apoio que limite esses deslocamentos. Este apoio é criado através da ancoragem de um cabo, como tirantes, ou elementos longitudinais de escoramento como as estroncas.

Estroncas são elementos lineares e longitudinais, geralmente dispostos horizontalmente, utilizados como escoramentos nos quais a parede se apóia. Podem ser constituídas de barras de madeira ou aço. Normalmente são utilizadas nas situações em que a distância entre as paredes não é muito grande (~ menor que 12 m). Possuem a vantagem de não utilizar o terreno adjacente à contenção e de serem reutilizáveis, mas, geralmente, dificultam as escavações entre os paramentos.

Os deslocamentos provenientes de valas estroncadas possuem magnitude suficiente para a consideração do empuxo ativo. A distribuição dos deslocamentos pode ser simplificada, exceto em casos excepcionais, por translações ou rotações em torno do topo, de modo que as tensões são redistribuídas devido ao efeito de arqueamento,

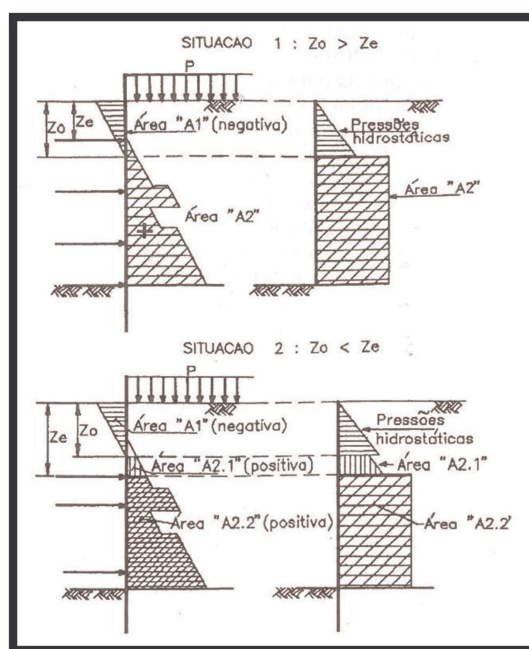
possibilitando o cálculo através de um diagrama de empuxo ativo equivalente, conforme a Figura 33 e Figura 34 abaixo. As tensões resultantes de sobrecargas de equipamentos próximas à vala não são redistribuídas, sendo consideradas como cargas acidentais adicionais ao diagrama equivalente, sempre que atuarem no sentido desfavorável. Ainda, admite-se pressão hidrostática atuando acidentalmente na altura da trinca de tração, quando seu efeito for desfavorável. A instalação de drenos pode dispensar a consideração anterior.

Figura 33 – Diagramas de empuxo ativo e o equivalente para maciço sem trinca de tração.



Fonte: HACHICH et al. (1998)

Figura 34 – Diagramas de empuxo ativo e o equivalente para maciço com trinca de tração.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

A redistribuição do empuxo ativo se dá pelas tensões de cisalhamento, logo, em solos de baixa resistência ao cisalhamento, como em argilas moles, o empuxo ativo não deve ser retificado.

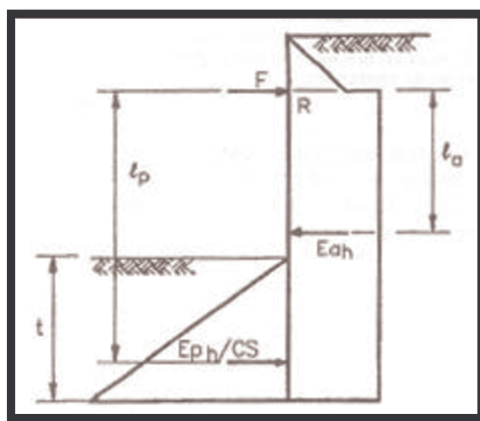
A instalação de estroncas no topo da parede, em solos não-coesivos, a fim de inibir os deslocamentos, altera o valor do empuxo ativo, não valendo o diagrama de tensões triangular clássico, podendo-se utilizar o diagrama de Dubrowa.

4.2.2.1 PAREDE COM UM NÍVEL DE ESTRONCAS

Assim como nas paredes em balanço, devem-se distinguir os casos de paredes com ficha mínima e ficha maior que a mínima.

No caso de ficha mínima, a resultante do diagrama de tensões corresponde ao empuxo ativo, tanto para paredes flexíveis como para as rígidas, sendo comumente retificado, exceto nos casos acidentais mencionados anteriormente. Do lado da escavação, admite-se a mobilização do empuxo passivo, o que possibilita a determinação da ficha mínima através das condições de equilíbrio estático. Deve-se minorar o empuxo passivo aplicando-se um coeficiente de segurança, CS, assegurando a estabilidade da parede no caso do empuxo passivo disponível ser inferior ao calculado. A Figura 35 abaixo representa o que foi descrito neste parágrafo.

Figura 35 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estroncas.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

A ficha mínima é determinada pela condição do momento das forças atuantes ser nulo em relação ao ponto “R”:

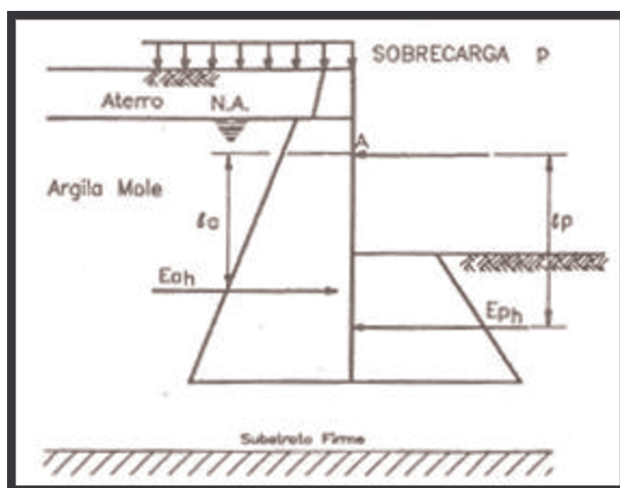
$$l_p \cdot \frac{E_{ph}}{CS} = l_a \cdot E_{ah}$$

O CS normalmente utilizado é de 1,5 para obras temporárias e 2,0 para obras definitivas, sendo aumentado para 2,0 ou 3,0 no caso da ficha estar imersa em solo muito deformável.

A força “F” na estronca é encontrada através do equilíbrio de esforços horizontais.

No caso de ficha maior que a mínima, se procura obter uma redução dos deslocamentos ou, então, aumentar a capacidade de carga vertical. A ficha mínima, em solos moles, é determinada através do equilíbrio de momentos em torno do ponto “A”, conforme Figura 36 abaixo, considerando o empuxo passivo minorado pelo CS. Neste caso, recomenda-se adotar um CS igual a 2,0 para obras provisórias e 3,0 para obras definitivas, já que o solo abaixo do fundo da escavação é altamente deformável.

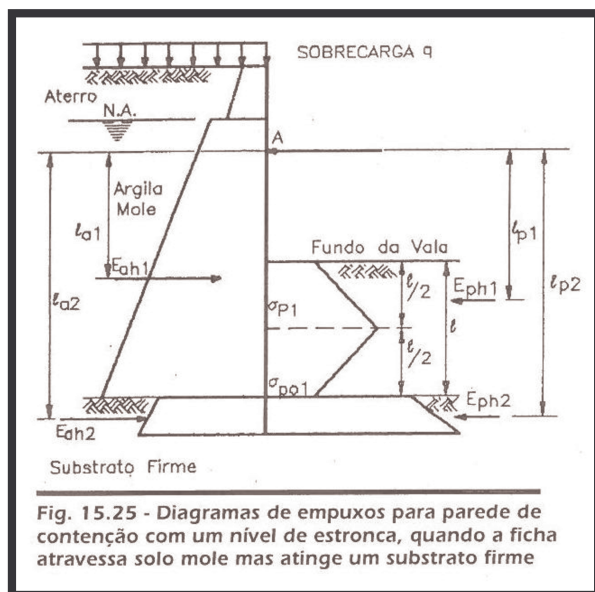
Figura 36 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estronca em solo mole.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

No caso de paredes com profundidade de ficha tal que atravesse um substrato resistente, a ficha mínima também será determinada pela condição que estabelece que a resultante dos momentos em relação ao centro de rotação “A” seja nula, com a devida minoração do empuxo passivo através do CS, conforme Figura 37 abaixo. Neste caso, na camada de argila mole, o empuxo passivo não é totalmente desenvolvido devido à restrição aos deslocamentos oferecida pelo substrato firme.

Figura 37 – Diagramas de empuxos para parede de contenção com um nível de estronca, quando a ficha atravessa solo mole, mas atinge um substrato firme.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

sendo σ_{p1} : tensão efetiva passiva minorada pelo CS;

σ_{p1} : tensão efetiva em repouso.

Uma vez determinada a ficha mínima, calculam-se os esforços solicitantes através do carregamento e do esquema estático.

4.2.2.2 PAREDES COM VÁRIOS NÍVEIS DE ESTRONCAS

A experiência tem mostrado que paredes-diafragma que utilizam estroncas metálicas têm se comportado como paredes flexíveis, diante das deformações geradas na região da ficha em cada fase de escavação. Para limitar esses deslocamentos é preciso adotar alguns procedimentos em projeto e construtivos, como, por exemplo, limitar os vãos entre as estroncas.

Os métodos de cálculo para este tipo de parede de contenção podem ser classificados em dois tipos: evolutivos, aqueles que levam em conta, em cada fase, os esforços e deslocamentos ocorridos nas fases anteriores, e não-evolutivos, os que não levam em conta esta consideração. É sempre preferível utilizar métodos evolutivos, pois representam melhor o comportamento do sistema de contenção. Assim, as explicações do cálculo dos esforços solicitantes para paredes com vários níveis de estroncas se restringirá aos métodos evolutivos, descritos abaixo.

4.2.2.2.1 MÉTODOS EVOLUTIVOS EM QUE NÃO HÁ A RETIFICAÇÃO DO EMPUXO ATIVO

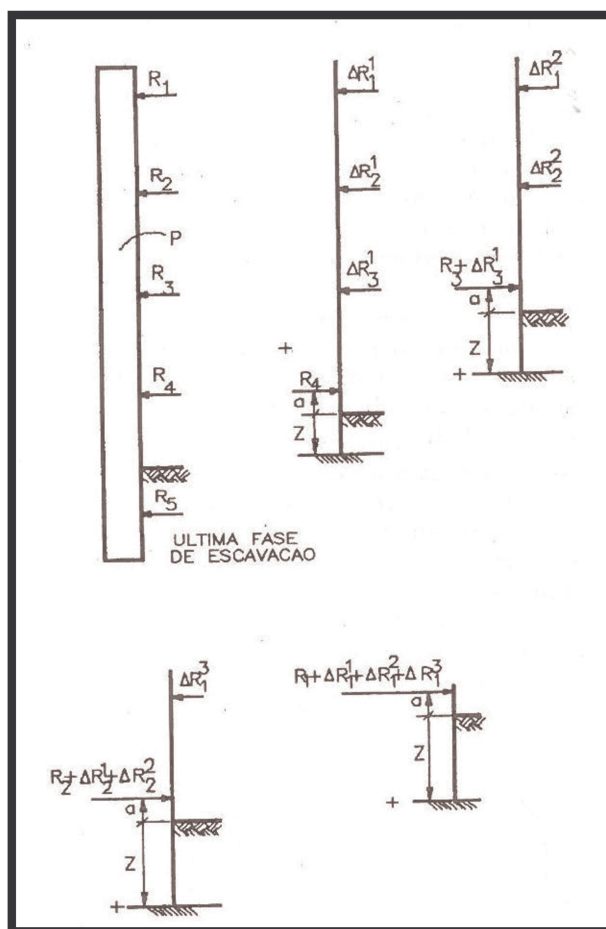
Este método é aplicável a sistemas de contenção muito rígidos (quando o empuxo se situa entre o empuxo em repouso e ativo), sistema flexível no caso de solos moles, no caso de utilização de tirantes ou estroncas pré-comprimidas etc. Os métodos evolutivos são classificados em dois tipos: aqueles que representam o solo como meio contínuo, recomendáveis em casos especiais de análise, e aqueles que representam o solo por meio de barras.

Neste método a parede é dimensionada como uma viga de largura unitária imersa no solo, submetida ao carregamento gerado pelos empuxos nas duas faces e por forças concentradas advindas das ações e reações das estroncas e tirantes.

O maciço é representado por barras independentes, tanto do lado interno da vala, quanto do lado externo. As forças nas barras representam as tensões horizontais que atuam em cada lado da parede. As estroncas são representadas por barras biarticuladas não resistentes à tração, devendo-se considerar os deslocamentos da parede ocorridos antes de sua instalação.

O carregamento inicial corresponde à aplicação do empuxo em repouso nos dois lados da parede. Em cada fase da escavação, procede-se com a remoção das barras correspondentes e aplicação, no sentido contrário, das forças que nelas atuavam ao final da fase anterior; os esforços e deslocamentos, em cada fase de escavação, devem ser superpostos aos obtidos no final da fase anterior. O processo, no método evolutivo, vale também para as fases de reaterro, conforme descrito na Figura 38 seguinte:

Figura 38 – Cálculo evolutivo para a determinação dos esforços solicitantes durante reaterro de uma vala.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

Os métodos evolutivos obrigatoriamente utilizam programas especiais desenvolvidos para computadores, permitindo as simulações a seguir:

- Variação das pressões neutras internas ou externas à vala;
- Sobrecargas, introduzidas em qualquer fase, interna ou externamente;
- Alterações das características do solo, em qualquer fase;
- Aplicação de forças ou momentos fletores na parede.

4.2.2.2.2 MÉTODOS EVOLUTIVOS EM QUE HÁ A RETIFICAÇÃO DO EMPUXO ATIVO

Ao contrário dos métodos descritos anteriormente, estes adotam retificação do empuxo ativo, portanto, valem para as paredes flexíveis, no caso, as paredes diafragma. A retificação do empuxo, como já mencionado, deve-se a fenômenos de arqueamento do solo que não podem ser representados pelas barras biarticuladas que

representam o maciço, assim, substitui-se o maciço do lado externo da parede pelo carregamento imposto. No final do processo, deve-se verificar se os valores dos deslocamentos correspondem ao carregamento adotado, e, se necessário, adotar o empuxo sem retificação.

A parede é dimensionada como uma viga de largura unitária, submetida aos carregamentos atuantes no lado externo e às forças concentradas decorrentes das estroncas e das barras que restringem o solo do lado interno da vala.

Assim como no método anterior, o maciço é representado por barras independentes, porém apenas do lado interno da parede. As forças atuantes nas barras correspondem às tensões horizontais que atuam no lado interno do anteparo, desde a superfície de escavação até o ponto de deslocamento nulo, e devem ser limitadas de modo a considerar o empuxo passivo. As estroncas são representadas do mesmo modo que no caso de métodos evolutivos em que não há retificação do empuxo ativo.

O carregamento ao final de cada fase corresponde ao empuxo ativo desde a superfície até o ponto de deslocamento nulo abaixo do fundo da escavação. As fases de reaterro são analisadas de acordo com o diagrama de tensões horizontais da última fase de escavação.

4.2.2.3 MÉTODOS EM QUE O SOLO É REPRESENTADO POR MEIO CONTÍNUO

Devido a crescente utilização de computadores e disponibilidade de programas que representam o solo em diversas formas reológicas e geométricas, estes métodos vêm ganhando espaço. Estes devem ser convenientemente elaborados segundo as características do programa utilizado.

4.2.2.3 PAREDES COM VÁRIOS NÍVEIS DE TIRANTES OU COM ESTRONCAS PRÉ-COMPRIMIDAS

Como citado no item 4.2.2, podem-se utilizar tirantes como escoramento em uma parede diafragma. Tirantes são elementos lineares introduzidos no maciço adjacente à contenção e ancorados em profundidade por meio de um trecho mais alargado, o bulbo, que trabalham à tração. Possuem a vantagem de não ocupar espaço entre as contenções, facilitando, desta forma, a escavação, porém, como desvantagem, ocupam o terreno adjacente à contenção, necessitando, assim, autorização dos

proprietários dos terrenos vizinhos para a execução deste tipo de escoramento, mesmo quando provisório. Além disto, na elaboração do projeto deve ser levado em consideração que o atirantamento pode interferir nas fundações das edificações vizinhas.

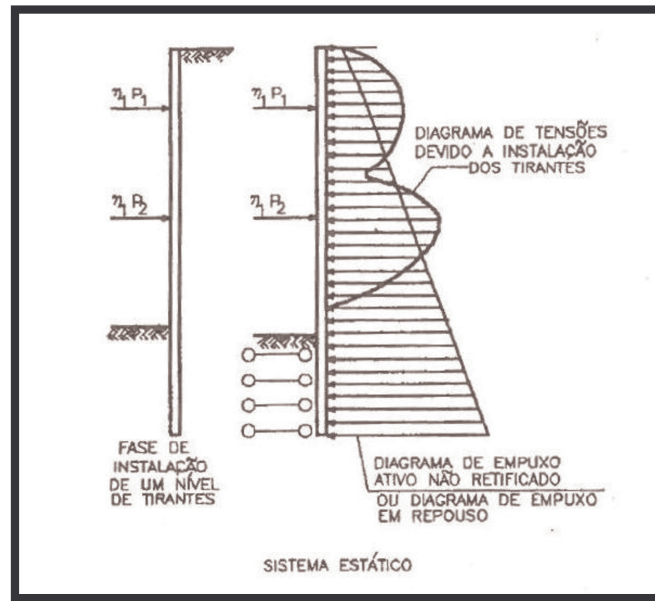
A carga proveniente da instalação de tirantes (ativos) ou estroncas pré-comprimidas gera tensões no solo e na parede, assim, devem-se utilizar métodos adequados que considerem este fato. Estes podem ser métodos evolutivos ou não-evolutivos.

Os esforços solicitantes, para este tipo de contenção, são determinados da mesma forma que a apresentada nos itens 4.2.1 e 4.2.2.

A carga de incorporação do tirante não sofre alterações significativas com as várias etapas da obra, cálculos comprovam este fato, tornando, assim, os métodos não-evolutivos pouco representativos, já que supõem a parede representada por uma viga sobre apoios indeslocáveis. Neste caso, os métodos evolutivos são a melhor opção, lembrando-se que a carga de instalação do tirante deve ser considerada como uma das fases de cálculo. Os métodos não-evolutivos só devem ser usados na impossibilidade de aplicação dos evolutivos.

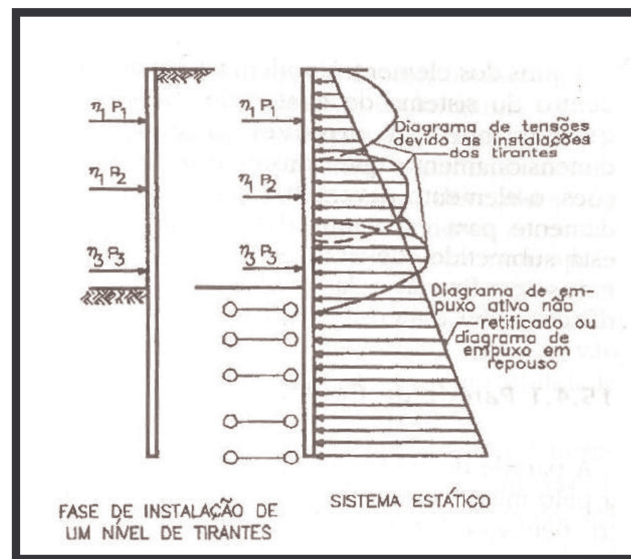
Um dos métodos não-evolutivos é o que considera a carga do tirante conhecida, introduzindo tensões horizontais no solo através da parede. Inicialmente determina-se a distribuição das tensões devidas à instalação do tirante, calculando-as através da representação do solo como barras ou meio contínuo. Na bibliografia especializada, existem expressões que possibilitam a obtenção do diagrama, simplificado ou não, de tensões. Através da envoltória dos diagramas de tensões devido à instalação de carga no tirante e devido ao empuxo ativo não retificado, no caso de paredes flexíveis, ou ao empuxo em repouso, no caso de paredes rígidas, determinam-se os esforços solicitantes. Os sistemas para obtenção dos esforços solicitantes nas diferentes etapas de escavação são os da Figura 39 e Figura 40 abaixo:

Figura 39 – Diagramas de empuxo e esquema estático antes da instalação de um determinado nível de tirantes.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

Figura 40 – Diagramas de empuxo e esquema estático após a instalação de um determinado nível de tirantes.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

sendo P_1, P_2, P_3 : cargas de instalação;

$\eta_1 P_1, \eta_2 P_2, \eta_3 P_3$: carga aplicada que resta após a acomodação do tirante.

No caso de aplicação de método não-evolutivo, as fases de reaterro podem ser calculadas levando-se em conta a carga dos tirantes, o diagrama de tensões da última fase de escavação e as barras que representam a rigidez do reaterro e da parede.

Quando se utiliza escoras e tirantes como escoramento, deve-se realizar a compatibilização dos deslocamentos, motivo pelo qual é necessária a utilização de método evolutivo.

4.3 ROTINAS PARA O DIMENSIONAMENTO

Há elementos de contenção que possuem várias funções. Quando não for possível um dimensionamento que abranja todas as situações, o elemento deverá ser dimensionado isoladamente para cada uma das solicitações atuantes, com as características finais fixadas pela envoltória de todas as verificações ou dimensionamento.

As paredes diafragma estão sempre submetidas a dois tipos de esforços solicitantes: forças cortantes e momentos fletores.

O esforço normal, em geral, não é considerado quando é devido exclusivamente ao peso próprio do elemento, por sua grandeza ser significativamente menor que as demais solicitações. Sua consideração é obrigatória quando a parede estiver servindo de apoio para outros elementos, como vigas, lajes, coberturas de valas etc.

O dimensionamento de paredes diafragma deve obedecer às prescrições e recomendações existentes na ABNT NBR 6118:2007.

Com relação ao cisalhamento, o dimensionamento das paredes diafragma é realizado como o de uma viga, utilizando-se apenas estribos. É comum a variação das armaduras necessárias tanto em relação ao diâmetro da barra, quanto do espaçamento ao longo da altura. É necessária atenção em relação à disposição dos estribos em planta, para que não comprometam a passagem do tubo tremonha. É comum a utilização de estribos especiais, sem vínculo com o cálculo, em locais estratégicos para facilitar o içamento e colocação da “gaiola” na lamela.

Com relação ao detalhamento da armadura, tem sido comum a consideração do momento fletor máximo, sem realizar o processo de decalagem do diagrama de momento fletor. Este consiste na translação horizontal no diagrama de momentos fletores, de forma a aumentar o momento fletor nas seções, sendo o comprimento da armadura longitudinal de tração determinado em função do diagrama de momentos fletores decalado.

É comum na prática, o uso de armadura simétrica devido às dificuldades de se garantir o correto posicionamento da “gaiola”.

O projeto de paredes diafragma deve contemplar também a verificação de abertura de fissuras, condições estabelecidas na ABNT NBR 6118:2007. Na norma em questão, os requisitos determinados são para todos os tipos de obra em concreto armado, devendo-se proceder com uma análise criteriosa para as paredes diafragma.

Na possibilidade de ocorrer ao mesmo tempo esforço de compressão e flexão nas paredes diafragma, os painéis deverão ser dimensionados à flexo-compressão, caso resulte em uma condição mais desfavorável do que à flexão.

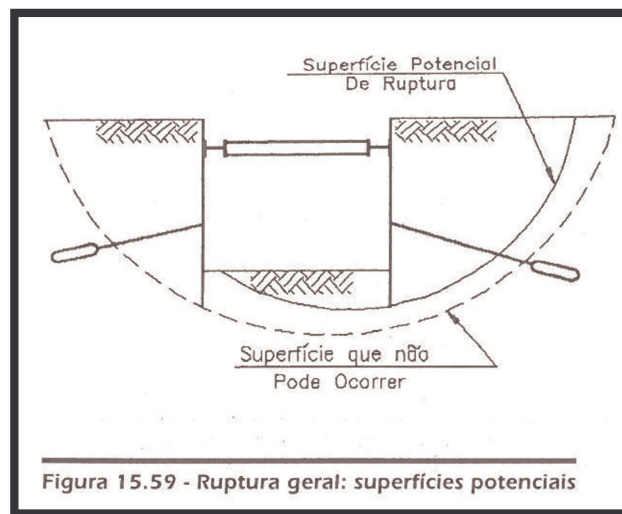
Todas as combinações de esforços solicitantes devem ser consideradas no dimensionamento, adotando-se a que resultar em uma condição mais desfavorável. Ainda, armações construtivas, adicionais à armadura calculada, deverão ser adotadas segundo a experiência do projetista, executor e da prática local.

As estroncas, por sua vez, são dimensionadas à flexo-compressão. O esforço normal é resultado do carregamento fornecido pela parede de contenção e o esforço de tração pode ter origens diferentes, sendo que, no mínimo, este deve considerar o peso próprio da estronca e sobrecarga padrão mínima referente ao travamento do sistema.

4.4 REQUISITOS DE SEGURANÇA

Além da preocupação com o dimensionamento da parede diafragma como cortina engastada ou estroncada para seus empuxos, é preciso verificar a estabilidade geral do sistema de contenção. Este processo consiste na verificação da ruptura global do maciço, no qual se considera a parede de contenção como um elemento interno à massa de solo, que pode se deslocar como corpo rígido. A verificação normalmente é realizada através da adoção de um coeficiente de segurança, CS , adequado à rotação de uma massa de solo que se desloca sobre uma superfície cilíndrica. A Figura 41 abaixo representa esquematicamente a superfície de ruptura.

Figura 41 – Ruptura geral: superfícies potenciais.



Fonte: HACHICH et al. (1998).

O coeficiente de segurança é definido como:

$$CS = \frac{\sum M_R}{\sum M_S}$$

sendo $\sum M_R$: somatória dos momentos dos esforços resistentes;

$\sum M_S$: somatória dos momentos dos esforços solicitantes.

Os esforços solicitantes correspondem aqueles que atuam independentemente dos deslocamentos do maciço. Os esforços resistentes são aqueles mobilizados com a tendência ao deslocamento da massa de solo, como, por exemplo, esforços provenientes dos escoramentos e resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura.

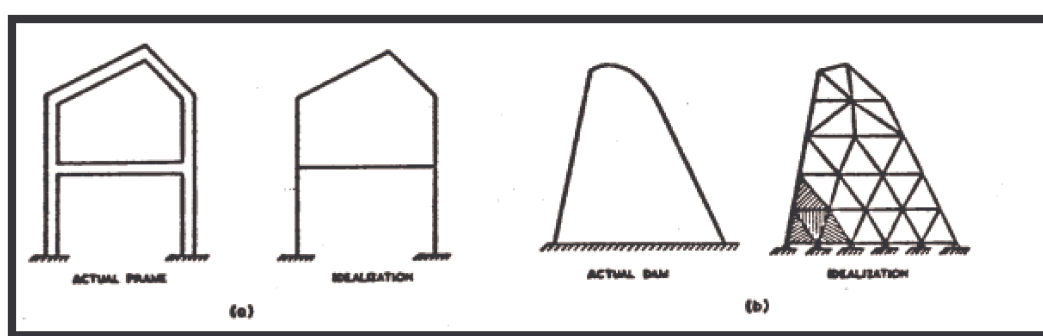
5. SAP2000 – STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM

O dimensionamento das paredes diafragma é realizado através do diagrama de tensões gerado pelos esforços solicitantes. Para tanto, se faz necessário a obtenção das forças cortantes e momentos fletores. No item 4.2 foram explicados métodos de obtenção dos esforços solicitantes e do centro de rotação mais simplificados, cujos resultados possuem maior incerteza se comparados aos fornecidos por um programa computacional, como, por exemplo, o SAP2000, Structural Analysis Program.

Segundo Azevedo (2013), o SAP2000 é um software que permite a criação de modelos estruturais, fornecendo o estado de tensão e deformação de sólidos de diversas geometrias sujeitos a diferentes tipos de ações. Para o cálculo das estruturas, o programa utiliza o MEF, Método dos Elementos Finitos que, de acordo com Martha (2013), consiste em uma forma de resolução numérica de equações diferenciais parciais.

O Método dos Elementos Finitos é semelhante ao procedimento adotado na análise estrutural de sistemas reticulados, como pórticos e treliças. Nos dois métodos o modelo estrutural é formado por elementos estruturais individuais, a diferença é que os elementos dos sistemas reticulados aparecem praticamente com a própria concepção da estrutura enquanto que no MEF a estrutura é idealizada por um número finito de regiões para representar um meio contínuo, como na Figura 42 abaixo: (MARTHA, 2013)

Figura 42 – Idealização dos sistemas estruturais, (a) Sistemas Reticulados e (b) Meio Contínuo.



Fonte: MARTHA (1994).

Os domínios dos modelos matemáticos no MEF são definidos através da geometria dos sólidos, fornecida pelo usuário, e de hipóteses básicas sobre a estrutura. A análise estrutural se baseia em três simplificações da geometria dos elementos nos modelos de barras, placas e cascas. No caso das paredes diafragma, o elemento é

discretizado como uma placa, sólido que possui uma dimensão bem menor que as outras duas, pois apresenta espessura bem menor que sua altura e comprimento. Independente do modelo adotado, o Método dos Elementos Finitos subdivide os domínios da equação, que descreve o sólido, em pequenas regiões nas quais o comportamento do campo pode ser aproximado por polinômios escritos nos vértices (nós) deste elemento. (MARTHA, 2013)

O programa trabalha com a discretização do elemento em malha fornecida pelo usuário, e não com o fornecimento do domínio de equações ou da geometria do sólido. O programa geralmente não verifica esta subdivisão e nem especifica as condições de convergência de cada elemento finito. Portanto, é importante que o usuário possua conhecimentos sobre os elementos fornecidos e suas formulações. De uma forma geral, a descrição da malha pelo usuário ocorre em quatro etapas: (MARTHA, 2013)

- 1) Descrição das coordenadas dos nós;
- 2) Fornecimento das informações do material utilizado;
- 3) Fornecimento da conectividade nodal e dos índices de material;
- 4) Fornecimento das cargas, a serem atribuídas diretamente nos nós.

5.1 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO NO SAP2000

Em programas computacionais, como o SAP2000, uma das alternativas para elaboração dos modelos de parede diafragma é simular o comportamento do solo através de coeficientes de recalque vertical e horizontal, originalmente propostos por Winkler em 1867. Neste modelo o solo é caracterizado como uma série de molas elásticas lineares desconectadas, de modo que as deformações ocorrem apenas onde há carregamento. O modelo assume que há uma relação entre a pressão “p” e o deslocamento “d” de cada ponto, dada por um coeficiente de recalque horizontal ou vertical, respectivamente, k_h ou k_v , também chamados de coeficientes de mola, conforme equação abaixo: (ALEXANDRE JÚNIOR, 2013)

$$p = k_v \cdot d$$

O coeficiente de recalque, comumente expresso em kgf/cm^3 , de maior confiabilidade é o obtido em ensaios realizados com o solo. Na falta destes, podem ser utilizadas tabelas com valores típicos, como a de Béton-Kalender (1962) apud Alexandre Júnior (2013) ilustrada na Tabela 3 abaixo:

Tabela 3 – Coeficiente de recalque vertical para os diferentes tipos de solo (1 kgf/cm³ = 10 MPa).

Valores de k_v (kgf/cm³)	
Turfa leve – Solo Pantanoso	0,5 a 1,0
Turfa pesada – Solo Pantanoso	1,0 a 1,5
Areia fina de praia	1,0 a 1,5
Aterro de silte, areia e cascalho	1,0 a 2,0
Argila molhada	2,0 a 3,0
Argila úmida	4,0 a 5,0
Argila seca	6,0 a 8,0
Argila seca endurecida	10,0
Silte compactado com areia e pedra	8,0 a 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 a 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 a 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 a 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 a 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 a 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 a 25,0

Fonte: BÉTON-KALENDER (1962) apud ALEXANDRE JÚNIOR (2013).

Além da tabela acima, o coeficiente de recalque do solo pode ser encontrado através de uma correlação empírica. Esta relaciona o número médio de golpes do ensaio de SPT com a tensão admissível através da fórmula abaixo. Entrando com o valor da tensão admissível na tabela abaixo, encontra-se o coeficiente de recalque.

$$s = 0,20 \cdot SPT_{\text{médio}} \text{ (kgf/m}^2\text{)}$$

Tabela 4 – Coeficiente de recalque vertical de solo a partir da tensão admissível (1 kgf/cm² = 100 kN/m²).

Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)	Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70

Continuação Tabela 4

Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)	Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60

Continuação Tabela 4

Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)	Tensão Admissível (kgf/cm²)	k_v (kgf/cm³)
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: SAFE e MORRISON (1993) apud ALEXANDRE JÚNIOR (2013).

O coeficiente de recalque horizontal pode ser obtido através do coeficiente de recalque vertical a partir do método recomendado por Teng (1962) apud Alexandre Júnior (2013), no qual:

$$k_h = k_v \cdot v$$

sendo v : coeficiente de Poisson

Como valor indicativo para o coeficiente de Poisson segue Tabela 5 abaixo:

Tabela 5 – Coeficiente de Poisson de acordo com a natureza do solo.

Natureza do Solo	Coeficiente de Poisson
Arenoso	0,29
Argiloso	0,40

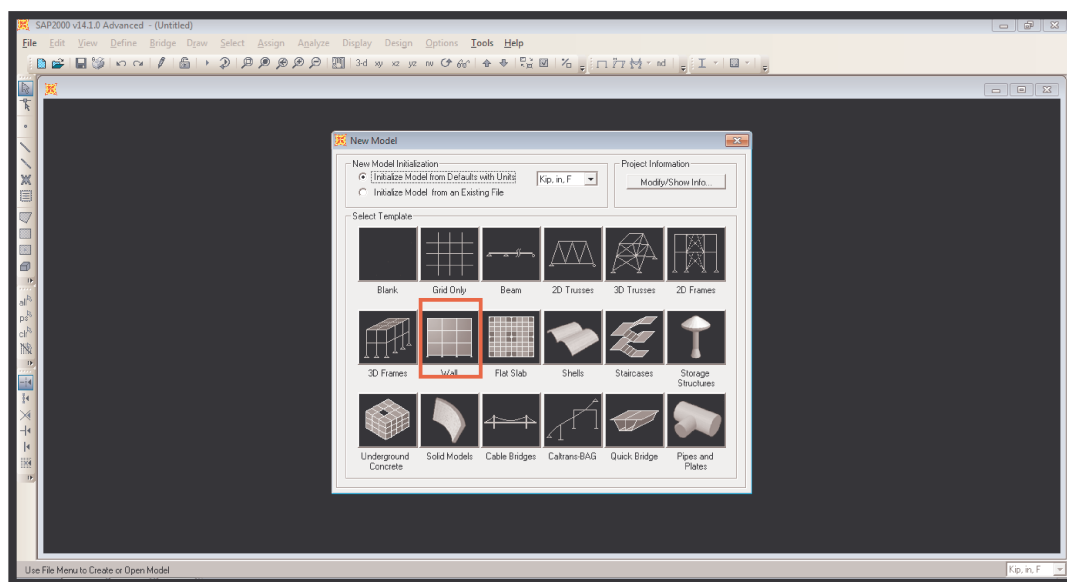
Fonte: ALEXANDRE JÚNIOR (2013).

6. MODELO DE PAREDE DIAFRAGMA ELABORADO EM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

O projeto estrutural de parede diafragma foi elaborado em conformidade à NBR 6118/2007: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. O modelo foi construído no programa SAP2000 do qual se obtiveram os esforços solicitantes, bem como a deformada da estrutura e seu centro de rotação.

Para simular a contenção de parede diafragma no SAP2000, foi utilizado o modelo “Wall”, opção destacada na Figura 43 abaixo, projetando-se uma estrutura sem elementos de escoramento, como escoras e tirantes, apenas o muro de concreto armado em si.

Figura 43 - Área de trabalho do programa SAP2000 com a opção de criar um novo modelo aberta.



Fonte: AUTOR (2013).

6.1 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS PROJETADOS

A parede diafragma a ser projetada será executada em **solo seco silto-arenoso compactado**, cujas características, de acordo com Das (2011), são dadas abaixo:

- Peso específico (γ): $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$;
- Ângulo de atrito interno (ϕ): $\phi = 35^\circ$.

As dimensões adotadas para a parede diafragma foram as seguintes:

- Comprimento: 10 metros;

- Espessura: 0,30 centímetros;
- Dimensões do módulo no SAP2000: 1m x 1m.

Os modelos de parede diafragma foram elaborados considerando uma faixa linear de parede diafragma de 10 metros, sem levar em consideração a existência de outros elementos estruturais, como, por exemplo, paredes diafragma nas laterais.

Com relação à altura, foram elaboradas quatro paredes diafragma diferentes entre si na altura de escavação, resultando nos elementos:

- 1) Altura de Escavação: 3 metros - representando um subsolo;
- 2) Altura de Escavação: 6 metros - representando dois subsolos;
- 3) Altura de Escavação: 9 metros - representando três subsolos;
- 4) Altura de Escavação: 12 metros - representando quatro subsolos.

Os materiais utilizados para modelar a estrutura foram o concreto e o aço. Para o concreto, segundo a ABNT NBR 6118:2007, utilizou-se as seguintes propriedades:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ é a resistência característica à compressão do concreto;
- Massa específica (ρ): $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$;
- Módulo de Elasticidade (E_{cs}): $E_{cs} = 4760 \cdot \sqrt[2]{f_{ck}} = 4760 \cdot \sqrt[2]{25} = 23800 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson (ν): $\nu = 0,2$;
- Coeficiente de Dilatação Térmica (α): $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- Módulo de Elasticidade Transversal (G_c): $G_c = 0,4 \cdot E_{cs} = 0,4 \cdot (0,85 \cdot E_{ci}) = 0,4 \cdot (0,85 \cdot 28000) = 9520 \text{ MPa}$.

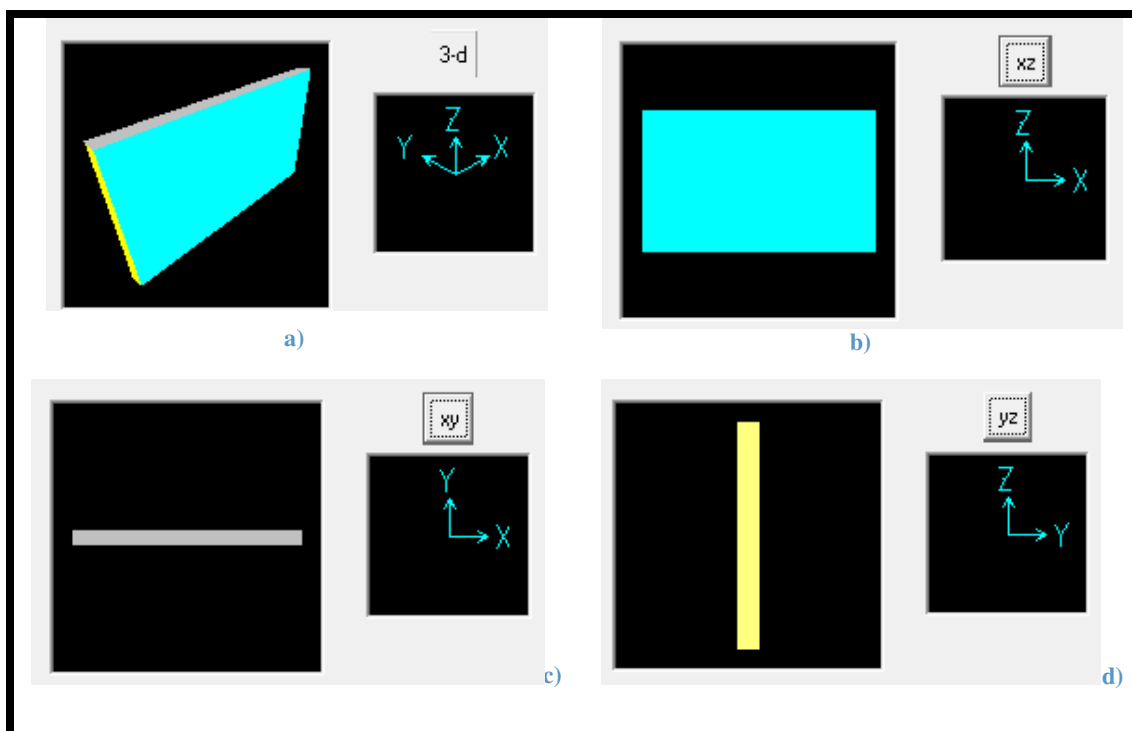
Para o aço, segundo a ABNT NBR 6118:2007, foram utilizadas as seguintes propriedades:

- Massa específica (ρ): $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;
- Módulo de Elasticidade (E): $E = 210 \text{ GPa}$;
- Coeficiente de Dilatação Térmica (α): $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- Módulo de Elasticidade Transversal (G): $G = 80 \text{ GPa}$.

O centro de rotação, ponto nos quais o deslocamento e a rotação são nulos, das paredes diafragma, como mostra a

Figura 29, se localiza na ficha, mas não no ponto final do anteparo. Este ponto funciona como vínculo de segunda ordem no qual a translação vertical no eixo “z” e a translação horizontal no eixo “x” são impedidas, possibilitando as rotações em torno dos três eixos, “x”, “y” e “z”, e a translação no eixo “y”, conforme a posição dos eixos na Figura 44 abaixo:

Figura 44 – Visualização dos eixos no programa SAP2000: a) 3D; b) plano xz; c) plano xy; d) plano zy.



Fonte: AUTOR (2013).

A posição do centro de rotação não é conhecida quando se está definindo as condições de vinculações e cargas atuantes no elemento, apenas quando o programa analisa a estrutura, gerando a deformada e os esforços solicitantes. Logo, não há como saber quais nós correspondem a este ponto, para que recebam os vínculos adequados. Entretanto, para que o programa possa analisar corretamente a estrutura faz-se necessário vincular os nós finais da ficha ao longo do comprimento da parede, portanto, adicionar, aos nós, o vínculo que impede as translações em “x” e “z”, ou seja, que possibilita a translação no eixo “y” e rotação nos três eixos. Quando o programa analisar a estrutura, mostrará as coordenadas do centro de rotação.

Além da vinculação, é preciso simular o comportamento do solo. Como explicado no item 5.1, o comportamento do solo é representado por molas através de coeficientes de recalque. No caso da parede diafragma, os deslocamentos são horizontais e ocorrem no eixo “y”, conforme a configuração dos eixos no SAP2000, devendo-se, portanto, adicionar molas nesta direção. Quando inseridas, as molas simulam o comportamento do solo nos dois sentidos do eixo, ou seja, do solo existente dos dois lados do anteparo. Devido a isso, as molas só podem ser aplicadas na região da ficha, pois acima se encontra a região escavada em que não há solo de um lado do anteparo.

Para cálculo do coeficiente de recalque horizontal, utilizou-se o método recomendado por Teng (1962), explicado no item 5.1. O coeficiente de recalque vertical adotado, de acordo com a Tabela 3, foi de 8 kgf/cm³ e o coeficiente de Poisson, de acordo com a Tabela 5, foi de 0,29, resultando no seguinte coeficiente de recalque horizontal:

$$k_h = k_v \cdot \nu \quad k_h = 8,0,29 \quad k_h = 2,32 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} = 23200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

O coeficiente de recalque horizontal deve ser multiplicado pela área do módulo adotado, neste caso 1m x 1m, resultando em:

$$k_h = 23200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m} = 23200 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Desta forma selecionaram-se os nós compreendidos do fundo da escavação até o fundo da parede diafragma e aplicou-lhes o coeficiente de recalque horizontal igual a $k_h = 23200 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Na linha horizontal de nós do fundo da escavação, o valor do coeficiente de recalque horizontal adotado foi a metade, $k_h = 11600 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, já que o programa SAP2000 trabalha com cargas nos nós e apenas a camada de solo inferior aos nós deve ser simulada por essas molas. A mesma situação ocorre com a linha horizontal de nós do fundo da parede diafragma, sendo que neste caso a camada superior aos nós é que deve ser simulada pelas molas.

A distribuição do empuxo ativo se dá através de carga triangular, proporcional à altura da parede diafragma. Esta pressão atuante pode ser encontrada multiplicando-se o peso específico do solo pela coordenada “z” e pelo coeficiente de empuxo ativo. O programa SAP2000 possui um comando que aplica carga distribuída

triangular, bastando entrar com os seguintes dados: peso específico do solo e coeficiente de empuxo ativo.

Conforme citado no item 3.3.1.2.1, de acordo com a Teoria de Coulomb, o coeficiente de empuxo ativo é encontrado através da equação abaixo:

$$k_a = \frac{\sin^2(\omega + \phi)}{\sin^2 \omega \cdot \sin(\omega - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\omega - \delta) \cdot \sin(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

sendo ω : ângulo formado entre o anteparo e a superfície do terreno livre;

β : inclinação da superfície do terreno;

δ : ângulo atrito solo-muro;

Φ : ângulo de atrito interno do solo.

Através da equação anterior, Das (2011) estabeleceu uma tabela relacionando o coeficiente de empuxo ativo à inclinação do terreno (β), ao ângulo de atrito interno (Φ) e à inclinação da parede interna do anteparo (θ), desde que $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi$. No caso das paredes diafragma, “ θ ” é igual a 0° , já que esta possui paredes verticais, e, no projeto em questão, “ β ” também foi considerado 0° , já que se adotou terreno horizontal.

O coeficiente de empuxo ativo foi determinado a partir da tabela 13.7 de Das (2011), entrando-se com os dados:

$\beta = 0^\circ$ (equivale ao “ α ” da tabela);

$\theta = 0^\circ$;

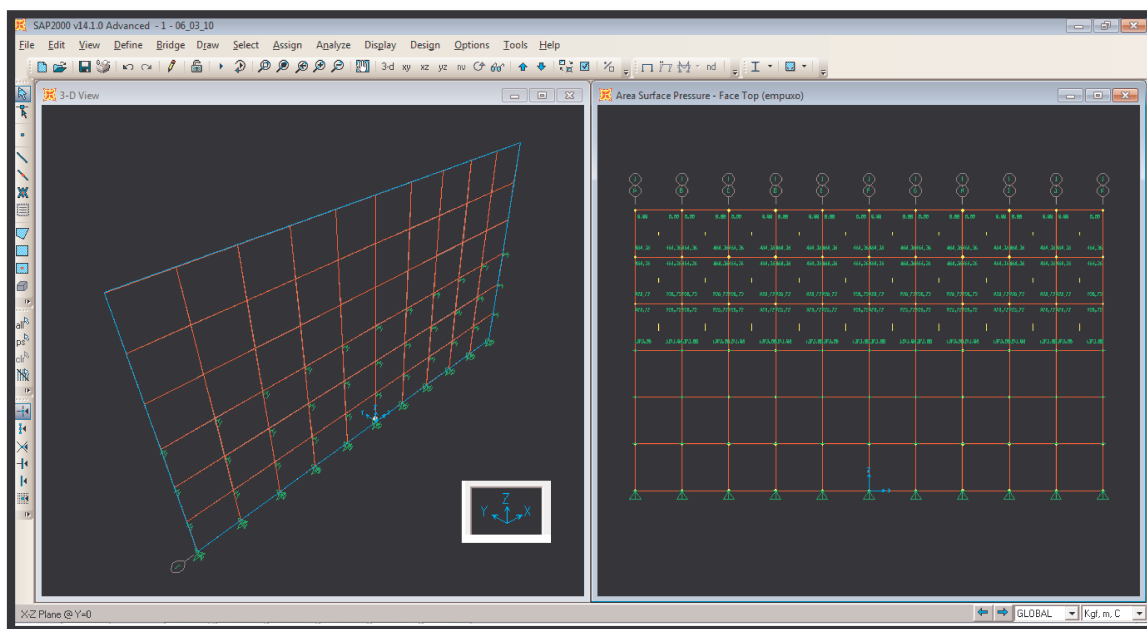
$\phi = 35^\circ$ (equivale ao “ ϕ ” da tabela);

o que resultou no coeficiente de empuxo ativo, $k_a = 0,2444$.

No projeto em questão, selecionaram-se os nós compreendidos do fundo da escavação até o topo do terreno e aplicou-lhes a carga referente ao empuxo ativo, entrando com o peso específico do solo igual a 1900 kg/m^3 e coeficiente de empuxo ativo igual a $0,2444$.

Abaixo segue Figura 45 mostrando, à esquerda, a visualização do SAP2000 em 3D do modelo 1 e, à direita, o plano “xz” do mesmo modelo, sendo que, em ambas telas, os vínculos e cargas atuantes já estão aplicados ao modelo.

Figura 45 – Visualização do modelo 1, elaborado no SAP2000.



Fonte: Print Screen do programa SAP2000 (2013).

6.2 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

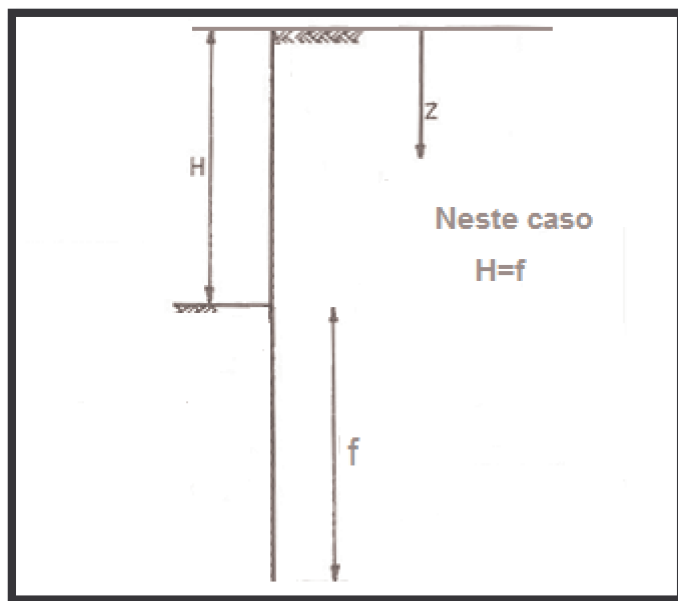
Como mencionado no item 6.1, foram elaboradas quatro paredes diafragmas com as mesmas propriedades, diferentes entre si na altura de escavação, “H”, sendo esta igual a:

- 3 metros: um subsolo;
- 6 metros: dois subsolos;
- 9 metros: três subsolos;
- 12 metros: quatro subsolos.

Ainda, pra cada um destes quatro modelos, foram elaborados dois casos com alturas de ficha, “f”, diferentes, iguais a:

- $f = 1. H$;
- $f = 1,5. H$

Figura 46 – Representação das alturas total, H, e da ficha, f, de uma parede diafragma.



Fonte: AUTOR (2013).

Esta escolha foi baseada na recomendação de Stuart (2012), explicada no item 4.2.1, que, através da Figura 8-4 da obra em questão, possibilita a obtenção da altura da ficha através das alturas de escavação e do lençol freático e dos coeficientes de empuxo passivo e ativo do solo.

O coeficiente passivo foi obtido através da equação do coeficiente de empuxo passivo para solos sem coesão, de acordo com a Teoria de Rankine:

$$k_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3,69$$

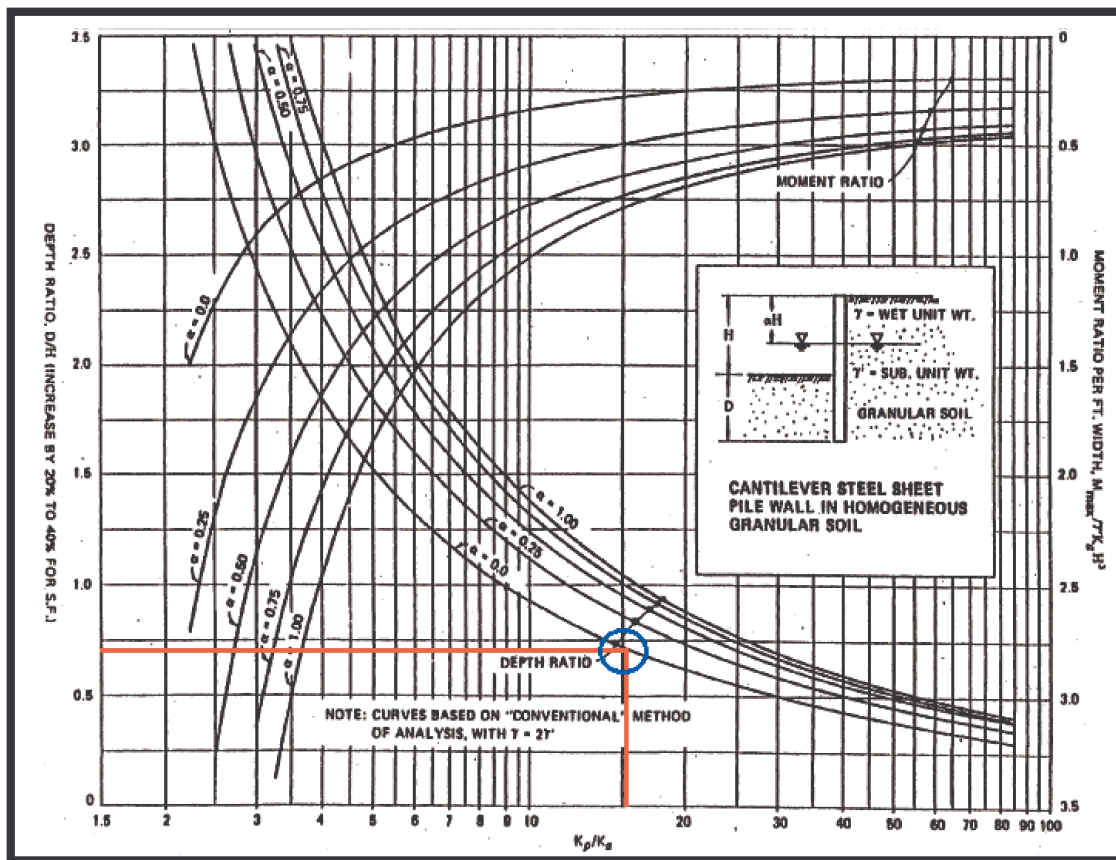
A relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo resultou em:

$$\frac{k_p}{k_a} = \frac{3,69}{0,2444} = 15,1$$

Quanto à profundidade do lençol freático, no projeto em questão não há influência da água na parede diafragma, pelo fato do lençol freático estar situado abaixo dela. Assim, o valor do “ α ”, relação entre as alturas de nível de água e de escavação, é igual a zero.

Entrando com “ α ” igual a zero e “ k_p/k_a ” igual a 15,1, destacados em vermelho na Figura 47, a relação D/H resulta em 0,7, destacada com o círculo azul.

Figura 47 – Obtenção da relação H/D através da relação entre os coeficientes de empuxo passivo e ativo e da profundidade do lençol freático.



Fonte: STUART (2012).

A escolha pelas opções de altura de ficha igual a 1 e 1,5 vezes a altura de escavação, excluindo a opção de 0,5 vezes, foi devido aos deslocamentos gerados no topo da parede diafragma, já que não é comum a escolha pelo coeficiente 0,5 pois acarreta em deslocamentos altos.

Estas opções resultaram em oito modelos de paredes diafragma cujas dimensões são dadas na Tabela 6 abaixo:

Tabela 6 - Alturas das 08 paredes diafragma elaboradas.

Altura de Escavação (m)	Altura da Ficha (m)		Altura Total (m)	
	f=1.H	f=1,5.H	f=1.H	f=1,5.H
H = 3	3	4	6	7
H = 6	6	9	12	15
H = 9	9	13	18	22
H = 12	12	18	24	30

Fonte: AUTOR (2013).

No caso das paredes diafragma cuja altura da ficha resultou em número decimal, arredondou-se o valor para o número inteiro imediatamente abaixo deste, já que os módulos no SAP2000 foram construídos com as dimensões de 1m x 1m.

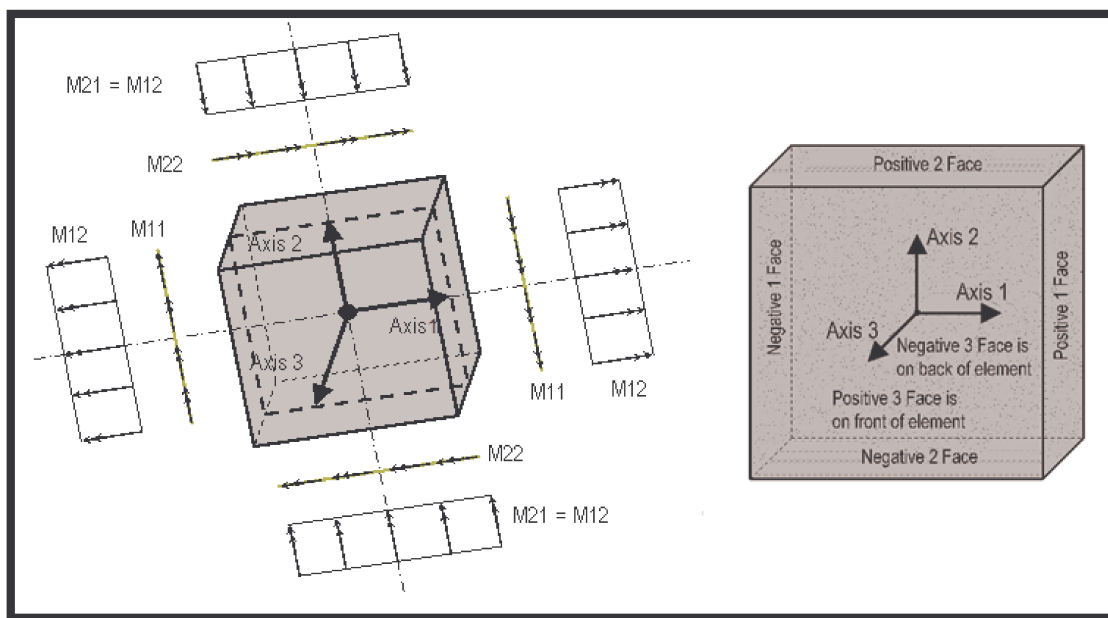
Os oito modelos de paredes diafragma foram elaborados no SAP2000 com as mesmas condições de vinculação, aplicação de molas e carregamento, fazendo-se as devidas adaptações de acordo com as alturas dos elementos. Para que o programa possa analisar o elemento, faz-se necessário escolher a combinação de cargas atuantes. Neste caso, a combinação foi formada com o empuxo ativo atuando com coeficiente igual a um. Após esta etapa, com o comando do usuário, o programa analisa a estrutura, trazendo como resultados os deslocamentos e esforços solicitantes nos diversos nós do elemento.

A parede diafragma se comporta como uma placa associada à flexão local devida a ações normais a seu plano, no caso, ao empuxo. As placas podem ser armadas nas duas direções ou apenas em uma, dependendo das dimensões de seus vãos. Quando a relação entre o maior (l_y) e o menor (l_x) vão for maior que 2, ou seja, $\left(\lambda = \frac{l_y}{l_x}\right) > 2$, diz-se que a placa é unidirecional, devendo ser armada na direção do menor vão, já que os esforços na outra direção são desprezíveis, podendo ser absorvidos pela armadura de distribuição. Isto se deve ao fato da parcela correspondente à reação de apoio no lado menor ser muito pequena e, conseqüentemente, o momento fletor na direção do maior vão também resultar muito menor que o momento fletor na menor direção. Quando a relação entre os vãos for menor que 2, ou seja, $\left(\lambda = \frac{l_y}{l_x}\right) < 2$, diz-se que a placa é bidirecional, devendo ser armada nas duas direções.

As placas unidirecionais são dimensionadas como uma viga de comprimento igual ao menor vão da placa submetida a um carregamento vertical. Os momentos fletores, positivos e negativos, dependem dos tipos de apoios do elemento e

podem ser encontrados aplicando-se fórmulas simples que dependem do carregamento e do vão. As placas bidirecionais estão sujeitas a esforços nas direções do menor e do maior vão, recebendo, desta forma, armaduras nas duas direções. Para os esforços solicitantes, o SAP2000 utiliza como convenção os eixos indicados na Figura 48 abaixo:

Figura 48 - Convenção do sistema de eixos e momentos fletores.



Fonte: Print screen do programa SAP2000 (2013).

O momento $M_{12}=M_{21}$, quando presente, gera torção no elemento. No caso da parede diafragma este esforço pode ser desconsiderado, já que não há momentos torçores atuando na estrutura. O momento M_{11} atua sobre as faces 1, positiva e negativa, na direção do eixo 2 e o momento M_{22} sobre as faces 2, positiva e negativa, na direção do eixo 1.

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

7.1 MOMENTOS FLETORES

Conforme explicado no item anterior, foram simuladas oito paredes diafragma no programa SAP2000 das quais se obtiveram os esforços solicitantes.

Abaixo segue Tabela 7 com os valores de momentos fletores e deslocamentos obtidos nos oito modelos elaborados no SAP2000. Os momentos “M__ MÍNIMO” se referem aos menores momentos encontrados pra cada caso e, conseqüentemente, o “M__ MÁXIMO” aos maiores momentos.

Tabela 7 – Valores dos momentos fletores e deslocamentos encontrados nas paredes diafragma elaboradas.

Nº Subs. (un)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)	Desloc. (cm)	M11 Mín. (kN.m)	M11 Máx. (kN.m)	M22 Mín. (kN.m)	M22 Máx. (kN.m)
1	3	3	6	0,59	-3,89	1,73	-24,38	0,07
		4	7	0,51	-4,46	1,65	-25,68	0,06
2	6	6	12	6,29	-30,95	7,22	-180,99	2,66
		9	15	6,28	-30,95	7,22	-180,96	8,26
3	9	9	18	32,98	-100,63	17,05	-600,43	27,01
		13	22	32,98	-100,63	17,05	-600,41	27,52
4	12	12	24	114,18	-239,55	30,65	-1.407,05	66,29
		18	30	114,18	-239,55	30,65	-1.407,05	66,35

Fonte: AUTOR (2013).

A distribuição dos momentos fletores dos 8 casos de paredes diafragma simulados no SAP2000 pode ser conferida na Figura 49 à Figura 56 representadas abaixo, cuja fonte é Print Screen do programa SAP2000, de acordo com a nomenclatura adotada na Tabela 8.

Tabela 8 – Nomenclatura adotada para os 8 modelos simulados no SAP2000.

Modelo	Altura Escavação (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)
1	3	3	6
2	3	4	7
3	6	6	12
4	6	9	15
5	9	9	18
6	9	13	22
7	12	12	24
8	12	18	30

Fonte: AUTOR (2013).

No final das figuras abaixo, que representam a distribuição do momento fletor, há a indicação dos valores dos momentos fletores encontrados no SAP2000. No canto inferior direito, está a unidade destes momentos, que, em todos os modelos, é “kN, cm”. Assim, a unidade dos momentos é $\frac{kN.cm}{cm}$.

Figura 49 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 1.

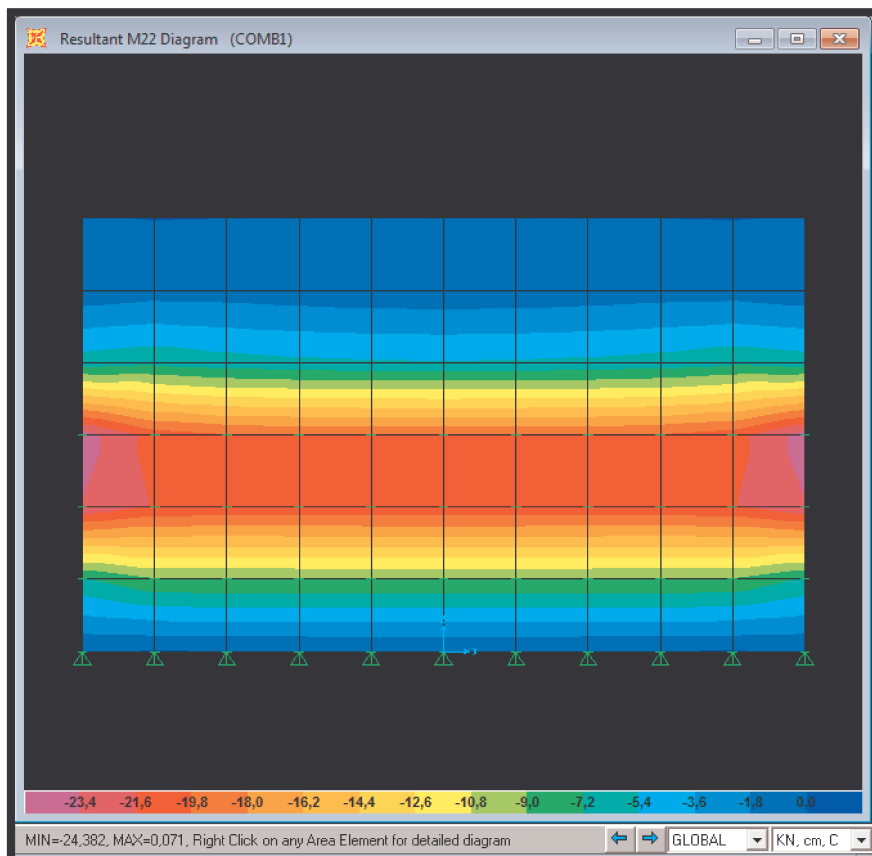
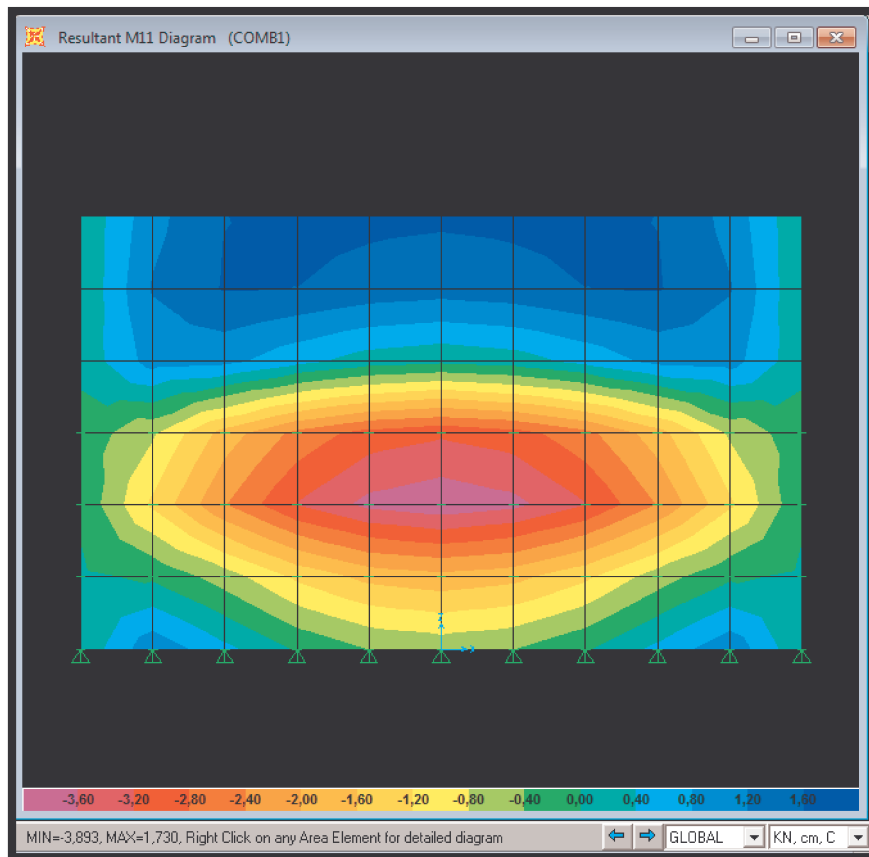


Figura 50 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 2.

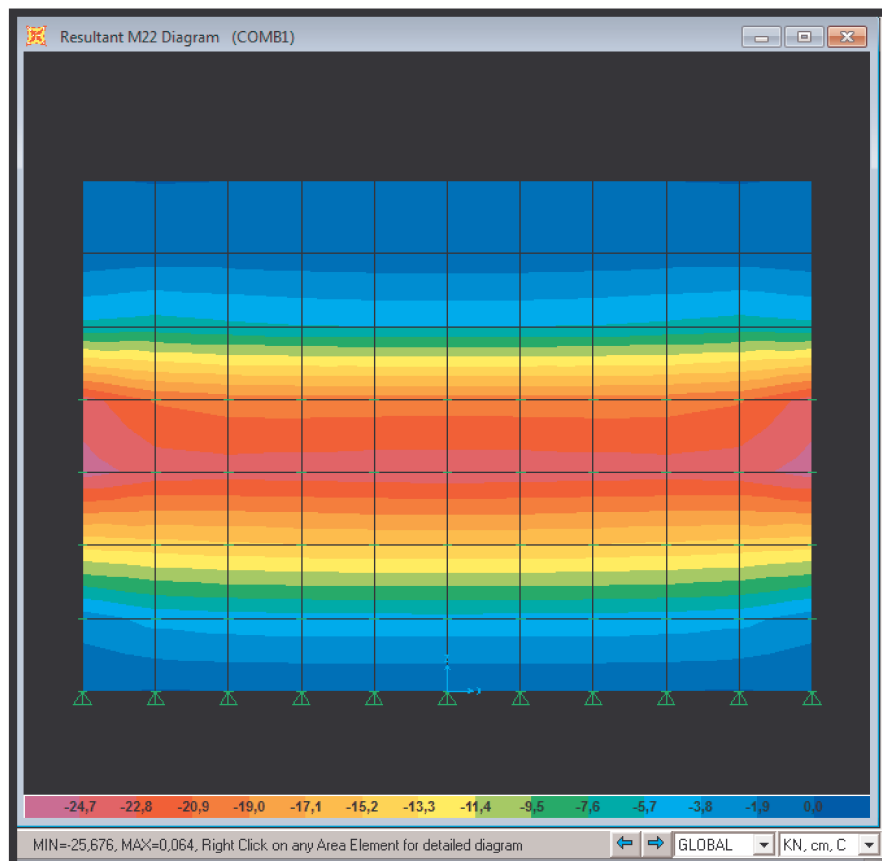
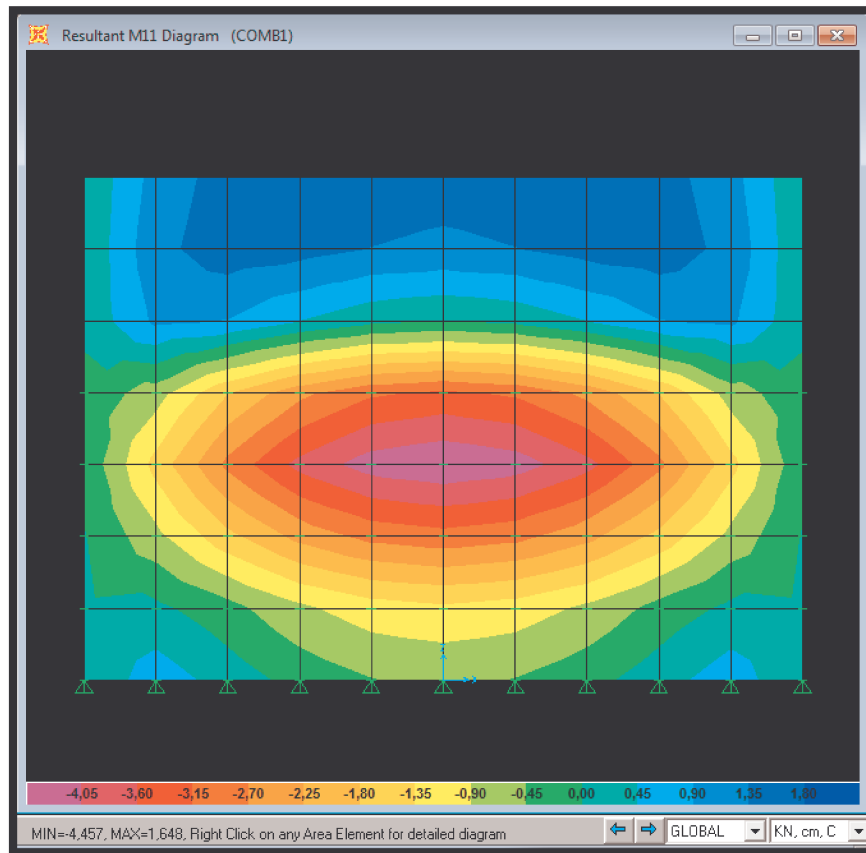


Figura 51 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 3.

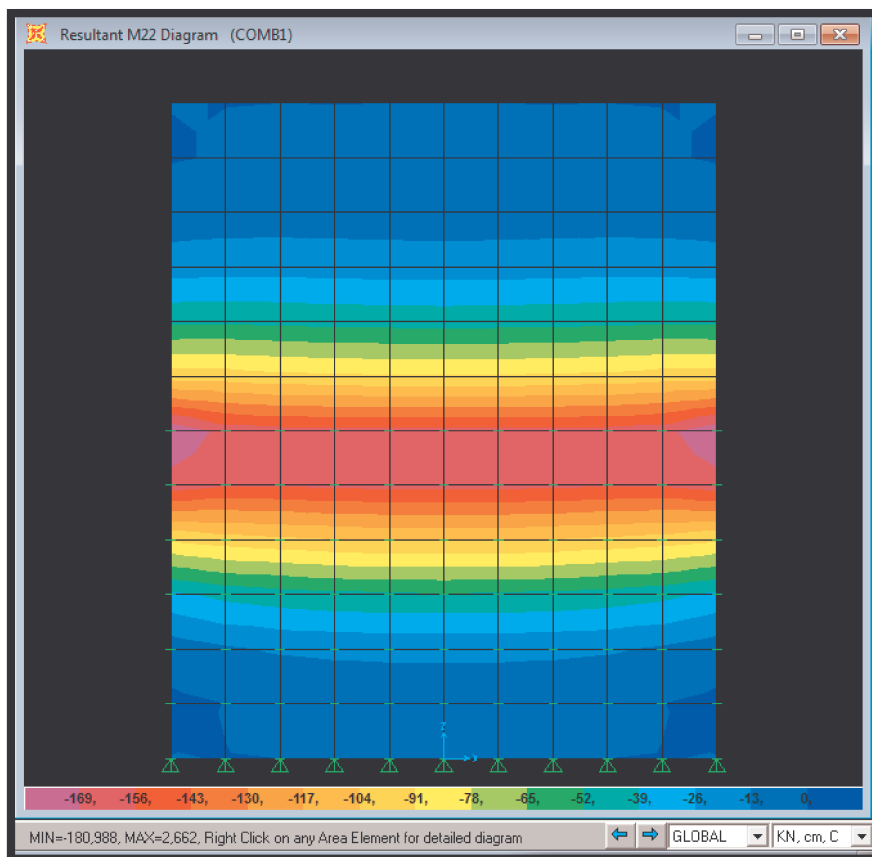
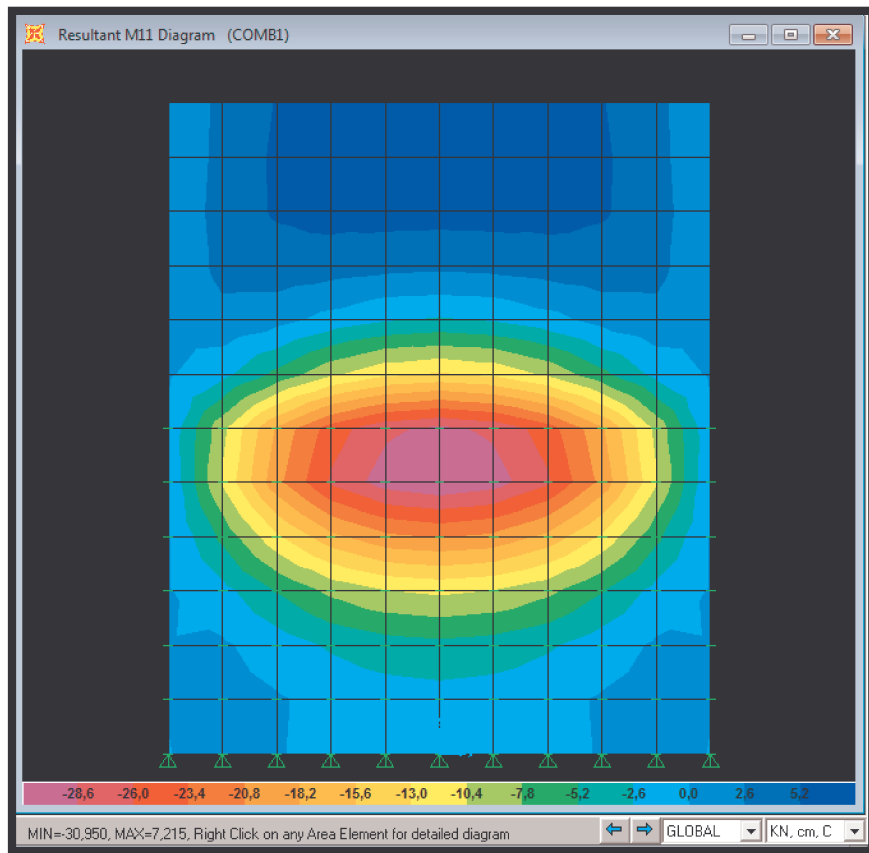


Figura 52 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 4.

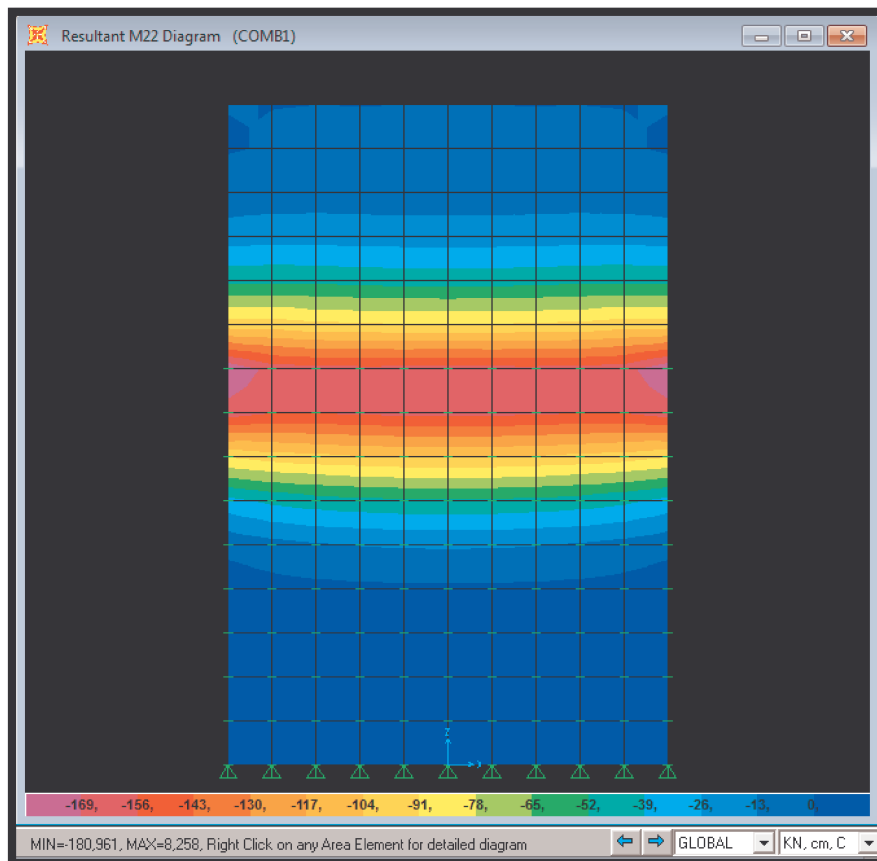
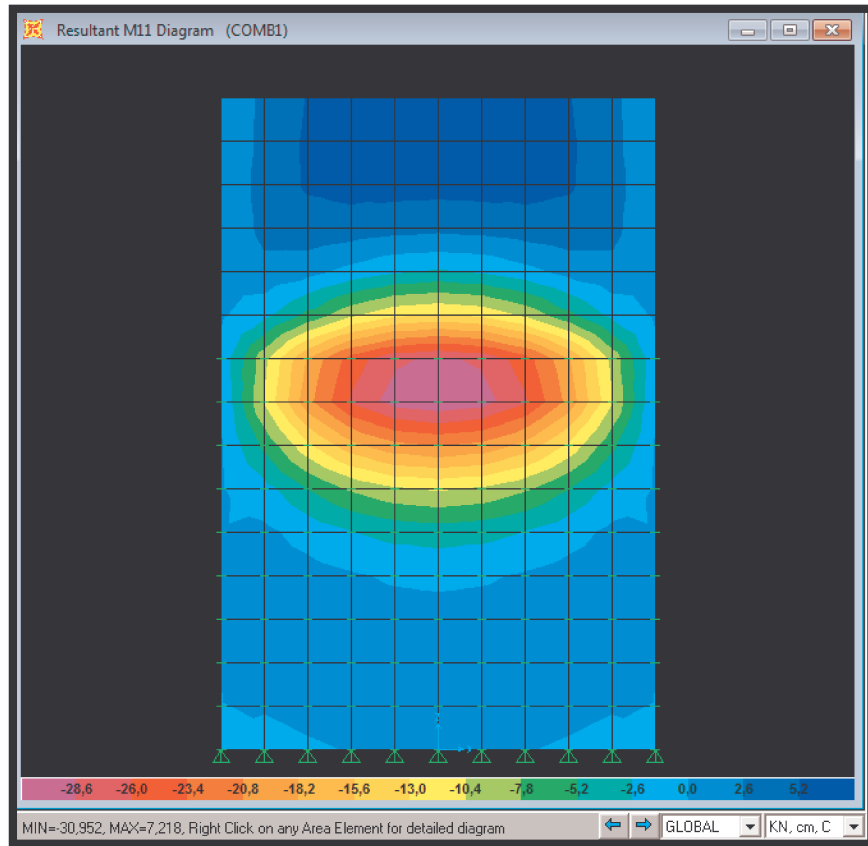


Figura 53 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 5.

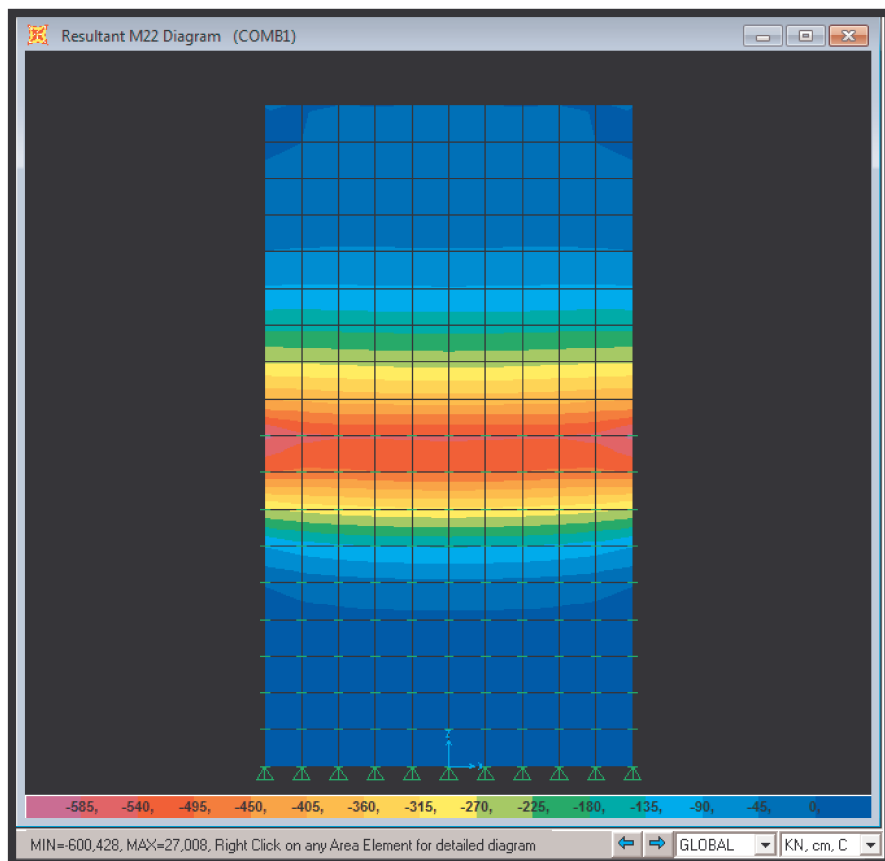
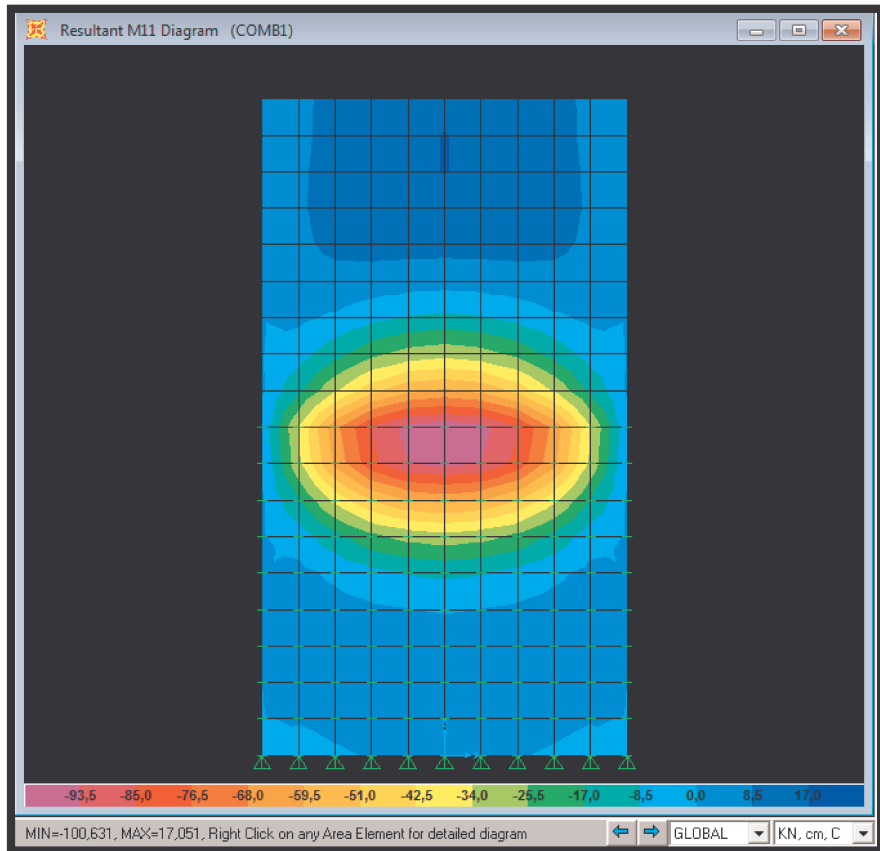


Figura 54 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 6.

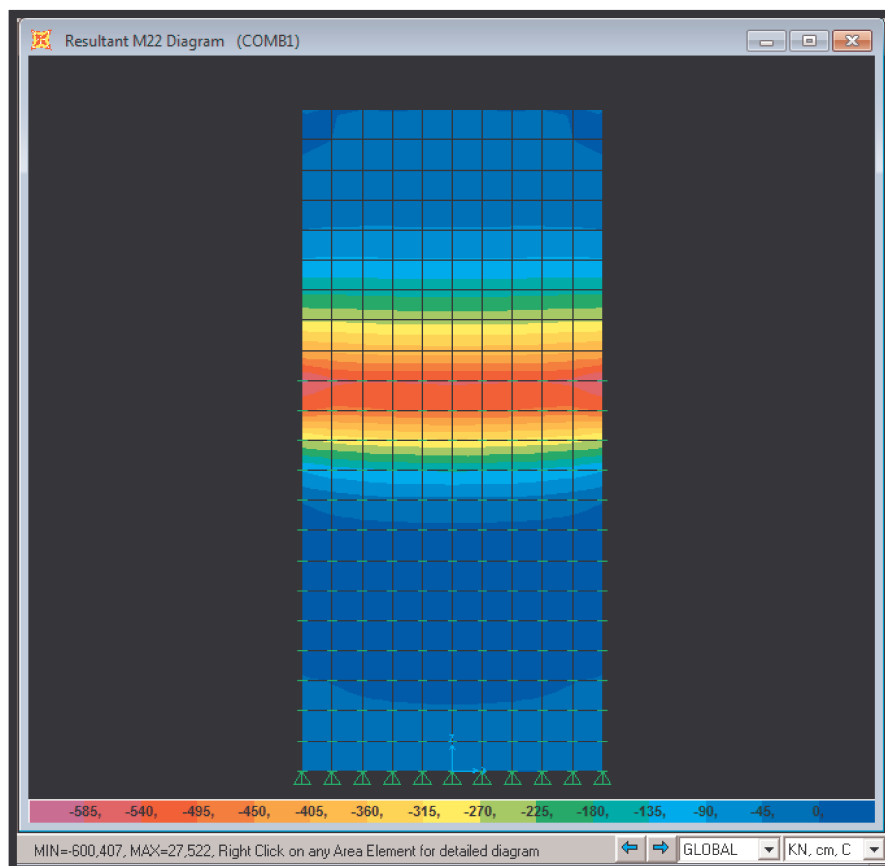
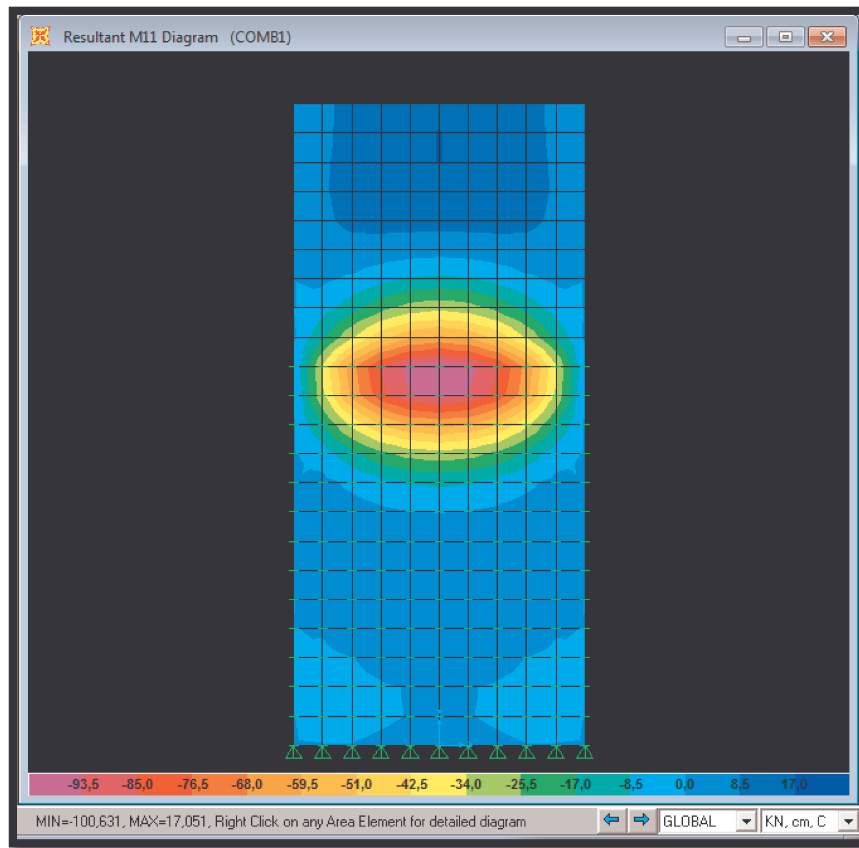


Figura 55 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 7.

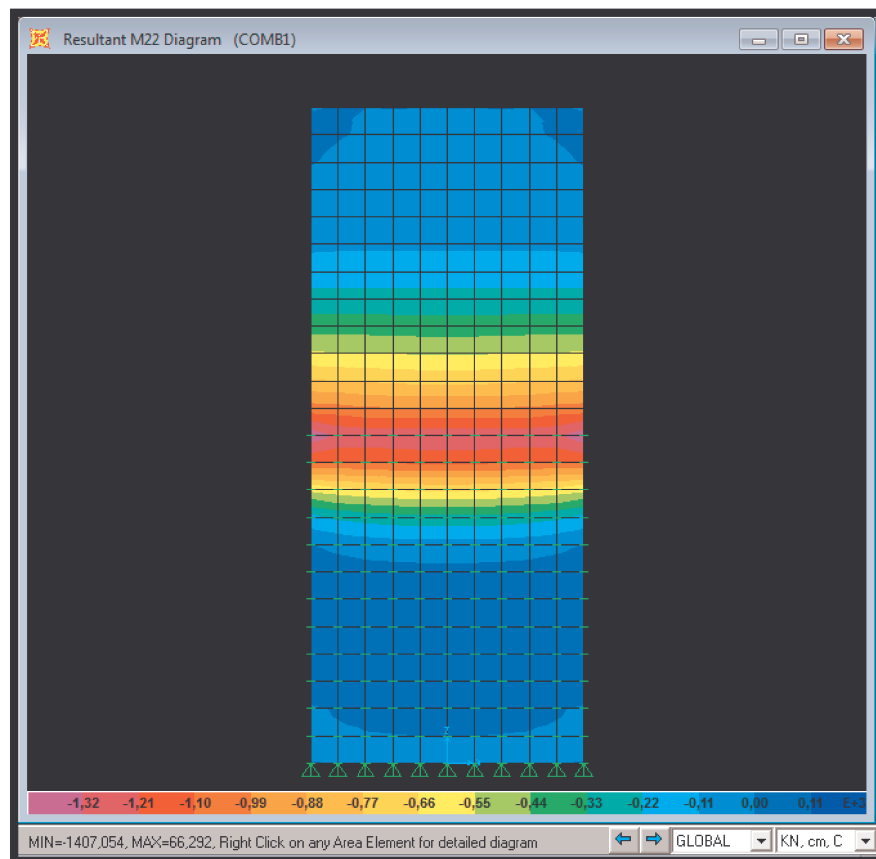
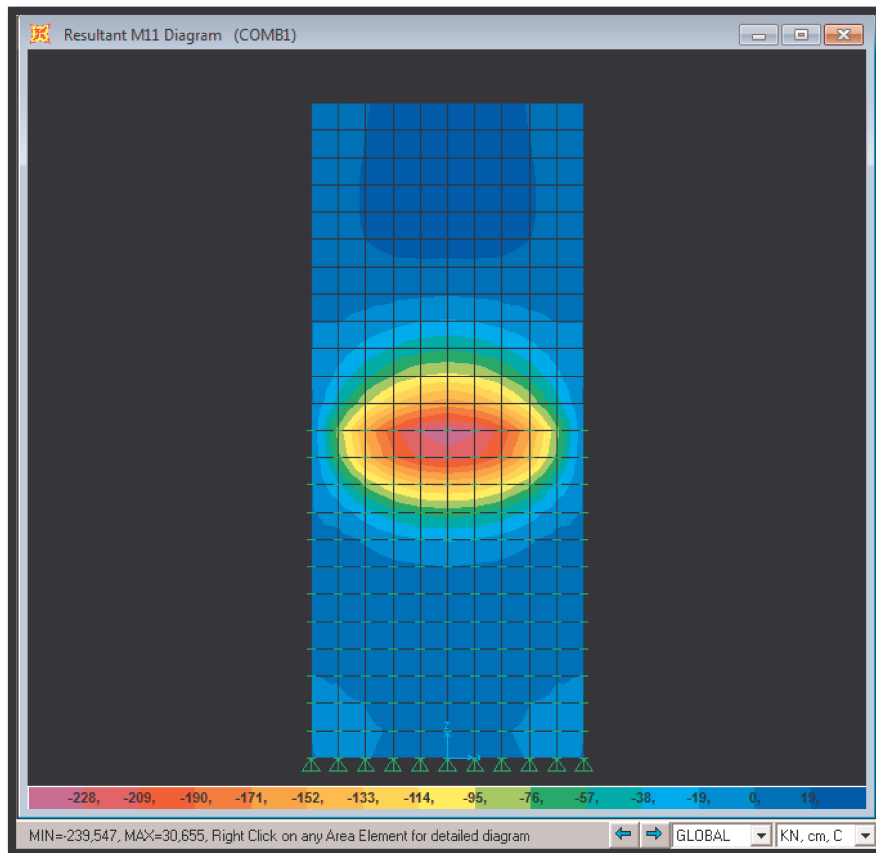
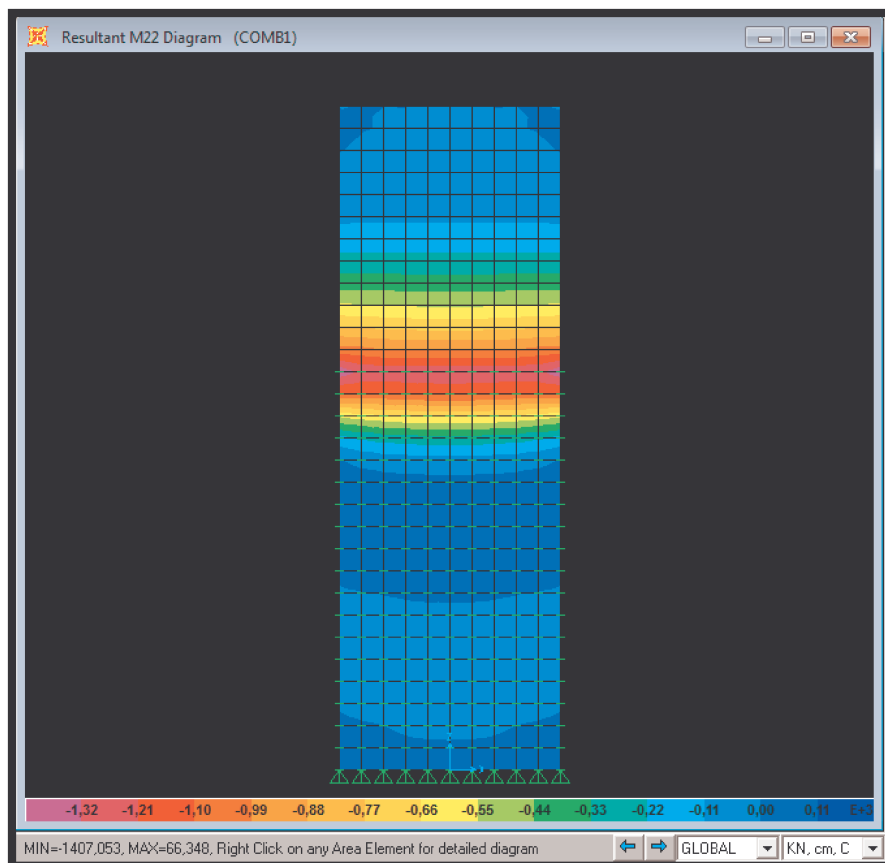
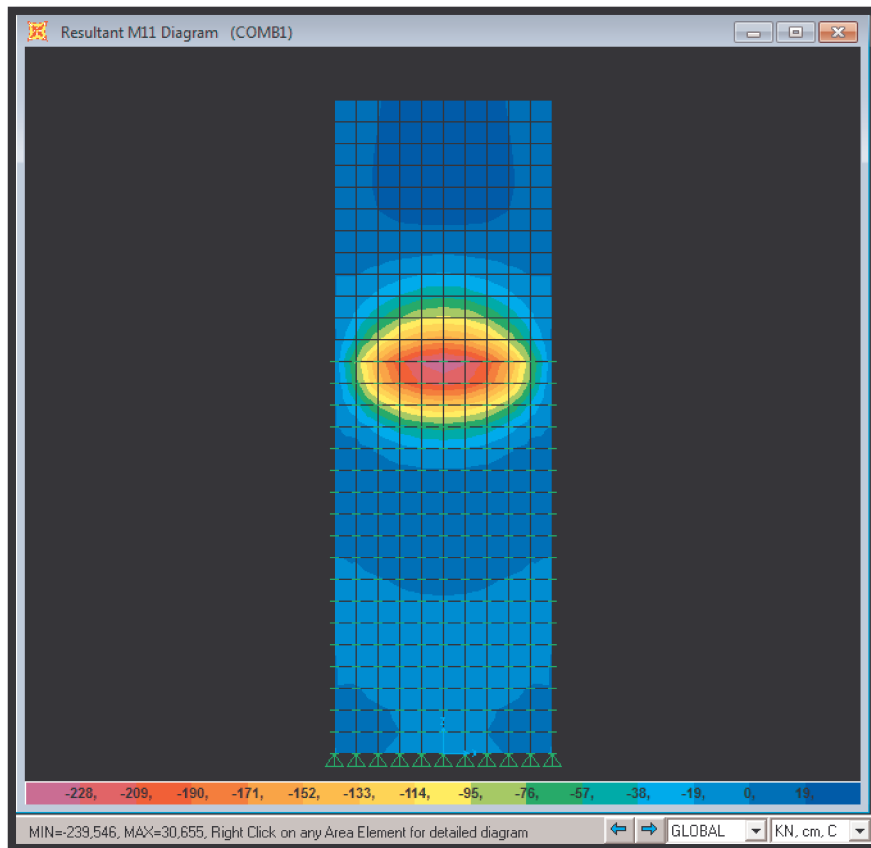


Figura 56 - Momentos fletores, M11 e M22, respectivamente, para modelo 8.



Para melhor compreensão dos momentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000, segue, abaixo, novamente a Tabela 9:

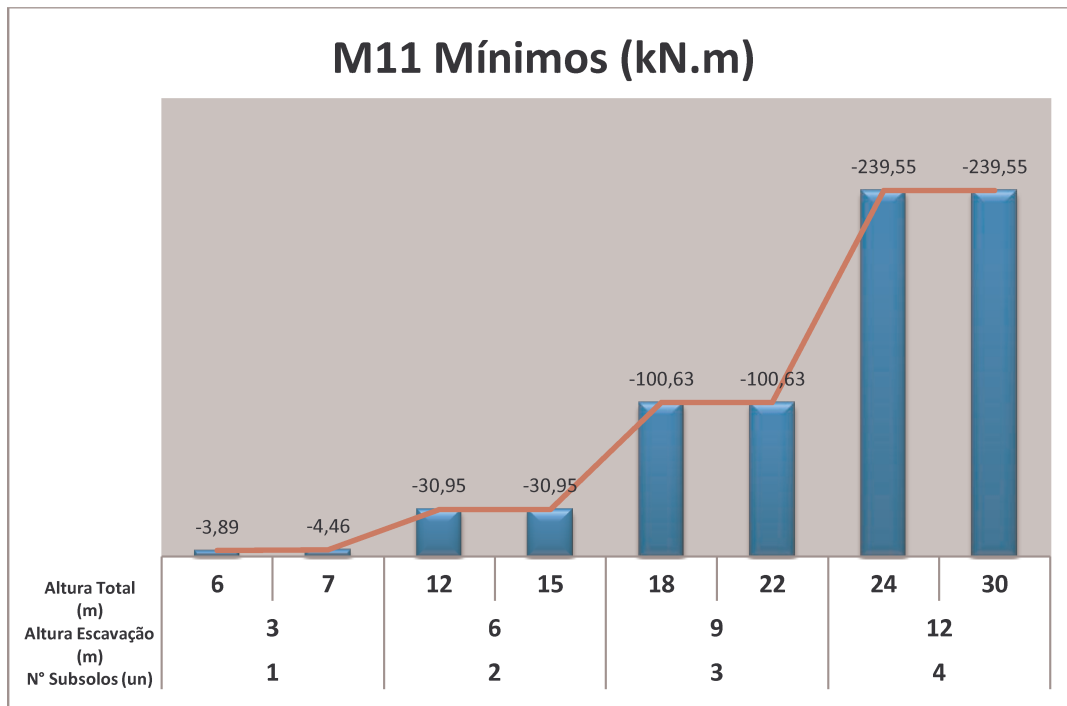
Tabela 9 – Deslocamentos e momentos obtidos nos 08 casos elaborados no programa SAP2000.

Nº Subs. (un)	H (m)	Modelo	f (m)	Altura Total (m)	M11 Mín. (kN.m)	M11 Máx. (kN.m)	M22 Mín. (kN.m)	M22 Máx. (kN.m)
1	3	1	3	6	-3,89	1,73	-24,38	0,07
		2	4	7	-4,46	1,65	-25,68	0,06
2	6	3	6	12	-30,95	7,22	-180,99	2,66
		4	9	15	-30,95	7,22	-180,96	8,26
3	9	5	9	18	-100,63	17,05	-600,43	27,01
		6	13	22	-100,63	17,05	-600,41	27,52
4	12	7	12	24	-239,55	30,65	-1.407,05	66,29
		8	18	30	-239,55	30,65	-1.407,05	66,35

Fonte: AUTOR (2013).

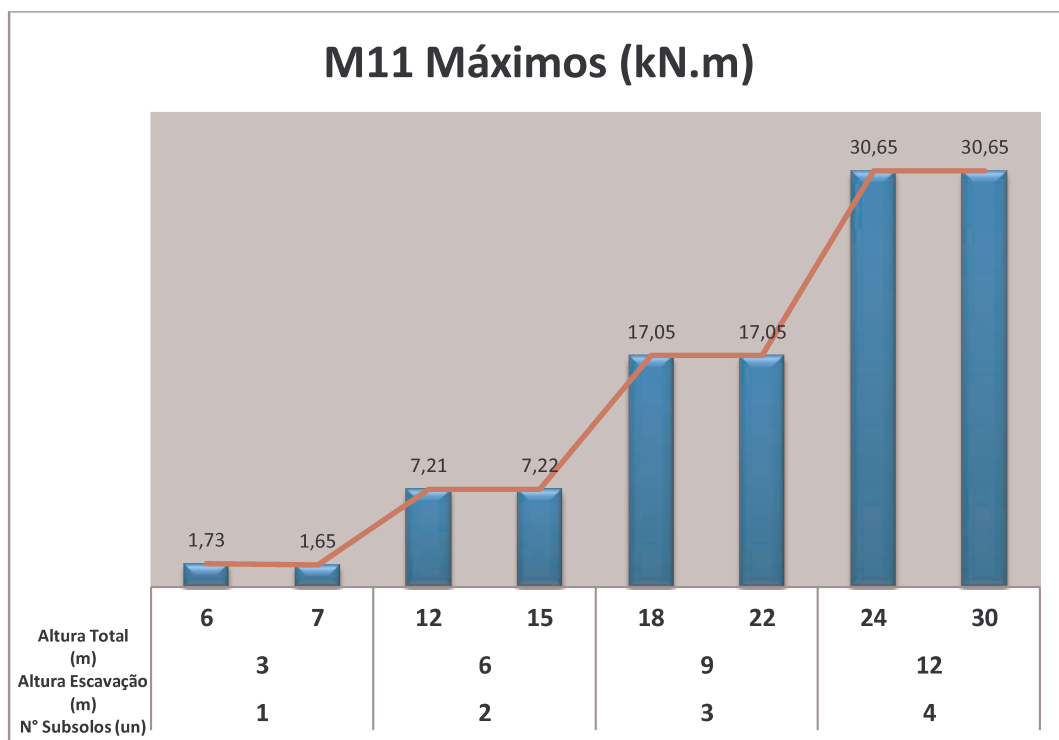
Para um melhor entendimento dos momentos fletores encontrados, seguem abaixo o Gráfico 1 à Gráfico 4.

Gráfico 1 – Momentos fletores mínimos na direção do eixo 2, ou seja, “M11”, de acordo com as características das paredes diafragma.



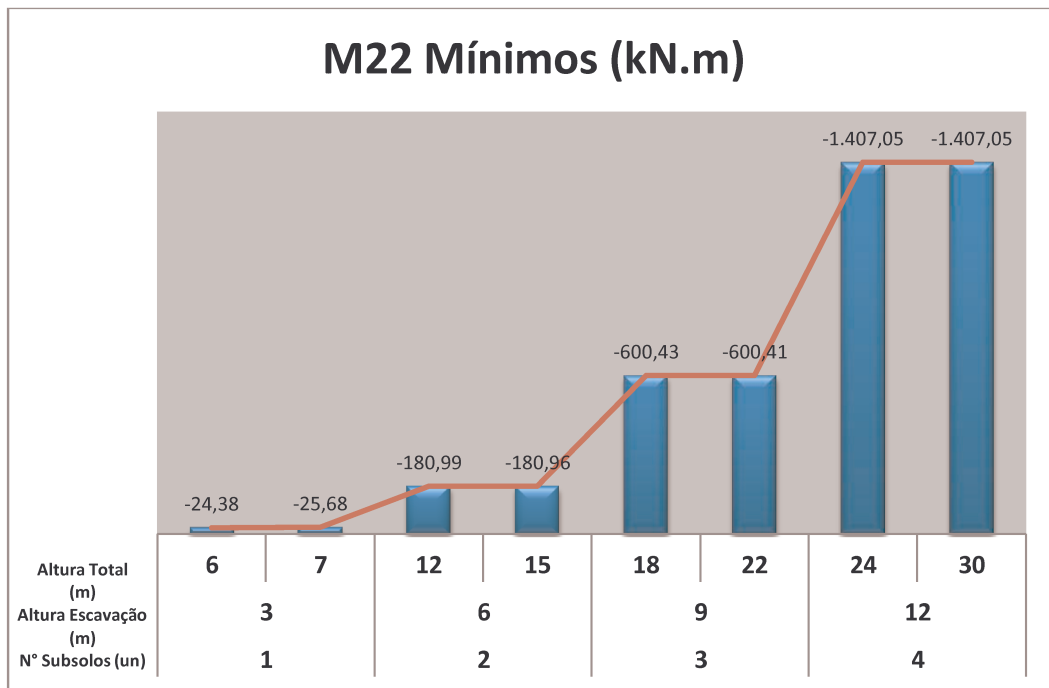
Fonte: AUTOR (2013).

Gráfico 2 - Momentos fletores máximos na direção do eixo 2, ou seja, “M11”, de acordo com as características das paredes diafragma.



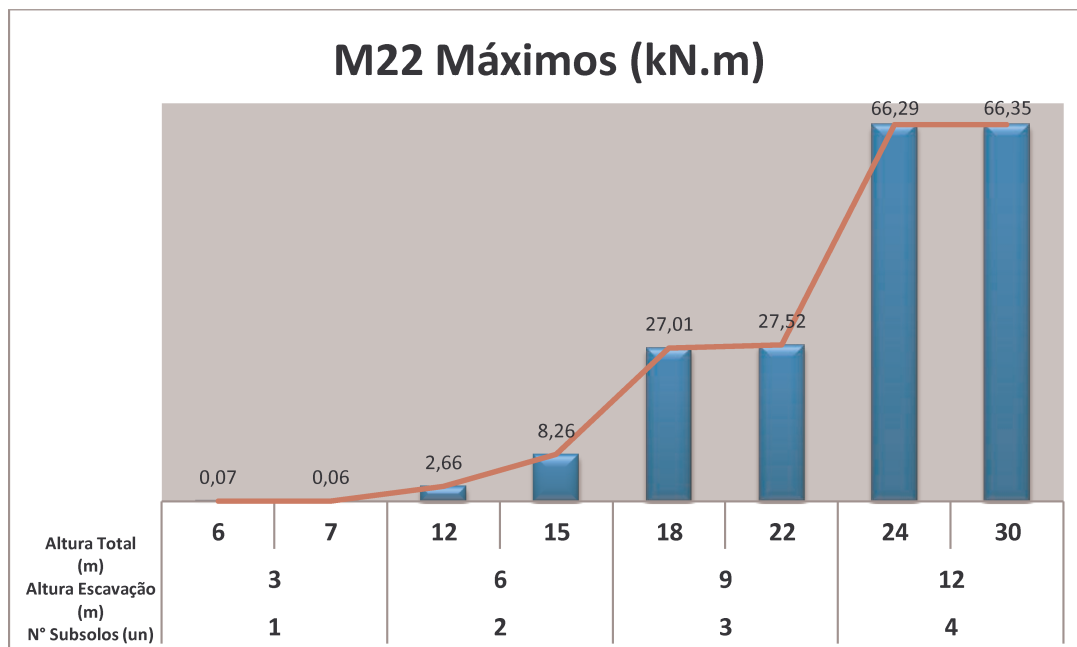
Fonte: AUTOR (2013).

Gráfico 3 - Momentos fletores mínimos na direção do eixo 1, ou seja, “M22”, de acordo com as características das paredes diafragma.



Fonte: AUTOR (2013).

Gráfico 4 - Momentos fletores máximos na direção do eixo 1, ou seja, “M22”, de acordo com as características das paredes diafragma.



Fonte: AUTOR (2013).

Os dois modelos, em que $f=1.H$ e $f=1,5.H$, elaborados pra cada altura de escavação, de 1 a 4 subsolos, em geral, resultaram em momentos fletores bem próximos.

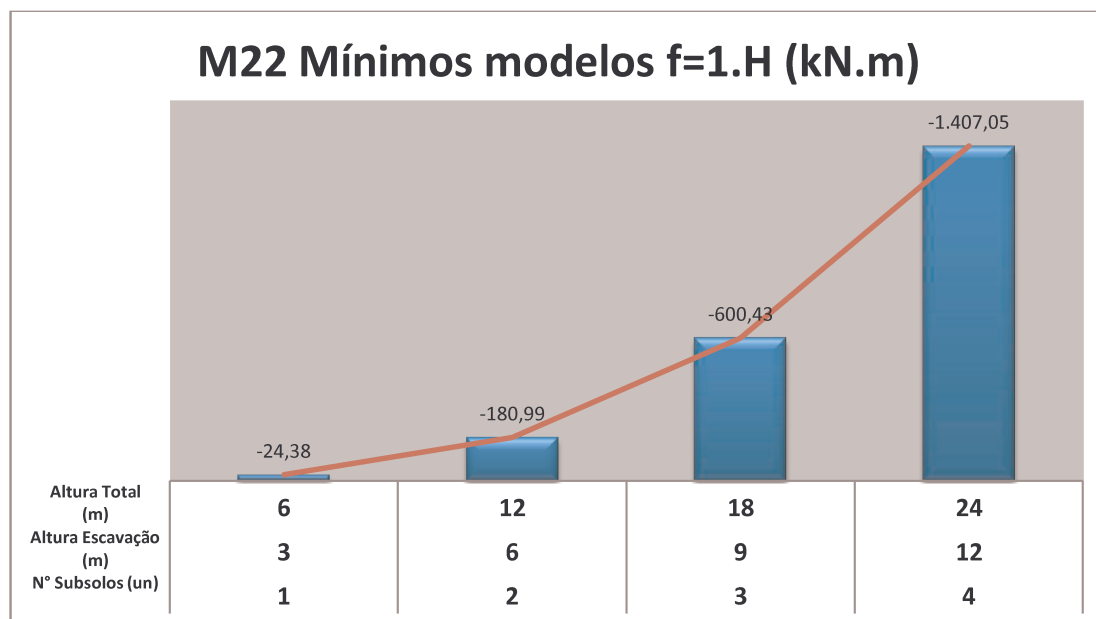
No caso de escavação de um subsolo, os momentos máximos obtidos foram muito semelhantes. Com relação aos momentos mínimos, os obtidos no modelo 2, em que $f=1,5.H$, foram maiores que os do modelo 1, em que $f=1.H$, porém esta diferença foi baixa, em média de apenas 1 kN.m.

Para a escavação de dois subsolos, apenas no momento M22 máximo houve diferença significativa entre os dois modelos, já que, no modelo 4, em que $f=1,5.H$, este valor foi três vezes maior que o obtido no modelo 3, em que $f=1.H$. Porém, estes momentos são relativamente baixos, assim, não implicam em diferenças significativas na armadura.

Nos casos de escavação de três e quatro subsolos, os momentos M11 mínimos, obtidos nos modelos de $f=1.H$ e $f=1,5.H$, apresentaram valores idênticos e os momentos M22 foram praticamente iguais, já que, quando houve diferença nos valores, esta foi de, no máximo, 0,5 kN.m.

Para o dimensionamento, explicado no item 7.4, serão utilizados os momentos M22 mínimos nos casos em que $f=1.H$. Assim, abaixo, segue Gráfico 5, que mostra a variação dos momentos de acordo com a altura da ficha.

Gráfico 5 – Momentos M22 mínimos obtidos no SAP2000 para os modelos em que $f=1.H$ de acordo com o número de subsolos escavados.

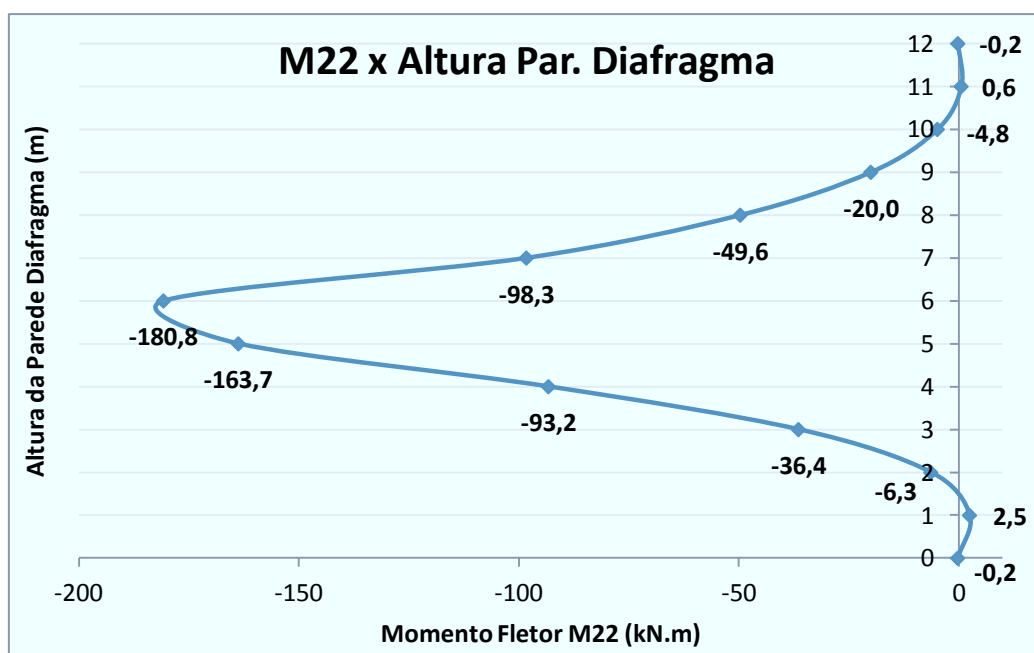


Fonte: AUTOR (2013).

Através do Gráfico 5 acima, verifica-se que a linha vermelha, que liga a série de dados, muda de inclinação. Esta cresce com o aumento na altura de ficha, maior no caso de escavação de quatro subsolos. A diferença entre os momentos obtidos nos casos de 1 e 2 subsolos é de 156,6 kN.m, passando para 419,4 kN.m entre os casos de 2 e 3 e para 806,6 kN.m entre os casos de 3 e 4 subsolos. Isto ocorre pelo fato do momento fletor, em elementos sujeitos a cargas distribuídas, ser proporcional ao quadrado do vão do elemento, que cresce, entre os números de subsolos, 6 metros.

Abaixo segue Gráfico 6, correspondente à distribuição dos momentos fletores M22, exemplificado para o Modelo 3, em que a altura da parede diafragma é igual a 12 metros.

Gráfico 6 – Distribuição dos momentos fletores M22 para o Modelo 3.



Fonte: AUTOR (2013).

7.2 DESLOCAMENTOS

Quanto aos deslocamentos gerados nos oito modelos de paredes diafragma simulados no SAP2000, praticamente não houve variações dentro dos 2 modelos existentes em cada caso de escavação. Os deslocamentos, com o aumento do número de subsolos escavados, crescem significativamente, conforme o Gráfico 7 abaixo:

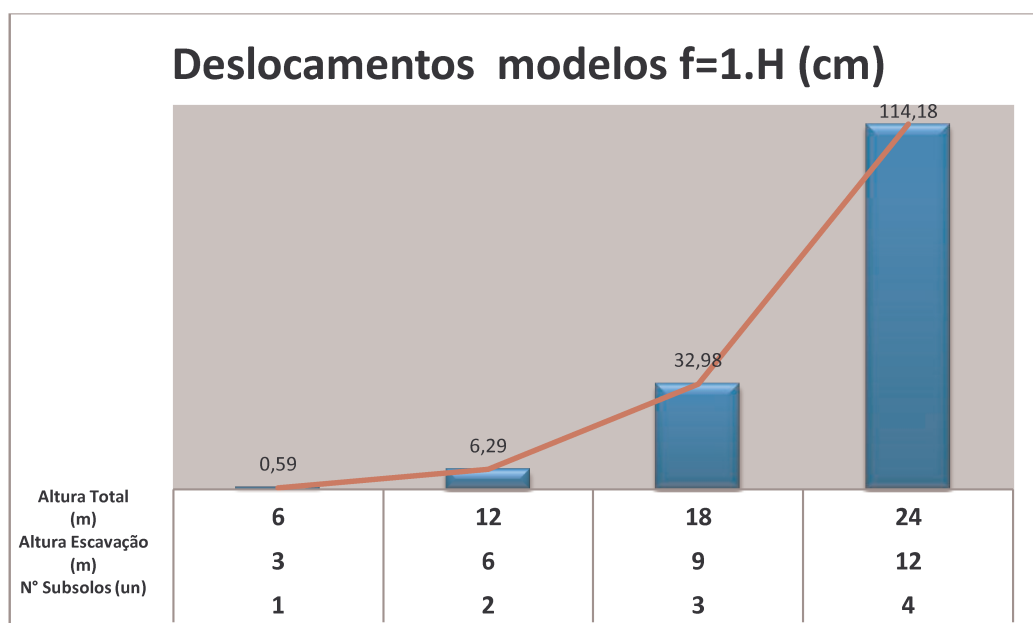
Gráfico 7 – Deslocamentos obtidos nos 08 modelos elaborados, de acordo com as características das paredes diafragma.



Fonte: AUTOR (2013).

Para melhor visualização do crescimento dos deslocamentos com o aumento do número de subsolos escavados, segue abaixo o Gráfico 8 para o caso de flecha (f) igual a 1 vez a altura de escavação (H), que será o caso utilizado para o dimensionamento:

Gráfico 8 – Deslocamentos obtidos no SAP2000 para os modelos em que “ $f=1.H$ ” de acordo com o número de subsolos escavados.



Fonte: AUTOR (2013)

Com o gráfico acima, é possível notar que, dependendo do número de subsolos escavados, fica inviável executar uma parede diafragma sem elementos de escoramento devido aos grandes deslocamentos gerados no topo do elemento. Conforme o Gráfico 8 acima, no caso de escavação de 4 subsolos, por exemplo, no qual a altura de escavação é igual a 12 metros e a altura da ficha é de 12 metros, o deslocamento no topo da parede diafragma é de 1,14 metros, um deslocamento muito alto.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, os deslocamentos nos elementos devem ser verificados no estado limite de serviço de deformações excessivas. Porém, na referência bibliográfica nacional expressiva, não há valores ou sugestões de deslocamentos admissíveis para as paredes diafragma. A ABNT NBR 6118:2007, na Tabela 13.2, traz alguns deslocamentos limites de acordo com o tipo de efeito que estes causam. Porém, as expressões desta, os quais algumas poderiam ser aplicadas ao elemento estrutural em questão, foram elaboradas considerando a ocorrência de deslocamentos na vertical e não na horizontal, não valendo, portanto, para as paredes diafragma. Além disto, os deslocamentos admissíveis, neste caso, devem levar em consideração a existência, ou não, de elemento que estará posicionado acima da parede diafragma durante a vida útil da estrutura, como, por exemplo, um pilar, uma parede de alvenaria de tijolos, pois, dependendo desta finalidade, com a parede diafragma podendo servir de fundação ou simplesmente como obra provisória de contenção, por exemplo, os deslocamentos admissíveis poderão ser maiores ou menores.

Na falta de um parâmetro mais adequado para o cálculo dos deslocamentos admissíveis, será utilizado o item da Tabela 13.2, Limites para deslocamentos, da ABNT NBR 6118:2007 de aceitabilidade visual dos deslocamentos em elementos estruturais. A tabela traz a expressão do deslocamento limite como o menor vão do elemento dividido por 250, sendo que, em caso de balanço, este vão deve ser considerado o dobro do balanço. No projeto em questão, este vão foi considerado do centro de rotação até o topo da parede diafragma. O SAP2000, como já comentado, apresenta os valores de deslocamentos nos nós, assim não há como saber exatamente a posição do centro de rotação. Assim, a favor da segurança, o centro de rotação foi considerado no nó mais próximo deste e a distância, para cálculo do deslocamento admissível, foi tomada deste nó até o topo da parede diafragma.

Abaixo segue Tabela 10 com os valores dos deslocamentos obtidos nos oito modelos simulados no SAP2000 e os deslocamentos admissíveis calculados de acordo com a metodologia apresentada anteriormente, sendo que o “OK”, na última coluna da tabela, representa que o deslocamento da parede diafragma é menor que o admissível.

Tabela 10 – Verificação dos deslocamentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000 de acordo com o deslocamento admissível adotado.

Nº Subs. (un)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)	Desloc. (cm)	Desloc. Adm. (cm)	Verificação
1	3	3	6	0,6	3,2	OK
		4	7	0,5	4,0	OK
2	6	6	12	6,3	6,4	OK
		9	15	6,3	6,4	OK
3	9	9	18	33,0	8,0	X
		13	22	33,0	8,0	X
4	12	12	24	114,2	10,4	X
		18	30	114,2	10,4	X

Fonte: AUTOR (2013).

De acordo com a última coluna da Tabela 10 acima, apenas os deslocamentos gerados nos modelos com altura de escavação igual a 3 e 6 metros, ou seja, escavação de 1 e 2 subsolos, resultaram menores que os deslocamentos admissíveis. Os deslocamentos dos modelos com altura de escavação de 12 metros ou, 4 subsolos, foram os que mais se distanciaram dos deslocamentos admissíveis, no qual o deslocamento obtido foi de 114,18 cm, enquanto o deslocamento admissível é de 3 cm. Uma alternativa para redução desses deslocamentos gerados no topo da parede diafragma seria a utilização de elementos de escoramento, como os tirantes.

Conforme mencionado no item 4.1.1, o CT115 Eurocode 7 (2004) recomenda valores mínimos dos deslocamentos gerados em paredes diafragma sem elementos de escoramento para a mobilização do empuxo ativo. A Tabela 11 abaixo fornece a verificação dos deslocamentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000 de acordo com a metodologia proposta no CT115 Eurocode 7 (2004), considerando a razão “ v_a/h ” igual a 0,1. O “OK”, na última coluna da tabela, representa que o deslocamento da parede diafragma é suficiente para mobilizar o empuxo ativo, ou seja, o deslocamento é maior que o deslocamento correspondente à razão “ v_a/h ”, chamado de “Desloc. Mob.” na tabela.

Tabela 11 - Verificação dos deslocamentos obtidos nos 8 modelos elaborados no SAP2000 de acordo com a metodologia apresentada no CT115 Eurocode 7 (2004).

Nº Subs. (un)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)	Desloc. (cm)	Desloc. Mob. (cm)	Verificação
1	3	3	6	0,6	0,6	X
		4	7	0,5	0,7	X
2	6	6	12	6,3	1,2	OK
		9	15	6,3	1,5	OK
3	9	9	18	33,0	1,8	OK
		13	22	33,0	2,2	OK
4	12	12	24	114,2	2,4	OK
		18	30	114,2	3,0	OK

Fonte: AUTOR (2013).

De acordo com a última coluna da Tabela 11 acima, apenas os deslocamentos gerados nos modelos com altura de escavação igual a 3 metros, ou seja, escavação de 1 subsolo, não estão OK, pois resultaram menores que os necessários para a mobilização total do empuxo ativo. Se o empuxo ativo não é totalmente mobilizado, significa que o empuxo do solo atuante é maior que o admitido. Devido a isto, deve-se avaliar se o empuxo do solo atuante está realmente em condição ativa ou em repouso. Caso este esteja em condição de repouso, os esforços solicitantes devem ser recalculados, já que as cargas atuantes no elemento estrutural serão maiores.

Assim, apenas os modelos com altura de escavação igual a 6 metros estão OK, já que os deslocamentos gerados foram menores que os admissíveis e maiores que os necessários para mobilizar totalmente o empuxo ativo.

7.3 ESFORÇOS CORTANTES

Os esforços cortantes obtidos nos oito modelos elaborados no SAP2000 estão registrados na Tabela 12 abaixo.

Tabela 12 - Valores dos esforços cortantes encontrados nas paredes diafragma elaboradas.

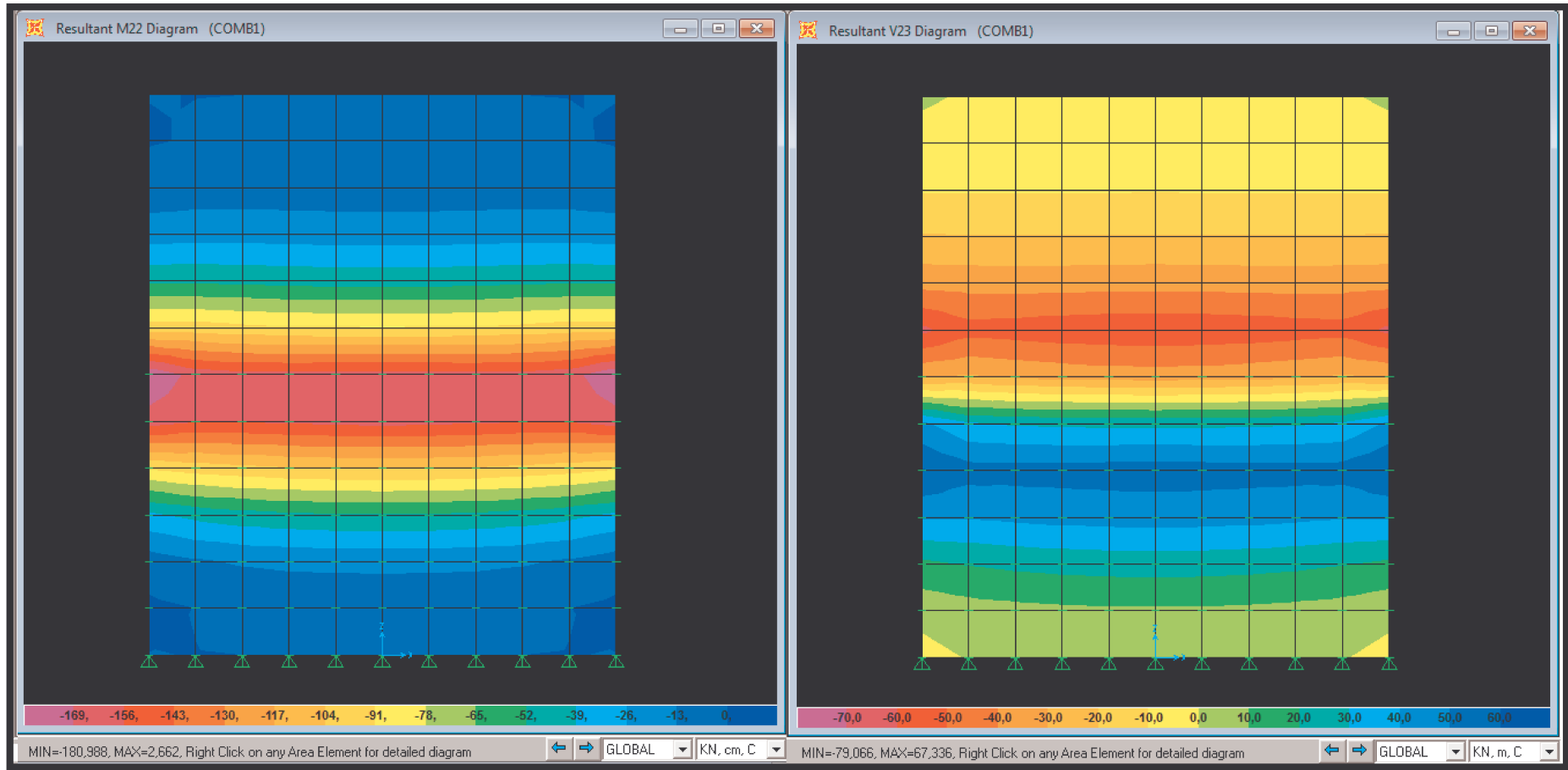
Nº Subs. (un)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)	V (kN)
1	3	3	6	17,3
		4	7	16,7
2	6	6	12	79,1
		9	15	79,1
3	9	9	18	218,3
		13	22	218,2
4	12	12	24	504,9
		18	30	504,9

Fonte: AUTOR (2013).

Com o aumento da altura da parede diafragma, o esforço cortante obtido é maior, devido ao empuxo ativo ser proporcional à altura de solo contido pelo elemento estrutural.

Abaixo, segue Figura 57, como exemplo das distribuições do momento fletor M22 e do esforço cortante no Modelo 3 elaborado no SAP2000. Com a imagem, é possível notar que o momento fletor máximo ocorre próximo à região em que o esforço cortante é nulo.

Figura 57 – Distribuições do momento fletor M22, em kN.cm/cm, à esquerda, e do esforço cortante, à direita, em kN/m, no Modelo 3, obtidas no SAP2000.



Fonte: AUTOR (2013).

7.4 DIMENSIONAMENTO DE PAREDE DIAFRAGMA

O dimensionamento e detalhamento de parede diafragma serão realizados para um modelo em cada altura de escavação. Os modelos escolhidos são os que apresentam $f=1.H$, cujas características se encontram detalhadas na Tabela 13 abaixo:

Tabela 13 – Características dos Modelos escolhidos para o dimensionamento e detalhamento.

Nº Subs. (un)	Compr. (m)	Espess. (cm)	Altura Total (m)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	V (kN)	Momentos (kN.m)	
							M11	M22
1	10	0,30	6	3	3	17,3	-3,89	-24,38
2	10	0,30	12	6	6	79,1	-30,95	-180,99
3	10	0,30	18	9	9	218,3	-100,63	-600,43
4	10	0,30	24	12	12	504,9	-239,55	-1.407,05

Fonte: AUTOR (2013).

A opção de ficha igual à altura da parede diafragma, $f=1.H$, foi escolhida, por ter sido, em geral, a que melhor resultou no conjunto de momentos, já que o caso de $f=1,5.H$ apresentou alguns momentos maiores que os de $f=1.H$, embora nos casos de escavação de 3 e 4 subsolos, o deslocamento tenha ultrapassado o deslocamento admissível.

Os modelos escolhidos serão nomeados de 1 a 4 de acordo com o número de subsolos que possuem, por exemplo, o primeiro modelo da tabela acima será chamado de Modelo 1, o segundo de 2 e assim por diante.

A parede diafragma está submetida simultaneamente a momento fletor e esforço normal. Quando há esforço normal e momentos fletores atuando em duas direções, a seção está submetida à flexão composta oblíqua. No caso das paredes diafragma, há momentos atuando nas duas direções, M11 e M22, porém os momentos M22 são cerca de 6 vezes maiores que os M11, isto para os maiores momentos atuantes, que são os mínimos. Assim, considerou-se que a seção está submetida à flexão composta reta, em que atuam o maior M22, no caso o M22 mínimo, e o esforço normal.

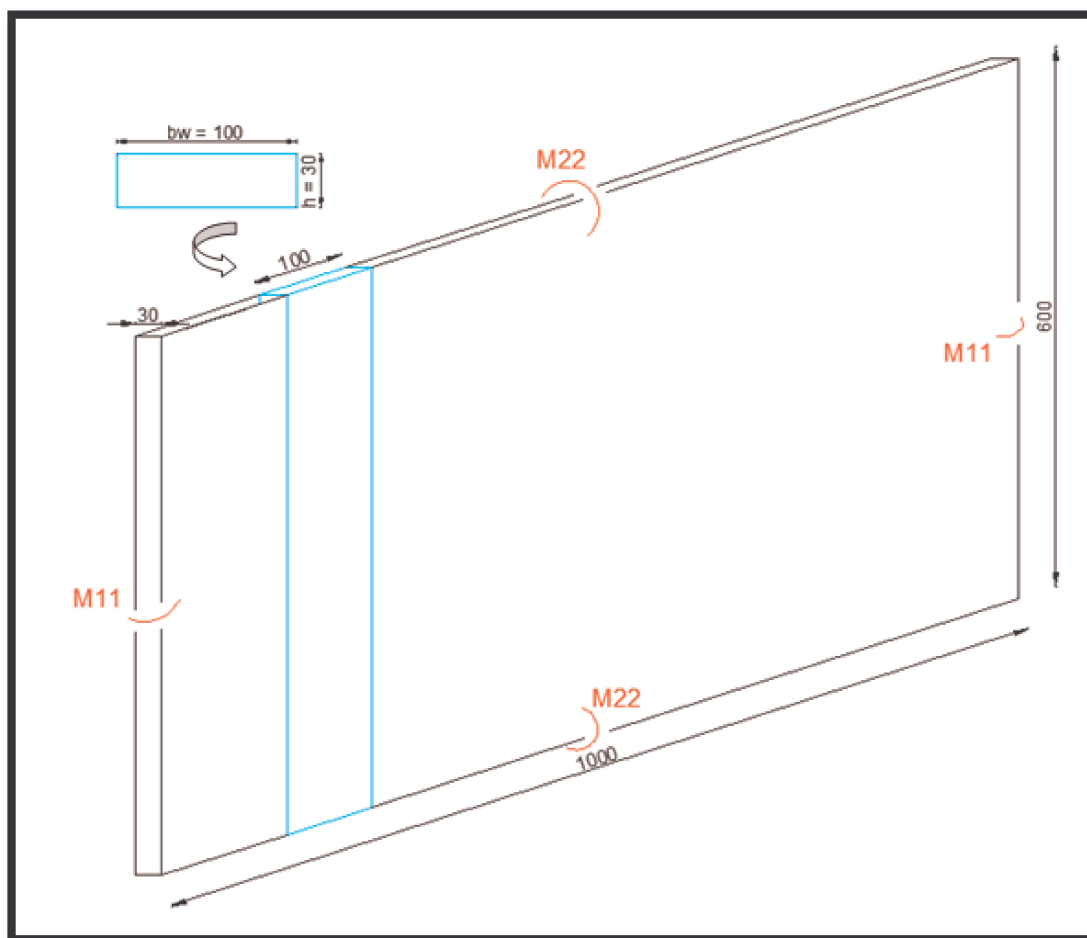
O procedimento de cálculo utilizado foi o dimensionamento e detalhamento de seções submetidas à flexão composta reta, conforme consta em Carvalho e Figueiredo Filho (2009) e Carvalho e Pinheiro (2009). Foi programada uma planilha no programa Microsoft Office Excel 2007 na qual é preciso entrar apenas com a altura da parede diafragma e os esforços solicitantes (valores advindos do resultado encontrado

no SAP2000) para obter a área de aço e o espaçamento entre as barras. A seguir será explicada brevemente a metodologia utilizada.

7.4.1 METODOLOGIA UTILIZADA

Primeiramente faz-se necessário apresentar os parâmetros da seção. Abaixo segue Figura 58 com a representação dos momentos M_{22} e M_{11} atuando no Modelo 1. A seção considerada para o dimensionamento é a destacada em azul, uma viga de 30x100 centímetros sob flexo-compressão gerada pelo peso próprio, esforço normal, e momento fletor M_{22} . Desta forma, a armadura longitudinal será obtida para 100 centímetros e poderá ser adaptada de acordo com o comprimento da parede diafragma, apenas dividindo o comprimento real pelo espaçamento resultante no dimensionamento. Assim, para os 4 modelos dimensionados, foi considerada a mesma seção de 30x100 cm.

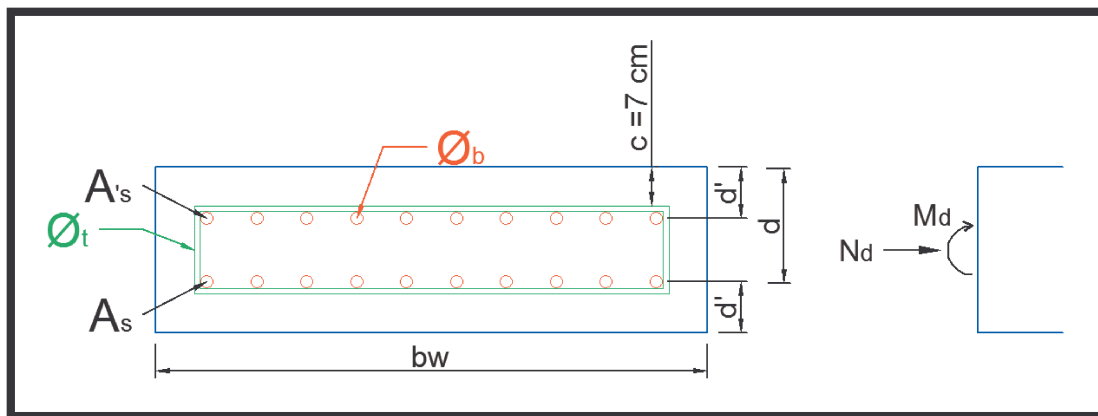
Figura 58 – Representação da seção 30x100 cm do Modelo 1 sob flexocompressão causada pelo M_{22} e peso próprio da estrutura, medidas em centímetros.



Fonte: AUTOR (2013).

A seguir serão apresentadas as equações necessárias para o dimensionamento de uma seção genérica, conforme Figura 59, submetida à flexão composta reta. Conforme mostrado abaixo, o cobrimento nominal utilizado foi de 7 centímetros, maior que os valores mínimos determinados na ABNT NBR 6118:2007, já que a parede diafragma é executada com auxílio de lama bentonítica e sem forma de madeira, o que pode acarretar em imperfeições no cobrimento.

Figura 59 – Seção genérica submetida à flexocompressão.



Fonte: AUTOR (2013).

Inicialmente necessita-se saber a posição da linha neutra, LN. Esta pode ser verificada através da equação abaixo:

$$\left(M'_{sd} = M_d - N_d \cdot \frac{(d - d')}{2} \right) \geq -0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \left(0,4 - \frac{d'}{d} \right)$$

sendo: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ ($\gamma_c = 1,4$) a resistência de cálculo do concreto.

Se a expressão acima for verdadeira, a LN corta a seção e o problema é dito de Grande Excentricidade com armaduras tracionadas e comprimidas, caso contrário, a LN está fora da seção, que está toda comprimida, e diz-se que o problema é de Pequena Excentricidade. Nos quatro modelos em questão, tem-se problema de Grande Excentricidade.

Para o caso de Grande Excentricidade, a resolução da flexão composta segue roteiro abaixo:

1 – Calcula-se a seção como flexão simples para um valor de momento igual ao momento no nível da armadura tracionada (M_{sd}) obtendo-se A_{sI} :

$$M_{sd} = M_d + N_d \cdot \frac{(d - d')}{2}$$

2 – Considera-se a existência do esforço normal N_d obtendo-se A_s :

$$A_s = A_{sI} - \frac{N_d}{\sigma_s}$$

A armadura adotada será simétrica devido às dificuldades de se garantir o correto posicionamento da “gaiola” na lamela escavada.

A área de aço encontrada deve ser maior que a área de aço mínima estabelecida na ABNT NBR 6118:2007 para este modelo de cálculo:

$$A_s \geq A_{smin} = \left[\left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \right]$$

Além da verificação quanto à armadura mínima, a norma, em questão, estabelece uma expressão de armadura máxima para este modelo de cálculo, conforme abaixo:

$$A_s \leq A_{smáx} = 8,0\% \cdot A_c$$

Segundo o item “19.4 - Força cortante em lajes e elementos lineares com “ $b_w \geq 5d$ ” da ABNT NBR 6118:2007, elementos lineares com “ $b_w \geq 5d$ ” podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante de cálculo (V_{sd}) desde que a expressão abaixo seja satisfeita:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

sendo: V_{Rd1} a força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante;

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}})}{\gamma_c};$$

$k = 1$, para elementos em que 50% da armadura inferior não chega até o apoio;

$k = (1,6 - d) \geq 1$, com d em metros;

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} : área da armadura de tração que se estende até $d - l_{b,Nec}$ além da seção considerada, sendo $l_{b,Nec}$ o comprimento de ancoragem necessário;

$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$, utilizado para elementos protendidos.

Deve-se verificar também a compressão diagonal do concreto em elementos que dispensam armadura de cisalhamento, comparando-se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) com V_{Rd2} , conforme expressão abaixo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = (0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d)$$

sendo: V_{Rd2} a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$$\alpha_{v1} = (0,7 - f_{ck}/200) \leq 0,5, (f_{ck} \text{ em MPa});$$

Como mencionado anteriormente, esta simplificação vale para elementos lineares em que " $b_w \geq 5d$ ". No projeto em questão, " b_w " é igual a 100 cm, logo, para que possa prescindir de armadura transversal, " d " deve ser menor ou igual a 20 cm. Nos quatro modelos calculados, isto não ocorreu, já que " d " foi maior que 20 cm, o que anularia a simplificação. Porém, a simplificação foi utilizada, já que " d " é um valor próximo do necessário para tornar a relação válida e, também, pois bastaria utilizar uma seção com " b_w " um pouco maior que 100 cm que a condição seria satisfeita.

Nos modelos 1 e 2, as relações " $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ " e " $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ " foram atendidas. Porém, nos modelos 3 e 4, isto não ocorreu, tornando necessário o cálculo de armadura transversal.

As paredes diafragma, conforme já mencionado, além de M22, estão submetidas aos momentos M11. O processo de cálculo utilizado, a flexão composta normal, leva em consideração o M22, que é o maior momento atuante no elemento. Porém, faz-se necessário dimensionar uma armadura que resista ao M11, que, no caso, foi utilizada como estribo da parede diafragma. Assim, a área de aço é calculada considerando seção, também de 30x100 cm, submetida à flexão simples devido ao momento fletor M11. Neste caso, por se tratar de estribo, interessa o cálculo do espaçamento entre as barras através da área de aço encontrada.

A área de aço encontrada deve ser maior que a área de aço mínima recomendada na ABNT NBR 6118:2007 para este modelo de cálculo:

$$A_s \geq A_{smin} = [\rho_{min} \cdot A_c], \rho_{min} \text{ em } (\%)$$

sendo: $\rho_{min} = 0,15 \%$ neste caso, encontrado na Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118:2007.

Na realidade, a simplificação de prescindir armadura transversal não foi totalmente utilizada, já que, para os modelos 1 e 2, nos quais as expressões “ $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ ” e “ $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ ” foram satisfeitas, podendo, assim, utilizar a simplificação, foi calculada uma armadura para resistir ao momento fletor M_{11} , que, no caso, corresponde aos estribos. Para os modelos 3 e 4, que, conforme já mencionado, não tiveram estas condições satisfeitas, foi calculado o espaçamento de estribos necessário para resistir às tensões de cisalhamento geradas pelo empuxo ativo. O cálculo da armadura transversal em elementos lineares sujeitos à força cortante foi realizado de acordo com o Modelo de Cálculo I da ABNT NBR 6118:2007, que admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, conforme processo descrito a seguir:

1 – Verificação das tensões de compressão nas bielas (compressão diagonal do concreto):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

sendo: $\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, (f_{ck} em MPa).

2 – Cálculo da armadura transversal:

$$A_s = \frac{1,11 \cdot V_{sw}}{d \cdot f_{ywd}} \left[\frac{cm^2}{m} \right]$$

sendo: $V_{sw} = V_{sd} - V_c$;

$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} , no caso de estribos e 70% desse valor, no caso de barras dobradas, não se tomando valores maiores a 435 MPa.

3 – Verificar o trecho de armadura mínima de estribos:

$$A_{swmin} = [\rho_{swmin} \cdot b_w] \left[\frac{cm^2}{m} \right], \rho_{swmin} \text{ em } (\%)$$

sendo: $\rho_{swmin} \geq \frac{0,20 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}$

$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, f_{ck}$ em MPa;

$$f_{ywk} = f_{yd} \cdot \gamma_s \quad (\gamma_s = 1,15).$$

4 – Se $A_s = A_{s\text{mín}}$, $V_{sd} = V_{sd\text{mín}}$. Assim, utilizando a armadura mínima, $A_{s\text{mín}}$, calcular o $V_{sd\text{mín}}$:

$$V_{sd\text{mín}} = \frac{A_{s\text{mín}} \cdot d \cdot f_{ywd}}{1,11} + V_c$$

5 – Comparar $V_{sd\text{mín}}$ com a força cortante solicitante V_s . Se a máxima força cortante solicitante, V_s , for menor que $V_{sd\text{mín}}$, pode-se adotar a área de aço mínima, caso contrário, calcular uma nova área de aço, utilizando a equação do item 2, a ser utilizada na região em que o esforço cortante solicitante é maior que $V_{sd\text{mín}}$.

A seguir, na Figura 60, Figura 61 e Figura 62, estão demonstradas as planilhas elaboradas no Microsoft Office Excel 2007 para o cálculo das armaduras, utilizando o Modelo 4 para exemplificar.

Figura 60 – Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura longitudinal do Modelo 4, submetida ao momento M22.

bw	100 cm	c	7,0 cm	d'	9,3 cm
h	100 cm	estribo	1 cm	d	90,8 cm
L	24 m	barra	2,5 cm	A1φ 2,5 cm 4,91 cm²	
yc	25 kN/m²	fyk	500 MPa	Esforço Cortante	
fck	25 MPa	N	600 kN	Vsd	706,9 kN
Nd	840,0 kN	M	1407,05 kN.m	Vrd1	329,0 kN
Md	1969,9 kN.m			Vrd2	3646,2 kN
M'sd	1627,6 kN.m			X	
M'sd ≥	-2980,8 kN.m				
LN corta a seção -> G.E.					
Msd	2312,17 kN.m	Asl p/ Dom. 2 ou 3		65,34 cm²	
x	23,39 cm	Asl p/ Dom. 4:			
x/d	0,258 Domínio 2	x34	57,0	cm	
Asl	65,3 cm²	MdI	470261,7	kN.cm	
As	46,0 cm²	AsI	159,2	cm²	
φ	10 barras	MdII	-2732,7	kN.cm	
s	6 cm	AsII	-0,77	cm²	
As efetiva	98,2 cm²	As	158,4	cm²	
As mín	2,90 cm²	es'	2,9	%	
As máx	800 cm²	As' es' < 2,07 >	-0,63	cm²	
As mín real	40 cm²	As'	-0,77	cm²	
As real	98,2 cm²				
φ	10 barras				
s	6 cm				

Fonte: AUTOR (2013).

Figura 61 - Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura transversal do Modelo 4, submetida ao momento M11.

bw	100 cm	c	7,0 cm	d'	9,3 cm
h	100 cm	estribo	1 cm	d	90,8 cm
L	24 m	barra	1 cm	A1φ 1 cm 0,79 cm ²	
γc	25 kN/m ²	fyk	500 MPa	Esforço Cortante	
fck	25 MPa	M	239,55 kN.m	Vsd 706,9 kN	
Md	335,4 kN.m	Asl p/ Dom. 2 ou 3	8,62 cm ²	Vrd1	255,1 kN
x	3,09 cm	Asl p/ Dom. 4:		Vrd2	3646,2 kN
x/d	0,034 Domínio 2	x34	57,0 cm	X	
Asl	8,6 cm ²	MdI	470261,7 kN.cm		
Nº φ inicial	11 estribos/m	AsI	159,2 cm ²		
s	9 cm	MdII	-4367,2 kN.cm		
As mín	15 cm ²	AsII	-1,23 cm ²		
As real	15,0 cm ²	As	157,9 cm ²		
s	5 cm	εs'	2,9 %		
		As' εs' < 2,07%	-1,00 cm ²		
		As'	-1,23 cm ²		

Fonte: AUTOR (2013).

Figura 62 - Planilha elaborada no Microsoft Office Excel 2007 para cálculo da armadura transversal do Modelo 4, submetida ao esforço cortante.

bw	100 cm	c	7,0 cm	d'	9,3 cm
h	100 cm	estribo	1 cm	d	90,8 cm
L	24 m	barra	2,5 cm	A1φ 2,5 4,91 cm ² 1 0,79 cm ²	
γc	25 kN/m ²	fyk	500 MPa	Vsd 706,9 kN	
fck	25 MPa	Vs	504,9 kN		
Vsd	706,9 kN	αv	0,9		
Modelo I (θ=45)					
Verificação bielas comprimidas					
VRd2	3937,9 kN	pswmín	0,10 %		
Verificação	OK	s inicial	15 cm		
Armadura Mínima					
Aswmín	10,26 cm ² /m				
Nº φ inicia	7 estribos/m				
Vsd < 0,67.Vrd2 e s ≤ 30					
s ≤ 54,5 cm e s ≤ 30 cm					
s ≤ 30,0 cm					
s adotada OK					
Cortante resistido pela armadura mínima					
Vc	698,3 kN				
Vsdmín	1063,0 kN				
Vsmín	759,3 kN	OK			
Verificar se no DEC tem algum Vs > Vsmín. Se tiver, utilizar fórmulas abaixo.					
Asw	0,2 cm ² /m				

Fonte: AUTOR (2013).

No projeto, em questão, para os modelos 3 e 4, o espaçamento da armadura transversal, obtido pelo cálculo de elementos lineares sujeitos à força cortante apresentado anteriormente, foi superior ao espaçamento obtido no cálculo da área de

aço para resistir ao M11, utilizada como estribo. Assim, como a barra do estribo que resiste ao esforço cortante, correspondente à menor dimensão do estribo, é diferente da barra que resiste ao momento fletor causado por M11, maior dimensão do estribo, o espaçamento adotado foi o menor obtido entre os dois cálculos. Nos dois modelos, o menor espaçamento foi o obtido no cálculo da área de aço para resistir ao M11.

A seção de 30x100 cm foi suficiente para resistir aos esforços solicitantes apenas dos Modelos 1 e 2, sendo necessário aumentar a seção dos Modelos 3 e 4, alterando a altura para 55 cm e 100 cm, respectivamente. Ao modificar a seção, os esforços solicitantes também mudam, assim, deve-se realizar um novo cálculo dos esforços solicitantes utilizando a nova seção do elemento. No projeto, em questão, as seções dos Modelos 3 e 4 foram modificadas, porém os cálculos dos esforços solicitantes utilizando as novas seções não foram realizados, utilizando, os valores provenientes da seção de 30x100 cm.

7.4.1.1 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

As armaduras, encontradas de acordo com os métodos de cálculo apresentados no item anterior, estão apresentadas na Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16 abaixo. A Tabela 16 mostra o total de barras necessário para resistir aos esforços solicitantes em cada modelo, considerando as dimensões totais da parede diafragma, conforme Tabela 14, e as seções dispostas na Tabela 15.

Tabela 14 - Esforços solicitantes obtidos no programa SAP2000, de acordo com as características das paredes diafragma.

(AUTOR, 2013)

Dados Parede Diafragma							Esforços Solicitantes		
Modelo	Nº Subs. (un)	Altura Escav. (m)	Ficha (m)	Altura Total (m)	Comp. (m)	Espes. (cm)	M22 (kN.m)	M11 (kN.m)	V Máx. (kN)
1	1	3	3	6	10	0,3	24,38	3,89	17,3
2	2	6	6	12	10	0,3	180,99	30,95	79,1
3	3	9	9	18	10	0,3	600,43	100,63	218,3
4	4	12	12	24	10	0,3	1407,05	239,55	504,9

Tabela 15 – Armadura calculada de acordo com os procedimentos listados em 7.4.1, para resistir aos esforços solicitantes.

Fonte: AUTOR (2013).

Dados Par. Diaf.		Armadura Longitudinal					Armadura Transversal						
Modelo	Seção Necessária	ϕ_b (cm)	$s_{\phi b}$ (cm)	Descrição	Domínio	As,mín	Armadura resistir ao M11				Armadura resistir ao Vs adotado		$s_{\phi t}$ adotado (cm)
							ϕb (cm)	$s_{\phi t}$ (cm)	Descrição	As,mín	Armad. Transv.	$s_{\phi t}$ (cm)	
1	30x100	1,25	19	ϕ 12,5 c 19	Domínio 2	Sim	1	17	ϕ 10 c 17	Sim	Não necessita	-	17
2	30x100	2,5	11	ϕ 25 c 11	Domínio 4	Não	1	15	ϕ 10 c 15	Não	Não necessita	-	15
3	55x100	2,5	6	ϕ 25 c 6	Domínio 3	Não	1	9	ϕ 10 c 9	Sim	Necessita	15	9
4	100x100	2,5	6	ϕ 25 c 6	Domínio 2	Não	1	5	ϕ 10 c 5	Sim	Necessita	15	5

Tabela 16 – Armadura total para os 4 modelos de parede diafragma, considerando dimensões totais dos elementos.

Fonte: AUTOR (2013).

Dados Par. Diaf.		Armadura Longitudinal				Armadura Transversal			
Modelo	Seção Necessária	ϕ_b (cm)	s ϕ_b (cm)	Nº Barras (un)	Descrição	ϕ_b (cm)	s ϕ_b (cm)	Nº Barras (un)	Descrição
1	30x100	1,25	19	53	53 ϕ 12,5 c 19	1	17	36	36 ϕ 10 c 17
2	30x100	2,5	11	91	91 ϕ 25 c 11	1	15	80	80 ϕ 10 c 15
3	55x100	2,5	6	167	167 ϕ 25 c 6	1	9	200	200 ϕ 10 c 9
4	100x100	2,5	6	167	167 ϕ 25 c 6	1	5	480	480 ϕ 10 c 5

Através das tabelas acima, pode-se notar que a área de aço, calculada para resistir aos esforços solicitantes, cresce consideravelmente com o aumento na altura da parede diafragma. Nos Modelos 3 e 4, em que os esforços solicitantes são maiores, a seção de 30x100 cm não é suficiente, necessitando de uma seção de 55x100 cm para o Modelo 3 e 100x100 cm para o 4, que resultaram em taxas altas de armadura. O espaçamento entre as barras longitudinais, obtido nestes modelos, 6 cm, é baixo, já que, segundo Anson (2013), a distância mínima entre as barras deve ser de 7 cm, sendo recomendável a utilização de 10 cm para não comprometer a passagem do concreto e do tubo tremonha. O mesmo fato ocorre para os estribos, que nos Modelos 3 e 4, são espaçados em 9 e 5 cm, respectivamente, resultando em uma concentração de armadura.

Devido à grandeza dos deslocamentos gerados no topo das paredes diafragma e alta concentração da área de aço encontrada, a execução de paredes diafragma sem elementos de escoramento para escavação de 3 e 4 subsolos é inviável. No Modelo 1, escavação de um subsolo, a área de aço encontrada apresenta valores aceitáveis e deslocamento reduzido. O Modelo 2 apresenta uma taxa de armadura bem mais alta que a encontrada no Modelo 1, porém também aceitável. Quanto aos deslocamentos gerados neste modelo, estão abaixo do deslocamento admissível calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2007 e, portanto, estão OK.

A partir da definição da disposição das barras nas seções, é possível detalhar, com maior ou menor aproximação, a armadura ao longo da viga. Como este não é o propósito do trabalho, o detalhamento da armadura não foi realizado. Vale lembrar que este processo deve atender às prescrições da ABNT NBR 6118:2007.

Além de garantir a segurança contra o colapso, é preciso garantir que o elemento estrutural atenda aos estados limites de serviço, que, de acordo com o item 10.4 da ABNT NBR 6118:2007, “são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.”. Entre esses estados limite, destacam-se os de formação de fissuras, abertura de fissuras e deformações excessivas. Novamente, por não ser o propósito deste trabalho, as verificações relacionadas ao estado limite de serviço não foram realizadas.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os objetivos traçados no trabalho, tanto gerais como específicos, foram atingidos. Foi apresentado o cálculo das armaduras, necessárias para resistir aos esforços solicitantes atuantes nas paredes diafragma sem elementos de escoramento, e a análise de viabilidade destas contenções quando executadas para possibilitar escavação de um, dois, três e quatro subsolos.

Observou-se neste trabalho que o aumento da altura de escavação de solo aumenta consideravelmente o valor do momento fletor, utilizado no dimensionamento das armaduras longitudinais das paredes diafragma. Isto faz com que a área de aço obtida resulte em taxas altas, sendo necessária a adoção de barras com seções maiores ou utilização de espaçamentos menores entre as barras para suprir o aumento dos momentos fletores. Por exemplo, a armadura longitudinal obtida para o Modelo 1, cuja altura de escavação é de 3 metros, resultou em barras de aço de diâmetro igual a 12,5 mm espaçadas a cada 19 cm, enquanto no Modelo 2 a armadura necessária foi de barras com o dobro de diâmetro, 25 mm, espaçadas em 11 cm. A armadura transversal destes modelos não apresentou diferenças significativas. Já os Modelos 3 e 4, com alturas de escavação iguais a 9 e 12 m, respectivamente, apresentaram áreas de aço maiores, comparadas aos outros modelos, necessitando na diminuição do espaçamento entre as barras e aumento da seção dos elementos, no qual o Modelo 4 precisou ser dimensionado com espessura de 1 metro.

Com relação aos deslocamentos, como mencionado no item 7.2, não foi encontrada bibliografia específica para a determinação dos deslocamentos admissíveis em paredes diafragma. Assim, foi adotado o procedimento julgado mais adequado para a análise. Apenas no Modelo 1, o deslocamento gerado no topo da parede diafragma resultou em um valor baixo.

Devido às considerações mencionadas anteriormente, é inviável a execução de paredes diafragma sem elementos de escoramento para conter a escavação de 2, 3 e 4 subsolos, sendo os dois últimos casos os mais críticos. Diante desta situação, faz-se necessário utilizar elementos de escoramento, como, por exemplo, tirantes, que, através da redução dos deslocamentos e valores de momentos fletores máximos, resultam em taxas de armaduras mais baixas.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão de trabalhos futuros, tem-se um estudo sobre os estados limites de serviço, ELS, relacionados às paredes diafragma, principalmente com relação aos deslocamentos gerados devido à atuação dos esforços solicitantes nas mesmas. Conforme mencionado anteriormente, não há senso comum relacionado a este tema, assim, analisando-se o estudo em questão, poderá ser sugerida uma metodologia apropriada à determinação destes deslocamentos.

Outro tema para pesquisa futura é realizar uma comparação dos esforços solicitantes e armaduras obtidas na elaboração de paredes diafragma sem elementos de escoramento e com estes elementos. Isto possibilitará a confirmação de que escavação de muitos subsolos só é possível através da utilização destes artifícios.

Nos modelos calculados neste trabalho, utilizou-se como cargas atuantes nas paredes diafragma apenas o empuxo ativo do solo e peso próprio da estrutura. Um estudo considerando a atuação de outros tipos de carga, como, por exemplo, influência da água e sobrecargas, que, na prática, são situações frequentes, seria de grande valia.

Por último, recomenda-se a elaboração de paredes diafragma utilizando, no programa SAP2000, módulos ainda menores que os utilizados neste trabalho, de 1m x 1m. Como o programa trabalha com o comportamento nos nós dos elementos, a utilização de módulos menores implica em maior precisão nos resultados.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXANDRE JÚNIOR, Mário César. **Coefficientes de recalque horizontal e vertical do solo**. Desenvolvida em 04/12/2012. Coordenada por AltoQi. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-vertical-do-solo.html>>. Acesso em: 15 out. 2013.

ANSON. **Paredes Diafragma e Estacas Escavadas**: catálogo. Vol I. Disponível em <http://www.anson.com.br/fotos/catalogo_scan.pdf>. Acesso em 07 mai. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681/2003: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118/2007: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122/1996: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

AZEVEDO, Álvaro F. M.. **Método dos Elementos Finitos**. Portugal, 2003. Disponível em: <http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro_mef_aa_1ed/doc/livro_mef_aa.pdf>. Acesso em: 14 out. 2013.

BARBOSA, Fábio Rodrigues Ferreira. **Parede Diafragma Moldada in Loco**. 2003. 42 f. Trabalho de Conclusão de Curso - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003.

BRASFOND. **Paredes diafragma**. Disponível em<<http://www.brasfond.com.br/fundacoes/pdiafragma.html>>. Acesso em: 07 mai. 2013.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Volume 2**. São Paulo: Pini, 2009.

CT115-LNEC. **EUROCODE 7: Geotechnical design, Part 1: General rules**. 1999.

DAS, Braja M.. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

FORTUNA, Costa. **Polímeros**. Disponível em <http://www.costafortuna.com.br/svc_polimeros.html>. Acesso em: 20 ago. 2013.

FRANKI. **Parede Diafragma**. Disponível em <http://www.franki.com.br/parede_diafragma.html>. Acesso em 08 jun. 2013.

FUNDESP. **Paredes diafragma e estacas barrete**. Disponível em <<http://www.fundes.com.br/2009/paredesdiafragma.html>>. Acesso em: 07 mai. 2013.

GEOFIX. **Paredes Diafragma Convencionais com clam Shell**. Disponível em <<http://www.geofix.com.br/site2010/servicos/paredes-diafragma-clam-shell/>>. Acesso em: 07 mai. 2013.

GEOSONDA. **Paredes Diafragma moldadas “in loco”**. Disponível em <<http://www.geosonda.com.br/ParedeDiafragma.pdf>>. Acesso em 22 jun. 2013.

GERSCOVICH, Denise M. S.. **Apostila de Empuxos de Terra**. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/empuxos.pdf>>. Acesso em: 26 ago. 2013.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MARCON, Antônio Fortunato. **Apostila de Mecânica dos Solos II**. Florianópolis, 2011.

MARTHA, Luiz Fernando. **Notas de aula do curso CIV 2118 - Método dos Elementos Finitos**. Rio de Janeiro, 1994. Disponível em: <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftp_pub/lfm/ApostilaMEF-cap1-LFMartha.pdf>. Acesso em: 14 out. 2013.

NAKAMURA, Juliana. Escavação com clamshell. **Infraestrutura Urbana: projetos, custos e construção**, p.52-53, ed. 15, jun. 2012. Disponível em:

<<http://www.infraestruturaurbana.com.br/solucoes-tecnicas/15/artigo258468-1.asp>>.

Acesso em: 22 jun. 2013.

NARESI, L. A. J; HILBER, F. B. S. **Parede Diafragma Moldada “In Loco” com auxílio de Lama bentonítica.** Disponível em <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/20-execucao-de-parede-diafragma-com-auxilio-de-lama-bentonitica>>. Acesso em 22 jun. 2013.

PEREIRA, Eugênio. A Importância do uso de polímeros em obras de fundações: O uso de polímeros em fluidos de perfuração utilizados para os processos de escavação em obras civis cresce a cada dia. **Grandes Construções: Construção, Infraestrutura, concessões e Sustentabilidade**, São Paulo, n. , p.102-104, 25 maio 2012. Disponível em: <http://www.grandesconstrucoes.com.br/br/index.php?option=com_contenido&task=viewMateria&id=876>. Acesso em: 20 ago. 2013.

RIBAS, Leonardo Calcagno. **Paredes Diafragma Sistema Construtivo.** 101 f. Monografia (Especialização) - Curso de Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais. Disponível em: <<http://www.cecc.eng.ufmg.br/>>. Acesso em: 23 ago. 2013.

STUART, Matthew. **Steel Sheet Piling: Course S151A.** Virgínia: Pdh Center, 2012.