



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Isabella Marques Torres de Souza

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PAREDE DIAFRAGMA EM
CONCRETO ARMADO E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO SEU CUSTO**

Florianópolis
2024

Isabella Marques Torres de Souza

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PAREDE DIAFRAGMA EM
CONCRETO ARMADO E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO SEU CUSTO**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor

Souza, Isabella Marques Torres de
Dimensionamento estrutural de uma parede diafragma em
concreto armado e análise paramétrica do seu custo /
Isabella Marques Torres de Souza; orientado, Wellison José
de Santana Gomes, 2024.
130 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Parede diafragma. 3. Contenção.
4. Método de Winkler. 5. Método Analítico Unidimensional.
I. Gomes, Wellison José de Santana. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Isabella Marques Torres de Souza

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PAREDE DIAFRAGMA EM
CONCRETO ARMADO E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO SEU CUSTO**

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

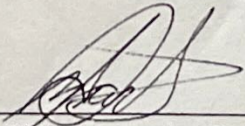
Florianópolis, 6 de junho de 2024.

Profa. Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.(a) Daiane de Sena Brisotto, Dra.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina



Engenheiro Civil Alexandre Caio Martins, Me.
Avaliador

Este trabalho é dedicado à minha família.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e, em especial:

À minha família, que acreditou em mim e me apoiou durante toda minha trajetória até aqui, tornando esse sonho possível.

Ao meu noivo, Guilherme Mascalchi de Figueiredo, que esteve ao meu lado todos os momentos cuidando de mim e me incentivando a continuar.

Ao meu orientador, Wellison José de Santana Gomes, por todo o suporte no desenvolvimento deste trabalho.

Aos engenheiros Alexandre Caio Martins, Gisele Marilha Reginatto e Mariana Ortolan Milanez, pelo incentivo e disposição em me auxiliar sempre que foi necessário.

À professora Daiane de Sena Brisotto, pela disposição e contribuição na avaliação deste trabalho.

RESUMO

Com a evolução dos softwares de dimensionamento e análise estrutural, juntamente com o avanço dos estudos na área de estruturas e a necessidade de se ter estruturas mais econômicas e sustentáveis, criou-se a demanda por projetos mais eficientes, levando em conta, além dos requisitos de segurança e serviço, a quantidade de materiais e o custo como pontos determinantes para a elaboração do projeto.

Somado a isso, devido ao crescimento dos centros urbanos e à necessidade do maior aproveitamento dos espaços, houve um aumento na quantidade de construções subterrâneas. Sendo assim, estruturas de contenção de terra, como, por exemplo, paredes diafragma, estão sendo cada vez mais aplicadas nos empreendimentos.

A partir desses pontos, o presente trabalho visa proporcionar uma análise paramétrica do custo de uma parede diafragma em concreto armado. A parede é dimensionada pelo método analítico unidimensional a partir de um software da literatura que permite calcular os esforços atuantes e as deformações da peça, e considerando as premissas da norma NBR 6118. Para tal análise, variou-se a espessura da parede e a resistência à compressão característica do concreto; considerando os custos relacionados ao concreto e ao aço, principais materiais utilizados na construção das paredes diafragma.

Os resultados obtidos indicaram que paredes diafragma com concreto de menor resistência apresentam menor custo. Por fim, a configuração da contenção mais econômica observada após os cálculos executados é apresentada, a qual correspondeu a uma redução de 54,47% em comparação à configuração de maior custo.

Palavras-chave: Parede diafragma. Contenção. Método de Winkler. Método Analítico Unidimensional.

ABSTRACT

The development of structural design and analysis software, along with the advances in the theoretical/practical knowledge concerning structural engineering and the need for more economical and sustainable structures, has increased the demand for more efficient designs. At the same time, reduction of materials quantities and costs may not compromise the safety and functionality of the designed structure.

Moreover, the growth of urban centers and the need for greater use of urban spaces has led to an increase in the number of underground constructions. Therefore, earth containment structures, such as diaphragm walls, are becoming more common civil engineering designs.

Considering the above scenario, a parametric analysis of the construction cost of a concrete diaphragm wall is presented herein. The wall is designed employing a one-dimensional analytical method via a software available in the literature which calculates acting forces and deformations of the wall, following the NBR 6118 Brazilian Standard. The parametric analysis considers different values for the wall thickness, as well as for the compressive strength of the concrete. For the resulting configurations, costs related to concrete and steel, which are the main materials utilized in the construction of diaphragm walls, are considered to compute the total cost.

The results obtained indicated that diaphragm walls with lower strength concrete have a lower cost. Finally, the most economical configuration among those considered herein is presented, corresponding to a cost reduction of 54,47% in comparison with the configuration which presented the highest cost.

Keywords: Diaphragm wall. Containment. Winkler's method. One-Dimensional Analytical Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elementos de um sistema de contenção.....	5
Figura 2.2 – Mureta guia concretada para parede diafragma de 40 cm de espessura ..	7
Figura 2.3 – Exemplo de seção tipo de mureta guia para a execução de paredes diafragma	7
Figura 2.4 – Escavadeira Clamshell	8
Figura 2.5 – Escavadeira Hidrofresa	9
Figura 2.6 – Tipos de juntas para paredes diafragma.....	10
Figura 2.7 – Sequência de execução de paredes diafragma em painéis alternados....	10
Figura 2.8 – Sequência de execução de paredes diafragma em painéis sucessivos ...	11
Figura 2.9 – Passo a passo da execução de parede diafragma com Clamshell	12
Figura 2.10 – Passo a passo da execução de parede diafragma com Clamshell e Hidrofresa	13
Figura 2.11 – Envoltória Aparente de Tensões	14
Figura 2.12 - Resposta (carga x deslocamento) resultante do solo para um determinado nó i	18
Figura 2.13 – Convenções adotadas no CEDEV	18
Figura 2.14 – Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo	19
Figura 2.15 – Representação da relação de empuxos e deslocamentos sobre os elementos de solo num nó j	21
Figura 2.16 – Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à esquerda do nó j ...	23
Figura 2.17 – Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à direita do nó j	24
Figura 2.18 - Diagrama da relação de empuxos e deslocamentos dos elementos do solo de um nó n qualquer	25
Figura 2.19 - Elementos da matriz de rigidez de uma parede associado a três nós genéricos ($i-1$, i e $i+1$).....	26
Figura 2.20 – Diagrama da relação de empuxos e deslocamentos dos elementos interno do solo, considerando-se a mudança de fase construtiva	29
Figura 2.21 – Diagrama representativo dos vetores de carregamento no início da 1ª fase de escavação.....	30
Figura 2.22 – Diagrama representativo dos vetores de carregamento no final da 1ª fase de escavação	31

Figura 2.23 – Diagrama representativo dos vetores de carregamento no início da 2ª fase de escavação.....	31
Figura 2.24 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento no final da 2ª fase de escavação	32
Figura 2.25 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento de início da 1ª fase considerando-se a instalação de estroncas e tirantes	33
Figura 2.26 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento do final da 1ª fase considerando-se a instalação de estroncas e tirantes	33
Figura 3.1 – Diagrama tensão-deformação idealizado.....	39
Figura 3.2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	41
Figura 3.3 – Distribuição de tesões no concreto nos estádios	54
Figura 3.4 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	55
Figura 3.5 – Equilíbrio da seção retangular de concreto no Domínio III.....	56
Figura 4.1 – Premissas da Parede Diafragma.....	58
Figura 5.1 – Aproximação linear dos preços do concreto a partir dos dados do SINAPI, referentes a janeiro de 2024.....	62
Figura 5.2 – Custo de material de cada cenário de espessura e resistência a compressão do concreto	64
Figura 5.3 – Custo de aço de cada cenário de espessura e resistência a compressão do concreto	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	<i>British Standard</i>
CAA	Classes de Agressividade Ambiental
CEDEVE	Cálculo Evolutivo de Deslocamentos e Esforços em Valas Escoradas
DEEP	Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes
ESTWIN	Análise de Estacas Carregadas Lateralmente (Modelo de Winkler)
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SPW	<i>Sheet Pile Wall</i>
VBA	<i>Visual Basic Application</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas

a	Distância medida do início da carga (sobrecarga) em relação à parede de contenção
A_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
b	Largura
BB	Vetor de ações sobre o sistema estrutural
c	Cobrimento da armadura em relação à face do elemento Concreto
c_{\min}	Cobrimento mínimo
c_{nom}	Cobrimento nominal (cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução)
d	Altura útil Valor de cálculo Deslocamento Deslocamento genérico da mola representativa da estronca/tirante Deslocamento qualquer do nó n Deformação Deslocamento sofrido entre os elementos do solo
deP	Deslocamento elástico passivo limite externo no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)
diA	Deslocamento elástico ativo limite interno no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)
diP	Deslocamento elástico passivo limite interno no nó genérico n correspondente a um ciclo qualquer de histerese (ou na ausência de ciclos de histerese)
E	Módulo de deformação longitudinal do material ou esforço qualquer no tirante/estronca
$Eref$	Empuxo resultante externo efetivo
Ere_i	Esforço nodal resultante externo ao nó i
$EriA$	Empuxo resultante interno ativo limite
$Erif$	Empuxo resultante interno efetivo
Eri_i	Esforço nodal resultante interno ao nó i
$Eref$	Empuxo resultante externo efetivo
Ere_0	Empuxo resultante externo em repouso

E_{rif}	Empuxo resultante interno efetivo
E_{ri_0}	Empuxo resultante interno em repouso
E_{reA}	Empuxo resultante externo ativo limite
E_{reP}	Empuxo resultante externo passivo limite
E_{ci}	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
f	Resistência
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
F	Força
	Ações
	Carga
F_{cd}	Força cortante à direita do nó n
F_{ce}	Força cortante à esquerda do nó n
G_c	Módulo de elasticidade transversal do concreto
h	Altura
	Profundidade
I	Momento de inércia da parede de contenção
k	Valor característico
	Coefficiente de mola
k_{mi}	Coefficientes de mola de um dos elementos de solo, eventualmente existentes junto ao nó n, interno
k_{me}	Coefficientes de mola de um dos elementos de solo, eventualmente existentes junto ao nó n, externo
KE_{no}	Coefficiente de mola de uma estronca eventualmente presente no nó n
KT_{no}	Coefficiente de mola de um tirante eventualmente presente no nó n
KS_{sup}	Coefficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto superior da camada de solo
KS_{inf}	Coefficiente de apoio elástico horizontal do solo no ponto inferior da camada de solo

L	Comprimento de um elemento
M	Momento
	Momento fletor
M_{sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
N	Força normal
p_h	Pressões horizontais devido ao peso do solo (em repouso, ativas ou passivas)
p_v	Pressão vertical devido ao peso de solo, num ponto qualquer situado numa determinada camada de solo
P_{vqt}	Pressão vertical devido à sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical
P_{vpm}	Pressão vertical devido à multidão de 10 kPa (sobrecarga infinita uniformemente distribuída)
P_{vpe}	Pressão vertical devido à sobrecarga acidental de equipamentos à beira da vala
q_d	Carga (sobrecarga) distribuída na superfície do solo
Ree_i	Resultante da pressão horizontal externa à esquerda do nó genérico i
Red_i	Resultante da pressão horizontal externa à direita do nó genérico i
Rie_i	Resultante da pressão horizontal interna à esquerda do nó genérico i
Rid_i	Resultante da pressão horizontal interna à direita do nó genérico i
t	Ficha
w_k	Abertura característica máxima
x	Altura da linha neutra

Letras gregas

α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
γ_{f1}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a variabilidade das ações
γ_{f2}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações

γ_{f3}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações
γ_m	Coeficiente de ponderação das resistências
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço
	Peso específico do solo
γ_{sub}	Peso específica do solo submerso
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_w	Peso específico da água
Δ_c	Tolerância de execução para o cobrimento
Δ_T	Variação de temperatura
ε	Deformação específica
ε_c	Deformação específica do concreto
ε_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ε_{c2}	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
ε_s	Deformação específica do aço da armadura passiva
ε_{su}	Deformação específica do aço na ruptura
ε_{yd}	Deformação específica de escoamento do aço
ρ_c	Massa específica do concreto
σ_c	Tensão à compressão no concreto
σ_s	Tensão normal no aço de armadura passiva
ν	Coeficiente de Poisson
ϕ	Diâmetro das barras da armadura
ϕ_n	Diâmetro equivalente de um feixe de barras
Ψ_0	Fator de redução de combinação para ELU
Ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
Ψ_2	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.1.1	Objetivo Geral	2
1.1.2	Objetivos Específicos	2
1.2	JUSTIFICATIVA	2
1.3	LIMITAÇÕES	3
1.4	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	3
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2	PAREDES DIAFRAGMA EM CONCRETO ARMADO	5
2.1	DEFINIÇÕES	5
2.2	MÉTODO CONSTRUTIVO	6
2.3	MÉTODOS DE CÁLCULO	14
3	ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO	36
3.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO	36
3.2	AÇO DE ARMADURA PASSIVA	39
3.3	ESTADOS-LIMITES	43
3.3.1	Estados limites Últimos (ELU)	44
3.3.2	Estados limites de Serviço (ELS)	44
3.4	AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	45
3.4.1	Valores de Cálculo e Coeficientes de Ponderação	46
3.5	COMBINAÇÕES	48
3.5.1	Combinações Últimas	48
3.5.2	Combinações de Serviço	49
3.6	RESISTÊNCIAS	50
3.7	DESLOCAMENTOS LIMITES	51
3.8	CONTROLE DA FISSURAÇÃO E PROTEÇÃO DAS ARMADURAS	52

3.9	COMPORTAMENTO À FLEXÃO SIMPLES	52
3.9.1	Dimensionamento à flexão no ELU	54
4	CENÁRIOS DA PAREDE DIAFRAGMA EM ESTUDO	58
4.1	DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO OS DIVERSOS CENÁRIOS	59
4.1.1	Considerações gerais	59
4.1.2	Cenários	59
4.1.3	Materiais	59
4.1.4	Dimensionamento das paredes diafragma nos diferentes cenários considerados	60
5	ANÁLISE PARAMÉTRICA	62
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
6.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	68

1 INTRODUÇÃO

Para o setor da construção civil, assim como em muitos outros setores, um dos principais fatores relacionados à viabilidade de um empreendimento é o seu custo. Por conta disso, para se manterem no mercado de forma competitiva, as construtoras por vezes buscam soluções mais econômicas para os seus projetos. Pelo mesmo motivo, elaboram projetos que tentam utilizar toda a área disponível de acordo com o coeficiente de aproveitamento do terreno, o que muitas vezes, por conta dos outros limitadores impostos pelos códigos de obra das cidades, impõe o desafio de construir ambientes subterrâneos (MONTEIRO et al., 2017). Por conseguinte, a demanda por estruturas de contenção de terra aumentou, assim como por projetos mais eficientes e econômicos.

Dentre os diversos tipos de contenção, a parede diafragma se destaca principalmente porque causar pouco impacto nas construções vizinhas, pode ser construída abaixo do nível do lençol freático e apresenta relativa agilidade de execução quando comparada às demais técnicas (SAEZ, 1998, TACITANO, 2006).

A parede diafragma caracteriza-se por ser uma estrutura geotécnica e, portanto, tem grande influência do solo em seu comportamento, o qual é um material heterogêneo, não consolidado, e sujeito a variáveis naturais (BOWLES, 1995). Com isso, o seu dimensionamento apresenta um grau de complexidade elevado e, ao simplificá-lo, muitos métodos implicam no superdimensionamento da estrutura, causando, assim, maiores gastos com sua construção.

Atualmente, têm-se disponíveis os métodos empíricos e teóricos (analíticos e numéricos) para análises estruturais. Os métodos empíricos geralmente apresentam maior número de simplificações e, portanto, resultados mais distantes do comportamento real da estrutura, quando comparados com os métodos teóricos (TACITANO, 2006). Ambos os métodos se baseiam em simulações as quais consideram as características físicas e mecânicas da contenção determinadas pelo engenheiro projetista, que analisa os resultados de acordo com os limites e combinações definidos pelas normas. Deste modo, para evitar retrabalho, as configurações utilizadas são, em sua maioria, significativamente conservadoras, o que, por conseguinte, utilizam materiais em demasia, prejudicando assim a viabilidade econômica da construção (JAMES; KURIAN, 2020).

Diante desse contexto, este trabalho apresenta uma análise paramétrica simplificada do custo de uma parede diafragma em concreto armado, variando a sua espessura e a resistência à compressão do concreto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Investigar a variação de custo de uma parede diafragma dimensionada pelo método analítico unidimensional e segundo a norma brasileira (NBR) 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2023) por meio de uma análise paramétrica considerando diferentes valores da espessura da parede e da resistência à compressão do concreto.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Definir cenários prováveis de espessura e resistência à compressão do concreto de uma parede diafragma;
- Desenvolver um código na função *Visual Basic Application* (VBA) do *software* Microsoft Excel capaz de preencher automaticamente o formulário referente a cada cenário no programa computacional denominado Cálculo Evolutivo de Deslocamentos e Esforços em Valas Escorada (CEDEVE) que calcula os esforços resultantes em toda a extensão da parede diafragma utilizando o método analítico unidimensional;
- Dimensionar cada configuração de parede diafragma de acordo com a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2023);
- Calcular o custo de cada cenário levando em consideração o preço do concreto e do aço de acordo com o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI);
- Analisar os resultados obtidos e identificar o cenário de melhor custo-benefício.

1.2 JUSTIFICATIVA

A concepção de um projeto de uma parede diafragma, a partir das mesmas premissas, pode ser elaborada de modos distintos por diferentes projetistas. Os projetos obtidos, mesmo seguindo as mesmas diretrizes de projeto vinculadas às normas técnicas, podem gerar diferentes configurações, uma vez que basta a estrutura respeitar os estados limites exigidos.

O presente trabalho tem como principal justificativa a necessidade de identificar qual configuração de parede diafragma, dentre um conjunto de espessuras e resistências à compressão do concreto, é a mais vantajosa em relação ao seu custo.

1.3 LIMITAÇÕES

No presente trabalho foram consideradas apenas algumas das possíveis combinações dos parâmetros avaliados, sendo estes espessura da parede e resistência à compressão do concreto. Uma análise mais ampla poderia ser efetuada empregando-se métodos de otimização, contudo, tal avaliação está além do escopo do trabalho proposto. Adicionalmente, neste estudo utilizou-se o método analítico unidimensional, o qual apresenta limitações relacionadas à determinação do coeficiente de mola do solo, aos deslocamentos verticais da parede e ao atrito entre o solo e a estrutura. Outros métodos existentes na literatura poderiam ser empregados na tentativa de atenuar as limitações impostas, bem como possibilitar as comparações de resultados, no entanto, por limitações de tempo, apenas o método analítico unidimensional é aqui empregado.

1.4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Primeiramente é realizada uma revisão de literatura a respeito dos temas referentes a paredes diafragma em concreto armado, ao método analítico para análise estrutural de contenções e ao projeto de estruturas de concreto armado, abordando os conceitos necessários para formulação do problema.

São definidas, portanto, as premissas da contenção considerada no presente estudo. Dentre elas tem-se o perfil geológico do local, profundidade da parede, cargas e pontos de travamento. Com base nesses parâmetros, são definidos os cenários possíveis de configuração da parede diafragma, modificando sua espessura e a resistência à compressão do concreto.

Os esforços resultantes na estrutura em cada cenário são obtidos por meio do programa computacional CEDEVE (TACITANO, 2006), a partir do método analítico unidimensional. O dimensionamento é feito de acordo com as diretrizes da norma NBR 6118 (ABNT, 2023).

O custo de cada cenário é definido a partir da quantidade de concreto e de aço empregado, considerando os seus preços de acordo com os valores indicados no SINAPI. Por fim, são comparados os resultados de custo e identificado o cenário mais econômico.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos. O primeiro refere-se à introdução e aos objetivos.

O segundo e o terceiro contêm a revisão de literatura, abordando conceitos a respeito de paredes diafragma em concreto armado, método analítico para análise estrutural de contenções e projetos de estruturas de concreto armado, respectivamente.

O quarto capítulo expõe as premissas adotadas no trabalho, os parâmetros utilizados e o resultado do dimensionamento estrutural de cada cenário estabelecido.

No quinto capítulo apresenta-se os resultados do custo de cada cenário e sua análise.

O sexto e último capítulo traz as considerações finais observadas no trabalho.

2 PAREDES DIAFRAGMA EM CONCRETO ARMADO

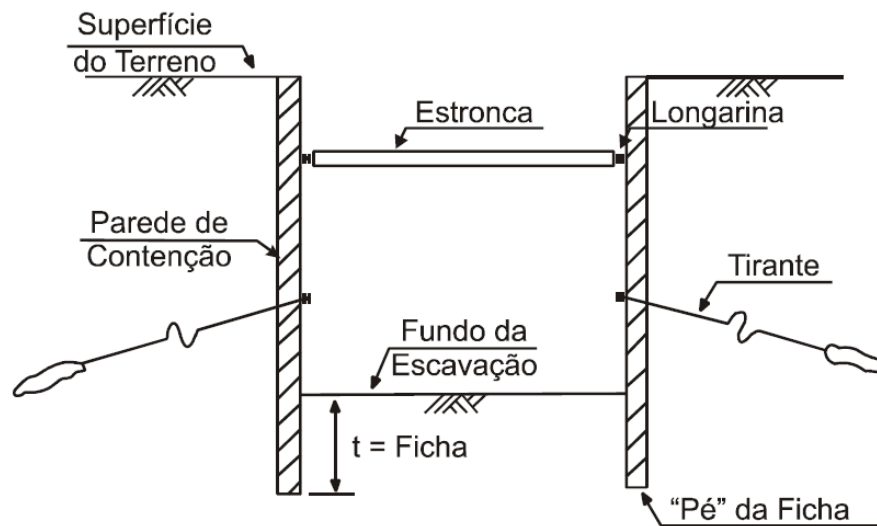
2.1 DEFINIÇÕES

Parede diafragma é um tipo de contenção, isto é, uma estrutura destinada a resistir aos carregamentos do solo provenientes do seu cisalhamento. São estruturas enterradas, construídas usualmente em concreto armado e que podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas. Neste trabalho, contudo, são discutidos apenas os casos de paredes diafragma moldadas *in loco*.

Juntamente às paredes são introduzidos elementos de travamento que auxiliam no equilíbrio da estrutura, os quais são denominados de escoramento. São classificados como escoramentos os tirantes e as estroncas. Uma parede diafragma não necessariamente precisa conter esses elementos, podendo ser dimensionada com ambos os sistemas, um deles ou nenhum. No caso em que a contenção não apresenta escoramento, a estrutura é equilibrada apenas com o travamento proporcionado pela ficha (TACITANO, 2006).

Na Figura 2.1 são apresentados os componentes supracitados da parede diafragma e em seguida suas definições.

Figura 2.1 – Elementos de um sistema de contenção



Fonte: Marzionna (1979) apud Tacitano (2006)

- a) *Tirante*: Elemento linear introduzido no maciço, contido e ancorado em profundidade, ultrapassando-se a linha da superfície de ruptura, isto é, o plano no qual o solo se rompe. Após a introdução do mesmo, ele é submetido a uma protensão, que introduz um esforço de tração nele (LIMA, 2020);

- b) *Longarina*: Elemento linear, longitudinal, no qual a parede se apoia. É disposta horizontalmente e pode ser constituída de vigas de madeira, aço ou concreto armado;
- c) *Estroncas*: Elementos de apoio das longarinas. Dispõem-se, no plano horizontal das longarinas, sendo perpendiculares a elas. Em geral são constituídas de barras de madeira ou aço, porém existem também em concreto;
- d) *Ficha*: Porção da estrutura que se mantém enterrada a fim de colaborar com o equilíbrio da parede.

2.2 MÉTODO CONSTRUTIVO

A principal característica construtiva da parede diafragma, que na grande maioria das vezes é o fator decisivo para sua seleção, é seu baixo impacto no solo, gerando pouca vibração durante sua construção. No início do processo construtivo, todo o perímetro da parede diafragma é delimitado pelo elemento chamado de mureta guia.

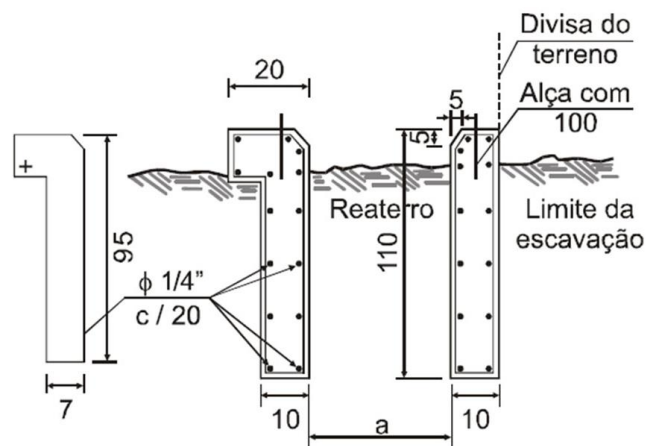
Na Figura 2.2 é ilustrado um exemplo de mureta guia. Na Figura 2.3, por sua vez, é apresentada uma seção esquemática para melhor entendimento do seu formato. Esse componente é necessário para guiar o equipamento de escavação, função essa que dá origem ao seu nome. Além disso, a mureta guia também tem como função impedir o desmoronamento das laterais da escavação próximas à superfície.

Figura 2.2 – Mureta guia concretada para parede diafragma de 40 cm de espessura



Fonte: Página eletrônica da empresa SOLODACTHA¹

Figura 2.3 – Exemplo de seção tipo de mureta guia para a execução de paredes diafragma



(a) é a espessura de parede acrescida de 3cm para paredes de 30, 40 e 50cm ou acrescida de 5cm para paredes com mais de 50cm

Fonte: Página eletrônica da empresa Rocsolo Estedrain²

¹ Disponível em: <<http://www.solodactha.com.br/obras/cjw2.htm>> Acesso em: 06 de jul. 2022.

² Disponível em: <<http://rocsolo.com.br/servico/2/parede-diafragma>> Acesso em: 06 de jul. 2022.

Antes de iniciar a escavação, deve-se preparar a lama bentonítica. A bentonita é uma argila composta por diversos minerais, porém com uma concentração maior da montmorilonita³. A lama bentonítica ou iodo bentonítico é o nome dado à mistura da bentonita e água. Ela apresenta propriedades tixotrópicas, ou seja, tem um comportamento fluido quando agitada, mas é capaz de formar um gel quando em repouso (MONTEIRO, 2009).

Com o decorrer da escavação, o vazio formado é preenchido com a lama bentonítica com o intuito de preservar a seção escavada, evitando o desmoronamento de solo. A bentonita pode ser substituída por polímeros específicos que apresentam desempenho semelhante ao da lama (LUIZ ANTÔNIO NARESI JÚNIOR, 2022).

Em relação à escavação, a mesma pode ser executada com os equipamentos Clamshell (Figura 2.4) ou Hidrofresa (Figura 2.5). A Hidrofresa possibilita escavação em solos mais resistentes e até mesmo em rocha ou solos com presença de matacões, o que possibilita maiores aplicações, quando comparada a Clamshell. A seção da parede diafragma, portanto, é determinada por esses equipamentos, isto é, a espessura do escavador ou perfuratriz, podendo ser de espessura entre 30 e 120 cm, em intervalos de 10 cm, ou seja, 30 cm, 40 cm, 50 cm, e assim por diante.

Figura 2.4 – Escavadeira Clamshell



Fonte: Página eletrônica da empresa ROCSOLO⁴

³ Argilomineral de fácil dispersão na água, grande expansão e alta plasticidade. Usualmente utilizado como estabilizador de solos; material de selamento; composição de fertilizantes; entre outras aplicações. (GEOPORTAL UFJF, 2024)

⁴ Disponível em: <<http://rocsolo.com.br/servico/2/parede-diafragma>> Acesso em: 06 de jul. 2022.

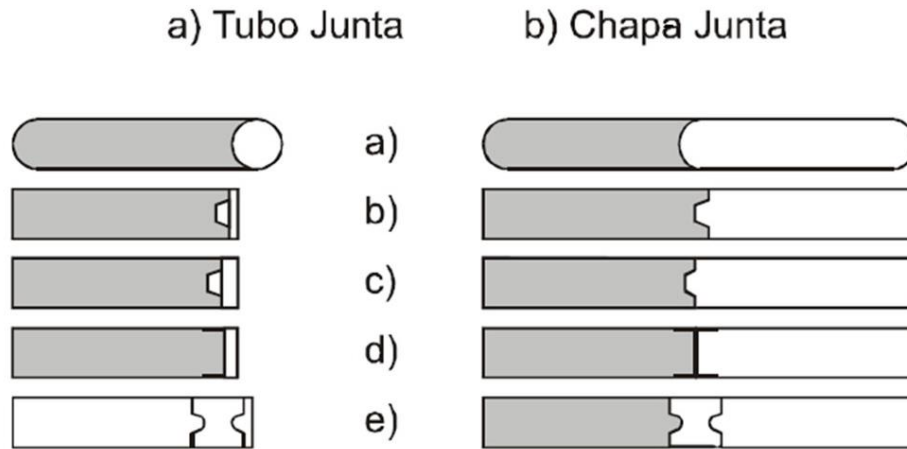
Figura 2.5 – Escavadeira Hidrofresa

Fonte: Página eletrônica do Grupo Brasfond⁵

A estrutura é construída em partes, as quais são denominadas lamelas ou painéis. As lamelas podem apresentar largura igual a 150 ou 250 cm. Cada lamela é concretada independentemente e elas são interligadas (travadas) entre si por meio de juntas, conforme apresentado na Figura 2.6. Duas sequências construtivas são praticadas: intercalação entre uma lamela e outra; e uma lamela seguida da outra, conforme ilustrado na Figura 2.7 e na Figura 2.8, respectivamente. Como pode ser visto nos esquemas apresentados nessas figuras, após a escavação da lamela, instala-se a junta, posiciona-se a armadura e então executa-se a concretagem, sucessivamente. Tal sequência construtiva também pode ser vista na Figura 2.9, exemplo de parede executada com Clamshell, e na Figura 2.10, exemplo de parede executada com Clamshell e Hidrofresa. Durante a concretagem, enquanto o concreto é bombeado para dentro da lamela, a lama bentonítica é bombeada para a superfície, tratada e reservada para ser utilizada na próxima escavação.

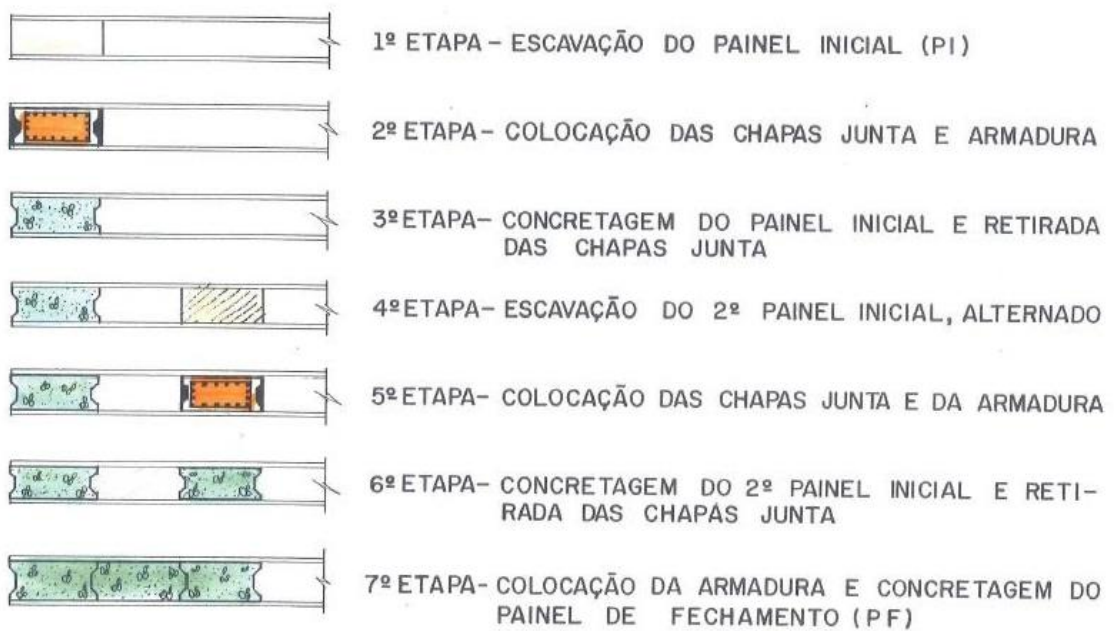
⁵ Disponível em: <<http://www.brasfond.com.br/2013/hidrofresa.html>> Acesso em: 06 de jul. 2022.

Figura 2.6 – Tipos de juntas para paredes diafragma



Fonte: Página eletrônica da empresa ROCSOLO⁶

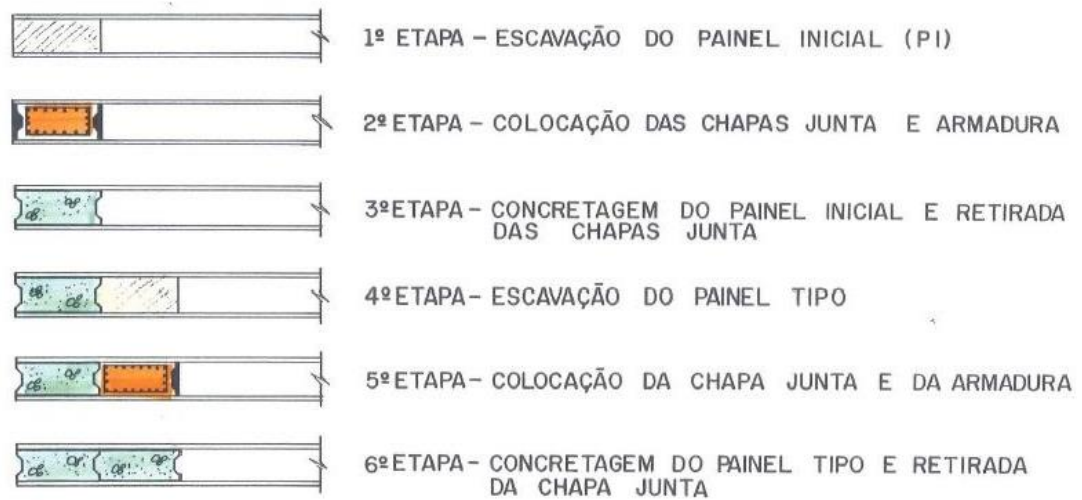
Figura 2.7 – Sequência de execução de paredes diafragma em painéis alternados



Fonte: Luiz Antônio Naresi Júnior (2022)

⁶ Disponível em: <<http://rocsolo.com.br/servico/2/parede-diafragma>> Acesso em: 06 de jul. 2022.

Figura 2.8 – Sequência de execução de paredes diafragma em painéis sucessivos

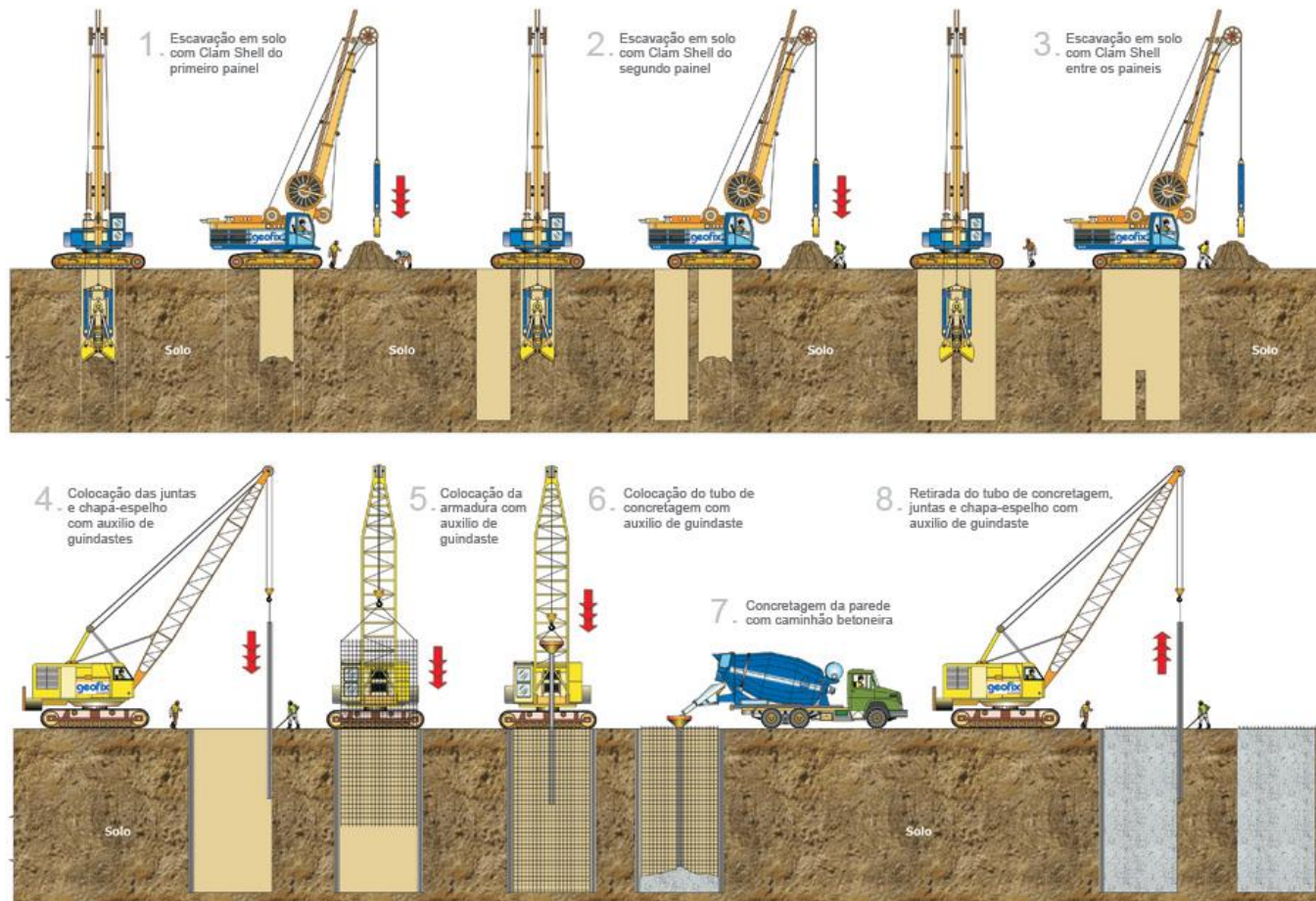


Fonte: Luiz Antônio Naresi Júnior (2022)

Após finalizada a concretagem de todas as lamelas, inicia-se a escavação do interior da vala. Caso haja elementos de escoramento no projeto da parede diafragma, esses são introduzidos de acordo com a etapa de escavação. Quando atingido o nível das escoras, a escavação é finalizada e inicia-se a sua instalação. Após finalizada a instalação de todo o escoramento daquele nível, a etapa seguinte de escavação inicia. Essa sequência é respeitada até se atingir o fundo de projeto da vala.

Em alguns casos, as paredes diafragma são construídas a fim de possibilitar atividade abaixo do nível da superfície. Dessa forma, essas construções apresentam caráter provisório e a vala é reaterrada ao final dos trabalhos planejados no local.

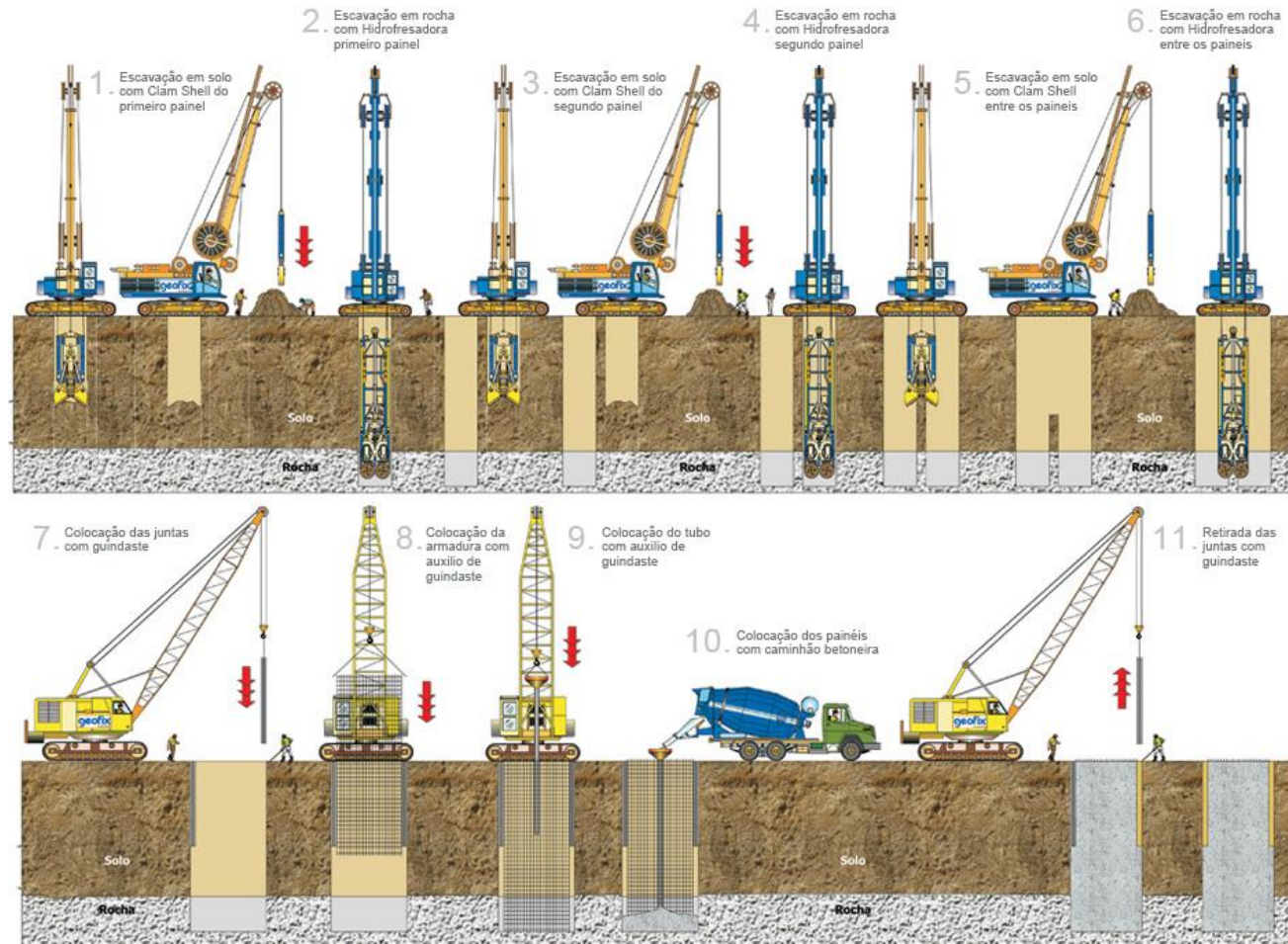
Figura 2.9 – Passo a passo da execução de parede diafragma com Clamshell



Fonte: Página eletrônica da empresa Geofix Engenharia⁷

⁷ Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>> Acesso em: 07 de jul. 2022.

Figura 2.10 – Passo a passo da execução de parede diafragma com Clamshell e Hidrofresa



Fonte: Página eletrônica da empresa Geofix Engenharia⁸

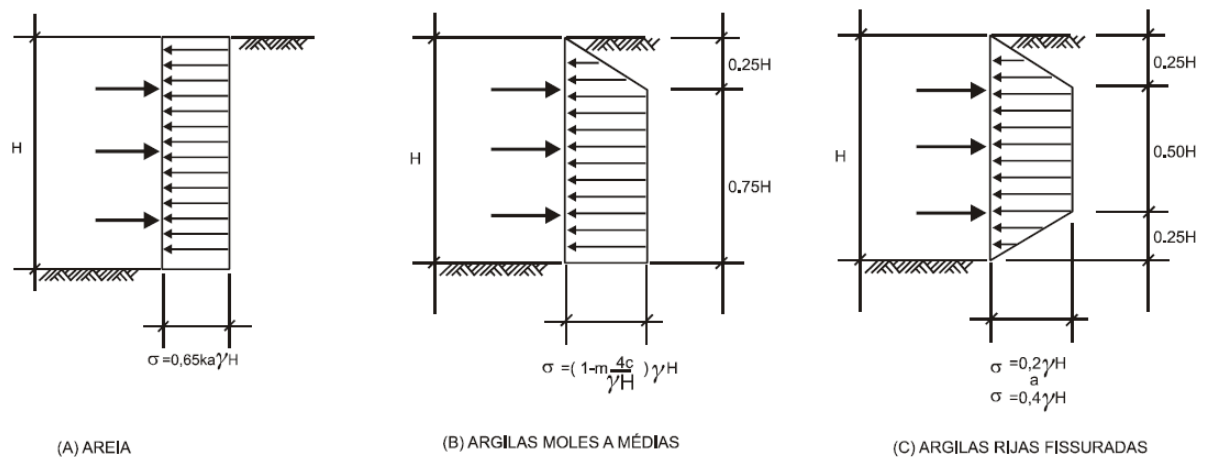
⁸ Disponível em: <<http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>> Acesso em: 07 de jul. 2022.

2.3 MÉTODOS DE CÁLCULO

Para o cálculo dos esforços solicitantes em paredes diafragma, dois tipos de métodos podem ser empregados: métodos empíricos (empíricos e semiempíricos) e métodos teóricos (analíticos e numéricos). Para a determinação dos deslocamentos, apenas os métodos teóricos são indicados, uma vez que estes consideram as etapas construtivas da estrutura de maneira evolutiva nos cálculos, analisando-se etapas posteriores da construção a partir do estado de tensões e deformações da etapa anterior, acumulando, assim, os esforços e deslocamentos referentes a cada etapa construtiva.

Segundo Marcelo Tacitano (2006), o método empírico mais comumente utilizado é o Método da Envoltória Aparente de Tensões, assim como o proposto por Terzaghi e Peck (1967) e Guerra (1982), os quais se baseiam em medições experimentais. Na Figura 2.11, a seguir, estão apresentadas as envoltórias propostas por esse método. Na sua aplicação, os escoramentos e a ficha são considerados como apoios fixos, desconsiderando-se a flexibilidade desses componentes.

Figura 2.11 – Envoltória Aparente de Tensões



Fonte: Guerra (1982) apud Tacitano (2006)

Existem também os métodos semiempíricos que se enquadram nos métodos empíricos, destacando-se pelo fato de que os carregamentos propostos são determinados com base em considerações teóricas simplificadas ao invés de medições experimentais. Segundo Marcelo Tacitano (2006), os métodos de cálculo mais reconhecidos no Brasil que se enquadram neste grupo são: o método de Blum; o método “*Free-Earth Support*”; o método “*Fixed-Earth Support*”; e o método da viga.

Por fim, surgiram os métodos teóricos, que permitiram considerar as características de deformabilidade dos maciços e das contenções, originando os cálculos iterativos entre solo e estrutura. Dentre os métodos teóricos tem-se os analíticos uni e bidimensionais, e os métodos numéricos. Essa última vertente é baseada na representação do solo como meio contínuo, utilizando-se os métodos dos elementos finitos (MEF), das diferenças finitas (MDF) ou dos elementos de contorno (MEC).

O método analítico unidimensional, adotado no presente trabalho, é baseado no Modelo de Winkler, que descreve o solo por meio de barras biarticuladas ou molas independentes. Eles consideram a parede diafragma como uma viga de largura unitária imersa no solo, submetida ao carregamento provocado pelos empuxos nas duas faces e por forças concentradas correspondentes às ações e reações das estroncas e tirantes. Como citado, o solo é representado por molas ou barras biarticuladas independentes, que são caracterizadas pelo Modelo de Winkler, dessa forma, o aumento da precisão e confiabilidade do modelo está diretamente relacionado à quantidade de pontos discriminados no problema. Tal modelo determina as características desses elementos estruturais de cálculo a partir dos resultados de ensaios de campo. A escolha do melhor modelo elastoplástico para o solo deve ser determinada pelo engenheiro geotécnico responsável (TACITANO, 2006).

Salienta-se que os métodos analíticos também apresentam simplificações, no entanto em menor quantidade quando comparado aos métodos empíricos, e apresentam resultados mais próximos à realidade. O Modelo de Winkler, por exemplo, é uma solução matemática que tem como objetivo descrever o comportamento do solo, porém trata-se de uma simplificação, uma vez que o solo é um material heterogêneo, único e de grande complexidade. Adicionalmente, a escolha do coeficiente de mola correspondente a cada camada de solo é uma das etapas mais importantes e complexas do processo de dimensionamento da parede diafragma.

Ademais, o método analítico utiliza de técnicas que preveem o comportamento do solo com mais precisão que os métodos empíricos. Entre os métodos analíticos unidimensionais e bidimensionais, destaca-se o unidimensional pois apresenta maior simplicidade e menor custo para sua aplicação, sendo essa a solução mais vantajosa na maioria das vezes, resguardando o método analítico bidimensional para casos mais complexos, como obras de grande porte.

Dessa forma, diversos programas computacionais foram desenvolvidos a partir do método analítico unidimensional a fim de calcular os esforços e os deslocamentos em paredes

diafragma. Alguns deles são o programa DEEP⁹ (MAFFEI et al., 1977); SPW2003¹⁰ (VERRUIJT, 1995); ESTWIN¹¹ (BARROS, 1991 a e b); e o CEDEVE (TACITANO, 2006). Todos os programas citados foram desenvolvidos considerando a evolução da obra e com base no Modelo de Winkler. No presente trabalho é utilizado o programa CEDEVE para o cálculo dos esforços e deslocamentos na parede, o qual é detalhado e discutido a seguir.

Segundo Tacitano (2006), o modelo de cálculo aplicado no CEDEVE é caracterizado pelos seguintes aspectos:

- a) permite considerar a deformabilidade do escoramento (as estroncas e os tirantes têm comportamento elástico-linear / elastoplástico perfeito);
- b) considera a evolução da obra;
- c) a mobilização da tensão no fundo da vala é determinada e não estimada, em função dos deslocamentos da parede;
- d) são válidas as hipóteses da Teoria de Vigas da Resistência dos Materiais;
- e) a parede é assimilada a uma viga imersa no solo de largura unitária, trabalhando em regime elástico-linear, ou seja, vale a equação da linha elástica; e
- f) o solo, nas diversas camadas que caracterizam o perfil geológico, tem um comportamento elastoplástico perfeito com histerese, onde adota-se a hipótese de Winkler, ou seja, discretiza-se o solo por meio de uma série de molas independentes entre si, associadas ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb, que acaba por fornecer a cada mola uma função força-deslocamento e tem como base o pressuposto que o único parâmetro determinante da falha do solo é a máxima tensão de cisalhamento.

O CEDEVE considera o produto de rigidez¹² da parede constante em toda sua extensão, que o solo no interior e no exterior da vala são idênticos (antes do reaterro, se houver) e que a vala é simétrica. O programa requer diversos dados de entrada relacionados à parede diafragma e ao solo da seção a ser analisada a fim de caracterizar o problema em questão. Seguem algumas definições estabelecidas por Tacitano (2006):

- *Pontos Singulares*: são pontos notáveis da parede que precisam ser considerados necessariamente como nós em sua discretização. Constituem-se pontos singulares, por

⁹ Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes

¹⁰ *Sheet Pile Wall* (Parede de Estaca Prancha)

¹¹ Análise de Estacas Carregadas Lateralmente (Modelo de Winkler)

¹² Produto de rigidez = módulo de deformação longitudinal x momento de inércia

exemplo, os pontos de início e fim da parede, os pontos de incidência de tirantes e estroncas, os de mudança das camadas do solo, entre outros;

- *Intervalo*: é a distância entre dois pontos singulares contíguos;
- *Elemento*: é cada uma das partes elementares que compõem a parede. É representado por um comprimento e pelos nós que se situam nas suas extremidades. Seu comprimento é determinado em função do intervalo a que pertence e do comprimento máximo ($L_{máx}$) que ele pode ter e que deve ser previamente estipulado;
- *Nós*: são os pontos que definem as extremidades dos elementos da parede.

Cada nó da parede apresenta um coeficiente de mola global, denominado k , calculado da seguinte forma:

$$k = k_{mi} + k_{me} + KE_{no} + KT_{no} \quad (2.1)$$

onde:

k_{mi} e k_{me} = coeficientes de mola de um dos elementos de solo, eventualmente existentes junto ao nó n , interno e externo, respectivamente;

KE_{no} = coeficiente de mola de uma estronca eventualmente presente no nó n ;

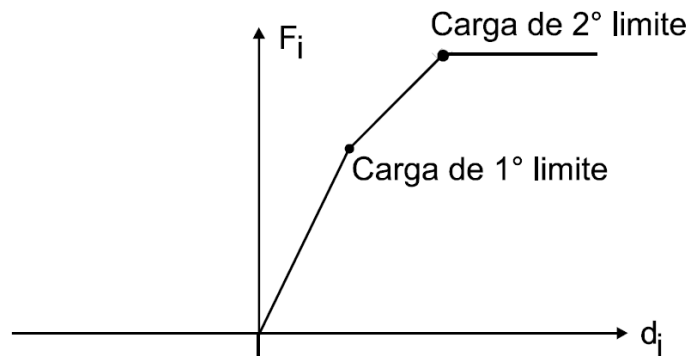
KT_{no} = coeficiente de mola de um tirante eventualmente presente no nó n .

Note-se que, nos nós onde não existem estroncas ou tirantes, os correspondentes valores de KE_{no} e KT_{no} são nulos. Para os trechos de solo em que tenha ocorrido escavação tem-se $k_{mi} = 0$. Para as molas plastificadas, k_{mi} e k_{me} também assumem valores nulos.

Segundo Verruijt (1995), a interação solo-estrutura pode ser mais convenientemente implementada considerando a resposta dos dois lados da parede separadamente. A resposta resultante para os dois lados, para um primeiro carregamento da parede, é mostrada na Figura 2.12. A resposta inicial é que em ambos os lados, esquerdo e direito da parede, as molas encontram-se dentro de suas faixas elásticas. A combinação da rigidez é, então, a soma das duas rigidezes individuais. Em uma das molas, a tensão diminui até o estado ativo ser atingido. Na outra mola, a tensão aumenta até que se atinja o estado passivo. Assim que a primeira destas molas atinge seu limite plástico, a rigidez do conjunto é reduzida, e finalmente reduzida a zero quando a outra mola também encontra seu limite plástico. A principal vantagem da concepção de molas independentes nos dois lados de um mesmo nó é que desta forma a descrição do

comportamento de estruturas é mais simples, principalmente nas condições de descarregamento e recarregamento, pois os comportamentos de cada mola são tomados separadamente.

Figura 2.12 - Resposta (carga x deslocamento) resultante do solo para um determinado nó i



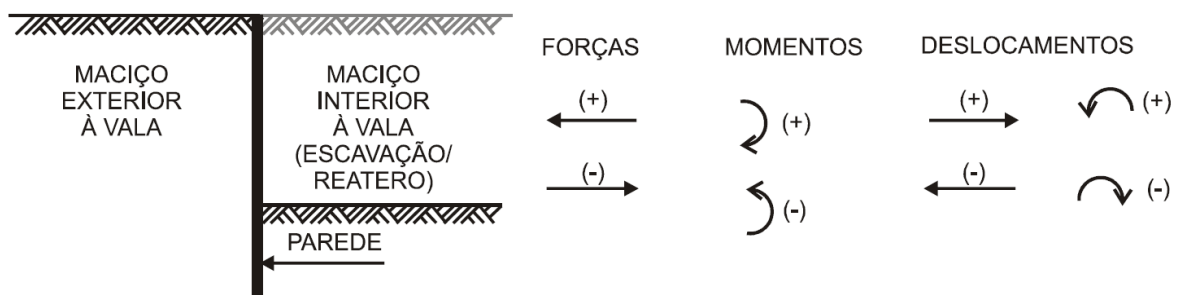
Fonte: Verruijt (1995) apud Tacitano (2006)

Os estados ativo e passivo limitam-se as forças, assim como os deslocamentos correspondentes. O estado em repouso se dá quando a massa de solo se mantém em equilíbrio perfeito, sem deformações em sua estrutura. O estado ativo é quando a parede se “afasta” do solo. Já no estado passivo o solo sofre compressão pela aproximação da parede.

O programa oferece as opções de considerar o efeito de cisalhamento na flexão, o efeito da temperatura sobre as estroncas e sobre a parede. De acordo com Tacitano (2006), para os exemplos estudados por ele, a consideração do efeito de cisalhamento na flexão afetou pouco os resultados (cerca de 1%). Já a variação de temperatura nas paredes e estroncas mostrou-se bastante influente nos resultados dos esforços e deslocamentos.

Na Figura 2.13 são apresentadas as convenções adotadas para as forças, momentos, deslocamentos e posicionamento da parede nos cálculos do CEDEVE (por convenção, o lado interior da vala é sempre o direito).

Figura 2.13 – Convenções adotadas no CEDEVE

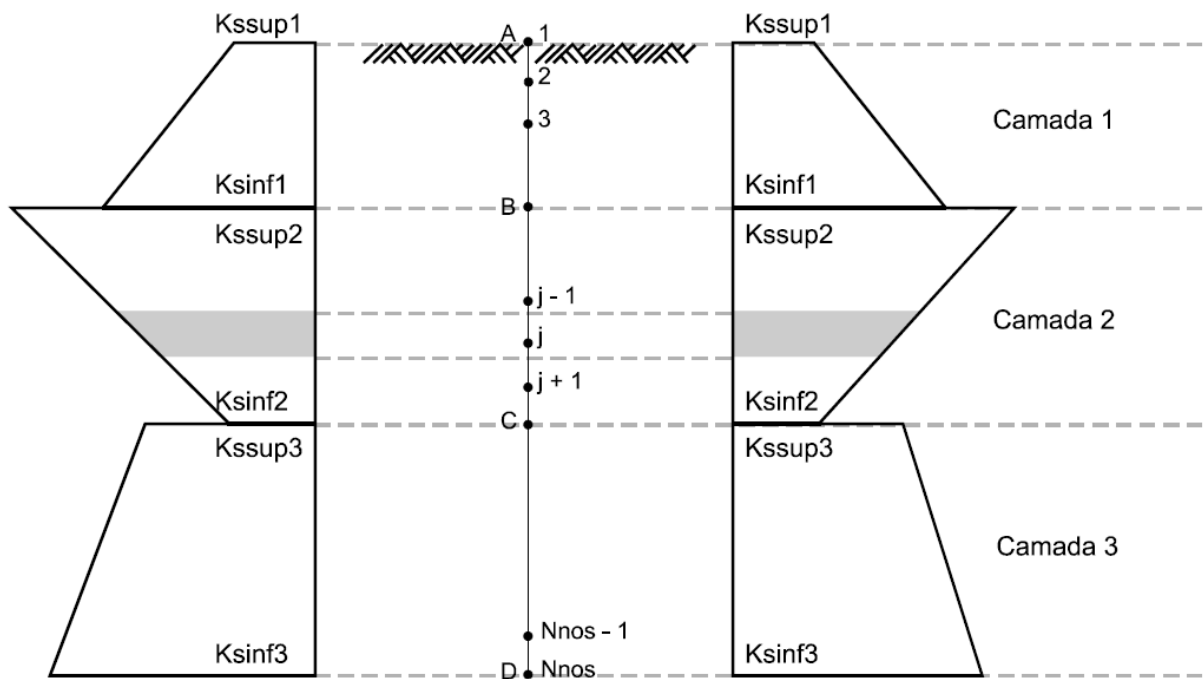


Fonte: Tacitano (2006)

Na Figura 2.14 é possível visualizar os diagramas de distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo, sendo que os valores K_{sup} e K_{inf} são dados de entrada fornecidos pelo usuário do programa e apresentam variação linear entre o começo e o final de cada camada de solo. Ao se aplicar uma força P no ponto A, cria-se um esforço ΔP no ponto j . Considerando k_j o coeficiente de mola de ambos os elementos de solo, cada um de um lado da parede, e d_j como a deformação do nó j , tem-se que o esforço reativo de cada mola corresponde à metade do esforço ΔP_j que couber ao nó j , conforme demonstrado na equação a seguir.

$$\Delta P_j = 2k_j d_j \quad (2.2)$$

Figura 2.14 – Distribuição do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo



Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Considerando a parede da Figura 2.14 em repouso, no ponto j atuam o Ere_0 (empuxo em repouso à esquerda ou externo à vala) e o Eri_0 (empuxo em repouso à direita ou interno à vala). Tal condição ocorre quando a igualdade da Equação (2.3), apresentada a seguir, é respeitada.

$$Ere_0 + Eri_0 = 0 \text{ (condição de equilíbrio de forças no nó } j) \quad (2.3)$$

Supondo-se que se aplique através de incrementos de força P_i um esforço P horizontal no topo da parede de tal modo que se tenha:

$$P = \sum_{i=1}^5 P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \quad (2.4)$$

onde:

P = somatória de forças horizontais.

Seja ΔP_1 o quinhão de carga de P_1 que será absorvido pelos elementos de solo junto ao nó j . Nesta ocasião inicial, tal conjunto também é associado às demais reações intrínsecas das propriedades mecânicas do solo, como a soma das reações das molas independentes interna e externa.

Dessa forma, de acordo com a Figura 2.15 (b), observa-se que os elementos de solo considerados trabalham em regime elástico, sendo um comprimido e o outro aliviado, conforme previsto pelas premissas da hipótese de Winkler.

Tal movimento é gerado entre os elementos, e os deslocamentos resultantes são relacionados na Equação (2.5) abaixo:

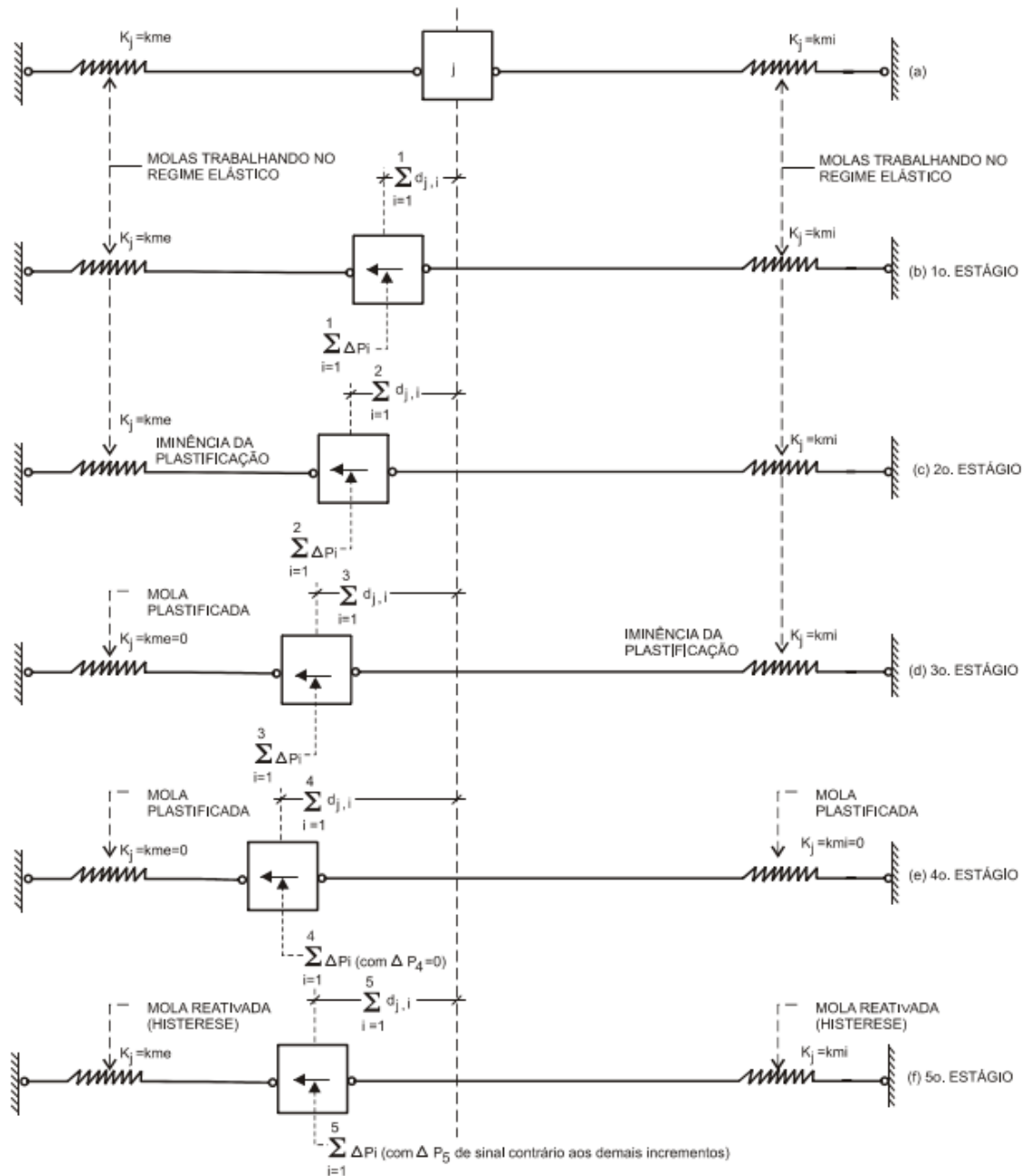
$$\sum_{i=1}^1 d_{j,i} \quad (2.5)$$

onde:

d = deslocamento sofrido entre os elementos do solo.

Portanto, com base nestas interações, são definidos os estágios de carregamento, exercidos pelas forças horizontais aplicadas pelo solo nos nós. A Figura 2.15 apresenta os diversos estágios de carregamento.

Figura 2.15 – Representação da relação de empuxos e deslocamentos sobre os elementos de solo num nó j



Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Os estágios de carregamento acima representados, consideram a aumento das forças P , de modo que a propriedade elastoplástica dos solos corresponde de maneiras distintas ao nível de esforço aplicado. A relação de empuxos e deslocamentos em cada estágio é representada pelo incremento de P e, portanto, a superposição de seus efeitos em cada um dos

lados dos elementos de solo (esquerdo ou direito), como representado abaixo nas Equações (2.6) e (2.7):

$$Eref_{j,1} = Ere0 + k_j \sum_{i=1}^1 d_{j,i} \quad (2.6)$$

$$Erif_{j,1} = Eri0 + k_j \sum_{i=1}^1 d_{j,i} \quad (2.7)$$

onde:

$Eref$ = empuxo efetivo à esquerda;

$Erif$ = empuxo efetivo à direita.

No segundo estágio, portanto, é possível verificar que o incremento na variação ΔP , considerando-se a força exercida no regime elástico, resulta no valor limite de deslocamento elástico passivo no nó j , denominado como deP . Acima deste valor, o solo passa a atender às propriedades plásticas ao invés de elásticas, denominando-se como mola plastificada, uma vez que o empuxo passivo limite externo ($EreP$) não é mais correspondente ao esforço aplicado. A relação entre os esforços é exibida na Equação (2.8) abaixo:

$$Eref_{j,2} = Ere_0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} = EreP \quad (2.8)$$

onde:

$EreP$ = empuxo passivo limite à esquerda.

Em um terceiro momento, a partir do aumento dos esforços P_i , existirá outro incremento na relação de deslocamento e empuxos no nó j . Contudo, devido a compressão total da mola à esquerda, a qual está incapacitada de receber novos esforços, isto é, o coeficiente k_j é igual a zero, a mola à direita é então alvo do carregamento exercido. Com isso, a mola à direita obedece a superposição de efeitos, com base na Equação (2.9):

$$Erif_{j,3} = Eri_0 + k_j \sum_{i=1}^3 d_{j,i} = EriA \quad (2.9)$$

onde:

$EriA$ = empuxo ativo limite à direita.

No quarto estágio de carregamento, o incremento nas forças absorvidas pela mola à direita agora ultrapassa o deslocamento elástico passivo limite externo no nó j (diP), assim como ocorreu com a mola à esquerda. Neste momento, portanto, a mola à direita também passa a ter comportamento plástico, de mola plastificada. As relações de empuxo e deslocamento são apresentadas a seguir:

$$Eref_{j,2} = Ere_0 + k_j \sum_{i=1}^2 d_{j,i} = EreP \quad (2.10)$$

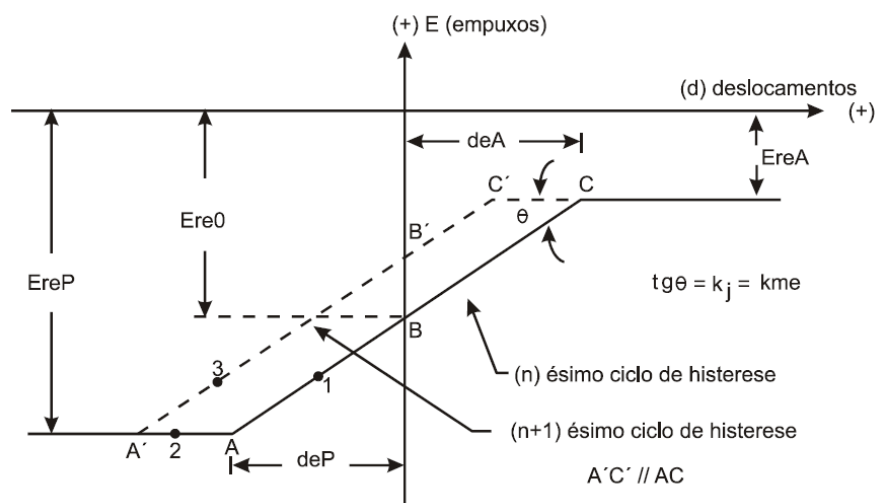
$$Erif_{j,3} = Eri_0 + k_j \sum_{i=1}^3 d_{j,i} = EriA \quad (2.11)$$

Finalmente, no quinto estágio de carregamento, uma nova força P_5 é aplicada no topo da parede em questão. Em tais condições, isto é, com uma força direcionada em sentido oposto aos aplicados no nó j , admite-se que ocorre o fenômeno da histerese do solo voltando os elementos de solo a trabalhar elasticamente segundo a reta tracejada indicada nos diagramas da Figura 2.16 e da Figura 2.17. Os deslocamentos das molas, portanto, são considerados novamente, porém com $d_{j,5}$ com sinal positivo aos demais deslocamentos (ou seja, sentido contrário aos deslocamentos $d_{j,1}$ a $d_{j,4}$). Dessa forma, a relação de empuxos versus deslocamento é descrita da seguinte maneira:

$$Eref_{j,5} = Ere_0 + k_j (d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,5}) \quad (2.12)$$

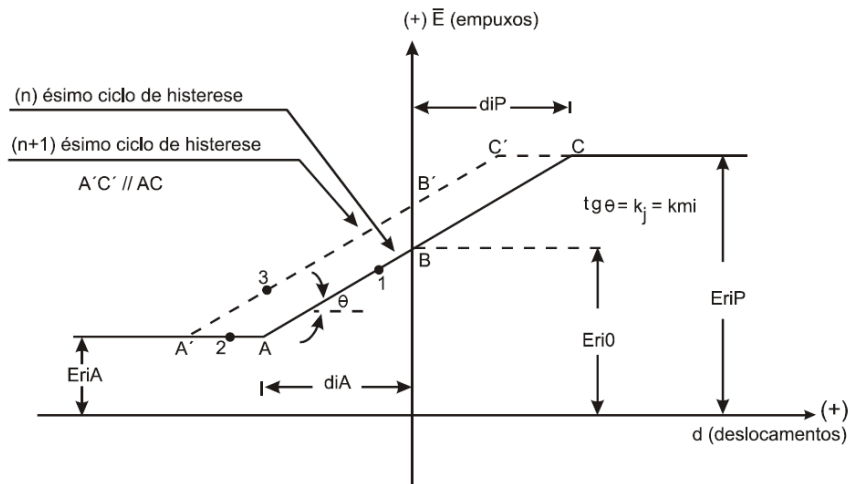
$$Erif_{j,5} = Eri_0 + k_j (d_{j,1} + d_{j,2} + d_{j,3} + d_{j,5}) \quad (2.13)$$

Figura 2.16 – Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à esquerda do nó j



Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Figura 2.17 – Diagrama de empuxos x deslocamentos do solo à direita do nó j

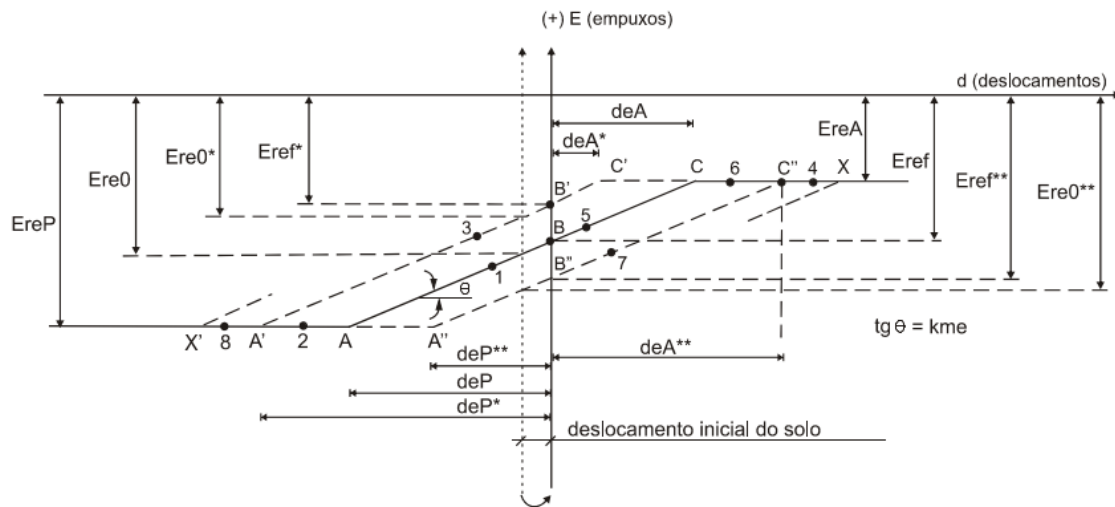


Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Com isso, neste processo, os empuxos continuam os mesmos, porém os deslocamentos limites iniciais não são mais válidos, devido ao fenômeno de histerese, e então novos deslocamentos são admitidos a cada ciclo de histerese. Considerando-se os parâmetros expostos acima, é possível salientar que a investigação das propriedades do solo e demais dados referentes ao local da construção são essenciais para o entendimento da relação entre os esforços atribuídos e a resposta dos elementos do solo aos mesmos.

Adicionalmente, vale ressaltar que quando considerados dois ou mais ciclos consecutivos de histerese, os empuxos e deslocamentos de solo em um nó são alterados. A aplicação de nova sobrecarga coincide na geração de empuxos com novos eixos de referência, e, por conseguinte, novos deslocamentos e deformações. A Figura 2.18 ilustra o comportamento da relação de empuxos e deslocamentos após ciclos de histerese:

Figura 2.18 - Diagrama da relação de empuxos e deslocamentos dos elementos do solo de um nó n qualquer



Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Observa-se que após cada ciclo de histerese o material retoma as propriedades elásticas e novos empuxos e deslocamentos são relacionados. Com isso, o deslocamento elástico passivo (deP) de cada ciclo inicia-se em pontos diferentes, bem como os deslocamentos ativos (deA) até o comportamento plástico. Naturalmente, os empuxos em repouso (Ere_0) e efetivos ($Eref$) também são alterados. Contudo, o empuxo passivo limite externo ($EreP$), quando elástico, e o empuxo ativo limite externo ($EreA$), quando plástico, ainda são válidos, sendo estes considerados fixos.

Em relação à matriz de rigidez da estrutura, é necessário o conhecimento do comprimento, o produto de rigidez de cada elemento, o coeficiente de mola global de cada nó estudado, e demais parâmetros caso condições específicas sejam consideradas (TACITANO, 2006).

Por convenção, os esforços horizontais atuantes no sentido horário nos nós são considerados como positivos, e no sentido anti-horário, como negativos. Tais tensões são denominadas como esforços nodais.

De modo a representar a matriz de rigidez da estrutura, são considerados os movimentos dos elementos de solo, estudados com base no Método dos Deslocamentos. Tais movimentos são classificados como recalques e giros unitários nos graus de liberdade dos elementos (TACITANO, 2006).

Portanto, a matriz de rigidez global da estrutura avaliada no CEDEVE corresponde ao número de nós associados da mesma e seus graus de liberdade, de acordo com o módulo de elasticidade (E), momento de inércia (I) e comprimento entre os nós (L). Dessa forma, a matriz global proposta por Tacitano (2006) para o cálculo de 3 nós genéricos, é exibida na Figura 2.19.

Figura 2.19 - Elementos da matriz de rigidez de uma parede associado a três nós genéricos ($i-1$, i e $i+1$)

Nó	i-1		i		i+1		
	GL	2i-3	2i-2	2i-1	2i	2i+1	2i+2
i-1	2i-3	$-\frac{4EI}{L_{i-1}}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{2EI}{L_{i-1}}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}}$	0	0
	2i-2	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	0	0
i	2i-1	$-\frac{2EI}{L_{i-1}}$	$-\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$-\frac{4EI}{L_{i-1}}$ $-\frac{4EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$ $\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{2EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$
	2i	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$	$\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$	$\frac{6EI}{L_{i-1}^2}$ $\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{12EI}{L_{i-1}^3}$ $-\frac{12EI}{L_i^3}$	$-\frac{6EI}{L_i^2}$	$\frac{12EI}{L_i^3}$
i+1	2i+1	0	0	$-\frac{2EI}{L_i}$	$-\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{4EI}{L_i}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$
	2i+2	0	0	$\frac{6EI}{L_i^2}$	$\frac{12EI}{L_i^3}$	$\frac{6EI}{L_i^2}$	$-\frac{12EI}{L_i^3}$

Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

O empuxo exercido pelos elementos do solo é calculado com base nas pressões verticais e horizontais aplicadas por estes elementos, sendo o peso próprio do solo, a água subterrânea e demais sobrecargas da superfície. Tais conceitos também são considerados no programa CEDEVE.

A pressão vertical exercida pelo peso próprio do solo é dada por:

$$p_v = \gamma_s h \quad (2.14)$$

onde:

γ_s = peso específico; e

h = profundidade.

Naturalmente, deve-se considerar a sobreposição de camadas de solo acima do nó em que se deseja calcular a pressão. Portanto, caso exista água acima do nó estudado, deve se considerar o peso específico do solo submerso (γ_{sub}).

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} + \gamma_w \quad (2.15)$$

onde:

γ_{sat} = peso específico do solo saturado; e

γ_w = peso específico da água.

Para as sobrecargas, o cálculo da pressão vertical em um nó qualquer, se dá pelas Equações (2.16) e (2.17):

$$tg \delta = \frac{a}{z} \quad (2.16)$$

onde:

a = distância entre o início da carga e a parede; e

z = profundidade relativa entre o início da carga até o nó.

$$P_{vqt} = 2 \frac{q_d}{\pi} [\alpha + \text{sen} \alpha \text{ coss}(\alpha + 2\delta)] \quad (2.17)$$

onde:

q_d = carregamento distribuído na superfície.

Além disso, ressalta-se a consideração da pressão vertical da carga de multidão. De acordo com Tacitano (2006), bem como com a norma britânica BS 8002/94, a sobrecarga devido a multidão é uniformemente distribuída no solo e definida como $P_{vpm} = 10$ kPa, constante com a profundidade.

Em relação à pressão vertical devido à sobrecarga acidental de equipamentos à beira da vala, isto é, na operação e construção da vala escavada para a instalação da parede diafragma, têm-se a seguinte Equação (2.18):

$$P_{vpe} = \frac{p_e}{\pi} [2\beta + \text{sen } 2\beta] \quad (2.18)$$

onde:

p_e = peso/carregamento distribuído dos equipamentos na superfície.

Para as pressões horizontais exercidas no solo, deve-se considerar a influência da coesão e a presença de água. Com isso, o cálculo das pressões horizontais se dá pela seguinte equação:

$$p_h = kp_v \quad (2.19)$$

onde:

p_v = coeficiente de pressões verticais entre os nós de uma das faces da parede;

k = coeficiente das pressões ativa (k_a), passiva (k_p) e de repouso (k_0).

Ressalta-se que para o cálculo das pressões horizontais em nós, é necessário o cálculo acima e abaixo do nó estudado. Portanto, variações lineares entre os nós são esperadas para as pressões horizontais.

Por fim, os esforços nodais externos para um nó i , após a verificação das pressões horizontais, são dados por:

$$Ere_i = -\left\{\frac{1}{2} [L_{i-1} + L_i + Ree_i] + \frac{1}{3} L_{i-1} [Red_i - Ree_{i-1}] + \frac{1}{6} L_i [Red_{i+1} - Ree_i]\right\} \quad (2.20)$$

onde:

Ree_i = resultante da pressão horizontal externa à esquerda do nó i ; e

Red_i = resultante da pressão horizontal externa à direita do nó i .

De maneira análoga, para os esforços nodais internos para um nó i , tem-se:

$$Eri_i = -\left\{\frac{1}{2} [L_{i-1} + L_i + Rie_i] + \frac{1}{3} L_{i-1} [Rid_i - Rie_{i-1}] + \frac{1}{6} L_i [Rid_{i+1} - Rie_i]\right\} \quad (2.21)$$

onde:

Rie_i = resultante da pressão horizontal interna à esquerda do nó i ; e

Rid_i = resultante da pressão horizontal interna à direita do nó i .

Como discutido anteriormente, o comportamento do solo é representado por molas. Tais molas exercem empuxos e deslocamentos derivados dos esforços aplicados no solo. Com isso, para cada nova fase de escavação, os empuxos Eri_f devem ser recalculados, de modo a considerar a ausência de solo interno.

Assumindo-se o equilíbrio estático, isto é, uma parede escavada estável, temos as Equações (2.22) e (2.23):

$$\sum F_i = \sum_{i=1}^{n^\circ \text{ Nós}} (Eref_i + Eri_f_i) = 0 \quad (2.22)$$

$$\sum M_i = \sum_{i=1}^{n^\circ \text{ Nós}} (Eref_i + Eri_f_i) d_i = 0 \quad (2.23)$$

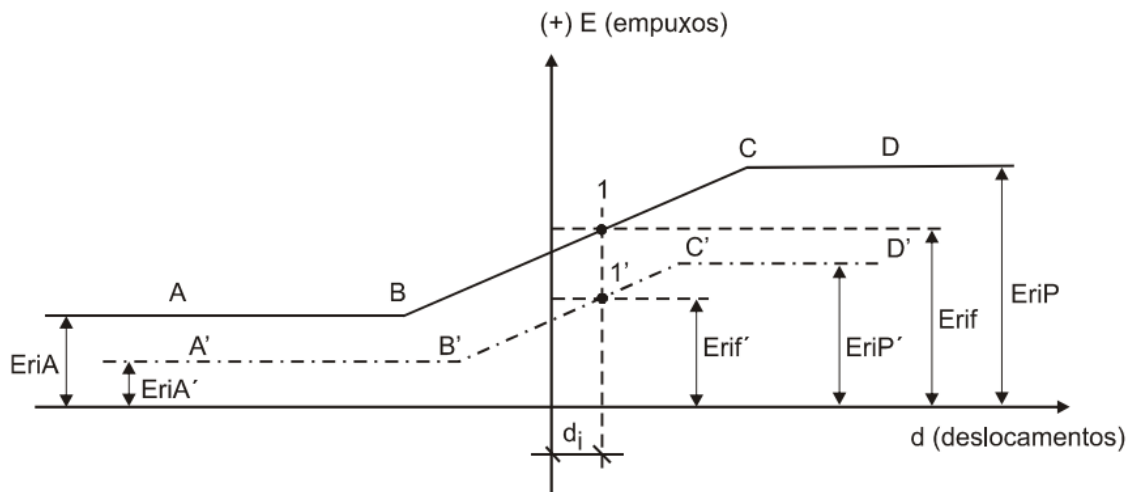
onde:

F_i = somatória de forças envolvidas; e

M_i = somatória de momentos envolvidos.

Dessa forma, para a mudança de fase construtiva que resultará nas alterações estruturais do maciço a ser escavado, a Figura 2.20 apresenta o comportamento dos elementos do solo em relação aos empuxos e deslocamentos.

Figura 2.20 – Diagrama da relação de empuxos e deslocamentos dos elementos interno do solo, considerando-se a mudança de fase construtiva



Fonte: Tufaile et al. (1983) apud Tacitano (2006)

Neste caso, o diagrama ABCD representa o comportamento do solo, com valores iniciais de empuxos e deslocamentos. Após a escavação, representada pelo diagrama A'B'C'D', os empuxos e deslocamentos são alterados. Dessa forma, considera-se que, para toda nova fase consecutiva, as relações de empuxo versus deslocamento devem ser reanalisadas e recalculadas, partindo da condição de equilíbrio inicial da escavação anterior.

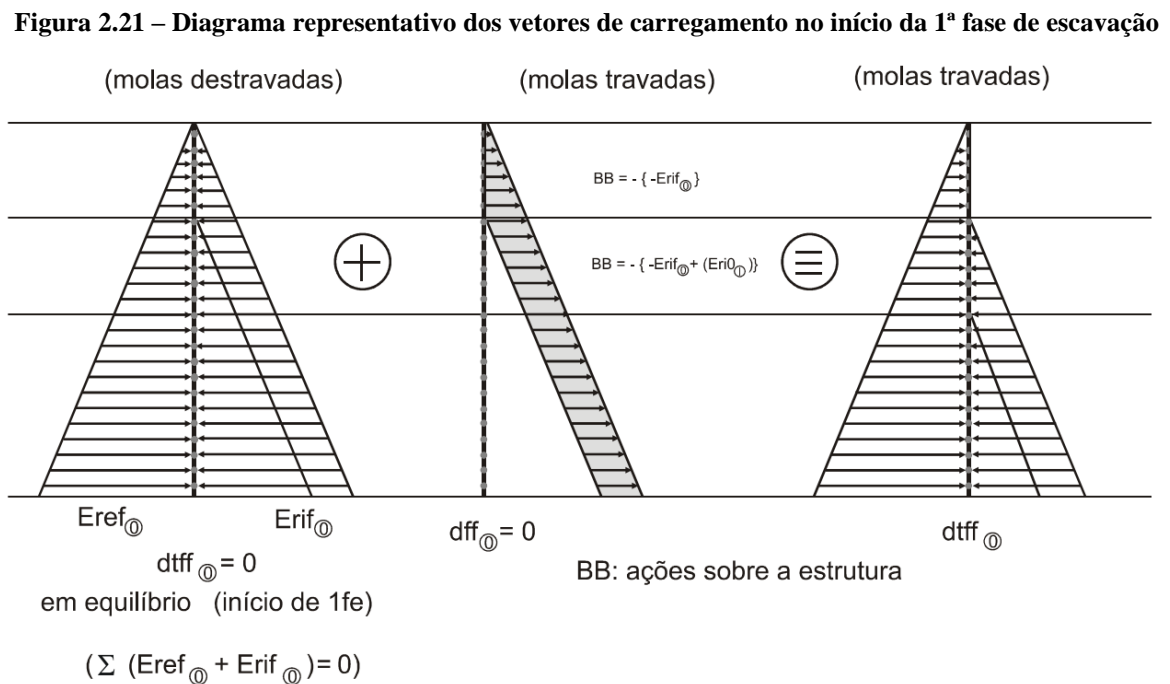
De acordo com Tacitano (2006), existem três tipos de carregamentos possíveis para aplicação nas paredes, para o caso em questão:

- a) Carregamento oriundo das diferenças de empuxo atuantes de cada lado da parede (peso parede + sobrecarga + água): consideração dos empuxos efetivos;
- b) Aplicação de outras forças horizontais: pré-compressão e efeitos de

temperatura em estroncas ou protensão de tirantes; e

c) Aplicação de vetor momento: consideração de gradientes de temperatura nas paredes da vala.”

Os vetores de carregamento em um nó i , por sua vez, são considerados com base nos seguintes diagramas para graus de liberdade $2i$, e cada respectiva fase de escavação (Figura 2.21).

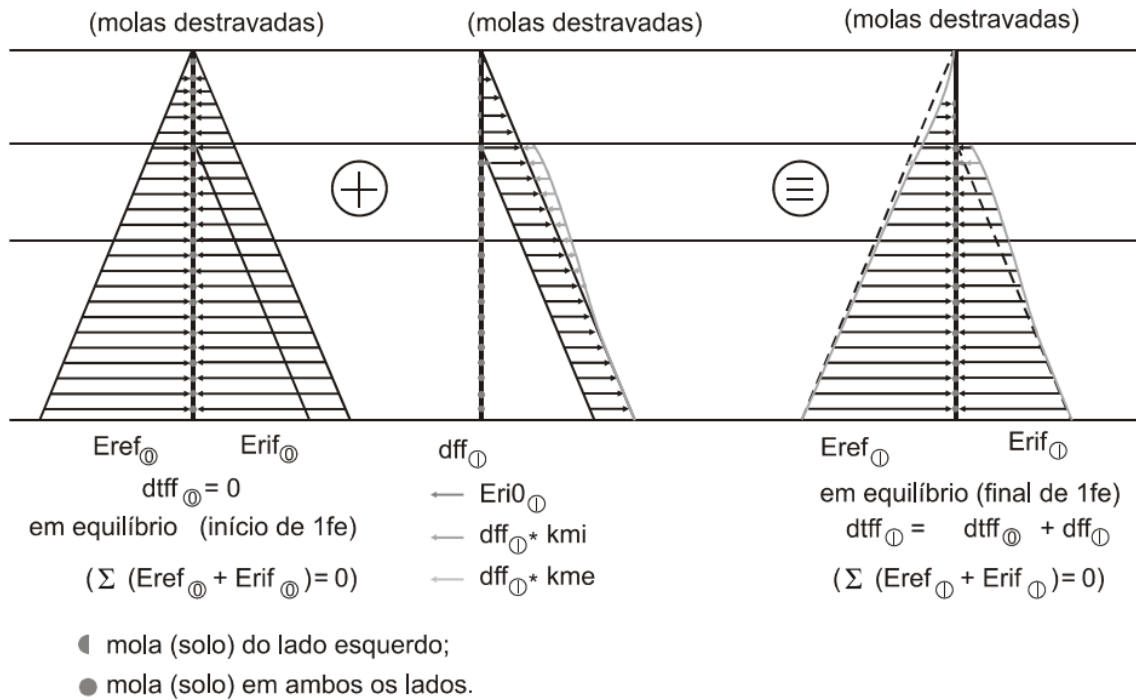


Fonte: Tacitano (2006)

Nesta condição, considera-se o início da primeira fase de escavação, isto é, com as molas travadas e as relações empuxo e deslocamento em equilíbrio. Portanto, as ações BB sobre a estrutura, ou seja, os vetores de carregamento, consideram que os empuxos efetivos internos e externos são iguais a zero.

Após a execução da escavação, isto é, a retirada do solo interno, as condições são alteradas para análise em molas destravadas. Aqui, são considerados os deslocamentos (dff) e coeficientes elásticos das molas independentes, porém ainda observando-se condições estáveis no início e fim da escavação, conforme demonstrado na Figura 2.22.

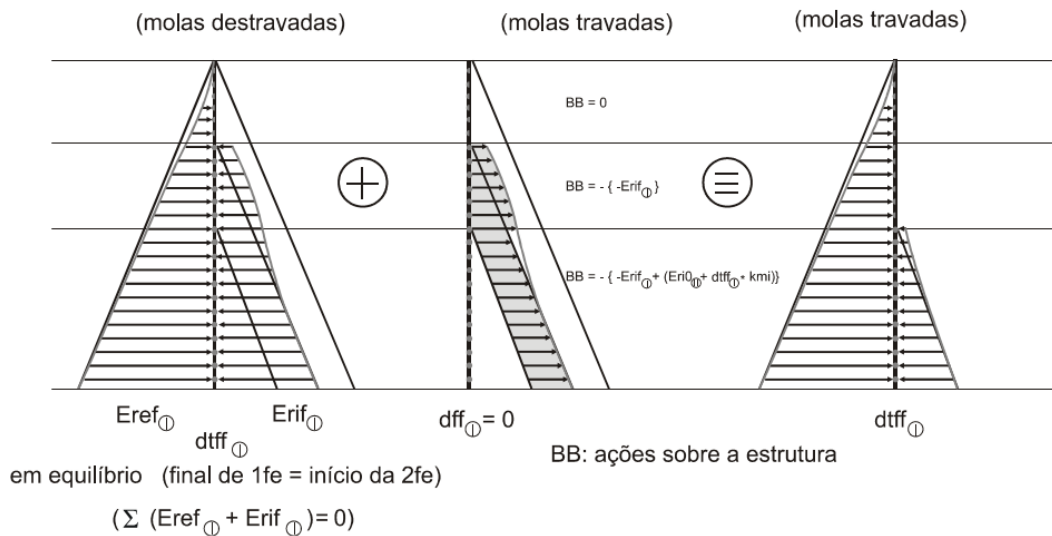
Figura 2.22 – Diagrama representativo dos vetores de carregamento no final da 1ª fase de escavação



Fonte: Tacitano (2006)

De maneira similar, no início da segunda fase de escavação, as molas são tidas como travadas. Neste cenário, o mesmo comportamento para o início da primeira fase é observado, com as relações entre empuxo e deslocamentos em equilíbrio novamente. A Figura 2.23 representa a fase em questão.

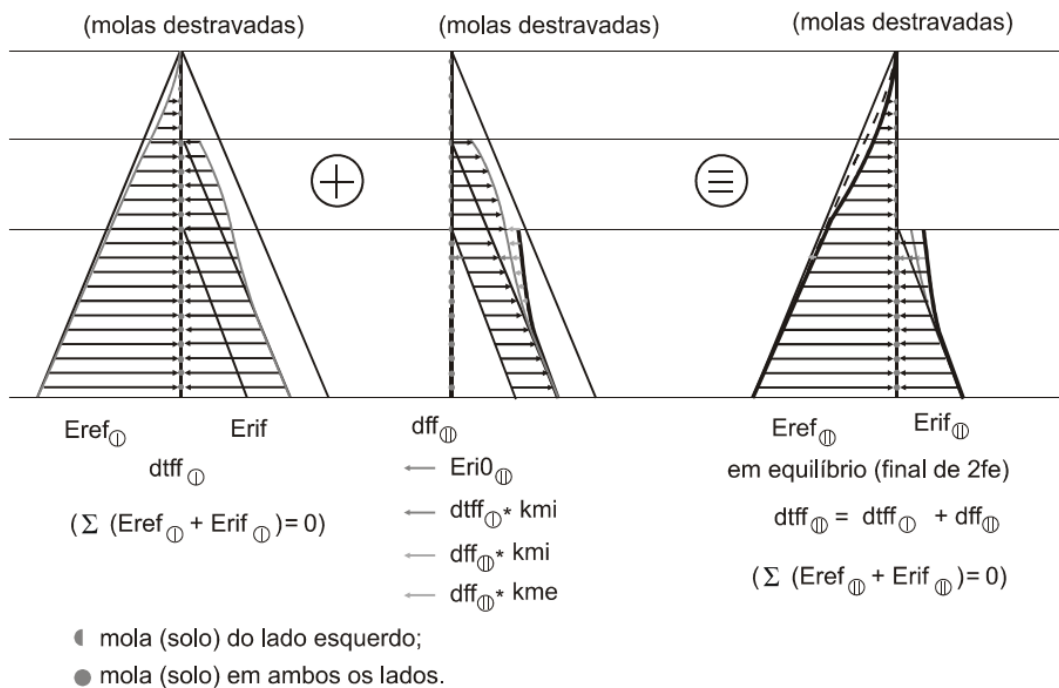
Figura 2.23 – Diagrama representativo dos vetores de carregamento no início da 2ª fase de escavação



Fonte: Tacitano (2006)

Na finalização da escavação da segunda fase, por sua vez, o comportamento das relações de empuxo e deslocamento é análogo àquele observado para a primeira fase, exceto em relação à consideração dos deslocamentos gerados na primeira fase, os quais agora em condição de molas destravadas, são contabilizados na segunda fase da escavação, juntamente com as características da segunda fase, conforme a Figura 2.24 ilustra.

Figura 2.24 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento no final da 2ª fase de escavação

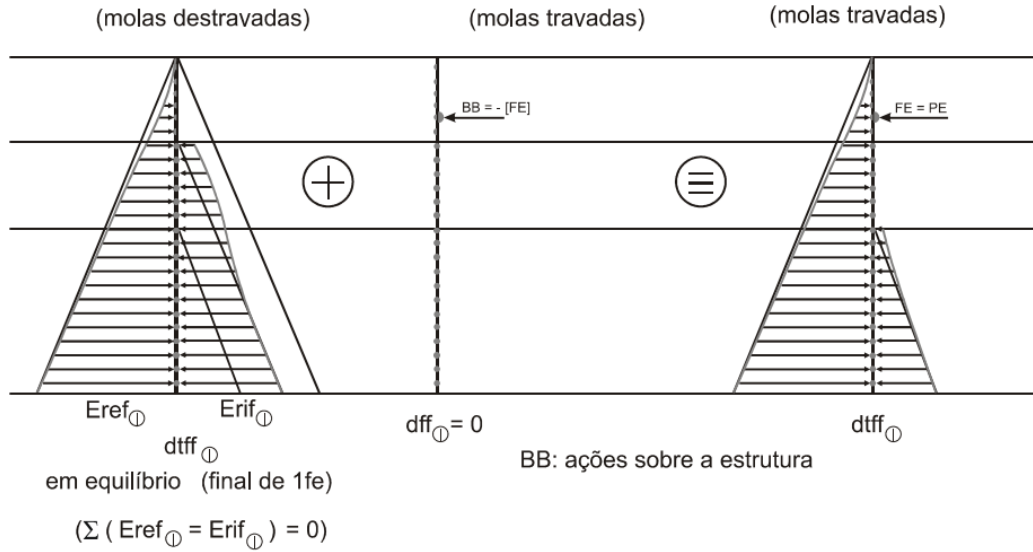


Fonte: Tacitano (2006)

Portanto, a cada nova fase consecutiva de escavação, são consideradas as condições de equilíbrio das escavações sobrepostas, bem como os deslocamentos gerados nas escavações acima.

Adicionalmente, uma terceira condição é observada em construções que requerem o uso de estroncas e/ou tirantes. No momento inicial, isto é, na primeira fase, as molas são consideradas travadas e o equilíbrio estável, assim como as demais condições iniciais explicitadas anteriormente. No entanto, como pode ser visto na Figura 2.25, o comportamento das pressões horizontais e esforços nodais é alterado.

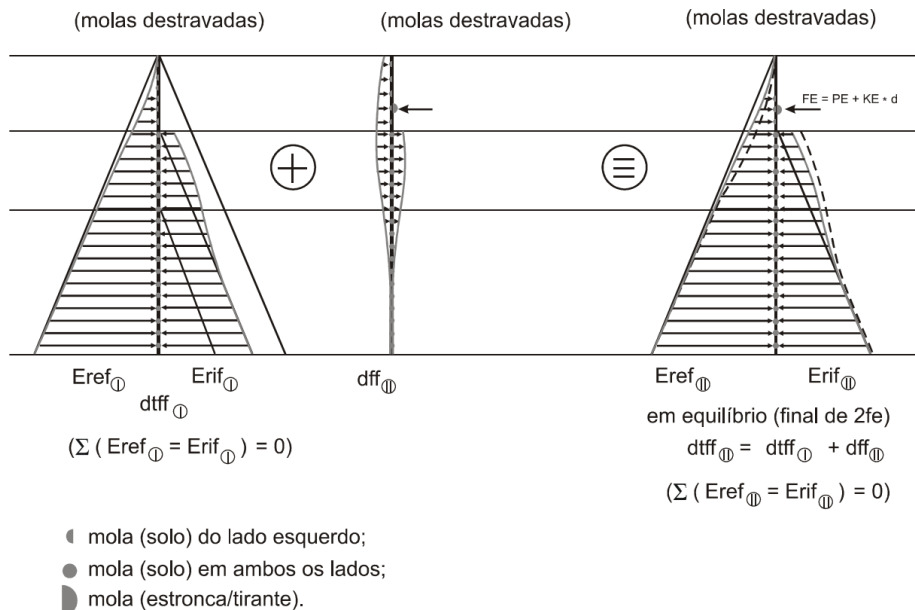
Figura 2.25 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento de início da 1ª fase considerando-se a instalação de estroncas e tirantes



Fonte: Tacitano (2006)

Por fim, para a condição de instalação de novas estroncas e/ou tirantes, têm-se as molas destravadas. Dessa forma, considera-se somente um único valor de deslocamento (dff), o qual corresponde às molas do conjunto de estroncas e/ou tirantes instalados, bem como as molas dos lados esquerdo e ambos os lados da parede estudada, conforme representado na Figura 2.26.

Figura 2.26 - Diagrama representativo dos vetores de carregamento do final da 1ª fase considerando-se a instalação de estroncas e tirantes



Fonte: Tacitano (2006)

Assim como as fases de escavação discutidas anteriormente, após a finalização dos trabalhos relacionados à escavação da vala, seu o reaterro pode ser necessário. Tal atividade também pode ser executada em etapas/estágios. O reaterro tem como objetivo completar as valas até a cota superficial do terreno.

Considerando-se, portanto, que a execução do reaterro também é realizado em etapas, os métodos de cálculo para escavações são aplicáveis para os procedimentos envolvidos no reaterro. Contudo, Tacitano (2006) faz algumas ressalvas quanto a este cálculo:

“a) todas as propriedades geotécnicas do solo de reaterro devem ser fornecidas, assim como as cotas das fases de reaterro;

b) as estroncas a serem retiradas devem influir no carregamento sobre a parede e na rigidez do sistema estrutural;

c) o solo de reaterro vai influir no sistema estrutural, da mesma forma que o escoramento, ou seja, no vetor de ações e na matriz de rigidez. Para efeito de seu comportamento à plastificação, os deslocamentos acumulados devem ser contados a partir da primeira fase de reaterro, enquanto o restante do solo, para os mesmos efeitos, deve ter seus deslocamentos tomados desde a primeira fase de escavação. Em outras palavras, os deslocamentos acumulados para efeitos de plastificação no solo do lado contido e escavado abaixo da cota da última fase de escavação têm como referência o início dos cálculos (primeira fase de escavação), por outro lado para o solo de reaterro a referência será a primeira fase de reaterro. Evidentemente que os deslocamentos totais da parede na região reaterrada serão a soma dos deslocamentos ocorridos até a última fase de escavação com aqueles acumulados durante as fases de reaterro.”

Ademais, para um cálculo bem-sucedido da atividade de reaterro, assim como para as etapas de escavação, é necessário conhecer todos os parâmetros e propriedades inerentes ao solo de aterro, de forma a obter-se um modelo representativo do comportamento estrutural do solo.

Os deslocamentos máximos e mínimos de cada nó avaliado são obtidos com base na somatória dos cálculos executados nas etapas anteriormente discutidas, isto é, os deslocamentos e as rotações correspondentes para cada nó.

De maneira similar, com base nos cálculos executados em todas as etapas apresentadas, são verificados para cada mola e nó, os esforços e pressões exercidas nas mesmas.

Em paralelo, considerando-se as forças que atuam em uma mola e nó específico, bem com a sua somatória, obtém-se a resultante das forças atuantes em uma parede. Dessa forma, adota-se a seguinte relação para esforços cortantes em um nó i , em uma parede, à direita e à esquerda do nós, respectivamente:

$$Fce_i = Fce_{i-1} \quad (2.24)$$

$$Fce_i = Fcd_i - (Erf_i + Eref_i + FT_i + FE_i) \quad (2.25)$$

Do mesmo modo, após qualquer etapa ou estágio construtivo discutido anteriormente, o momento fletor se dá pelas expressões abaixo, em um nó i , à direita e à esquerda, respectivamente:

$$Mfd_i = Mfe_{i-1} + L_{i-1}Fce_{i-1} \quad (2.26)$$

$$Mfe_i = Mfd_i \quad (2.27)$$

Finalmente, é necessário também considerar a influência de estroncas e tirantes em tais cálculos. Com isso, considera-se a força normal exercida pelas estroncas e a variação de temperatura. Para os tirantes, a mesma é desprezável. As expressões abaixo exibem o cálculo da força normal nas estroncas e nos tirantes, respectivamente:

$$N = \frac{2EA}{L} d + EA\alpha\Delta T \quad (2.28)$$

$$N = \frac{EA}{L} d \quad (2.29)$$

onde:

d = deslocamento; e

ΔT = variação de temperatura.

3 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Concreto armado é um material heterogêneo composto por concreto e aço, sendo este último denominado armadura neste contexto. Ele é utilizado na confecção de elementos estruturais, sendo que o concreto é responsável por suportar os esforços de compressão e o aço os de tração. O concreto forma uma barreira físico-química sobre o aço, ajudando a protegê-lo contra a corrosão.

Para o dimensionamento de estruturas em concreto armado, são necessárias informações sobre o tipo do concreto e do aço a ser utilizado, o local de aplicação, o uso da estrutura, o modelo de cálculo a ser utilizado, entre outras. A fim de auxiliar os projetistas e garantir a segurança das estruturas, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desenvolveu a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2023), principal norma brasileira relacionada ao concreto armado e que é utilizada neste trabalho.

3.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO

A seguir estão descritas as principais propriedades do concreto, as quais são fundamentais no dimensionamento de peças estruturais.

- Classes

As classes do concreto referem-se à sua resistência característica à compressão. Identificadas pela letra C seguida da resistência característica do concreto, elas são divididas em dois grupos, de acordo com a NBR 8953¹³. O Grupo I contém os concretos com resistência até 50 MPa, e o Grupo II contém os concretos de 55 a 90 MPa.

- Massa específica

Os concretos considerados como tendo massa específica normal são aqueles cuja massa específica (ρ_c) varia entre 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³. De acordo com a NBR 6118, caso a massa específica real do concreto seja desconhecida, para fins de cálculo, pode-se adotar o valor de 2.400 kg/m³ para o concreto simples e 2.500 kg/m³ para o concreto armado.

¹³ NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (2015).

- Resistência à compressão

A resistência à compressão dos concretos é avaliada por meio de corpos de prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, moldados conforme a NBR 5738¹⁴. O ensaio para determinar a resistência característica à compressão é feito em uma prensa hidráulica com o concreto na idade de 28 dias a partir da moldagem, conforme estabelecido pela NBR 5739¹⁵.

A partir dos resultados experimentais, estabelece-se que a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é o valor mínimo estatístico acima do qual ficam situados 95% dos resultados experimentais (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014).

- Resistência à tração

São três os tipos de ensaio comumente realizados para a determinação da resistência do concreto à tração: tração direta, tração indireta e tração na flexão. Na falta de ensaios, a NBR 6118 permite estimar a resistência à tração média ou característica do concreto por meio das seguintes equações:

- Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,7f_{ck}^{2/3} \quad (3.1)$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (3.2)$$

onde $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa).

A partir da resistência média obtida, podem ser calculados os valores característicos à tração, sendo um limite inferior e um limite superior, correspondentes ao valor médio multiplicado por 0,7 e 1,3, respectivamente.

- Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) é obtido a partir do método de ensaio estabelecido na NBR 8522¹⁶. Para efeitos de projeto, deve-se utilizar o módulo de deformação tangente inicial,

¹⁴ NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (2015).

¹⁵ NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos (2018).

¹⁶ NBR 8522: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 1: Módulos estáticos à compressão (2021).

obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir, estabelecidas pela NBR 6118.

- Para concretos de classes até C50:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.3)$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (3.4)$$

sendo

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito;

onde

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522, ou estimado pela expressão a seguir, estabelecida pela NBR 6118:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}, \quad (3.5)$$

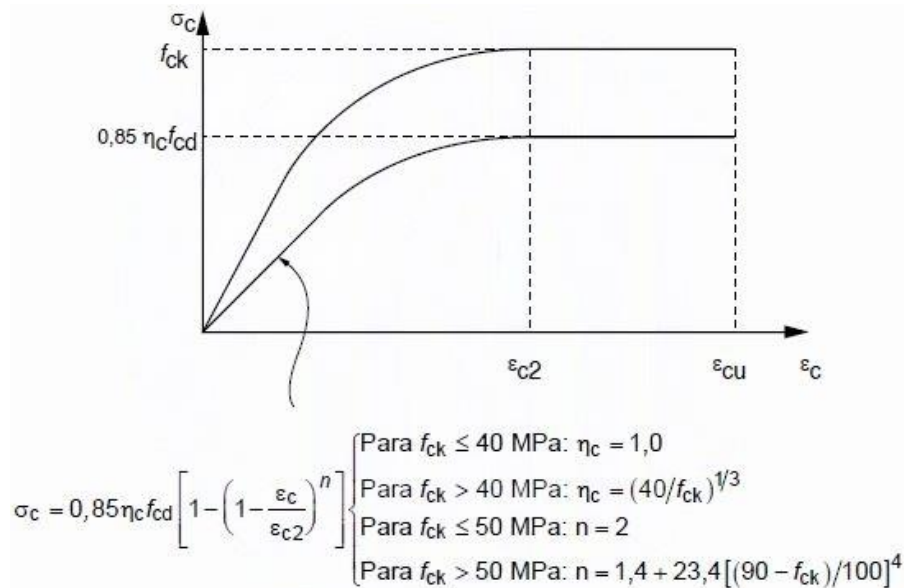
sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0. \quad (3.6)$$

- Diagrama tensão-deformação

Para realização das análises de estado limite último, a NBR 6118 indica a utilização do diagrama tensão-deformação elastoplástico perfeito idealizado, conforme ilustra a Figura 3.1.

Figura 3.1 – Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: Figura 8.2 da NBR 6118.2023

De acordo com a NBR 6118, os valores a serem adotados para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são:

- Para concretos de classes até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰},$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}.$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}, \quad (3.7)$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(f_{ck} - 50)/100]^4. \quad (3.8)$$

3.2 AÇO DE ARMADURA PASSIVA

As armaduras utilizadas nas estruturas de concreto podem ser classificadas em dois tipos: ativas ou passivas. De acordo com a NBR 6118, as armaduras ativas, também conhecidas como de protensão, são aquelas que possuem tensões previamente aplicadas. Quando esse tipo de armadura é utilizado no concreto, o mesmo passa a ser denominado concreto protendido. Nas estruturas convencionais de concreto armado, utiliza-se a armadura passiva, que não possui alongamento prévio. A seguir, são apresentadas algumas propriedades da armadura passiva.

- Categorias

Nos projetos de estruturas de concreto armado devem ser aplicados aços conforme classificação da norma NBR 7480¹⁷, a qual divide os tipos de aço de acordo com o seu valor característico de resistência de escoamento, sendo CA-25, CA-50 e CA-60, correspondentes a 250 MPa, 500 MPa e 600 MPa, respectivamente.

- Tipos de superfície aderente

A conexão entre o concreto e o aço é estabelecida por meio da adesão, atrito e intertravamento entre os materiais. A rugosidade da armadura desempenha um papel crucial na transferência adequada de forças, especialmente em elementos estruturais que estão sujeitos a estados limite últimos (FUSCO, 1995). Conforme a NBR 6118, a capacidade de aderência entre o aço e o concreto pode ser expressa utilizando o coeficiente de aderência η_1 , apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valor do coeficiente de aderência η_1

Categoria do aço	η_1
CA-25	1,00
CA-50	2,25
CA-60	1,00

Fonte: Tabela 8.2 da NBR 6118.2023

- Massa específica

De acordo com a NBR 6118, pode-se adotar para a massa específica do aço o valor de 7.850 kg/m³.

- Módulo de elasticidade

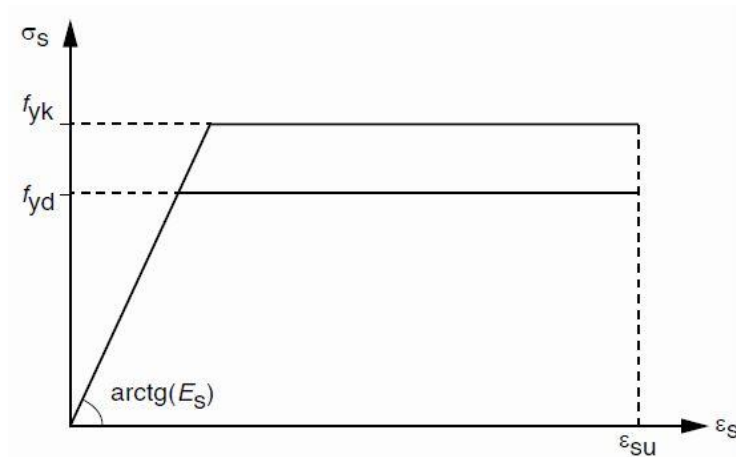
Segundo a NBR 6118, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.

¹⁷ NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos (2022).

- Diagrama tensão-deformação

Para realizar as análises de estados limites, a NBR 6118 recomenda o uso do diagrama simplificado apresentado na Figura 3.2 correspondente ao modelo elastoplástico perfeito, o qual pode ser aplicado tanto para o aço submetido à tração quanto à compressão.

Figura 3.2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: Figura 8.5 da NBR 6118.2023

Tem-se que:

$$\begin{aligned} \varepsilon_u &= 10,0 \text{ ‰}, \\ \varepsilon_{yd} &= \frac{f_{yd}}{E_s}. \end{aligned} \quad (3.9)$$

sendo que:

f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço, igual a $f_{yk}/1,15$;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

ε_{yd} é a deformação específica de cálculo do aço;

ε_u é a deformação específica do aço na ruptura.

- Agressividade do Ambiente

A agressividade do meio ambiente está associada aos efeitos físicos e químicos que afetam as estruturas de concreto. Nos projetos de estruturas convencionais, a influência do ambiente deve ser classificada de acordo com a Tabela 3.2 e pode ser avaliada de forma simplificada, levando em consideração as condições de exposição da estrutura como um todo ou de suas partes específicas (NBR 6118).

Tabela 3.2 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Tabela 6.1 adaptada da NBR 6118.2023

- Qualidade do Concreto de Cobrimento

Segundo a NBR 6118, existe uma relação significativa entre a proporção de água e cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade. Portanto, caso não haja estudos comprobatórios sobre a durabilidade da estrutura, é necessário seguir os requisitos mínimos estabelecidos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^b	Classe de agressividade (Tabela 3.2)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
Classe de Concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655¹⁸.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

Fonte: Tabela 7.1 adaptada da NBR 6118.2023

¹⁸ NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento (2022).

- Cobrimento da Armadura

O cobrimento da armadura refere-se à camada de concreto que protege a armadura do meio externo, sendo caracterizado pela distância da face externa do concreto até a armadura. De acordo com a NBR 6118, para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δ_c). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 3.4, para $\Delta_c = 10$ mm. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- a) $c_{nom} \geq \phi_{barra}$;
- b) $c_{nom} \geq \phi_{feixe} = \phi_n = \phi\sqrt{n}$;
- c) $c_{nom} \geq 0,5\phi_{bainha}$.

Tabela 3.4 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 3.2)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^a	30	30	40	50

^a No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

Fonte: Tabela 7.2 adaptada da NBR 6118.2023

3.3 ESTADOS-LIMITES

A NBR 6118 é baseada no conceito de Estados Limites. Quando uma estrutura ou elemento estrutural não mais atende ao seu uso projetado, é dito que atingiu o seu Estado Limite.

A condição de segurança pode ser exigida em relação aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Serviço, os quais são abordados nos próximos itens.

3.3.1 Estados limites Últimos (ELU)

De acordo com a NBR 6118, o Estado Limite Último é a configuração em que ocorre o colapso ou qualquer outra forma de ruína estrutural que leve à paralisação do uso da estrutura. A ruína da estrutura pode ser ocasionada pela ruptura do concreto comprimido ou pelo alongamento excessivo da armadura tracionada, por exemplo. No caso da ruptura no concreto por compressão, por se tratar de um fenômeno com efeitos de difícil identificação experimental, convencionou-se a adoção de um encurtamento máximo (FUSCO, 1981).

A norma lista os Estados Limites Últimos que devem ser verificados para garantir a segurança das estruturas de concreto:

- a) Perda de equilíbrio da estrutura, considerada como corpo rígido.
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, total ou parcialmente, devido a solicitações normais e tangenciais.

Segundo a NBR 8681, alguns exemplos de estados-limites últimos incluem:

- Perda de equilíbrio da estrutura devido ao movimento de corpo rígido;
- Formação de mecanismos plásticos;
- Ocorrência de um sistema hipostático em parte ou em toda a estrutura;
- Ultrapassagem da resistência máxima da seção, resultando na ruptura do concreto;
- Alongamento excessivo da armadura;
- Instabilidade dinâmica da estrutura, como a flambagem.

3.3.2 Estados limites de Serviço (ELS)

Segundo a NBR 6118, os Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, tanto para os usuários quanto para as máquinas e equipamentos suportados por elas. Quando uma estrutura atinge um Estado Limite de Serviço, sua utilização pode ser comprometida, mesmo que sua capacidade resistente ainda não esteja esgotada. Isso significa que a estrutura pode não mais oferecer condições de conforto e durabilidade, mesmo sem ter chegado à ruína. As falhas podem ser reversíveis ou irreversíveis. Quando reversíveis, a falha pode ser caracterizada quando o estado indesejável for atingido em momento inesperado, por período prolongado ou devido a

um número excessivo de repetições. Quando irreversível, no primeiro momento em que for alcançado o limite, já se caracteriza falha (BECK, 2014).

Alguns exemplos de Estado Limite de Serviço definidos pela NBR 6118 são fissuração, deformação excessiva e vibração excessiva.

3.4 AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo a NBR 8681, as ações são definidas como as "*causas que resultam na ocorrência de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, considera-se que as forças e deformações impostas pelas ações são elas próprias as ações. As deformações impostas são às vezes referidas como ações indiretas, e as forças como ações diretas.*" As deformações impostas podem ser provenientes de variações de temperatura na estrutura, retração e fluência do concreto, recalques de apoio, entre outros fatores.

Conforme a NBR 6118, na análise estrutural, é necessário considerar a influência de todas as ações que possam ter efeitos significativos na segurança da estrutura em questão, levando em conta os possíveis estados limites últimos e de serviço.

As ações a serem consideradas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. "*Para cada tipo de construção, as ações a serem consideradas devem respeitar suas particularidades e as normas aplicáveis a elas.*" (NBR 8681¹⁹).

- Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes ao longo da vida útil da construção, conforme definido na NBR 6118. Essas ações podem ser classificadas como diretas e indiretas. Elas englobam o peso próprio dos elementos estruturais, bem como o peso de elementos construtivos fixos, como paredes, e instalações permanentes. Além disso, também são consideradas ações permanentes aquelas que aumentam ao longo do tempo, tendendo a um valor limite constante. Para garantir a segurança, as ações permanentes devem ser consideradas levando em conta seus valores representativos mais desfavoráveis.

¹⁹ NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento (2004).

- Ações variáveis

Como sugerido pela denominação, ações variáveis são aquelas que exibem alterações expressivas em torno da média durante a vida útil da edificação. Tal como as ações permanentes, as ações variáveis também se dividem em ações diretas e indiretas. As ações variáveis diretas podem ser cargas previstas para uso da edificação e as cargas de vento, já as ações variáveis indiretas englobam as variações de temperatura, choques e vibrações.

- Ações Excepcionais

A NBR 8681 define ações excepcionais como "*aquelas que têm uma duração extremamente curta e uma probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida útil da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de certas estruturas. São consideradas excepcionais as ações resultantes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, inundações ou sismos excepcionais. Incêndios, em vez de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.*".

3.4.1 Valores de Cálculo e Coeficientes de Ponderação

Os valores de cálculo F_d das ações são derivados dos valores representativos, por meio da multiplicação pelos coeficientes de ponderação correspondentes. As ações devem ser ampliadas pelo coeficiente γ_f , cujos valores são apresentados na Tabela 3.5 e na Tabela 3.6, sendo que:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3.10)$$

Tabela 3.5 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

Fonte: Tabela 11.1 adaptada da NBR 6118.2023

Tabela 3.6 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Tabela 11.2 adaptada da NBR 6118.2023

De acordo com a NBR 8681, para estados limites últimos, os coeficientes de ponderação das ações γ_f podem ser vistos como o produto de dois outros coeficientes, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação Ψ_0 funciona como o terceiro coeficiente, que seria representado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} aborda a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} leva em consideração possíveis erros na avaliação dos efeitos das ações, sejam eles decorrentes de problemas de construção ou de insuficiência do método de cálculo utilizado.

O coeficiente de ponderação das ações para estados limites de serviço é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (3.11)$$

onde γ_{f2} tem valor variável conforme à verificação que se deseja realizar, conforme Tabela 3.6.

Pode-se relacionar o valor γ_{f2} da seguinte forma:

$$\gamma_{f2} = \begin{cases} 1 & \text{Combinações raras} \\ \Psi_1 & \text{Combinações frequentes} \\ \Psi_2 & \text{Combinações quase permanentes} \end{cases} \quad (3.12)$$

3.5 COMBINAÇÕES

Na realidade, as ações contempladas no projeto estrutural não se manifestam de forma simultânea e plenamente em seus valores de cálculo. Para lidar com cenários mais prováveis, a NBR 6118 especifica as combinações de ações que devem ser consideradas e adotadas no cálculo dos estados limites últimos e de serviço.

3.5.1 Combinações Últimas

Conforme a NBR 6118, as combinações últimas são categorizadas em normais, especiais ou de construção, e excepcionais. As combinações últimas normais incluem os valores das ações permanentes e todas as ações variáveis em vigor, designando uma ação como primária e as demais como secundárias, com essas últimas tendo seus valores reduzidos pelo coeficiente Ψ_0 . Já as combinações últimas especiais ou de construção compreendem as ações permanentes e as ações especiais, enquanto as combinações excepcionais abrangem as ações permanentes e possíveis ações excepcionais. A Tabela 3.7 sumariza os diferentes tipos de combinações últimas.

Tabela 3.7 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \Psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$

^a No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.

^b Quando F_{q1k} ou F_{q1kexc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, Ψ_{0j} pode ser substituído por Ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

Fonte: Tabela 11.3 adaptada da NBR 6118.2023

3.5.2 Combinações de Serviço

As combinações de serviço são categorizadas com base em sua influência na estrutura, sendo divididas em três grupos, conforme definido na Tabela 3.8:

- Quase permanentes: estas podem atuar durante a maior parte da vida útil da estrutura, sendo empregadas para verificar o estado limite de deformação excessiva;
- Frequentes: repetem-se várias vezes ao longo da vida da estrutura, sendo utilizadas para verificar os estados limites de formação e abertura de fissuras, bem como vibrações excessivas;
- Raras: ocorrem ocasionalmente durante a vida da estrutura, empregadas para verificar o estado limite de formação de fissuras.

Tabela 3.8 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qjk}$

Fonte: Tabela 11.4 adaptada da NBR 6118.2023

3.6 RESISTÊNCIAS

Nas análises das resistências dos materiais muitas vezes são adotadas distribuições normais de probabilidade, caracterizadas por seu valor médio e desvio-padrão. Em geral, ao elaborar um projeto estrutural, são selecionados os valores característicos do concreto e do aço a serem empregados. A partir deles, os valores de cálculo de cada material são definidos conforme as diretrizes estabelecidas pela NBR 6118. A resistência de cálculo (f_d) pode ser obtida usando a Equação (3.13), com os valores da Tabela 3.9 considerados para os estados limites últimos. Para estados limites de serviço, a resistência de cálculo é igual à característica.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3.13)$$

onde,

γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência f_d , sendo γ_c correspondente ao concreto e γ_s ao aço.

Tabela 3.9 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Tabela 12.1 da NBR 6118.2023

3.7 DESLOCAMENTOS LIMITES

Os deslocamentos limites são valores práticos usados para verificar o estado limite de deformações excessivas da estrutura em serviço. A NBR 6118 classifica esses deslocamentos em quatro grupos:

- sensibilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeitos visuais desagradáveis;
- efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir o uso adequado do edifício;
- efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem causar a disfunção de elementos que, embora não sejam parte da estrutura, estão ligados a ela;
- efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem impactar o comportamento do elemento estrutural, causando desvios em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento em questão, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

Na Tabela 3.10 são fornecidos valores limite de deslocamentos destinados a garantir um comportamento adequado da estrutura em serviço, onde l é a largura da parede.

Tabela 3.10 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

Fonte: Tabela 13.3 adaptada da NBR 6118.2023

3.8 CONTROLE DA FISSURAÇÃO E PROTEÇÃO DAS ARMADURAS

A abertura característica máxima w_k das rachaduras, desde que não ultrapasse os valores em torno de 0,2 mm a 0,4 mm, de acordo com a Tabela 3.11, sob ação das combinações frequentes, não é relevante para a corrosão das armaduras passivas.

Tabela 3.11 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: Tabela 13.4 adaptada da NBR 6118.2023

3.9 COMPORTAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

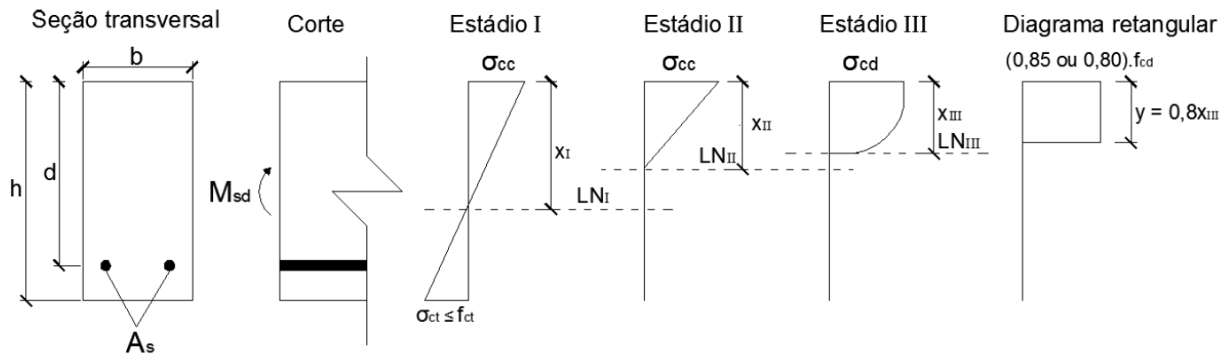
De acordo com a NBR 6118, vigas são “*elementos lineares em que a flexão é preponderante*”. A flexão ela pode ser simples, quando a resultante das tensões normais é decomposta apenas em momentos fletores; ou composta, quando é decomposta em uma força normal e momentos fletores.

Segundo a mesma norma, para o dimensionamento das vigas de concreto armado no estado limite último, deve-se considerar seu comportamento não-linear físico. Esse comportamento é resultado da fissuração do concreto e da plastificação do aço. À medida que os esforços aumentam, ocorrem fissuras na região tracionada do concreto, alterando sua capacidade de resistência. Essa alteração, juntamente com a deformação da peça, conduz a três estádios de comportamento:

- a) Estádio I: marca o início do processo de carga. Com tensões e deformações ainda baixas, é razoável presumir um comportamento elástico linear (de acordo com a Lei de Hooke), tanto em compressão quanto em tração. Este estágio é delimitado pelo surgimento das primeiras fissuras.
- b) Estádio II: Após o surgimento das primeiras fissuras na parte tracionada do concreto, a resistência à tração é considerada exclusivamente do aço. Enquanto isso, o comportamento sob compressão permanece elástico linear, mantendo-se aplicável a Lei de Hooke. Contudo, devido às fissuras, há uma redução na inércia da peça. Este estágio é relevante para verificações de estados limites de serviço e é definido pelo início da plastificação do concreto sob compressão.
- c) Estádio III: Neste estágio, as deformações são consideravelmente maiores em comparação com as fases anteriores, e o comportamento do concreto sob compressão torna-se não-linear. O término deste estágio é determinado quando o concreto atinge uma deformação de 0,35% ou quando o aço alcança uma deformação de 1,0%. É neste estágio que as peças são dimensionadas para o estado limite último.

Em todos os estádios, é adotada a premissa de Navier-Bernoulli, que estipula que as seções inicialmente planas permanecem planas mesmo após a aplicação das cargas, e assume-se que haja uma aderência adequada entre o concreto e o aço. A norma NBR 6118 também sugere uma simplificação para o diagrama do Estádio III do concreto, a fim de facilitar os cálculos e o dimensionamento das peças. É permitido o uso do diagrama retangular equivalente, onde a tensão no concreto corresponde a 85% da tensão do diagrama real para seções retangulares, e a linha neutra é localizada a uma distância $y = 0,8x$, sendo x a distância da linha neutra do diagrama (Figura 3.3).

Figura 3.3 – Distribuição de tensões no concreto nos estádios

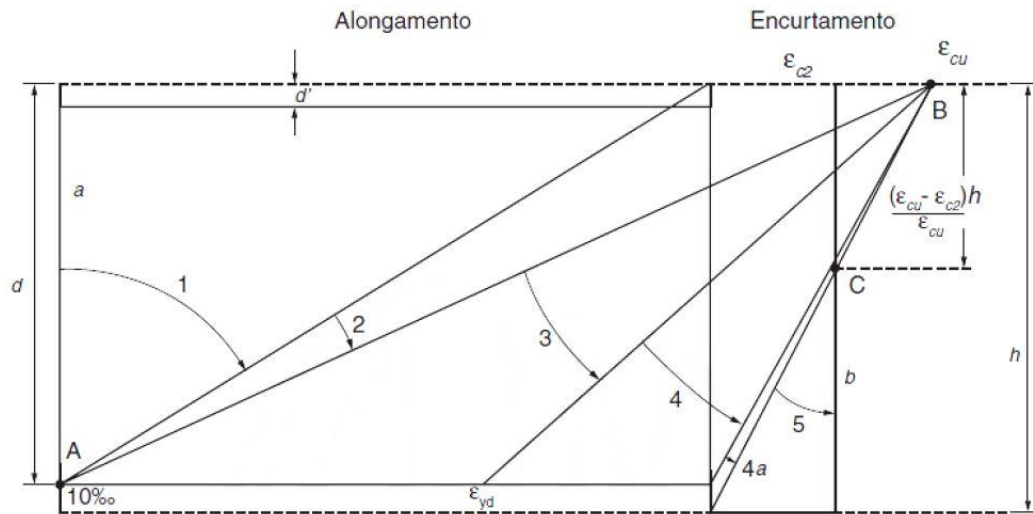


Fonte: Adaptado de Fusco (1981)

3.9.1 Dimensionamento à flexão no ELU

O dimensionamento de elementos sob flexão, considerado no estado limite último, segue as premissas do Estádio III, usando o diagrama retangular equivalente de tensões no concreto. Como a falha do elemento é determinada pela deformação excessiva no concreto ou no aço, dependendo do tipo de dimensionamento realizado, a falha pode ocorrer de diversas maneiras, divididas em cinco domínios, como mostrado na Figura 3.4. Os domínios que indicam flexão simples são os Domínios 2, 3 e 4. Para garantir uma adequada ductilidade no elemento, ou seja, permitir uma deformação visível antes da ruptura, a norma recomenda que o dimensionamento para flexão seja feito nos Domínios 2 ou 3, com um limite de x/d de 0,45 para concretos comuns, onde d representa a altura útil da seção. Isso visa revelar tendências de falha no elemento. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a verificação do estado limite último na flexão deve começar com o cálculo da armadura longitudinal, pois as demais verificações dependem da taxa de armadura longitudinal adotada.

Figura 3.4 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: Figura 17.1 da NBR 6118.2023

Além dos domínios, a Figura 3.4 é dividida em dois setores que descrevem os tipos de ruptura do concreto:

- 1) Ruptura convencional por deformação plástica excessiva (alongamento), representada pela reta a correspondente ao esforço de tração e os seguintes domínios:

- Domínio 1: Tração não uniforme, sem compressão;

- Domínio 2: Flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

- 2) Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto (encurtamento), representada pela reta b correspondente ao esforço de compressão e os seguintes domínios:

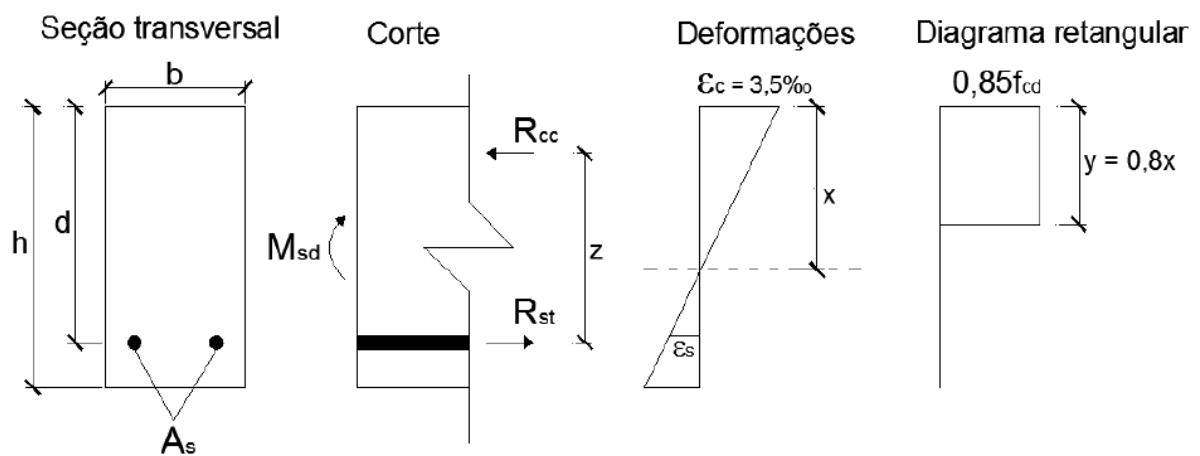
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);

- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);

- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração.

Para derivar as equações que governam o dimensionamento em flexão, são formuladas as equações de equilíbrio para a seção mostrada na Figura 3.5, considerando o uso de concretos convencionais, seguindo o método delineado por Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

Figura 3.5 – Equilíbrio da seção retangular de concreto no Domínio III



Fonte: Fürst (2017)

- a) A soma das forças atuantes normais à seção:

$$\sum F = 0 \rightarrow R_{st} - R_{cc} = 0 \rightarrow R_{st} = R_{cc} \quad (3.14)$$

considerando:

$$R_{st} = A_s \cdot f_s \quad (3.15)$$

$$R_{cc} = 0,85f_{cd} \cdot (b \cdot 0,8x) \quad (3.16)$$

onde A_s representa a área de armadura necessária, R_{st} é a resultante das forças de tração do aço e R_{cc} é a resultante das forças de compressão do concreto.

- b) O momento das forças internas em qualquer ponto deve ser igual ao momento externo de cálculo (M_{sd}).

$$\sum M = M_D \rightarrow M_{sd} = R_{st} \cdot z$$

$$M_{sd} = R_{cc} \cdot z \quad (3.17)$$

onde:

$$z = d - 0,4x \quad (3.18)$$

- c) Uma vez conhecida a posição da linha neutra, é possível determinar o domínio da peça e calcular a resultante de compressão do concreto e o braço de alavanca z . As equações (3.16), (3.17) e (3.18) serão usadas para determinar a posição da linha neutra x .

$$M_{sd} = 0,85f_{cd} \cdot (b \cdot 0,8x) \cdot (d - 0,4x)$$

$$0,4x^2 - dx + \frac{M_{sd}}{0,85f_{cd} \cdot b \cdot 0,8} = 0$$

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (3.19)$$

- d) Com base no valor da linha neutra encontrado, a área de aço necessária para a seção pode ser estimada usando a equação de momento (3.15), considerando o Domínio 3, onde a armadura está em escoamento ($f_s = f_{yd}$).

$$M_{sd} = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4x)$$

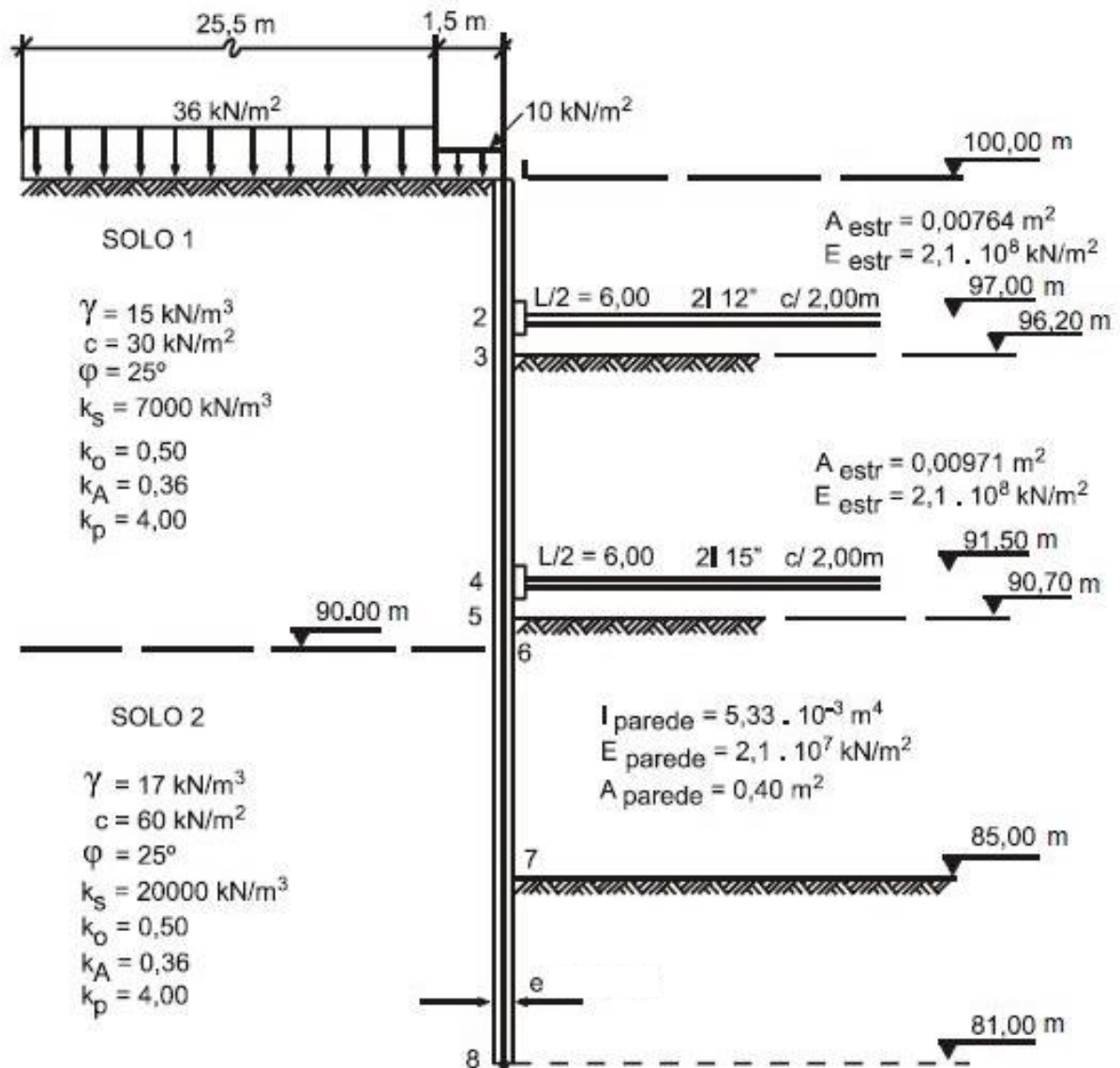
$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} \quad (3.20)$$

Essas equações são válidas apenas para o intervalo de $0,259 < x/d < 0,45$. No entanto, para os dimensionamentos no Domínio 2, as equações fornecem resultados muito próximos da realidade nesse domínio.

4 CENÁRIOS DA PAREDE DIAFRAGMA EM ESTUDO

Para realizar a análise paramétrica do custo de uma parede diafragma, inicialmente determinou-se suas premissas, as quais estão indicadas na Figura 4.1. Buscou-se uma composição que permitisse explorar conceitos diversos no estudo, como, por exemplo, cargas na superfície e próximas à parede, perfil geotécnico com mais de um tipo/camada de solo e presença de estroncas. Tal configuração foi obtida do trabalho de Marcelo Tacitano (2007).

Figura 4.1 – Premissas da Parede Diafragma



Fonte: Adaptado de Tacitano (2006)

4.1 DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO OS DIVERSOS CENÁRIOS

4.1.1 Considerações gerais

A classe de agressividade ambiental adotada, conforme preconizado na Tabela 6.1 da NBR 6118, foi a Classe I de agressividade fraca. Baseado nisso, o cobrimento nominal para os elementos estruturais em contato com o solo é de 30 mm. Além disso, considerou-se que o agregado graúdo tem 9,5 mm de diâmetro (brita 0) e é arenito, sendo $\alpha_E = 0,7$, parâmetro utilizado para determinar o módulo de elasticidade do concreto, conforme Equação (3.3) e Equação (3.4).

4.1.2 Cenários

A partir das premissas estabelecidas para a contenção, conforme Figura 4.1, criou-se 150 cenários. Cada um deles considera uma combinação distinta de espessura da parede e de resistência à compressão do concreto, considerando as opções a seguir, disponíveis no mercado:

Resistência do concreto: {20 MPa; 25 MPa; 30 MPa; 35 MPa; 40 MPa; 45 MPa; 50 MPa; 55 MPa; 60 MPa; 65 MPa; 70 MPa; 75 MPa; 80 MPa; 85 MPa; 90 MPa}

Espessura da parede: {30 cm; 40 cm; 50 cm; 60 cm; 70 cm; 80 cm; 90cm; 100 cm; 110 cm; 120 cm}

4.1.3 Materiais

As características dos concretos utilizados neste estudo estão descritas na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2, de acordo com as diretrizes da NBR 6118.

Tabela 4.1 – Quadro resumo das características dos concretos de resistência à compressão de 20 a 55 MPa

Parâmetro	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55
Resistência à compressão MPa (f_{yk})	20	25	30	35	40	45	50	55
Resistência à tração MPa ($f_{ctk,inf}$)	1,55	1,80	2,03	2,25	2,46	2,66	2,85	2,95
Módulo de elasticidade GPa (E_{CS})	15	17	19	21	22	24	26	27
Peso específico kN/m ³ (ρ_C)	25	25	25	25	25	25	25	25
Módulo elasticidade transversal GPa (G_C)	6,3	7,1	7,9	8,8	9,2	10,0	10,8	11,3
Coefficiente de dilatação térmica °C ⁻¹	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Fonte: Elaborado pela autora

Tabela 4.2 – Quadro resumo das características dos concretos de resistência à compressão de 60 a 90 MPa

Parâmetro	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
Resistência à compressão MPa (f_{yk})	60	65	70	75	80	85	90
Resistência à tração MPa ($f_{ctk,inf}$)	3,05	3,14	3,23	3,31	3,39	3,46	3,53
Módulo de elasticidade GPa (E_{CS})	28	29	30	31	32	32	33
Peso específico kN/m ³ (ρ_C)	25	25	25	25	25	25	25
Módulo elasticidade transversal GPa (G_C)	11,7	12,1	12,5	12,9	13,3	13,3	13,8
Coefficiente de dilatação térmica °C ⁻¹	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Fonte: Elaborado pela autora

O aço frequentemente utilizado nas obras brasileiras é o CA50, sendo este, portanto, o adotado para as armaduras da parede diafragma. As características do mesmo estão representadas na Tabela 4.3, de acordo com as diretrizes da NBR 6118.

Tabela 4.3 – Quadro resumo das características do aço CA50

Parâmetro	Grandeza
Resistência à compressão (f_{yk})	500 MPa
Módulo de elasticidade (E_S)	210 GPa
Peso específico (ρ_S)	78,5 kN/m ³
Coefficiente de Dilatação Térmica	10 ⁻⁵ /°C

Fonte: Elaborado pela autora

4.1.4 Dimensionamento das paredes diafragma nos diferentes cenários considerados

Com o auxílio do *software* CEDEVE é calculado o momento fletor resultante e o deslocamento em todo o comprimento da parede diafragma, para cada cenário. O programa permite determinar a distância entre os nós. No caso deste trabalho, escolheu-se a cada 50 cm, ou seja, a cada 50 cm foi calculado o momento fletor resultante e o descolamento na seção daquele determinado nó.

Pela quantidade de cenários e de tentativas a serem avaliados, precisou-se desenvolver um programa computacional auxiliar para executar o CEDEVE e armazenar os resultados. Esse programa, desenvolvido na função *Visual Basic Application* (VBA) do *software* Microsoft Excel, foi nomeado CFE e está exposto no Apêndice A – Programa CFE.

No Apêndice B – Resultados, tem-se os resultados do deslocamento e do momento fletor resultante de cada nó da parede para cada cenário elaborado. Considerando-se a parede diafragma como uma viga de largura unitária imersa no solo e as diretrizes da ABNT NBR 6118, em seguida, analisou-se os estados limites últimos e de serviço de cada cenário.

Como a parede apresenta 19 m de altura, optou-se por dividi-la na metade e detalhar sua armação de acordo com a seção mais crítica de cada porção. Ou seja, no trecho de 0 a 9,5 m de profundidade foi considerado um único tipo de armação, contemplando o pior cenário de esforços dentro desse trecho, e de 9,5 m a 19 m, o mesmo raciocínio. Essa divisão foi proposta porque as barras de aço são comercializadas com 12 m de comprimento, o que totaliza duas barras na altura total da parede; além de ser uma abordagem mais viável em relação à execução da contenção e para viabilizar o estudo, diminuindo a quantidade de detalhamentos a ser feito. Os resultados dos dimensionamentos das armações de cada cenário estão descritos na Tabela 6.1, no Apêndice B – Resultados.

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

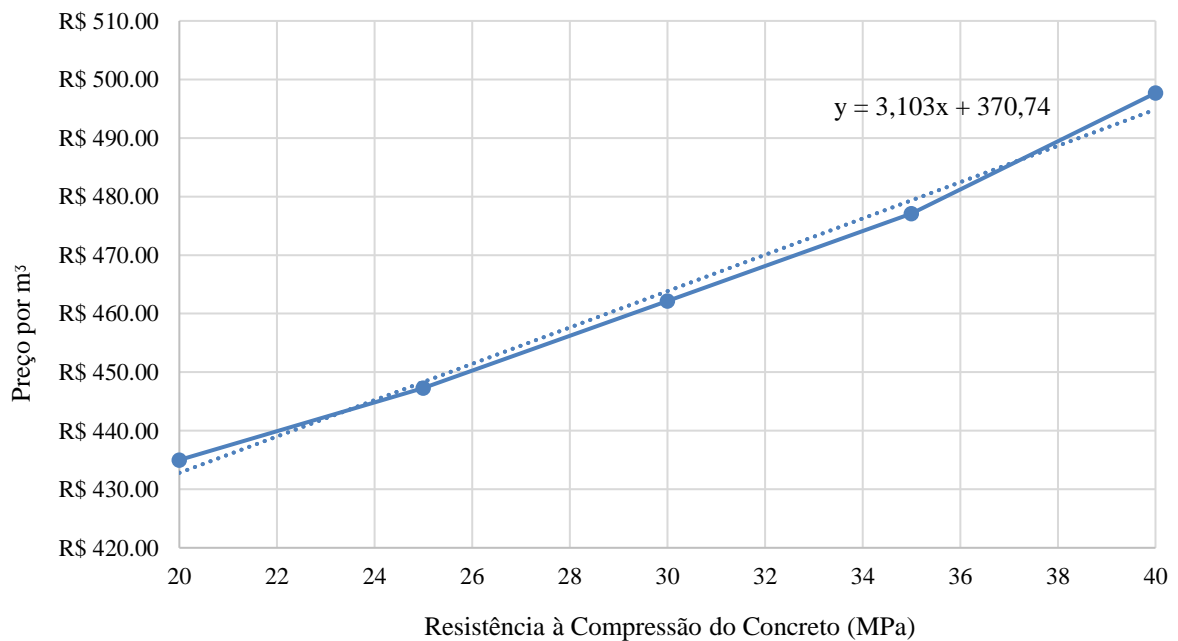
A partir dos resultados do dimensionamento da armação em cada um dos cenários, é possível calcular o custo referente a cada um deles. Aqui o custo é determinado por metro de largura da parede diafragma, calculando o volume do concreto e o peso da armadura, e multiplicando pelo preço praticado no mercado. Os preços foram obtidos da tabela SINAPI de janeiro de 2024 (CAIXA, 2024), conforme indicados na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2. Os preços dos concretos acima de 40 MPa não foram encontrados diretamente na tabela SINAPI, sendo determinados a partir do ajuste e extrapolação de uma equação linear, conforme ilustrado na Figura 5.1.

Tabela 5.1 – Preço dos concretos C20 a C40, de acordo com o SINAPI, referentes a janeiro de 2024

Concreto (sem bombeamento)	Código SINAPI	Preço SINAPI
C20	00034492	R\$ 435,00 / m ³
C25	00034493	R\$ 447,26 / m ³
C30	00034494	R\$ 462,17 / m ³
C35	00034495	R\$ 477,07 / m ³
C40	00034496	R\$ 497,67 / m ³

Fonte: Elaborado pela autora

Figura 5.1 – Aproximação linear dos preços do concreto a partir dos dados do SINAPI, referentes a janeiro de 2024



Fonte: Elaborado pela autora

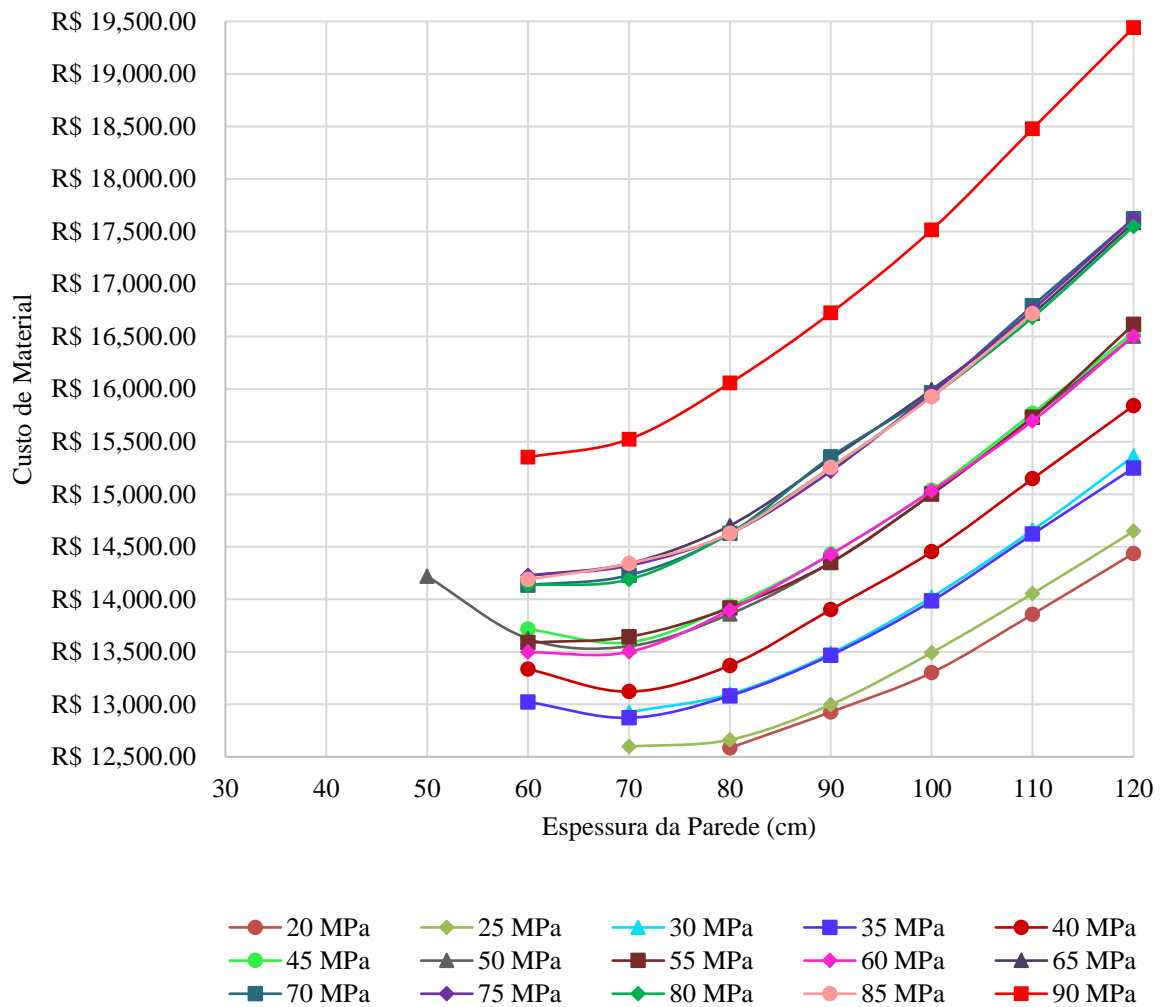
Tabela 5.2 – Preço dos aços tipo vergalhão, de acordo com o SINAPI, referentes a janeiro de 2024

Aço	Código SINAPI	Preço SINAPI Jan/24
CA-60 5,0 mm	00043059	R\$ 7,11 / kg
CA-50 6,3 mm	00000032	R\$ 7,93 / kg
CA-50 8,0 mm	00000033	R\$ 7,97 / kg
CA-50 10,0 mm	00000034	R\$ 7,51 / kg
CA-50 12,5 mm	00043055	R\$ 6,51 / kg
CA-50 16,0 mm	00043055	R\$ 6,51 / kg
CA-50 20,0 mm	00043056	R\$ 7,50 / kg
CA-50 25,0 mm	00043056	R\$ 7,50 / kg
CA-50 32,0 mm	00043057	R\$ 8,25 / kg

Fonte: Elaborado pela autora

O custo de cada cenário é apresentado na Tabela 6.1 apresentada no Apêndice B – Resultados. Ressalta-se que esse valor considera apenas o preço do concreto e do aço (vergalhões) da parede diafragma, bem como não considera outros materiais, equipamentos e serviços que são necessários para sua execução. A Figura 5.2 ilustra a variação do custo de material da parede (concreto e aço) considerando todos os cenários. As paredes com espessuras menores, principalmente as de 30, 40 e 50 cm, são desconsideradas, uma vez que não respeitaram as restrições do estado limite último indicadas na ABNT NBR 6118-2023.

Figura 5.2 – Custo de material de cada cenário de espessura e resistência a compressão do concreto



Fonte: Elaborado pela autora

Dentre todos os cenários, a parede diafragma de 80 cm com concreto C20 é a que proporciona maior economia, considerando os resultados obtidos, apresentando um custo de R\$ 12.585,58 para um metro de largura de parede. Na Tabela 5.3 são apresentados os 8 cenários de menor custo.

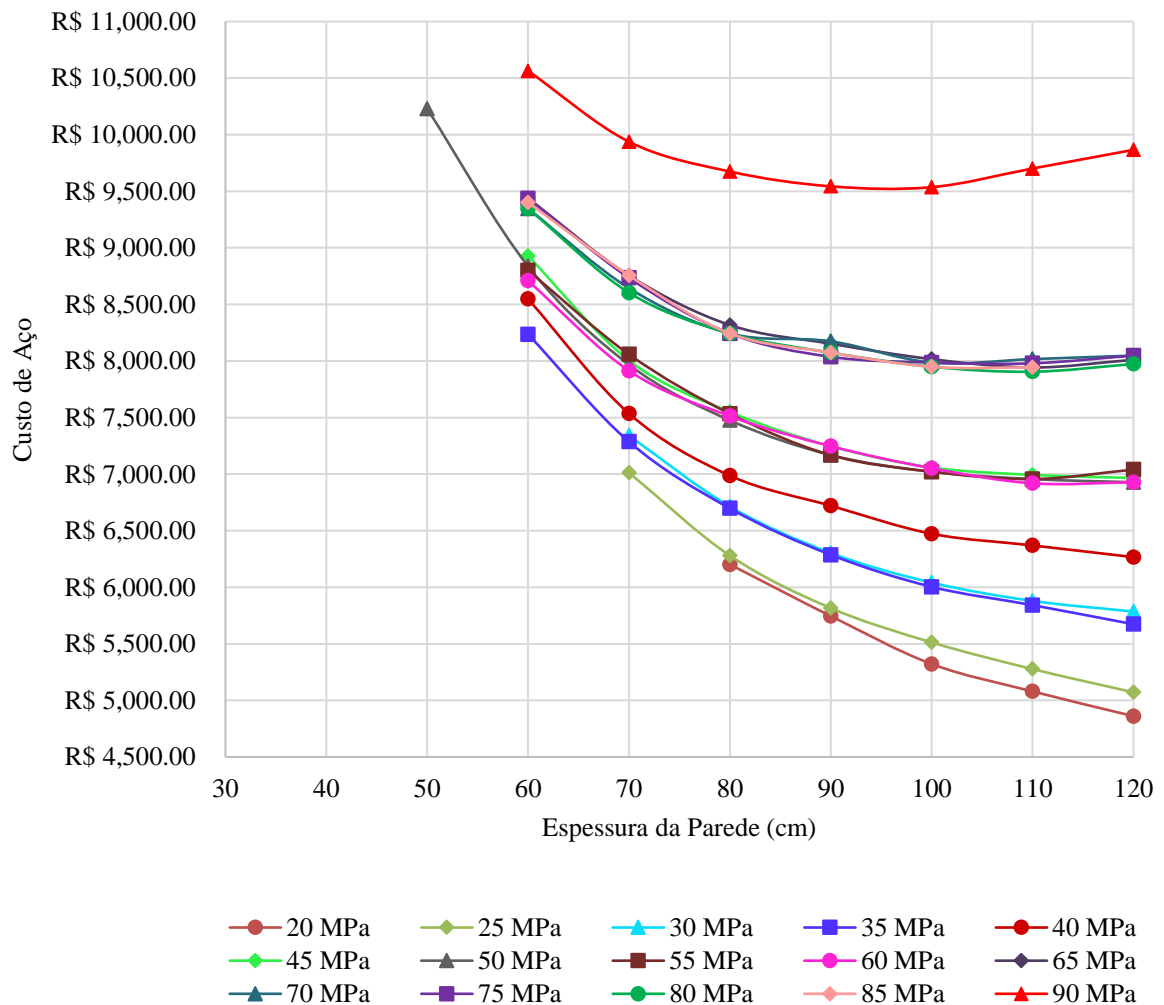
Tabela 5.3 – Os oito cenários mais econômicos

Concreto	Espessura (cm)	Custo
C20	80	R\$ 12.585,58
C25	70	R\$ 12.598,17
C25	80	R\$ 12.663,26
C35	70	R\$ 12.871,59
C30	70	R\$ 12.925,28
C20	90	R\$ 12.927,31
C25	90	R\$ 12.997,51
C35	60	R\$ 13.023,35

Fonte: Elaborado pela autora

Além disso, para melhor análise, na Figura 5.3 é apresentada a variação do custo do aço considerando todos os cenários.

Figura 5.3 – Custo de aço de cada cenário de espessura e resistência a compressão do concreto



Fonte: Elaborado pela autora

A partir dos resultados acima, destaca-se os seguintes pontos:

- 1) Espessuras muito maiores do que as necessárias não possibilitam aproveitar as resistências dos materiais envolvidos de maneira eficiente e levam a custos significativamente maiores. Enquanto espessuras muito pequenas levam a seções transversais insuficientes do ponto de vista dos estados limites últimos;
- 2) Em praticamente todos os casos a tendência é de se ter um custo mínimo possível para a menor espessura de parede que respeite o estado limite último, dentre as espessuras consideradas. Entretanto, em algumas situações a espessura que leva ao menor custo é um pouco maior do que a mínima necessária para satisfazer o estado limite último. Isto acontece, por exemplo, nos casos dos concretos de 35 e 40 MPa, onde a espessura de 60 cm satisfaz o estado limite último, mas a espessura de 70 cm resulta em um custo menor. Nestes casos, o mínimo custo é bem definido, e não restringido pelo estado limite último;
- 3) Ao reduzir a resistência do concreto, os custos em geral tendem a diminuir. O concreto de menor resistência considerado é também o que leva ao menor custo. Isto implica que mesmo os concretos de menor resistência considerados são suficientes para resistir aos esforços de compressão que atuam na parede. Além disso, o aumento da espessura necessária ao se reduzir a resistência do concreto é compensado em termos de custo pela redução no preço do concreto, ao mesmo tempo que a redução da resistência do concreto tende a ser compensada pelo aumento nos braços de alavanca dentro da seção transversal da parede;
- 4) Em geral, quanto maior a espessura da parede, menor a quantidade de aço, exceto para as maiores espessuras de 110 e 120 cm. Além disso, pela Figura 5.3 é possível observar a influência dos ajustes das áreas de aço longitudinal e transversal da parede de acordo com a disponibilidade de bitolas do mercado, comportamento caracterizado pelos aglomerados formados.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O custo tem um papel fundamental na elaboração de projetos estruturais, uma vez que as estruturas devem não apenas cumprir sua função de maneira adequada e com nível de segurança suficiente, mas também devem ser economicamente viáveis. Neste contexto, o presente trabalho teve como objetivo realizar uma análise paramétrica do custo de uma parede diafragma em concreto armado, estrutura amplamente utilizada atualmente, a fim de identificar padrões e cenários mais vantajosos. Foram consideradas todas as combinações de espessuras variando de 30 a 120 cm, de 10 em 10 cm, e resistência de concreto variando de 20 a 90 MPa, de 5 em 5 MPa.

Conforme esperado, os resultados indicaram que espessuras muito pequenas não são suficientes para suportar os esforços atuantes na parede, enquanto espessuras muito grandes não possibilitam aproveitar as resistências dos materiais envolvidos de maneira eficiente e levam a custos significativamente maiores. A diferença de custo entre o cenário de maior espessura e maior resistência do concreto, 120cm e 90MPa, respectivamente, e o cenário de menor resistência, 20 MPa, e menor espessura aceitável (para o concreto de 20 MPa), 80cm, foi de 54,47%.

Em praticamente todos os casos notou-se a tendência de se ter um custo mínimo possível para a menor espessura de parede que respeite o estado limite último, dentre as espessuras consideradas. As espessuras ótimas, assim como as mínimas necessárias, ficaram no intervalo entre 50 e 80 cm em todos os casos analisados.

O concreto de menor resistência considerado, 20 MPa, se mostrou suficiente para resistir aos esforços de compressão que atuam na parede e levou ao menor dentre todos os custos calculados, apesar de requerer uma maior espessura de parede. Comparativamente, o concreto de 25MPa levou a um custo ligeiramente maior, com uma diferença de apenas 0,10%, porém os demais concretos levaram a custos mínimos entre 2,27% e 21,98% maiores.

Estes resultados indicam que, havendo espaço para construir paredes de maiores espessura, é preferível, do ponto de vista do custo de material, adotar concretos de menor resistência. Isto está de acordo com o encontrado por outros autores no estudo de vigas, por exemplo, onde se nota que é em geral preferível adotar resistências menores do concreto e maiores alturas (OLIVEIRA, 2024). Embora no caso das vigas o peso próprio do elemento tenha um papel bem mais impactante, por provocar diretamente momento fletor, do que no caso das paredes diafragma, nos quais o mesmo provoca diretamente esforço normal.

6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões para trabalhos futuros relacionados à análise paramétrica do custo de paredes diafragma são as seguintes:

- Efetuar uma análise paramétrica do custo detalhado de uma parede diafragma, considerando mão de obra, equipamento e outros materiais necessários para sua construção;
- Efetuar uma análise paramétrica do custo de uma parede diafragma considerando as possibilidades de espessura da parede, resistência à compressão do concreto e a natureza do agregado graúdo;
- Efetuar uma análise paramétrica do custo de uma parede diafragma utilizando modelos em elementos finitos, ou outros modelos numéricos, para efetuar as análises estruturais e comparar os resultados de custos com os aqui obtidos;
- Efetuar a otimização estrutural de uma parede diafragma, a fim de obter a configuração mais econômica levando em conta o concreto e o aço a serem utilizados na sua concepção e as diversas variáveis de projeto que podem ser consideradas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2018. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2023. 242 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2022. 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 1: Módulos estáticos à compressão.** Rio de Janeiro: ABNT, 2021. 24 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 22 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.** Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022. 22 p.

BARROS, P. L. A. ESTWIN – **Análise de estacas sob carregamento lateral (manual do usuário)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 29p.(a)

BARROS, P. L. A. ESTWIN – **Análise de estacas sob carregamento lateral (manual do sistema)**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo, 1991, 17p.(b)

BECK, A.T. **Curso de confiabilidade estrutural**. São Carlos: EESC-USP, 2014.

BOWLES, Joseph E. **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. Nova Iorque: McGraw Hill, 1995. 1024 p.

BRITISH STANDARDS. **BS 8002**. Code of practice for earth retaining structures, 112p., 1994.

CAIXA (Caixa Econômica Federal). **SINAPI: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil**. Disponível em:<<https://www.caixa.gov.br/poderpublico/modernizacao-gestao/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 15 mar. 2024.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014**, EdUFSCar, São Carlos, Vol 1, 4ª Edição, 2014.

FÜRST, Adriano. **Influência do lançamento estrutural na confiabilidade de vigas em concreto armado**. 2017. 78 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

FUSCO, P.B. **Estruturas de Concreto: solicitações normais**. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. Editora Pini. São Paulo, 1995.

GEOFIX ENGENHARIA. **Paredes Diafragma com Clamshell e/ou Hidrofresa**. Disponível em: <http://www.geofix.com.br/servico-paredes-hidrofresa.php>. Acesso em: 06 jul. 2022.

GEOPORTAL UFJF (Juiz de Fora) (ed.). **Argilominerais**. Disponível em: <https://www.geoportalufjf.com/post-unico/argilominerais>. Acesso em: 04 jul. 2024.

GRUPO BRASFOND. **Novas tecnologias: Hidrofresa**. Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/2013/hidrofresa.html>. Acesso em: 06 jul. 2022.

GUERRA E. S. **Cálculo estático de escoramento de valas: proposta de metodologia para construção de envoltória aparente de tensões**. São Paulo: EPUSP, 1982. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1982.

JAMES, Anu; KURIAN, Babu. Design Specifications for Diaphragm Wall: state of the art. **Indian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 50, n. 5, p. 838-847, 8 fev. 2020. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s40098-020-00415-5>.

LIMA, Wilton de Oliveira. **Comparação entre sistemas de contenção de subsolo: parede diafragma e estacas justapostas**. 2020. 77 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/13696/Entrega%20Final-%20TCC%20-%20Wilton.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 05 jul. 2022.

LUIZ ANTÔNIO NARESI JÚNIOR (Juiz de Fora - MG). **Parede Diafragma Moldada "In Loco" com auxílio de Lama bentonítica**. Disponível em: <https://sites.google.com/site/naresi1968/20-execucao-de-parede-diafragma-com-auxilio-de-lama-bentonitica?authuser=0>. Acesso em: 06 jul. 2022.

MAFFEI, C. E. M.; ESQUIVEL, E. R. e OLIVEIRA, R. A. **A model for calculating earthretaining structures**. International Symposium on Soil-Structure Interaction, Roorkee, India p. 61-66, 1977.

MARZIONNA, J. D. **Sobre o cálculo estático de valas**. São Paulo: EPUSP, 1979. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1979. 81p.

MONTEIRO, Fernando Feitosa et al. Análise técnico-econômica dos métodos construtivos de paredes diafragma moldadas in loco, estacas-prancha e estacas secantes. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, v. 4, n. 2, p. 3-19, jul. 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2017.v4i2.1840>. Acesso em: 20 ago. 2023.

MONTEIRO, F. G. **Parede diafragma atirantada e moldada "in loco"**. 2009. 58f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2009.

OLIVEIRA, Kelvis de Paiva. **Aprimoramento na Definição da Seção Transversal de Vigas em Concreto Armado**. 2024. 106 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, 2024.

ROCSOLO ESTEDRAIN (São Paulo). **Parede Diafragma**. Disponível em: <http://rocsolo.com.br/servico/2/parede-diafragma>. Acesso em: 06 jul. 2022.

SAEZ, J. L.; et al. Concepção de obras de contenção. In: vários autores. **Fundações: teoria e prática**. ed. 2, São Paulo: Pini, Cap. 14, p. 517 – 536, 1998.

SOLODACTHA (São Paulo). **Acompanhe sua obra: R. Angelica, 2447 – São Paulo/SP**. Disponível em: <http://www.solodactha.com.br/obras/cjw2.htm>. Acesso em: 06 jul. 2022.

TACITANO, M. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo**. 2006. 268f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2nd ed. New York: John Wiley, 1967.

TUFAILE, D.; PERON A. S. e GUERRA E. S. **Fundamentos do cálculo unidimensional evolutivo de paredes de contenção**. Departamento de projeto civil – Gerência de projetos da Companhia do Metropolitano de São Paulo. São Paulo, 1983, 140p.

VERRUIJT, A. **Computational geomechanics**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 384p. 1995.

Apêndice A – Programa CFE

Acoplado ao CEDEVE, foi desenvolvido um programa computacional no *software* Microsoft Excel em sua função *Visual Basic Application*, denominado por CFE²⁰, com as etapas de funcionamento descritas a seguir, na ordem em que são apresentadas:

- 1) Coletar os dados de entrada necessários ao programa CEDEVE;
- 2) Organizar os dados de entrada coletados em arquivos de texto que caracterizam os 150 cenários de espessura da parede e resistência a compressão do concreto estabelecidos neste trabalho;
- 3) Inserir os dados de entrada no programa CEDEVE e coletar os resultados gerados para cada cenários.

O CEDEVE possibilita a análise de contenções de aço, madeira e concreto, no entanto o programa CFE foi desenvolvido apenas para paredes diafragma de concreto armado.

Antes de iniciar o CFE, é preciso conhecer os seguintes parâmetros da parede diafragma a ser estudada, sendo eles:

- 1) Número de tirantes
 - a. Cota de instalação
 - b. Módulo de deformação longitudinal
 - c. Área da seção
 - d. Comprimento horizontal
 - e. Carga de protensão
- 2) Número de estroncas
 - a. Cota de instalação
 - b. Módulo de deformação longitudinal
 - c. Área da seção
 - d. Comprimento horizontal
 - e. Carga de pretensão
- 3) Número de pontos singulares
 - a. Cota
- 4) Número de camadas de solo

²⁰ O nome CFE foi escolhido para denominar o programa computacional desenvolvido neste trabalho com o intuito de referenciar o gráfico o qual ele auxilia no alcance dos seus resultados, que é o gráfico custo x fck x espessura da parede.

- a. Cota inicial da camada
 - b. Peso específico do solo
 - c. Ângulo de atrito interno
 - d. Coesão
 - e. Coeficiente de empuxo ativo
 - f. Coeficiente de empuxo em repouso
 - g. Coeficiente de empuxo passivo
 - h. Coeficiente de reação elástico horizontal do solo no início da camada
 - i. Coeficiente de reação elástico horizontal do solo no final da camada
- 5) Número de camadas de reaterro
- a. Cota
 - b. Peso específico do solo
 - c. Ângulo de atrito interno
 - d. Coesão
 - e. Coeficiente de empuxo ativo
 - f. Coeficiente de empuxo em repouso
 - g. Coeficiente de empuxo passivo
 - h. Coeficiente de reação elástico horizontal
- 6) Comprimento máximo de um elemento (distância entre um nó a outro)
- 7) Número de fases de escavação
- 8) Número de cunhas de transferência
- 9) Número de sobrecargas (pode variar de 0 a 3)
- 10) Sobrecarga permanente parcialmente distribuída paralela à parede vertical
- a. Valor da sobrecarga
 - b. Largura da sobrecarga
 - c. Distância horizontal entre o topo da parede e o início da sobrecarga
- 11) Sobrecarga devido à multidão
- a. Valor da sobrecarga
- 12) Sobrecarga acidental de equipamentos à beira da vala
- a. Valor da sobrecarga
- 13) Variação de temperatura na estronca e coeficiente de dilatação térmica da estronca (se optar por considerar o efeito da temperatura na estronca no cálculo)

- 14) Variação de temperatura no topo da parede de contenção e coeficiente de dilatação térmica da parede de contenção (se optar por considerar o efeito da temperatura na parede de contenção no cálculo)
- 15) Cota de nível d'água externo e o peso específico da água do lado externo
- 16) Cota de nível d'água interno e o peso específico da água do lado interno

Além disso, é necessário que o programa CEDEVE esteja disponível no computador e que duas pastas sejam criadas: “ENTRADAS” e “SAIDAS” que serão utilizadas para armazenamento dos arquivos de texto gerados pelos programas CFE e CEDEVE, respectivamente. Por fim, são necessários que o *software* Microsoft Excel e o aplicativo do Windows “Bloco de Notas” estejam com idioma em inglês.

Segue abaixo o código desenvolvido no programa CFE:

'Variaveis auxiliares

Dim a As Integer

Dim n As Integer

Dim c As Integer

Dim d As Integer

Dim f As Integer

Dim hh As Integer

Dim i As Integer

Dim j As Integer

Dim l As Integer

Dim m As Integer

Dim o As Integer

Dim p As Integer

Dim q As Integer

Dim r As Integer

'Variaveis Diversas

Dim fck() As Integer

Dim COMB() As String

Dim Esp() As Integer

Dim Inercia() As Double

```
Dim Area() As Double
Dim MOE() As Double
Dim G() As Double
Dim alfa_I() As Double
Dim qd() As Double
Dim b() As Double
Dim aa() As Double
Dim Sinf() As Double
Dim p_e() As Double
Dim Pasta As String
```

```
'Variaveis UserForm1
```

```
Dim cf As Integer
Dim cis As Integer
Dim TPS As Integer
Dim NEstr As Integer
Dim NAe As Integer
Dim NAI As Integer
Dim NFE As Integer
Dim Lmax As Double
Dim NCS As Integer
Dim NTir As Integer
Dim NFR As Integer
Dim NCT As Integer
Dim ETPar As String
Dim ETEstr As String
Dim NSobr As Integer
```

```
'Variaveis UserForm2
```

```
Dim C_PS() As Double
```

```
'Variaveis UserForm3
```

```
Dim Ci_CS() As Double
```

Dim gama() As Double
Dim fi() As Double
Dim coesao() As Double
Dim ka() As Double
Dim k0() As Double
Dim kp() As Double
Dim Kssup() As Double
Dim Ksinf() As Double

'Variaveis UserForm4

Dim C_Tir() As Double
Dim ET() As Double
Dim AT() As Double
Dim LT() As Double
Dim PT() As Double

'Variaveis UserForm5

Dim C_Estr() As Double
Dim EE() As Double
Dim AE() As Double
Dim LE() As Double
Dim PE() As Double

'Variaveis UserForm6

Dim delta_T() As Double
Dim alfa() As Double

'Variaveis UserForm7

Dim C_NAe As Double
Dim gama_we As Double

'Variaveis UserForm8

Dim C_NAi As Double

```
Dim gama_wi As Double
```

```
'Variaveis UserForm9
```

```
Dim C_FE() As Double
```

```
'Variaveis UserForm10
```

```
Dim gamar As Double
```

```
Dim fir As Double
```

```
Dim coesaor As Double
```

```
Dim kar As Double
```

```
Dim k0r As Double
```

```
Dim kpr As Double
```

```
Dim Ksr As Double
```

```
'Variaveis UserForm11
```

```
Dim C_FR() As Double
```

```
'Variaveis UserForm12
```

```
Dim T_topo As Double
```

```
Dim alfa_P As Double
```

```
'Variaveis UserForm13
```

```
Dim k As Integer
```

```
Dim alfa_E() As Double
```

```
Sub Otimizacao()
```

```
'Dados de entrada
```

```
UserForm18.Show
```

```
Pasta = UserForm18.TextBox1.Value
```

```
For o = 2 To 151
```

```
Worksheets(1).Select
```



```
Cells((o), 5).Value = (Pasta) & "\ENTRADAS"
Next
```

```
For o = 2 To 151
Worksheets(1).Select
Cells((o), 6).Value = (Pasta) & "\SAIDAS"
Next
```

```
'Dados de entrada
UserForm1.Show
cf = 1
cis = UserForm1.TextBox6.Value
TPS = UserForm1.TextBox7.Value
NEstr = UserForm1.TextBox11.Value
NAe = UserForm1.TextBox12.Value
NAi = UserForm1.TextBox13.Value
NFE = UserForm1.TextBox14.Value
Lmax = UserForm1.TextBox8.Value
NCS = UserForm1.TextBox9.Value
NTir = UserForm1.TextBox10.Value
NFR = UserForm1.TextBox15.Value
NCT = 0
ETPar = UserForm1.TextBox17.Value
ETEstr = UserForm1.TextBox19.Value
NSobr = UserForm1.TextBox18.Value
```

```
'Dados de entrada
ReDim C_PS(a To TPS)
For a = 1 To TPS
MsgBox ("Inserir cota do ponto singular ") & (a)
UserForm2.Show
C_PS(a) = UserForm2.TextBox1.Value
Next
```

```
'Dados de entrada
ReDim Ci_CS(1 To NCS)
ReDim gama(1 To NCS)
ReDim fi(1 To NCS)
ReDim coesao(1 To NCS)
ReDim ka(1 To NCS)
ReDim k0(1 To NCS)
ReDim kp(1 To NCS)
ReDim Kssup(1 To NCS)
ReDim Ksinf(1 To NCS)
For n = 1 To NCS
MsgBox ("Inserir informações referente ao solo ") & (n)
UserForm3.Show
Ci_CS(n) = UserForm3.TextBox1.Value
gama(n) = UserForm3.TextBox2.Value
fi(n) = UserForm3.TextBox3.Value
coesao(n) = UserForm3.TextBox4.Value
ka(n) = UserForm3.TextBox5.Value
k0(n) = UserForm3.TextBox6.Value
kp(n) = UserForm3.TextBox7.Value
Kssup(n) = UserForm3.TextBox8.Value
Ksinf(n) = UserForm3.TextBox9.Value
Next
```

```
'Dados de entrada
If NTir > 0 Then
ReDim C_Tir(1 To NTir)
ReDim ET(1 To NTir)
ReDim AT(1 To NTir)
ReDim LT(1 To NTir)
ReDim PT(1 To NTir)
For c = 1 To NTir
```

```

MsgBox ("Inserir informações referente ao tirante ") & (c)
UserForm4.Show
C_Tir(c) = UserForm4.TextBox1.Value
ET(c) = UserForm4.TextBox2.Value
AT(c) = UserForm4.TextBox3.Value
LT(c) = UserForm4.TextBox4.Value
PT(c) = UserForm4.TextBox9.Value
Next
End If

```

```

'Dados de entrada
If NEstr > 0 Then
ReDim C_Estr(1 To NEstr)
ReDim EE(1 To NEstr)
ReDim AE(1 To NEstr)
ReDim LE(1 To NEstr)
ReDim PE(1 To NEstr)
For d = 1 To NEstr
MsgBox ("Inserir informações referente à estroca ") & (d)
UserForm5.Show
C_Estr(d) = UserForm5.TextBox1.Value
EE(d) = UserForm5.TextBox2.Value
AE(d) = UserForm5.TextBox3.Value
LE(d) = UserForm5.TextBox4.Value
PE(d) = UserForm5.TextBox9.Value
Next
End If

```

```

'Dados de entrada
If ETEstr = "sim" Then
If NEstr > 0 Then
ReDim delta_T(1 To NEstr)
ReDim alfa(1 To NEstr)

```

```
For d = 1 To NEstr
MsgBox ("Inserir informações referente à estronca ") & (d) & (" - Temperatura")
UserForm6.Show
delta_T(d) = UserForm6.TextBox1.Value
alfa(d) = UserForm6.TextBox2.Value
Next
End If
End If
```

```
'Dados de entrada
If NAe = 1 Then
MsgBox ("Inserir informações referente ao nível d'água externo")
UserForm7.Show
C_NAe = UserForm7.TextBox1.Value
gama_we = UserForm7.TextBox2.Value
End If
```

```
'Dados de entrada
If NAI = 1 Then
MsgBox ("Inserir informações referente ao nível d'água interno")
UserForm8.Show
C_NAI = UserForm8.TextBox1.Value
gama_wi = UserForm8.TextBox2.Value
End If
```

```
'Dados de entrada
ReDim C_FE(1 To NFE)
For f = 1 To NFE
MsgBox ("Inserir cota da fase de escavação ") & (f)
UserForm9.Show
C_FE(f) = UserForm9.TextBox1.Value
Next
```

```
'Dados de entrada
If NFR > 0 Then
MsgBox ("Inserir informações referente ao solo de reaterro")
UserForm10.Show
gamar = UserForm10.TextBox2.Value
fir = UserForm10.TextBox3.Value
coesaor = UserForm10.TextBox4.Value
kar = UserForm10.TextBox5.Value
kOr = UserForm10.TextBox6.Value
kpr = UserForm10.TextBox7.Value
Ksr = UserForm10.TextBox9.Value
ReDim C_FR(1 To NFR)
For hh = 1 To NFR
MsgBox ("Inserir cota da fase de reaterro ") & (hh)
UserForm11.Show
C_FR(hh) = UserForm11.TextBox1.Value
Next
End If

'Dados de entrada
If ETPar = "sim" Then
MsgBox ("Inserir informações referente a temperatura da parede")
UserForm12.Show
T_topo = UserForm12.TextBox1.Value
alfa_P = UserForm12.TextBox2.Value
End If

'Dados de entrada
UserForm13.Show
k = UserForm13.TextBox1.Value
ReDim alfa_E(1 To 4)
alfa_E(1) = 1.2
alfa_E(2) = 1
```

alfa_E(3) = 0.9

alfa_E(4) = 0.7

$p = 15 + 3 * k$

$q = 16 + 3 * k$

'Dados de entrada

ReDim qd(0 To NSobr)

ReDim b(0 To NSobr)

ReDim aa(0 To NSobr)

ReDim Sinf(0 To NSobr)

ReDim p_e(0 To NSobr)

For m = 1 To NSobr

MsgBox ("Inserir informações da sobrecarga ") & (m)

UserForm14.Show

If UserForm14.TextBox1.Value = 1 Then

UserForm15.Show

qd(m) = UserForm15.TextBox1.Value

b(m) = UserForm15.TextBox2.Value

aa(m) = UserForm15.TextBox3.Value

Else

If UserForm14.TextBox1.Value = 2 Then

UserForm16.Show

Sinf(m) = UserForm16.TextBox1.Value

Else

If UserForm14.TextBox1.Value = 3 Then

UserForm17.Show

p_e(m) = UserForm17.TextBox1.Value

End If

End If

End If

Next

```

'Definicao da variavel discreta fck
ReDim fck(1 To 15)
ReDim MOE(1 To 15)
ReDim alfa_I(1 To 15)
ReDim G(1 To 15)
For i = 1 To 15
fck(i) = 15 + 5 * i
alfa_I(i) = 0.8 + 0.2 * (fck(i) / 80)
If fck(i) < 55 Then
MOE(i) = alfa_I(i) * alfa_E(k) * 5600 * ((fck(i)) ^ 0.5) * 1000000
Else
MOE(i) = alfa_I(i) * 21.5 * 1000 * alfa_E(k) * (((fck(i) / 10) + 1.25) ^ (1 / 3)) *
1000000
End If
G(i) = MOE(i)
Next

'Definicao da variavel discreta espessura
ReDim Esp(1 To 10)
ReDim Inercia(1 To 10)
ReDim Area(1 To 10)
For l = 1 To 10
Esp(l) = 20 + 10 * l
Inercia(l) = (Esp(l) ^ 3) / 12
Area(l) = Esp(l)
Next

'Criar arquivo txt
For o = 2 To 151
Worksheets(1).Select
i = Cells((o), 1).Value
j = Cells((o), 2).Value
l = Cells((o), 3).Value

```

```

Open (Cells((o), p).Value) For Output As #1
Print #1, (MOE(i)); (Inercia(l)); (Area(l)); (G(i)); (cf); (cis)
Print #1, (TPS)
Print #1, (Lmax)
Print #1, (NCS)
Print #1, (NTir)
Print #1, (NEstr)
Print #1, (NAe); (NAi)
Print #1, (NFE)
Print #1, (NFR)
Print #1, (NCT)
Print #1, (ETPar)
Print #1, (NSobr)

    For a = 1 To TPS
        Print #1, (C_PS(a))
    Next

    For n = 1 To NCS
        Print #1, (Ci_CS(n)); (gama(n)); (fi(n)); (coesao(n)); (ka(n)); (k0(n)); (kp(n));
(Kssup(n)); (Ksinf(n))
    Next

    If NTir > 0 Then
        For c = 1 To NTir
            Print #1, (C_Tir(c)); (ET(c)); (AT(c)); (LT(c)); (PT(c))
        Next
    End If

Print #1, (ETEstr)

    If NEstr > 0 Then
        If ETEstr = "sim" Then

```



```

    For d = 1 To NEstr
        Print #1, (C_Estr(d)); (EE(d)); (AE(d)); (LE(d)); (PE(d)); (delta_T(d)); (alfa(d))
    Next
Else
    For d = 1 To NEstr
        Print #1, (C_Estr(d)); (EE(d)); (AE(d)); (LE(d)); (PE(d)); "0"; " 0"
    Next
End If
End If

If NAe > 0 Then
    Print #1, (C_NAe); (gama_we)
End If

If NAi > 0 Then
    Print #1, (C_NAi); (gama_wi)
End If

If NFE > 0 Then
    For f = 1 To NFE
        Print #1, (C_FE(f))
    Next
End If

If NFR > 0 Then
    For hh = 1 To NFR
        Print #1, (C_FR(hh))
    Next
    Print #1, (gamar); (fir); (coesaor); (kar); (k0r); (kpr); (Ksr)
End If

If ETPar = "sim" Then
    Print #1, (T_topo); (alfa_P); (Esp(l))

```

End If

If NSobr > 0 Then

For m = 1 To NSobr

If qd(m) <> 0 Then

Print #1, (m); (qd(m)); (b(m)); (aa(m)); (Sinf(m)); (p_e(m))

Else

If Sinf(m) <> 0 Then

Print #1, (m); (Sinf(m))

Else

If p_e(m) <> 0 Then

Print #1, (m); (p_e(m))

End If

End If

End If

Next

End If

Close 1

Next o

Worksheets(1).Select

For o = 2 To 151

Application.Wait (Now() + TimeValue("00:00:01"))

Cells((o), (p)).Select

Selection.Copy

Dim caminho As String

caminho = UserForm18.TextBox2.Value

```

Call Shell(caminho & "\CEDEVE_W.exe", 1)

Application.Wait (Now() + TimeValue("00:00:01"))
Application.SendKeys ("^v"), True
Application.SendKeys (" {TAB}"), True
Application.SendKeys ("^v"), True
Application.SendKeys
("{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}
{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}"), True
Application.SendKeys (" {DEL}"), True
Application.SendKeys ("S"), True
Application.SendKeys
("{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}{LEFT}
"), True
Application.SendKeys (" {DEL}{DEL}{DEL}{DEL}{DEL}{DEL}{DEL}{DEL}"),
True
Application.SendKeys ("SAIDAS"), True
Application.SendKeys (" {TAB}{TAB}{TAB}"), True
Application.SendKeys ("~"), True
Application.Wait (Now() + TimeValue("00:00:01"))
Application.SendKeys ("~"), True
Application.SendKeys (" {TAB}"), True
Application.SendKeys ("~"), True

Application.CutCopyMode = False

Next o

End Sub

```

Apêndice B – Resultados

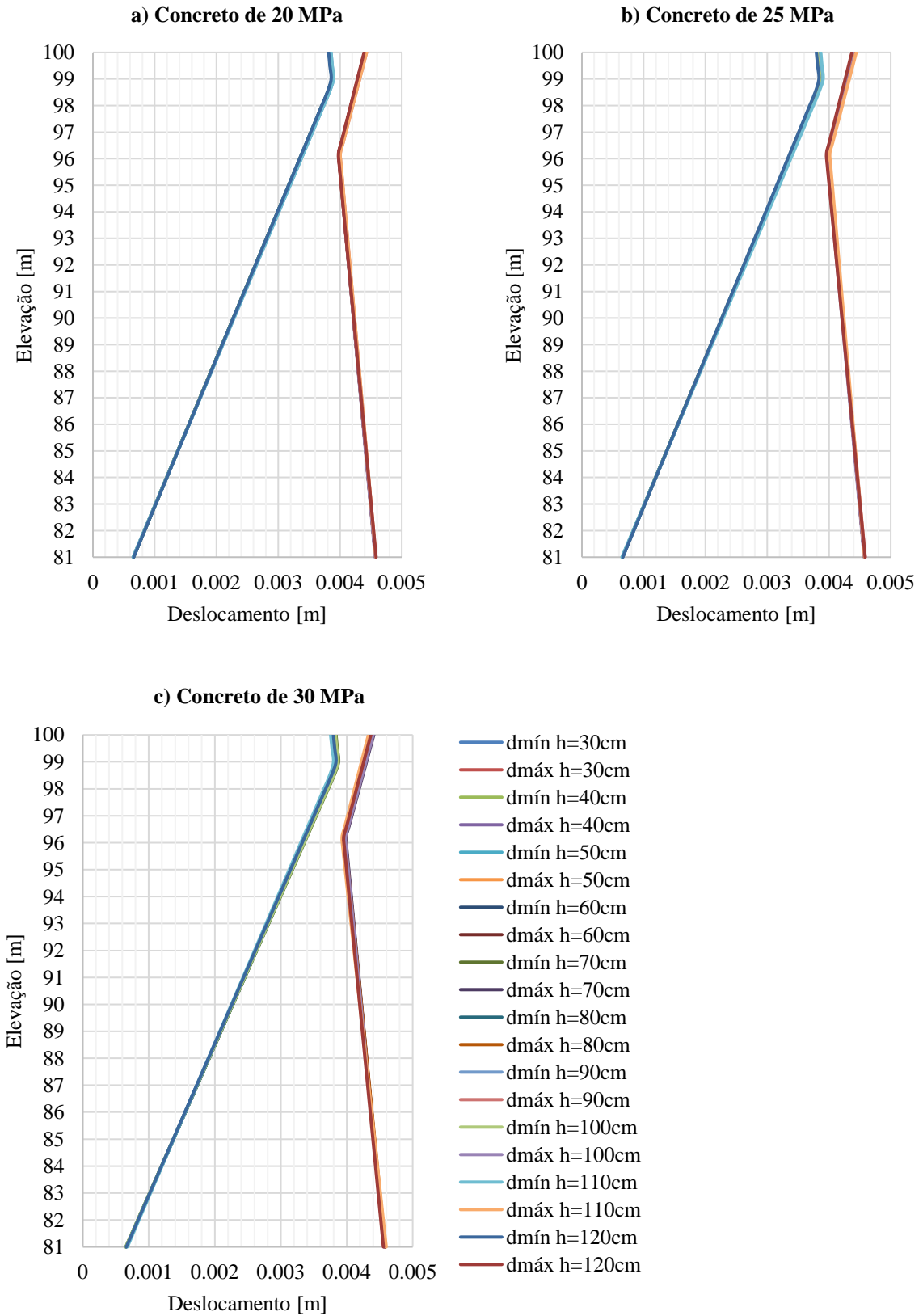
Neste apêndice estão expostos os resultados do programa CEDEVE para todos os cenários deste estudo. Abaixo estão descritos cada um dos gráficos desenvolvidos:

- Gráfico 1 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 20 MPa, b) 25 MPa e c) 30 MPa
- Gráfico 2 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 35 MPa, b) 40 MPa e c) 45 MPa
- Gráfico 3 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 50 MPa, b) 55 MPa e c) 60 MPa
- Gráfico 4 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 65 MPa, b) 70 MPa e c) 75 MPa
- Gráfico 5 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 80 MPa, b) 85 MPa e c) 90 MPa
- Gráfico 6 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 30 cm, b) 40 cm e c) 50 cm
- Gráfico 7 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 60 cm, b) 70 cm e c) 80 cm
- Gráfico 8 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 90 cm, b) 100 cm e c) 110 cm
- Gráfico 9 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura 120 cm
- Gráfico 10 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 20 MPa, b) 25 MPa e c) 30 MPa
- Gráfico 11 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 35 MPa, b) 40 MPa e c) 45 MPa

- Gráfico 12 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 50 MPa, b) 55 MPa e c) 60 MPa
- Gráfico 13 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 65 MPa, b) 70 MPa e c) 75 MPa
- Gráfico 14 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 80 MPa, b) 85 MPa e c) 90 MPa
- Gráfico 15 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 30 cm, b) 40 cm e c) 50 cm
- Gráfico 16 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 60 cm, b) 70 cm e c) 80 cm
- Gráfico 17 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 90 cm, b) 100 cm e c) 110 cm
- Gráfico 18 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura 120 cm

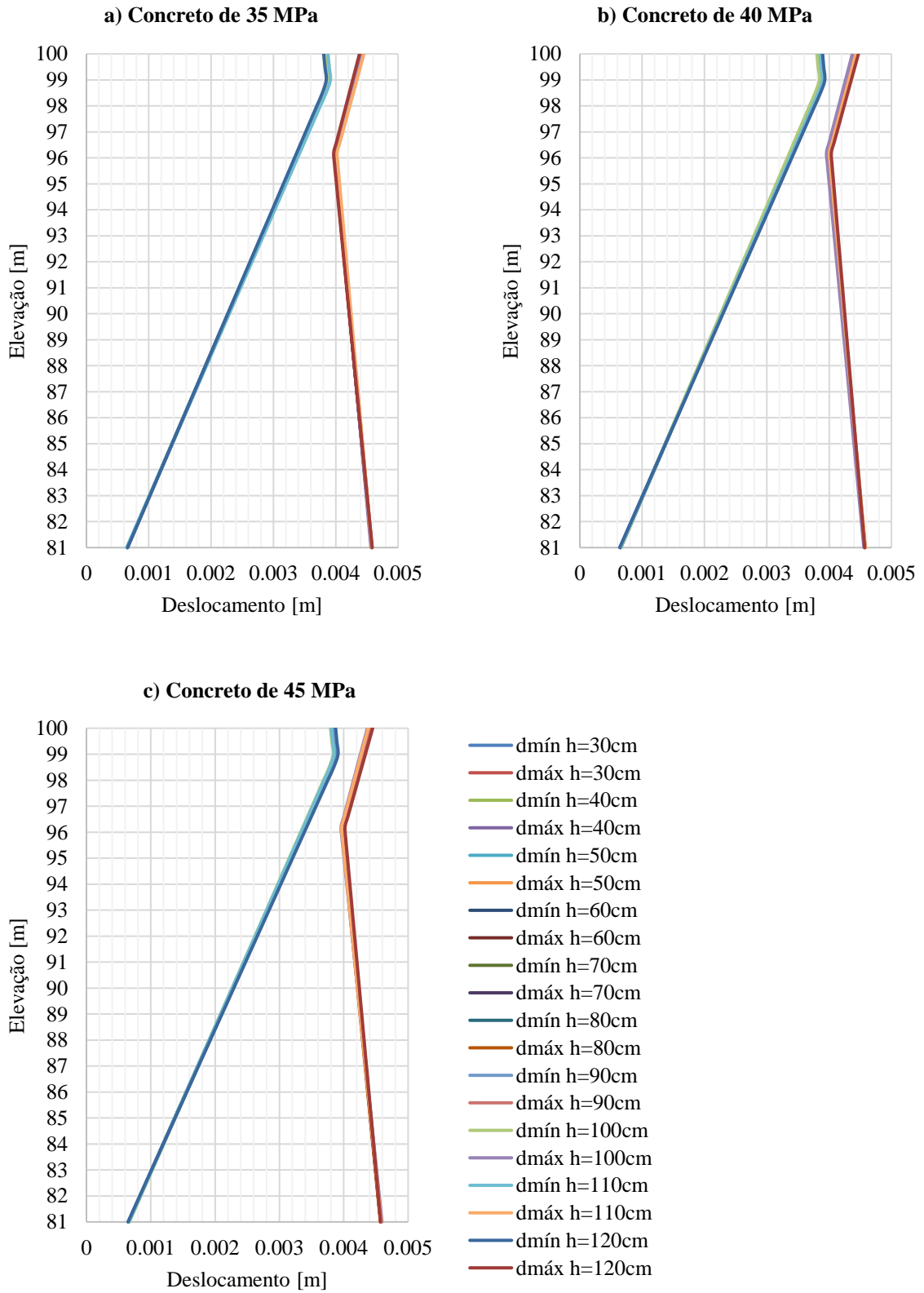
Além disso, na Tabela 6.1 estão expostos os resultados do dimensionamento da armação de cada um dos cenários deste estudo e o seu respectivo custo (considerando 1 m de largura de parede).

Gráfico 1 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 20 MPa, b) 25 MPa e c) 30 MPa



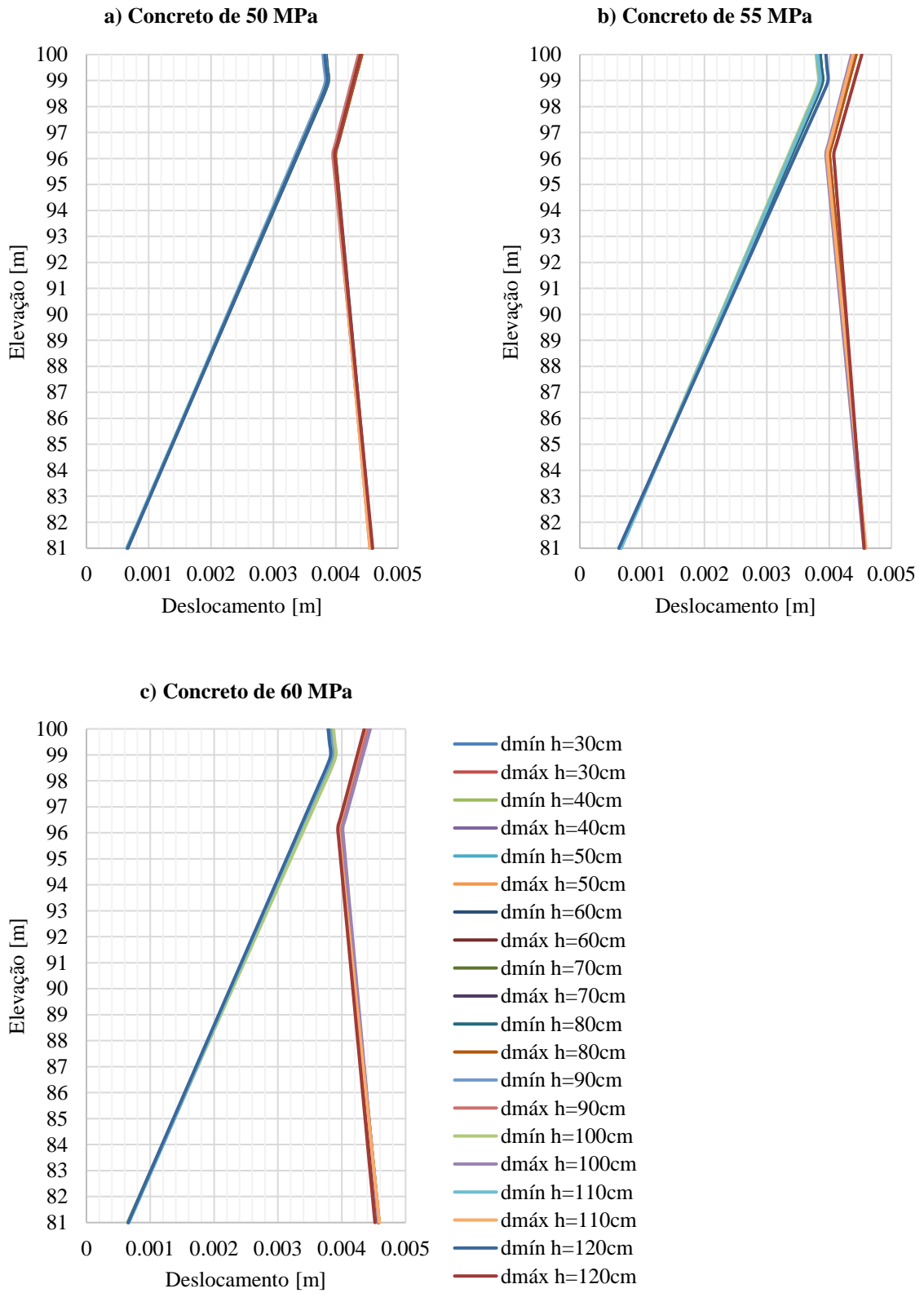
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 2 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 35 MPa, b) 40 MPa e c) 45 MPa



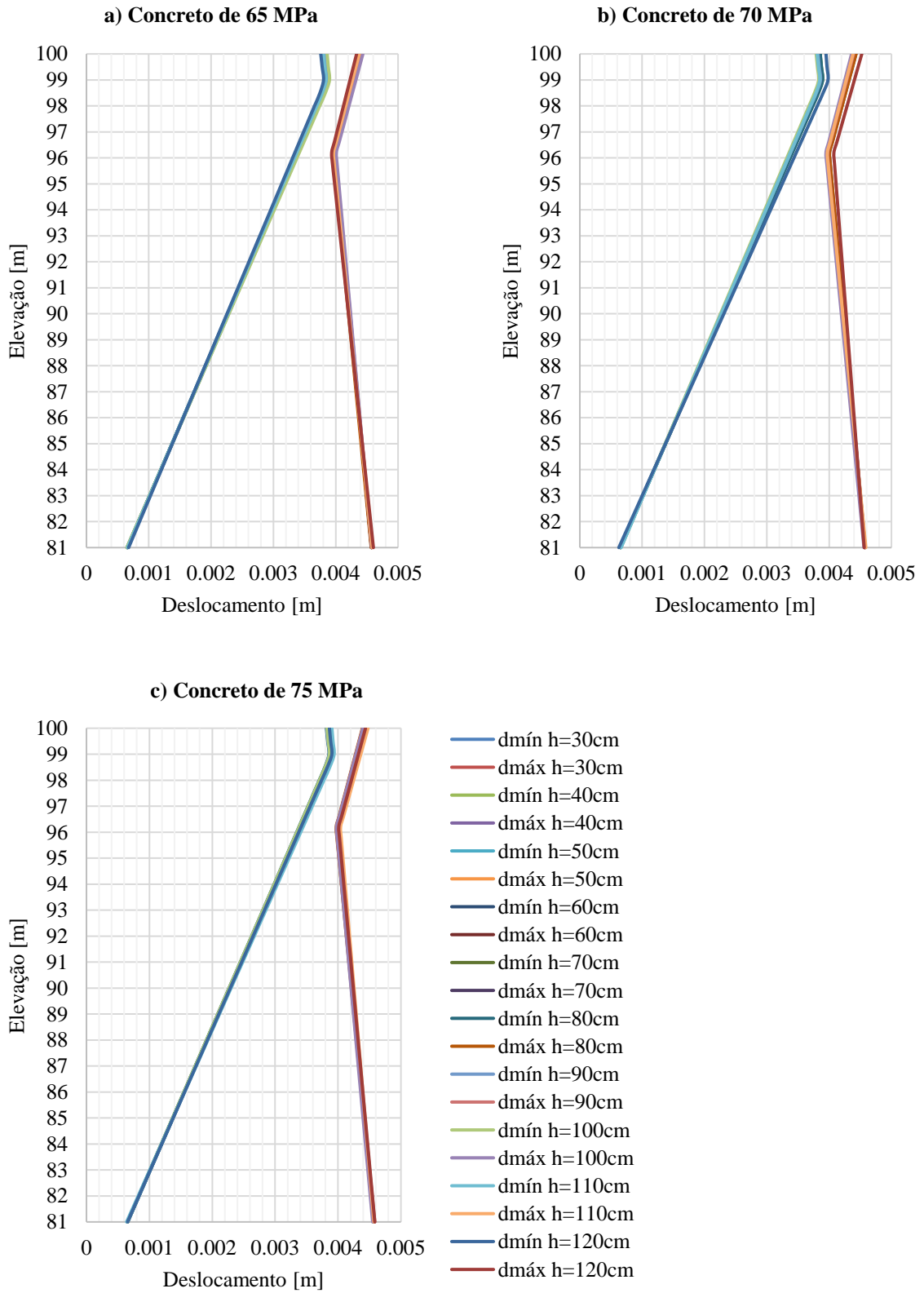
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 3 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 50 MPa, b) 55 MPa e c) 60 MPa



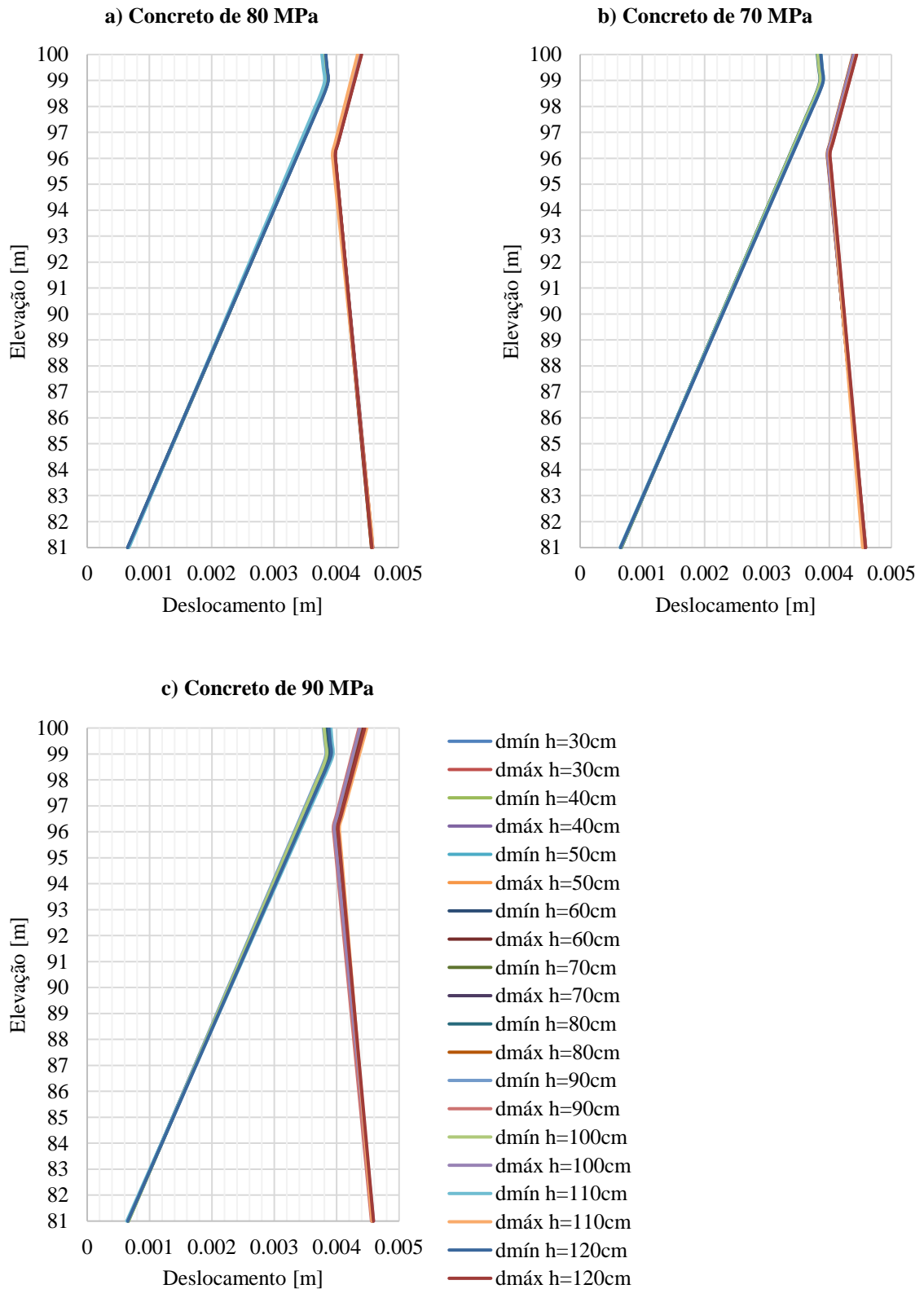
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 4 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 65 MPa, b) 70 MPa e c) 75 MPa



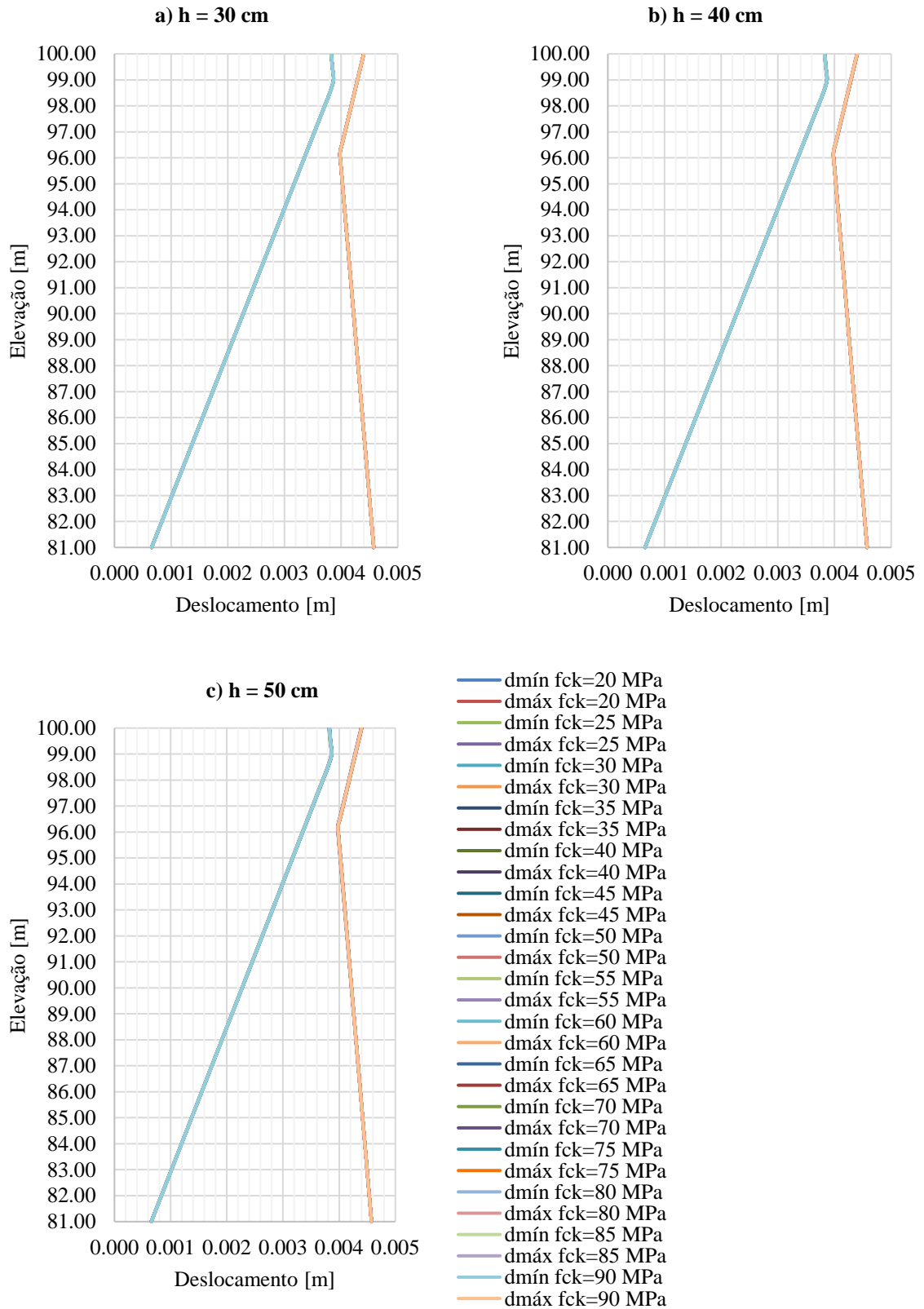
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 5 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 80 MPa, b) 85 MPa e c) 90 MPa



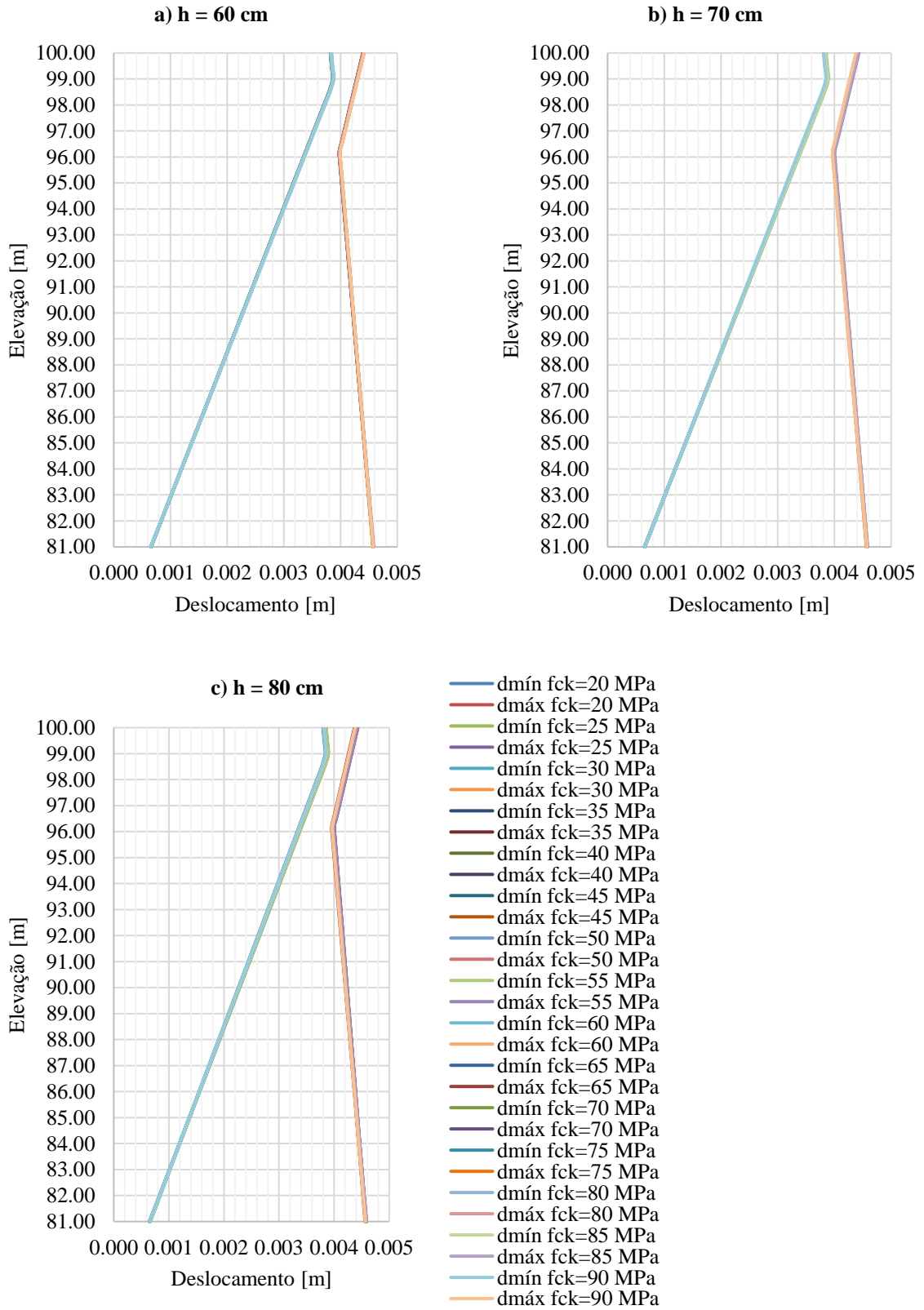
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 6 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 30 cm, b) 40 cm e c) 50 cm



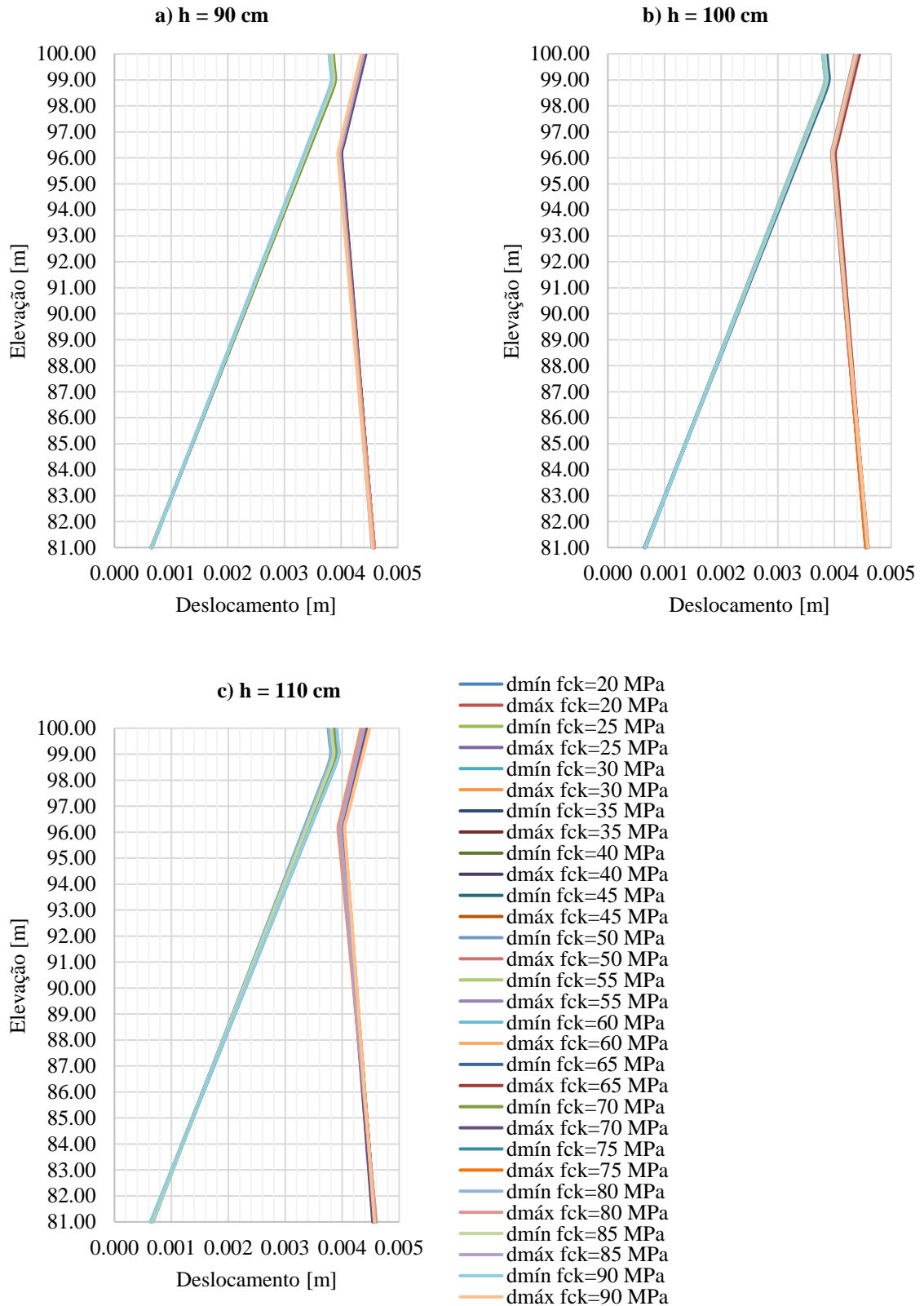
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 7 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 60 cm, b) 70 cm e c) 80 cm



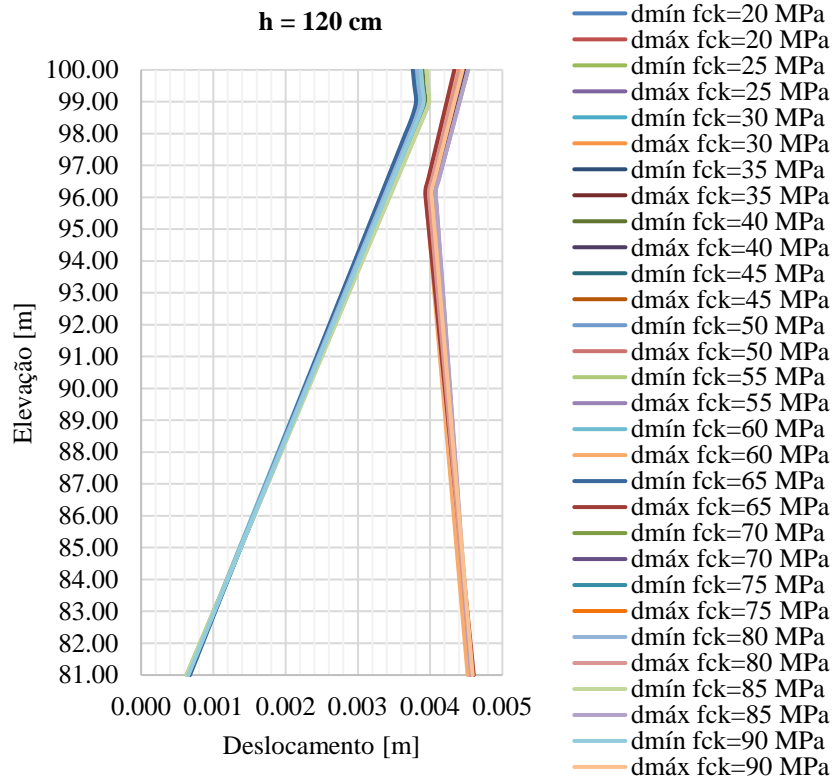
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 8 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 90 cm, b) 100 cm e c) 110 cm



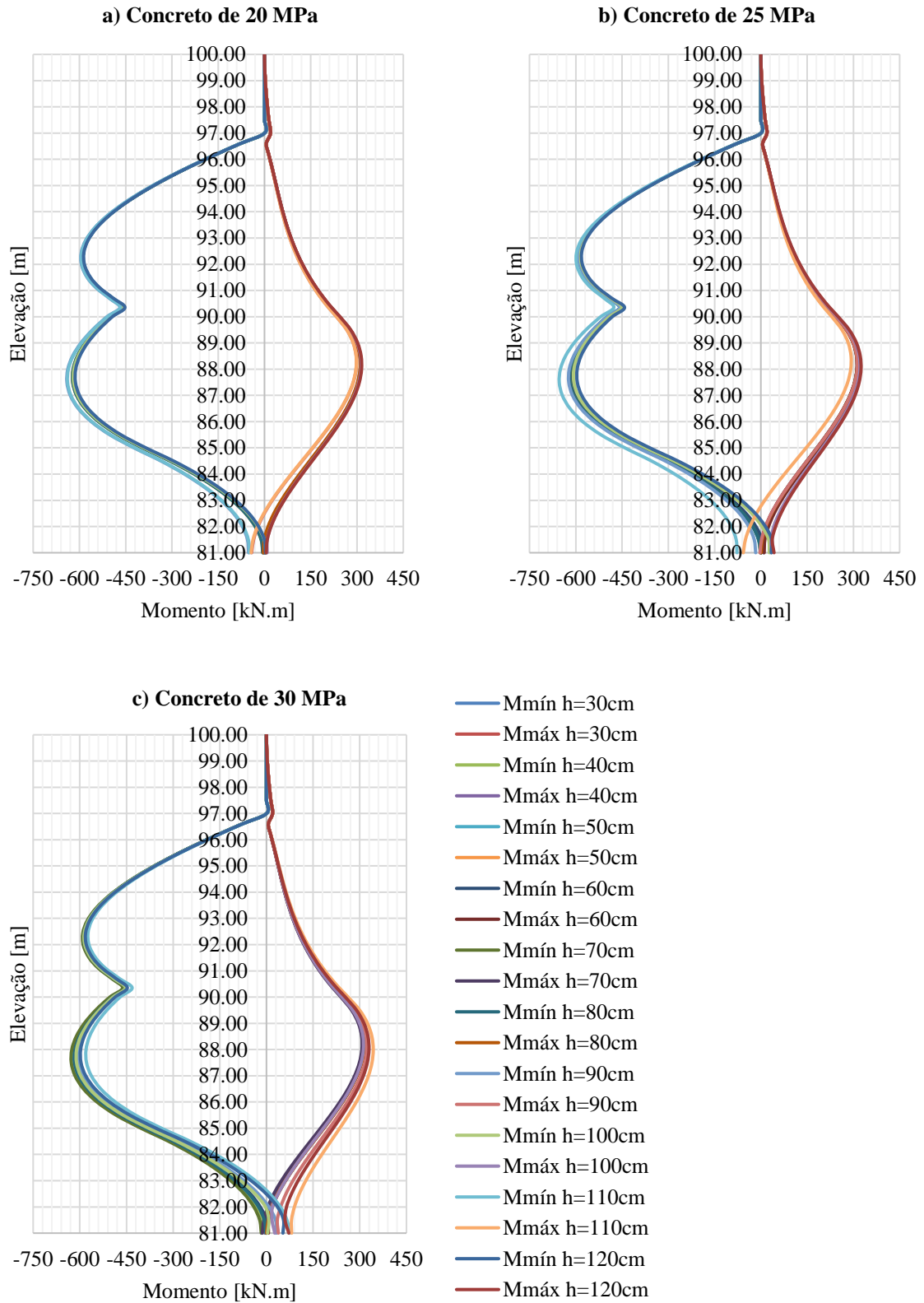
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 9 – Deslocamento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura 120 cm



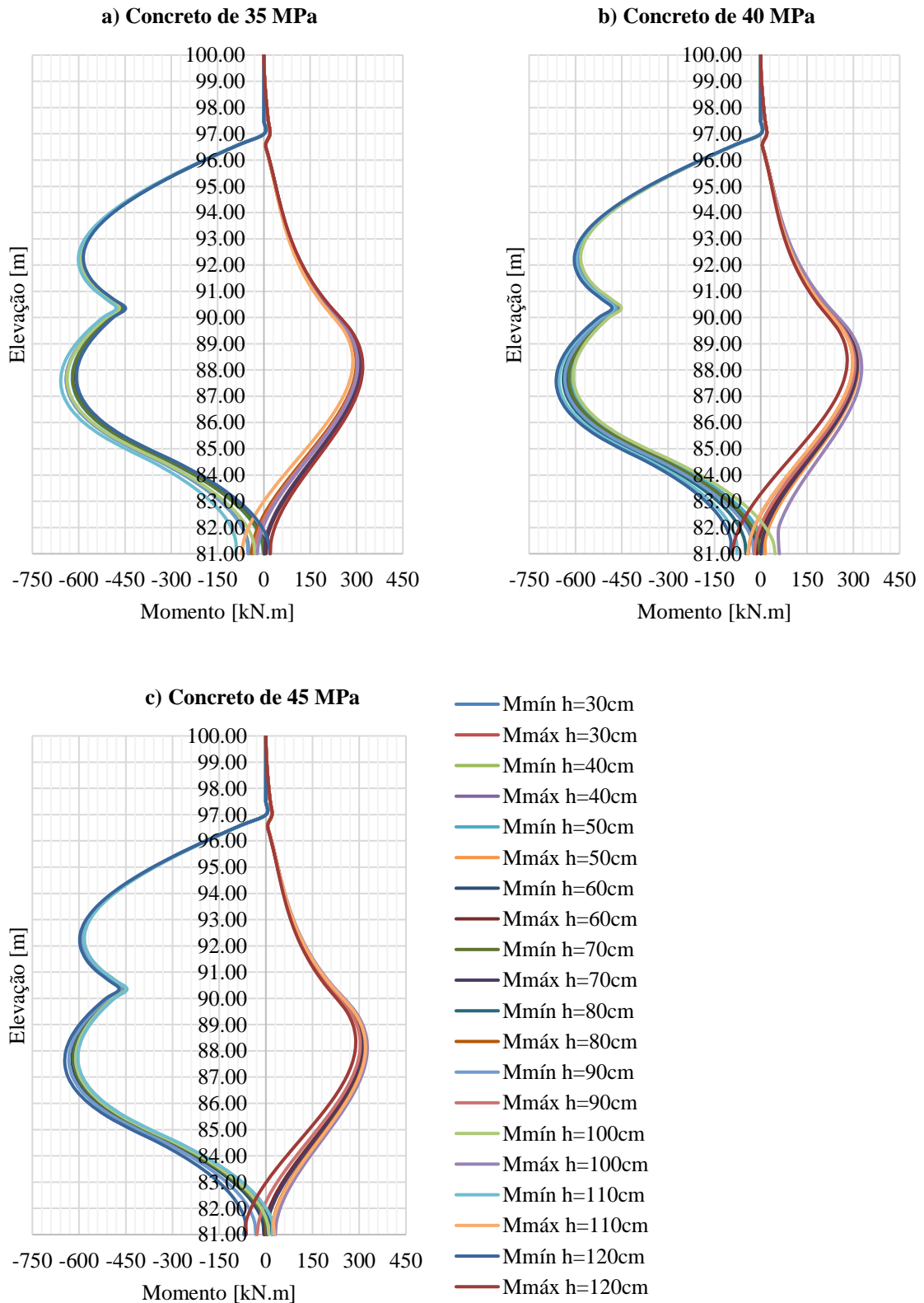
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 10 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 20 MPa, b) 25 MPa e c) 30 MPa



Fonte: Autora (2023)

Gráfico 11 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 35 MPa, b) 40 MPa e c) 45 MPa



Fonte: Autora (2023)

Gráfico 12 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 50 MPa, b) 55 MPa e c) 60 MPa

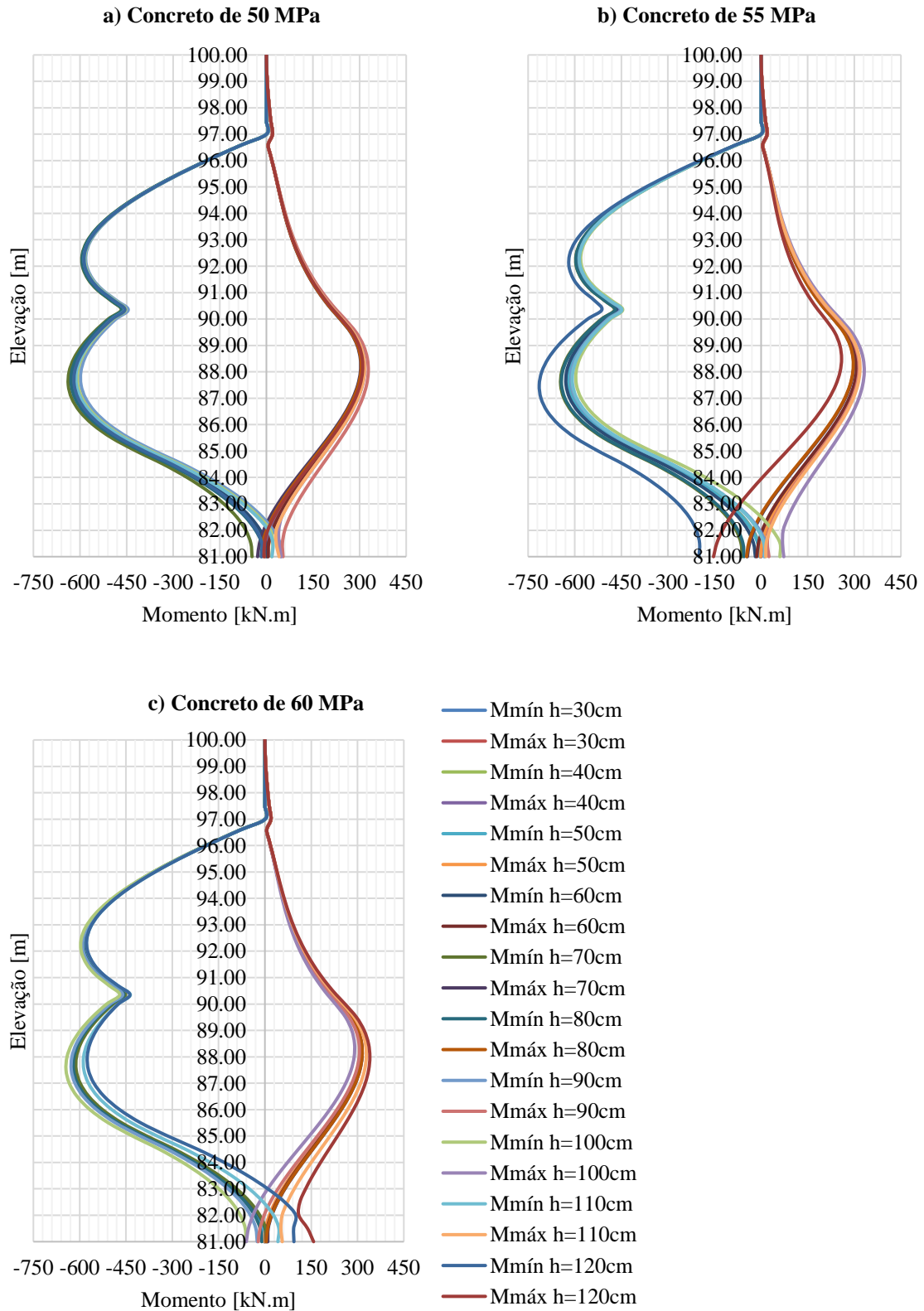
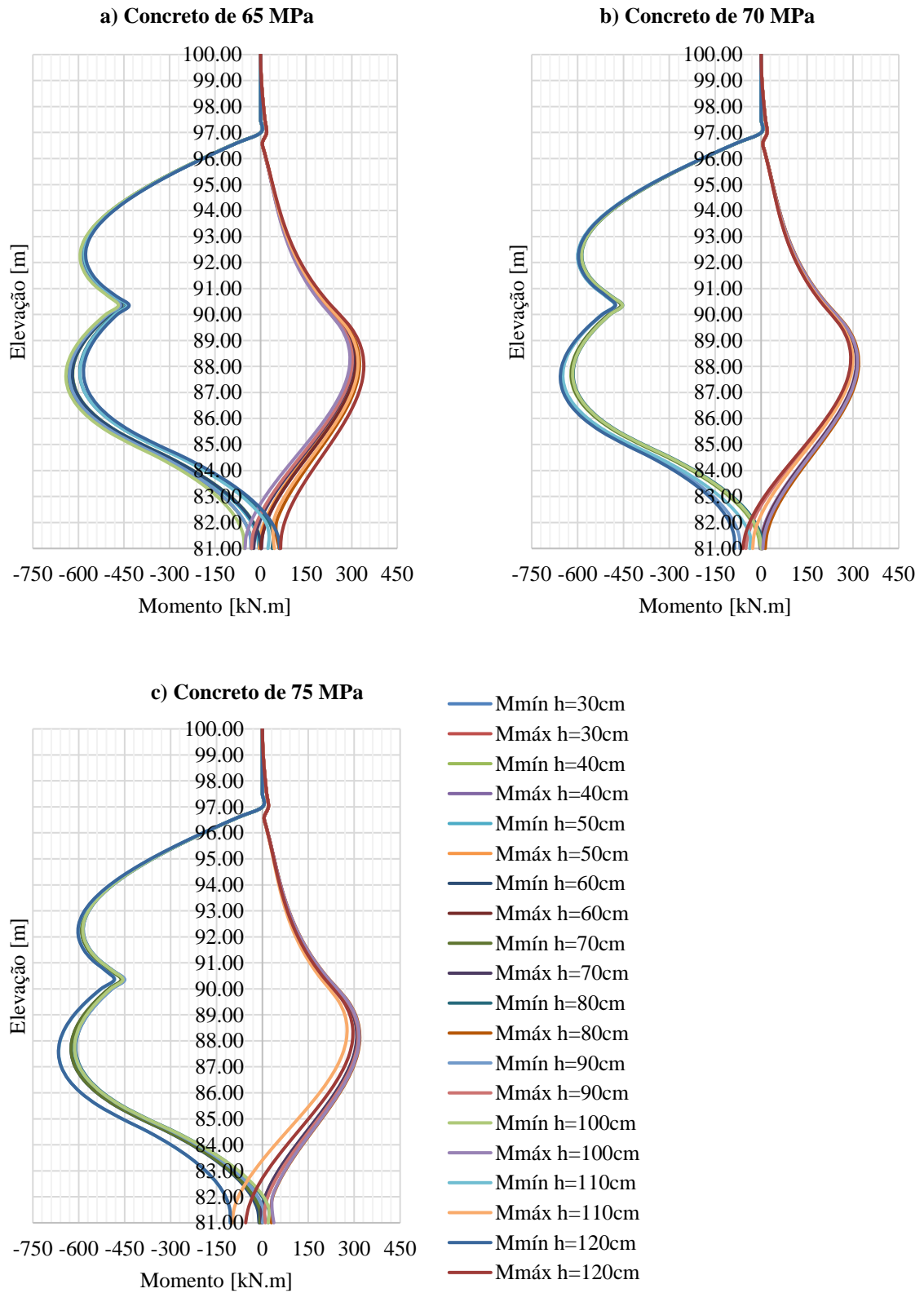
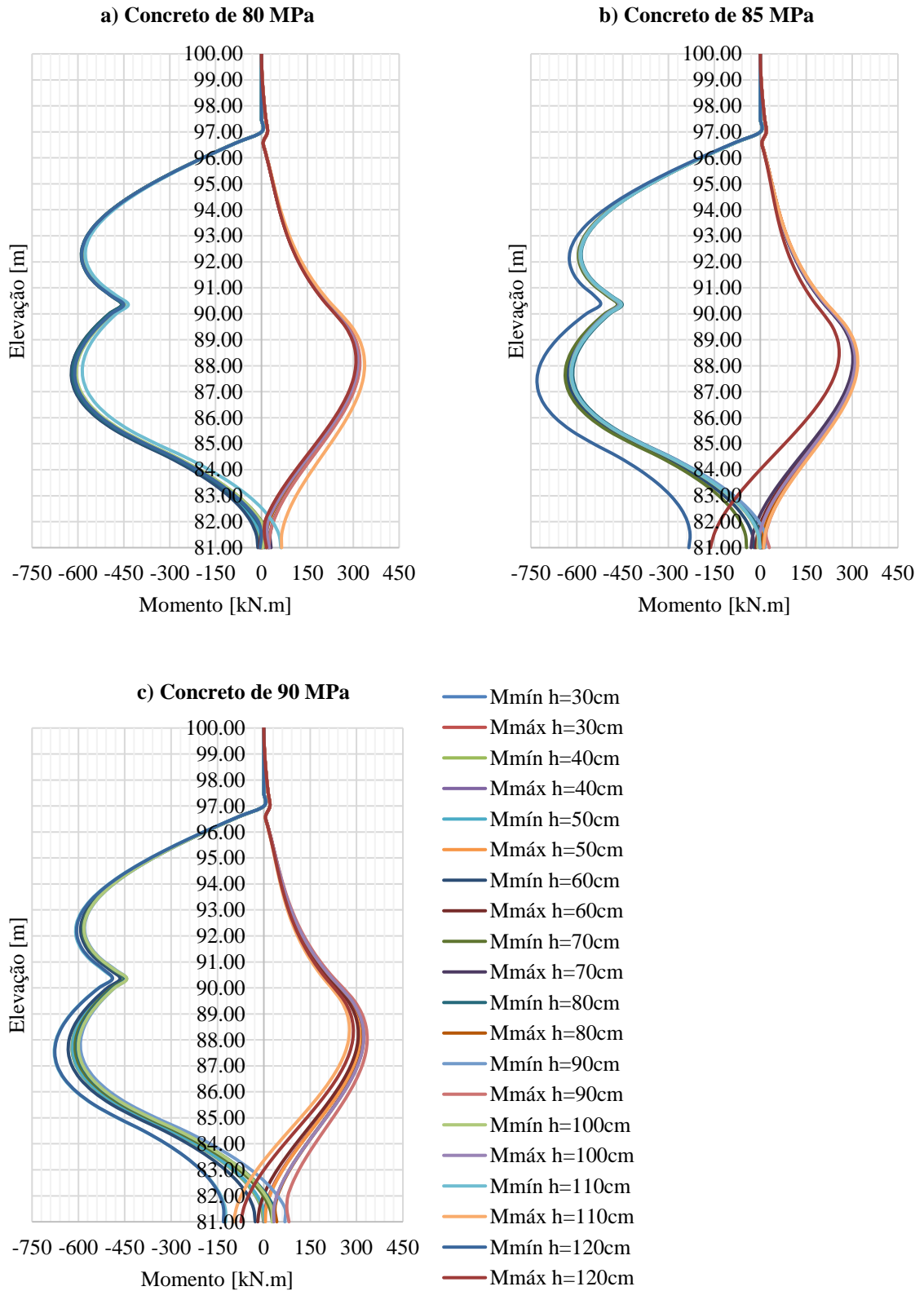


Gráfico 13 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 65 MPa, b) 70 MPa e c) 75 MPa



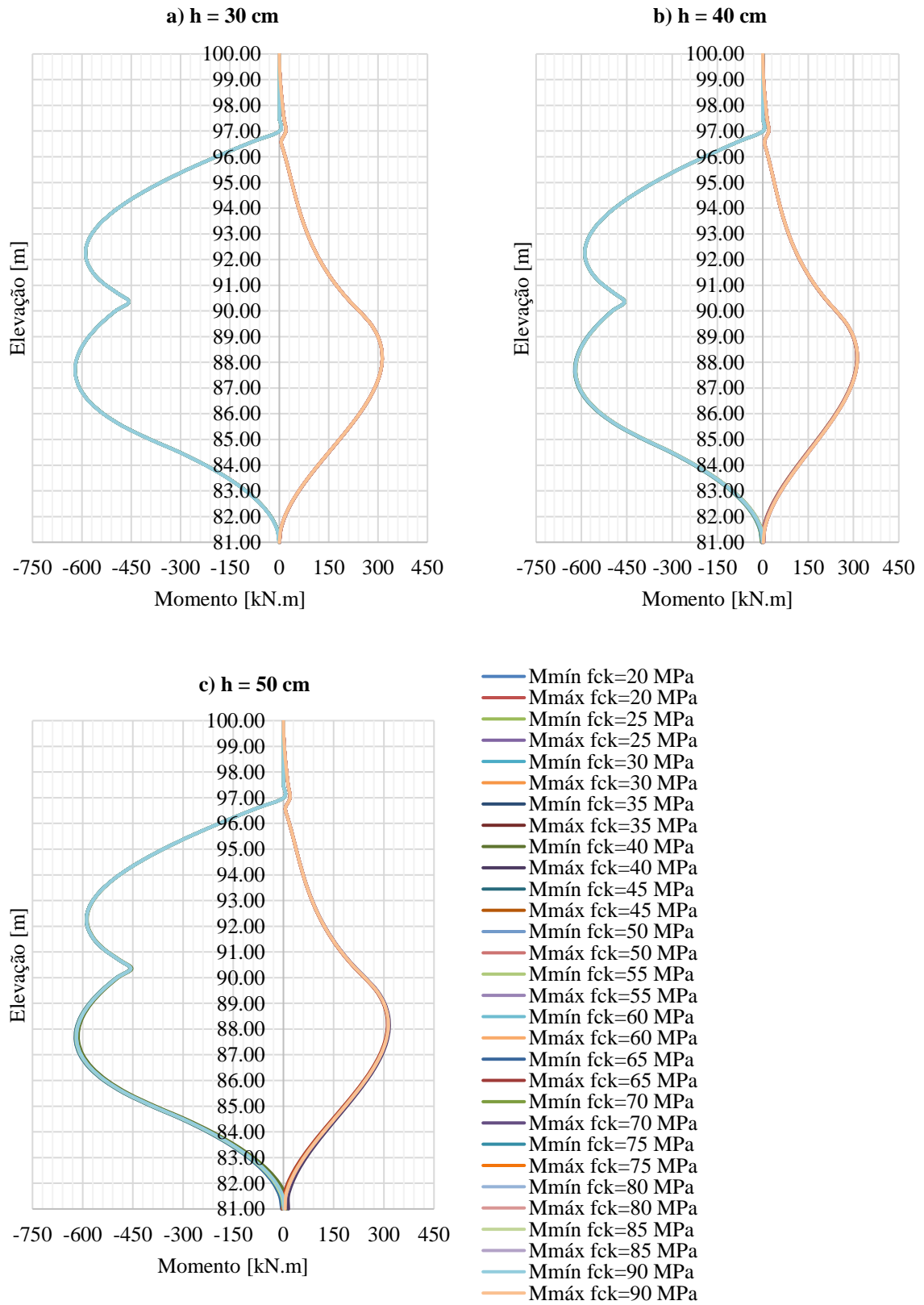
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 14 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de espessura e resistência do concreto a) 80 MPa, b) 85 MPa e c) 90 MPa



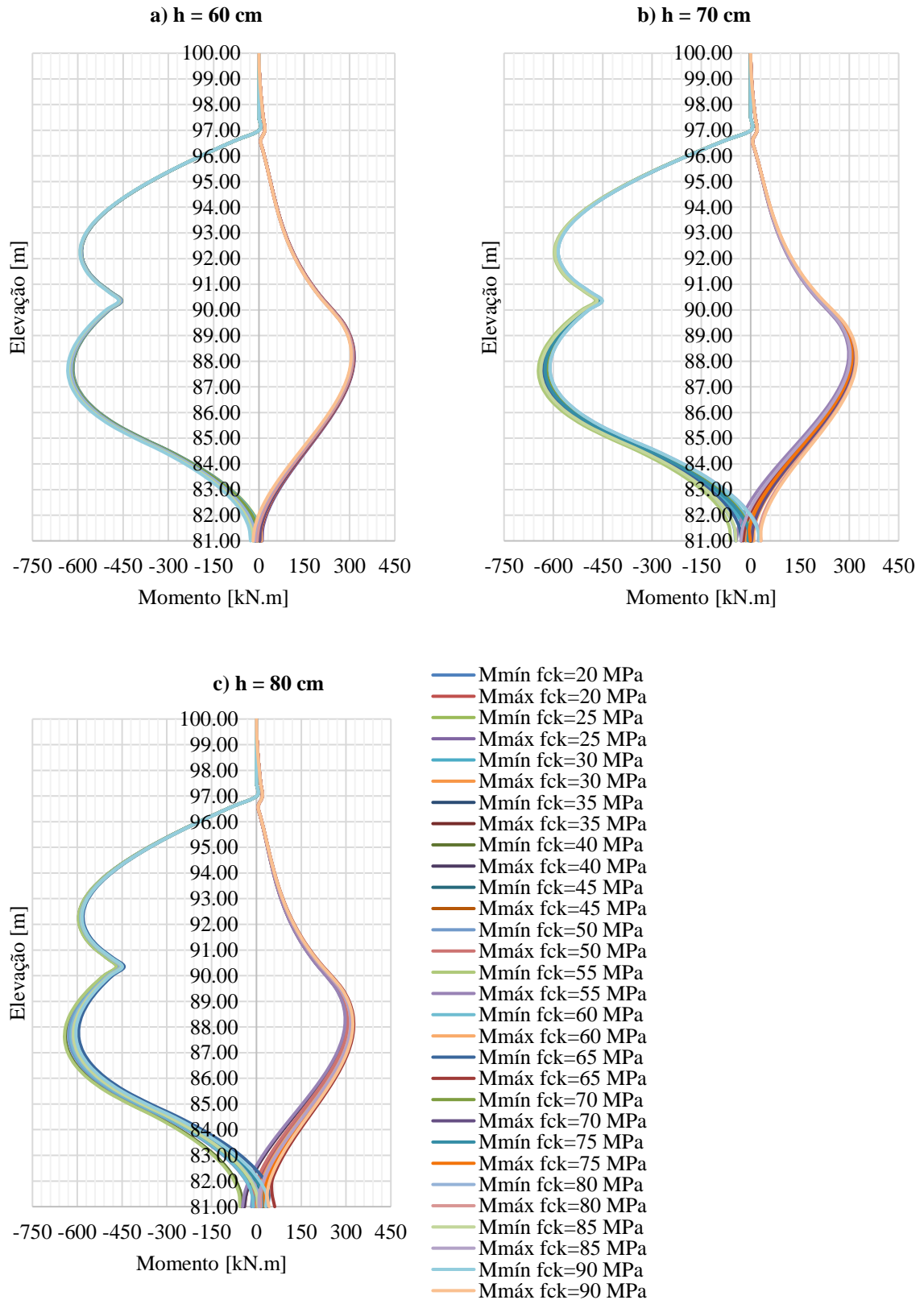
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 15 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 30 cm, b) 40 cm e c) 50 cm



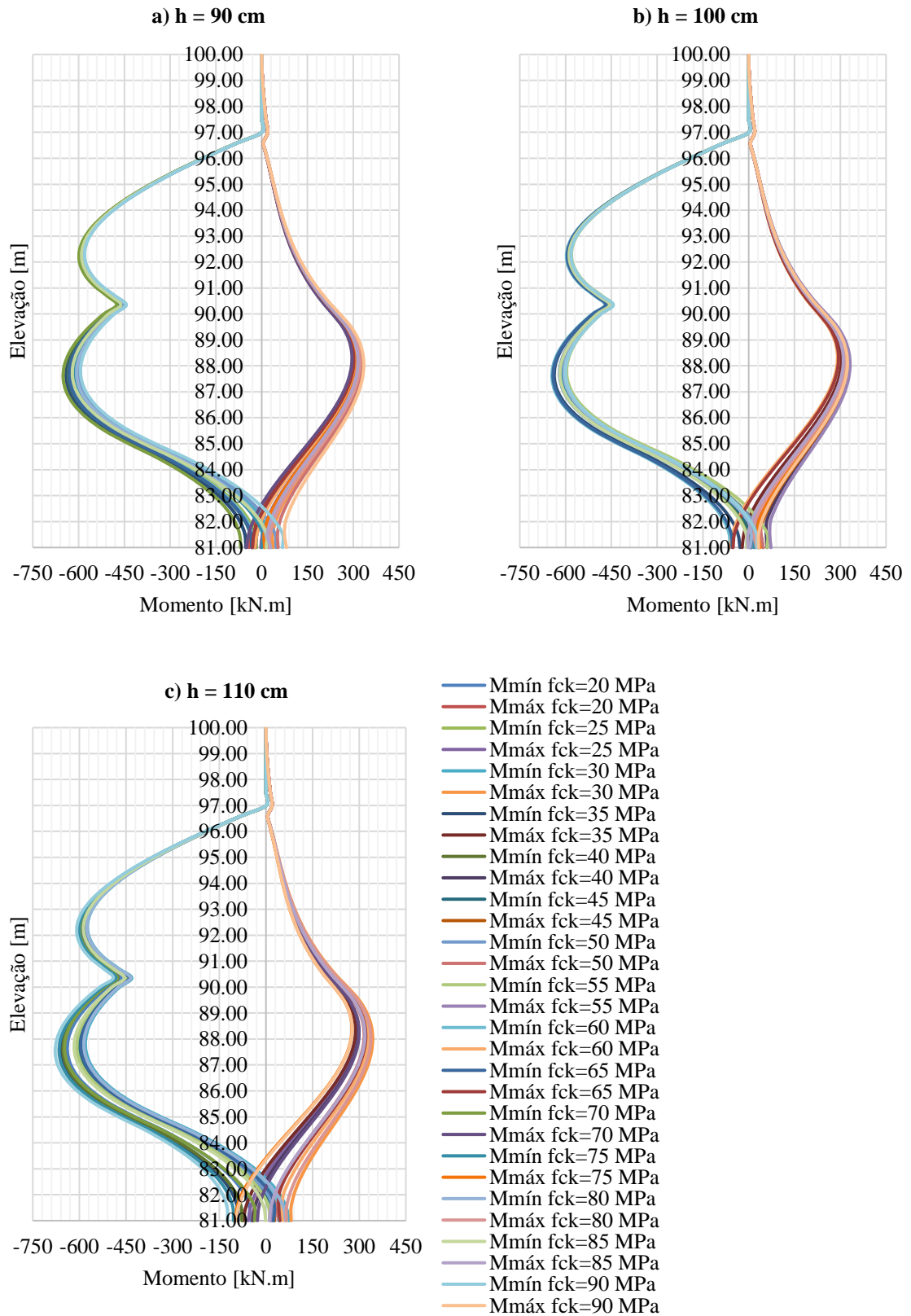
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 16 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 60 cm, b) 70 cm e c) 80 cm



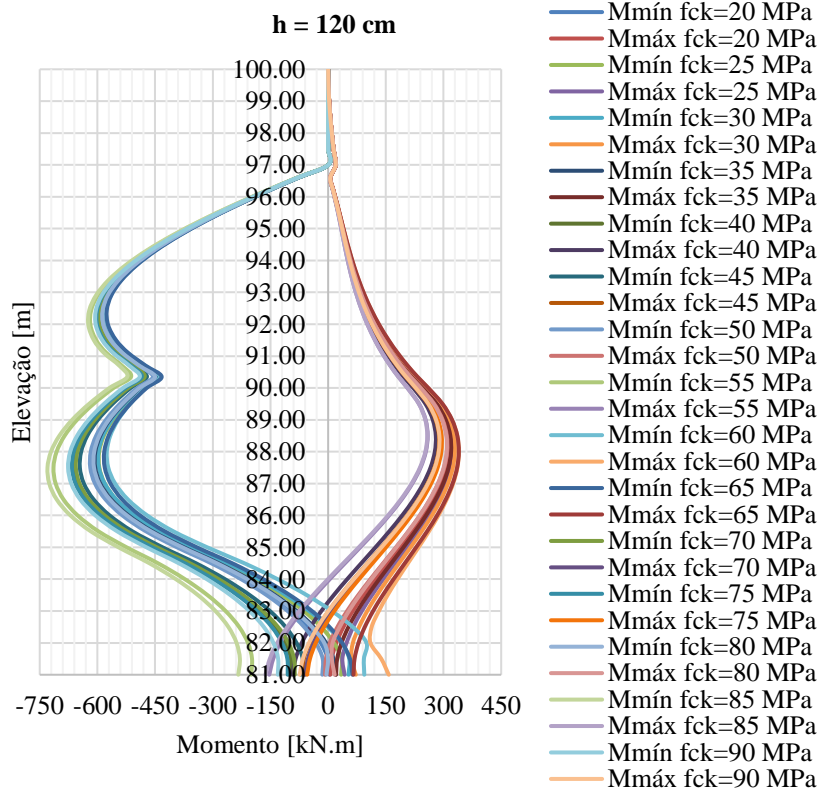
Fonte: Autora (2023)

Gráfico 17 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura a) 90 cm, b) 100 cm e c) 110 cm



Fonte: Autora (2023)

Gráfico 18 – Momento máximo e mínimo de cada ponto da parede diafragma para cada configuração de resistência do concreto e espessura 120 cm



Fonte: Autora (2023)

Tabela 6.1 –Custo estimado (considerando concreto e aço) de cada configuração de espessura e resistência do concreto

fck	h	De 0 a 9,5 m de Profundidade												De 9,5 a 19 m de Profundidade												Custo		
		Armadura Longitudinal Positiva				Armadura Longitudinal Negativa				Armadura Transversal				Armadura Longitudinal Positiva				Armadura Longitudinal Negativa				Armadura Transversal						
		Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Ramos	Nº de Estribos	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Ramos	Nº de Estribos		Comprimento	Espaçamento
20	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	80	8	13	9,5	7	10	27	9,5	3	5	4	190	2,88	10	8	21	9,5	4	10	29	9,5	3	5	4	190	2,88	10	R\$ 12,585,58
20	90	8	11	9,5	9	10	24	9,5	4	5	4	190	3,08	10	8	17	9,5	5	10	26	9,5	3	5	4	190	3,08	10	R\$ 12,927,31
20	100	8	10	9,5	10	10	20	9,5	5	5	4	190	3,28	10	8	16	9,5	6	10	22	9,5	4	5	4	190	3,28	10	R\$ 13,301,63
20	110	8	9	9,5	11	8	28	9,5	3	5	4	190	3,48	10	8	14	9,5	7	8	31	9,5	3	5	4	190	3,48	10	R\$ 13,857,52
20	120	8	8	9,5	12	8	25	9,5	4	5	4	190	3,68	10	8	13	9,5	7	8	27	9,5	3	5	4	190	3,68	10	R\$ 14,436,70
25	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	70	8	15	9,5	6	12,5	20	9,5	5	5	4	212	2,68	9	8	24	9,5	4	12,5	22	9,5	4	5	4	212	2,68	9	R\$ 12,598,17
25	80	8	13	9,5	7	10	26	9,5	3	5	4	212	2,88	9	8	21	9,5	4	10	28	9,5	3	5	4	212	2,88	9	R\$ 12,663,26
25	90	8	11	9,5	9	10	23	9,5	4	5	4	212	3,08	9	8	18	9,5	5	10	24	9,5	4	5	4	212	3,08	9	R\$ 12,997,51
25	100	8	10	9,5	10	8	31	9,5	3	5	4	212	3,28	9	8	17	9,5	5	10	21	9,5	4	5	4	212	3,28	9	R\$ 13,492,39
25	110	8	8	9,5	12	8	28	9,5	3	5	4	212	3,48	9	8	14	9,5	7	8	31	9,5	3	5	4	212	3,48	9	R\$ 14,054,78
25	120	8	8	9,5	12	8	25	9,5	4	5	4	212	3,68	9	8	14	9,5	7	8	25	9,5	4	5	4	212	3,68	9	R\$ 14,647,44
30	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	70	8	14	9,5	7	12,5	20	9,5	5	5	4	272	2,68	7	8	23	9,5	4	12,5	21	9,5	4	5	4	272	2,68	7	R\$ 12,925,28
30	80	8	13	9,5	7	10	26	9,5	3	5	4	272	2,88	7	8	20	9,5	5	10	27	9,5	3	5	4	272	2,88	7	R\$ 13,097,11
30	90	8	11	9,5	9	10	22	9,5	4	5	4	272	3,08	7	8	19	9,5	5	10	23	9,5	4	5	4	272	3,08	7	R\$ 13,484,41
30	100	8	10	9,5	10	8	30	9,5	3	5	4	272	3,28	7	8	16	9,5	6	10	21	9,5	4	5	4	272	3,28	7	R\$ 14,020,71
30	110	8	10	9,5	10	8	27	9,5	3	5	4	272	3,48	7	8	16	9,5	6	8	27	9,5	3	5	4	272	3,48	7	R\$ 14,657,10
30	120	8	9	9,5	11	8	25	9,5	4	5	4	272	3,68	7	8	14	9,5	7	8	25	9,5	4	5	4	272	3,68	7	R\$ 15,361,00
35	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	60	8	17	9,5	5	12,5	24	9,5	4	5	4	272	2,48	7	8	29	9,5	3	12,5	25	9,5	4	5	4	272	2,48	7	R\$ 13,023,35
35	70	8	14	9,5	7	12,5	19	9,5	5	5	4	272	2,68	7	8	24	9,5	4	12,5	21	9,5	4	5	4	272	2,68	7	R\$ 12,871,59
35	80	8	12	9,5	8	10	26	9,5	3	5	4	272	2,88	7	8	19	9,5	5	10	28	9,5	3	5	4	272	2,88	7	R\$ 13,080,81
35	90	8	11	9,5	9	10	22	9,5	4	5	4	272	3,08	7	8	17	9,5	5	10	24	9,5	4	5	4	272	3,08	7	R\$ 13,468,12
35	100	8	10	9,5	10	8	30	9,5	3	5	4	272	3,28	7	8	15	9,5	6	10	21	9,5	4	5	4	272	3,28	7	R\$ 13,983,46
35	110	8	8	9,5	12	8	28	9,5	3	5	4	272	3,48	7	8	13	9,5	7	8	30	9,5	3	5	4	272	3,48	7	R\$ 14,619,85
35	120	8	8	9,5	12	8	24	9,5	4	5	4	272	3,68	7	8	13	9,5	7	8	25	9,5	4	5	4	272	3,68	7	R\$ 15,249,26
40	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	60	8	17	9,5	5	12,5	24	9,5	4	5	4	318	2,48	6	8	28	9,5	3	12,5	25	9,5	4	5	4	318	2,48	6	R\$ 13,335,53
40	70	8	14	9,5	7	12,5	19	9,5	5	5	4	318	2,68	6	8	23	9,5	4	12,5	20	9,5	5	5	4	318	2,68	6	R\$ 13,121,03
40	80	8	12	9,5	8	10	25	9,5	4	5	4	318	2,88	6	8	19	9,5	5	10	27	9,5	3	5	4	318	2,88	6	R\$ 13,370,21
40	90	8	11	9,5	9	10	22	9,5	4	5	4	318	3,08	6	8	17	9,5	5	10	24	9,5	4	5	4	318	3,08	6	R\$ 13,902,09
40	100	8	10	9,5	10	8	30	9,5	3	5	4	318	3,28	6	8	17	9,5	5	8	31	9,5	3	5	4	318	3,28	6	R\$ 14,452,60

fck	h	De 0 a 9.5 m de Profundidade												De 9.5 a 19 m de Profundidade												Custo			
		Armadura Longitudinal Positiva				Armadura Longitudinal Negativa				Armadura Transversal				Armadura Longitudinal Positiva				Armadura Longitudinal Negativa				Armadura Transversal							
		Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Ramos	Nº de Estribos	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Nº de barras	Comprimento	Espaçamento	Bitola	Ramos	Nº de Estribos		Comprimento	Espaçamento	
	110	8	9	9.5	11	8	27	9.5	3	5	4	318	3.48	6	8	14	9.5	7	8	30	9.5	3	5	4	318	3.48	6	R\$ 15,147.43	
	120	8	7	9.5	14	8	25	9.5	4	5	4	318	3.68	6	8	12	9.5	8	8	28	9.5	3	5	4	318	3.68	6	R\$ 15,842.27	
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	60	8	17	9.5	5	12.5	23	9.5	4	5	4	380	2.48	5	8	28	9.5	3	12.5	25	9.5	4	5	4	380	2.48	5	R\$ 13,715.57	
	70	8	14	9.5	7	10	29	9.5	3	5	4	380	2.68	5	8	23	9.5	4	12.5	20	9.5	5	5	4	380	2.68	5	R\$ 13,589.97	
	80	8	13	9.5	7	10	25	9.5	4	5	4	380	2.88	5	8	20	9.5	5	10	26	9.5	3	5	4	380	2.88	5	R\$ 13,933.45	
	90	8	11	9.5	9	10	22	9.5	4	5	4	380	3.08	5	8	17	9.5	5	10	23	9.5	4	5	4	380	3.08	5	R\$ 14,428.82	
	100	8	10	9.5	10	8	30	9.5	3	5	4	380	3.28	5	8	16	9.5	6	8	31	9.5	3	5	4	380	3.28	5	R\$ 15,038.25	
	110	8	9	9.5	11	8	27	9.5	3	5	4	380	3.48	5	8	15	9.5	6	8	28	9.5	3	5	4	380	3.48	5	R\$ 15,771.07	
	120	8	8	9.5	12	8	25	9.5	4	5	4	380	3.68	5	8	12	9.5	8	8	27	9.5	3	5	4	380	3.68	5	R\$ 16,541.14	
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	50	8	21	9.5	4	16	18	9.5	5	5	4	380	2.28	5	10	22	9.5	4	16	19	9.5	5	5	4	380	2.28	5	R\$ 14,218.88	
	60	8	17	9.5	5	12.5	23	9.5	4	5	4	380	2.48	5	8	28	9.5	3	12.5	24	9.5	4	5	4	380	2.48	5	R\$ 13,624.64	
	70	8	14	9.5	7	10	29	9.5	3	5	4	380	2.68	5	8	22	9.5	4	12.5	20	9.5	5	5	4	380	2.68	5	R\$ 13,552.72	
	80	8	12	9.5	8	10	25	9.5	4	5	4	380	2.88	5	8	19	9.5	5	10	26	9.5	3	5	4	380	2.88	5	R\$ 13,858.95	
	90	8	11	9.5	9	10	21	9.5	4	5	4	380	3.08	5	8	18	9.5	5	10	22	9.5	4	5	4	380	3.08	5	R\$ 14,349.67	
	100	8	10	9.5	10	8	29	9.5	3	5	4	380	3.28	5	8	16	9.5	6	8	31	9.5	3	5	4	380	3.28	5	R\$ 15,001.01	
	110	8	9	9.5	11	8	27	9.5	3	5	4	380	3.48	5	8	14	9.5	7	8	28	9.5	3	5	4	380	3.48	5	R\$ 15,733.83	
	120	8	8	9.5	12	8	24	9.5	4	5	4	380	3.68	5	8	13	9.5	7	8	26	9.5	3	5	4	380	3.68	5	R\$ 16,503.89	
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	60	8	17	9.5	5	12.5	23	9.5	4	5	4	380	2.48	5	8	27	9.5	3	12.5	24	9.5	4	5	4	380	2.48	5	R\$ 13,587.39	
	70	8	14	9.5	7	10	29	9.5	3	5	4	380	2.68	5	8	22	9.5	4	12.5	21	9.5	4	5	4	380	2.68	5	R\$ 13,643.66	
	80	8	12	9.5	8	10	25	9.5	4	5	4	380	2.88	5	8	19	9.5	5	10	27	9.5	3	5	4	380	2.88	5	R\$ 13,917.15	
	90	8	11	9.5	9	10	21	9.5	4	5	4	380	3.08	5	8	18	9.5	5	10	22	9.5	4	5	4	380	3.08	5	R\$ 14,349.67	
	100	8	10	9.5	10	8	29	9.5	3	5	4	380	3.28	5	8	17	9.5	5	8	30	9.5	3	5	4	380	3.28	5	R\$ 15,001.01	
	110	8	9	9.5	11	8	27	9.5	3	5	4	380	3.48	5	8	14	9.5	7	8	28	9.5	3	5	4	380	3.48	5	R\$ 15,733.83	
	120	8	7	9.5	14	8	26	9.5	3	5	4	380	3.68	5	8	11	9.5	9	8	30	9.5	3	5	4	380	3.68	5	R\$ 16,615.63	
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	60	8	17	9.5	5	12.5	22	9.5	4	5	4	380	2.48	5	8	27	9.5	3	12.5	24	9.5	4	5	4	380	2.48	5	R\$ 13,496.46	
	70	8	14	9.5	7	10	29	9.5	3	5	4	380	2.68	5	8	23	9.5	4	12.5	19	9.5	5	5	4	380	2.68	5	R\$ 13,499.04	
	80	8	12	9.5	8	10	25	9.5	4	5	4	380	2.88	5	8	20	9.5	5	10	26	9.5	3	5	4	380	2.88	5	R\$ 13,896.20	
	90	8	11	9.5	9	10	22	9.5	4	5	4	380	3.08	5	8	17	9.5	5	10	23	9.5	4	5	4	380	3.08	5	R\$ 14,428.82	
	100	8	9	9.5	11	8	30	9.5	3	5	4	380	3.28	5	8	15	9.5	6	10	21	9.5	4	5	4	380	3.28	5	R\$ 15,031.27	
	110	8	9	9.5	11	8	26	9.5	3	5	4	380	3.48	5	8	15	9.5	6	8	27	9.5	3	5	4	380	3.48	5	R\$ 15,696.58	
	120	8	9	9.5	11	8	24	9.5	4	5	4	380	3.68	5	8	14	9.5	7	8	24	9.5	4	5	4	380	3.68	5	R\$ 16,503.89	
	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	60	8	17	9.5	5	12.5	22	9.5	4	5	4	476	2.48	4	8	27	9.5	3	12.5	24	9.5	4	5	4	476	2.48	4	R\$ 14,225.71	
	70	8	14	9.5	7	10	29	9.5	3	5	4	476	2.68	4	8	22	9.5	4	12.5	20	9.5	5	5	4	476	2.68	4	R\$ 14,340.79	
	80	8	13	9.5	7	10	24	9.5	4	5	4	476	2.88	4	8	21	9.5	4	10	25	9.5	4	5	4	476	2.88	4	R\$ 14,701.17	
	90	8	11	9.5	9	10	22	9.5	4	5	4	476	3.08	4	8	17	9.5	5	10	23	9.5	4	5	4	476	3.08	4	R\$ 15,334.50	
	100	8	9	9.5	11	8	30	9.5	3	5	4	476	3.28	4	8	15	9.5	6	10	21	9.5	4	5	4	476	3.28	4	R\$ 15,995.76	
	110	8	9	9.5	11	8	26	9.5	3	5	4	476	3.48	4	8	15	9.5	6	8	27	9.5	3	5	4	476	3.48	4	R\$ 16,719.88	
	120	8	9	9.5	11	8	24	9.5	4	5	4	476	3.68	4	8	14	9.5	7	8	24	9.5	4	5	4	476	3.68	4	R\$ 17,586.01	

