UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

GILVAN BEZERRA DOS SANTOS JUNIOR
ORIENTADOR: PROF. DR. JOEL ARAÚJO DO NASCIMENTO NETO

ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE MUROS DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS VAZADOS

NATAL/RN
2014

GILVAN BEZERRA DOS SANTOS JUNIOR

ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE MUROS DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS VAZADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

ORIENTADOR: PROF. DR. JOEL ARAÚJO DO NASCIMENTO NETO

NATAL/RN

2014

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Santos Junior, Gilvan Bezerra dos.

Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados. / Gilvan Bezerra dos Santos Junior. – Natal, RN, 2014.

134 f.; il.

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Alvenaria estrutural - Dissertação. 2. Modelagem numérica - Dissertação. 3. Flexão perpendicular ao plano - Dissertação. 4. Muros de arrimo – Dissertação. I. Nascimento Neto, Joel Araújo do. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

RN/UF/BCZM CDU 624.012.2

“Nossa vida é um caminho, quando paramos, não vamos para frente.”
(Papa Francisco I)

Aos meus pais Gilvan e Márcia,
à minha irmã Monick,
e à minha sobrinha Maria Luisa,
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

À Deus por sempre caminhar ao meu lado.

Aos meus pais, pelos exemplos de amor e de vida que levarei para o resto da minha vida. Minha mãe, Márcia Maria Freire, por me ensinar a ter garra para superar todas as pedras que surgem pelo caminho. Meu pai, Gilvan Bezerra dos Santos, por me ensinar o valor da educação na vida de um homem.

Minha irmã, Monick Freire dos Santos, pelo carinho que sempre teve por mim e pela sua ajuda quando eu precisei.

Minha sobrinha, Maria Luisa, pela alegria que trouxe a minha família e me fazer ter vontade de ter um futuro melhor.

Meu amor, Joyce da Costa Barbalho, por suas palavras de incentivo nos momentos difíceis, seu carinho infinito e paciência que me fizeram permanecer nessa caminhada, sempre batalhando todos os dias para cumprir a minha missão de fazê-la feliz.

Ao Professor Joel Araújo do Nascimento Neto, por mais do que a orientação, pela paciência, incentivo e confiança durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Daniel Nelson Maciel, pela disponibilidade para transmitir seus conhecimentos.

Aos meus familiares, por seus amores e ensinamentos.

À minha vó Joana Bezerra, por me amar muito desde os primeiros minutos da minha vida.

Aos meus sogros Barbalho Neto e Maria Aparecida, exemplos de amor e respeito e minha cunhada Jordana da Costa pela sua ajuda e carinho.

Aos meus amigos, que são presentes de Deus em minha vida, especialmente para a turma dos Trakinos, ao meu Bonde amado, Peladeiros CIC, engenheiros da turma 2006.1 da UFRN e a Athos, Porthus e Marrafed, por me amarem e me apoiarem em todos os momentos da minha vida.

Ao meu amigo Arthur Gomes, por me apoiar nos momentos de dúvidas e incertezas neste mestrado, com suas palavras de incentivo e contribuições para as realizações dos meus sonhos.

Aos amigos que fiz na Marinha do Brasil, pela convivência diária e por transmitir suas experiências.

A todos os demais colegas, professores e funcionários do programa de pós-graduação em engenharia civil, em especial aos coordenadores Professor Olavo dos Santos e Professora Ada Scudelari e a Rafaella Xavier, pela cooperação dada desde meu ingresso no mestrado.

SUMÁRIO

Lista de figuras..... i
Lista de tabelas..... vi
Lista de abreviaturas e siglas..... vii
Lista de símbolos..... viii
Resumo..... x
Abstract..... xi
1. INTRODUÇÃO..... 1
1.1 Comentários Iniciais..... 1
1.2 Justificativa..... 2
1.3 Objetivos..... 2
1.4 Metodologia 3
1.5 Desenvolvimento do Trabalho..... 3
2. BREVE HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES COM ALVENARIA ESTRUTURAL..... 5
2.1 História da alvenaria..... 5
2.2 Histórico do uso de paredes com alvenaria vazada..... 10
2.3 Evolução dos materiais empregados na alvenaria..... 11
3. ASPECTOS RELATIVOS À MECÂNICA DOS SOLOS..... 13
3.1 Introdução..... 13
3.2 Parâmetros fundamentais dos solos..... 13
3.3 Interação Solo-Estrutura..... 17
4. ESTRUTURAS DE ARRIMO COM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS..... 21
4.1 Definição e tipos de muro..... 21
4.2 Carregamento aplicado no muro..... 24
4.3 Tensões principais e modos de ruptura..... 25
4.4 Flexão nas duas direções..... 29
4.5 Tensões de cisalhamento nas alvenarias..... 29
5. ANÁLISES E MODELAGENS DESENVOLVIDAS..... 31

5.1 Parâmetros da alvenaria..... 31
5.2 Parâmetros do carregamento..... 33
5.3 Modelagem numérica..... 34
5.4 Tipos de modelagem..... 35
5.5 Homogeneidade da alvenaria..... 36
5.6 Modelo numérico adotado 38
5.6.1 Muro com contrafortes distantes 1,5m..... 40
5.6.1.1 Deslocamento transversal (U3) – Muro 1,5m..... 42
5.6.1.2 Tensões normais verticais (S22) – Muro com 1,5m..... 44
5.6.1.3 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S13) – Muro 1,5m..... 51
5.6.1.4 Tensões de cisalhamento para flexão vertical (S23) – Muro 1,5m..... 53
5.6.1.5 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S12) – Muro 1,5m..... 55
5.6.1.6 Momento fletor na direção vertical M22 – Muro 1,5m..... 57
5.6.1.7 – Momento fletor na direção horizontal M11 – Muro 1,5m. 59
5.6.2 Muro com contrafortes distantes 6,0m..... 63
5.6.2.1 Deslocamentos transversais (U3) – Muro 6,0m..... 63
5.6.2.2 Tensões normais verticais (S22) – Muro com 6,0m..... 65
5.6.2.3 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S13) – Muro 6,0m..... 71
5.6.2.4 Tensões de cisalhamento para flexão vertical (S23) – Muro 6,0m..... 73
5.6.2.5 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S12) – Muro 6,0m..... 75
5.6.2.6 Momento fletor na direção vertical M22– Muro 6,0m..... 77
5.6.2.7 Momento fletor na direção horizontal M11 – Muro 6,0m.... 79
6.IMPORTÂNCIA DO SOLO NA MODELAGEM..... 82
6.1 Deslocamentos transversais e tensões normais verticais (S22)..... 82
6.2 Tensões de cisalhamento associadas à flexão horizontal (S13) e na junção contraforte-parede (S12)..... 84

6.3 Momento fletor na direção vertical M22 e momento fletor na direção horizontal M11..... 86
7. ANÁLISES SIMPLIFICADAS..... 88
7.1 Introdução..... 88
7.2 Análise do muro com contrafortes espaçados a cada 1,5m..... 88
7.3 Análise do muro com contrafortes espaçados a cada 6,0m..... 91
8. DIMENSIONAMENTO..... 93
8.1 Dimensionamento do Contraforte muro 1,5m..... 93
8.2 Dimensionamento do Contraforte seção trapezoidal muro 1,5m..... 96
8.3 Dimensionamento das Paredes muro 1,5m..... 98
8.4 Dimensionamento do Contraforte muro 6,0m..... 101
8.5 Dimensionamento do Contraforte seção trapezoidal muro 6,0m..... 103
8.6 Dimensionamento das Paredes muro 6,0m..... 105
9. CONCLUSÃO..... 108
10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vista aérea do Panteão..... 6

Figura 2: Edifício Monadnock, Chicado – Construído em 1891..... 7

Figura 3: Ensaio de um muro em escala natural com carga axial de compressão nos Estados Unidos..... 8

Figura 4: Exemplos de construções famosas mundiais em alvenaria..... 9

Figura 5: Constuções com paredes vazadas de tijolo..... 11

Figura 6: Hotel Excalibur, Las Vegas EUA..... 12

Figura 7: Diagrama de corpo livre de uma cunha de solo..... 14

Figura 8: Partes constituintes de uma edificação e o acréscimo de tensão devido a interação solo-estrutura..... 19

Figura 9: Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações 20

Figura 10: Acabamento estético em alvenaria estrutural 21

Figura 11: Muro de arrimo de gravidade em avelnaria estrutural..... 22

Figura 12: Muros de arrimo com contraforte em avelnaria estrutural..... 23

Figura 13: Muro de arrimo em balanço em avelnaria estrutural..... 23

Figura 14: Muro de arrimo apoiados em avelnaria estrutural..... 24

Figura 15: Ponto de aplicação do carregamento..... 25

Figura 16: Comportamento a flexão de uma seção de alvenaria não armada..... 26

Figura 17: Exemplo de painel apoiado em três bordos..... 27

Figura 18: Padrões de ruptura em painéis de alvenaria estrutural 27

Figura 19: Ensaios de flexão fora do plano em alvenaria estrutural..... 28

Figura 20: Flexão nas duas direções e modos de rupturas nas duas direções..... 29

Figura 21: Esforços de cisalhamento nos planos verticais e horizontais 30

Figura 22: Eixos principais da seção transversal..... 31

Figura 23: Tipos de modelagem..... 35

Figura 24: Modelos gerados no SAP2000..... 39

Figura 25: Discretização do muro com espaçamento 1,50m..... 40

Figura 26: Planta baixa do muro com espaçamento 1,50m..... 41
Figura 27: Direção dos eixos globais da estrutura..... 41
Figura 28: Direção dos eixos do elemento finito..... 42
Figura 29: Deslocamentos transversais U3 (mm) para o muro 1,5m..... 43
Figura 30: Deslocamentos transversais na direção 3 (mm) entre os contrafortes para o muro 1,5m..... 44
Figura 31: Comprimento efetivo de flanges..... 45
Figura 32: Modelo Proposto de seção transversal para painéis de alvenaria submetidos à flexão..... 45
Figura 33: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) para o muro 1,5m..... 46
Figura 34: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central para o muro 1,5m..... 47
Figura 35: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado do contraforte para o muro 1,5m..... 48
Figura 36: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado oposto ao contraforte para o muro 1,5m..... 49
Figura 37: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado do contraforte para o muro 1,5m..... 50
Figura 38: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado oposto ao contraforte para o muro de 1,5m..... 50
Figura 39: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) para o muro 1,5m..... 52
Figura 40: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) ao longo do alinhamento vertical distante 30 cm do contraforte central para o muro 1,5m..... 53
Figura 41: Tensões de cisalhamento S23 (kN/m²) para o muro 1,5m..... 54
Figura 42: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) para o muro 1,5m..... 56
Figura 43: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) ao longo da altura na interface entre muro e contraforte para o muro 1,5m..... 57
Figura 44: Momento Fletor M22 (kN.m) para o muro 1,5m..... 58
Figura 45: Momento fletor M22 (kN.m) ao longo do alinhamento vertical distante 90 cm do contraforte central para o muro 1,5m..... 59
Figura 46: Momento fletor M11 (kN.m) para o muro 1,5m..... 60

Figura 47: Momento fletor M11 na posição da cinta superior para o muro 1,5m... 61
Figura 48: Momento fletor M11 na posição da cinta intermediária para o muro 1,5m..... 62
Figura 49: Momento fletor M11 na posição da cinta inferior para o muro 1,5m.... 62
Figura 50: Discretização do muro com espaçamento 6,0m..... 63
Figura 51: Deslocamentos transversais U3 (mm) para o muro 6,0m..... 64
Figura 52: Comparativo entre os deslocamentos transversais U3 (mm) dos dois tipos de muro..... 65
Figura 53: Modelo Proposto de Seção Transversal para painéis de alvenaria submetidos à flexão no muro de 6,0m..... 66
Figura 54: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) no muro de 6,0m..... 67
Figura 55: Comparativo das Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na extremidade tracionada do contraforte central dos dois tipos de muro.. 68
Figura 56: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado do contraforte para o muro de 6,0m..... 69
Figura 57: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado oposto do contraforte para o muro de 6,0m..... 70
Figura 58: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado do contraforte dos dois tipos de muro..... 71
Figura 59: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado oposto do contraforte dos dois tipos de muro..... 71
Figura 60: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) no muro de 6,0m..... 72
Figura 61: Comparativo das tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) dos dois tipos de muro..... 73
Figura 62: Tensões de cisalhamento S23 (kN/m²) no muro de 6,0m..... 74
Figura 63: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) no muro de 6,0m..... 76
Figura 64: Comparativo da tensão de cisalhamento S12 (kN/m²) ao longo da altura na interface entre muro e contraforte dos dois tipos de muro..... 77
Figura 65: Momento Fletor M22 (kN.m) para o muro de 6,0m..... 78
Figura 66: Comparativo Momento fletor M22 (kN.m) ao longo do alinhamento vertical distante 150 cm do contraforte central dos dois tipos de muro. 79
Figura 67: Momento Fletor M11 (kN.m) para o muro de 6,0m..... 80

Figura 68: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas superior dos dois tipos de muro..... 81
Figura 69: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas intermediária dos dois tipos de muro..... 81
Figura 70: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas dos dois tipos de muro..... 81
Figura 71: Comparativo entre deslocamento transversal U3 (mm) no alinhamento vertical central da parede, nos modelos com e sem fundação..... 82
Figura 72: Comparativo entre tensão S22 (kN/m²) no contraforte, nos modelos com e sem fundação..... 83
Figura 73: Comparativo entre Tensão S22 (kN/m²) na base do muro, nos modelos com e sem fundação..... 84
Figura 74: Comparativo entre tensão de cisalhamento S13 (kN/m²) no alinhamento vertical, distante 30cm do contraforte central, nos modelos com e sem fundação..... 85
Figura 75: Comparativo entre tensão cisalhamento S12 (kN/m²) na junção do contraforte com a parede, nos modelos com e sem fundação..... 86
Figura 76: Comparativo entre momento fletor M22 (kN.m) no alinhamento vertical na meia distância entre os contrafortes, nos modelos com e sem fundação..... 87
Figura 77: Comparativo entre momento fletor M11 (kN.m) na altura da cinta superior, nos modelos com e sem fundação..... 87
Figura 78: Definição do carregamento aplicado no muro de 1,5m..... 89
Figura 79: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central, para o muro de 1,5m..... 90
Figura 80: Definição do carregamento aplicado no muro de 6,0m..... 91
Figura 81: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central, para o muro de 6,0m..... 92
Figura 82: Detalhe da armação do contraforte..... 93
Figura 83: Seção transversal em T para o dimensionamento do muro de 1,5m..... 94
Figura 84: Seção transversal com flanges trapezoidais para o dimensionamento do muro de 1,5m..... 96

Figura 85: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão vertical para o muro de 1,5m..... 98
Figura 86: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão horizontal do muro de 1,5m..... 99
Figura 87: Seção transversal em T para o dimensionamento do muro de 6,0m..... 101
Figura 88: Seção transversal com flanges trapezoidais para o dimensionamento do muro de 6,0m..... 103
Figura 89: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão vertical do muro de 6,0m..... 105
Figura 90: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão horizontal para o muro de 6,0m..... 106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de ângulo de atrito
Tabela 2: Pesos específicos para areia
Tabela 3: Pesos específicos para argila
Tabela 4: Valores de coeficiente de apoio elástico do solo segundo Terzaghi
Tabela 5: Valores de coeficiente de apoio elástico do solo segundo Moraes
Tabela 6: Tensões horizontais atuantes na contenção

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

AB	Área bruta
ABCI	Associação Brasileira da Construção Industrializada
AL	Área líquida
CPT	Cone Penetration Test
EUA	Estados Unidos da América
NA	Nível da água
NBR	Norma Brasileira
SAP	Structural Analysis Program

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	Área da seção transversal de aço
b_f	Comprimento efetivo de flange
b_w	Largura da seção
c	Resistência devido à coesão
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro quadrado
cm^4	Centímetro à quarta
d	Altura útil da seção
E_{alv}	Módulo de deformação da alvenaria
E_b	Módulo de deformação do bloco
Eg	Módulo de deformação do graute
E_j	Módulo de deformação da junta de argamassa
F	Força
f_a	Resistência da argamassa
f_{bk}	Resistência característica do bloco
f_d	Resistência de cálculo da alvenaria
f_{gk}	Resistência característica do graute
f_{pk}	Resistência característica do prisma
f_{yd}	Tensão de escoamento do aço
h_f	Largura do bloco
I	Inérica
I_{xx}	Momento de Inércia em relação ao eixo x
I_{yy}	Momento de Inércia em relação ao eixo y
K	Coeficiente de ortrotopia
Ka	Coeficiente de pressão ativa
kN	Kilo Newton
Ko	Coeficiente de pressão em repouso
ks	Coeficiente de apoio elástico
l	Vão
M	Momento
M_k	Momento fletor solicitante

m	Metro
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
p	Tensão normal
q	Carregamento
qa	Resistência à compressão não drenada
R	Resultante
t	Espessura
t_b	Altura do bloco
t_j	Espessura das juntas
V	Cortante
W	Peso próprio
y	distância do eixo neutro até a extremidade da seção
α	Ângulo do plano de ruptura
τ	Resistência (tensão) total ao cisalhamento
η	Relação entre a área liquida e área bruta do bloco
σ	Tensão
σ'_a	Tensão horizontal ativa
γ	Peso específico do solo
γ_s	Coeficiente de ponderação das ações
γ_m	Coeficiente de ponderação das resistências
∅	Ângulo de atrito interno.
ρ_{min}	Taxa de armadura mínima
ε_c	Deformação da alvenaria
ε_s	Deformação do aço

RESUMO

SANTOS JUNIOR, G. B. (2014). *Estudo numérico do comportamento de muros de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados*. Natal, 2014. 116p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

As estruturas de alvenaria solicitadas por elevados esforços de flexão podem necessitar, dada a baixa resistência à tração, de elevadas taxas de armadura; de maior resistência à compressão da alvenaria; de elementos estruturais com maiores dimensões ou mesmo um rearranjo desses elementos para possibilitar o emprego da alvenaria. O estudo ora apresentado tem por objetivo avaliar a rigidez, a distribuição de esforços e o efeito da distribuição de cintas e de elementos verticais (contrafortes) no caso de muros de arrimo de alvenaria estrutural de blocos. Para tanto, foram realizadas modelagens numéricas de arranjos típicos de muro, variando a quantidade e o posicionamento de cintas horizontais, o espaçamento entre os contrafortes, além de incluir elementos simulando as reações do solo de apoio na fundação do muro. A modelagem numérica realizada empregou a estratégia de macromodelagem em que os blocos, a argamassa e o graute são discretizados pelo volume padrão representativo do comportamento elástico da alvenaria. Alternativamente, os resultados do modelo numérico foram comparados com os de modelos simplificados comumente adotados nos projetos desse tipo de elemento estrutural. A análise dos resultados consistiu na verificação dos deslocamentos transversais, na distribuição das tensões principais (para balizar um futuro modelo de bielas e tirantes e os modos de ruptura), na distribuição das tensões de cisalhamento, e na obtenção de diagramas de momento fletor. A partir das análises foi possível concluir que não apenas a quantidade, mas também a forma de distribuição das cintas é um fator relevante para a distribuição dos esforços no painel fletido (pano de alvenaria), a inclusão dos elementos de fundação alterou significativamente o comportamento do muro, principalmente os deslocamentos transversais, além de ter sido proposta uma nova forma de consideração de flanges na seção resistente do contraforte.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural; Modelagem numérica; Flexão perpendicular ao plano; Muros de arrimo.

ABSTRACT

SANTOS JUNIOR, G. B. (2014). *Numerical study of the behavior of retaining walls in structural masonry hollow blocks*. Natal, 2014. 116p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Usually masonry structures has low tension strength, hence the design to flexural efforts can results in high reinforcement ratio, specification of high unit and prism strength, structural members with larger section dimensions and modification in structural arrangement to be possible to use masonry members. The main objective of this study is to evaluate the stiffness, the efforts distribution and the effect of horizontal elements (girders) and vertical elements (counterforts) distribution on the behavior of masonry blocks retaining walls. For this purpose, numerical modeling was performed on typical retaining wall arrangements by varying the amount and placement of horizontal and vertical elements, beyond includes elements simulating the reactions of the soil supporting the foundation of the wall. The numerical modeling also include the macro modeling strategy in which the units, mortar and grout are discretized by a standard volume that represents the masonry elastic behavior. Also, numerical model results were compared with those ones of simplified models usually adopted in bending design of masonry elements. The results show horizontal displacements, principal and shear stresses distribution, and bending moments diagrams. From the analysis it was concluded that quantity and manner of distribution of the girders are both important factors to the panel flexural behavior, the inclusion of the foundation changed significantly the behavior of the wall, especially the horizontal displacements, and has been proposed a new way of considering the flanges section of the counterforts.

Keywords: Structural masonry; Numerical modeling; Bending perpendicular to the plane; Retaining walls

1. INTRODUÇÃO

1.1 Comentários iniciais

Com o crescimento econômico do Brasil, a indústria da construção civil ganha novas perspectivas para se expandir no mercado brasileiro, gerando a necessidade de aprimoramento das técnicas construtivas para que a demanda habitacional seja atendida de modo mais eficaz. Em especial, o sistema construtivo em alvenaria estrutural se destaca por sua racionalização que se reflete em economia e qualidade da construção.

Pensando-se no desempenho mecânico, é consenso no meio técnico que, assim como o concreto, a alvenaria estrutural de blocos apresenta excelente comportamento quando submetida a carregamentos que geram tensões de compressão, bem como comportamento muito ruim quando as tensões atuantes são de tração. Além disso, as normas brasileiras NBR 15961-1 e NBR 15812-1 ainda prescrevem o seguinte:

- Devido a grande dificuldade de contraventar as armaduras verticais dispostas nos furos dos blocos, não é permitido considerar a armadura comprimida contribuindo com a seção resistente do elemento estrutural;

- A intensidade das tensões de tração na armadura se limitam a 50% da tensão de escoamento de cálculo f_{yd}.

Essas características dificultam um pouco a aplicação da alvenaria estrutural de blocos em estruturas que apresentem tensões de tração com intensidade um pouco elevada, como é o caso dos muros de arrimo e dos reservatórios.

O aumento do emprego de alvenarias solicitadas horizontalmente nas construções cresce cada vez mais, e isso aumenta a demanda por estudos na área. Com este objetivo, o presente trabalho busca avaliar o comportamento das estruturas quando assim forem solicitadas, e as respostas obtidas com a modelagem de painéis através do modelo numérico de elementos finitos. Para isso foi utilizado o software SAP 2000 V15, que foi adquirido pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

O modelo proposto trata-se da análise de painéis de alvenaria de blocos vazados, submetidos a cargas transversais ao seu plano médio, dotados de elementos verticais enrijecedores (grauteados), aqui chamados de contrafortes, e cintas dispostas horizontalmente, localizadas em alturas estratégicas. Foram analisados os esforços de momento fletor, tensões principais na direção vertical, cisalhamento e deslocamento dos muros modelados.

1.2 Justificativa

A quantidade crescente de empreendimentos que utilizam estruturas em alvenaria, e a peculiaridade da técnica em racionalizar a execução, diminuindo a quantidade de material e o desperdício, torna os estudos nesta área indispensáveis.

O estudo da distribuição de tensões nos painéis permite avaliar o desempenho do muro de arrimo. Este desempenho sugere a forma de execução destas estruturas para suportar todas as ações que lhe são impostas, propiciando um aumento do emprego nas construções modernas, onde se tem paredes cada vez mais esbeltas e carregamentos mais elevados.

Uma característica para explorar neste tipo de estrutura é a flexão dos painéis nas duas direções, na busca de resultados mais próximos do comportamento real. Ainda nesta busca, um estudo do modelo simplificado atual pode ser sugerido para avaliar sua real capacidade de simulação.

1.3 Objetivos

Considerando o que foi comentado anteriormente, pode-se dizer que o objetivo principal deste estudo foi avaliar numericamente o comportamento das estruturas de arrimo em alvenaria de blocos dotadas de elementos estruturais como contrafortes e cintas. Como objetivos específicos pode-se citar:

- Avaliar o efeito da quantidade e disposição de cintas nas paredes;
- Avaliar o efeito do espaçamento entre os contrafortes;
- Analisar o comportamento bidimensional da parede de forma a obter a intensidade dos esforços mais próxima do comportamento real;
- Avaliar os resultados obtidos com modelos simplificados;
- Dimensionar a estrutura.

1.4 Metodologia

O desenvolvimento do trabalho consistiu, em uma primeira etapa, da revisão bibliográfica sobre estruturas de arrimo construídas em alvenaria de blocos vazados, assim como sobre conceitos de carregamentos laterais e flexão fora do plano, mecânica dos solos e interação solo-estrutura.

Em seguida, foi desenvolvida uma modelagem em elementos finitos para simular o comportamento do muro de arrimo, utilizado o programa SAP2000 versão 15, sendo modelados muros com e sem fundação, e com distâncias entre contraforte de 1,5m e 6m.

Por fim, compararam-se os resultados obtidos nas análises numéricas e analíticas, e realizou-se o dimensionamento do muro em questão, identificando a necessidade de armação da alvenaria, e detalhamento desta armadura.

1.5 Desenvolvimento do trabalho

No capítulo 1 desta dissertação têm-se, juntamente com a introdução, os objetivos e justificativas deste estudo.

O capítulo 2 traz um breve histórico das construções, procurando situar ao longo do tempo o conhecimento na área.

No capítulo 3 são apresentados os aspectos relativos à mecânica dos solos, procurando caracterizar o carregamento aplicado no muro, e a interação do solo com a estrutura de fundação.

O capítulo 4 aborda conceitos sobre estruturas de arrimo em alvenaria estrutural de blocos vazados, apresentando evolução e tipos das estruturas e forma do carregamento. É apresentado conceitos sobre carregamento lateral e flexão fora do plano, identificando o comportamento do muro, como linhas de ruptura, e as tensões que surgem.

No capítulo 5 são apresentadas as análises prévias desenvolvidas, com a definição de parâmetros para o bloco, a argamassa, o graute e a alvenaria. Além do cálculo do carregamento aplicado. Trata-se também da modelagem numérica, contemplando as principais características e os tipos de modelagem, apresentando as modelagens realizadas, identificando os modelos elaborados, e os resultados fornecidos.

No capítulo 6 retrata a importância da inclusão do solo na modelagem, realizando um comparativo dos modelos com e sem esses elementos.

O capítulo 7 apresenta o comparativo das respostas adquiridas na modelagem numérica com as análises simplificadas.

No capítulo 8 é realizado o dimensionamento do contraforte e da parede.

O capítulo 9 é dedicado às conclusões obtidas com a realização do trabalho.

2. BREVE HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES EM ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 História da alvenaria

Segundo GALLEGOS (2005) é provável que a alvenaria tenha sido inventada por um antepassado nómade a pelo menos 15 mil anos, onde teria criado um local para se proteger do frio e dos animais selvagens quando não encontrou um refúgio natural. A evolução da alvenaria estrutural inicia pela utilização da argamassa de barro no assentamento das pedras, o que permitiu o homem criar o seu habitat, dando início a uma vida em grupo civilizada. Outro marco na evolução foi a invenção da unidade da alvenaria, fabricada de diversos materiais, sendo o principal a argila, que permitiu o desenvolvimento de estruturas em locais que não possuíam a disponibilidade de pedras. Ainda segundo GALLEGOS (2005) o vestígio mais antigo de uma unidade foi encontrado em escavações arqueológicas em Jericó, Oriente Médio, e teria aproximadamente 9 mil anos.

A história da alvenaria se une com a história de vários povos antigos, começando pelos sumérios, que possuía argila abundante extraída da margem dos rios Tigre e Eufrates, fabricavam as unidades moldadas com as mãos e secadas ao sol. A grande contribuição deste povo à evolução da alvenaria foi a criação do molde para a produção da unidade da alvenaria. O molde proporcionou um avanço nas construções em alvenarias, pois possibilitou a produção rápida de unidades praticamente iguais.

Segundo GALLEGOS (2005) por volta de 3 mil anos antes de Cristo a unidade de argila foi levada ao forno para a fabricação de tijolos cerâmicos, gerando estruturas maiores devido a unidade agora ser mais resistente.

O povo romano nas suas construções utilizou pedras importadas do Egito e o mármore grego, aprimorando a tecnologia desenvolvida pelo povo sumério com os tijolos cerâmicos, desenvolveram uma nova racionalização da construção e criaram a argamassa com cimento e o concreto. A utilização destes dois materiais permitiu a construção de obras notáveis, como maior exemplo o Panteão em Roma, que é um

edifício circular de alvenaria e concreto, com tijolos nas paredes exteriores e mármores de diversas cores no interior, coberto por um grande domo de concreto, medindo 43,44 metros de altura.

Figura 1: Vista aérea do Panteão (GALLEGOS 2005)

Após um período de retrocesso na evolução da alvenaria estrutural nos séculos V ao XVIII, somado com o advento do concreto armado, as construções neste tipo de estrutura perderam espaço dentre as demais, pois era necessário um elevado consumo de material e espaço físico quando comparado com as estruturas de concreto armado. Nessa época foi construído o edifício Monadnock, hoje considerado um monumento histórico, situado em Chicago (Illinois, EUA) e construído entre os anos de 1889 e 1891, que possui 16 andares e suas paredes 1,80m de espessura na base. Conforme afirma GALLEGOS (2005) o problema da perda de espaço das construções em alvenaria estrutural não era o material e sim a falta de conhecimento, que impossibilitava as análises e o dimensionamento.

Figura 2: Edifício Monadnock, Chicado – Construído em 1891 (PORTER 2009).

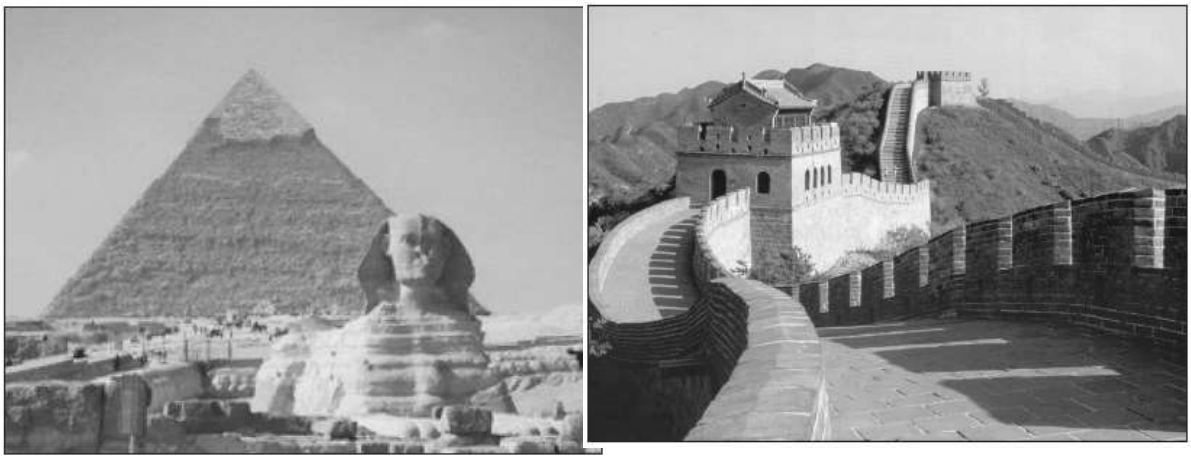
Nos últimos 40 anos aumentou o número de pesquisas sobre o comportamento da alvenaria estrutural, o que impulsionou o uso deste tipo de construção, reduzindo o consumo de material, gerando economia de custos e de espaço físico.

Sobre a evolução da alvenaria armada GALLEGOS (2005) afirma que o reforço de alvenarias com barras de aço foi proposta pela primeira vez em 1813 pelo engenheiro britânico Brunel na construção de um túnel. O mesmo engenheiro realizou vários ensaios com vigas de alvenaria armada, mas não obteve êxito na elaboração de propostas para o dimensionamento.

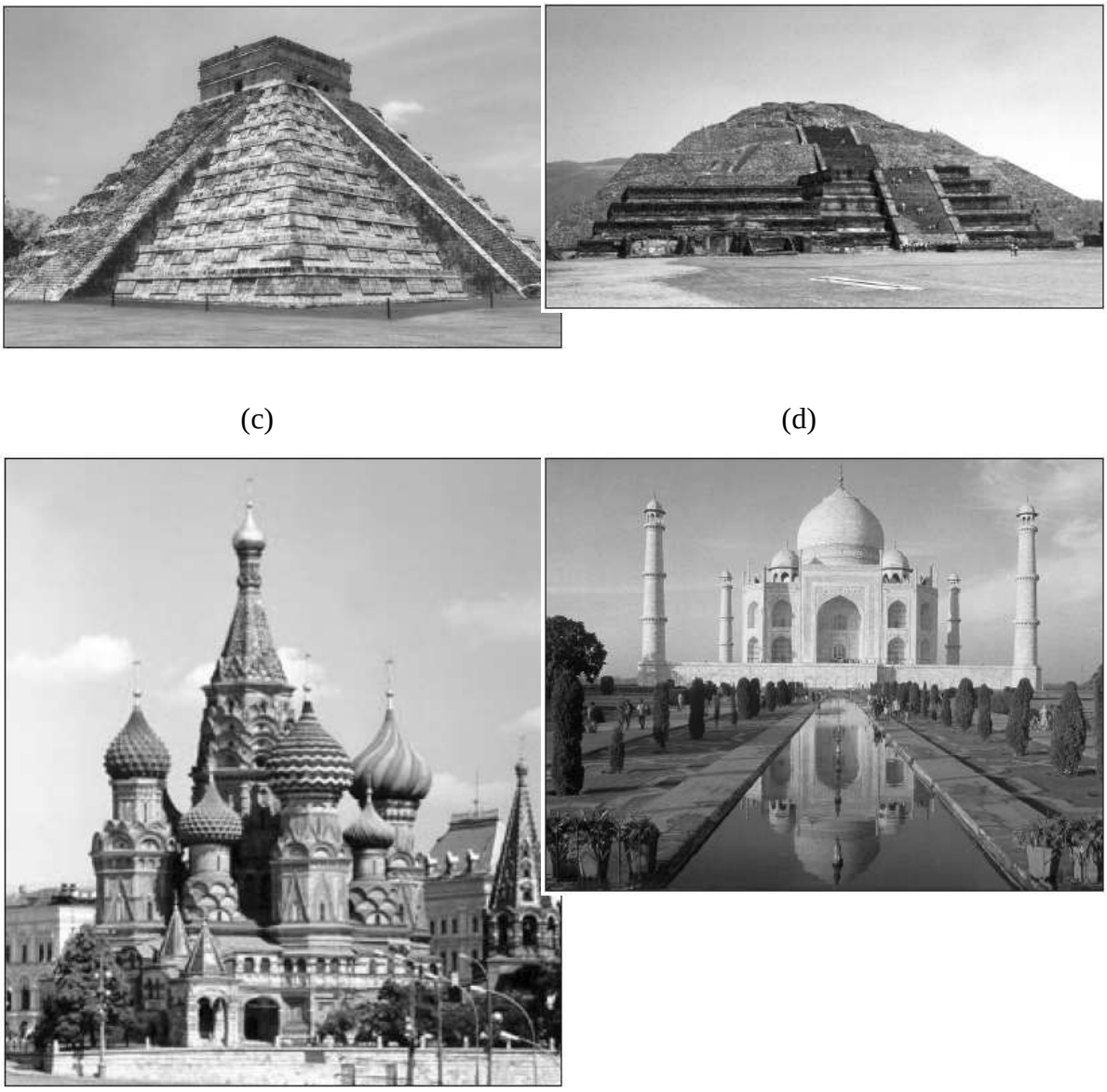
Após 50 anos o engenheiro francês Paul Cottancin patenteou um método para armar as alvenarias e construiu edifícios em Paris em alvenaria armada. Durante todo o século XX vários ensaios foram realizados, o que ocasionou na construção de várias obras, como edifícios, muros, contenções, pontes e silos. Deve-se destacar os ensaios realizados de forma pioneira pelos Estados Unidos no laboratório do *Bureau of Standards* no ano de 1916, que utilizava uma prensa conhecida como a máquina mais poderosa do mundo.

Figura 3: Ensaio de um muro em escala natural com carga axial de compressão nos Estados Unidos (GALLEGOS 2005).

Pode-se citar como exemplos marcantes de construções mundiais em alvenaria estrutural as Pirâmides do Egito, a Grande Muralha da China, as pirâmides de Yucatan e Teotihuacan no México, a Catedral de St. Basil na Rússia e o Taj Mahal na Índia.



(a) (b)



(c) (d)

(e) (f)

Figura 4: Exemplos de construções famosas mundiais em alvenaria: (a) Pirâmides do Egito; (b) Grande Muralha da China; (c) Pirâmide de Yucatán ; (d) Pirâmide de Teotihuacan; (e) Catedral de St. Basil; e (d) Taj Mahal (PORTER 2009).

Segundo PARSEKIAN (2012) relatos de construções em alvenaria no Brasil datam do século 16, e não é incomum encontrar construções brasileiras em tijolos com mais de 200 anos. As construções em alvenaria estrutural racionalizada tiveram início na década de 1960, ganhando força no final da década de 1980 e início da década de 1990.

2.2 Histórico do uso de paredes com alvenaria vazada

Sobre o uso de paredes com alvenaria vazada RITCHIE (1973) comenta que seu uso data das primeiras décadas do século 19, onde vários métodos foram empregados nas construções. Ele cita vários autores e seus trabalhos sobre o referido assunto resumidos a seguir.

O autor supracitado explica que o termo parede vazada (oca), surge pela primeira vez na Inglaterra no "*Dicionário de Arquitetura"* de Peter Nicholson em 1812. A parede vazada é definida no dicionário de Nicholson como "uma parede construída com duas espessuras, tendo uma cavidade entre elas, também com o propósito de proteger materiais, ou para preservar uma temperatura uniforme nos apartamentos", mas Nicholson não forneceu detalhes desta construção.

Em 1859, um construtor chamado Hamilton menciona que 80% das construções da classe trabalhadora de Southampton durante a década de 1850, eram feitas em alvenarias com paredes vazadas. Ele nota, entretanto, que essas alvenarias não se tornaram comum na Grã-Bretanha até a década de 1920.

A primeira referência à paredes vazadas nos Estados Unidos foi feita no *"O Guia Moderno do Construtor"* de Minard Laferver em 1846. Onde Laferver reconhece que ele retirou muitos desenhos do trabalho de Peter Nicholson, repetindo em seu glossário a definição de parede vazada.

Ainda segundo RITCHIE (1973) em 1854, A. J. Downing afirma que as paredes vazadas foram primeiramente introduzidas nos Estados Unidos por Ithiel Town (1784-1844). Onde Downing notou que as vilas em que ele residiu, foram construídas com alvenarias em paredes vazadas. Talvez esses exemplos persuadiu Downing a ser um defensor das paredes vazadas, onde ele clama que, de longe se trata do melhor modo de construção de casas de tijolos, com as vantagens de proteger os materiais, prevenir da umidade, melhor isolamento de calor, desde que as paredes vazadas de tijolos possam ser rebocadas.

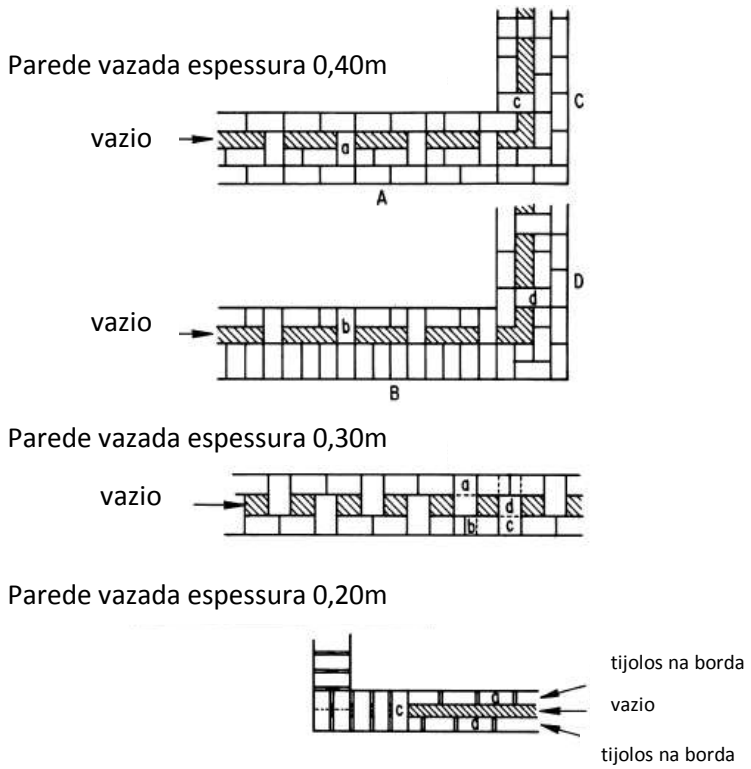


Figura 5: Constuções com paredes vazadas de tijolo (RITCHIE 1973)

Segundo COWAN (1977) nos tempos antigos as construções eram feitas em junco ou em madeira. O que eram alvos de fungos e insetos, além de serem materiais altamente combustíveis, ocasionando a destruição de todas as construções antigas em madeira. Esta deficiência levou à sociedades como a Roma Antiga à evoluir as suas construções com o uso de alvenarias.

2.3 Evolução dos materiais empregados na alvenaria

Com relação à evolução dos materiais, de acordo com PARSEKIAN (2012), as primeiras construções foram realizadas com o empilhamento de pedras, sendo a primeira evolução associada à substituição dessas pedras por tijolos cerâmicos, que são fabricados há pelo menos 10 mil anos. Como era de costume nas construções dessa época, os efeitos das tensões de tração eram combatidos com o acréscimo do peso próprio da estrutura, de forma que as paredes apresentavam grandes espessuras. Mas um fator limitante para o uso deste tipo de construção eram os materiais disponíveis nas regiões, o que muitas vezes onerava os custos.

Os materiais de fabricação mais recente são os blocos sílico-calcários e blocos de concreto. Atualmente é mais comum observarmos construção de edificações em alvenaria estrutural empregando blocos cerâmicos e blocos de concreto.

Nos dias atuais com a evolução dos materiais, dos projetos e das técnicas construtivas, a alvenaria estrutural passou a ser empregada em construções mais arrojadas como o Hotel Excalibur em Las Vegas, EUA, com 18 pavimentos em alvenaria estrutural, construído em 1989 em região de ação sísmica moderada. Isto é possível com uso de blocos e graute com resistência à compressão adequada e pela adoção de armaduras capazes de absorver os esforços provenientes da ação sísmica.

Figura 6: Hotel Excalibur, Las Vegas EUA. (mashushka.com)

3. ASPECTOS RELATIVOS À MECÂNICA DOS SOLOS

3.1 - Introdução

É fundamental que sejam realizados ensaios nos solos a serem retidos pelas estruturas de arrimo, para que se possa rever o comportamento destes elementos a fim de projetar da melhor maneira, avaliando-se todos os possíveis tipos de carregamento que possam ocorrer. Um bom exemplo da necessidade desses ensaios é a ocorrência de argilas, que são solos expansivos e que podem ter sua constituição modificada pela presença de água aumentando a força horizontal aplicada ao muro. Deve-se ter conhecimento de conceitos relativos à mecânica dos solos para compreender as diferenças de cada parâmetro, que irá definir o carregamento aplicado no muro devido ao maciço do solo.

A maioria dos solos é resultado da decomposição de rochas, e classificadas de acordo com a mistura de grãos de tamanhos diferentes que formam a massa de solo. Essa classificação através dos tamanhos dos grãos da massa de solo se denomina análise granulométrica, e nela é fornecida uma curva granulométrica contendo a porcentagem de grãos de determinado tamanho que fica na peneira específica para aquele tamanho de grão.

Os solos também são classificados como coesivos, não coesivos, ou com características intermediárias a essas duas. Solos coesivos derivam da força de ligação coesiva entre partículas e é representado por solos de graduação fina como argilas e siltes. Os solos não coesivos, ou granulares, são derivados do atrito inter-partículas entre os grãos. Areias e pedregulhos são exemplos de solos não coesivos.

3.2 – Parâmetros fundamentais dos solos

Segundo BROOKS (2010) a capacidade de deslizamento do solo é uma função das tensões de cisalhamento entre as partículas. Este cisalhamento pode ser oriundo da

resistência ao atrito, ou em caso de solos argilosos, da coesão. Solos arenosos precisam de confinamento para desenvolver tensões de cisalhamento.

Quando amostras de solos são analisadas em laboratórios, o engenheiro pode ter acesso a informações como a capacidade de deslizamento do solo determinada através da resistência ao atrito, massa específica do solo, o coeficiente de atrito, o módulo de deformação do solo, dentre outras propriedades que serão utilizadas para projetar as estruturas de arrimo.

A resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo de um plano de ruptura pode ser obtida por:

$$\tau = c + p.tan\emptyset \qquad \text{(equação 3.1)}$$

Sendo: τ é a resistência (tensão) total ao cisalhamento; p é a tensão normal; c é a resistência devido à coesão; e $\emptyset$ o ângulo de atrito interno.

Para que a cunha de solo permaneça em equilíbrio devem surgir três forças ilustradas na figura 3. Essas três forças são: o peso da cunha do solo, obtido pela multiplicação da área pela densidade do solo, e que age verticalmente; a reação contra a superfície do muro, que possui uma direção inclinada igual ao ângulo de atrito do muro, e a reação contra o solo na parte anterior da cunha.

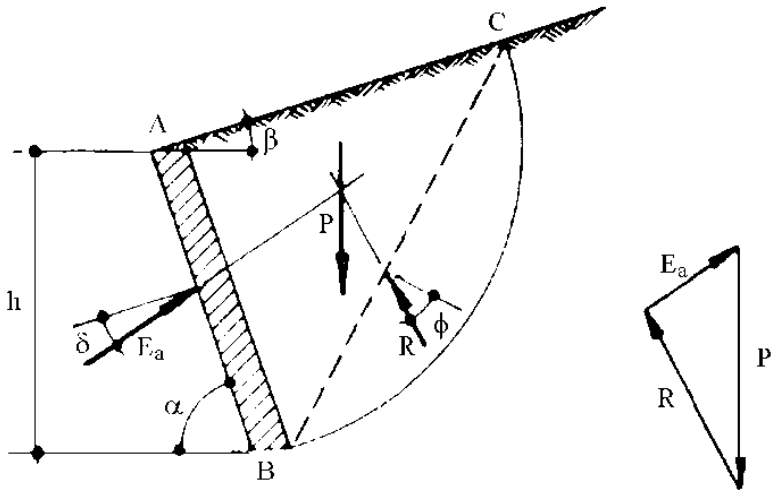


Figura 7: Diagrama de corpo livre de uma cunha de solo (CAPUTO 1986)

Segue abaixo definições segundo BROOKS (2010) de alguns termos importantes utilizados na mecânica dos solos:

Plano de ruptura: É a linha na qual a massa da cunha de solo supostamente deverá escorregar. Na prática ela é côncava, mas uma linha reta é utilizada por simplificações matemáticas. O ângulo que esse plano faz com a horizontal é calculado pela equação:

$$\alpha = 45° + \frac{\emptyset}{2} \qquad \text{(equação 3.2)}$$

Ângulo de atrito interno: Este parâmetro é muito importante para se determinar a pressão lateral contra o muro e a capacidade de deslizamento de um solo granular. Ele é a medida da resistência ao cisalhamento do solo devido ao atrito intergranular, obtido através do ensaio de cisalhamento direto. Ângulos de atrito internos variam de 32º a 35º para solos bem graduados, 27º a 32º para solos siltosos, e diminui para argilas devido à coesão das partículas.

Pressão ativa do solo: Esta é a pressão exercida pela cunha de solo sobre o muro, ela é mobilizada no momento em que o muro se inclina, ou desliza, para o lado contido e a cunha de solo começa a deslizar para baixo ao longo do ângulo de ruptura do solo. O valor da pressão é aumentado ao longo da altura do muro, onde é linearmente proporcional através de um coeficiente de pressão ativa (Ka), sendo o Ka em função do ângulo de atrito interno do solo. A linha de ação da resultante pela fórmula de Rankine é dada pela inclinação do ângulo do aterro.

Pressão passiva do solo: a pressão passiva segue o mesmo princípio da pressão ativa, só que a mobilização da estrutura agora é contra o solo. Situação difícil de encontrar na prática.

Pressão em repouso: É aquela em que possui um coeficiente Ko, e é aplicada quando não há mobilização da estrutura, utilizada quando há restrições ao movimento na parte superior e inferior, como é o caso de estruturas em subsolos. A pressão em repouso também pode ocorrer quando o aterro é altamente compactado.

Densidade do Solo (massa específica): O peso do solo depende da sua graduação, a quantidade de água e o grau de compactação do mesmo. Os solos saturados possuem uma maior densidade, porque nesse caso a água irá preencher os vazios entre partículas.

Coeficiente de atrito: É a resistência ao atrito devido ao contato entre as superfícies da parte inferior da fundação e o solo, gerando resistência ao deslizamento. É em função da rugosidade da parte inferior da fundação e não pode exceder o valor do ângulo de atrito interno do solo. Este valor está entre 0,25 e 0,40, sendo o ultimo mais

comumente utilizado. É usado para calcular a resistência ao deslizamento multiplicando a força vertical pelo coeficiente de atrito. Isto, junto com a resistência à forças horizontais previne o muro de deslizar.

A pressão lateral que atua na estrutura de contenção é determinada em função da pressão efetiva vertical que atua no solo. A relação entre eles é chamada de coeficiente de empuxo, dado pelo quociente entre a tensão horizontal efetiva pela tensão vertical efetiva.

Segundo DAS (2006), de acordo com a teoria de Rankine da pressão ativa temos que o coeficiente de empuxo ativo é dado por:

$$K_a = tg^2\left(45^o - \frac{\phi'}{2}\right) \qquad \text{(equação 3.3)}$$

Sendo os valores do coeficiente de atrito conforme tabela abaixo com valores retirados de ORTIGÃO (2007).

Tabela 1: Valores de ângulo de atrito

Valores típicos de Ø' (graus)			
Material	**Compacto**	**Medianamente Compacto**	**Estado crítico**
Silte	30-34	28-32	26-34
Areia fina a média, uniforme	32-36	30-34	26-30
Areia bem graduada	38-46	34-40	30-34
Mistura de areia e pedregulhos	40-48	36-42	32-36

Para a determinação da tensão atuante no muro tem-se:

$$\sigma'_a = K_a.\gamma.H \qquad \text{(equação 3.4)}$$

Sendo γ o peso específico do solo e definido de acordo com o tipo do mesmo conforme tabela abaixo segundo GODOY (1972).

Tabela 2: Pesos específicos para areia

Consistência	**Peso específico (kN/m³)**		
	Areia seca	**Úmida**	**Saturada**
Fofa Pouco compacta	16	18	19
Medianamente compacta	17	19	20
Compacta Muito compacta	18	20	21

Tabela 3: Pesos específicos para argila

Consistência	Peso específico (kN/m^3)
Muito mole	13
Mole	15
Média	17
Rija	19
Dura	21

3.3- Interação Solo-Estrutura

Outro item importante a ser estudado se refere à interação solo-estrutura que ocorrerá na base da fundação juntamente com o solo de apoio. Segundo DÓRIA (2007), a análise da interação solo-estrutura tem como finalidade fornecer os deslocamentos reais da fundação e seus esforços internos. O mesmo autor diz que para fundações relativamente pequenas, o método de distribuição de pressão linear no solo apresenta uma simplificação satisfatória. Para fundações flexíveis e ou relativamente grandes, o método de fundação elástica é mais apropriado, onde assume que as pressões no solo são proporcionais as determinadas na fundação. A constante de proporcionalidade, ks, é denominada de módulo de reação do solo, e varia ao longo da fundação. Entretanto, cálculos preliminares com um valor médio da constante é normalmente aceito.

DÓRIA (2007) afirma que a análise solo-estrutura pode ser feita com um método computacional em que um programa de análise de estruturas representa o solo através de molas nos pontos que correspondem a fundação, o que foi realizado neste trabalho.

Segundo SOUZA (2008) a hipótese de vínculos nas fundações considerados indeslocáveis pode conduzir a caminhos totalmente distantes da realidade. Alerta que as análises considerando a deformabilidade do solo têm sido efetuadas apenas em escritórios de alto nível e, mesmo nesses casos, as investigações são feitas apenas para os casos julgados especiais. Em seu trabalho o autor mostra que a consideração da interação solo-estrutura introduz diferenças significativas para os esforços atuantes nos pilares de uma estrutura simples de 4 pavimentos, sempre com valores médios superiores a 20% em relação ao caso clássico de estrutura apoiada sobre apoios rígidos.

Segundo SOUZA (2008) o coeficiente de apoio elástico ks ($kN\ m^{-1}$), que é diretamente proporcional ao módulo de reação ki ($kN\ m^{-3}$) e inversamente proporcional

à área carregada, não é uma constante do solo e depende de diversos fatores. Fatores como: forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento. Em geral, o coeficiente ks, pode ser determinado de três maneiras: ensaio de placa, tabelas de valores típicos e por meio de correlações com o módulo de elasticidade.

Os ensaios de placa são ensaios realizados in situ, onde o valor do coeficiente de apoio elástico do solo é dado em fundação do coeficiente determinado para a placa, sendo este corrigido em função da dimensão e forma da fundação real.

As tabelas de valores típicos apresentadas em SOUZA (2008) são retiradas de Terzagui (1955) e Moraes (1976) e apresentadas abaixo.

Tabela 4: Valores de coeficiente de apoio elástico do solo segundo Terzaghi

Valores de Ks (kN/m³)			
Argilas	**Rija**	**Muito Rija**	**Dura**
qa(MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de Valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor Proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	**Fofas**	**Medianamente Compacta**	**Compacta**
Faixa de Valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Tabela 5: Valores de coeficiente de apoio elástico do solo segundo Moraes

Valores de Ks (kN/m³)	
Tipo de Solo	**Ks (KN/m³)**
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Para determinação do coeficiente do apoio elástico por meio de correlações com o módulo de elasticidade utiliza-se valores encontrados pelas calibrações efetuadas com a aplicação de análises elásticas de vários solos, onde valores de ks entre 20.000 e 30.000 $kN.m^{-3}$ correspondem a módulos de elasticidade entre 40.000 a 60.000 $kN.m^{-2}$, e valores de ks entre 80.000 a 100.000 $kN.m^{-3}$ correspondem a valores de Es de, aproximadamente 200.000 $kN.m^{-2}$. SOUZA (2008) alerta que a variabilidade do módulo de elasticidade dos solos é muito grande e recomenda que esta propriedade seja determinada por ensaios triaxiais, ensaios de penetração estática (CPT) ou ensaios de penetração dinâmica (SPT).

De acordo com GUSMÃO (1994) a interação solo-estrutura provoca alguns efeitos relevantes, tais como a redistribuição de carga nos pilares e a suavização da deformada de recalques. Ele também salienta que diversos modelos para análises de interação solo-estrutura têm sido desenvolvidos, especialmente após o advento de técnicas numéricas e uso de computadores. Mas poucos são os modelos que podem ser usados na prática rotineira, onde quase sempre os dados geotécnicos do terreno são escassos e muitas vezes obtidos através de correlações com ensaios de campo.

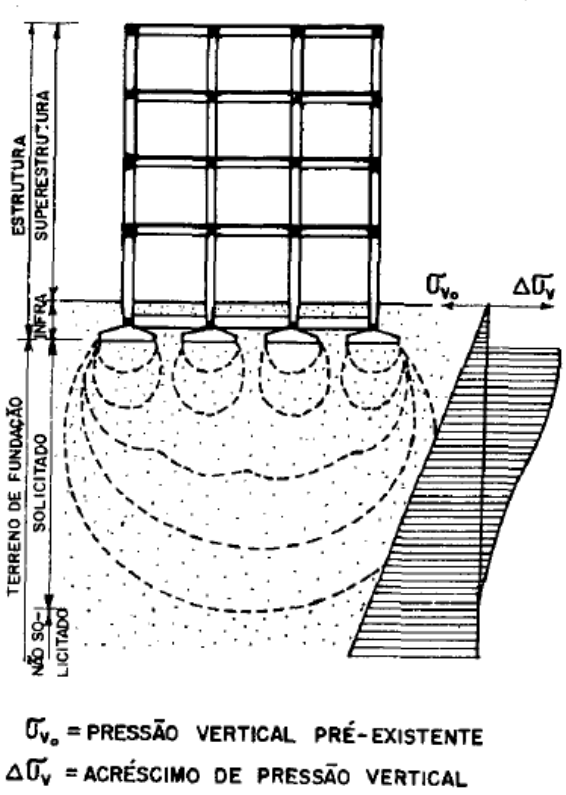


Figura 8: Partes constituintes de uma edificação e o acréscimo de tensão devido a interação solo-estrutura (GUSMÃO 1994)

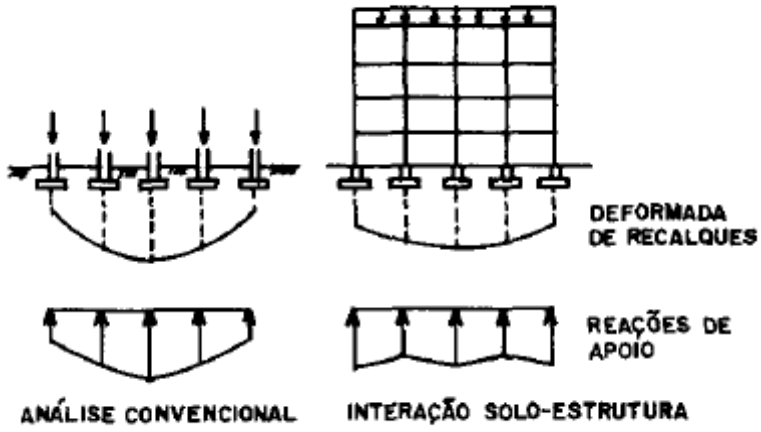


Figura 9: Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações (GUSMÃO 1994)

4. ESTRUTURAS DE ARRIMO COM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS

4.1 Definição e tipos de muro

Segundo BROOKS (2010), conceitualmente muro de arrimo pode ser definido como qualquer muro construído com o objetivo de reter um solo, um líquido ou outro tipo de material, onde há uma mudança abrupta na elevação.

No quesito estético os muros em alvenaria são mais satisfatórios do que os muros em pedras facejadas, pois formam superfícies mais uniformes e com mais facilidade para aplicação de outros tipos de acabamento.

Figura 10: Acabamento estético em alvenaria estrutural (PORTER 2009)

Segundo PORTER (2009) há quatro tipos de muros de arrimo utilizando alvenaria estrutural, sendo eles: de gravidade, com contrafortes, em balanço e apoiados (utilizados em edificações no subsolo).

BROOKS (2010) define o muro de arrimo de gravidade como a estrutura que depende do seu peso próprio para a estabilidade. São muros relativamente baixos, como os utilizados em paisagismo, não necessitando de cálculos mais elaborados para o seu

uso. São projetados para o não surgimento de tensão de tração, podendo resistir a pequenas trações quando são armados.

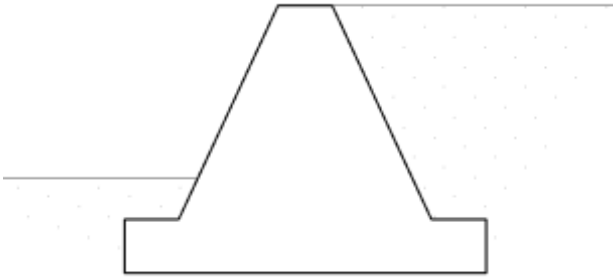
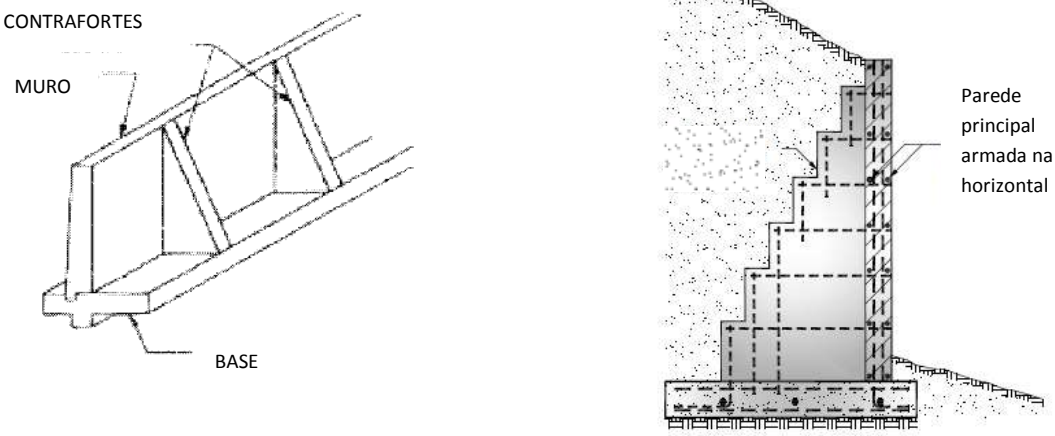
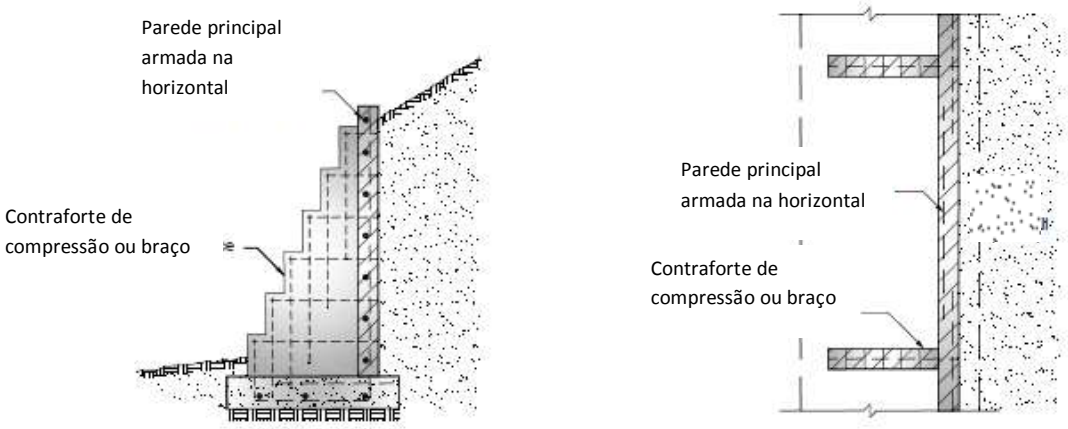


Figura 11: Muro de arrimo de gravidade em avelnaria estrutural

PORTER (2009) descreve o muro com contraforte como estruturas de vãos na direção horizontal entre elementos de apoio verticais (contrafortes). Se esses suportes ficam entre o muro e a massa de solo são chamados de "*counterforts"* e são elementos de combate a tração. Já se os elementos de suporte verticais ficam na frente do muro são chamados de *"buttresses"* e são elementos de combate a compressão. Nos dois casos o muro principal é considerado como membro contínuo suportado pelas paredes transversais. Os muros com contrafortes são estruturas eficientes, entretanto devido ao elevado custo e à dificuldade prática de execução, BROOKS (2010) não recomenda projetos com esse tipo de estrutura para alturas superiores a 5m.



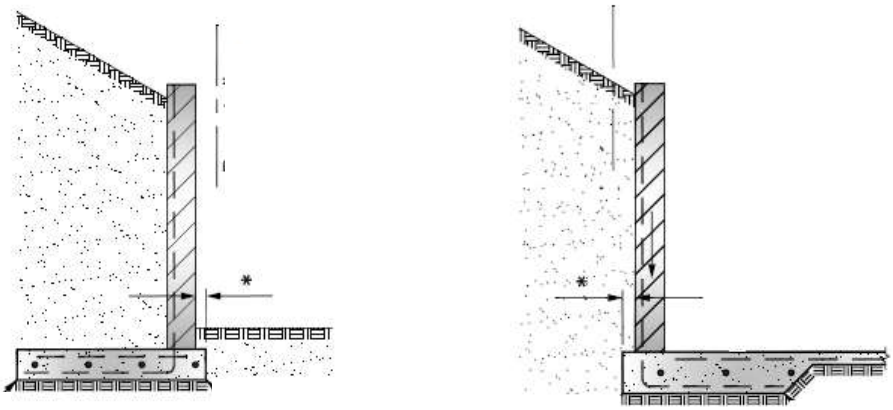
(a) (b)



(c) (d)

Figura 12: Muros de arrimo com contraforte em avelnaria estrutural: (a) com contrafortes (BROOKS 2010); (b) Corte de muro com "counterforts"; (c) Corte em muro de arrimo com "buttresses"; e (d) planta baixa de muro com "buttresses" (PORTER 2009).

O muro de arrimo em balanço é o tipo mais comum de estrutura de arrimo, possuindo esse nome porque a parede é projetada para ficar em balanço a partir da base do muro. As tensões de tração são suportadas pela armadura que é disposta da base do muro até o topo da parede, devendo resistir também ao tombamento e deslizamento da base para garantir a estabilidade. Essas estruturas podem ser projetadas com o *calcanhar* da base interno ao maciço de solo ou externo conforme figura 13, dependendo da limitação de espaço de onde a estrutura estiver localizada.



(a) (b)

Figura 13: Muro de arrimo em balanço em avelnaria estrutural: (a) com calcanhar interno ao maciço de solo; e (b) com calcanhar externo ao maciço de solo

Os muros de arrimo apoiados são aqueles utilizados em subsolos de edificações, onde as forças laterais são resistidas pelos apoios dos pavimentos superiores. No projeto deste tipo de estrutura deverão ser analisados os carregamentos verticais devido ao peso dos pavimentos superiores e o carregamento horizontal devido ao maciço de solo, para que seja considerada a combinação dos dois tipos de carregamento. No cálculo do empuxo para este tipo de muro o coeficiente de empuxo de Rankine será para a condição em repouso (K_o).

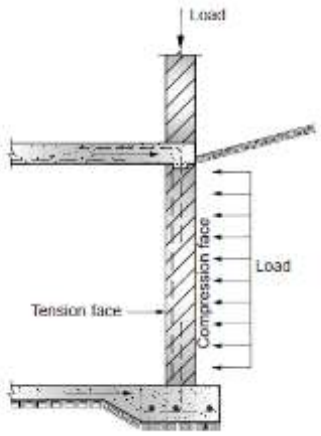


Figura 14: Muro de arrimo apoiados em avelnaria estrutural

A escolha do tipo de muro utilizado dependerá do local, das dimensões do muro, dos carregamentos aplicados, das condições do solo, do tipo do uso e da economia pretendida com a construção.

Para o muro estudado foi considerado um muro de arrimo com contrafortes devido fatores como facilidades no dimensionamento e na execução, comportamento do conjunto parede e contraforte pré-estabelecido, capacidade de vencer alturas maiores, maior abrangência para sua utilização, como uso para reservatórios, silos e etc, e possibilidade de criação de um modelo numérico avançado com a inclusão dos contrafortes e cintas na modelagem.

4.2 Carregamento aplicado no muro

Sobre o carregamento aplicado no muro de arrimo PORTER (2009) afirma que a resultante das forças deverá atuar no terço médio da altura. Entretanto, essa recomendação geral não é obrigatória, o importante é que a resultante das forças

aplicadas pelo solo não ultrapasse a resistência ao escorregamento, e o momento de tombamento não ultrapasse o momento resistente considerando o fator de segurança.

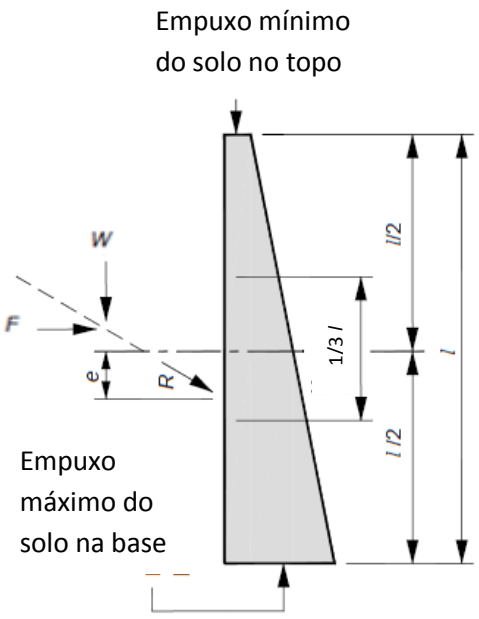


Figura 15: Ponto de aplicação do carregamento (PORTER 2009)

4.3 Tensões principais e modos de ruptura

Todas as estruturas planas em alvenaria estão sujeitas a carregamentos transversais, causando flexão em torno do eixo de menor inércia (flexão fora-do-plano). Esses carregamentos podem ser permanentes, como no caso do empuxo de terra, ou pode ser dinâmicos como o carregamento devido ao vento e abalos sísmicos.

Os muros antigos, cujas resistências não eram como as das estruturas atuais, combatiam as tensões de tração na flexão com o incremento na espessura, além de em alguns casos possuírem tensão de pré-compressão devido à adição de torres ou decorações nos topos.

Gradualmente, foram desenvolvidas regras para descrever práticas aceitáveis relacionando altura e espessura do muro ou comprimento e espessura. O uso de alvenarias nas paredes externas também evoluiu, para incluir muros que suportam menos carregamentos verticais (somente o peso próprio) e mais carregamentos laterais.

No caso da alvenaria não armada há a dependência da resistência à tração na flexão, dada pela aderência entre o bloco e a argamassa, e/ou forças de compressão para resistir a carregamentos laterais.

A figura 16 ilustra a distribuição de tensões de alvenarias com pré-compressão (podendo ser o peso próprio), e tensão de tração devido ao esforço de flexão.

Sabe-se que a capacidade de resistência à tração na flexão depende do esforço de compressão, onde a capacidade do momento decresce com baixos valores de carregamentos axiais. Efeitos pequenos nestes casos, como o peso próprio, podem se tornar importantes na determinação das dimensões máximas da parede. Segundo PARSEKIAN (2012) o efeito significante da pré-compressão axial é o adiamento do início da fissuração e algum aumento da tensão de compressão que pode causar um efeito secundário benéfico em alvenarias armadas.

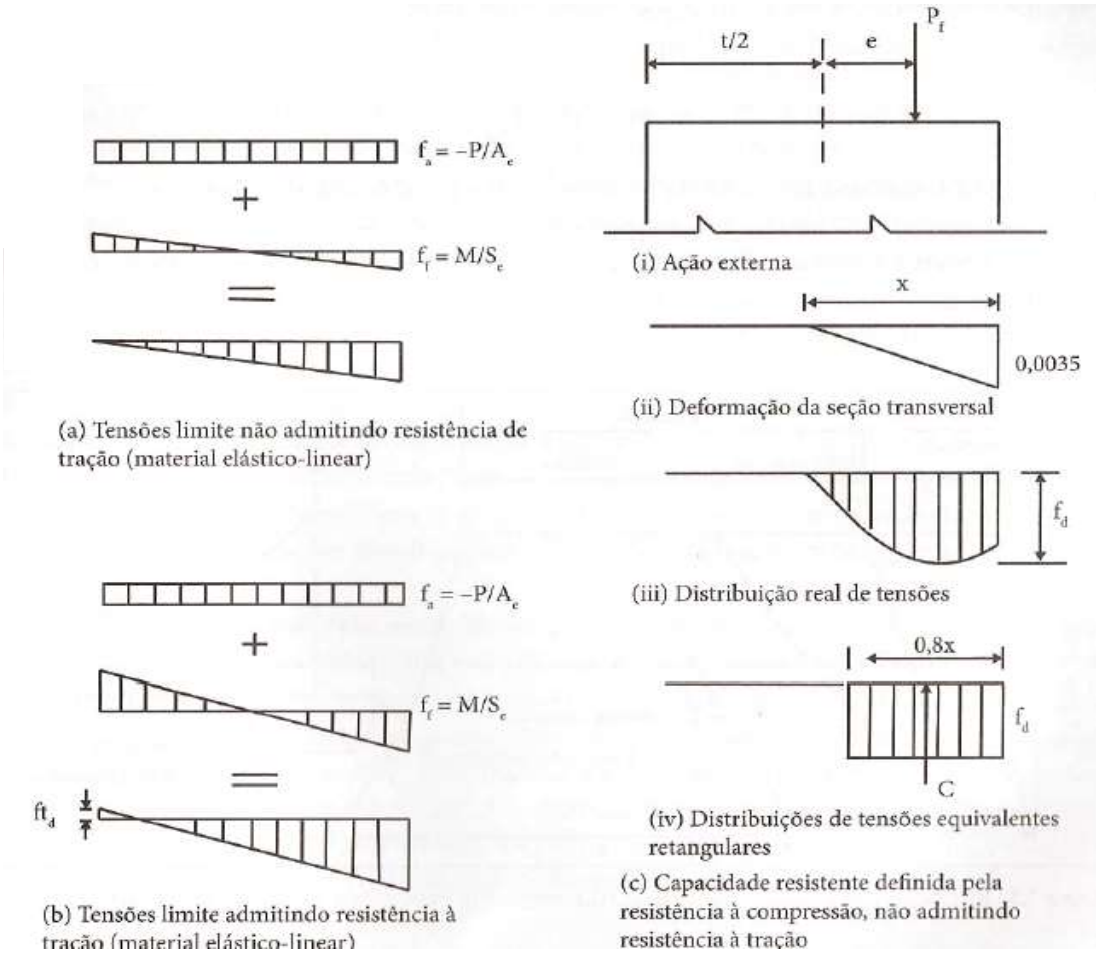


Figura 16: Comportamento a flexão de uma seção de alvenaria não armada (PARSEKIAN 2012)

O muro ilustrado na figura 17, considerando que há atrito ou engaste na base, se comporta como apoiado em três bordos, onde o mesmo se deforma elasticamente como placa apoiada em três lados.

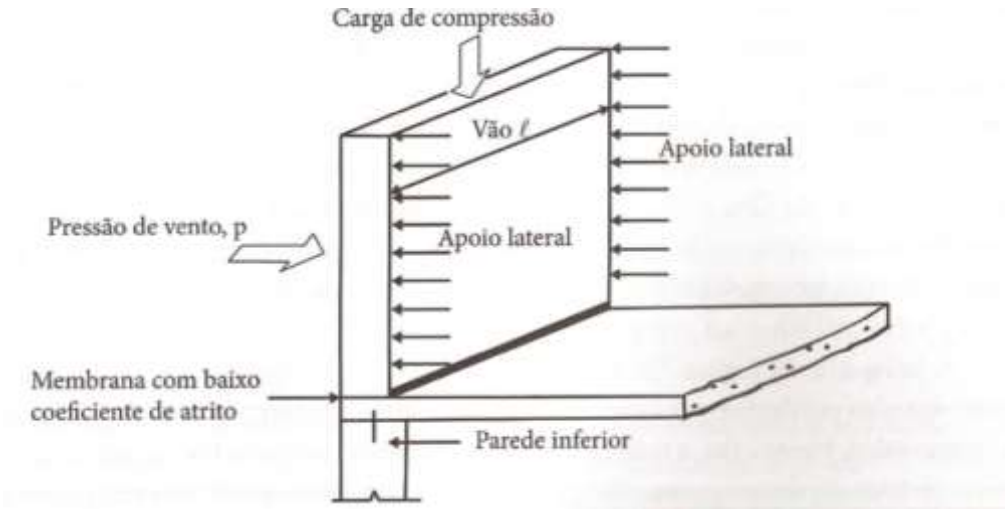


Figura 17: Exemplo de painel apoiado em três bordos (PARSEKIAN 2012)

Segundo DRYSDALE (1994), testes tem mostrado que a primeira fissura se propaga imediatamente para formar um mecanismo de ruptura, e a parede fica somente com resistência residual devido ao efeito estabilizado do peso próprio. A figura 18 mostra o padrão de fissuração para o caso de flexão nas duas direções, onde depende da razão entre altura e comprimento do painel. As fissuras desenvolvem-se segundo as máximas tensões de tração principais na parede.

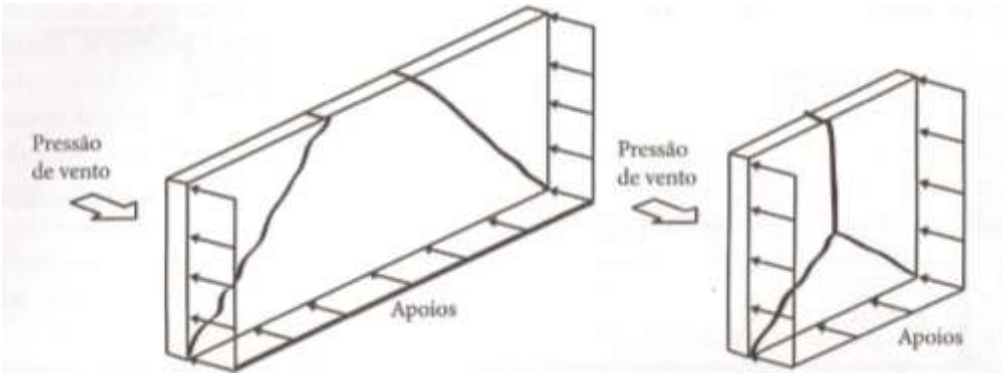


Figura 18: Padrões de ruptura em painéis de alvenaria estrutural (PARSEKIAN 2012)

Baseado nos ensaios de ABBOUD et al. (1996) em painéis de alvenaria (em escala real) solicitados à flexão fora-do-plano, onde foram verificados o comportamento pós pico de tensão e a ductilidade dos deslocamentos em paredes de alvenaria armada, provando a deficiência à tração nas alvenarias não armadas e o significativo efeito da armação longitudinal na alvenaria, GALAL (2010) verificou a deformação, modo de ruptura, e comportamento pós-ruptura de muros solicitados horizontalmente.

Verificou-se que a primeira fissura surgiu em uma zona de momento constante, atingindo a vizinhança quando alcançado a intensidade esperada de fissuração. Todas as fissuras iniciaram na interface entre a argamassa e o bloco e se desenvolveram para a parte superior no graute, resultando na separação do bloco e a argamassa na face tracionada, sucedendo no aumento das deformações. O limite da resistência à flexão foi precedido por uma abertura na junta e fissuras no bloco de concreto, culminando no esmagamento do bloco na face comprimida.

Ainda segundo GALAL (2010) as paredes não armadas romperam imediatamente após uma das juntas horizontais que se encontrava na zona de momento constante fissurar, rompendo por tração. Enquanto nas paredes armadas a ruptura ocorreu sempre à compressão, conforme Figura 19.

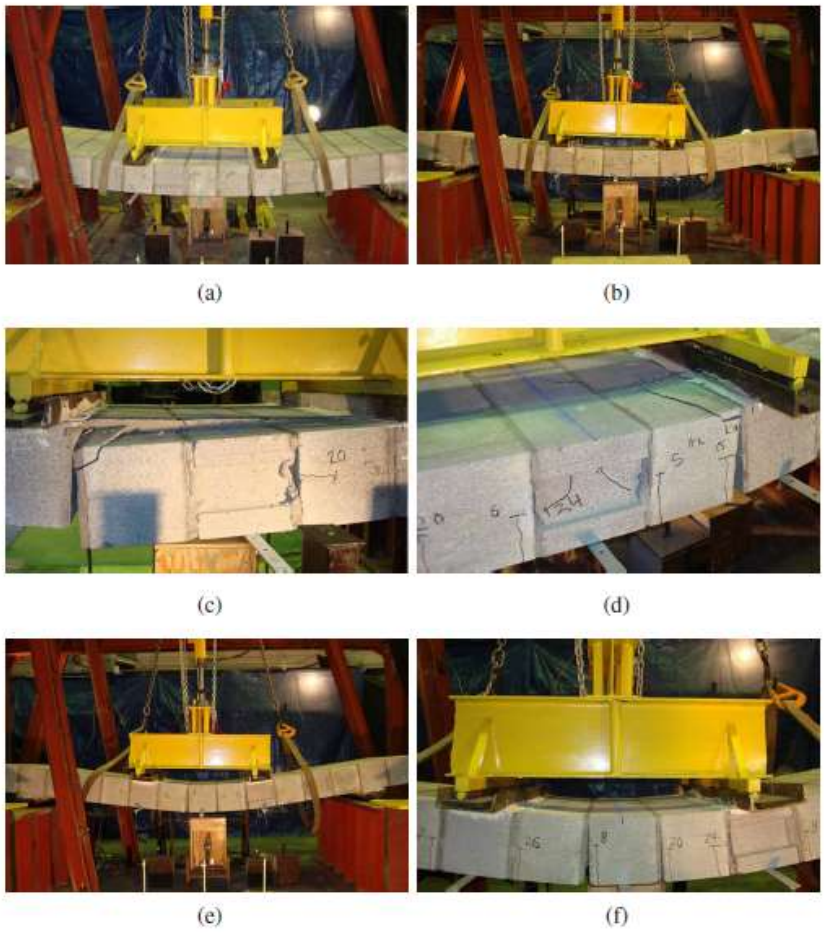


Figura 19: Ensaios de flexão fora do plano em alvenaria estrutural: (a) fissuras devido à flexão que ocorreram na zona de momento constante; (b) parede reforçada com polímeros (GFRP) deformada próximo à ruptura; (c) uma faixa de alvenaria grauteada separada do resto do muro; (d) fissura na diagonal que se desenvolveu na face comprimida da parede; (e) parede armada deformada próximo à ruptura; e (f) detalhe da parede armada sem fissuras na diagonal. (GALAL 2010)

4.4 Flexão nas duas direções

No caso de muros de arrimo com carregamento aplicado horizontalmente, as dimensões geométricas e as condições de apoio resultam em flexão nas duas direções, sendo necessário o estudo nessas duas condições, considerando o comportamento ortotrópico na análise. Deve-se atentar para o fato que os modos de ruptura da alvenaria se comportam diferentemente nas direções horizontais e verticais como mostram as ilustrações da figura 20. Nela observa-se que a ruptura associada à flexão vertical ocorre com fissuração nas juntas horizontais de argamassa, enquanto a ruptura devido à flexão horizontal ocorre com fissuração nas juntas verticais. Considera-se, inclusive, o acréscimo de resistência proporcionado pelo bloco. Deverá ser analisada a solicitação no muro nas duas direções e comparada com as correspondentes resistências, para que não haja uma falsa segurança em uma direção, encobrindo uma fragilidade na outra.

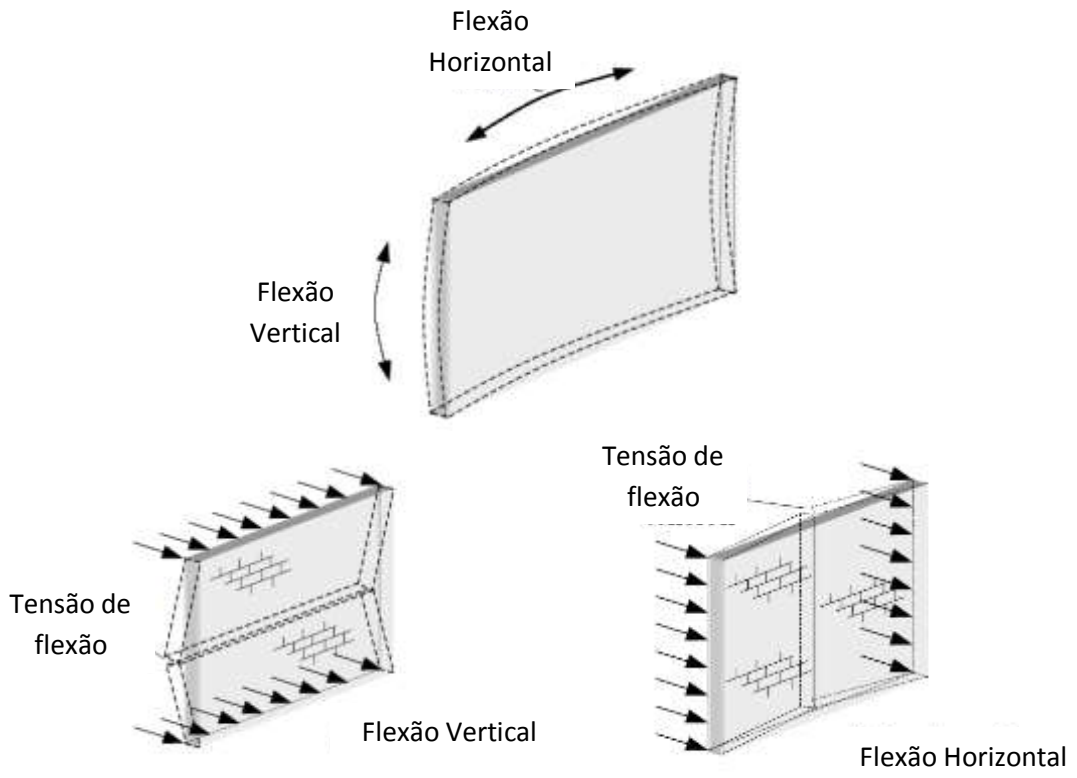


Figura 20: Flexão nas duas direções e modos de rupturas nas duas direções (MCKENZIE 2001)

4.5 Tensões de cisalhamento nas alvenarias

CURTIN (2006) salienta que se há membros sujeitos à flexão, eles também serão solicitados à tensão de cisalhamento, e é importante que essas tensões sejam analisadas. O autor complementa que a resistência ao cisalhamento característica da

alvenaria é influenciada por diversos fatores, incluindo a direção do cisalhamento aplicado, a tensão axial ou pré-carregamento na parede, e o traço da argamassa.

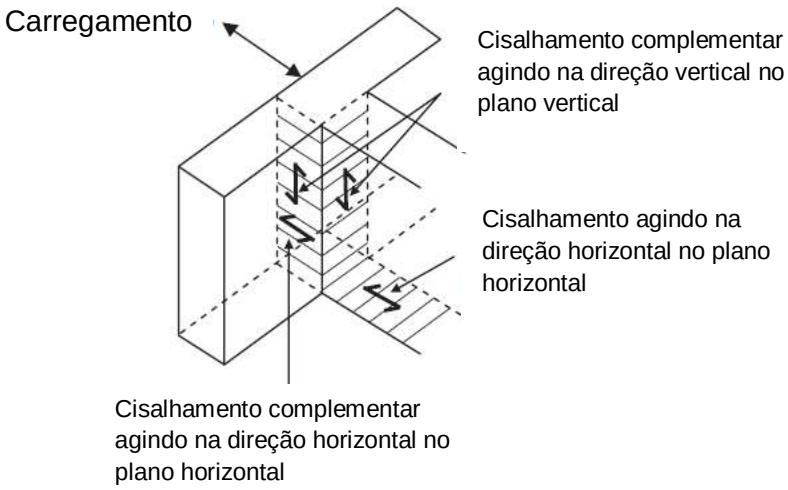


Figura 21: Esforços de cisalhamento nos planos verticais e horizontais (CURTIN 2006)

A resistência da alvenaria ao carregamento lateral também depende das restrições nos vínculos dos painéis, o que nos mostra a importância do tipo de base do muro, assim como a presença de elementos enrijecedores.

Segundo CURTIN (2006), alvenaria é um material frágil e sua resistência ao esforço de flexão depende do tipo do bloco, da argamassa, e consideravelmente da aderência entre os dois, sendo muito importante uma boa execução.

5. ANÁLISES E MODELAGENS DESENVOLVIDAS

5.1 Parâmetros da alvenaria

Serão descritos a seguir todos os parâmetros que foram definidos para serem utilizados na introdução da modelagem numérica. O primeiro item é o bloco vazado de concreto, onde utilizou-se o bloco de 19x14x29cm, pois este se trata de um bloco comumente utilizado nos projetos. As dimensões foram empregadas para estabelecer o comprimento dos muros devido as estruturas serem moduladas. Na definição da resistência do bloco adotou-se o bloco de 10MPa, pelo mesmo critério das dimensões. De posse destes valores consegue-se calcular os parâmetros abaixo:

Largura = 14cm;
Comprimento = 29cm;
Resistência à compressão (f_{bk}) = 10MPa;
Área Bruta = 406cm²;
Área líquida = 203cm²;
I_{xx} (AB) = 6.631,33cm^4;
I_{xx} (AL) = 4.964,67cm^4;
I_{yy} (AB) = 28.453,83cm^4;
I_{yy} (AL) = 15.537,17cm^4;

Figura 22: Eixos principais da seção transversal

Os parâmetros do bloco utilizados na modelagem foram baseados na área líquida. Os valores da inércia para a área bruta foram utilizados somente para o bloco grauteado.

Para simplificar o modelo não foram considerados os vazados dos blocos, foram calculadas as dimensões de um bloco maciço equivalente de forma a garantir a mesma inércia do bloco vazado.

Na determinação do bloco maciço equivalente calculou-se o momento de inércia nas duas direções, primeiro para manter o mesmo I_{xx} do bloco vazado, tem-se um bloco maciço de 12,71x29x19cm resultando I_{xx}=4.964,67cm^4 e I_{yy}=25.836,08cm^4. Para o cálculo mantendo o I_{yy} tem-se um bloco com as dimensões de 7,65x29x19cm, resultando um I_{xx}=1.801,94cm^4 e I_{yy}=15.537,17cm^4. Foram adotados os valores das dimensões para o caso mais desfavorável, neste caso as de menores momentos de inércia. O bloco escolhido será o de 7,65x29x19cm que será utilizado na modelagem da parede.

A partir de dados obtidos por JUSTE (2001) tem-se para o bloco escolhido uma resistência média à compressão de 22,92 MPa em relação a área bruta e 41MPa em relação a área líquida. Também no referido trabalho foi obtido experimentalmente o valor do módulo de deformação do bloco, sendo ele em relação à área líquida igual a 41.391 MPa e em relação à área bruta igual a 7.554 MPa.

Em relação aos parâmetros da argamassa, determinou-se a sua resistência à compressão a partir da equação $f_a = 0{,}8.f_{bk} = 8MPa$. Fazendo uso da pesquisa de JUSTE (2001) obteve-se o valor do módulo de deformação da argamassa aproximadamente 9.796MPa.

Quanto ao graute determinou-se o módulo de deformação pela equação da NBR 6118, em que:

$$\mathrm{E_g} = 5600.\sqrt{f_{gk}} \qquad \text{(equação 5.1)}$$

Considerou-se o valor de f_{gk} igual ao f_{bk} relativo à área líquida, para que as características sejam aproximadas, embora os materiais diferentes.

$$\mathrm{E_g} = 5600.\sqrt{41}$$

$$\mathrm{E_g} = 35.857{,}50\mathrm{MPa}$$

De posse dessas informações pode-se agora calcular os parâmetros para a alvenaria. DRYSDALE (1994) sugere uma expressão simplificada para determinação do módulo de deformação da alvenaria, com base em propriedades do bloco, da argamassa e da junta:

$$E_{alv} = \frac{1}{\frac{\delta}{Eb} + \frac{1-\delta}{Ej}} \quad \text{(equação 5.2)}$$

Sendo E_b o módulo de deformação do bloco e E_j o módulo de deformação da argamassa e δ uma relação entre a altura do bloco e a espessura das juntas dada por:

$$\delta = \frac{tb}{tb+tj} \quad \text{(equação 5.3)}$$

Sendo t_b a altura do bloco (19cm) e t_j a espessura das juntas (1cm). Após o cálculo foi obtido o valor de E_{alv} = 35.714,30MPa.

Para a alvenaria grauteada será determinado o módulo de deformação pela equação apresentada por DRYSDALE (1994).

$$E_{alv} = \frac{1}{\frac{\delta}{(1-\eta)Eg+\eta E_b} + \frac{1-\delta}{(1-\eta)Eg+\eta E_j}} \quad \text{(equação 5.4)}$$

Sendo E_g o módulo de deformação do graute (35.857,50MPa) e η a relação entre a área liquida e área bruta do bloco (0,50). Após o cálculo foi obtido um valor de E_{alv} = 37.313,43MPa.

Outro parâmetro importante a ser definido é o coeficiente de Poisson, relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal, onde este está inteiramente vinculado com a ortotropia do material, conforme dito anteriormente sua importância já foi comprovada e não deve ser desconsiderada em análises numéricas. O valor adotado foi de 0,1 de acordo com NASCIMENTO NETO (2003).

Após o cálculo destes parâmetros foram definidos como modelos dois muros em alvenaria de blocos vazados, com três metros de altura e contrafortes com espaçamentos de 1,50m e 6,0m.

5.2 Parâmetros do carregamento

O carregamento aplicado trata-se de empuxo de terra que atua diretamente sob o muro de arrimo. Para determinação desse carregamento se faz necessário adotar alguns parâmetros relacionados ao tipo de solo contido pelo muro de arrimo.

O primeiro parâmetro a ser calculado é o coeficiente de empuxo, onde foi escolhido o valor do coeficiente de atrito de 30º, conforme tabela 1, para o caso de areia fina a média uniforme e medianamente compacta.

Utilizando a equação 3.3, obtém-se:

$$K_a = tg^2\left(45^o - \frac{30}{2}\right)$$

$$K_a = 0{,}33$$

Para o cálculo da tensão atuante no muro adotou-se o valor do peso específico de 18 kN/m³, por se tratar de uma areia medianamente compacta, em um estado de umidade entre o seco e o úmido, conforme tabela 2.

O valor da tensão é dado em função da altura, conforme equação 3.4, onde esta varia de 0 a 3,0m (altura do muro), gerando um carregamento triangular. Segue abaixo tabela com os valores das tensões calculadas.

Tabela 6: Tensões horizontais atuantes na contenção

Tensão Horizontal no Muro de Arrimo			
Ka	γ (kN/m³)	Altura (m)	σ'a (kN/m²)
0,33	18	0,25	1,49
		0,50	2,97
		0,75	4,46
		1,00	5,94
		1,25	7,43
		1,50	8,91
		1,75	10,40
		2,00	11,88
		2,25	13,37
		2,50	14,85
		2,75	16,34
		3,00	17,82

5.3 Modelagem numérica

A modelagem numérica se constitui em uma forma mais refinada de análise, quando comparada com os métodos de cálculo simplificados, muitas vezes encontrados em normas técnicas. Em projetos de estruturas em alvenaria é fundamental, pois fornecem respostas mais completas para se avaliar o desempenho da estrutura, seja ele global ou local. Outra finalidade para as simulações é munir de dados o usuário, para que se possa realizar as suas descrições sobre determinado tema.

Dentre os fatores que influenciam as propriedades da alvenaria inclui-se a dimensão dos blocos, espessura das juntas, propriedades dos blocos e da argamassa, arranjo das juntas horizontais e verticais e qualidade da mão-de-obra.

5.4 Tipos de modelagem

Segundo PELEITEIRO (2002) de modo geral, a modelagem numérica pode ser realizada a partir de dois modelos aproximados: a micromodelagem ou a macromodelagem. Na micromodelagem os seus componentes são discretizados individualmente, separando-se unidade (bloco) e argamassa. A macromodelagem considera a alvenaria como um compósito. De acordo com LOURENÇO (1996)[(1)] dependendo do nível de precisão e da simplicidade desejada, é possível utilizar as seguintes estratégias para a modelagem, conforme figura 23.

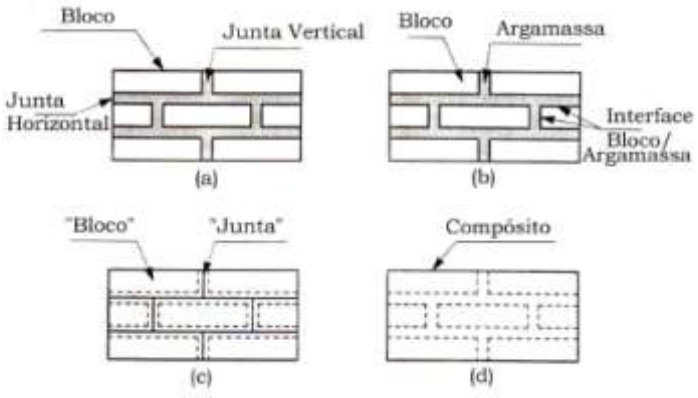


Figura 23: Tipos de modelagem (PELEITEIRO 2002)

Na micromodelagem detalhada (fig. 23b) as unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos;

Na micromodelagem simplificada (fig. 23c) as unidades são representadas por elementos contínuos e suas dimensões são expandidas, enquanto o comportamento das juntas de argamassa e da interface é considerado nos elementos descontínuos;

Na macromodelagem (fig. 23d) unidade, argamassa e interface são consideradas dispersas no meio contínuo. Considera-se a alvenaria como um meio contínuo, com propriedades homogêneas.

(1) Apud PELETEIRO (2002)

Na primeira aproximação, os módulos de deformação, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, os comportamentos não-lineares do bloco e da argamassa são levadas em consideração. Essa aproximação possibilita que se estude a ação combinada do bloco, da argamassa e da interface de forma mais minuciosa, sabendo-se que a interface do bloco com a argamassa representa um plano potencial de fissuração/deslizamento.

Na segunda aproximação, cada junta é simulada como uma interface média, e os blocos têm suas dimensões expandidas, com o intuito de manter inalteradas as características geométricas da alvenaria. Essa alvenaria é então considerada como um conjunto de blocos elásticos unidas por linhas potenciais de fratura e deslizamento nas juntas. Perde-se precisão porque nesse tipo de modelagem o efeito de Poisson na argamassa é desprezado.

A terceira aproximação não faz distinção entre o bloco e a argamassa, mas trata a alvenaria como um meio homogêneo e contínuo.

PELEITEIRO (2002) também declara que não é possível afirmar qual das formas de modelagem é mais vantajosa em relação às outras, porque cada uma delas apresenta vantagens e desvantagens para estudos específicos. A escolha deve ser feita de acordo com o objetivo a ser alcançado.

O estudo da micromodelagem é necessário para fornecer um bom entendimento sobre o comportamento local das estruturas em alvenaria. Esta forma de modelagem apresenta-se muito importante para a análise de detalhes estruturais. Por exemplo, análise de distribuição e concentração de tensões junto a vãos de portas e janelas.

A macromodelagem é mais adequada para análises mais gerais da estrutura, principalmente quando se está estudando paredes sólidas com dimensões grandes o suficiente para garantir distribuições de tensões bastante uniformes. Claramente a macro modelagem é mais prática, apresenta tempo de processamento reduzido, economia de memória de computadores e geração de malha mais simples.

5.5 Homogeneidade da alvenaria

A alvenaria pode ser considerada como meio contínuo, não homogêneo e que apresenta características mecânicas ortotrópicas. Trata-se de um meio composto por dois materiais diferentes, o bloco e a argamassa arranjadas de forma periódica. De acordo com ANTHOINE (1995) é possível utilizar-se da teoria da homogeneização para meios periódicos e determinar o comportamento da alvenaria a partir do comportamento dos seus materiais constituintes. O processo de homogeneização consiste em se definir

material fictício cujas propriedades mecânicas são equivalentes às características médias de um dado material não-homogêneo.

Admitindo-se que as dimensões das não homogeneidades sejam pequenas quando comparadas com a dimensão da estrutura, e tratando-se de um material composto, formado de blocos unidos pela argamassa, é possível considerar a alvenaria como um material homogêneo.

Nesta abordagem, os componentes do painel de alvenaria estrutural (blocos e juntas de argamassa) são considerados como um único sólido com propriedades elásticas uniformes que incorporam as propriedades dos blocos e das juntas de argamassa.

A importância desta técnica reside no fato de que, frequentemente, os componentes são usados em diferentes arranjos e dimensões geométricas. Com seu uso adequado, é possível predizer o comportamento destas composições baseado nas propriedades dos componentes.

O recurso à técnica de homogeneização supera um importante problema na análise numérica da alvenaria estrutural, que é o elevado número de graus de liberdade envolvidos na análise. Por outro lado, este tipo de abordagem impossibilita a obtenção do perfil detalhado de distribuição de tensões e deformações do painel que, em certos casos, pode ser de interesse do projetista.

A implementação dos procedimentos de homogeneização considera duas hipóteses básicas:

a) Perfeita aderência entre blocos e argamassa;

b) Alinhamento das juntas verticais.

A primeira hipótese assegura a integridade da ligação argamassa-bloco, garantindo a inexistência de deslocamentos relativos entre os materiais constituintes.

A segunda hipótese é fundamental no procedimento da homogeneização e, apesar de não corresponder à exata representação geométrica das juntas reais do painel, tem pouca influência do estado de tensão dos materiais constituintes da parede (LEE 1996).

Alguns estudos comprovam a importância da inclusão da ortotropia do material na modelagem, entre eles DAMASCENO (2011), que mostra a importância de se adotar esse parâmetro no que se refere ao deslocamento horizontal do topo da parede e na rigidez. Segundo o autor os resultados permitiram concluir que a ortotropia não deve ser desconsiderada em análises numéricas, principalmente nas situações de paredes com

grande desenvolvimento em planta, paredes com aberturas e com reduzida taxa de grauteamento.

Trabalhos como o de PELETEIRO (2002) comprovam que os resultados da modelagem se aproximam satisfatoriamente dos valores encontrados experimentalmente.

Uma modelagem com uma resposta satisfatória dará ao usuário meios para se presumir a localização de possíveis fissuras e/ou rompimento por tração horizontal da argamassa, definindo assim pontos críticos para o dimensionamento.

5.6 Modelo numérico adotado

A estrutura a ser modelada se trata de um muro de arrimo em alvenaria estrutural, com elementos enrijecedores verticais aqui denominados contrafortes, e cintas dispostas na horizontal. Os contrafortes são espaçados a distâncias variáveis, e as cintas dispostas no topo, a 1m e a 2m em relação à base. Desenvolveram-se 8 modelos variando-se as posições e quantidades de cintas, conforme ilustrado pela figura 24. Na base criou-se um elemento de fundação, onde este é suportado por elementos de mola, para simular o solo de apoio. Os elementos de mola estão configurados para resistirem somente à compressão.

O carregamento aplicado trata-se uma carga triangular simulando o empuxo de terra, com valor máximo de 17,82 kN/m² conforme a tabela 6, e o carregamento aplicado na vertical referente ao peso do solo apoiado no elemento de fundação, com valor de 54 kN/m².

Realizou-se uma macromodelagem em elementos finitos, com elementos quadriláteros de 4 nós do tipo casca nas paredes, nos contrafortes e na fundação. Este tipo de elemento combina os comportamentos independentes da membrana e da placa, estando sujeita a ações em qualquer direção, se aplicando melhor ao comportamento do muro em questão. No caso das cintas foram utilizados elementos do tipo barra, sendo estes subdivididos de acordo com o comprimento do muro. Inicialmente desenvolveu-se um modelo simplificado considerando a base sendo engastada, onde os resultados gerados apresentaram valores discordantes com a realidade. Estes valores serão comparados com os valores dos muros com a fundação no capítulo 6.

É importante salientar que esta análise deve ser considerada uma análise simplificada, pois não incorpora efeitos de não-linearidade física do material e da fissuração.

Os modelos utilizados foram divididos conforme ilustrado na figura 24 e descrição abaixo:

a) Modelo 1: modelo sem cintas, admitido como referência para analisar as alterações com a inclusão das cintas;

b) Modelo 2: possui somente a cinta superior;

c) Modelo 3: contém a cinta superior e a inferior;

d) Modelo 4: possui as três cintas;

e) Modelo 5: apresenta as cintas superior e intermediária.

f) Modelo 6: possui somente a cinta intermediária

g) Modelo 7: contém a cinta intermediária e a inferior; e

h) Modelo 8: só possui a cinta inferior.

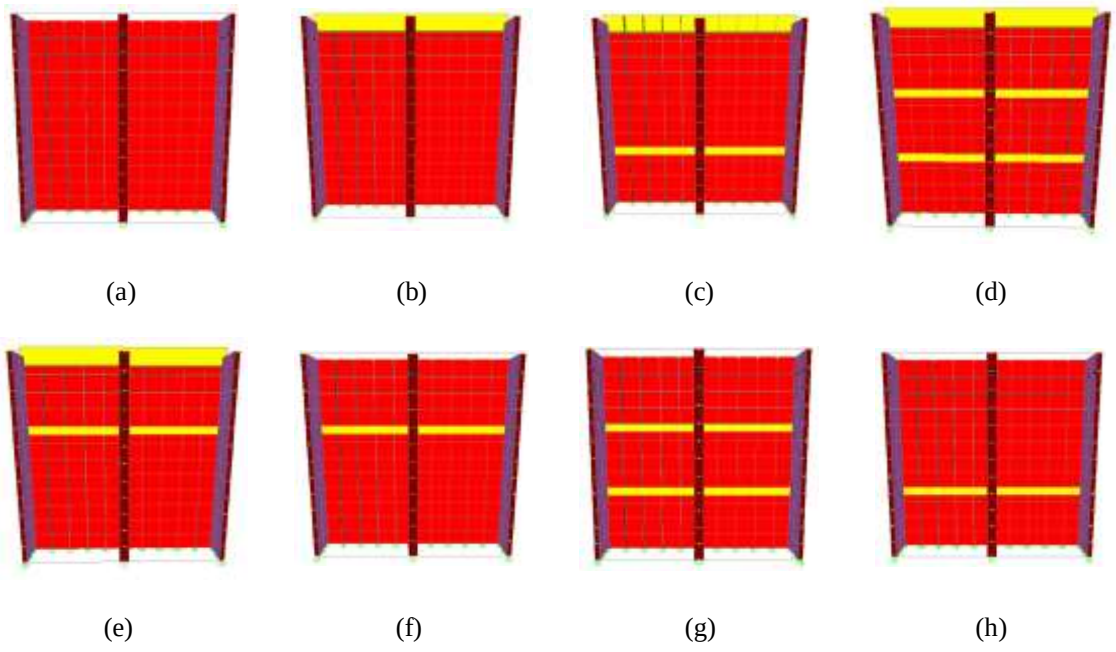


Figura 24: Modelos gerados no SAP2000: a) Modelo 1; b) Modelo 2; c) Modelo 3; d) Modelo 4; e) Modelo 5; f) Modelo 6; g) Modelo 7 e h) Modelo 8

Na discretização dos modelos houve a preocupação de refinar a malha em busca de resultados mais confiáveis, para isto o tamanho do elemento ficou proporcional às dimensões do muro até um ponto em que a diminuição do mesmo não alteraria significativamente os valores.

Foram discretizados elementos grauteados, aplicado nos contrafortes e cintas, e não grauteados aplicado nas paredes, assim como as dimensões dos elementos (seções tranversais) seguiram os padrões de modelagem dos blocos.

O SAP2000 V15 permite que seja utilizada como característica do material a ortotropia, neste trabalho considerou-se um valor de 0,50 para a razão entre os módulos de deformação paralelo e perpendicular as juntas, conforme dito em DAMASCENO (2011).

5.6.1 Muro com contrafortes distantes 1,5m

A primeira estrutura analisada se refere ao muro de arrimo com contrafortes espaçados a cada 1,5m, discretizada conforme Figura 25. Analisou-se os deslocamentos transversais, tensões normais verticais e de cisalhamento, assim como os momentos fletores nas duas direções.

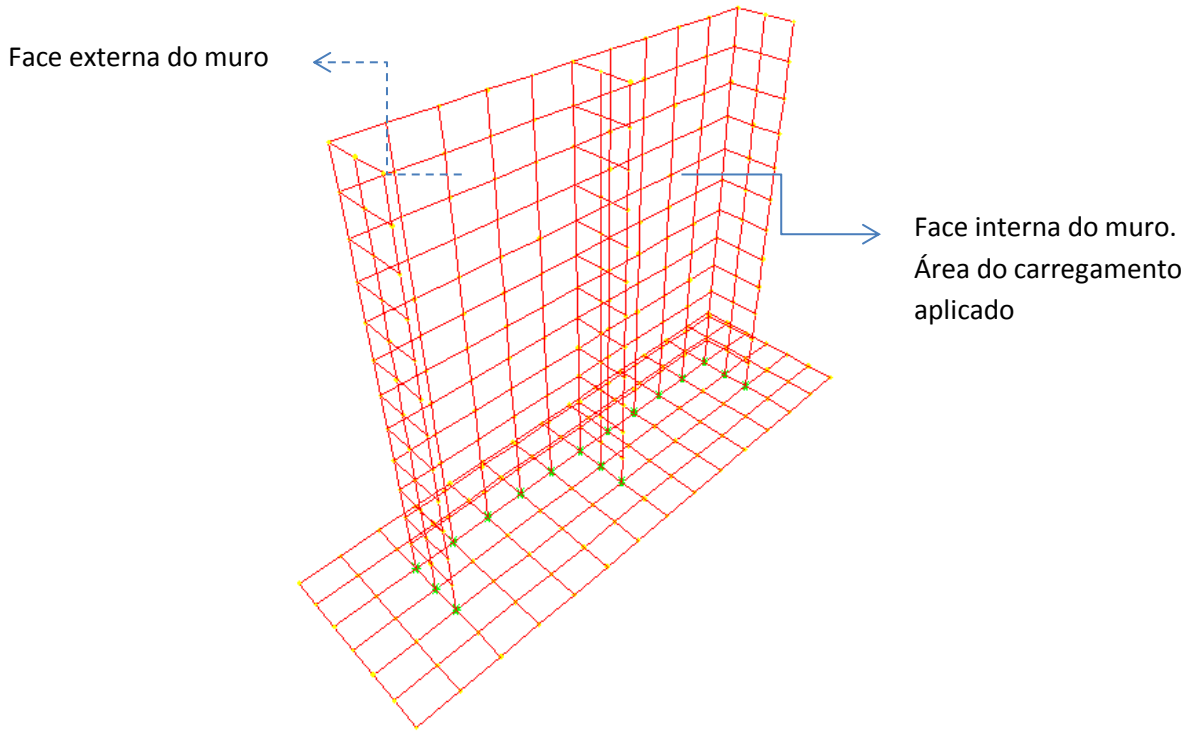


Figura 25: Discretização do muro com espaçamento 1,50m

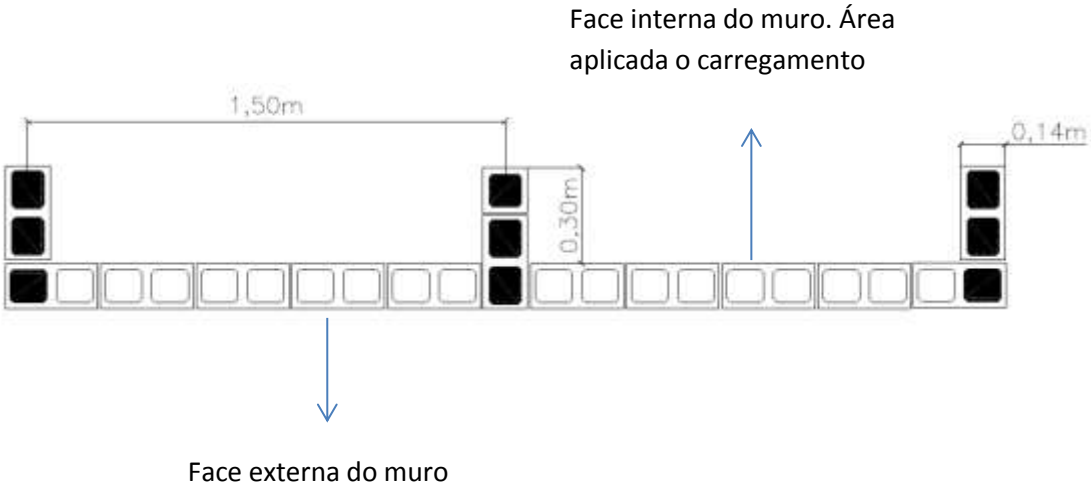


Figura 26: Planta baixa do muro com espaçamento 1,50m

Nas análises foram considerados eixos conforme ilustrado pela Figura 27, em que as direções x, y e z, serão equivalentes às direções 1, 2 e 3, respectivamente. De acordo com a figura 28, retirada do manual do SAP2000 V15, verifica-se que o eixo 3 sempre será perpendicular ao plano do elemento.

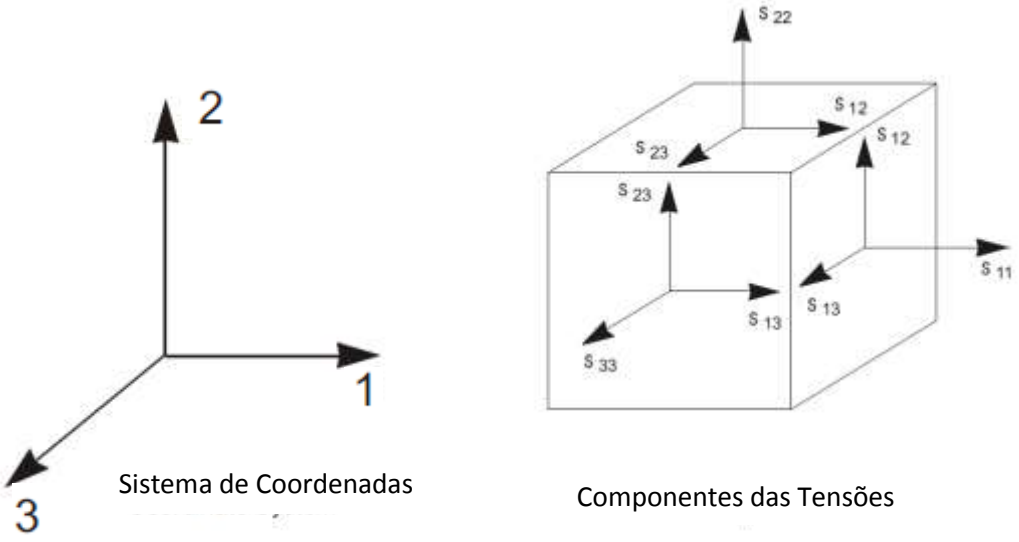


Figura 27: Direção dos eixos globais da estrutura

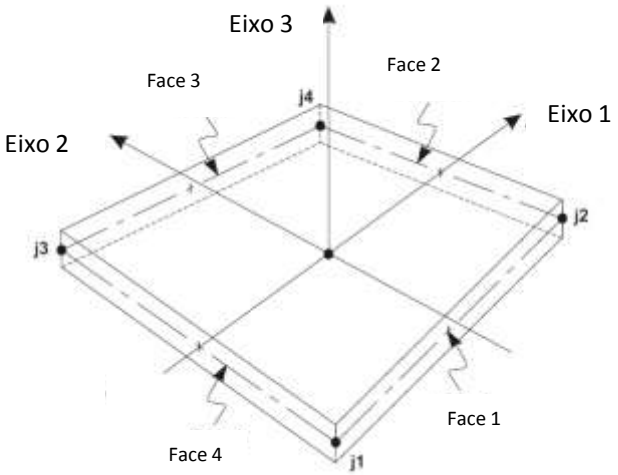


Figura 28: Direção dos eixos do elemento finito

5.6.1.1 Deslocamento transversal – Muro 1,5m

Inicialmente foram avaliados os deslocamentos na direção 3, conforme eixos na Figura 27. Percebe-se que os modelos que dispõem de cintas não apresentaram diferenças consideráveis entre esses deslocamentos, e que o modelo sem cintas apresentou deslocamentos da mesma ordem de grandeza, porém com os maiores valores abrangendo trechos maiores do pano de alvenaria, conforme se observa na figura 29. Na posição dos contrafortes os deslocamentos foram exatamente iguais.

Nos modelos com a base engastada tem-se o valor máximo de 0,8mm, um valor muito abaixo do esperado para um muro de 3m de altura, o que levou ao desenvolvimento do modelo com os elementos de fundação.

A Figura 30 ilustra os deslocamentos na linha média entre os contrafortes.

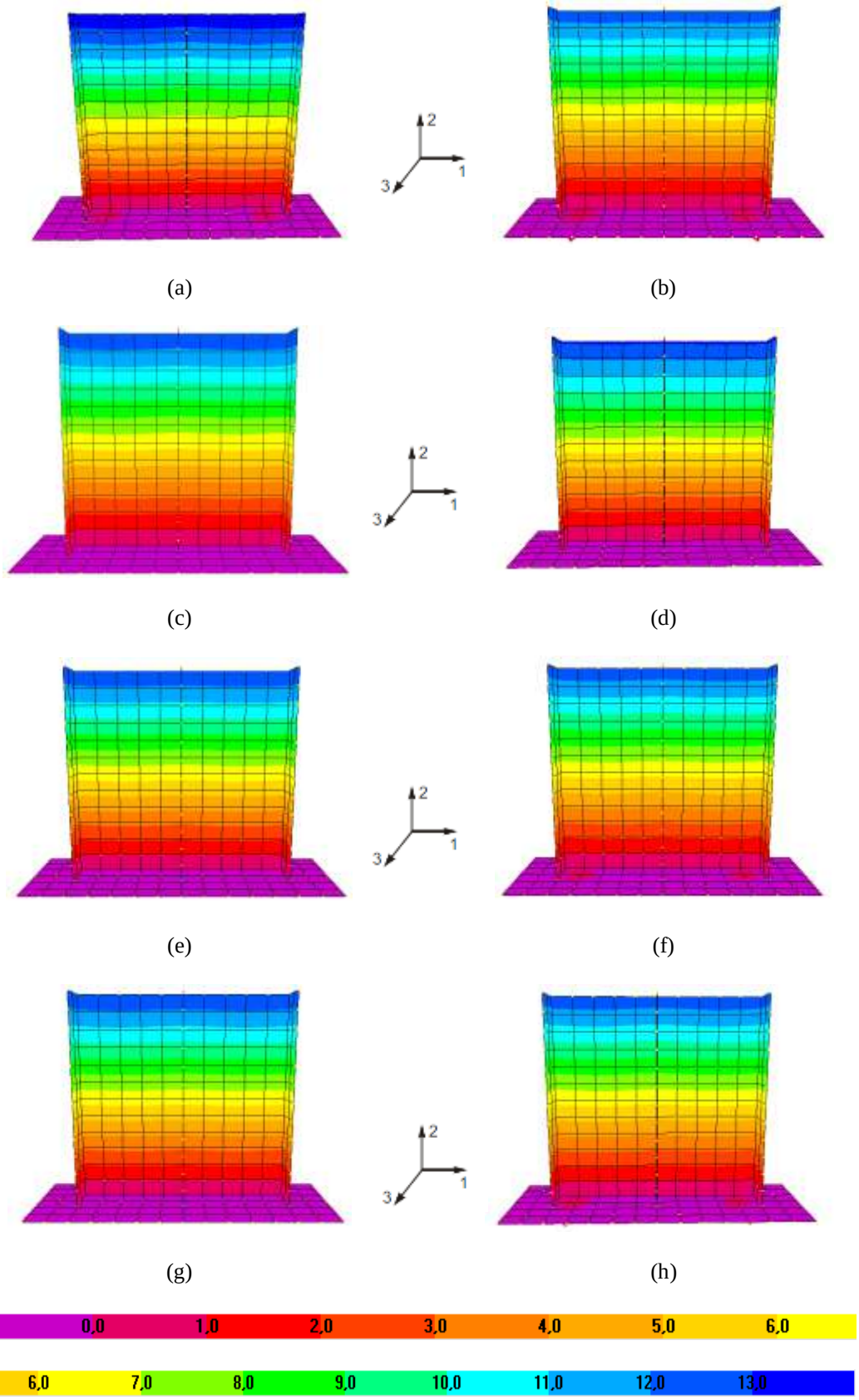


Figura 29: Deslocamentos transversais U3 (mm) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

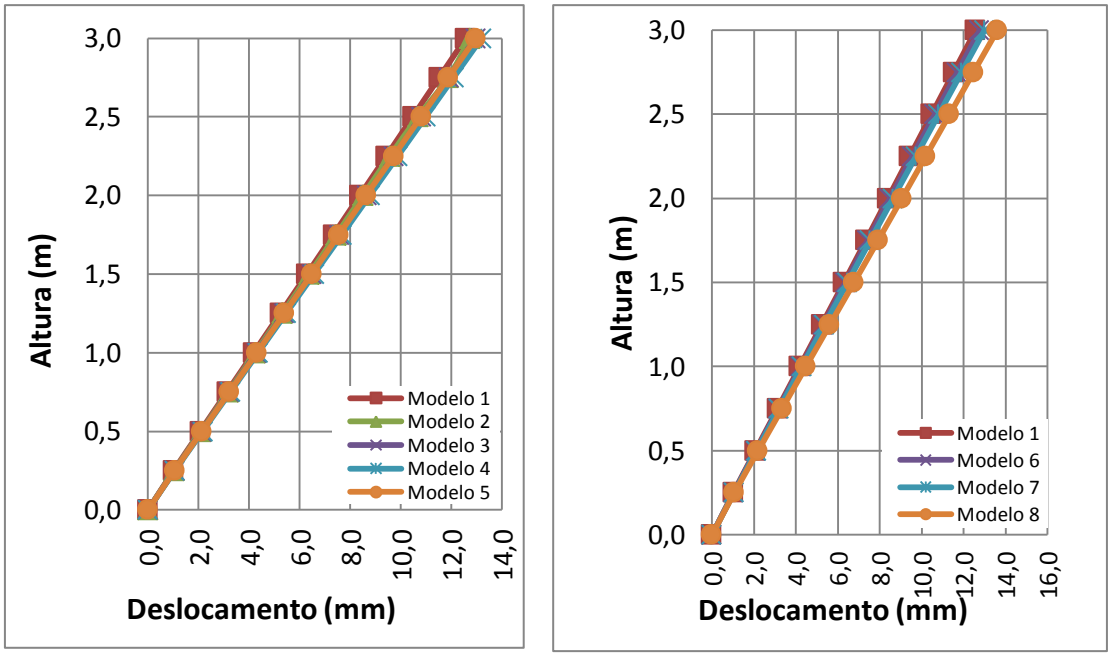


Figura 30: Deslocamentos transversais na direção 3 (mm) entre os contrafortes para o muro 1,5m

5.6.1.2 Tensões normais verticais (S22) – Muro com 1,5m

A próxima análise se refere às tensões normais na direção vertical (S22). É importante destacar que também foram avaliadas as tensões na direção horizontal (S11), sendo observados valores muito inferiores aos das tensões S22. Isto indica que a inclusão das cintas não alterou significativamente o comportamento dos panos de alvenaria, e que a direção vertical corresponde à direção de solicitação principal.

Inicialmente se observa na parte superior do muro que ocorre uma mudança no sentido da tensão, surgindo tração nos modelos 2, 3, 4 e 5 e compressão nos modelos 1, 6, 7 e 8, sendo todas da ordem de grandeza de 0,7 MPa. Este comportamento também pode ser observado na região próxima à interseção entre o contraforte e o pano de alvenaria, nos modelos sem cinta. É importante ressaltar que de acordo com a NBR 15961-1 e NBR 15812-1, a maior resistência característica à tração da alvenaria normal às juntas pode ser adotada igual a 0,25 MPa, desde que se utilize argamassa com resistência à compressão mínima igual a 7,0 MPa. Dessa forma, em todos os modelos se faz necessário dimensionar uma armadura vertical que deve ser disposta na porção central entre os contrafortes, e na região próxima ao contraforte nos modelos sem cinta superior.

Outra avaliação que pode ser feita se refere a utilização da cinta inferior. Observa-se na figura 35 que nos modelos 3, 4, 7 e 8 as tensões de compressão na parte inferior do muro se distribuem de forma mais uniforme. Isto indica que a interação entre

o contraforte e o pano de alvenaria é mais intensa nesses modelos, mobilizando de forma mais eficiente as flanges da seção T assim constituída.

Sobre as flanges da seção T nos muros estudados, percebe-se que as seções transversais não formam um T propriamente dito, conforme pode ser visto nas figuras 35 e 36 que mostram os lados tracionados e comprimidos do muro. Esta alteração ocorre devido a tração que surge na base do muro, reduzindo a zona comprimida, o que altera significativamente a inércia do contraforte no modelo de cálculo. Um novo modelo de seção transversal foi proposto neste trabalho e está ilustrado na figura 32, com valores retirados do modelo 1. O comprimento efetivo da flange deve obedecer o limite imposto pela NBR 15961-1 de $b_f \leq 6t$, conforme figura 31 retirada da referida norma. Acredita-se que com este novo modelo as intensidades se aproximem dos valores reais, os quais deverão ser comparados com os resultados de ensaios para sua validação.

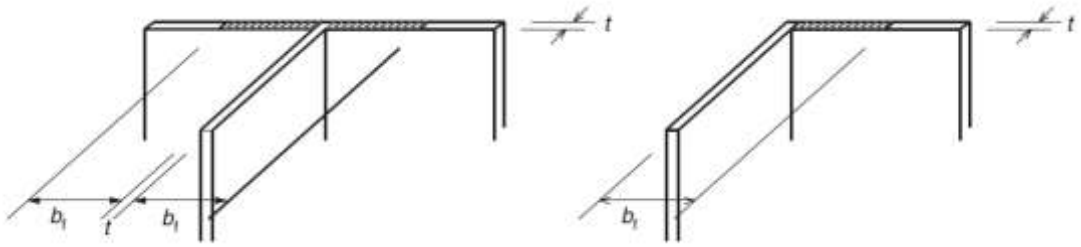


Figura 31: Comprimento efetivo de flanges (NBR 15961-1)

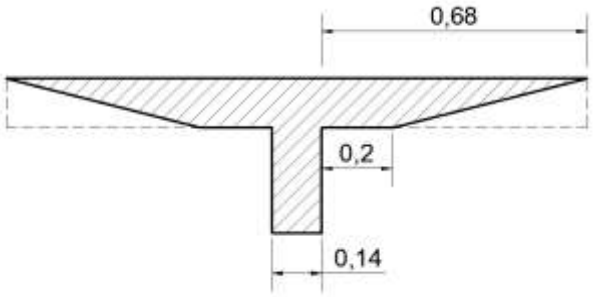


Figura 32: Modelo Proposto de Seção Transversal para painéis de alvenaria submetidos à flexão

Com relação às tensões normais verticais ocorridas no contraforte, a Figura 34 ilustra sua distribuição ao longo da altura na extremidade tracionada. A partir da figura, verifica-se que não houve alteração substancial entre os resultados dos 8 modelos, podendo-se observar que ocorrem intensidades significativas até a altura de 2,0 m com máximo valor igual a 4,9 MPa. Acima da cota 1,5 m essas tensões reduziram-se consideravelmente e ficaram praticamente nulas acima de 2,5 m.

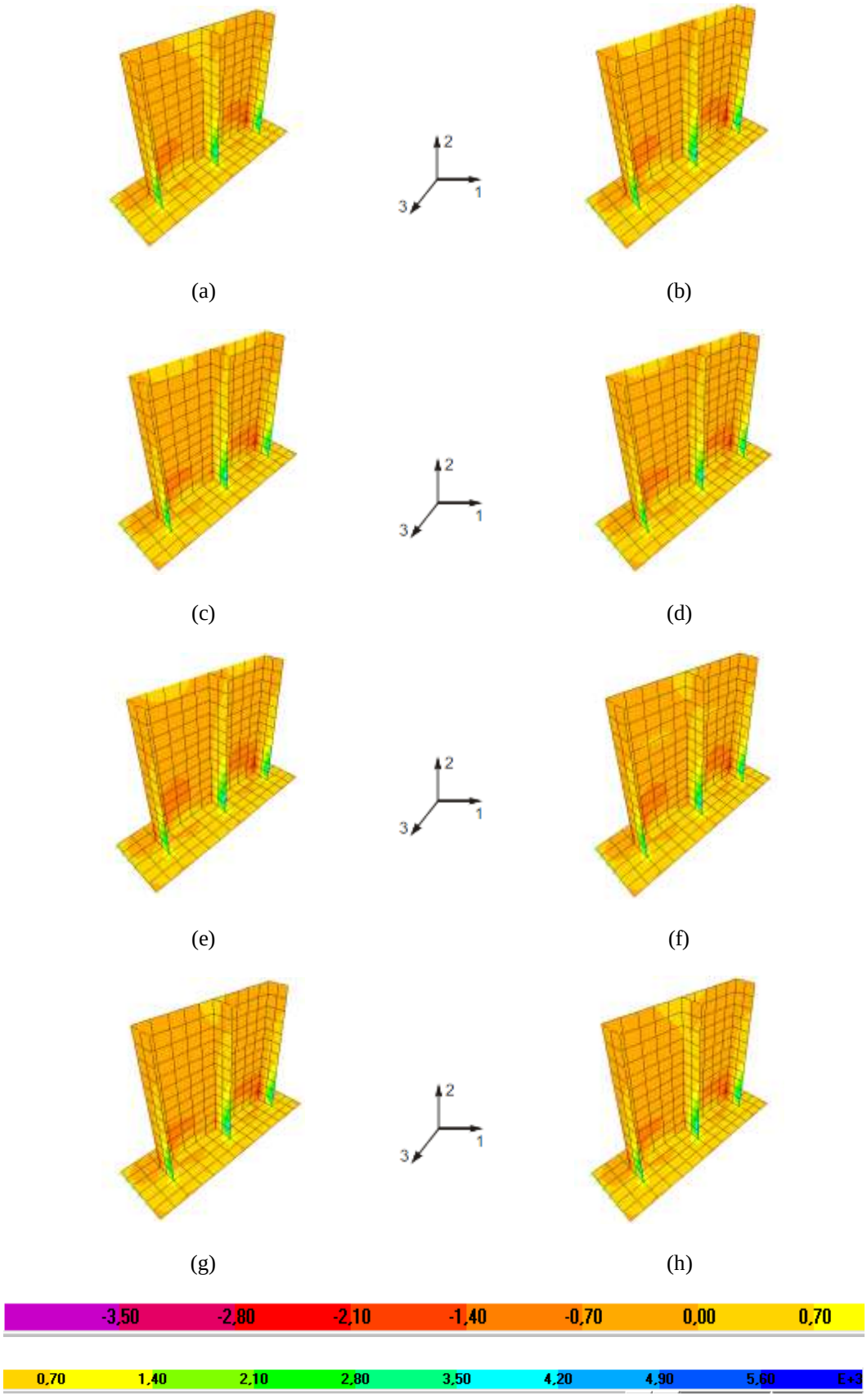


Figura 33: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

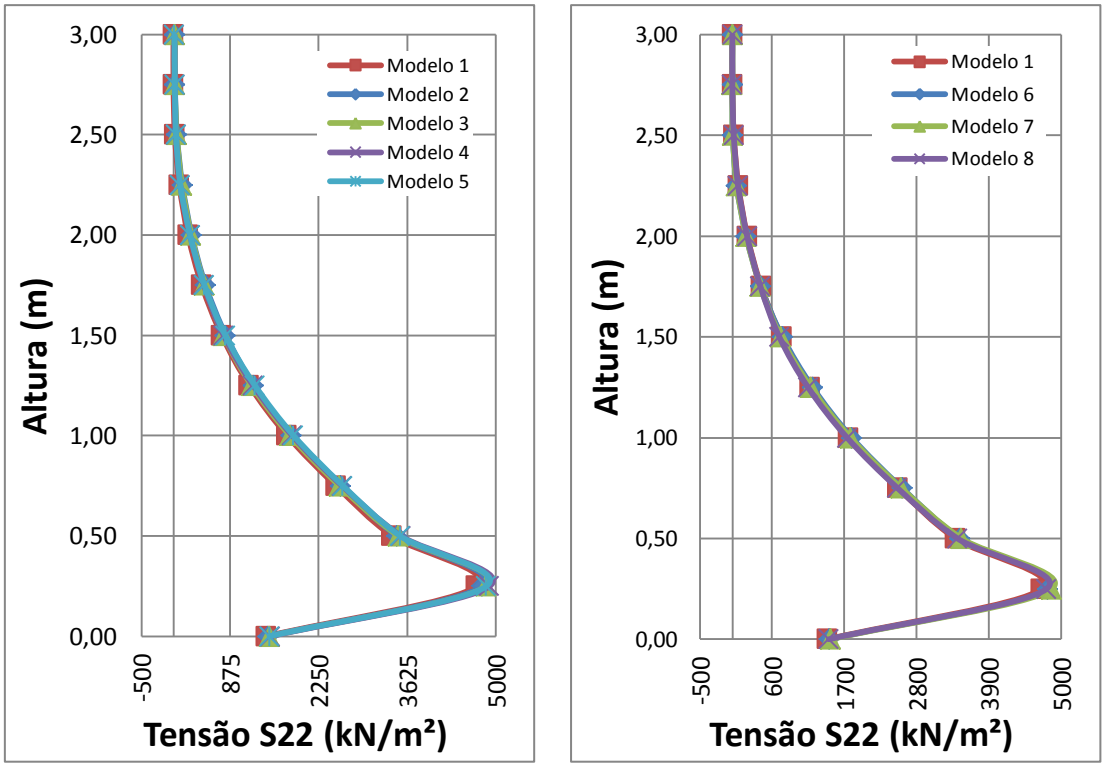


Figura 34: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central para o muro 1,5m

A partir das Figuras 35 à 38 pode-se avaliar de forma mais detalhada a distribuição das tensões verticais na base do muro. Verifica-se que as tensões na parede no lado do contraforte são praticamente de compressão, com o surgimento de pequenos trechos de tração na base e no topo. Já no lado oposto ao contraforte a parede fica toda comprimida, com valores máximos um pouco acima da base e próximo aos contrafortes. Observa-se inicialmente a ocorrência de tração na base, com intensidade máxima igual à 0,50 MPa, relativo ao Modelo 1. Esse valor é maior que os limites prescritos pela NBR 15961-1 e pela NBR 15812-1 para a resistência à tração da alvenaria, indicando haver a necessidade de emprego de alvenaria armada. Além disso, observa-se também que o comprimento da flange na base é bastante curto, pois as tensões de compressão apresentam reduções significativas ao longo de uma pequena extensão, conforme ilustrado pela Figura 37. Entretanto, em trechos imediatamente acima da base, verifica-se uma tendência de uniformização dessas tensões apenas nos modelos que dispõem de cintas, mais notadamente aqueles com cintas inferiores.

Estes resultados ilustram o efeito benéfico da presença das cintas horizontais, representado pela redução das trações na base do pano de alvenaria e pela melhor interação com o contraforte na mobilização da seção T.

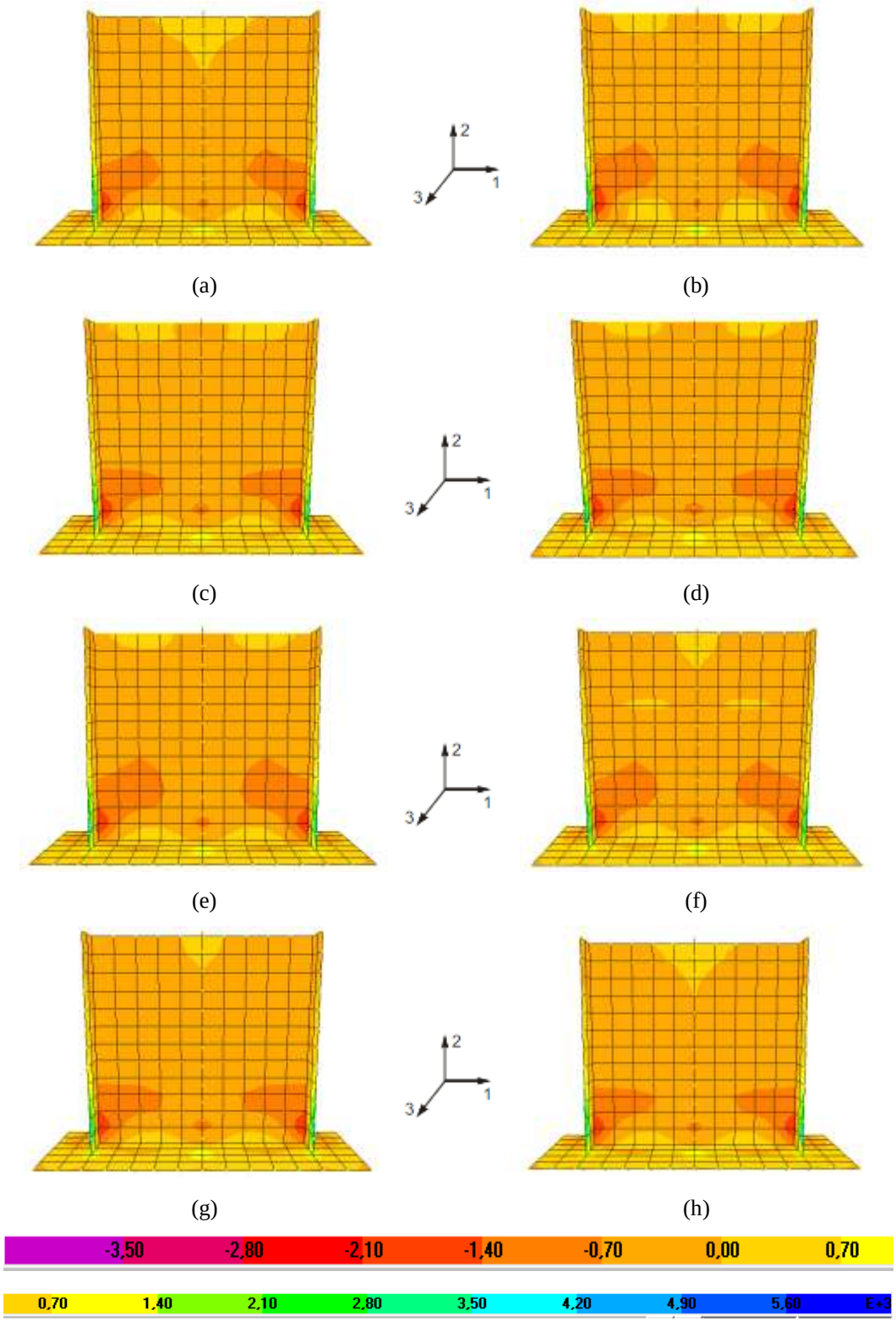


Figura 35: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado do contraforte para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

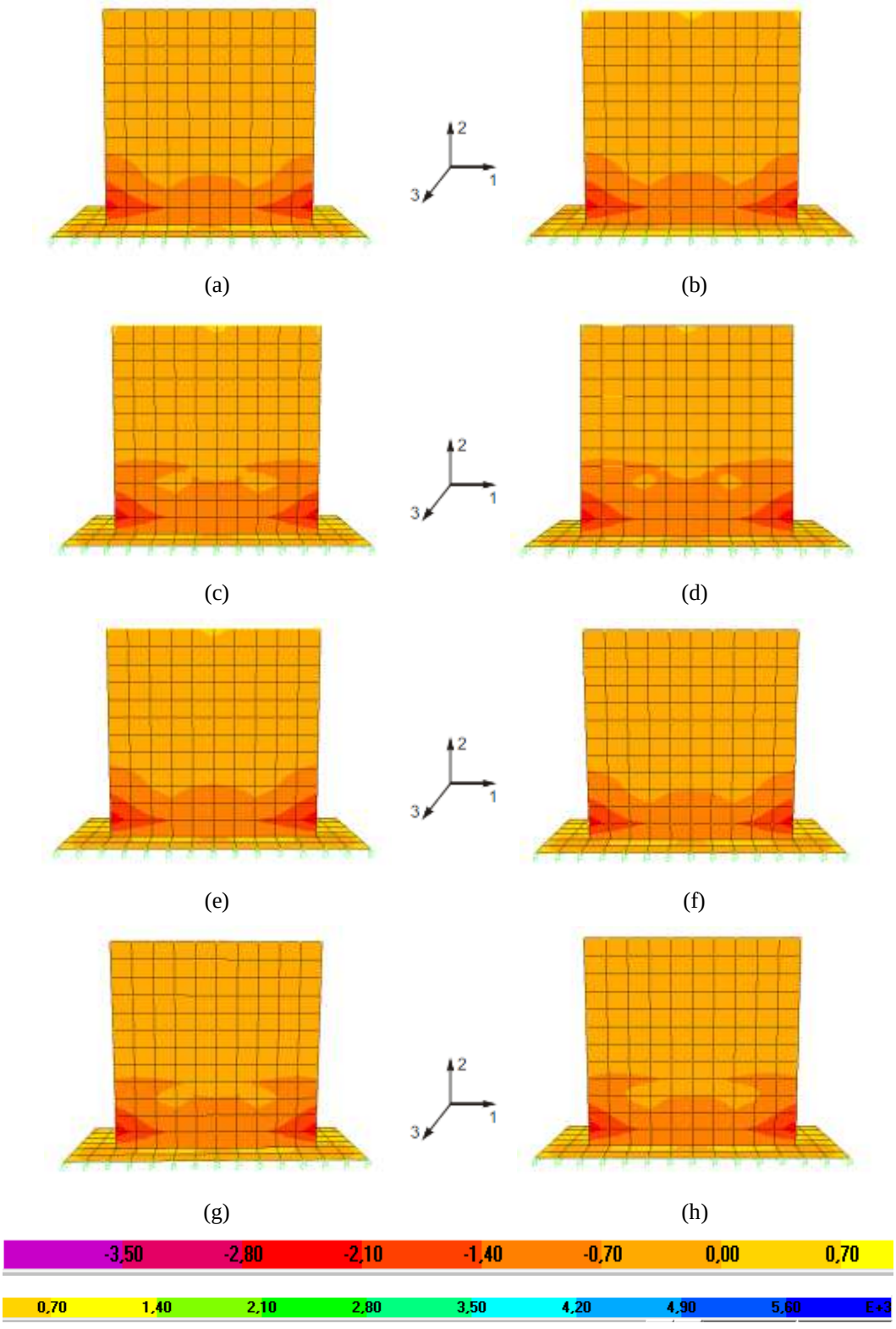


Figura 36: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado oposto ao contraforte para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

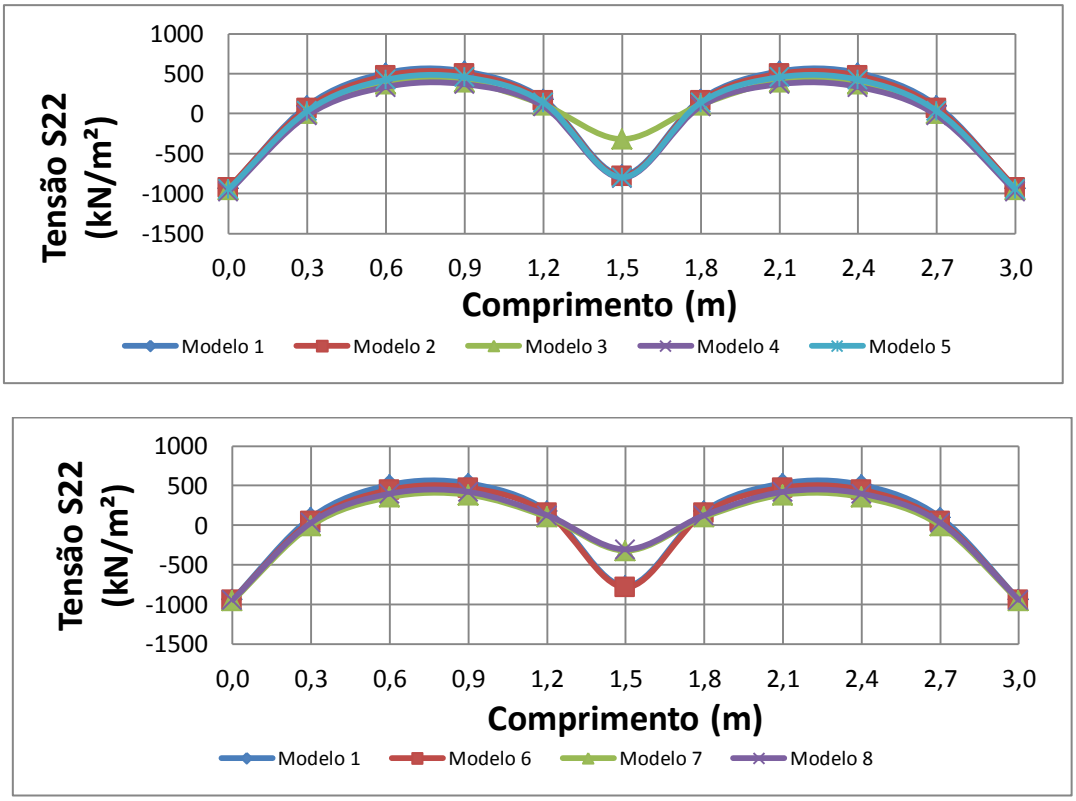


Figura 37: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado do contraforte para o muro 1,5m

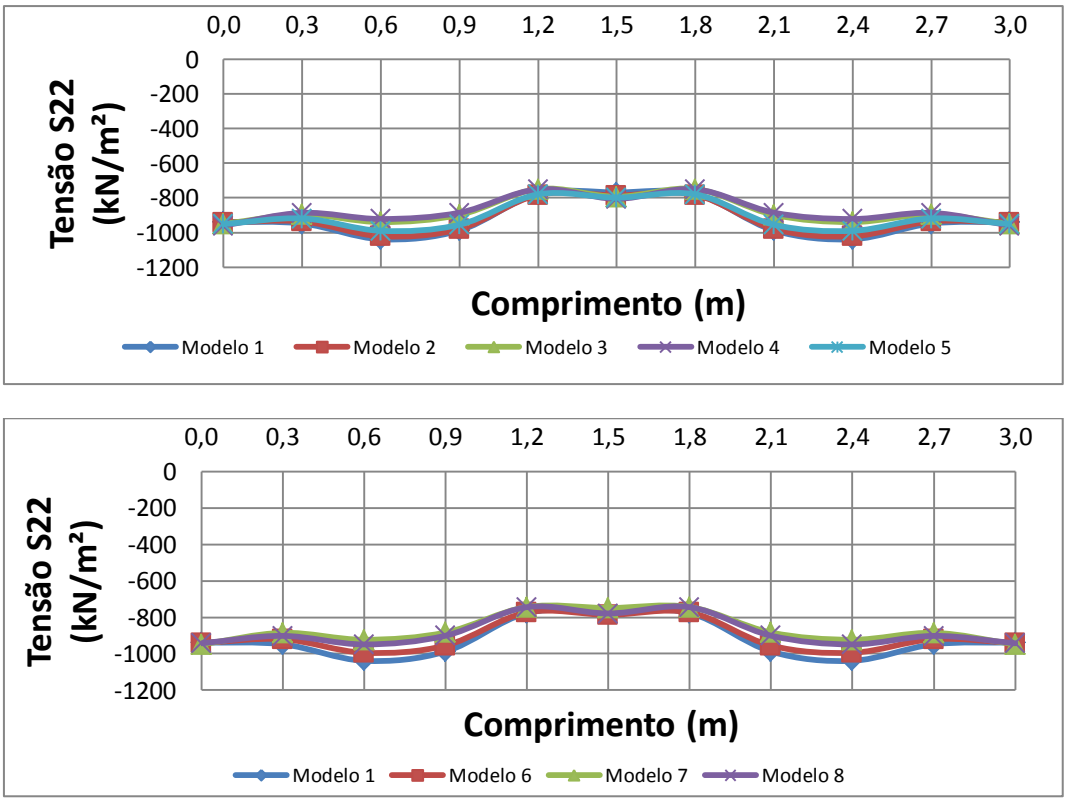


Figura 38: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado oposto ao contraforte para o muro 1,5m

5.6.1.3 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S13) – Muro 1,5m

Na sequencia foram avaliadas as tensões de cisalhamento S13 associadas à flexão horizontal do pano de alvenaria entre os contrafortes, isto é, na direção transversal ao muro nas juntas verticais de argamassa. Observando a Figura 39, percebe-se que as máximas intensidades ocorrem a uma distância de aproximadamente 30 cm dos contrafortes, tanto do central como daqueles nas extremidades. Observa-se também que ocorre inversão no sentido dessa tensão na base do muro. A máxima intensidade ocorrida foi igual a 0,1 MPa para o modelo 2. A adoção de cintas altera o sentido das tensões e as correspondentes regiões de ocorrência, como pode ser observado tanto na Figura 39 como na Figura 40, que ilustra a distribuição de tensões ao longo da altura do muro à distância de 30 cm do contraforte central. Ainda com relação às cintas, percebe-se, na Figura 40, que aquela disposta na parte superior do muro pode ser considerada a mais importante, por ser esta região a que apresentou a maior intensidade para a tensão S13. Neste caso específico, a intensidade de tensão obtida com o modelo 2 foi igual a 0,1 MPa, 854% maior quando comparado ao resultado obtido com o modelo 1. Além disso, é importante comentar que, embora essas intensidades sejam muito baixas, as normas NBR 15961-1 e NBR 15812-1 não prescrevem valores característicos para a direção de atuação da tensão S13.

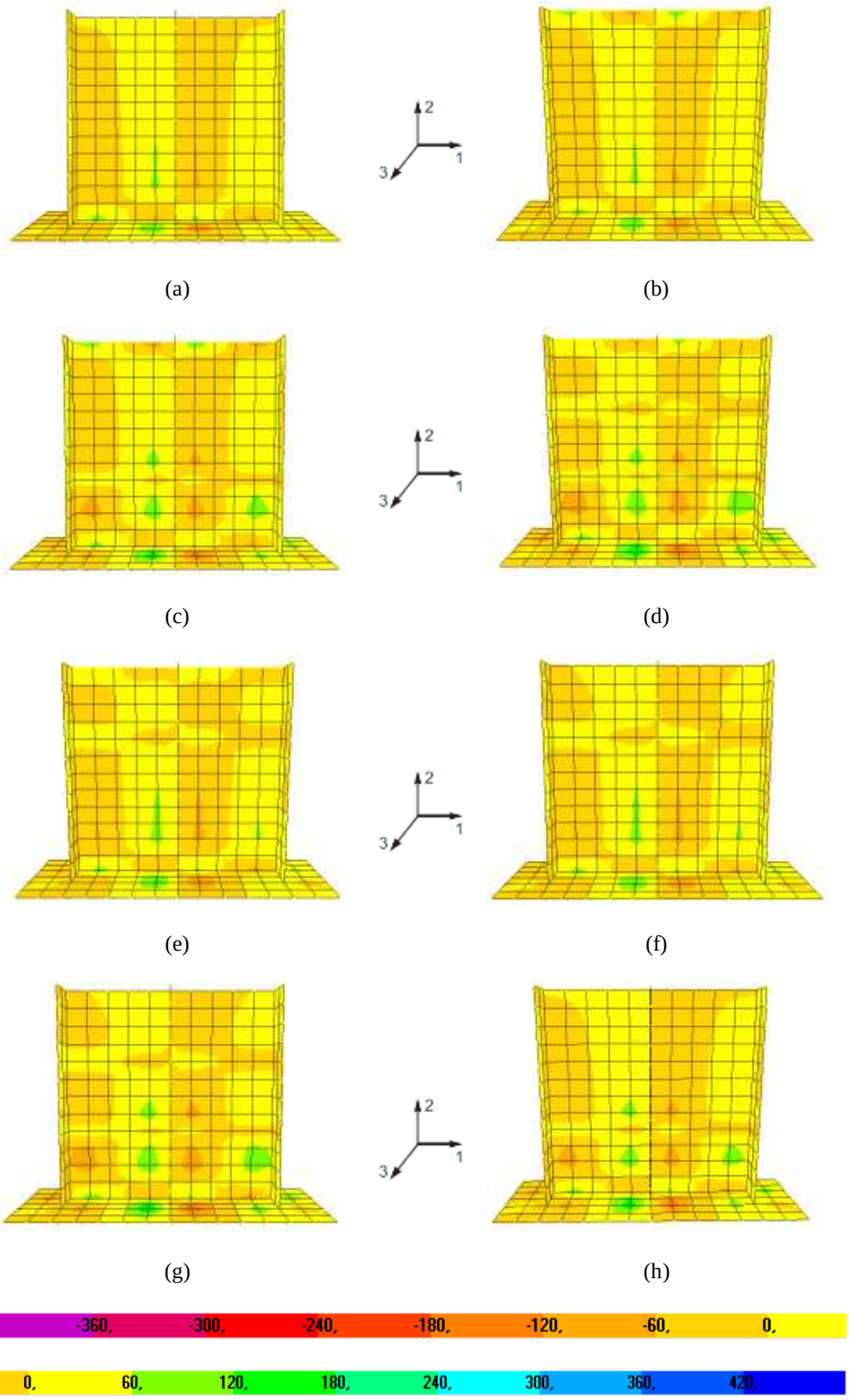


Figura 39: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

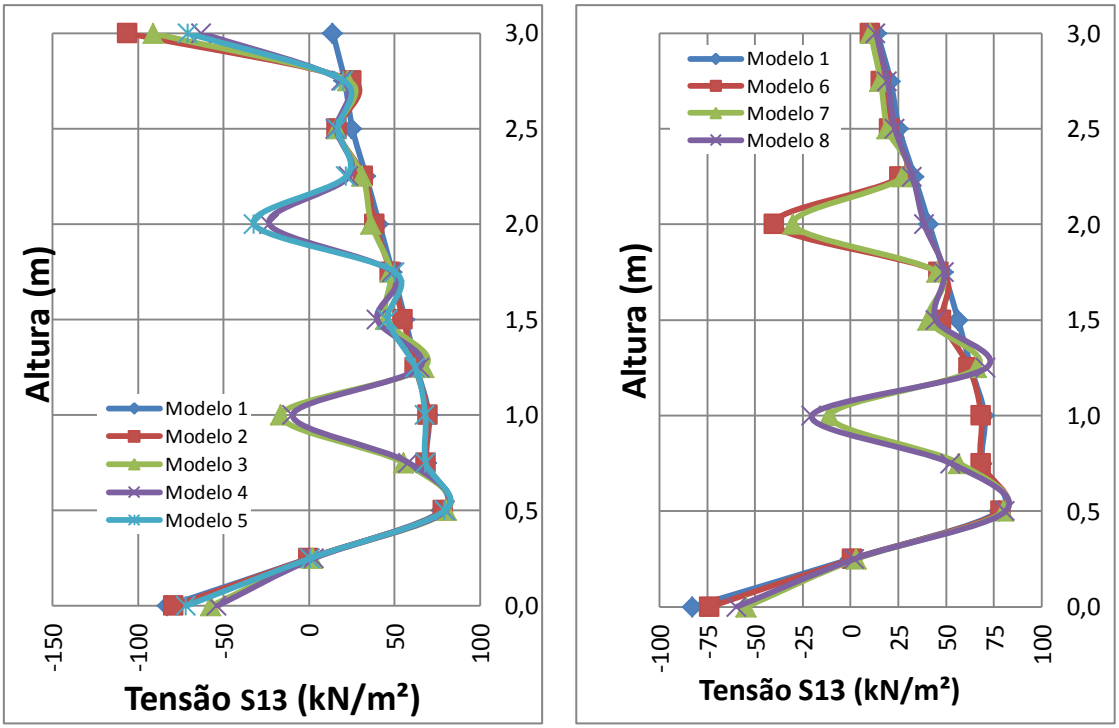


Figura 40: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) ao longo do alinhamento vertical distante 30 cm do contraforte central para o muro 1,5m

5.6.1.4 Tensões de cisalhamento para flexão vertical (S23) – Muro 1,5m

A Figura 41 ilustra a distribuição das tensões de cisalhamento S23 associadas à flexão vertical do pano de alvenaria entre os contrafortes, isto é, na direção transversal ao muro nas juntas horizontais de argamassa. Percebe-se que uma região significativa do muro apresentou tensões com intensidade muito baixa, da ordem de 0,07 MPa, e que apenas a base do muro ficou submetida a intensidades relevantes de tensões, cujo valor máximo foi igual a 0,2 MPa. De acordo com a NBR 15961-1 e a NBR 15812-1, no caso de haver armadura de flexão perpendicular ao plano de cisalhamento, a resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais pode ser estimada por:

$$f_{vk} = 0{,}35 + 17{,}5\,\rho \leq 0{,}7\ MPa \qquad \text{Equação 5.5}$$

De fato, este é o caso a ser considerado, pois haverá necessidade de armar a base do muro, conforme resultados obtidos para a tensão S22. Nestas condições, uma taxa armadura muito baixa remete ao valor mínimo de 0,35 MPa para f_{vk}. Considerando o coeficiente de segurança das ações $\gamma_s = 1{,}4$, obtém-se $\tau_d = 0{,}28$ MPa ($S23_d$) para a solicitação de cálculo. Considerando agora o coeficiente de ponderação das resistências $\gamma_m = 2{,}0$, obtém-se a taxa de armadura mínima necessária $\rho_{min} = 0{,}4\%$ para garantir o equilíbrio da seção de alvenaria, o que corresponde a $A_s = 5{,}6$ cm^2/m. Isto equivale a 1ϕ10 mm por furo, por exemplo.

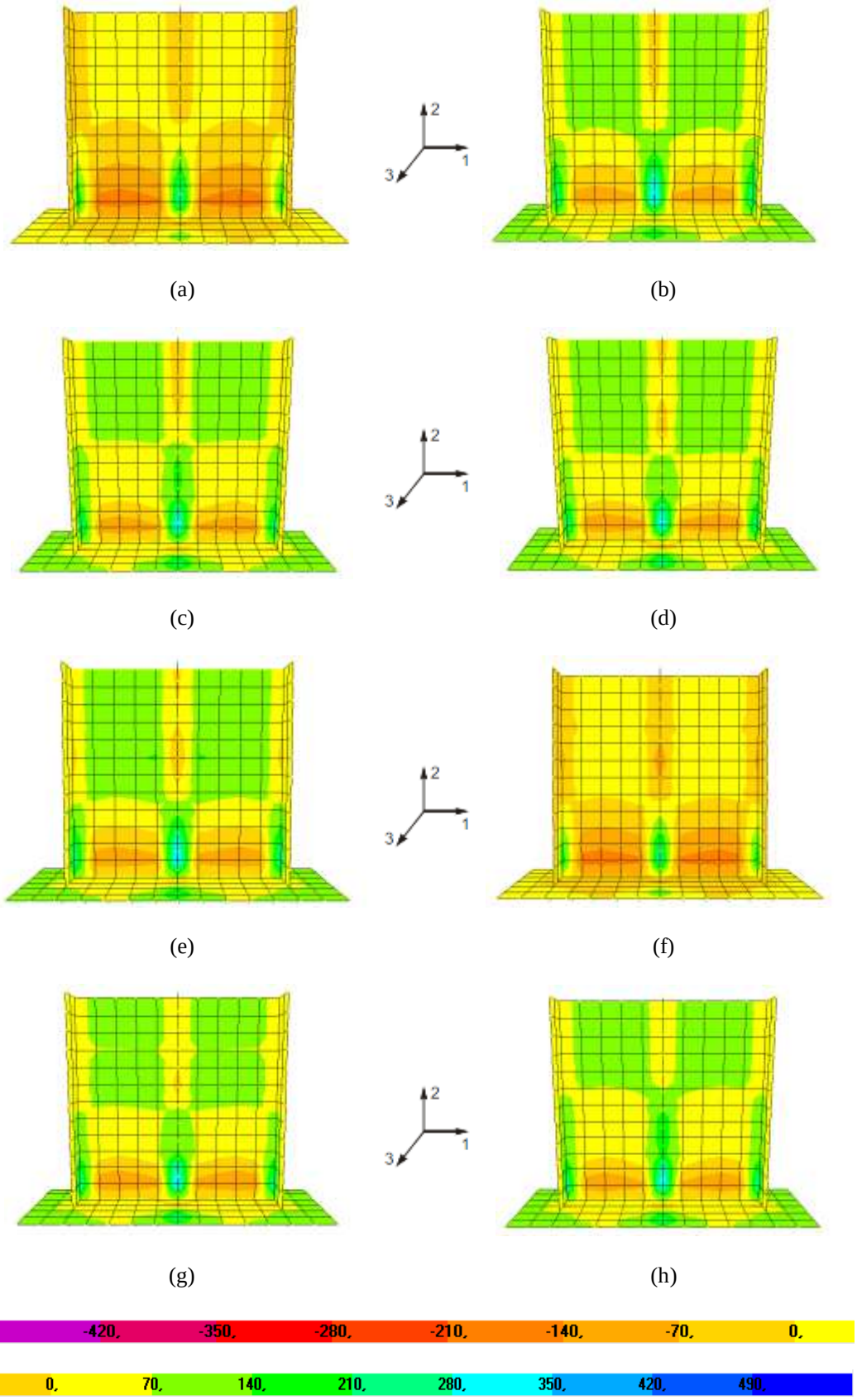


Figura 41: Tensões de cisalhamento S23 (kN/m²) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

5.6.1.5 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S12) – Muro 1,5m

A Figura 42 ilustra as tensões de cisalhamento S12 no plano do muro e do contraforte e na direção vertical. Essa análise é muito importante porque possibilita avaliar a intensidade da solicitação na junção contraforte-muro, pois a NBR 15961-1 e a NBR 15812-1 prescrevem uma resistência característica ao cisalhamento f_{vk} = 0,35 MPa para essa interface. A partir da figura percebe-se que as máximas intensidades dessa tensão, da ordem de 2,7 MPa, ocorrem num pequeno trecho da parte inferior do muro próximo ao contraforte, que se torna menor ainda quando há cinta nessa região.

Na interseção muro contraforte essa intensidade é bem menor, cujos valores estão ilustrados pela Figura 43 que representa a distribuição das tensões S12 ao longo da altura do muro. Observando a figura, percebe-se que não houve diferença significativa entre os resultados de todos os modelos, em que o máximo valor na interface ocorreu próximo à base com intensidade igual a 0,5 MPa. Considerando os valores de cálculo para a solicitação e a resistência ao cisalhamento, a segurança não fica garantida pelo simples intertravamento dos blocos nas fiadas, pois τ_{vd} = 0,7 MPa > f_{vd} = 0,175 MPa. Até aproximadamente a cota 1,0 m essa desigualdade será verdadeira, indicando a necessidade de reforço com armadura na interface muro contraforte. A partir dessa cota, a resistência supera a solicitação e o simples intertravamento das fiadas é suficiente para garantir a segurança ao cisalhamento.

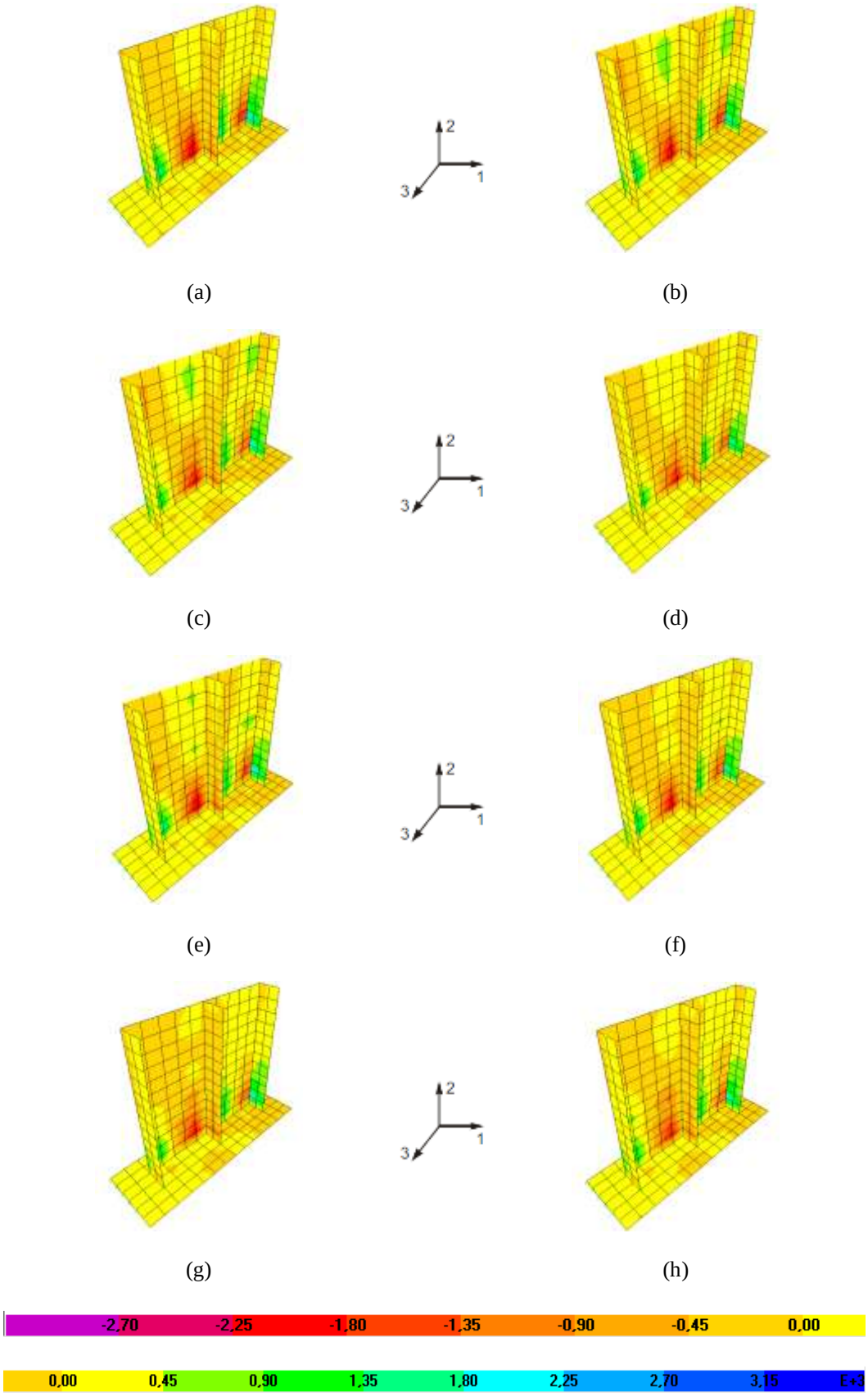


Figura 42: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

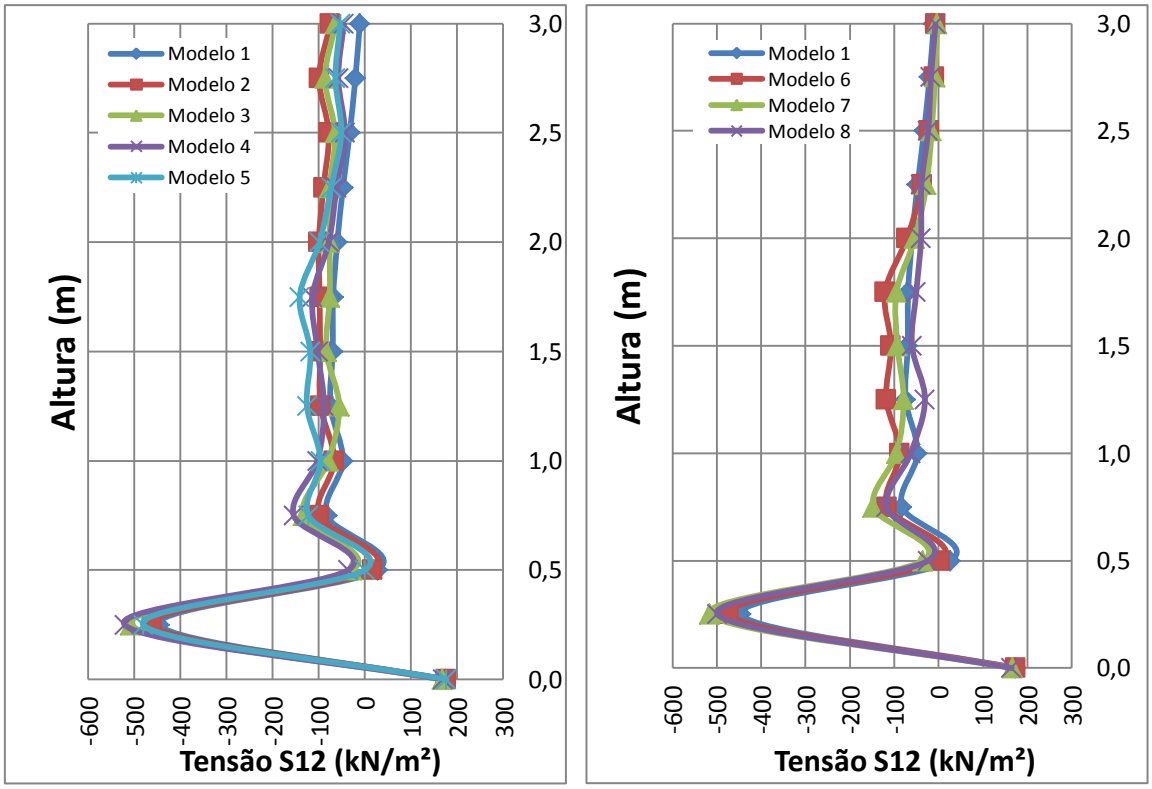


Figura 43: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) ao longo da altura na interface entre muro e contraforte para o muro 1,5m

5.6.1.6 Momento fletor na direção vertical M22 – Muro 1,5m

A última análise trata da distribuição dos momentos fletores, iniciando pelo momento M22 que corresponde à flexão na direção vertical, associada à flexão normal à junta de assentamento, aqui denominada S22. A partir da Figura 44 percebe-se que no modelo 1 os momentos na porção central entre os contrafortes têm sempre o mesmo sentido, tracionando a face oposta à ilustrada na figura, invertendo-se o sentido na base do muro. No caso dos outros modelos, nos quais há cintas horizontais, percebe-se que essa inversão ocorreu também nos trechos próximos às cintas, indicando que estas funcionaram como apoios intermediários para o pano de alvenaria. Apesar disso, a intensidade desses momentos invertidos não foi suficiente para também inverter o sentido das tensões normais verticais, conforme ilustrado pela Figura 35. Além disso, verifica-se também que a mobilização de apoios intermediários não reduziu a intensidade dos momentos entre esses apoios, conforme ilustrado pela Figura 45, indicando não haver qualquer benefício na adoção das cintas para o caso dos momentos M22.

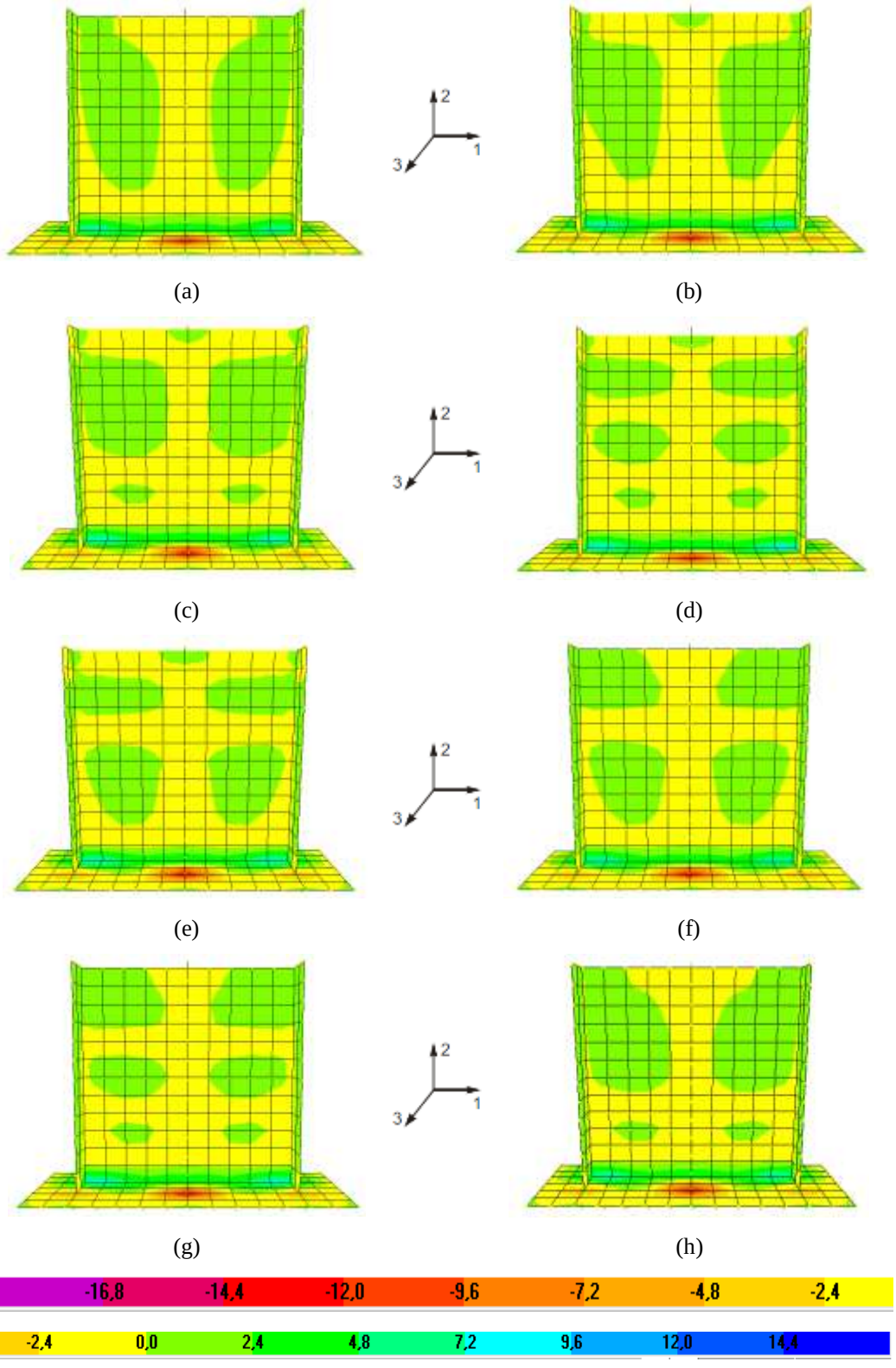


Figura 44: Momento Fletor M22 (kN.m) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

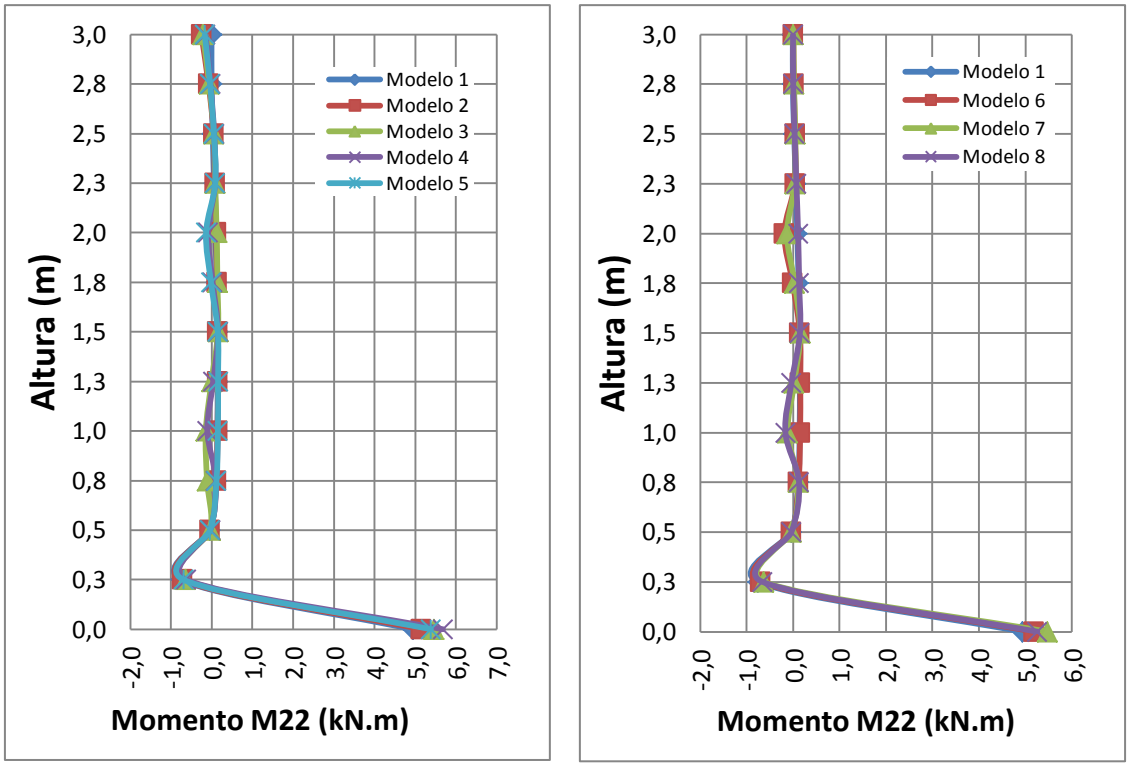


Figura 45: Momento fletor M22 (kN.m) ao longo do alinhamento vertical distante 90 cm do contraforte central para o muro 1,5m

5.6.1.7 – Momento fletor na direção horizontal M11 – Muro 1,5m

A Figura 46 ilustra a distribuição dos momentos M11 associados à flexão horizontal do trecho de alvenaria entre os contrafortes correspondente à flexão paralela à junta de assentamento. De um modo geral percebe-se, como era de se esperar, que os máximos ocorrem na porção central desses trechos e na região próxima ao contraforte, tracionando faces opostas do muro. Também é possível observar que a presença das cintas reduz demasiadamente esses máximos, principalmente se a cinta estiver posicionada na parte superior do muro. É importante destacar que a intensidade desses momentos é da mesma ordem de grandeza e pouco maiores que os momentos M22, excetuando-se a base do muro, constatando-se, dessa forma, que o painel fletido de fato trabalha nas duas direções.

As Figuras 47, 48 e 49 ilustram os diagramas de momentos na posição das três cintas.

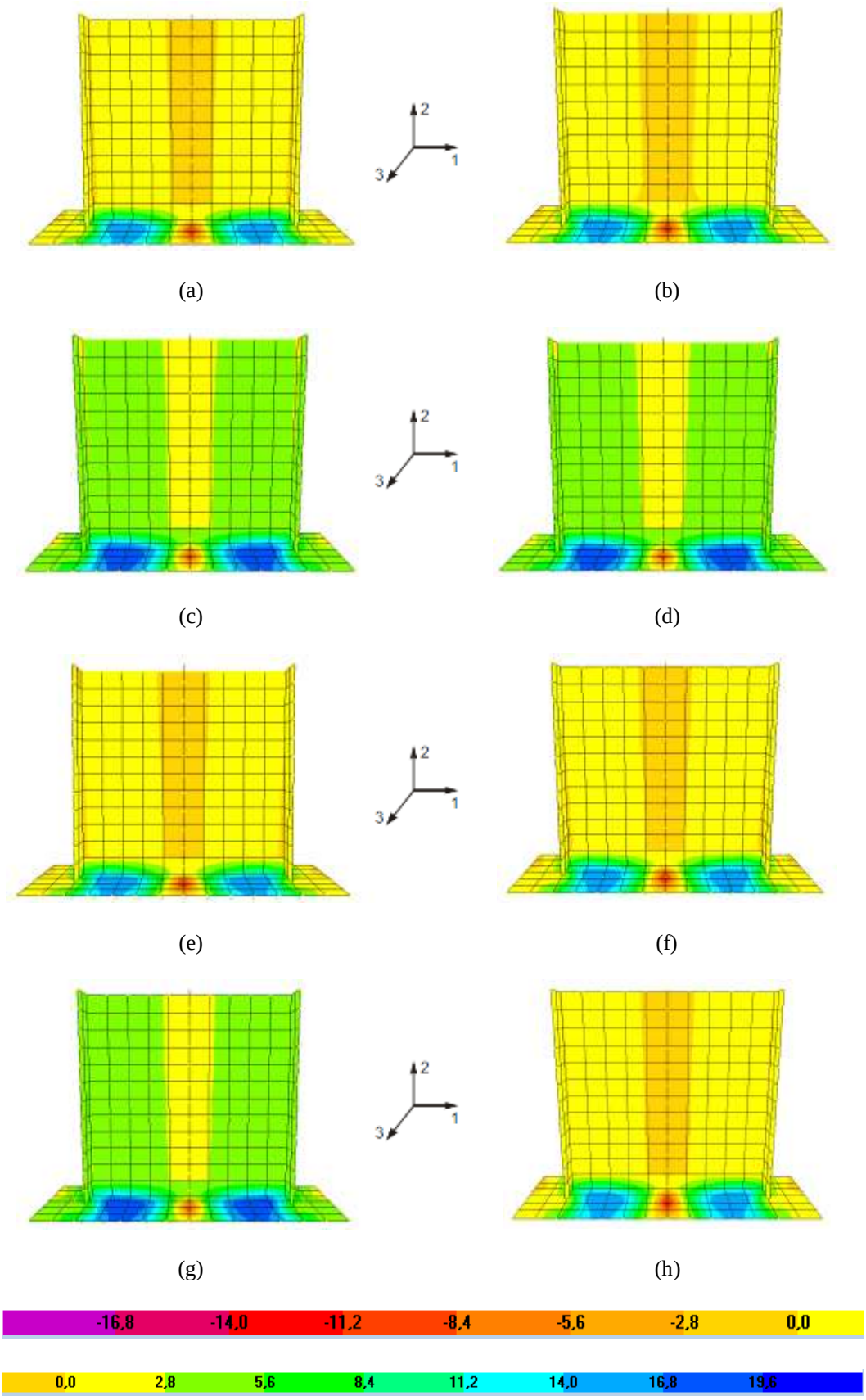


Figura 46: Momento fletor M11 (kN.m) para o muro 1,5m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

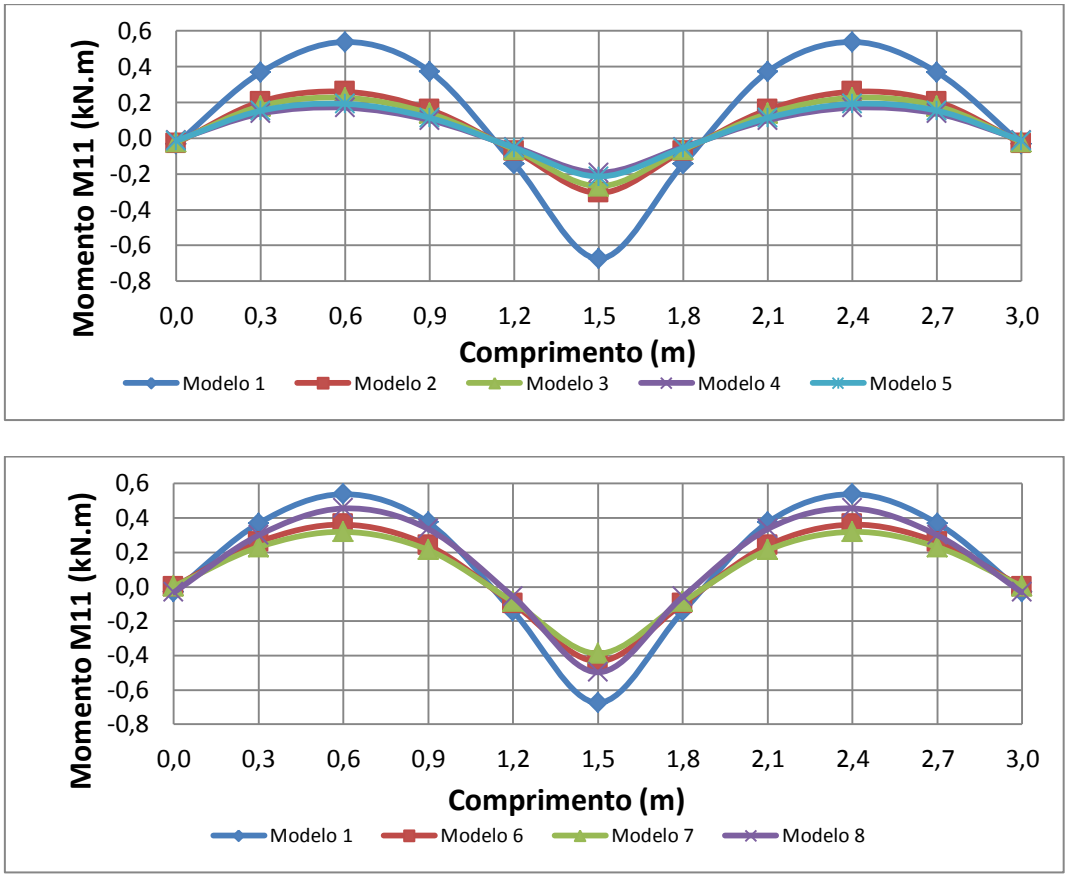
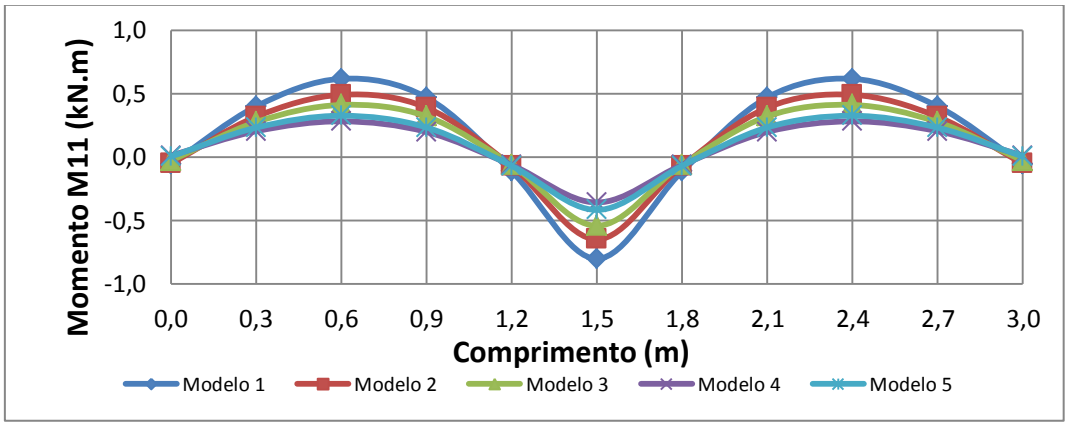


Figura 47: Momento fletor M11(kN.m) na posição da cinta superior para o muro 1,5m



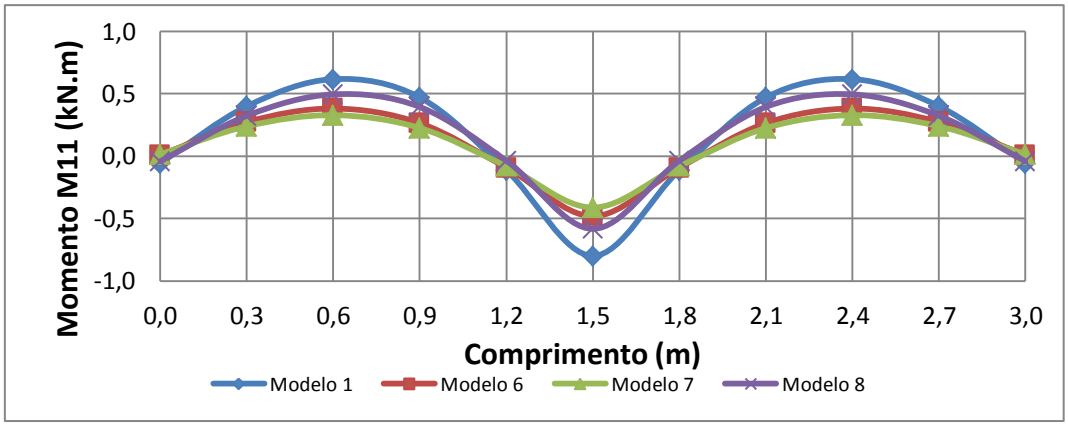
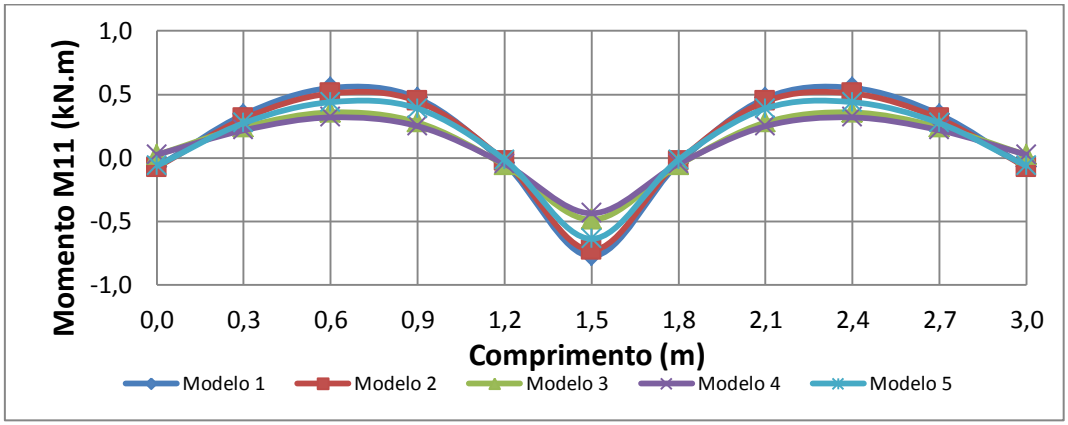


Figura 48: Momento fletor M11 (kN.m) na posição da cinta intermediária para o muro 1,5m



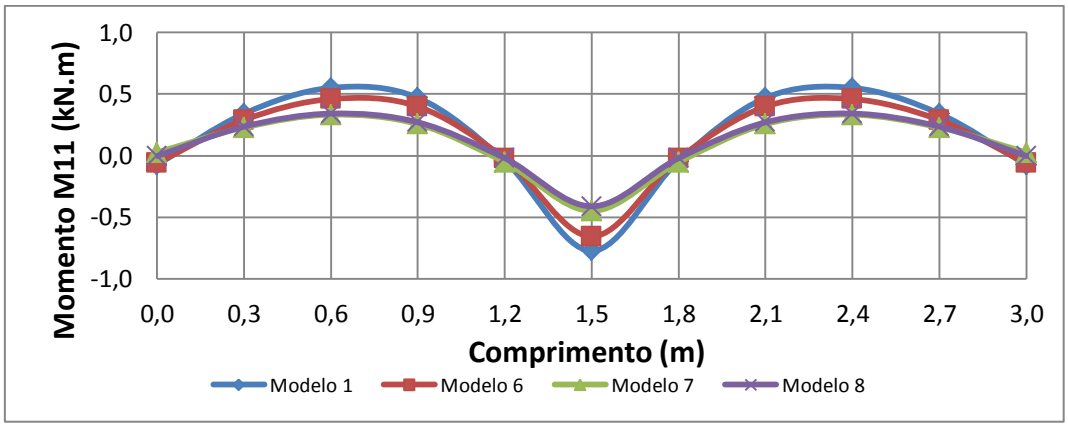


Figura 49: Momento fletor M11 (kN.m) na posição da cinta inferior para o muro 1,5m

5.6.2 Muro com contrafortes distantes 6,0m

As análises seguintes se referem à tipologia de muro de arrimo com contrafortes espaçados a cada 6,0m, sendo esta a única diferença em relação ao modelo anterior. Essa nova distância entre contrafortes foi definida em razão da escolha de um muro com comprimento quatro vezes maior que o primeiro, devido ele ter sido avaliado como uma distância pequena.

Os resultados apresentados se limitaram aos modelos 1 e 4 por terem sido estes os que apresentaram as maiores diferenças. Adicionalmente, as análises apresentaram comparações com os resultados do muro com contrafortes distantes 1,5m.

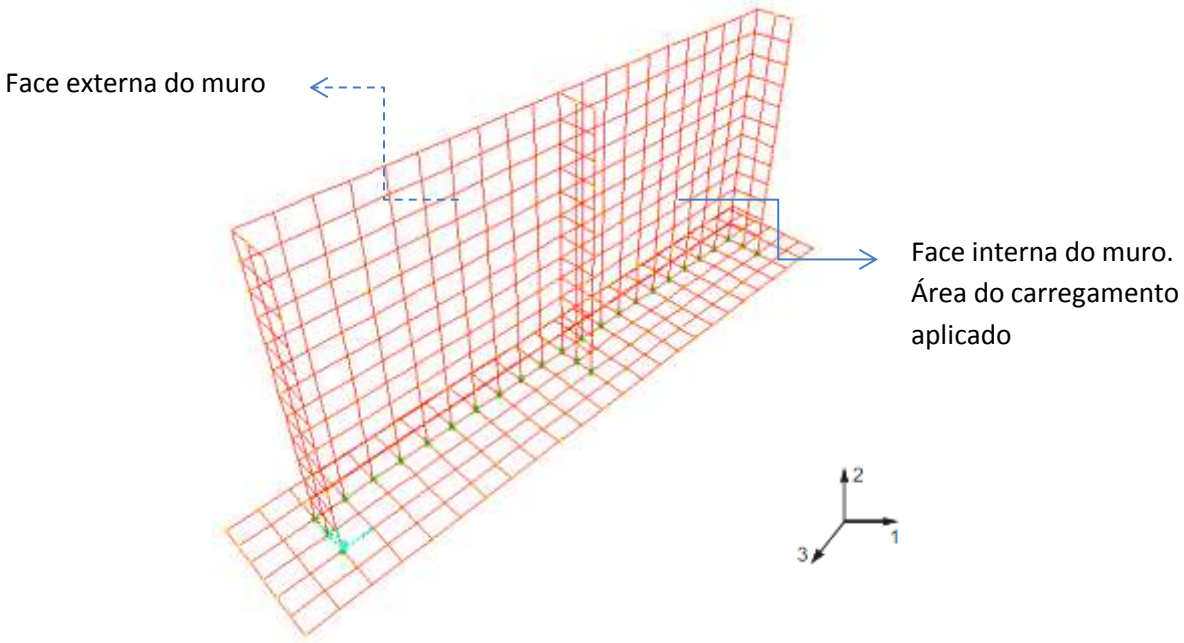


Figura 50: Discretização do muro com espaçamento 6,0m

5.6.2.1 Deslocamentos transversais – Muro 6,0m

A primeira análise se refere ao deslocamento transversal na direção 3. Percebe-se na figura 51, que se mantém o comportamento do muro com espaçamento de 1,5m, onde a inclusão das cintas não apresenta diferença considerável entre os deslocamentos. Na posição do contraforte os valores são muito próximos.

Comparando os valores nos dois tipo de muro tem-se que há um acréscimo de aproximadamente 20%, com o aumento do espaçamento entre os contrafortes, como observa-se na figura 52.

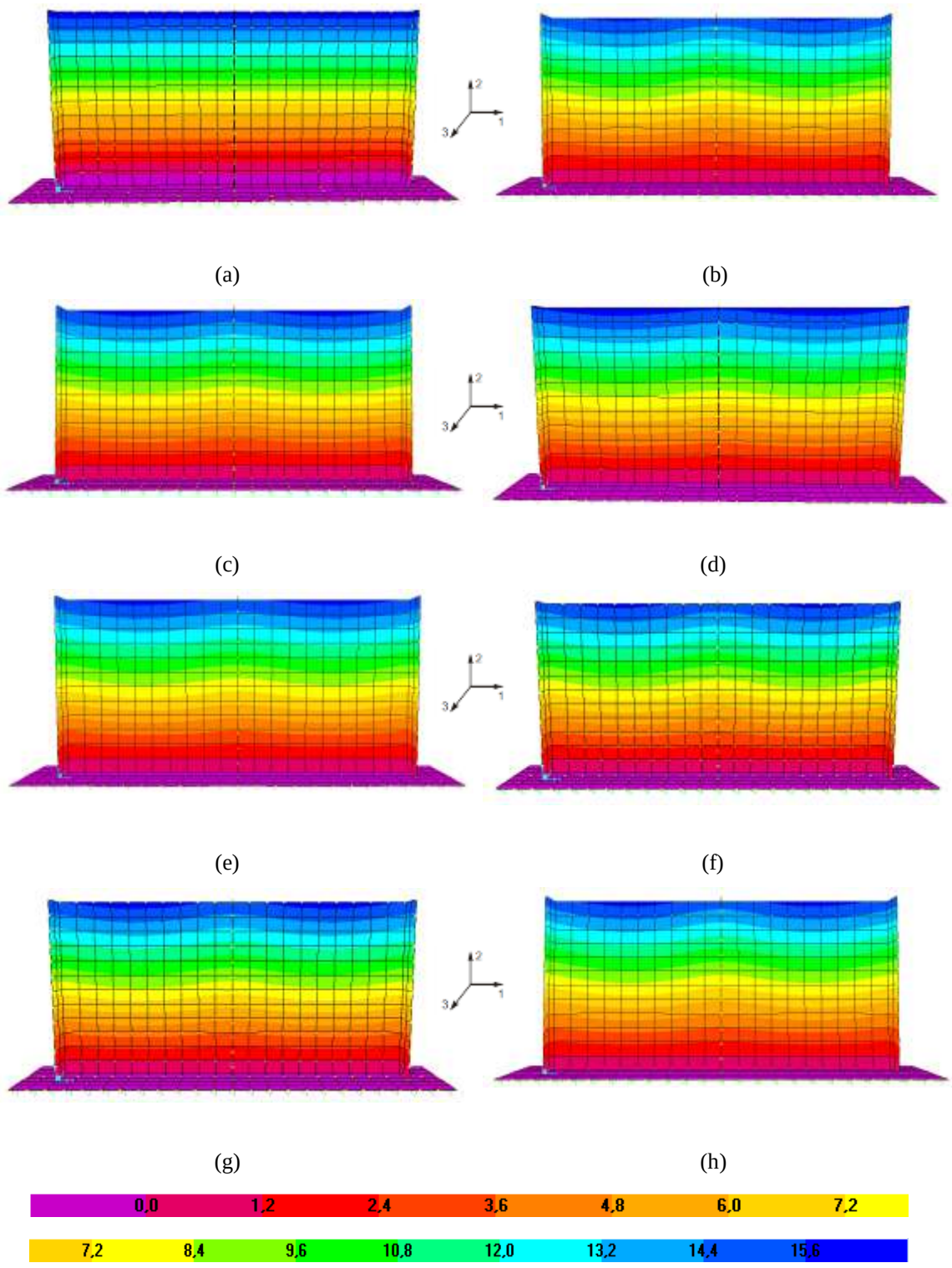


Figura 51: Deslocamentos transversais U3 (mm) para o muro 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

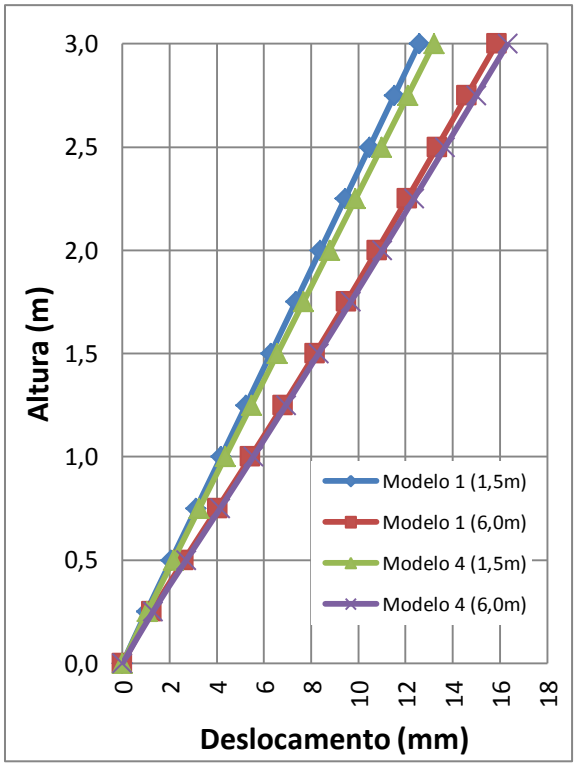


Figura 52: Comparativo entre os deslocamentos transversais U3 (mm) entre os contrafortes dos dois tipos de muro

5.6.2.2 Tensões normais verticais (S22) – Muro com 6,0m

A análise seguinte se refere às tensões S22 na face do muro onde está aplicado o carregamento, onde mais uma vez se observa o comportamento do primeiro tipo de estrutura. Verifica-se o surgimento de tensão de tração devido a inclusão das cintas, sendo da ordem de grandeza de 1,2MPa, conforme pode ser observado na figura 54.

Um aspecto observado no muro de 6,0m, em relação à interação entre o contraforte e o pano de alvenaria mobilizando as flanges da seção T, é que devido ao espaçamento entre os contrafortes as tensões são praticamente uniformes na altura da cinta inferior, não necessitando da referida cinta para tal mobilização.

Observa-se que mesmo com o aumento do espaçamento entre os contrafortes, se configura a seção com as flanges trapezoidais conforme sugeridas na Figura 32, respeitando o limite imposto pelo item 10.1.3 da NBR 15961-1:2011, que limita o comprimento efetivo da flange em seis vezes a espessura da parede e aumentando a base menor do trapézio em 0,10m, conforme pode ser visto nas áreas comprimidas das figuras 56 e 57.

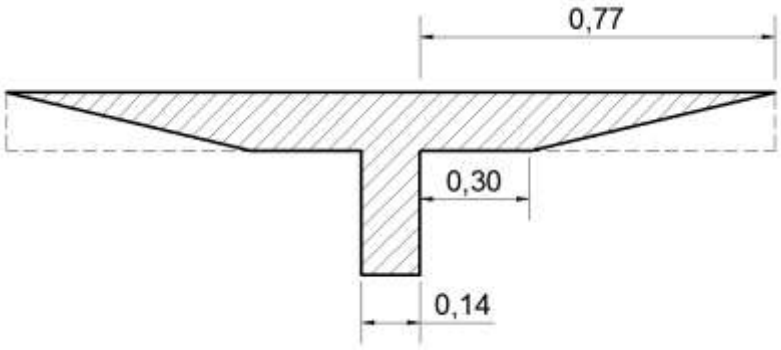


Figura 53: Modelo Proposto de Seção Transversal para painéis de alvenaria submetidos à flexão no muro de 6,0m

Com relação às tensões normais verticais ocorridas no contraforte, a Figura 54 ilustra o mesmo comportamento do muro anterior, onde não há alteração entre os resultados dos 8 modelos, e pode-se observar a ocorrência de intensidades significativas até a altura de 2,0 m, com máximo valor de tração igual a 9 MPa.

Observa-se na figura 56 o mesmo comportamento em relação a ocorrência de tração na base do muro, sendo esta com intensidade máxima de 2,4MPa, relativo ao modelo 1.

Comparando-se os valores dos dois tipos de muro, tem-se que em relação ao máximo no contraforte há um aumento da ordem de 45% e em relação ao máximo na base um acréscimo de aproximadamente 80% para a área tracionada e 57% para a área comprimida, conforme ilustram as figuras 55, 58 e 59.

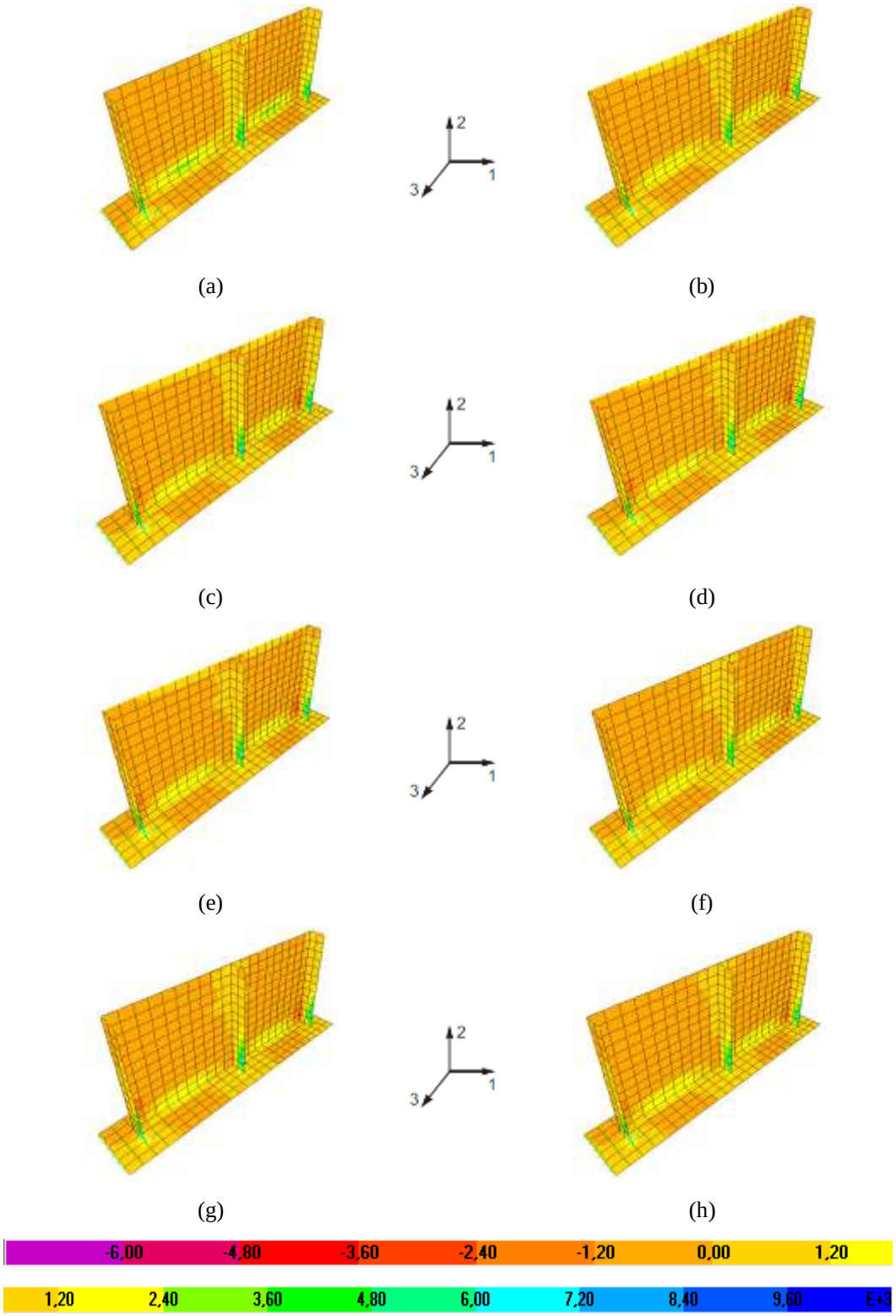


Figura 54: Tensões normais verticais S22 (kN/m²) no muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

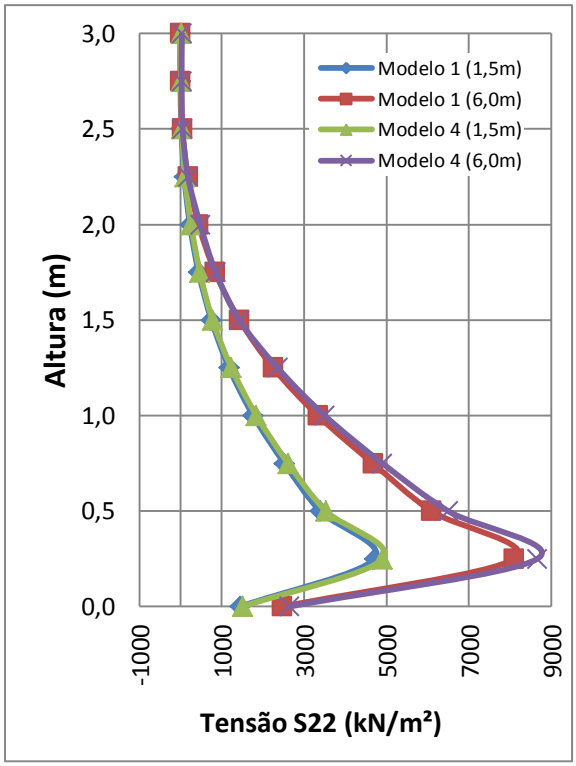


Figura 55: Comparativo das Tensões normais verticais S22 (kN/m²) na extremidade tracionada do contraforte central dos dois tipos de muro

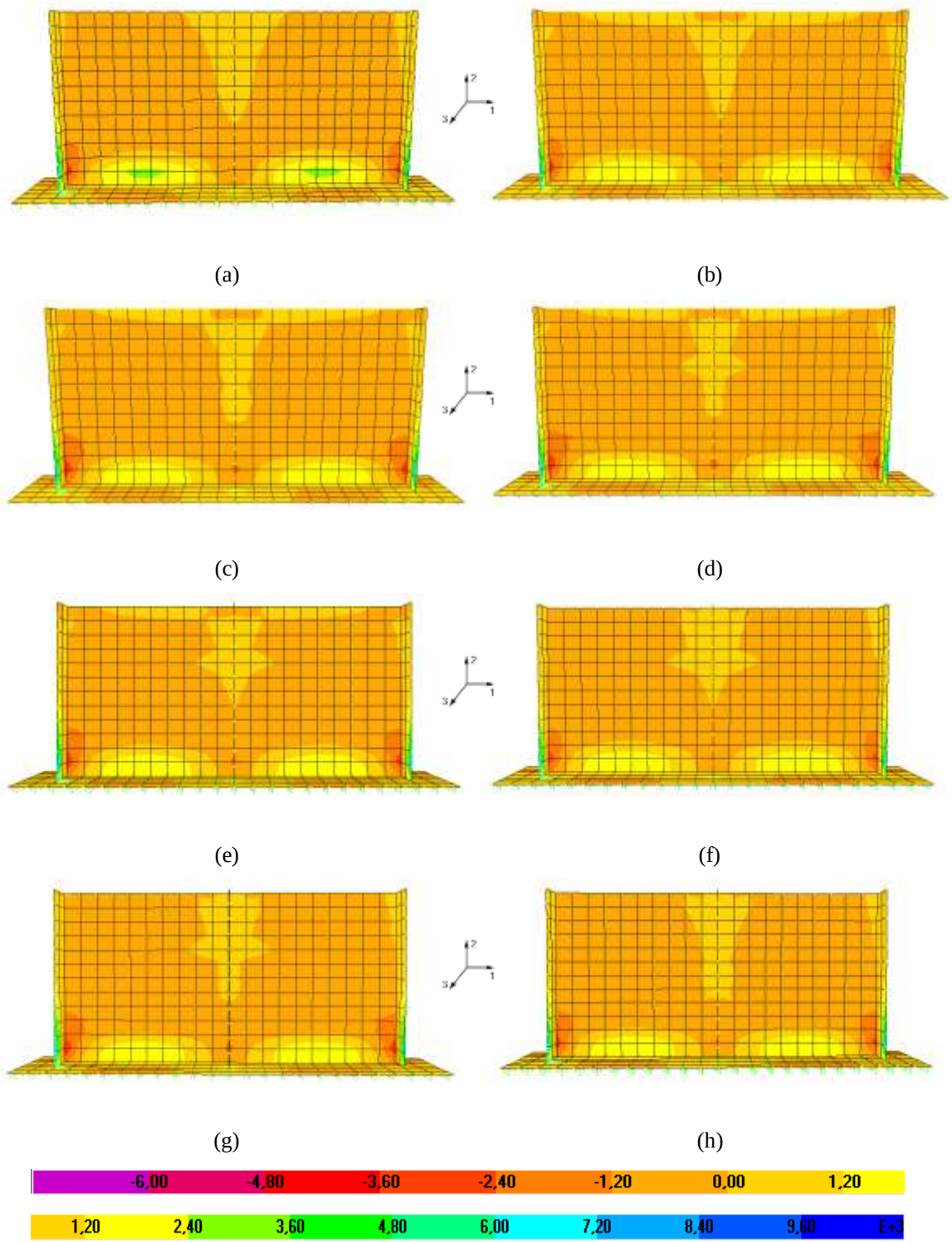


Figura 56: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado do contraforte para o muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

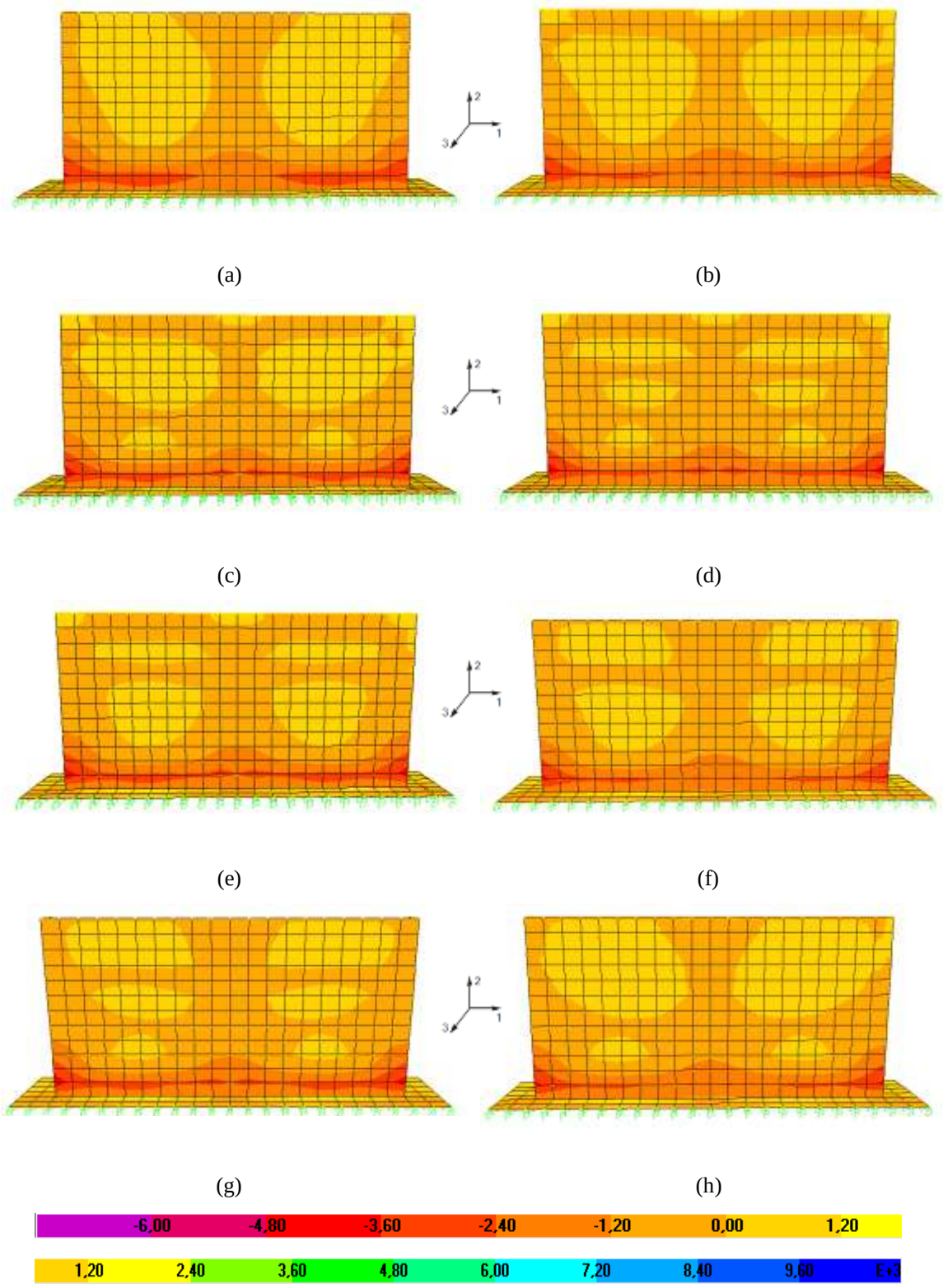


Figura 57: Tensões normais verticais (S22) (kN/m²) – vista no lado oposto do contraforte para o muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4;(e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

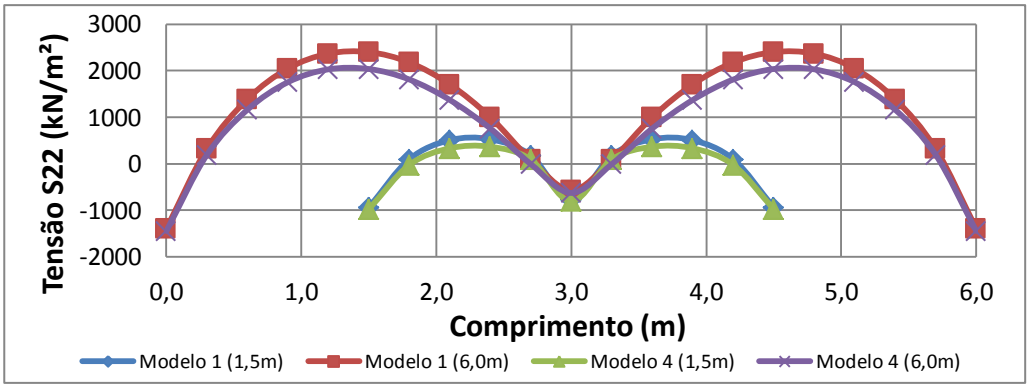


Figura 58: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado do contraforte dos dois tipos de muro

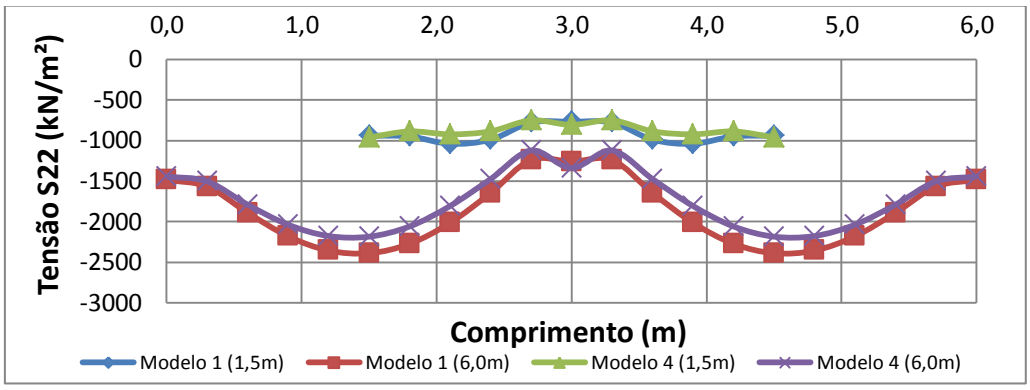


Figura 59: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) na base do muro vista no lado oposto do contraforte dos dois tipos de muro

5.6.2.3 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S13) – Muro 6,0m

Na sequencia foram avaliadas as tensões de cisalhamento S13, na direção transversal ao muro nas juntas verticais de argamassa, onde se observa que os máximos permanecem a uma distância de aproximadamente 30 cm dos contrafortes, tanto do central como daqueles nas extremidades, com um valor máximo igual a 0,08MPa para o modelo 1. Observa-se a inversão no sentido dessa tensão, ocorrendo a uma altura de aproximadamente 0,25m em relação à base do muro, tendendo a um valor nulo junto a base. Neste tipo de muro a adoção de cintas altera o sentido das tensões e as correspondentes regiões de ocorrência, sendo com menor intensidade em relação ao muro de 1,5m, como pode ser observado na Figura 61. Isto ocorre devido a extensão entre os contrafortes, que aumenta o efeito da flexão horizontal no muro em todo o painel. Analisando o aumento da intensidade em relação ao muro de 1,5m, observa-se que após uma altura de 1,5m ocorre um acréscimo aproximadamente constante da ordem de 50% em relação ao modelo 1. Comparando o modelo 4 percebe-se que os

valores são muito próximos, ocorrendo maiores diferenças nas regiões das cintas, conforme pode ser observado na figura 61. Verifica-se que mesmo com o aumento da distância entre os contrafortes as intensidades das tensões S13 permanecem muito baixas.

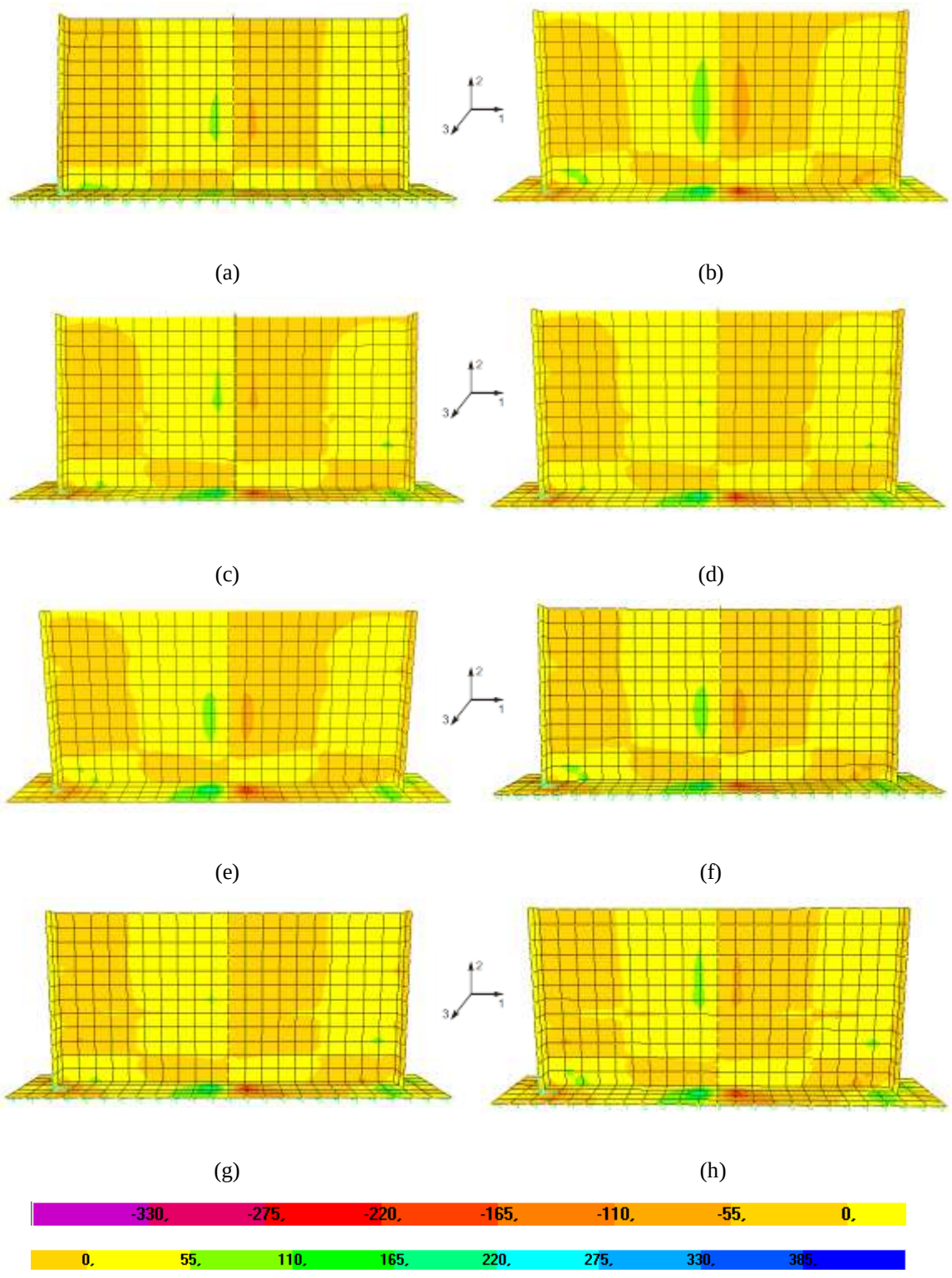


Figura 60: Tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) no muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

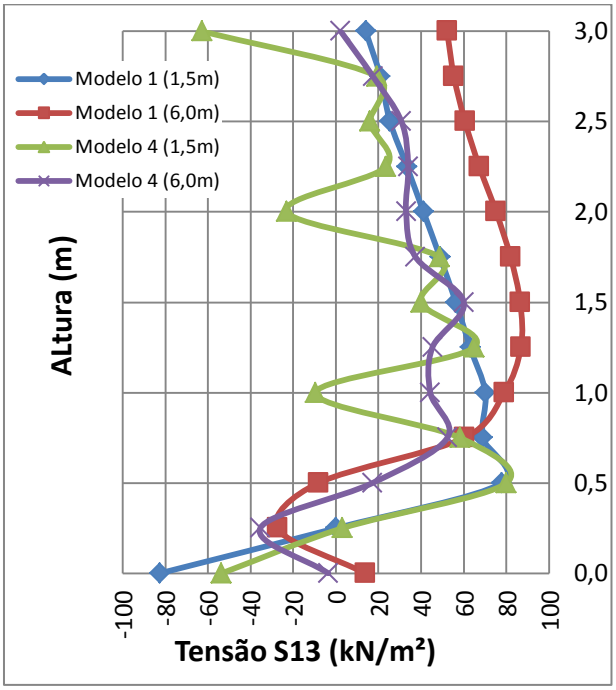


Figura 61: Comparativo das tensões de cisalhamento S13 (kN/m²) dos dois tipos de muro

5.6.2.4 Tensões de cisalhamento para flexão vertical (S23) – Muro 6,0m

Em relação ao cisalhamento S23, na direção transversal ao muro nas juntas horizontais de argamassa, verifica-se que permanece o comportamento do mesmo modo do muro de 1,5m, com uma região significativa com tensões de intensidade da ordem de 0,065 MPa, e que apenas a base do muro ficou submetida a intensidades relevantes de tensões, cujo valor máximo foi igual a 0,2 MPa. Seguem-se as mesmas recomendações para a armadura da base do muro.

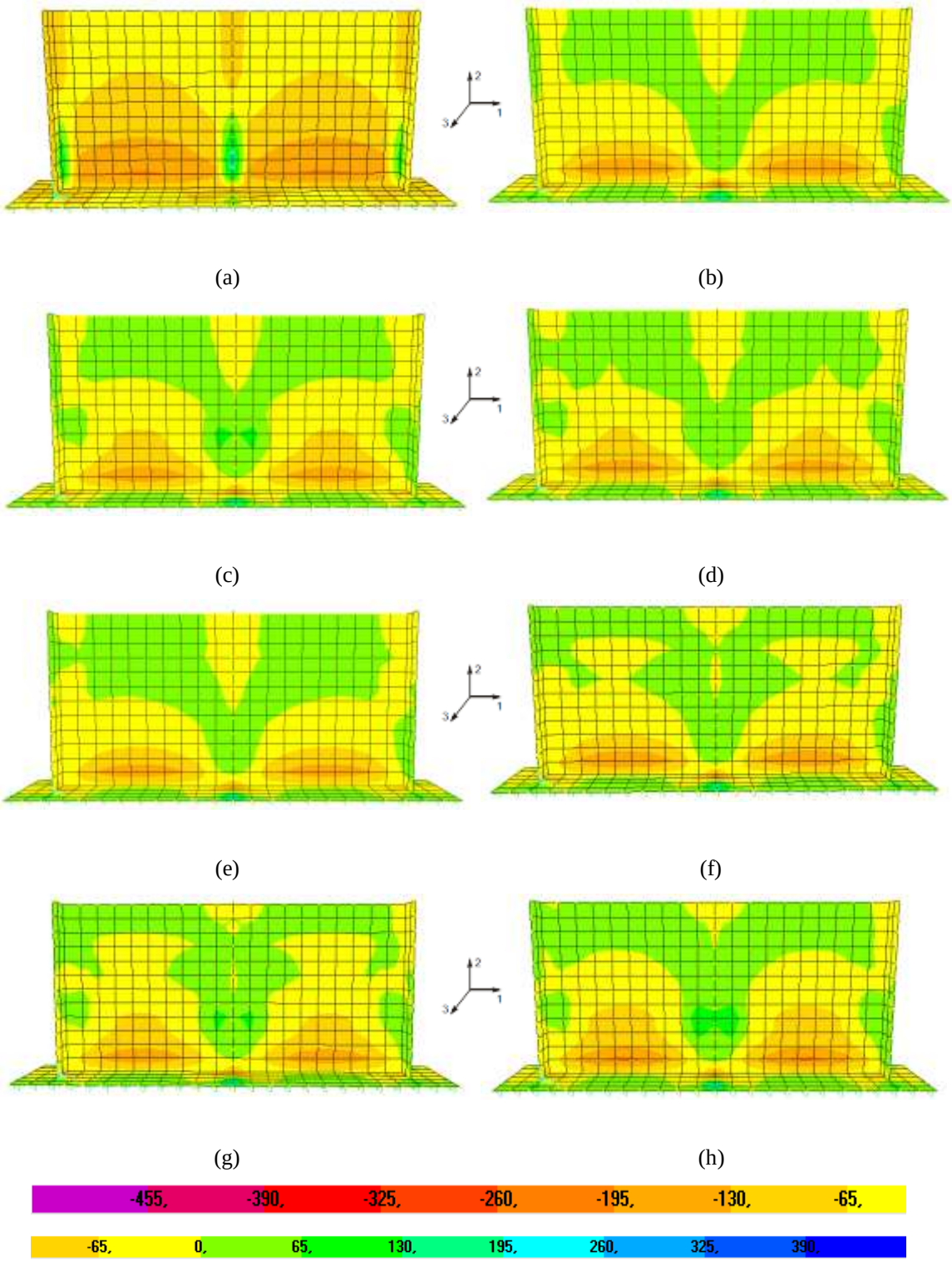


Figura 62: Tensões de cisalhamento S23 (kN/m²) no muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

5.6.2.5 Tensões de cisalhamento para flexão horizontal (S12) – Muro 6,0m

A próxima análise se refere às tensões de cisalhamento S12 no plano do muro e do contraforte e na direção vertical. Verificou-se que as máximas intensidades dessa tensão permanecem ocorrendo num pequeno trecho da parte inferior do muro próximo ao contraforte, sendo da ordem de 4,9 MPa, conforme se observa na Figura 63.

Verifica-se que não há diferença significativa entre os resultados de todos os modelos, como no muro de 1,5m, e que o máximo valor na interface ocorre próximo à base com intensidade igual a 0,9 MPa, ilustrado na Figura 64.

Considerando os valores de cálculo para a solicitação e a resistência ao cisalhamento, a segurança não fica assegurada pelo simples intertravamento dos blocos nas fiadas, pois $\tau_{vd} = 1{,}26$ MPa $>$ $f_{vd} = 0{,}175$ MPa. Somente após a cota 2,5 m a resistência supera a solicitação e o simples intertravamento das fiadas é suficiente para garantir a segurança ao cisalhamento, ou seja, praticamente toda a altura necessita de reforço com armadura na interface muro contraforte.

Comparando os dois tipos de muros tem-se que os valores ao longo da altura seguem a mesma tendência, com uma pequena alteração devido a inclusão da cinta inferior no muro de 6,0m. Entretanto, verifica-se um acréscimo na máxima intensidade de aproximadamente 50% em relação ao muro de 1,5m, conforme ilustrado pela Figura 64.

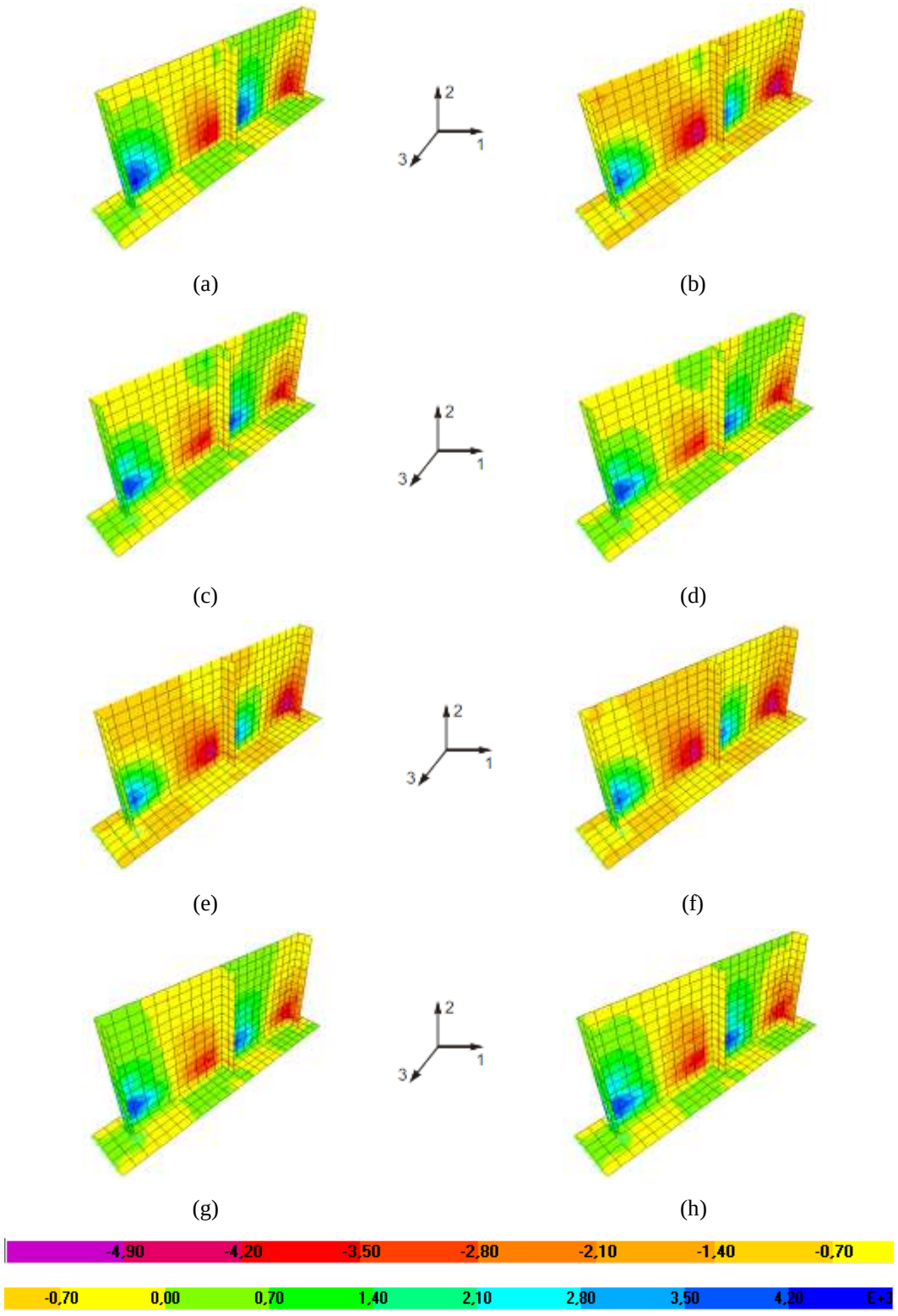


Figura 63: Tensões de cisalhamento S12 (kN/m²) no muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

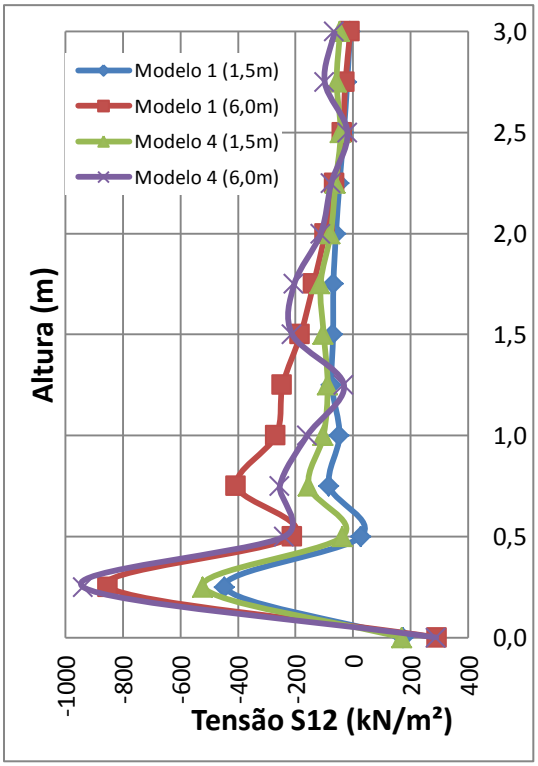


Figura 64: Comparativo da tensão de cisalhamento S12 (kN/m²) ao longo da altura na interface entre muro e contraforte dos dois tipos de muro

5.6.2.6 Momento fletor na direção vertical M22 – Muro 6,0m

Em relação à distribuição dos momentos fletores, tem-se que na análise do momento M22 é observado o mesmo comportamento do muro de 1,5m, em que no modelo 1 os momentos na porção central entre os contrafortes têm sempre o mesmo sentido, tracionando a face oposta conforme ilustrado na Figura 65, invertendo-se o sentido na base do muro.

Embora a existência das cintas reduza a intensidade dos momentos localmente, percebe-se que não há inversão na direção de M22, ao contrário do que ocorre no outro tipo de muro. Observa-se também a não redução da intensidade dos momentos entre as cintas, continuando a não haver qualquer benefício na adoção das cintas para o caso dos momentos M22, conforme se observa na Figura 66.

Comparando os valores entre os dois tipos de muro tem-se um acréscimo da ordem de 80% no valor do momento M22 na distância central entre os dois contrafortes, conforme observado na figura 66.

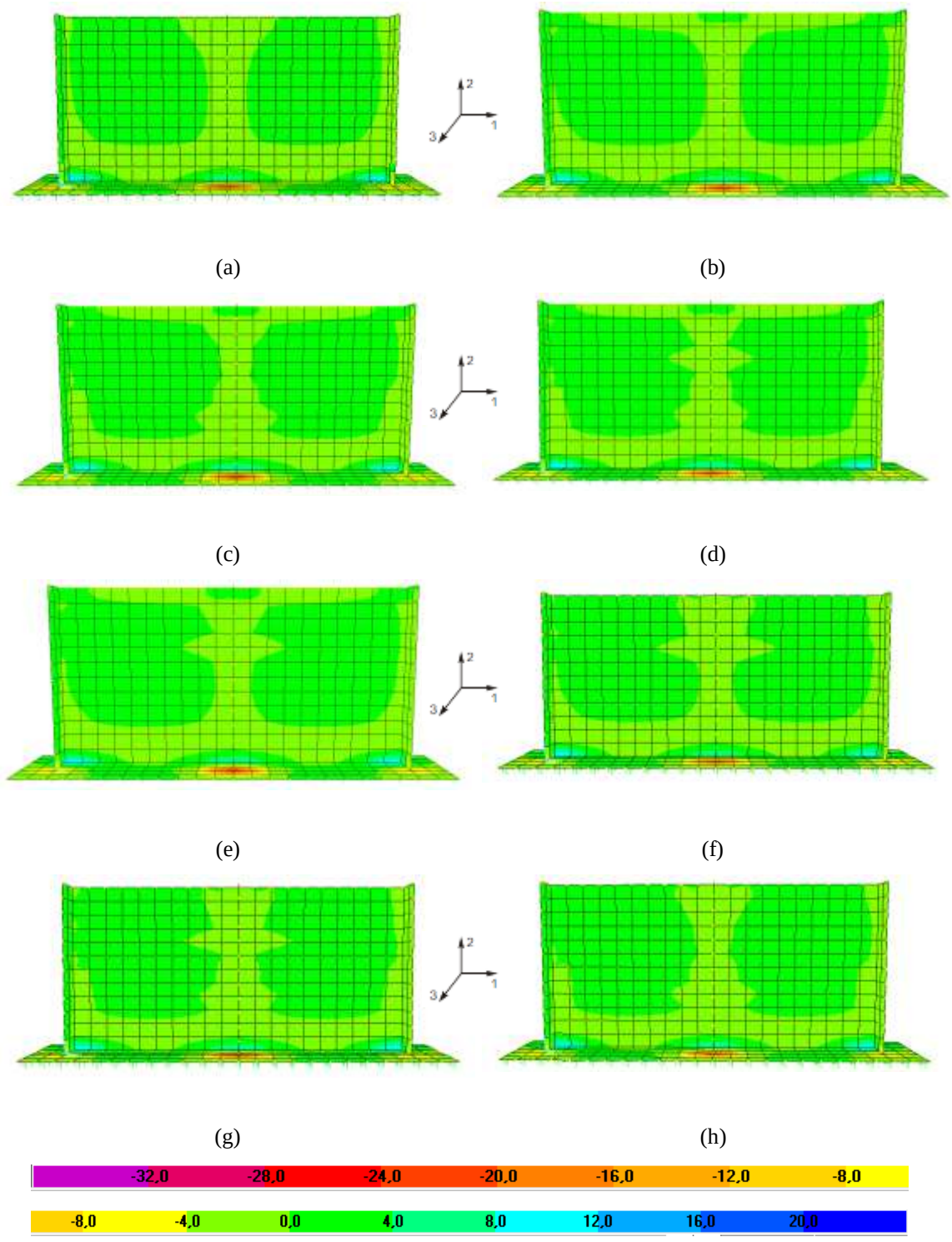


Figura 65: Momento Fletor M22 (kN.m) para o muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

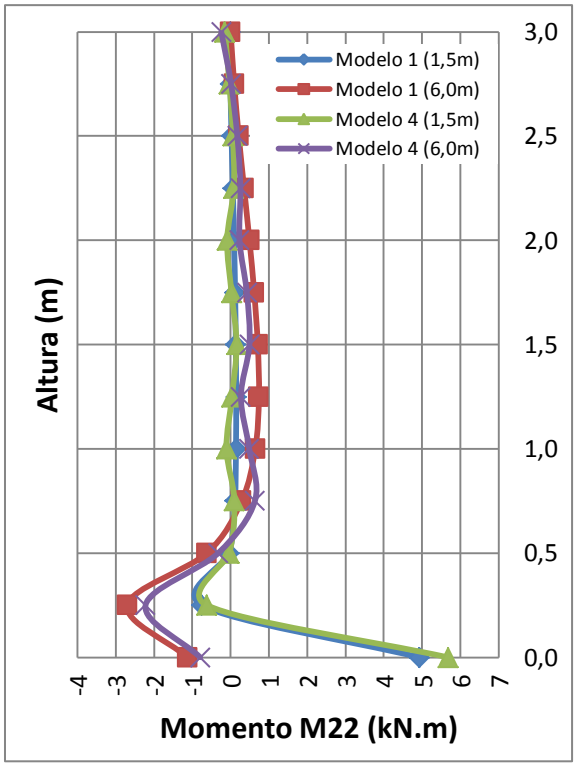


Figura 66: Comparativo Momento fletor M22 (kN.m) ao longo do alinhamento vertical distante 150 cm do contraforte central dos dois tipos de muro

5.6.2.7 Momento fletor na direção horizontal M11 – Muro 6,0m

Sobre a distribuição dos momentos M11 no muro de 6,0m percebe-se que permanece o comportamento onde os máximos ocorrem na porção central entre os contrafortes, e na região próxima ao contraforte central, tracionando faces opostas do muro.

Tem-se que a inclusão de cintas reduz os valores dos momentos em relação aos valores do modelo sem cinta, mas com intensidades menores comparando com o muro de 1,5m, conforme pode ser verificado nas Figuras 68, 69 e 70. A intensidade desses momentos é da mesma ordem de grandeza ou pouco maior que os momentos M22, demonstrando que continua o painel fletido de fato trabalhando nas duas direções.

Comparando os valores dos dois tipos de muro para a cinta superior, tem-se um acréscimo de 43% relativo ao modelo 1, e 68% relativo ao modelo 4, nos valores da região central entre os dois contrafortes, observado na Figura 68. Para a cinta intermediária observa-se um acréscimo de 32% relativo ao modelo 1, e 50% relativo ao modelo 4, para a mesma região, conforme a Figura 69. Por último na cinta inferior tem-se um acréscimo de 5% relativo ao modelo 1, e 25% relativo ao modelo 4 observado na Figura 70.

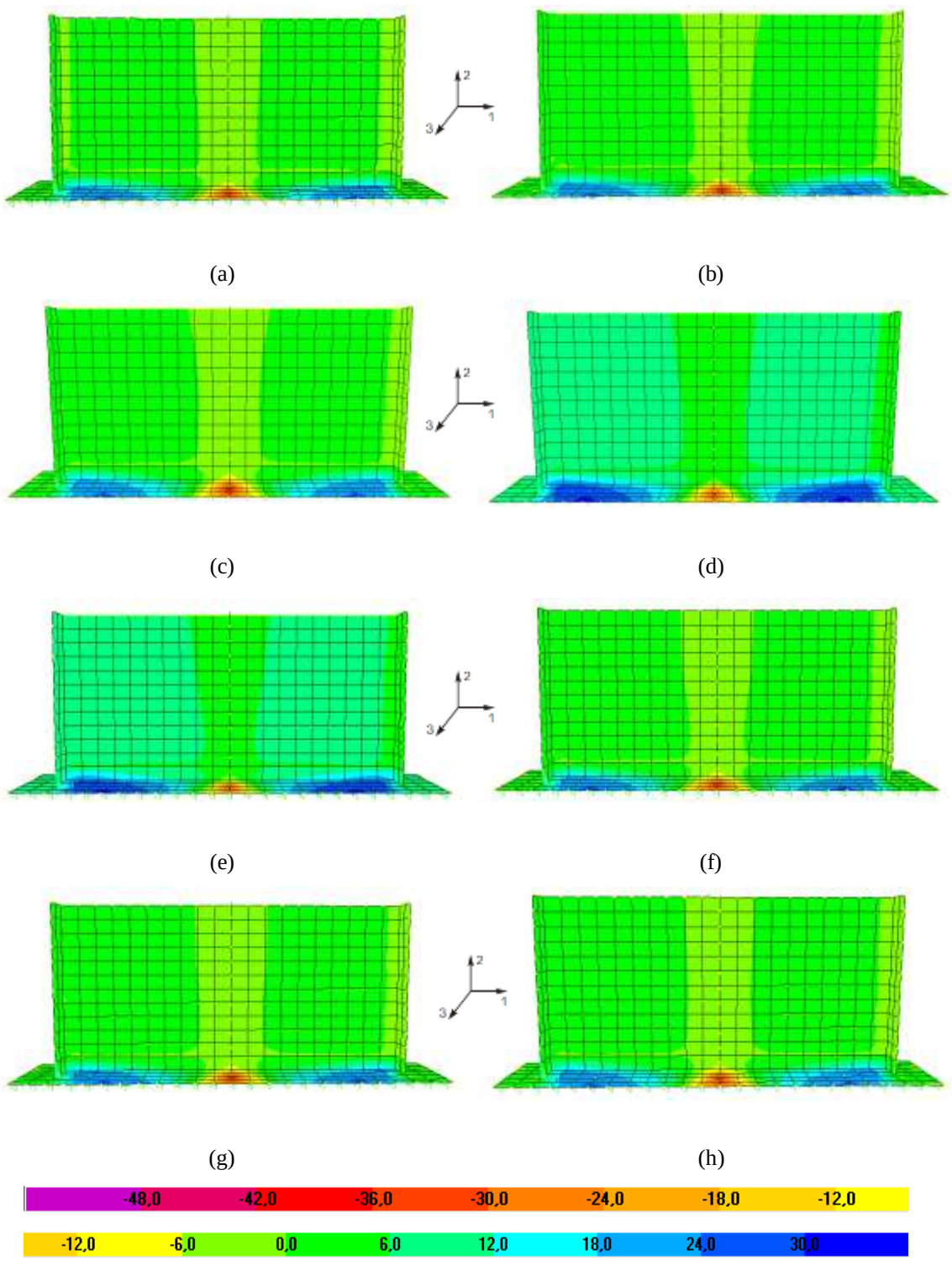


Figura 67: Momento Fletor M11 (kN.m) para o muro de 6,0m: (a) Modelo 1; (b) Modelo 2; (c) Modelo 3; (d) Modelo 4; (e) Modelo 5; (f) Modelo 6; (g) Modelo 7 e (h) Modelo 8

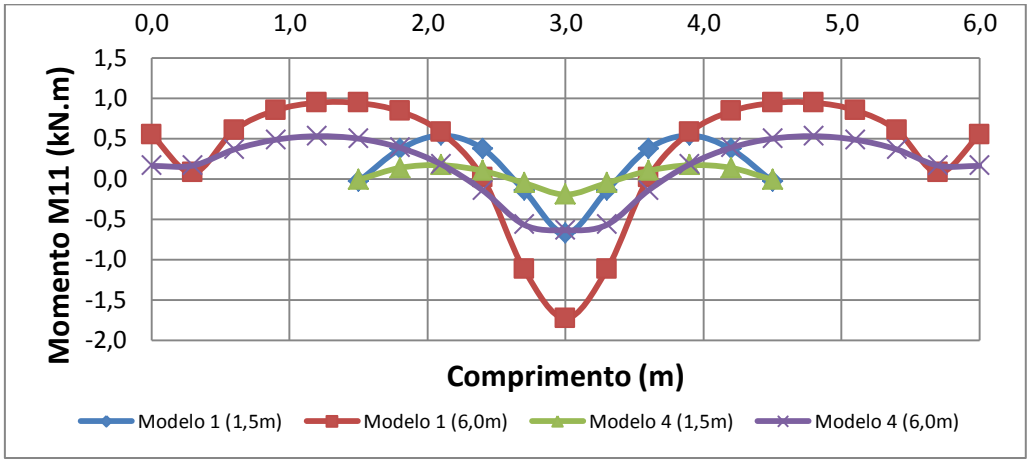


Figura 68: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas superior dos dois tipos de muro

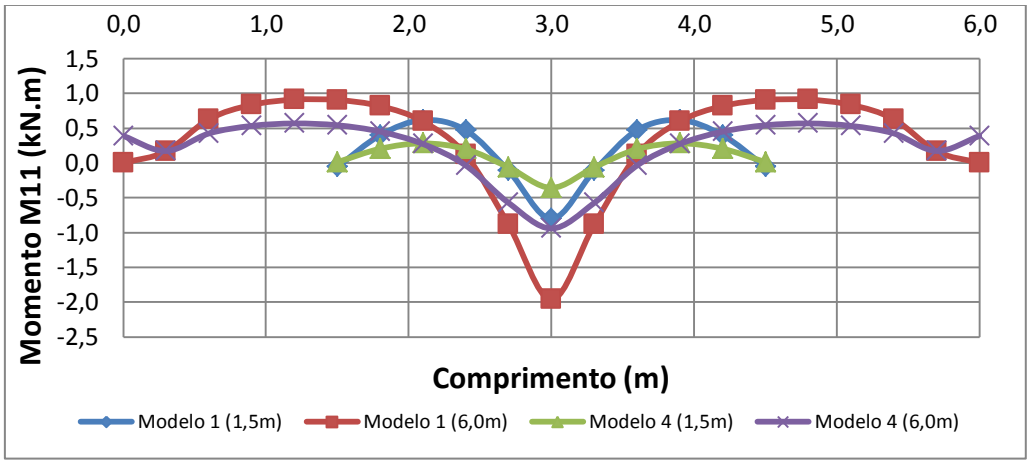


Figura 69: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas intermediária dos dois tipos de muro

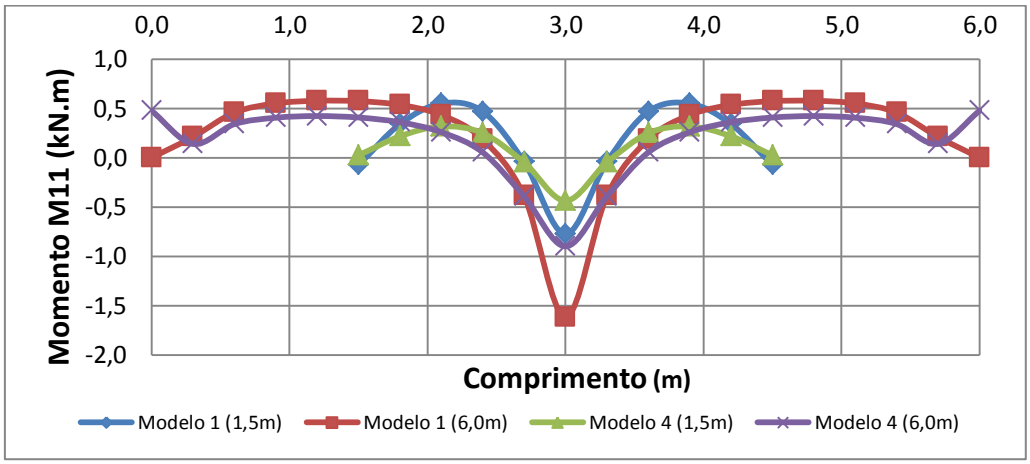


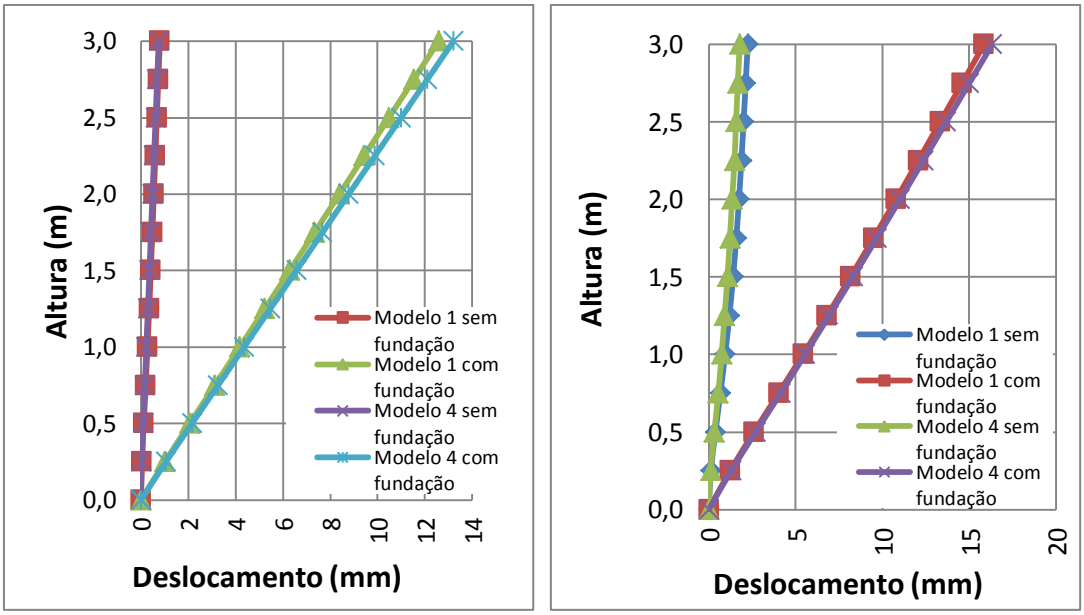
Figura 70: Comparativo entre Momento Fletor M11 (kN.m) na posição das cintas dos dois tipos de muro

6. IMPORTÂNCIA DA INCLUSÃO DO SOLO NA MODELAGEM

No início do estudo foram realizadas modelagens considerando a base do muro engastada cujos resultados se mostraram inconsistentes, estimulando a definição de um modelo mais robusto. As figuras seguintes revelam a importância da consideração do solo na modelagem do muro em questão, onde são comparados os modelos 1 (modelo sem cintas) com e sem fundação, e o modelo 4 (modelo com todas as cintas) com e sem fundação.

6.1 Deslocamentos transversais e tensões normais verticais (S22)

Na análise do deslocamento transversal U3 verificou-se um acréscimo de 1.500% na região central entre os contrafortes para o muro de 1,5m, observado na Figura 71a. Para o muro de 6,0m este acréscimo foi de 600%, conforme ilustrado na Figura 71b.



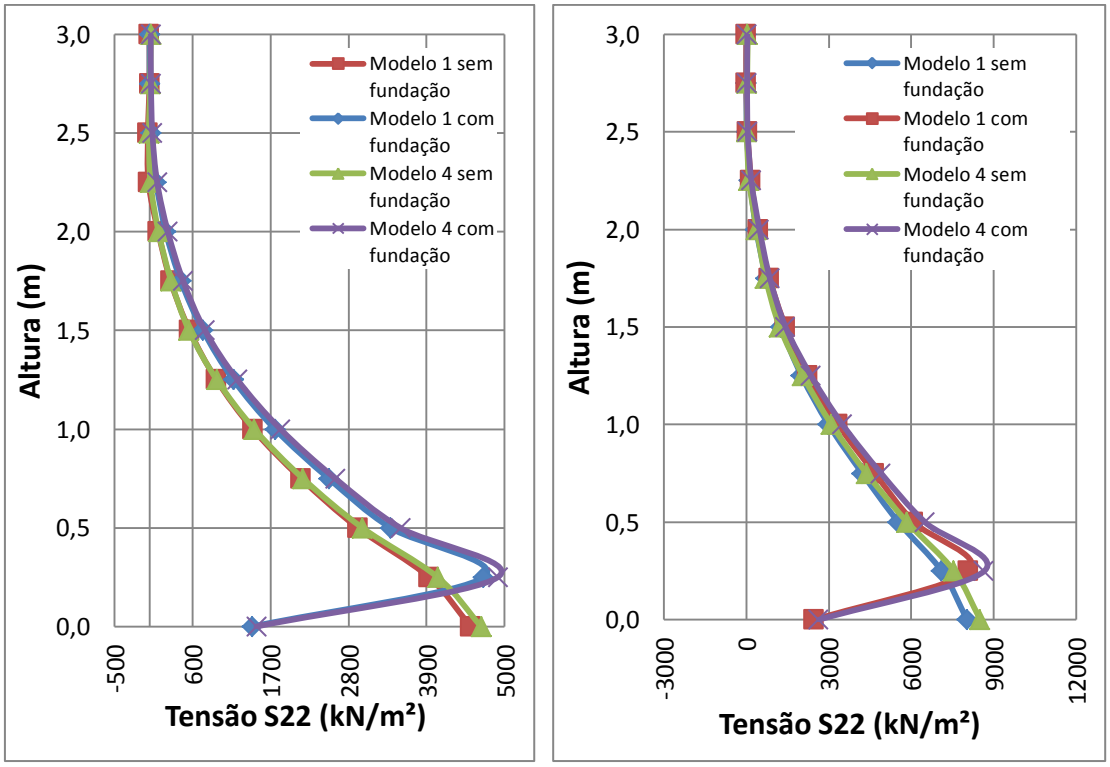
(a) (b)

Figura 71: Comparativo entre deslocamento transversal U3 (mm) no alinhamento vertical central da parede, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m

Em relação às tensões S22 no contraforte observa-se um acréscimo de 20% em média para o muro de 1,5m em relação ao modelo sem fundação. Verifica-se também que a estrutura de fundação ocasiona um decréscimo na tensão da base, associado à

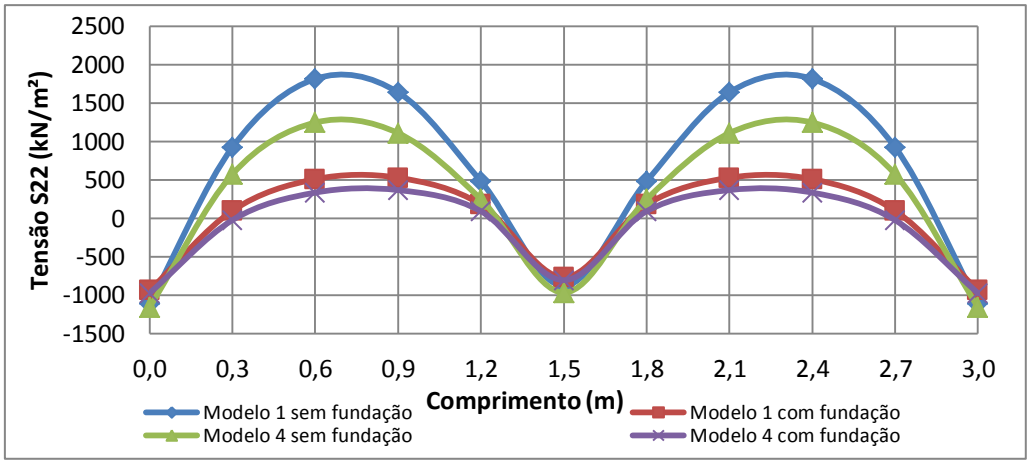
aplicação da carga vertical do maciço de solo retido sobre a fundação. No muro de 6,0m praticamente não houve alterações, exceto pelo decréscimo na base devido à carga vertical na fundação, conforme ilustrado nas Figuras 72a e 72b.

Esta alteração devido as tensões no elemento de fundação também está ilustrada nas figuras 73a e 73b, onde há um decréscimo da ordem de 356% no valor das tensões S22 máximas na base do muro nos modelos com fundação.

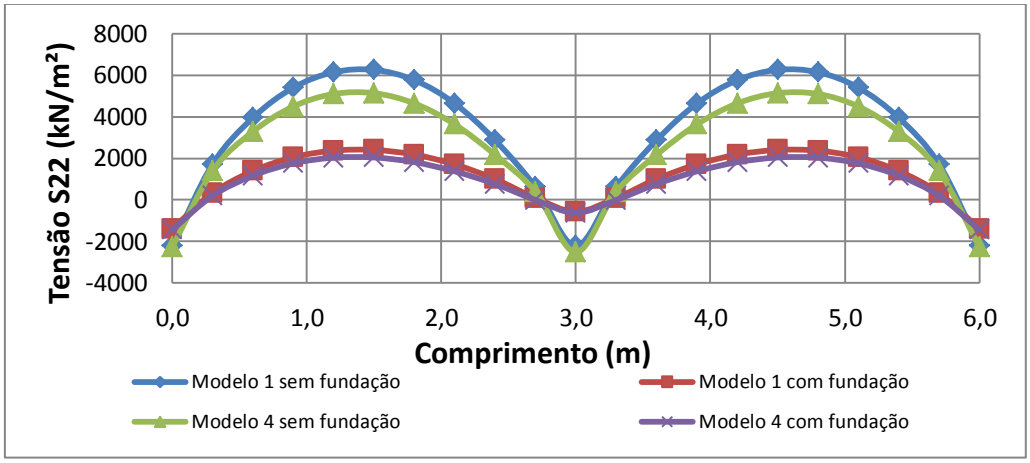


(a) (b)

Figura 72: Comparativo entre tensão normal vertical S22 (kN/m²) no contraforte, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m



a)

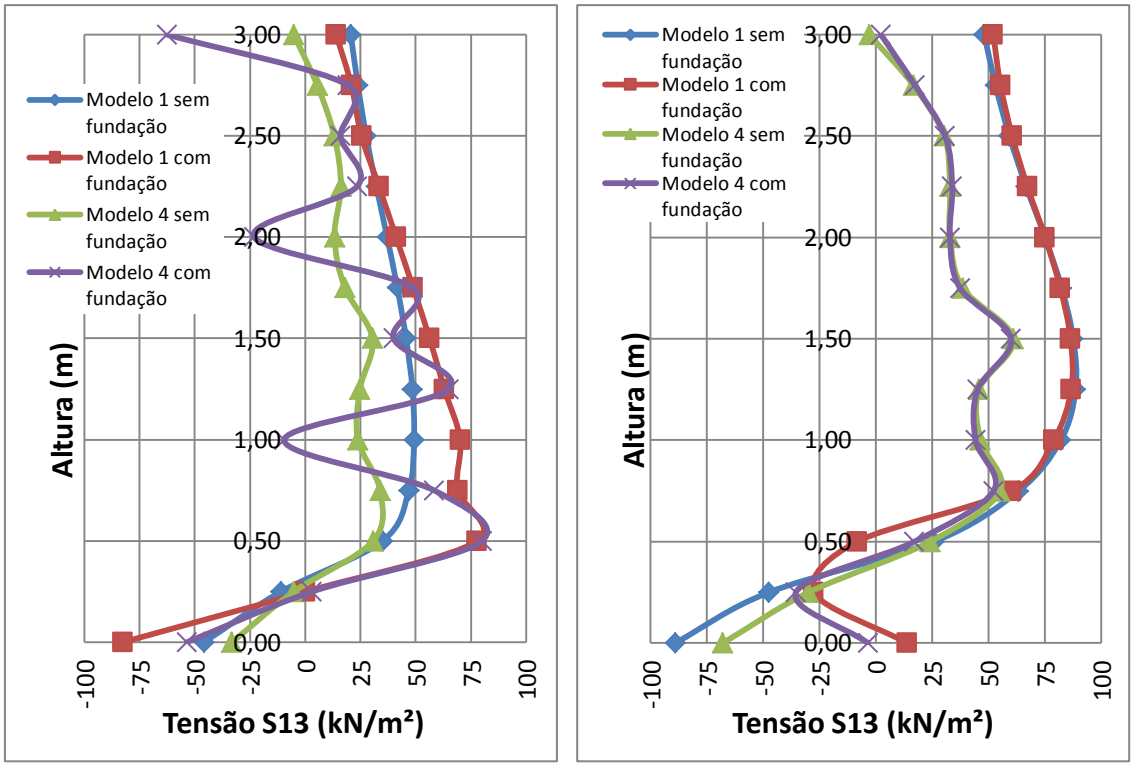


b)

Figura 73: Comparativo entre tensão normal vertical S22 (kN/m²) na base do muro, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m

6.2 Tensões de cisalhamento associadas à flexão horizontal (S13) e na junção contraforte-parede (S12)

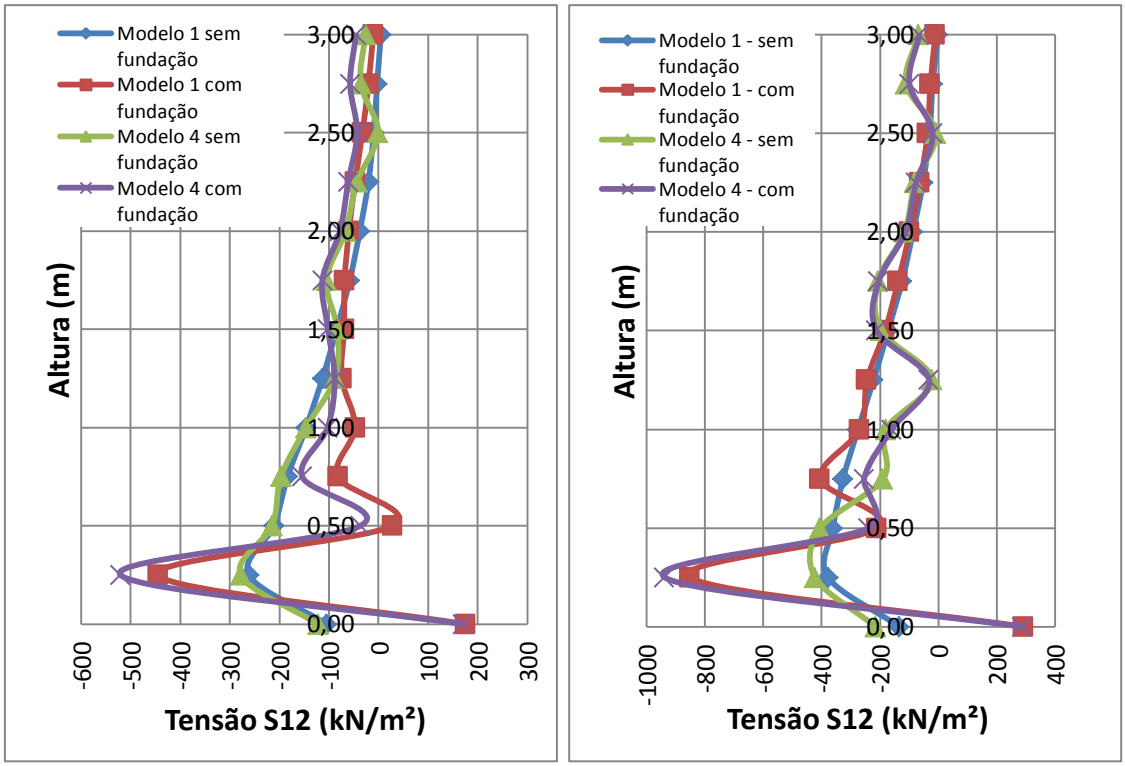
Observando as tensões de cisalhamento S13 tem-se que para o modelo 1 no mesmo muro há um acréscimo de tensão de até 120% à 50cm da base do muro devido a inclusão da fundação, ficando em média em 17%. Para o muro de 6,0m observa-se que praticamente não há alterações, exceto pelo decréscimo de tensão na base, conforme figuras 74a e 74b.



a) b)

Figura 74: Comparativo entre tensão de cisalhamento S13 (kN/m²) no alinhamento vertical, distante 30cm do contraforte central, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m

Em relação à tensão de cisalhamento S12, na junção entre o contraforte e a parede, observa-se nas figuras 75a e 75b, que há alterações consideráveis entre os modelos na parte inferior do muro. Em ambos os modelos pode-se considerar que não há alteração significativa na intensidade das tensões na metade superior do contraforte. Na base verificaram-se acréscimos da ordem de 150% para o muro de 1,5m e 200% para o muro de 6,0m ao se considerar a fundação.



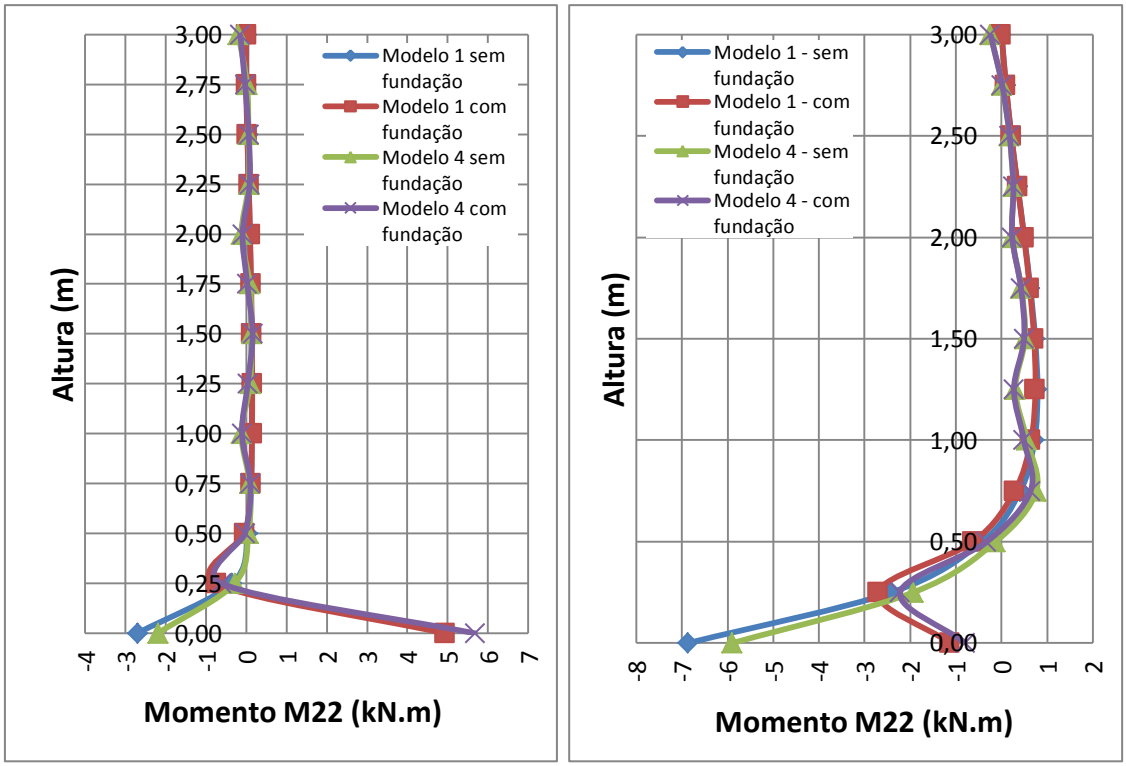
a) b)

Figura 75: Comparativo entre tensão de cisalhamento S12 (kN/m²) na junção do contraforte com a parede, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m

6.3 Momento fletor na direção vertical M22 e momento fletor na direção horizontal M11

Em relação aos momentos percebe-se que praticamente não se alteram com a inclusão do solo nos dois tipos de muro, exceto pela influência da fundação no momento M22.

Para o muro de 1,5m temos um acréscimo de 282% no valor do momento M22 na base. No muro de 6,0m o acréscimo foi de 84%, conforme pode ser visto na Figura 76. Em relação ao momento M11 o único local que houve uma alteração perceptível foi na cinta superior para o muro de 1,5m. Nela tem-se um aumento de 44% na posição do contraforte central para o modelo 1, conforme Figura 77.



a) b)

Figura 76: Comparativo entre momento fletor M22 (KN.m) no alinhamento vertical na meia distância entre os contrafortes, nos modelos com e sem fundação: a) Muro de 1,5m; b) Muro de 6,0m

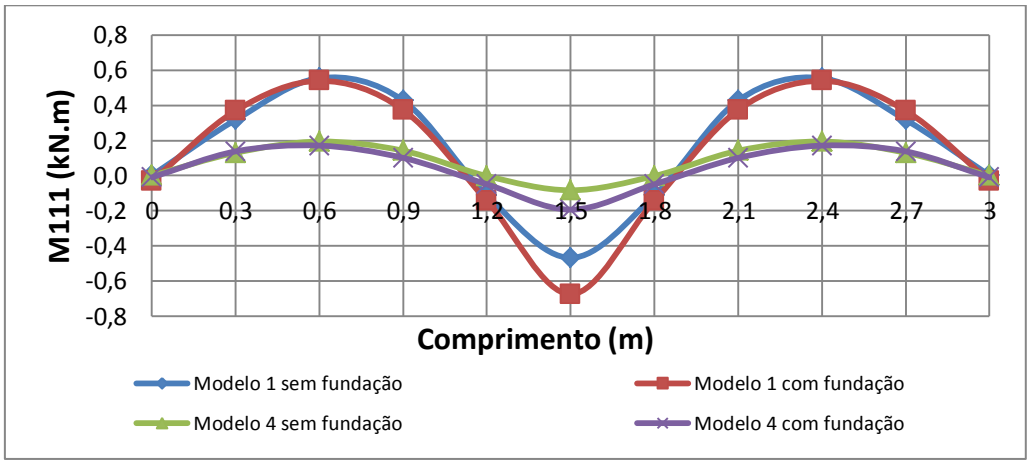


Figura 77: Comparativo entre momento fletor M11 (kN.m) na altura da cinta superior, nos modelos com e sem fundação, no Muro de 1,5m

7. ANÁLISES SIMPLIFICADAS

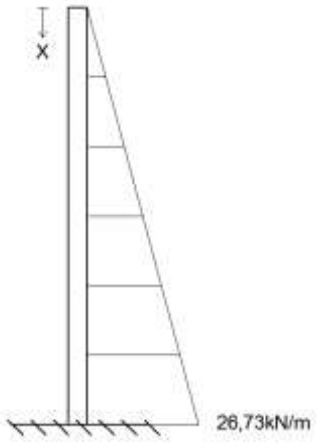
7.1 Introdução

Os itens seguintes tratam da avaliação de modelos simplificados comparando seus resultados com os obtidos pelas modelagens numéricas. Pretende-se com isso, verificar a real capacidade desses modelos simplificados em representar o comportamento da tipologia adotada de muros de arrimo com blocos vazados.

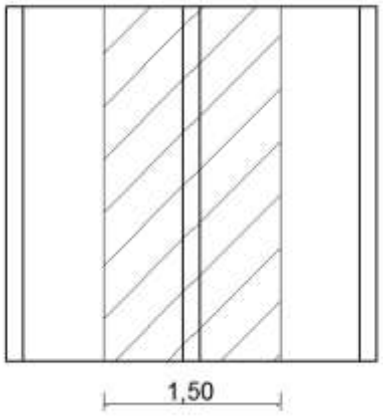
As análises se restringiram à determinação da tensão normal vertical (S22) na extremidade tracionada do contraforte, ao longo da altura do muro.

7.2 Análise do muro com contrafortes espaçados a cada 1,5m

O modelo simplificado consistiu na aplicação dos conceitos da Resistência dos Materiais na obtenção das funções dos esforços e no cálculo da tensão de tração na extremidade da seção do contraforte.



(a)



(b)

(c) (d)

Figura 78: Definição do carregamento aplicado no muro de 1,5m: a) Carga triangular do empuxo de terra; b) área de influência do contraforte central; (c) Seção transversal T; e (d) Seção transversal proposta

A partir do carregamento indicado na Figura 78a, obtiveram-se as seguintes funções para os esforços segundo o modelo simplificado:

$$q(x) = 8{,}91.x \quad \text{(equação7.1)}$$

$$V(x) = \int q(x)dx = 4{,}455.x^2 \quad \text{(equação 7.2)}$$

$$M(x) = \int V(x)dx = 1{,}485.x^3 \quad \text{(equação 7.3)}$$

As tensões de tração foram determinadas a partir da clássica expressão de tensões normais da Resistência dos Materiais:

$$\sigma = -\frac{M}{I}y \quad \text{(equação 7.4)}$$

Sendo: M o momento fletor na seção; I o momento de inércia da seção transversal; e y a distância do eixo neutro até a extremidade da seção.

A partir dessas considerações foram definidos 6 modelos para a determinação da tensão de tração S22:

- Modelo 1: calculado com momento fletor da equação 7.3 e seção T;
- Modelo 2: calculado com momento fletor da equação 7.3 e seção proposta;
- Modelo 3: calculado com momento fletor do modelo numérico e seção T;
- Modelo 4: calculado com momento fletor do modelo numérico e seção proposta;
- Modelo 5: tensão diretamente do modelo numérico sem fundação; e
- Modelo 5: tensão diretamente do modelo numérico com fundação.

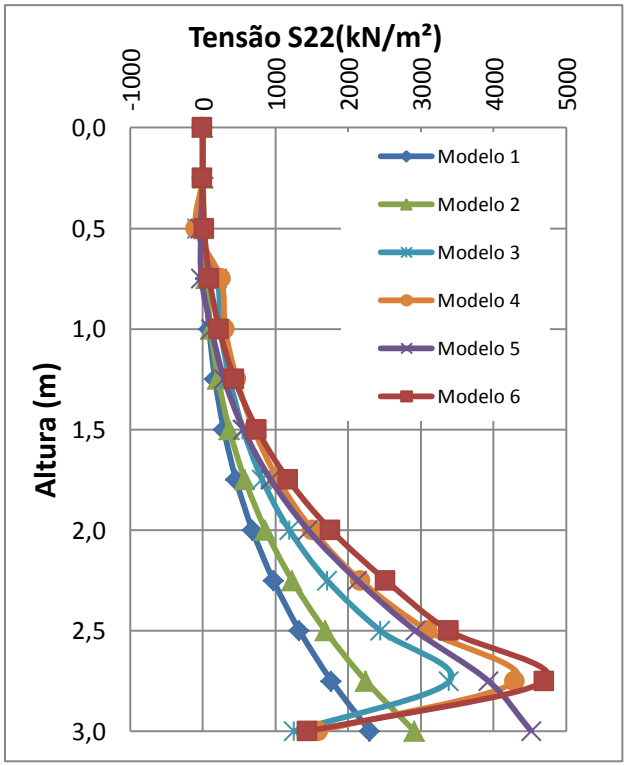


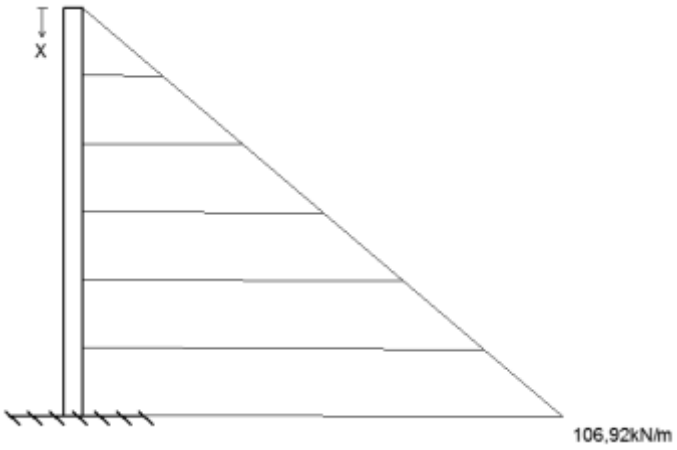
Figura 79: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central, para o muro de 1,5m

Observa-se na Figura 79 que os modelos 1 e 6 resultaram em tensões máximas de tração com intensidades 2,3MPa e 4,7MPa, respectivamente, correspondendo à diferença de 104%. Verifica-se também que o modelo 2 resultou em tensão 26,7% maior que o modelo 1, porém ainda bem menor que o modelo 6. Este resultado destaca a impossibilidade de emprego dos modelos simplificados (1 e 2) na previsão dos esforços e das tensões nas seções mais solicitadas, mesmo que seja considerado comportamento elástico linear para o material. Ainda que não se considere a interação solo-estrutura (modelo 5), os resultados dos modelos simplificados continuam discrepantes.

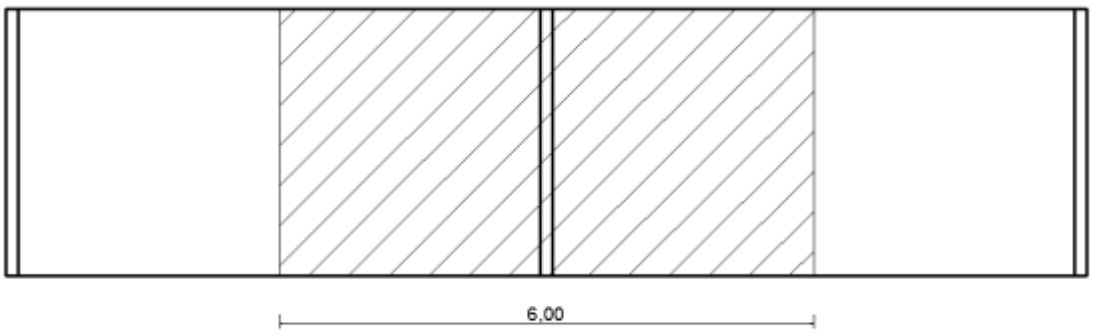
Ao se considerar os esforços provenientes do modelo numérico (modelos 3 e 4), percebe-se que apenas aquele que adotada a seção proposta se aproxima da tensão obtida no modelo numérico. Este é um indício de que a prescrição das normas NBR 15961-1 e NBR 15812-1 para definição de flanges não está adequada para o caso de muros com contrafortes espaçados.

7.3 Análise do muro com contrafortes espaçados a cada 6,0m

Para o muro com distância entre contrafortes de 6,0m foram calculadas as tensões de tração S22 na extremidade tracionada do contraforte para os modelos simplificados, de acordo com o carregamento da Figura 80 e equação 7.7. Determinou-se os 6 modelos definidos no item anterior e comparados na Figura 81.



(a)



(b)

Figura 80: Definição do carregamento aplicado no muro de 6,0m: (a) Carga triangular do empuxo de terra; (b) área de influência do contraforte central

$$q(x) = 35{,}64.x \quad \text{(equação 7.5)}$$

$$V(x) = \int q(x)dx = 17{,}82.x^2 \quad \text{(equação 7.6)}$$

$$M(x) = \int V(x)dx = 5{,}94.x^3 \quad \text{(equação 7.7)}$$

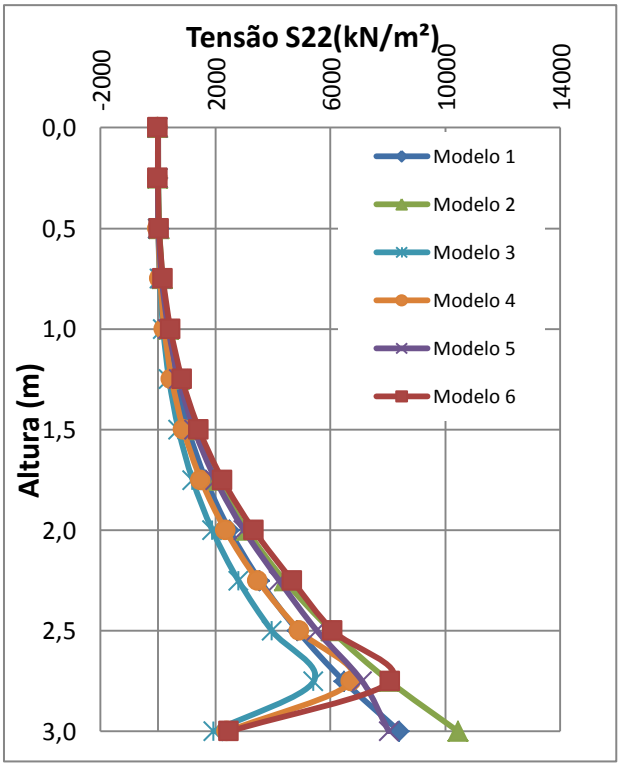


Figura 81: Comparativo das tensões normais verticais S22 (kN/m²) no contraforte central, para o muro de 6,0m

Percebe-se que no muro de 6,0m as diferenças entre os valores de todas as tensões calculadas, são bem menores em relação ao muro de 1,5m. Tem-se que o modelo 1, cujo momento fletor foi calculado pela equação de tensões normais e seção em T, apresenta máxima intensidade igual ao modelo 5, obtido na modelagem numérica sem os elementos de fundação, assim como a intensidade máxima do modelo 6 localizada à aproximadamente 0,75m da base. Com isso conclui-se que o modelo simplificado com flanges em T se adequa na previsão dos esforços e das tensões nas seções mais solicitadas para o muro com contrafortes distantes de 6,0m.

8. DIMENSIONAMENTO

8.1 Dimensionamento do Contraforte muro 1,5m

No dimensionamento do Contraforte considerou-se uma seção em T, sendo no comprimento da flange respeitado o limite imposto pela NBR 15961-1, no item 10.1.3, de $b_f \leq 6t$. Resistindo a um momento solicitande (M_k) de 59,15kN.m, intensidade retirada das respostas geradas na modelagem numérica. A armadura principal será disposta conforme a Figura 82, de acordo com a ABCI (1990), externa aos furos do contraforte, devido dificuldade de armação da estrutura.

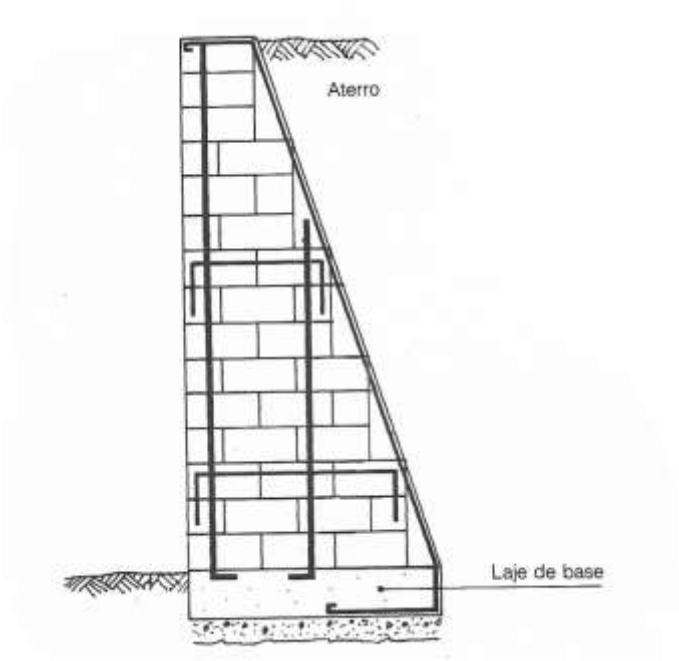


Figura 82: Detalhe da armação do contraforte, conforme ABCI (1990)

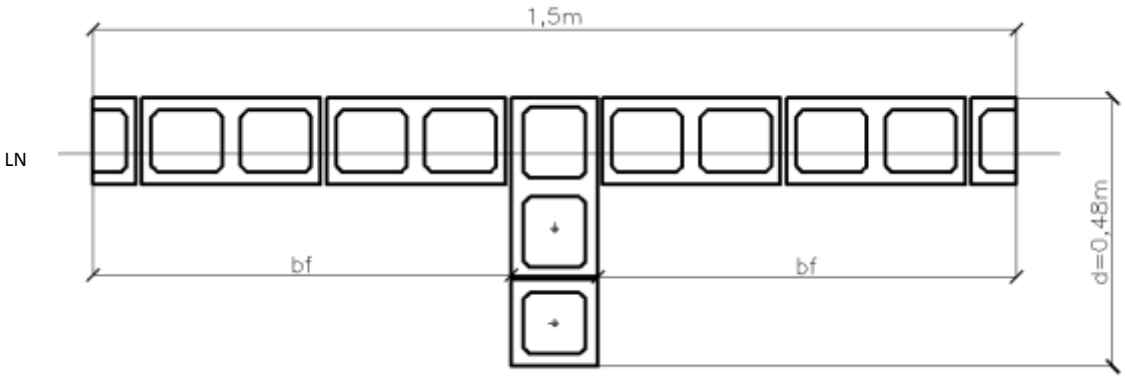


Figura 83: Seção transversal em T para o dimensionamento do muro de 1,5m

Para o muro de contrafortes distantes 1,5m tem-se:

$$b_f \leq 6t \qquad \text{Equação 8.1}$$

$$b_f \leq 6.0{,}14m$$

$$b_f \leq 0{,}84m$$

Devido à distância interna entre os contrafortes ser 1,36m, o máximo valor de b_f é de 0,68m. Por isso:

$$b_f = 0{,}68m$$

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d} \qquad \text{Equação 8.2}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 59,15kN.m;

b_w, largura da seção = 1,50m;

d, altura útil da seção = 0,48m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.59{,}15}{1{,}5.\,0{,}48^2.\,6{,}125.1000} = 0{,}039$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

KX=0,0603

Sendo:

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$x = KX.\,d$$

$$x = 0{,}0603.0{,}48$$

$$x = 0{,}03m$$

A altura da linha neutra corta a seção na mesa, como as regiões tracionadas da seção não trabalham, ou seja, não colaboram na resistência, o contraforte será calculado como tendo seção retangular.

Para o KMD=0,0400 tem-se:

$$KX = 0{,}0603$$

$$KZ = 0{,}9759$$

$$\varepsilon_c = 0{,}64\%_0$$

$$\varepsilon_s = 10\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.\,d.\,f_s} \qquad \text{Equação 8.3}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.59{,}15}{0{,}9759.0{,}48.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 3{,}98cm^2 \rightarrow 1\phi 25mm$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, f_s=0,5.f_{yd}. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x3{,}98cm^2 = 7{,}96cm^2 \rightarrow 2\phi 20mm\ e\ 2\phi 12{,}5mm.$$

8.2 Dimensionamento do Contraforte seção trapezoidal muro 1,5m

Será realizado o dimensionamento do contraforte considerando a seção trapezoidal sugerida conforme a Figura 32. Foram utilizados os mesmos parâmetros e equações empregadas no item anterior. Espera-se um acréscimo na seção de aço devido a diminuição da área comprimida resistente.

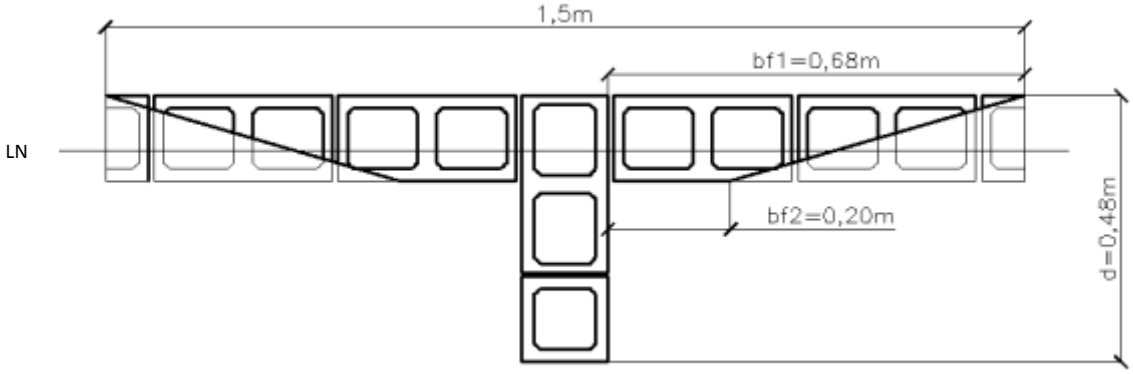


Figura 84: Seção transversal com flanges trapezoidais para o dimensionamento do muro de 1,5m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 59,15kN.m;

b_w, largura da seção = $2.\frac{b_{f1}+b_{f2}}{2} + h_f$;

h_f, largura do bloco = 0,14m;

d, altura útil da seção = 0,48m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.59{,}15}{1{,}02.0{,}48^2.6{,}125.1000} = 0{,}058$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

$$KX=0,0916$$

Sendo:

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$x = KX.d$$

$$x = 0,0916.0,48$$

$$x = 0,044m$$

A altura da linha neutra corta a seção na mesa, como as regiões tracionadas da seção não trabalham, ou seja, não colaboram na resistência, o contraforte será calculado como tendo seção retangular.

Para o KMD=0,0600 tem-se:

$$KX = 0,0916$$

$$KZ = 0,9634$$

$$\varepsilon_c = 1,01\%_0$$

$$\varepsilon_s = 10\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1,4.59,15}{0,9634.0,48.\frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 4,12cm^2 \rightarrow 1\phi 25mm$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, $f_s=0,5.f_{yd}$. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x4,12cm^2 = 8,24cm^2 \rightarrow 2\phi 20mm\ e\ 2\phi 12,5mm.$$

Como previsto houve um acréscimo de 3,4% na área de aço, o que acarreta em uma seção sub armada com a utilização da seção T para o dimensionamento.

8.3 Dimensionamento das Paredes muro 1,5m

As paredes serão dimensionadas para as flexões nas direções verticais e horizontais.

Para o dimensionamento devido a flexão vertical, tem-se o momento solicitante (Mk) igual a 7,14kN.m. Respeitando o diâmetro de armadura máximo de 25mm, conforme o item 12.4 da NBR 15961-1.

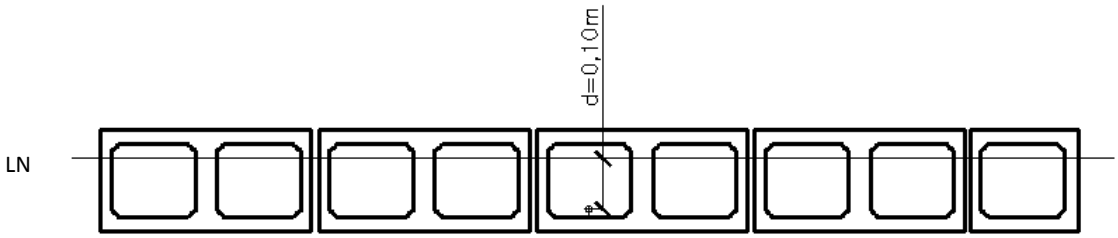


Figura 85: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão vertical para o muro de 1,5m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 7,14kN.m;

b_w, largura da seção =1m;

d, altura útil da seção = 0,10m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.7{,}14}{1.0{,}10^2.6{,}125.1000} = 0{,}163$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

Para o KMD=0,165 tem-se:

$$KX = 0{,}2723$$

$$KZ = 0{,}8911$$

$$\varepsilon_c = 3{,}5\%_0$$

$$\varepsilon_s = 9{,}35\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.7{,}14}{0{,}8911.0{,}10.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 2{,}58cm^2/m \rightarrow 1\phi 10mm\ c/30\ ou\ 1\phi 8mm\ c/15$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, f_s=0,5.f_{yd}. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x2{,}58cm^2 = 5{,}16cm^2 \rightarrow 1\phi 16mm\ c/30\ ou\ 1\phi 10mm\ c/15.$$

Para o dimensionamento da parede devido a flexão horizontal, tem-se M_k=2,8kN.m. Calcula-se a altura da linha neutra conforme a outra direção. Respeitando o diâmetro de armadura máximo de 6,3mm quando localizada em juntas de assentamentos, conforme item 12.4 da NBR 15961-1.

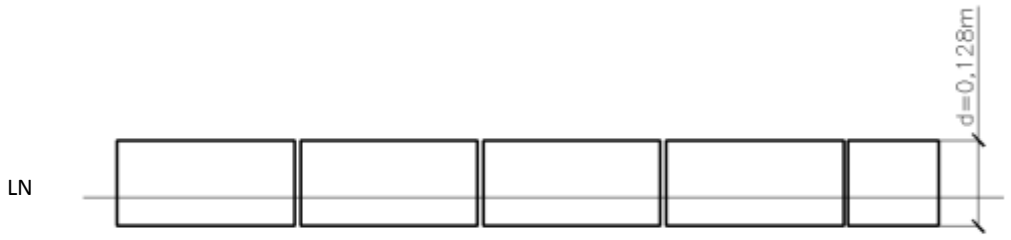


Figura 86: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão horizontal do muro de 1,5m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d.K}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 2,8kN.m;

b_w, largura da seção =1m;

d, altura útil da seção = 0,128m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

K, coeficiente de ortrotopia = 0,5

$$KMD = \frac{1{,}4.2{,}8}{1.0{,}128^2.6{,}125.1000.0{,}5} = 0{,}078$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

Para o KMD=0,0800 tem-se:

$$KX = 0{,}1238$$

$$KZ = 0{,}9505$$

$$\varepsilon_c = 1{,}41\%_0$$

$$\varepsilon_s = 10\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.2{,}8}{0{,}9505.0{,}128.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 0{,}74cm^2/m \rightarrow 1\phi 5mm\ c/20$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, f_s=0,5.f_{yd}. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x0{,}74cm^2 = 1{,}48cm^2 \rightarrow 1\phi 6.3mm\ c/20$$

A armadura horizontal deverá ser disposta na junta horizontal de argamassa no lado oposto ao contraforte.

8.4 Dimensionamento do Contraforte muro 6,0m

Para o dimensionamento do Contraforte espaçado de 6,0m considerou-se uma seção em T, sendo o comprimento da flange respeitando o limite imposto pela NBR 15961-1, no item 10.1.3, de $b_f \leq 6t$. Resistindo a um momento solicitante (M_k) de 103,41KN.m, sendo esse valor retirado das respostas geradas na modelagem numérica.

Para o muro de contrafortes distantes de 6,0m tem-se:

$$b_f \leq 6t$$

$$b_f \leq 6.0{,}14m$$

$$b_f \leq 0{,}84m$$

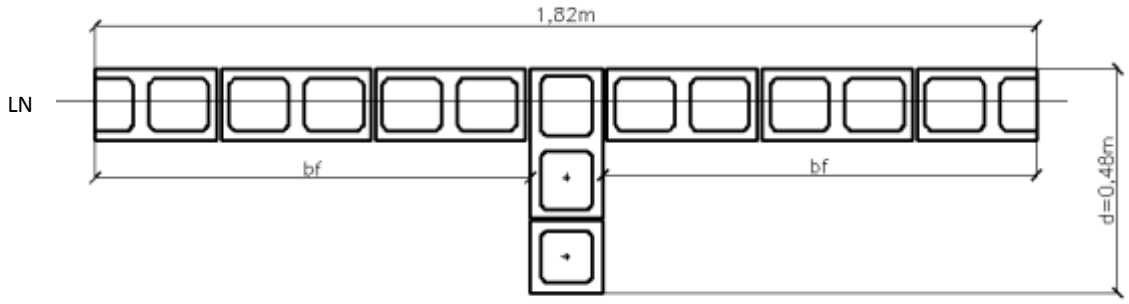


Figura 87: Seção transversal em T para o dimensionamento do muro de 6,0m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 103,41kN.m;

b_w, largura da seção = 1,82m;

d, altura útil da seção = 0,48m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.103{,}41}{1{,}82.0{,}48^2.6{,}125.1000} = 0{,}056$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

KX=0,0836

Sendo:

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$x = KX.d$$

$$x = 0{,}0836.0{,}48$$

$$x = 0{,}04m$$

A altura da linha neutra corta a seção na mesa, como as regiões tracionadas da seção não trabalham, ou seja, não colaboram na resistência, o contraforte será calculado como tendo seção retangular.

Para o KMD=0,0550 tem-se:

$$KX = 0{,}0836$$

$$KZ = 0{,}9665$$

$$\varepsilon_c = 0{,}91\%_0$$

$$\varepsilon_s = 10\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.103{,}41}{0{,}9665.0{,}48.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 7{,}18cm^2 \rightarrow 1\phi 25mm\ e\ 1\phi 20mm$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, $f_s=0{,}5.f_{yd}$. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x7{,}18cm^2 = 14{,}36cm^2 \rightarrow 2\phi 25mm\ e\ 2\phi 16mm.$$

8.5 Dimensionamento do Contraforte seção trapezoidal muro 6,0m

Será realizado o dimensionamento do contraforte considerando a seção trapezoidal sugerida conforme a Figura 53. Foram utilizados os mesmos parâmetros e equações empregadas no item anterior. Como ocorreu no muro de 1,5m espera-se um acréscimo na seção de aço devido a diminuição da área comprimida resistente.

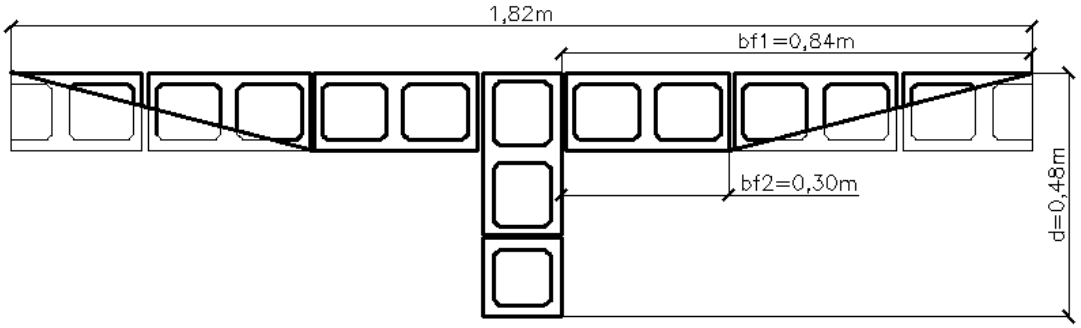


Figura 88: Seção transversal com flanges trapezoidais para o dimensionamento do muro de 6,0m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 103,41kN.m;

b_w, largura da seção = $2.\frac{b_{f1}+b_{f2}}{2} + h_f$;

h_f, largura do bloco = 0,14m;

d, altura útil da seção = 0,48m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.103{,}41}{1{,}28.0{,}48^2.6{,}125.1000} = 0{,}08$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

$$KX=0,1238$$

Sendo:

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$x = KX.d$$

$$x = 0,1238.0,48$$

$$x = 0,059m$$

A altura da linha neutra corta a seção na mesa, como as regiões tracionadas da seção não trabalham, ou seja, não colaboram na resistência, o contraforte será calculado como tendo seção retangular.

Para o KMD=0,0800 tem-se:

$$KX = 0,1238$$

$$KZ = 0,9505$$

$$\varepsilon_c = 1,41‰$$

$$\varepsilon_s = 10‰$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1,4.103,41}{0,9505.0,48.\frac{50}{1,15}}$$

$$A_s = 7,30cm^2 \rightarrow 1\phi 25mm\ e\ 1\phi 20mm$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, $f_s=0,5.f_{yd}$. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x7,30cm^2 = 14,60cm^2 \rightarrow 2\phi 25mm\ e\ 2\phi 20mm.$$

Como previsto houve um acréscimo de 1,64% na área de aço, o que acarreta em uma seção sub armada com a utilização da seção T para o dimensionamento.

8.6 Dimensionamento das Paredes muro 6,0m

As paredes serão dimensionadas para as flexões nas direções verticais e horizontais.

Para o dimensionamento devido a flexão vertical, tem-se o momento solicitante (M_k) igual a 12kN.m. Respeitando o diâmetro de armadura máximo de 25mm, conforme o item 12.4 da NBR 15961-1.

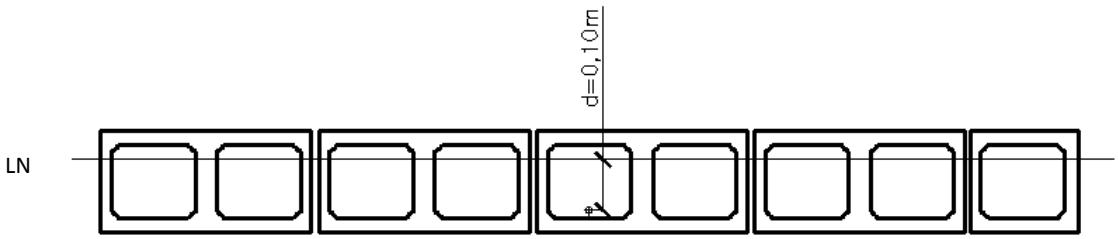


Figura 89: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão vertical do muro de 6,0m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 12kN.m;

b_w, largura da seção =1m;

d, altura útil da seção = 0,10m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

$$KMD = \frac{1{,}4.12}{1.0{,}10^2.6{,}125.1000} = 0{,}274$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

Para o KMD=0,275 tem-se:

$$KX = 0{,}5074$$

$$KZ = 0{,}7970$$

$$\varepsilon_c = 3{,}5\%_0$$

$$\varepsilon_s = 3{,}40\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.12}{0{,}7970.0{,}10.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 4{,}85cm^2/m \rightarrow 1\phi 16mm\ c/30\ ou\ 1\phi 10mm\ c/15$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, $f_s=0{,}5.f_{yd}$. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x4{,}85cm^2 = 9{,}70cm^2 \rightarrow 1\phi 25mm\ c/30\ ou\ 1\phi 16mm\ c/15.$$

Para o dimensionamento da parede devido a flexão horizontal, tem-se M_k=6kN.m. Calcula-se a altura da linha neutra conforme a outra direção. Respeitando o diâmetro de armadura máximo de 6,3mm quando localizada em juntas de assentamentos, conforme item 12.4 da NBR 15961-1.

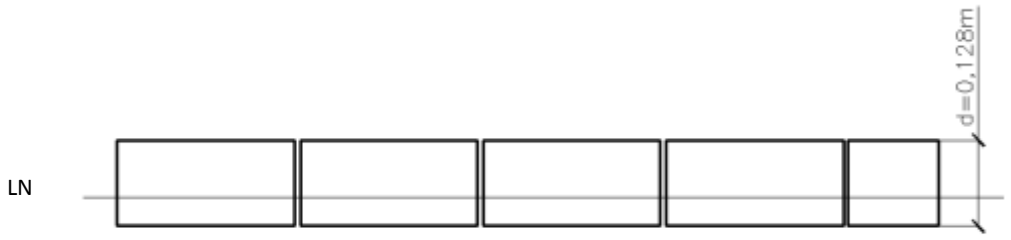


Figura 90: Seção transversal da parede para o dimensionamento devido a flexão horizontal para o muro de 6,0m

Verificando o equilíbrio da seção e utilizando as equações adimensionais tem-se:

$$KMD = \frac{1{,}4.M_k}{b_w.d^2.f_d.K}$$

Sendo: M_k, momento fletor solicitante = 6kN.m;

b_w, largura da seção =1m;

d, altura útil da seção = 0,128m;

f_d, resistência de cálculo da alvenaria = $\frac{0{,}7.f_{pk}}{\gamma m}$;

f_{pk}, resistência característica do prisma, considerando todos os furos grauteados, do bloco de 10MPa = 12,25MPa.

K, coeficiente de ortrotopia = 0,5

$$KMD = \frac{1{,}4.6}{1.0{,}128^2.6{,}125.1000.0{,}5} = 0{,}167$$

Utilizando as tabelas usuais de concreto armado tem-se:

Para o KMD=0,1700 tem-se:

$$KX = 0{,}2818$$

$$KZ = 0{,}8873$$

$$\varepsilon_c = 3{,}50\%_0$$

$$\varepsilon_s = 8{,}92\%_0$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_s}$$

$$A_s = \frac{1{,}4.6}{0{,}8873.0{,}128.\frac{50}{1{,}15}}$$

$$A_s = 1{,}70cm^2/m \rightarrow 1\phi 6.3mm\ c/20$$

Segundo a NBR 15961-1 no capítulo 11, a resistência ao escoamento de cálculo da armadura deve ser limitada na metade, ou seja, f_s=0,5.f_{yd}. Seguindo essa determinação tem-se:

$$A_s = 2x1{,}70cm^2 = 3{,}40cm^2 \rightarrow 2\phi 6.3mm\ c/20$$

A armadura horizontal deverá ser disposta nas juntas horizontais de argamassa.

9. CONCLUSÃO

O objetivo principal deste trabalho consistiu no estudo numérico do comportamento de paredes submetidas à carregamentos perpendiculares ao plano médio da estrutura, mais especificamente o caso de muros de arrimo, avaliando-se os deslocamentos transversais, as tensões normais e de cisalhamento, e os diagramas de momento fletor. Os modelos numéricos utilizados consistiram basicamente na discretização de um trecho do muro utilizando-se elementos finitos de casca com ortotropia, não sendo considerado, entretanto, o comportamento não-linear do material nem a fissuração das juntas de argamassa e/ou graute. Duas variações de modelos foram avaliadas, uma considerando a base do muro totalmente vinculada e outra incorporando na discretização uma placa de apoio para o muro. Foram considerados aspectos da mecânica dos solos para definir o carregamento atuante, assim como para considerar a interação solo-estrutura de forma simplificada pela definição de molas elásticas que trabalham apenas à compressão. Adicionalmente, os resultados dos modelos numéricos foram comparados com os de modelos simplificados comumente utilizados no projeto dessa tipologia de muro de arrimo.

Nos estudos foi escolhida apenas a tipologia de muro que se caracterizada pelo posicionamento de contrafortes para aumento da rigidez. Foram definidos dois espaçamentos entre contrafortes (1,5m e 6,0m) com o objetivo de avaliar a flexão nas direções vertical e horizontal dos trechos do muro entre os contrafortes. Além do espaçamento entre contrafortes, avaliou-se o efeito da presença de cintas posicionadas nos terços médios da altura do muro.

Inicialmente foram comparados os resultados do modelo com base totalmente vinculada com os do modelo que considerou uma placa na base vinculada a molas representativas do comportamento do solo. Foram observados acréscimos significativos nos deslocamentos transversais (igual a 1.500% no topo) ao se considerar a interação

solo-estrutura. No caso das tensões, observaram-se decréscimos nas intensidades das tensões normais verticais, e acréscimos nas tensões de cisalhamento transversais ao muro nas juntas verticais e horizontais.

Acerca do momento associado à flexão vertical a única alteração se encontra na base do muro devido ao carregamento vertical aplicado na fundação, acarretando uma mudança no sentindo e intensidade do esforço. Em relação ao momento correspondente à flexão na direção horizontal não houve diferenças significativas.

Na sequencia foram avaliados os resultados para o muro com contrafortes espaçados a cada 1,5m. Como era de se esperar, a consideração das cintas não alterou substancialmente os deslocamentos transversais, sendo, sob esse aspecto, irrelevante a sua presença.

Com relação às tensões normais na direção vertical (S22), observou-se uma mudança no sentido dessa tensão no topo do muro dos modelos que continham a cinta neste local. Este comportamento também foi observado na região próxima à interseção entre o contraforte e o trecho de alvenaria nos modelos sem cinta. Devido à elevada intensidade das tensões de tração no contraforte, observada em todos os modelos, se faz necessário armar o muro.

Observou-se que a adoção da cinta inferior contribuiu para a uniformização das tensões de compressão na parte inferior do muro, mobilizando de forma mais eficiente as flanges da seção T. Analisando as regiões comprimidas na base e nas duas faces dos trechos de muro próximos ao contraforte, verificou-se que as flanges da seção transversal T do contraforte não corresponderam a retângulos, sendo sugerido um novo modelo de seção transversal com as flanges em forma trapezoidal.

Com relação às tensões de tração no contraforte, as intensidades têm valores elevados até praticamente metade de sua altura. Para o caso da porção inferior do trecho de parede entre os contrafortes, percebeu-se que, devido à flexão vertical, na face interna (lado do contraforte) surgiram tensões de tração, exceto nos trechos próximos ao contraforte devido à composição da seção na mobilização da flange.

No que diz respeito às tensões de cisalhamento, as que ocorrem na direção transversal ao muro nas juntas verticais de argamassa não apresentaram valores significativos, observando-se apenas que a adoção de cintas alterou o sentido e as correspondentes regiões de ocorrência. No caso específico da direção transversal ao muro nas juntas horizontais, surgiram na porção inferior do muro tensões com

intensidade que demandam um reforço, e que a adoção de armaduras verticais nos furos dos blocos é suficiente. Também foram avaliadas as tensões de cisalhamento na direção vertical na interseção parede-contraforte, tendo sido observado que até a cota de 1,0 m a referida resistência de cálculo prescrita pelas NBR 15961-1 e NBR 15812-2 são ultrapassadas, impondo a necessidade de reforço com armaduras horizontais. Acima dessa cota as tensões ao cisalhamento são inferiores à resistência de cálculo e o simples intertravamento entre os blocos é suficiente para garantir integridade da ligação entre o contraforte e os trechos de alvenaria.

Ainda com relação à flexão na direção vertical (perpendicular à junta de assentamento), percebeu-se que no modelo que não dispunha de cintas os momentos fletores na porção central entre os contrafortes têm sempre o mesmo sentido, tracionando a face externa, invertendo-se o sentido na base do muro. No caso dos modelos nos quais há cintas horizontais, percebeu-se que essa inversão ocorreu também nos trechos próximos a essas cintas, indicando que funcionaram como apoios intermediários para o trecho de alvenaria. Verificou-se também que essa mobilização de apoios intermediários não reduziu a intensidade dos momentos entre esses apoios, indicando não haver qualquer benefício na adoção das cintas para o caso dos momentos correspondentes à flexão vertical.

No que se refere à flexão horizontal (paralela à junta de assentamento), percebeu-se que os momentos fletores são da mesma ordem de grandeza daqueles da flexão horizontal, ocorrendo os máximos na porção central da parede. Dessa forma, o emprego das cintas se faz necessário para absorver esses momentos fletores e para alojar as armaduras a serem dimensionadas. Sob esse aspecto, se faz necessário destacar a importância da flexão horizontal na verificação e no dimensionamento do muro, mesmo para o caso de contrafortes pouco espaçados, onde se sugeriria que apenas a flexão vertical seria significativa.

Na terceira etapa do estudo, foram realizadas análises semelhantes considerando contrafortes espaçados a cada 6,0 m, com o objetivo principal de avaliar as diferenças, em relação ao muro com contrafortes a cada 1,5 m, principalmente no que se refere às flexões vertical e horizontal no trecho do muro entre os contrafortes. Comparativamente ao modelo com contrafortes a cada 1,5 m, os deslocamentos transversais se mantiveram inalterados mesmo com a inclusão das cintas, percebendo-se um acréscimo de 20% nos valores absolutos obtidos.

Da mesma forma que os deslocamentos transversais, foram observadas as mesmas tendências para as tensões normais verticais, onde há o surgimento de tração na parede com a inclusão das cintas. Sobre a interação entre o contraforte e os trechos de alvenaria mobilizando as flanges da seção T não se percebeu influência da cinta inferior para tal mobilização. Permanece válido o modelo com as flanges trapezoidais, mesmo com o aumento da distância entre os contrafortes.

Com relação às tensões de cisalhamento transversais ao muro nas juntas verticais, Os dois tipos de muro apresentaram intensidades muito próximas para essas tensões, modificando no modelo 1 após 1,5m de altura e no modelo 4 nas posições das cintas. Em relação às tensões de cisalhamento transversais ao muro nas juntas horizontais, permaneceu a mesma tendência de necessidade de reforço na base devido às elevadas intensidades dessa tensão. Quanto às tensões de cisalhamento na ligação entre trecho de alvenaria e contraforte, verificou-se a necessidade de reforço com armadura em praticamente toda a altura do muro.

No que se refere aos momentos fletores, se mantiveram as mesmas tendências do modelo com contrafortes menos espaçados, modificando, como era de se esperar, as intensidades. Foram observados momentos fletores para as flexões horizontais nas cintas superiores 68%, intermediárias 50% e inferiores 25% maiores e verticais 80% maior.

Complementando os estudos da modelagem numérica foram realizadas análises simplificadas comumente adotadas nos projetos desse tipo de estrutura. Para efeito de comparação foram calculadas as tensões de tração na extremidade das seções do contraforte ao longo da altura. É importante deixar claro que não foram considerados comportamentos não-lineares associados ao material alvenaria nem à fissuração das juntas de argamassa e do graute. Considerando essas premissas, observou-se que no caso do muro com contrafortes espaçados a cada 1,5 m, o modelo simplificado com consideração de flanges retangulares para a seção do contraforte apresentou tensões com intensidade muito abaixo (da ordem de 104%) daquelas do modelo com os elementos de fundação, considerado como o mais refinado. Considerando a seção transversal trapezoidal proposta, essas intensidades aumentaram um pouco, entretanto ainda continuaram muito inferiores às obtidas com o modelo mais refinado. Ao considerar os momentos fletores obtidos com o modelo numérico, as tensões calculadas segundo a teoria da Resistência dos Materiais e com a consideração da seção proposta

se aproximaram muito dos valores obtidos numericamente, sugerindo que a proposição feita é bastante adequada. Dessa forma, pode-se concluir que para o único caso avaliado de contrafortes pouco espaçados, os modelos simplificados não poderiam ser utilizados correntemente, devendo, para isso, serem adequadamente reformulados para a devida obtenção dos momentos fletores. Com relação ao muro com contrafortes espaçados a cada 6,0 m, observou-se que o modelo simplificado com flanges retangulares conduziu a resultados muito próximos dos obtidos a partir do modelo numérico mais refinado, sugerindo que não haveria mais dificuldades para a aplicação em projetos usuais.

Como sugestões para futuros estudos podem-se citar:

- Realização de modelagem mais refinada para a consideração da interação solo-estrutura;
- Realização de modelagens com a consideração do comportamento não-linear do material e da fissuração das juntas de argamassa e do graute;
- Elaboração de modelos simplificados capazes de representar o comportamento de muros para quaisquer espaçamentos entre os contrafortes;
- Avaliação mais profunda para a definição da flange dos contrafortes;
- Estudo experimental dos muros avaliados.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBOUD, B., HAMID, A., HARRIS, H. (1996). Flexural behavior of reinforced concrete masonry walls under out-of-plane monotonic loads. ACI Struct. J, 93(3), p. 327-335.

ANTHOINE, A. (1995). Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. International Journal of Solids and Structures, v.32, n.2, p. 137-163.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA – ABCI (1990) – Manual Técnico de Alvenaria.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2011). NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2011). NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 2: Execução de obras. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2010). NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos de cerâmicos Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2003). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

BARBOSA, C. S. (2008). Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto, prismas e paredes e suas correlações com as propriedades mecânicas dos materiais

constituintes. São Carlos. 262 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BARRETO, A. S. P.; OLIVEIRA, R. A. (2002). Análise de tensões em um painel de alvenaria estrutural utilizando técnica de homogeneização. Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON.

BROOKS, H. (2010). Basics of retaining wall design – A guide for the practicing engineer. 8ª edition – Corona del Mar: HBA Publications, Inc.

CAPUTO, H. P. (1986). Introdução à mecânica dos solos e suas aplicações. Vol 2 e 3. Livros técnicos Ltda.

COWAIN, H. J. (1977). A History of Masonry and Concrete Domes in Building Construction. Building and Environment, Vol. 12, pp. 1-24. Pergamon Press. Printed in Great Britain.

CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; BRAY, W. A. (2006). Structural masonry designers' manual. 3ª edition – Oxford: Blackwell Science Ltd.

DAMASCENO, J. C. C.; NASCIMENTO NETO, J. A.; FLORENCIO, D. A. (2011) Efeito da ortotropia na rigidez de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações horizontais. Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON.

DAS, B. M. (2006). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. São Paulo: Thomson Learning.

DÓRIA, L. E. S. (2007). Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto tipo Radier. Maceió. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Alagoas.

DRYSDALE, G. R.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. (1994). Masonry structures: behavior and design. Prentice Hall: Englewood Cliffs.

GALAL, K., SASANIAN, N. (2010) Out-of-plane flexural performance of GFRP-Reinforced Masonry Walls. Journal of Composites for Construction, Vol 14 nº 2.

GALLEGOS, H.; CASABONNE, C. (2005). Albañilería Estructural. 3ª edición – Fondo Editorial. Pontificia Universidad Católica del Perú.

GODOY, N. S. (1972). Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GUSMÃO, A. D. (1994). Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em edificações. Solos e Rochas, São Paulo. Vol. 17, p. 47-55.

HIBBELER, R. C. (2010). Resistência dos materiais. 7ª edição – São Paulo: Pearson Prentice Hall.

JUSTE, A. E. (2001). Estudo da resistência e da deformabilidade de paredes comprimidas de alvenaria de blocos de concreto. São Carlos. 237 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LEE, J. S; PANDE, G. N; MIDDLETON, J; KRALJ, B. (1996) Numerical Modelling of Brick Mansory Panels Subject to Lateral Loadings. Computers & Structures vol. 61, nº 4, p. 735-745.

MATA, R. C. (2011). Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. São Carlos. 174 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MCKENZIE, W. M. C. (2001). Design of Structural Masonry. New York: PALGRAVE.

NASCIMENTO NETO, J. A.; CÔRREA, M. R. S. (2006). Emprego de modelos reduzidos no estudo da alvenaria estrutural de blocos. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, n. 31, p. 77-91 - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ORTIGÃO, J. A. R. (2007). Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. 3ª Edição – TERRATEK.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. (2012). Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. São Carlos – EdUFSCar.

PELETEIRO, S. C. (2002). Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. São Carlos, 2002. 143p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PORTER, M. L.; AMRHEIN, J. E. (2009). Reinforced mansory engineering handbook – clay and concrete masonry. 6ª edition – MIA: Masonry Institute of America. ICC: International Code Concil.

RITCHIE, T. (1973). Notes on the History of Hollow Masonry Walls. Bulletin of the Association for Preservation Technology. Vol. 5, Nº 4, p 40-49.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. (2008). Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. Maringá, Vol. 30, Nº 2, p. 161-171.