

**ESTUDO DA INTERAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL COM A ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO**

Thiago Bomjardim Porto

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**“ESTUDO DA INTERAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL
COM A ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO”**

Thiago Bomjardim Porto

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Márcio Antônio Ramalho
EESC – USP

Prof. Dr. Valério da Silva Almeida
UFOP

Belo Horizonte, 16 de março de 2010.

“É melhor tentar e falhar, que preocupar-se e ver a vida passar; é melhor tentar, ainda que em vão, que sentar-se fazendo nada até o final. Eu prefiro na chuva caminhar, que em dias tristes em casa me esconder. Prefiro ser feliz, embora louco, que em conformidade viver.”

Martin Luther King

AGRADECIMENTOS

A Deus, presente em todos os momentos.

Ao Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva, pelo incentivo, pela paciência e orientação dedicadas a este projeto.

À minha família, pelo apoio contínuo; em especial, aos meus pais, Alberto Bomjardim Porto e Maria Margarida Bomjardim Porto, e aos meus irmãos, Luiz Alberto Bomjardim Porto e Paulo Roberto Bomjardim Porto, pelo incentivo nesta caminhada.

Aos meus tios Galileu Teixeira de Souza e Maria Aparecida Teixeira de Souza e ao meu primo Mickael Bomjardim da Silva, por terem acreditado em mim desde o início.

À minha namorada, Amália Tanos Jorge Maldonado, por ter demonstrado compreensão e carinho para comigo, nesta fase da minha vida.

Um agradecimento especial ao meu eterno professor e mentor, Antônio Carlos Nogueira Rabelo, por ter me proporcionado, sempre, condições para o desenvolvimento e a manifestação do meu potencial.

Aos professores e funcionários do DEES - UFMG, pela amizade, pelo respeito e pela competência incontestáveis. Em especial, aos professores Estevão Bicalho Pinto Rodrigues e Ronaldo Azevedo Chaves, pelo apoio direto e indireto a este trabalho.

Ao Prof. Nelson Aoki, pela sua colaboração para este trabalho, manifestada na cessão de artigos e dissertações sobre o tema Interação Solo-Estrutura.

Aos colegas de trabalho Leonardo José Guimarães Rabelo, Adriedson Aparecido Acácio, Silvana Mussy Campos de Almeida Motta, Elisande Rosita Helena Queiroz de

Sousa Araújo e Hugo Alexandre de Queiroz Rabelo, pelo apoio prestado desde o meu ingresso, como estagiário, na Âncora Engenharia Ltda..

Ao amigo Eduardo Mattos Bezerra, colega de mestrado e conterrâneo do estado do Pará, pelas trocas de idéias formais e informais, conselhos e recomendações para com este trabalho.

Aos meus companheiros do dia-a-dia Edson Eduardo Gomes e Vinícius Calácio da Silva, por terem tido paciência para ouvir meus sonhos e anseios para o futuro, sempre com um ar de entusiasmo e atenção.

À Hidrosolo Engenharia de Projetos e Consultoria, pela cessão de relatórios de simples reconhecimento da região Metropolitana de Belo Horizonte, bem como correlações práticas para se obter alguns parâmetros geotécnicos do solo sem os quais seria difícil modelar o sistema geotécnico de maneira realista.

A todos, que, de alguma maneira, contribuíram para que este projeto fosse possível.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	v
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.1.1 Definições	4
1.2 Justificativa	5
1.3 Objetivos	6
1.4 Organização do Trabalho	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 Efeitos Introduzidos a uma Edificação Devido a ISE.....	12
2.2 Influência do Tempo e do Material da Estrutura	13
2.3 Influência da Rigidez Relativa Entre o Solo e a Estrutura.....	14
2.4 Influência do Número de Pavimentos	15
2.5 Influência Recíproca de Grupo de Edifícios	18
2.6 Efeito Tridimensional do Pórtico	23
2.7 Influência do Processo Construtivo	23
2.8 Forma em Planta da Edificação.....	26
2.9 Efeito da Deformabilidade do Solo.....	27
2.10 Profundidade da Superfície Indeslocável	27
2.11 Presença das Cintas	28

2.12	Efeito da Anisotropia do Solo	29
3	CONCEITOS FUNDAMENTAIS PARA O ESTUDO DA ISE.....	30
3.1	Modelos de Comportamento dos Materiais	30
3.1.1	Modelo Elástico	31
3.1.2	Modelo Plástico	33
3.1.3	Modelo Viscoso	35
3.1.4	Modelos Combinados	36
3.2	Modelos Discretos para Representação do Solo	37
3.2.1	Modelo de Winkler	38
3.2.2	Meio Contínuo	51
3.3	Interação Solo-Estrutura em Edifícios	58
3.4	Propriedades do Solo.....	62
3.4.1	Módulo de Elasticidade do Solo E_s	62
3.4.2	Coefficiente de Poisson (ν)	66
3.4.3	Outros Parâmetros Geotécnicos do Solo	66
3.5	Distribuição de Pressões no Plano da Fundação	67
3.6	Tensão Admissível no Solo.....	69
3.6.1	Capacidade de Carga do Solo em Fundações Diretas ou Superficiais	69
3.7	Recalques	74
3.7.1	Definições de Movimentos de Fundação	74
3.7.2	Recalque Admissível	76
3.7.3	Fixação do Recalque Admissível.....	77
3.7.4	Cálculo de Recalques em Fundações Rasas	79
4	MODELAGEM DO EDIFÍCIO PILOTO	82
4.1	Escolha do Edifício-Modelo	82
4.2	Cargas Verticais	97
4.3	Vento.....	97
4.3.1	Coefficiente de Arrasto (C_a).....	98
4.3.2	Pressão Dinâmica (q).....	99

4.3.3	Velocidade Básica do Vento (V_0).....	100
4.3.4	Fator Topográfico (S_1).....	100
4.3.5	Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura Sobre o Terreno (S_2).....	100
4.3.6	Fator Estatístico (S_3).....	100
4.4	Propriedade Física dos Materiais.....	102
4.4.1	Alvenaria de Blocos de Concreto.....	102
4.4.2	Concreto do Radier e Lajes.....	103
4.4.3	Meio Solo.....	104
4.5	Considerações Sobre a Modelagem Numérica do Sistema Estrutural e Geotécnico.....	106
4.5.1	Considerações Gerais.....	107
4.5.2	O Elemento SHELL.....	107
4.5.3	O Elemento SOLID.....	112
4.6	Discretização da Superestrutura e do Maciço de Solo.....	115
4.7	Etapas da Modelagem 3D em MEF.....	118
4.8	Modelos Estudados.....	126
5	RESULTADOS.....	132
5.1	Análise 1.....	145
5.2	Análise 2.....	157
5.3	Análise 3.....	166
5.4	Análise 4.....	171
5.5	Análise 5.....	179
5.6	Análise 6.....	187
5.7	Análise 7.....	196
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	202
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	207
	RELATÓRIOS DE SONDAgens SPT.....	217

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Paradiso Club Residence e Edifício Gran Parque Ouro Preto.	2
FIGURA 1.2 – Situação de projeto e comportamento real da fundação.	3
FIGURA 2.1 - Conjunto superestrutura e fundação.	9
FIGURA 2.2 - Sistema estrutural e sistema geotécnico.	9
FIGURA 2.3 - Casos de interação solo-estrutura.	14
FIGURA 2.4 - Analogia da viga – parede.	17
FIGURA 2.5 - Efeitos da interação solo-estrutura.	18
FIGURA 2.6 - Efeito de construções vizinhas - 1º Caso (carregamento simultâneo). ...	19
FIGURA 2.7 - Efeito de construções vizinhas - 2º Caso (carregamento não-simultâneo).	20
FIGURA 2.8 - Efeito de construções vizinhas - 3º Caso (terceiro prédio construído entre dois prédios pré-existentes).	21
FIGURA 2.9 - Efeito de construções vizinhas - 4º Caso.	21
FIGURA 2.10 - Efeito da seqüência construtiva.	24
FIGURA 2.11 - Simulação da seqüência construtiva.	26
FIGURA 2.12 - Bulbo de tensões para $B=1.0m$	28
FIGURA 3.1 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo elástico.	32
FIGURA 3.2 – Modelo idealizado para o regime elástico.	33
FIGURA 3.3 – Representação do modelo elástico.	33
FIGURA 3.4 – Modelo idealizado para o regime plástico perfeito.	34
FIGURA 3.5 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo plástico.	34
FIGURA 3.6 – Representação física do modelo plástico.	34
FIGURA 3.7 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o material viscoso.	35
FIGURA 3.8 – Representação física do modelo viscoso.	36
FIGURA 3.9 – Classificação de modelos de comportamento.	37
FIGURA 3.10 – Modelos para representação do sistema geotécnico.	38
FIGURA 3.11 – Aspectos Gerais do Ensaio de Placa.	41
FIGURA 3.12 - Tensões no semi-espaço infinito devido à carga puntiforme.	53
FIGURA 3.13- Tipos de Carregamentos.	54
FIGURA 3.14 - Bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq.	55
FIGURA 3.15 – Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação.	58
FIGURA 3.16 - Modelo de equilíbrio estrutura e maciço de solos.	59
FIGURA 3.17 - Modelo de equilíbrio do sistema único.	59
FIGURA 3.18 - Fluxo da rotina para interação solo-estrutura.	61
FIGURA 3.19 – Distribuição de pressões e perfil dos recalques.	68
FIGURA 3.20 - Deslocamentos de uma estrutura.	75
FIGURA 3.21 - Distorções angulares limites.	78
FIGURA 3.22 - Tipos de recalques em edificações e os danos associados.	79
FIGURA 4.1 – Planta do pavimento tipo.	84

FIGURA 4.2 – Corte AA.....	85
FIGURA 4.3 – Formas das lajes do pavimento tipo.....	86
FIGURA 4.4 – Esquema estrutural do edifício piloto.....	87
FIGURA 4.5 – Paredes Estruturais do pavimento tipo.....	88
FIGURA 4.6 - Vistas das paredes PX1 a PX3.....	89
FIGURA 4.7 – Vistas das paredes PX4 a PX6.....	90
FIGURA 4.8 – Vistas das paredes PX7 a PX9.....	91
FIGURA 4.9 – Vistas das paredes PX10 a PY1.....	92
FIGURA 4.10 – Vistas das paredes PY2 a PY4.....	93
FIGURA 4.11 – Vistas das paredes PY5 e PY6.....	94
FIGURA 4.12 – Vistas das paredes PY7 a PY9.....	95
FIGURA 4.13 – Vistas das paredes PY10 a PY12.....	96
FIGURA 4.14 – Direção X de incidência do vento.....	98
FIGURA 4.15 – Direção Y de incidência do vento.....	99
FIGURA 4.16 – Resistência característica à compressão dos blocos.....	103
FIGURA 4.17 - Sistema de coordenadas locais do elemento SHELL quadrilateral. ...	108
FIGURA 4.18 - Orientação dos eixos locais nas lajes.....	108
FIGURA 4.19 - Orientação dos eixos locais nas paredes estruturais.....	109
FIGURA 4.20 - Forças normais e de cisalhamento em um elemento SHELL.....	110
FIGURA 4.21 - Momentos fletores e de torção em um elemento SHELL.....	110
FIGURA 4.22 - Tensões em um elemento SHELL.....	111
FIGURA 4.23 - Grau de liberdade de um nó do elemento SHELL.....	112
FIGURA 4.24 - Conexão entre os nós e definição das faces do elemento SOLID.....	113
FIGURA 4.25 - Orientação dos eixos locais no elemento SOLID.....	114
FIGURA 4.26 - Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) Exemplar da alvenaria;.....	116
FIGURA 4.27 – Modelagem das paredes de alvenaria estrutural.....	119
FIGURA 4.28 – Definição dos casos de carregamento e modelagem da laje.....	120
FIGURA 4.29 – Utilização do comando “Replicate” obtendo-se,.....	121
FIGURA 4.30 – Definição das ações horizontais – Vento X (0°).....	122
FIGURA 4.31 – Definição do elemento de fundação (Radier).....	123
FIGURA 4.32 – Modelagem do Sistema Geotécnico.....	124
FIGURA 4.33 – Detalhe da malha utilizada no maciço de solos (1).....	125
FIGURA 4.34 – Detalhe da malha utilizada no maciço de solos (2).....	125
FIGURA 4.35 – Radier com Borda de 160cm (Modelos 1 a 6, 9 e 10).....	129
FIGURA 4.36 – Radier com Borda de 80cm (Modelo 8).....	130
FIGURA 4.37 – Radier sem Borda (Modelo 7).....	131
FIGURA 5.1 - Parede PX1.....	133
FIGURA 5.2 - Parede PX2.....	134
FIGURA 5.3 - Parede PX3.....	134
FIGURA 5.4 – Parede PX4.....	135
FIGURA 5.5 – Parede PX5.....	135
FIGURA 5.6 – Parede PX6.....	136

FIGURA 5.7 – Parede PX7.....	136
FIGURA 5.8 – Parede PX8.....	137
FIGURA 5.9 – Parede PX9.....	137
FIGURA 5.10 – Parede PX10.....	138
FIGURA 5.11 – Parede PX11.....	138
FIGURA 5.12 – Parede PY1.....	139
FIGURA 5.13 – Parede PY2.....	139
FIGURA 5.14 – Parede PY3.....	140
FIGURA 5.15 – Parede PY4.....	140
FIGURA 5.16 – Parede PY5.....	141
FIGURA 5.17 – Parede PY6.....	141
FIGURA 5.18 – Parede PY7.....	142
FIGURA 5.19 – Parede PY8.....	142
FIGURA 5.20 – Parede PY9.....	143
FIGURA 5.21 – Parede PY10.....	143
FIGURA 5.22 – Parede PY11.....	144
FIGURA 5.23 – Parede PY12.....	144
FIGURA 5.24 – Planta Chave (Parede PX1).....	145
FIGURA 5.25 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 1.....	146
FIGURA 5.26 – Planta Chave (Parede PX10).....	148
FIGURA 5.27 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 1.....	149
FIGURA 5.28 – Planta Chave (Parede PY1).....	150
FIGURA 5.29 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 1.....	151
FIGURA 5.30 – Planta Chave (Parede PY5).....	152
FIGURA 5.31 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 1.....	153
FIGURA 5.32 – Planta Chave (Parede PY6).....	154
FIGURA 5.33 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 1.....	155
FIGURA 5.34 – Planta Chave (Parede PY10).....	156
FIGURA 5.35 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 1.....	157
FIGURA 5.36 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 2.....	159
FIGURA 5.37 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 2.....	160
FIGURA 5.38 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 2.....	162
FIGURA 5.39 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 2.....	163
FIGURA 5.40 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 2.....	164
FIGURA 5.41 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 2.....	165
FIGURA 5.42 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 4.....	172
FIGURA 5.43 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 4.....	173
FIGURA 5.44 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 4.....	175
FIGURA 5.45 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 4.....	176
FIGURA 5.46 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 4.....	178
FIGURA 5.47 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 4.....	179
FIGURA 5.48 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 5.....	180

FIGURA 5.49 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 5.....	182
FIGURA 5.50 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 5.....	183
FIGURA 5.51 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 5.....	184
FIGURA 5.52 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 5.....	186
FIGURA 5.53 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 5.....	187
FIGURA 5.54 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 6.....	188
FIGURA 5.55 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 6.....	190
FIGURA 5.56 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 6.....	191
FIGURA 5.57 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 6.....	193
FIGURA 5.58 – Tensões na base da parede PX6 (1º Pavimento) – Análise 6.....	194
FIGURA 5.59 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 6.....	195
FIGURA 5.60 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 2) – (10 ⁻³)MPa.....	196
FIGURA 5.61 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 2) – (10 ⁻³)MPa.....	197
FIGURA 5.62 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 3) – (10 ⁻³)MPa.....	198
FIGURA 5.63 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 3) – (10 ⁻³)MPa.....	199
FIGURA 5.64 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 4) – (10 ⁻³)MPa.....	200
FIGURA 5.65 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 4) – (10 ⁻³)MPa.....	201
FIGURA A.1 – Relatório de Sondagem 1.....	218
FIGURA A.2 – Relatório de Sondagem 2 (1/2).....	219
FIGURA A.3 – Relatório de Sondagem 2 (2/2).....	220
FIGURA A.4 – Relatório de Sondagem 3.....	221

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – Valores de K_s^v (KN.m^{-3}).	43
TABELA 3.2 – Valores propostos para K_s^v (MPa/m).	44
TABELA 3.3 – Valores de K_s^v (KN.m^{-3}).	44
TABELA 3.4 – Valores de K_s^v (KN.m^{-3}).	45
TABELA 3.5 – Fator de Influência I_w para sapatas rígidas e flexíveis.	48
TABELA 3.6 – Valores para K_s^v .	50
TABELA 3.7 – Resumo dos principais métodos.	51
TABELA 3.8 – Estimativa de E_S .	64
TABELA 3.9 – Valores de K .	65
TABELA 3.10 – Valores de E_S em função do N_{SPT} .	65
TABELA 3.11 – Ensaios Típicos para Determinação de E_S .	65
TABELA 3.12 – Valores Típicos de Coeficiente de Poisson.	66
TABELA 3.13 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Correlação com o SPT.	67
TABELA 3.14 – Tensões admissíveis conforme NBR 6122 (ABNT, 1996).	72
TABELA 4.1 – Esforços provenientes da ação do vento.	101
TABELA 4.2 – Quadro resumo.	102
TABELA 4.3 – Resumo dos modelos.	128
TABELA 5.1 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 1).	146
TABELA 5.2 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 1).	148
TABELA 5.3 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 1).	150
TABELA 5.4 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 1).	152
TABELA 5.5 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 1).	154
TABELA 5.6 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 1).	156
TABELA 5.7 – Tensões Normais (MPa) – Parede PX1 (Análise 2).	158
TABELA 5.8 – Tensões Normais (MPa) – Parede PX10 (Análise 2).	160
TABELA 5.9 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY1 (Análise 2).	161
TABELA 5.10 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY5 (Análise 2).	162
TABELA 5.11 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY6 (Análise 2).	164
TABELA 5.12 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY10 (Análise 2).	165
TABELA 5.13 – Diferença entre modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PX1.	167
TABELA 5.14 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PX10.	167
TABELA 5.15 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY1.	168
TABELA 5.16 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY5.	169
TABELA 5.17 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY6.	170

TABELA 5.18 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY10.	170
TABELA 5.19 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 4).171	
TABELA 5.20 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 4).	172
TABELA 5.21 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 4).174	
TABELA 5.22 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 4).176	
TABELA 5.23 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 4).177	
TABELA 5.24 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 4).	178
TABELA 5.25 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 5).180	
TABELA 5.26 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 5).	181
TABELA 5.27 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 5).183	
TABELA 5.28 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 5).184	
TABELA 5.29 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 5).185	
TABELA 5.30 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 5).	186
TABELA 5.31 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 6).188	
TABELA 5.32 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 6).	189
TABELA 5.33 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 6).191	
TABELA 5.34 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 6).192	
TABELA 5.35 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 6).194	
TABELA 5.36 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 6).	195

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEF	–	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABMS	–	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ACI	–	<i>American Concrete Institute</i>
CESP	–	Companhia Energética de São Paulo
COBRAMSEG	–	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
COPPE/UFRJ	–	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (outrora designado Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia) da Universidade Federal do Rio de Janeiro
DEES	–	Departamento de Engenharia de Estruturas
EESC	–	Escola de Engenharia de São Carlos
ISE	–	Interação Solo-Estrutura
LAMEC	–	Laboratório de Mecânica Computacional
MDF	–	Método das Diferenças Finitas
MEC	–	Método dos Elementos de Contorno
MEF	–	Método dos Elementos Finitos
MG	–	Minas Gerais
NBR	–	Norma Brasileira Reguladora
PE	–	Pernambuco

PEISE	–	Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura
SAP2000	–	Programa de Análise Estrutural versão 12
SISE	–	Sistema de Interação Solo-Estrutura
SP	–	São Paulo
SPT	–	Sondagem de Simples Reconhecimento
TQS	–	Programa de Cálculo Estrutural da Tecnologia e Qualidade em Sistema
UEP	–	Universidade Estadual de Pernambuco
UENF	–	Universidade Estadual do Norte Fluminense
UERJ	–	Universidade Estadual do Rio de Janeiro
UFF	–	Universidade Federal Fluminense
UFMG	–	Universidade Federal de Minas Gerais
UFPE	–	Universidade Federal de Pernambuco
UFPR	–	Universidade Federal do Paraná
UnB	–	Universidade de Brasília
UFRJ	–	Universidade Federal do Rio de Janeiro
USP	–	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

A	–	Área
AR	–	Fator de recalque absoluto
B	–	Largura da placa ou menor dimensão da fundação
c	–	Coesão
C_a	–	Coefficiente de arrasto
CPT	–	Ensaio de Penetração do Cone
CV	–	Coefficiente de Variação
$d\varepsilon/dt$	–	Taxa de deformação ao longo do tempo
DR	–	Fator de recalque diferencial
E_a	–	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_c	–	Módulo de elasticidade do concreto
E_o	–	Módulo endométrico do solo
E_s	–	Módulo de elasticidade longitudinal do solo
F_{11}, F_{22}	–	Força normal na direção x e y , respectivamente.
F_{12}	–	Força de cisalhamento
F_a	–	Força de arrasto
f_{bk}	–	Resistência característica do bloco de concreto
FR	–	Fator de redução da placa
G	–	Módulo de elasticidade transversal ou de cisalhamento do solo
I_w	–	Fator de influência

K_s^v	–	Módulo de reação vertical do solo ou coeficiente de reação do subgrade
k_{s1}	–	Valor obtido para o k_s através do ensaio de placa quadrada de 1 pé.
M11, M22	–	Momento fletor em torno de x e y, respectivamente.
M12	–	Momento de torção
N_{SPT}	–	Número de golpes do Standard Penetration Test
q	–	Pressão dinâmica do vento
q_u	–	Resistência de ponta
R_p	–	Resistência do terreno ao avanço da ponta de cone
S	–	Recalque absoluto médio
S_1	–	Fator topográfico
S_1	–	Fator topográfico
S11, S22, S33	–	Tensão normal na direção x, y e z, respectivamente.
S12, S13, S23	–	Tensão de cisalhamento xy, xz e yz, respectivamente.
S_2	–	Rugosidade do terreno e dimensões da edificação
S_3	–	Fator estatístico
S_i	–	Recalque absoluto do apoio i
S_{max}	–	Tensão principal máxima
S_{min}	–	Tensão mínima
SVM	–	Tensão de Von Mises.
t	–	Espessura da placa
V_k	–	Velocidade característica do vento

V_o	–	Velocidade básica do vento
$w(x,y)$	–	Deslocamento vertical (recalque)
W_a, W_s, W_i	–	Recalque por adensamento primário, secundário e imediato.
2D	–	Bidimensional
3D	–	Tridimensional
η	–	Coefficiente de viscosidade do material
Δ	–	Deflexão relativa
ω	–	Desaprumo
β	–	Distorção angular
θ	–	Rotação
$\gamma_a, \gamma_c, \gamma_s$	–	Peso específico da alvenaria, do concreto e do solo.
δ_w	–	Recalque diferencial
ε	–	Deformação específica média
ν_a, ν_c, ν_s	–	Coefficiente de Poisson da alvenaria, do concreto e do solo.
σ	–	Tensão normal
$\sigma(x,y)$	–	Tensão de contato média na base da fundação
σ_{adm}	–	Tensão admissível do solo
σ_y	–	Tensão de escoamento
σ_z	–	Tensão normal vertical
σ_r, σ_t	–	Tensão radial horizontal, Tensão horizontal circunferencial.
τ	–	Tensão de cisalhamento

τ_{rz}	–	Tensão tangencial nas direções de r e z
ϕ	–	Ângulo de atrito

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo dos fatores que influenciam o mecanismo de interação solo-estrutura em edificações e a sua repercussão no desempenho das mesmas. Inicialmente, foi feita uma pesquisa sistemática em artigos e trabalhos técnicos em geral, em base de dados. Essa pesquisa abordou os conceitos fundamentais para o estudo da Interação Solo-Estrutura - ISE, tais como: modelos constitutivos do solo, modelos discretos para representação do solo, propriedades do solo, análise de recalques e tensão admissível, entre outros.

Para ilustrar os estudos realizados, foi feita uma modelagem numérica de um edifício piloto de alvenaria estrutural de 11 (onze) pavimentos, submetido a ações verticais e horizontais, apoiado sobre radier, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, por meio do *software* SAP 2000 v. 12.

Para a consideração do conjunto sistema geotécnico e estrutural, utilizou-se o modelo proposto por AOKI (2009), onde se apresenta o caso de um corpo ou sistema único em equilíbrio: o sistema global, formado pelo conjunto estrutura mais o maciço de solos, com o contorno limitado pela superfície do maciço indeslocável.

A formação geotécnica local foi representada através de 3 (três) relatórios de sondagens reais da Região Metropolitana de Belo Horizonte, fazendo-se, assim, uma caracterização tridimensional do maciço, que permite a visualização das formas dos elementos de solo que o compõem, implicando, portanto, uma situação real com a estratificação das suas camadas.

Os fatores influentes na ISE analisados nesta pesquisa foram: rigidez relativa estrutura-solo, efeito dos primeiros pavimentos, formas em planta e em corte do elemento de fundação. Para melhor visualização da influência desses vários fatores, foi feita uma análise da distribuição de tensões normais das paredes desse edifício, na forma de gráficos e planilhas.

Palavras-Chave: Interação Solo-Estrutura (ISE), Análise Estrutural, Alvenaria Estrutural, Tensões, Modelagem Numérica, Fundações Superficiais.

ABSTRACT

This dissertation presents a study of factors that influence the soil-structure interaction mechanism in buildings and their implications on the behavior of them. Firstly, an extensive bibliographical review was made, and this study broached the main concepts of the SSI research field, such as constitutive models of soil, discrete models to represent soil, soil properties, analysis of settlements, and permissible stress design, among others.

In order to illustrate the analysis, a numerical modeling of a pilot masonry building of 11 (eleven) floors subjected to vertical and horizontal actions was made, using the Finite Element Method through the SAP 2000 v. 12 software.

For the consideration of the geotechnical and structural system assembly, the model proposed by AOKI (2009) was used. This model presents the case of a single system in equilibrium: the global system formed by the structure and soil assembly, with contour line limited by the undeformable surface of the soil mass.

The geotechnical formation was represented by 3 (three) perforation reports of the Metropolitan Region of Belo Horizonte city, Minas Gerais, Brazil, providing a three-dimensional characterization of the massif, which allows to visualize the shape of the elements that make the soil up, in a real situation, with the stratification of its layers.

The influencing factors on the SSI analyzed in this study were: relative soil-structure rigidity, effect of the first floors, foundation layouts in floor plan and in cross section. Seeking support for a better understanding of the influence of these factors, the distribution of normal stresses on the walls of the pilot building was analyzed in the forms of graphs and spreadsheets.

Keywords: Soil-Structure Interaction (SSI), Structural Analysis, Structural Masonry, Stress, Numerical Modeling, Shallow Foundations.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Ao longo dos últimos anos, a alvenaria estrutural no Brasil tem avançado significativamente, tanto no que se refere a aspectos construtivos (fabricação do material e execução) quanto em aspectos de projeto (análise estrutural). Sendo assim, a alvenaria consolida-se, cada vez mais, como sistema construtivo significativamente competitivo, por aliar rapidez, economia e qualidade, concomitantemente.

Em termos de fabricação, existem, hoje, no Brasil, diversas indústrias que produzem blocos estruturais com resistências à compressão suficientes para se construírem, em Alvenaria Estrutural, edifícios relativamente altos; blocos esses produzidos com rigorosos controles de qualidade. Acompanhando essa evolução, grandes construtoras no Brasil adotaram esse sistema construtivo em suas obras, mudando-se assim, critérios construtivos já consagrados. Na seqüência (FIG. 1.1), apresentam-se alguns exemplos da aplicação da alvenaria estrutural na construção de edifícios altos.



FIGURA 1.1 – Paradiso Club Residence e Edifício Gran Parque Ouro Preto.

Fonte: http://www.direcional.com.br/empreendimento_detalle.aspx?id=69#Fachada
(Acessado em 12/01/2010)

A análise estrutural dos edifícios de alvenaria estrutural também vem evoluindo de maneira significativa; evolução esta acentuada com o advento dos microcomputadores, possibilitando-se assim projetar edifícios cada vez mais esbeltos. No passado, por falta de ferramentas de análise mais eficazes, justificavam-se simplificações nos processos de cálculo para determinação dos esforços solicitantes na edificação, que introduziam, no projeto estrutural da edificação, uma não-racionalização dos custos dos materiais a serem empregados na obra, tais como: especificação da resistência dos prismas, dimensões, ferragens das cintas, entre outros.

Apesar das várias pesquisas já realizadas, porém, ainda há muito que se estudar, principalmente no que se refere à interação entre o solo de fundação e a estrutura da edificação a ser construída. O modelo usado pela maioria dos calculistas não demonstra, com precisão adequada, o solo que sustenta as construções. Geralmente, o projeto é baseado na hipótese de que a estrutura está assente em uma base indeformável. Sabe-se, todavia, que essa hipótese de projeto nunca é inteiramente satisfeita, principalmente se o solo é muito deformável (FIG. 1.2). Se a base da estrutura permanece plana, o recalque

é pouco importante, porque as tensões na estrutura não se alteram; por outro lado, se o peso da estrutura produz uma curvatura da área carregada, a base da estrutura torna-se também curva e toda a estrutura é distorcida, podendo gerar fissuras e trincas não previstas em projetos, podendo ou não afetar a estabilidade global da estrutura.

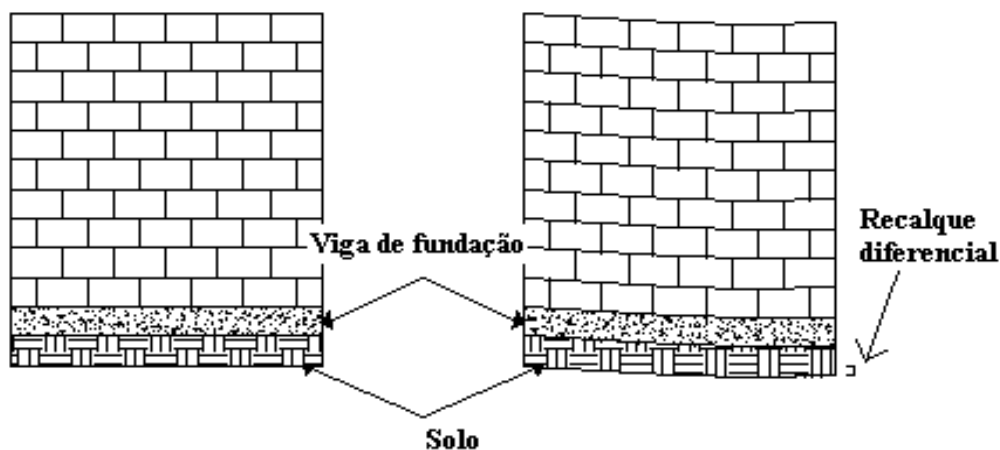


FIGURA 1.2 – Situação de projeto e comportamento real da fundação.
Fonte: SILVA, 2006.

Adotando-se metodologias mais criteriosas e consistentes, em que sejam considerados os efeitos provocados pela interação solo-estrutura, torna-se possível fazer-se uma avaliação mais rigorosa do comportamento estrutural dessas edificações e, sendo o comportamento estrutural estimado de maneira mais acurada, isso trará vantagens tanto em relação à economia, quanto ao nível de segurança e confiabilidade das construções, viabilizando-se empreendimentos que não seriam possíveis, se tratados de maneira tradicional.

No Brasil, a questão da interação solo-estrutura tem sido pesquisada em várias universidades, destacando-se estudos feitos na EESC/USP, coordenados por Nelson Aoki e José Cintra; na UFPE, por Antônio Oscar da Fonte; na COPPE/UFRJ, por Fernando Danziger e Paulo Santa Maria; na UERJ e na UFF, por Bernadete Danziger e Eliane Carvalho; na USP/São Paulo, por Carlos Maffei e Heloísa Gonçalves; na UENF, por Paulo Maia; na UnB, por Renato Cunha; e, na UPE, por Alexandre Gusmão.

1.1.1 Definições

Visando simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos nas seções seguintes, apresentam-se, a seguir, algumas definições que serão utilizadas nesta dissertação. Segundo AOKI (1997), tem-se:

Estrutura ou Sistema Estrutural:

“Define-se por sistema estrutural, ao conjunto formado por um certo número de peças ou elementos estruturais interligados, de formas, materiais e tipos de apoio diversos” (AOKI, 1997, p. 2).

“No caso particular da estrutura de um prédio pode-se dividi-la em superestrutura, infraestrutura e subestrutura ou fundação” (AOKI, 1997, p. 2).

No presente trabalho, opta-se, pela expressão “Sistema Estrutural”.

Maciço de Solos ou Sistema Geotécnico:

“Define-se maciço de solos ou sistema estrutural geotécnico, ao conjunto formado por um certo número de elementos de solos, ocupando continuamente o espaço físico delimitado pela superfície do terreno e a superfície do indeformável” (AOKI, 1997, p. 3).

“Por elemento de solo entende-se o corpo tridimensional, com forma de contorno indistinto e volume variável, formado por material de mesma granulometria, mineralogia e comportamento reológico” (AOKI, 1997, p. 3).

No presente trabalho, usa-se apenas o termo “Sistema Geotécnico”.

1.2 Justificativa

A forte recessão que o Brasil enfrentou, principalmente no início da década de 1990, antes do programa brasileiro de estabilização econômica (Plano Real, 1994), levou as grandes construtoras de obras prediais a procurarem alternativas socioeconômicas que viabilizassem a execução de obras que atendessem, principalmente, a classe média. A alvenaria estrutural foi o sistema construtivo adotado para enfrentar esse desafio, utilizando-se um único elemento para assumir a dupla função de vedação e estrutura.

Dentro do esforço de aprofundar a pesquisa sobre esse sistema construtivo, um ponto de grande importância a ser estudado, em termos de projeto e análise estrutural, é o comportamento de paredes de alvenaria sobre a estrutura de fundação. A hipótese de apoios rígidos para as condições de vinculação de edifícios é de utilização generalizada pelos projetistas de estruturas; já se pode, no entanto, usufruir-se de análises mais realistas, como afirmado anteriormente, que levam em consideração a deformabilidade do solo adjacente às fundações. Entende-se que a escolha do tipo de fundação deve ser fruto da análise de diversas alternativas e não deve ser pautada pelas imposições do sistema que se apresentam no mercado, que não são, necessariamente, as alternativas mais racionalizadas.

Para se buscar uma solução estrutural otimizada para a fundação faz-se necessário o estudo criterioso e adequado do mecanismo de transferência de carga entre o sistema estrutural e o maciço de solos ou rochas, bem como o conhecimento prévio das características físicas e mecânicas do solo em análise. Essa análise conjunta do sistema estrutural e do sistema geotécnico é conhecida por “Estudo da Interação Solo-Estrutura - ISE”.

Na análise estrutural de um edifício, considerar que a fundação é indeslocável ou totalmente rígida pode conduzir a uma distribuição irreal das cargas ao longo das paredes de alvenaria estrutural e a uma avaliação inadequada da estabilidade global da obra. A interação solo-estrutura (ISE), considerando que a fundação recalca baseada, por exemplo, em modelos de paredes apoiados em molas, com rigidez compatível com

as cargas e os recalques esperados, pode tornar as previsões de Engenharia mais realistas e, conseqüentemente, mais confiáveis. Os engenheiros de fundações devem se conscientizar da existência de ferramentas de análise disponíveis, como, por exemplo, o método dos elementos finitos e técnicas numéricas que permitem efetuar as mencionadas previsões. Devem, principalmente, familiarizar-se com a importância da mecânica dos solos e das rochas, da geologia e dos efeitos da execução que alteram as propriedades iniciais dos solos que formam o sistema geotécnico.

Em fim, com a interação entre o solo de fundação e a estrutura da edificação a ser construída, ter-se-á uma maior compatibilização entre a deformabilidade da estrutura como um todo, bem como uma significativa uniformização das tensões na base da edificação, garantindo-se, então, estruturas mais econômicas e seguramente estáveis, justificando-se sua utilização na análise estrutural dos projetos de alvenaria estrutural.

1.3 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é quantificar a influência da interação solo-estrutura (ISE) na distribuição de tensões em um edifício alto de alvenaria estrutural, submetido a ações verticais e horizontais. Para tanto, os parâmetros modificadores a serem analisados são estes: resistência do solo, modelo constitutivo para representação do sistema geotécnico e geometria da estrutura de fundação.

1.4 Organização do Trabalho

Os capítulos foram elaborados e organizados segundo uma seqüência lógica de idéias, de forma a facilitar a leitura e a possibilitar melhor entendimento do assunto abordado.

No capítulo 1, são apresentadas algumas considerações iniciais sobre o tema, além dos objetivos do trabalho, das justificativas que motivaram a pesquisa e a organização da dissertação.

No capítulo 2, será apresentada uma breve revisão da literatura sobre a ISE, enfatizando-se os principais fatores influentes na interação solo-estrutura e seus efeitos introduzidos em uma edificação.

De forma resumida e com o intuito apenas de destacar alguns itens mais importantes, no capítulo 3 abordam-se os conceitos fundamentais para o estudo da ISE. Inicialmente, apresentam-se alguns modelos constitutivos para representação dos materiais e, posteriormente, destacam-se os principais modelos discretos para representação do sistema geotécnico. Ainda neste capítulo são disponibilizadas informações complementares sobre os parâmetros dos solos, tais como E_s e ν_s e suas correlações com o N_{SPT} .

O capítulo 4 trata da modelagem do edifício-piloto. As ações verticais e horizontais atuantes no edifício são descritas, minuciosamente, nesse capítulo. São feitas, também, algumas considerações sobre cada tipo de elemento finito utilizado na modelagem. Por fim, descrevem-se todos os modelos utilizados na modelagem da obra.

No capítulo 5, apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada para a modelagem das paredes do edifício, além dos resultados de tensões para cada modelo analisado. De posse dos resultados (distribuição de tensões ao longo das paredes), são feitos comentários sobre a influência da ISE nos edifícios de alvenaria estrutural.

Finalmente, o capítulo 6 é destinado às conclusões, às considerações finais, sugestões e a propostas para trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo AOKI e CINTRA (2005), o objeto de estudo da interação solo-estrutura é a ação recíproca entre os corpos materiais (ou elementos) componentes do conjunto tridimensional formado pelo sistema estrutural (estrutura) e pelo sistema geotécnico (maciço de solos diversos) de uma obra de construção civil submetida às diversas ações externas (FIG. 2.1 e 2.2). O equilíbrio estático desse sistema tridimensional altamente hiperestático envolve a interação entre elementos contínuos do maciço de solos e elementos discretos da estrutura. No Brasil, o pioneiro desse tipo de estudo, iniciado na década de 1950, foi o professor Samuel Chamecki, da UFPR.

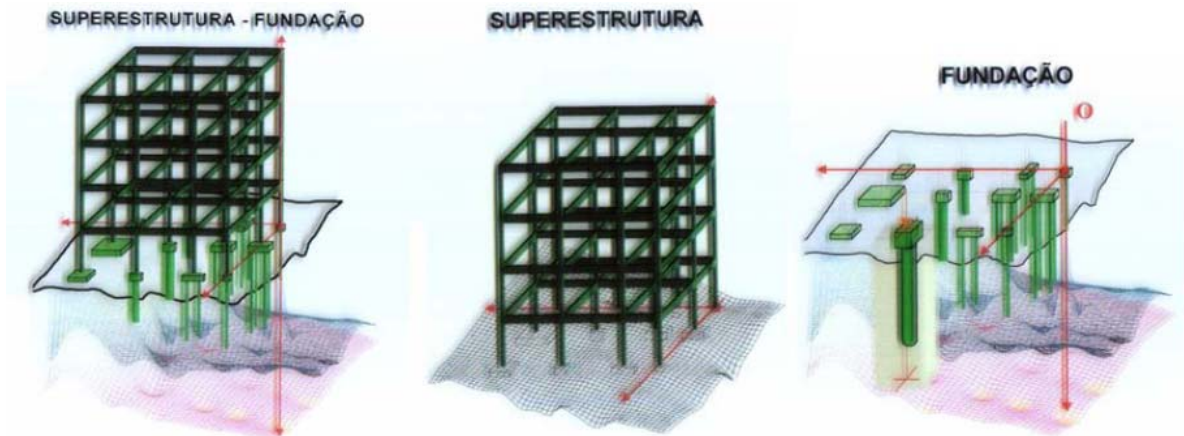


FIGURA 2.1 - Conjunto superestrutura e fundação.
Fonte: AOKI e CINTRA, 2005.

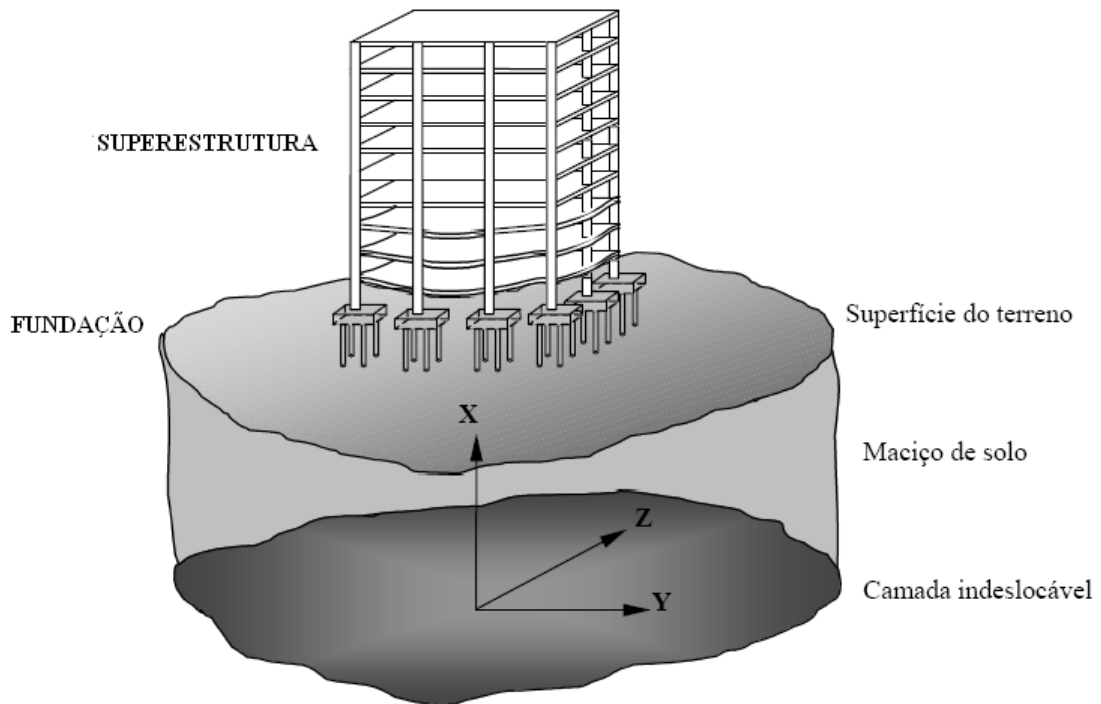


FIGURA 2.2 - Sistema estrutural e sistema geotécnico.
Fonte: IWAMOTO, 2000.

CHAMECKI (1969) dedicou-se ao caso particular da interação de sistemas estruturais apertados de concreto armado, com fundações em sapatas, em maciços de solo com camadas adensáveis ao longo do tempo. Considerou-se, nesse trabalho, o comportamento visco-elástico do concreto, fundamental para o cálculo dos recalques diferenciais. O caso de interação de prédios com fundações superficiais, analisados sob

diferentes perspectivas, podem ser encontrados nos estudos de BARATA (1986), SCARLAT (1993), GUSMÃO FILHO (1995), DÓRIA (2007) e SOUZA e REIS (2008).

MEYERHOF (1953) apresentou um dos primeiros trabalhos a considerar a influência da ISE em estudos de recalques em edifícios. Esse autor estudou o comportamento conjunto da superestrutura e da fundação (estrutura de fundação e solo), em termos de recalques absolutos e diferenciais. Sua análise foi baseada na Teoria da Elasticidade e foram apresentadas equações para o sistema superestrutura-fundação. Foram realizadas análises paramétricas de recalque e apresentados gráficos com diferentes valores de rigidez relativa solo-estrutura. Foram apresentadas, também, formulações que são soluções aproximadas para o problema de ISE, considerando-se a superestrutura como uma viga de rigidez equivalente à flexão. O autor concluiu que os recalques totais são importantes para a funcionalidade da edificação, sendo independentes da rigidez da superestrutura, e que os recalques diferenciais, por sua vez, são extremamente influenciados por essa rigidez.

A consideração da deformabilidade do solo vem sendo estudada há um bom tempo, comprovando-se, então, que realmente existe uma redistribuição dos esforços na estrutura, quando se faz a interação solo-estrutura. Entre os diversos trabalhos conduzidos neste sentido, citam-se aqueles publicados por CHAMECKI (1956, 1958, 1969), GUSMÃO (1990; 1994), MOURA (1995), HOLANDA JÚNIOR *et al.* (2000), FONTE (2003) e REIS e AOKI (2005).

De acordo com SCARLAT (1993), do ponto de vista teórico, o mais preciso método para se considerar a deformabilidade do solo é uma análise interativa tridimensional, na qual o solo e a estrutura são idealizados como um sistema único. Nesse tipo de análise, o solo é considerado até os limites em que os efeitos de tensão possam ser desprezados e, neste caso, a existência de apoios para os limites não teria efeito algum sobre a resposta da ISE.

HOLANDA JÚNIOR *et al.* (1999), por meio da aplicação de ações verticais a 2 (dois) edifícios sobre fundação rasa, concluíram que os pilares com maiores recalques tendem a ceder parte de suas cargas aos pilares vizinhos com menores recalques. Apesar disso, as reações de apoio não sofreram mudanças significativas, observando-se uma diferença máxima de 7,5%. Em contrapartida, foram observadas mudanças significativas nos momentos fletores dos pilares, notando-se, inclusive, inversão de sinal.

ANTUNES e IWAMOTO (2000), por meio da análise de um edifício de 15 (quinze) pavimentos sobre fundação profunda, solicitado por carregamentos vertical e horizontal (vento), concluíram que os recalques são menores, quando se considera a ISE e observaram ampliações e reduções nos momentos fletores dos pilares do edifício.

Segundo SOUZA e REIS¹ *apud* GUSMÃO FILHO (1995), ao monitorarem recalques de edifícios sobre fundações rasas na cidade de Recife - PE, encontraram-se diferenças em torno 30% no esforço normal dos pilares periféricos. REIS (2000), ao analisar 3 (três) edifícios de 12 (doze) pavimentos na cidade de Santos, Estado de São Paulo, simulou a distribuição dos esforços nos elementos estruturais ao longo do tempo e concluiu que essa diferença variava de 25%, nos andares inferiores, a 15%, nos andares superiores.

MOTA (2009) acompanhou o desempenho estrutural de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em estaca hélice contínua, por meio do monitoramento de recalques e medidas de deformação nos pilares, para obtenção, de forma indireta, de suas solicitações normais. As medições reais encontradas permitiram não só validar o programa elaborado **PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura)**, como também servir de parâmetro de comparação com os valores determinados pela análise convencional da estrutura, isto é, sem a consideração da interação solo-estrutura, admitindo-se apoios indesejáveis.

¹ SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. *Acta Sci. Technol.*, Maringá, v. 30. n. 2, p 161-171, 2008.

2.1 Efeitos Introduzidos a uma Edificação Devido a ISE

Um dos principais efeitos mecânicos introduzidos em uma edificação devido a ISE é, segundo GUSMÃO (1990), uma redistribuição das cargas nos elementos estruturais, com tendência à uniformização dos recalques diferenciais. Os pilares de canto que, em princípio, receberiam menos cargas em uma análise convencional (considerando-se uma base rígida), receberiam mais cargas, considerando-se a ISE (através da deformabilidade do solo) e aliviando-se, dessa forma, os pilares de centro mais carregados.

Sendo assim, uma análise estrutural, considerando-se a ISE, não necessariamente irá promover uma estrutura mais econômica e sim uma estrutura mais realista, pois se avaliará a distribuição de tensões considerando-se a deformabilidade do maciço de solos. É importante ressaltar que uma modelagem numérica “realista” não depende apenas do engenheiro de estruturas, mas também do engenheiro geotécnico, para, assim, se ter parâmetros dos solos, de fato, reais, a serem usados na modelagem. Esses parâmetros podem ser quantificados por meio de ensaios de campos ou de laboratório, ou mesmo por tabelas de correlações, conforme se verá nos capítulos que se seguem.

MOURA (1999) avalia, tridimensionalmente, com o uso do programa computacional *Sistema Edifício* (FONTE, 1994), os efeitos da ISE no comportamento da superestrutura e da fundação de uma edificação. Os resultados obtidos confirmam a existência da transferência de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados e uma tendência à suavização da deformada de recalques. Além disso, observa-se, também, que os momentos fletores nas vigas e pilares diminuem, à medida que se aumenta o número de pavimentos. Esse comportamento é confirmado pelo trabalho de Fonte *et al.* (2001).

VITAL (1999) abordou os efeitos da ISE em casos em que se utilizam pórticos planos e espaciais mediante a variação das condições de apoio dos pilares entre engaste e apoio elástico (molas de comportamento linear). Nas análises feitas por esse pesquisador, verificam-se casos nos quais fica evidente a distribuição dos esforços em pilares e vigas sem e com a consideração da ISE em estruturas aporticadas. Foi utilizada análise

mediante o Método dos Elementos Finitos – MEF, com a utilização do *software* comercial SAP2000.

2.2 Influência do Tempo e do Material da Estrutura

O manual CAD/TQS (2007), relativo ao sistema de interação solo-estrutura – SISEs, relata alguns exemplos que representam os comportamentos mais prováveis, classificados de acordo com o tipo de sistema e/ou materiais utilizados na estrutura, enumerados na seqüência abaixo:

- Caso A: Estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes. Por causa da tendência de o solo se deformar mais no centro que na sua periferia, a distribuição de pressões de contato nos apoios é menor no centro e máxima nos cantos externos. Essa distribuição de pressões assemelha-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. Os edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura podem apresentar comportamento semelhante a esse modelo (FIG. 2.3a).
- Caso B: Uma estrutura perfeitamente elástica possui uma rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados. Os recalque diferenciais, obviamente, serão menores que os de rigidez nulas (Caso D) e a distribuição de pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço são as que aproximam desse comportamento (FIG. 2.3b).
- Caso C: Uma estrutura visco-elástica, como a de concreto armado, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão de recalques diferenciais. Se os recalques acontecem num curto espaço de tempo, a estrutura tem o comportamento elástico (Caso B), mas, se essa progressão é bastante lenta, a estrutura apresenta comportamento similar ao de um líquido viscoso e tende ao caso D. Esta última característica acontece graças ao fenômeno de

fluência do concreto, que promove a redistribuição de tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando, significativamente, as tensões locais.

- Caso D: É o da estrutura que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Esse tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo. A distribuição de pressões de contato não se modifica em função da progressão dos recalques. As estruturas isostáticas e os edifícios de grandes dimensões ao longo do eixo horizontal são os casos que se aproximam desse tipo de comportamento (FIG. 2.3d).

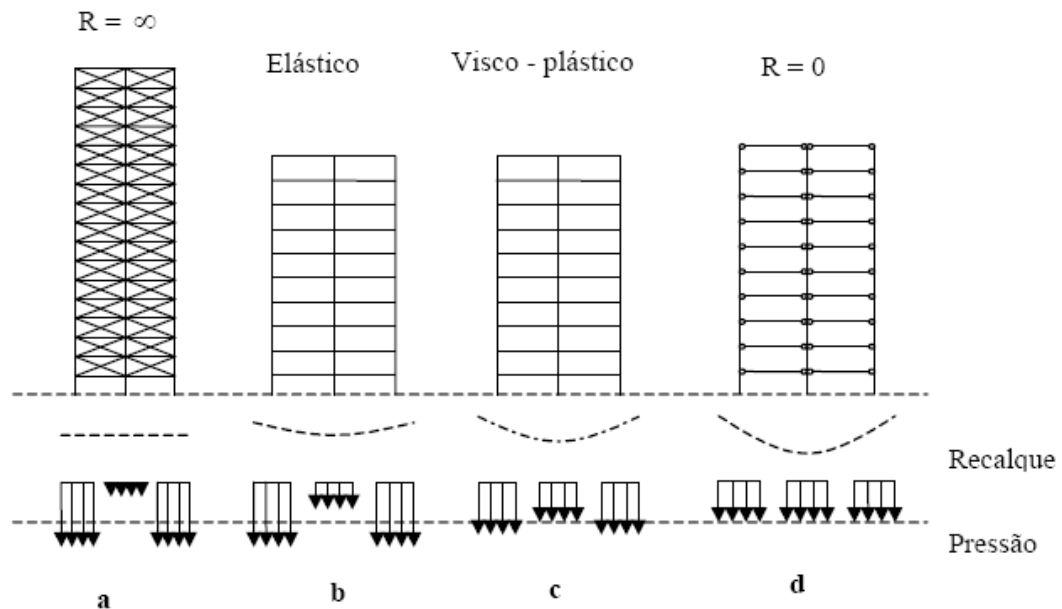


FIGURA 2.3 - Casos de interação solo-estrutura.

Fonte: CHAMECKI, 1969.

2.3 Influência da Rigidez Relativa Entre o Solo e a Estrutura

A variabilidade do solo, bem como o tipo de fundação e suas dimensões são, também, fatores que exercem influência sobre o mecanismo da interação solo-estrutura, podendo modificar a distribuição de tensões do elemento estrutural para a estrutura de fundação, se comparada com uma análise convencional, considerando-se a base indeslocável.

CHAMECKI (1956) estudou a ligação entre os elementos estruturais da superestrutura e sua influência sobre a rigidez global desta e, com isto, verificou que projetos que antes só seriam feitos mediante cálculos convencionais poderiam incorporar o efeito da rigidez dos elementos estruturais.

BROWN (1977) utilizou um modelo visco-elástico linear para o solo e, para a superestrutura, um modelo elástico linear, e verificou que, quanto mais rígida for a superestrutura em relação ao solo, menores serão os recalques diferenciais, e que a influência do tempo diminui, à medida que a relação entre a rigidez da superestrutura e do solo aumenta.

HAIN e LEE (1978) estudaram 2 (dois) pórticos espaciais com 3 (três) e 5 (cinco) vãos apoiados em um radier, para verificarem os efeitos da ISE. Suas análises foram apresentadas em termos de rigidez relativa superestrutura-solo e de rigidez relativa radier-solo. Observa-se, no artigo, que os recalques diferenciais e os momentos fletores nas fundações diminuem com o aumento das rigidezes relativas.

MENDONÇA e AOKI (2000) utilizaram um programa orientado a objetos, o *Structsoil*, em conjunto com o programa SAP2000, para estudar um edifício não-simétrico, levando em consideração a variabilidade do solo a partir de resultados de 3 (três) sondagens de simples reconhecimento (SPT). Foram feitas comparações, em termos de curvas de iso-recalques e de coeficientes de segurança para as fundações (tubulões) empregadas no estudo, via cálculo convencional e considerando-se a ISE. Pôde-se observar, então, a suavização das curvas de recalque devido à consideração da rigidez da superestrutura.

2.4 Influência do Número de Pavimentos

GOSHY (1978) constatou que a rigidez da estrutura aumenta, gradualmente, com o processo de construção e carregamento. Desta forma, para os primeiros incrementos de carga, a estrutura se comporta como uma viga flexível em um meio elástico e sua

rigidez é crescente, de acordo com o processo construtivo. Foi verificado que a seqüência construtiva tem grande influência nos pavimentos inferiores e que as distorções angulares diminuam, à medida que havia um aumento gradual da superestrutura.

GUSMÃO (1994) indica que o número de pavimentos é um dos fatores que mais afetam a rigidez da estrutura; ou seja, quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior será a sua rigidez.

GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1994) avaliaram os efeitos da seqüência construtiva nos recalques de 7 (sete) edifícios e, conseqüentemente, na ISE. Foram estudados edifícios de 18 (dezoito) pavimentos, pertencentes a um conjunto habitacional de Recife - PE. Os autores utilizaram a proposta de GUSMÃO (1990), com os coeficientes AR e CV, e relacionavam esses com o número de pavimentos acrescentados na construção, tendo observado que, durante a construção dos edifícios, ocorre aumento dos recalques, devido ao aumento de cargas nos pilares. À medida que se aumenta o número de pavimentos da construção, a rigidez da sua superestrutura aumenta, com tendência à uniformização dos recalques e à redistribuição de cargas entre os pilares; porém, segundo os autores, até certo limite (neste caso, os 6 (seis) primeiros pavimentos).

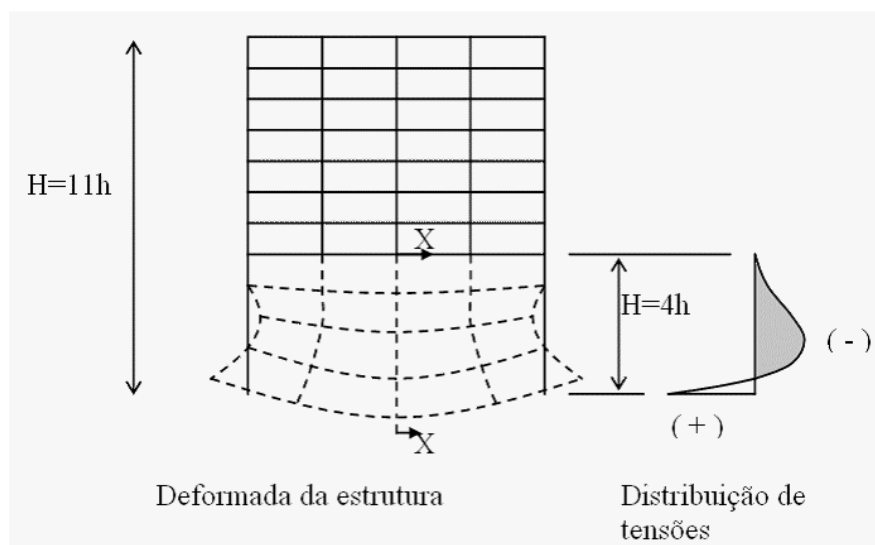


FIGURA 2.4 - Analogia da viga – parede.
Fonte: GOSHY, 1978.

GUSMÃO (1994) apresenta 2 (dois) parâmetros para fins comparativos entre considerar-se ou não a interação solo-estrutura, a saber:

- 1) Fator de recalque absoluto $AR = S_i/S$; e
- 2) Fator de recalque diferencial $DR = [S_i - S]/S$,

onde:

S_i denota o recalque absoluto de apoio i ; e

S denota o recalque absoluto médio.

Com o uso desses parâmetros, o autor apresenta 3 (três) casos reais de edifícios, comparando-os com resultados estimados convencionalmente (sem a consideração da rigidez da estrutura) e com os resultados medidos no campo. Por meio dessas comparações, esse pesquisador prova que o efeito da interação solo-estrutura realmente tende a uniformizar os recalques da edificação.

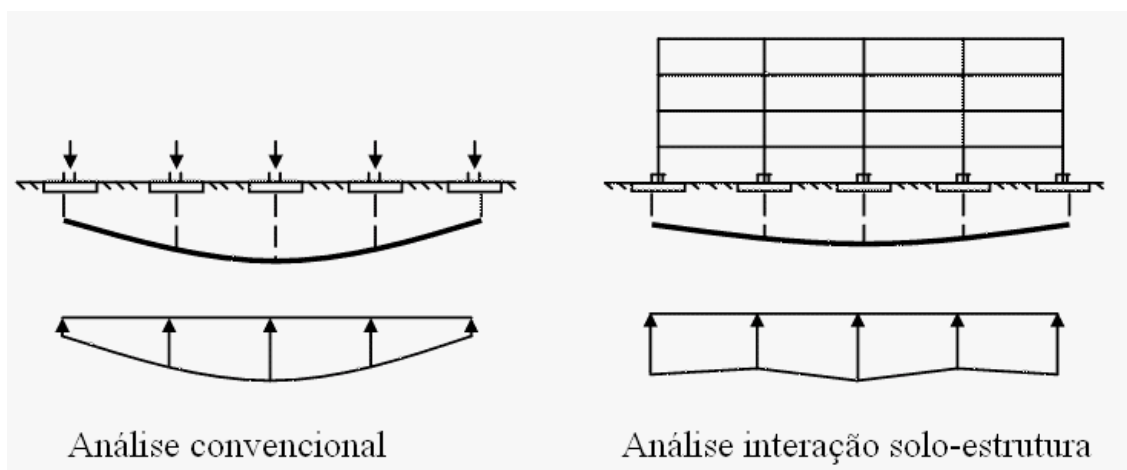


FIGURA 2.5 - Efeitos da interação solo-estrutura.

Fonte: GUSMÃO, 1994.

MADUREIRA e BEZERRA (2000) examinaram a distribuição de cargas em pilares de um pórtico plano com 7 (sete) linhas de pilares (com vãos de 5m e pé direito de 3m), variando o número de pavimentos de 4 (quatro), 8 (oito), 16 (dezesesseis) até 32 (trinta e dois), via análises por MEF (SAP2000). Neste caso, considerou-se a ISE mediante a utilização de apoios elásticos isolados, com diversos valores de coeficientes de reação vertical do solo ($k=1000, 2000, 4000, 8000, 15000$ tf/m, até um valor infinito). As reações foram calculadas e verificou-se que seus valores reduziram com o aumento da rigidez dos apoios. Os autores apresentaram fatos que evidenciam o efeito da flexibilização dos apoios por meio da curva de uniformização dos recalques e a migração de cargas dos pilares mais carregados para os menos carregados.

2.5 Influência Recíproca de Grupo de Edifícios

O pioneiro no estudo da influência das construções vizinhas na configuração dos recalques em edifícios foi COSTA NUNES (1956). Esse autor caracterizou 4 (quatro) tipos de movimentos devidos a carregamentos vizinhos, de acordo com a época de construção, contemplando estes casos:

- 1º Caso: Prédios vizinhos construídos simultaneamente, cujas tensões induzidas por seus carregamentos se superpõem na região entre os

prédios, provocando, nela, uma concentração de tensões e, conseqüentemente, maiores recalques, podendo provocar tombamento dos prédios em sentido contrário.

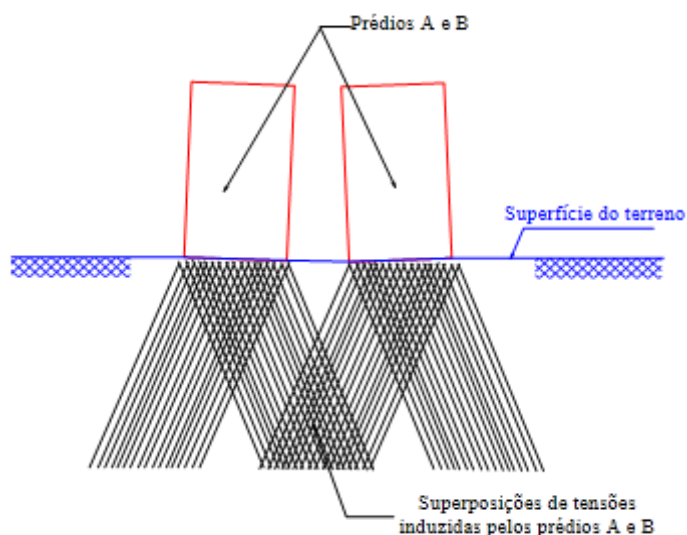


FIGURA 2.6 - Efeito de construções vizinhas - 1º Caso (carregamento simultâneo).
Fonte: REIS, 2000.

- 2º Caso: Prédios vizinhos construídos em períodos diferentes. O prédio já existente provoca o pré-adensamento do solo sob sua base. A edificação mais recente provoca, no maciço de solos, um incremento de tensão, devido à edificação mais antiga, induzindo um aumento em seus recalques. Como a edificação mais recente foi executada sobre o solo pré-adensado, os recalques do lado oposto ao vizinho serão maiores do que os do lado adjacente e, por isso, o tombamento dos prédios ocorreria no mesmo sentido.

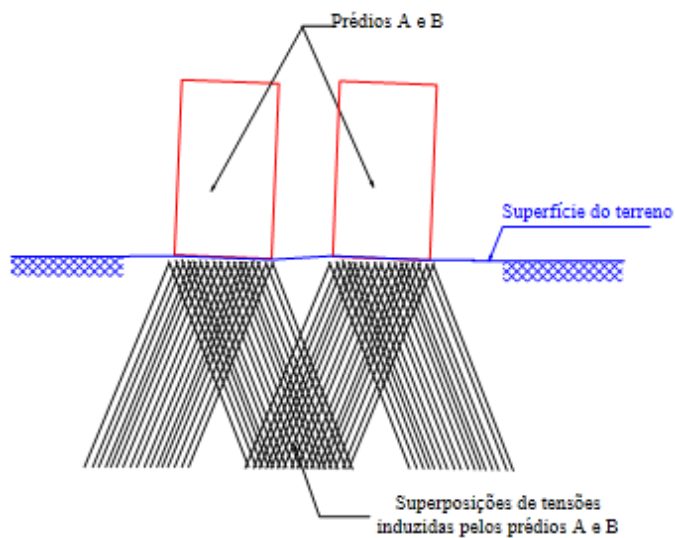


FIGURA 2.7 - Efeito de construções vizinhas - 2º Caso (carregamento não-simultâneo).
Fonte: REIS, 2000.

- 3º Caso: Quando um prédio é construído entre duas edificações já construídas. A edificação mais nova provoca acréscimos de tensão no maciço de solos, induzindo recalques nas edificações existentes, e, conseqüentemente, seus tombamentos em sentidos contrários. A edificação mais nova não sofrerá desaprumos, porque o diagrama de tensões do maciço de solos é simétrico em relação a esse edifício.

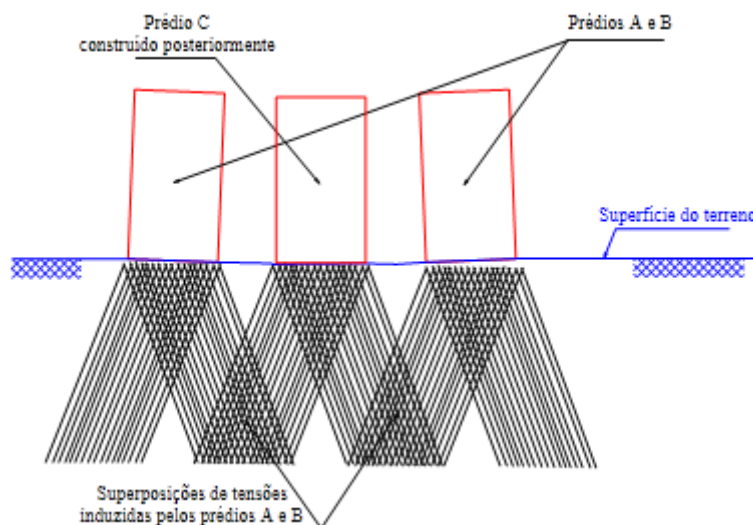


FIGURA 2.8 - Efeito de construções vizinhas - 3º Caso (terceiro prédio construído entre dois prédios pré-existentes).
Fonte: REIS, 2000.

- 4º Caso: Quando se constroem duas novas edificações paralelas a um edifício existente. A primeira edificação provocará o pré-adsensamento do maciço de solos, de tal forma que as novas edificações a serem construídas sofrerão tombamentos em sentidos contrários. A edificação mais nova não sofrerá desaprumos, uma vez que o diagrama de tensões do maciço de solos é simétrico em relação a esse edifício.

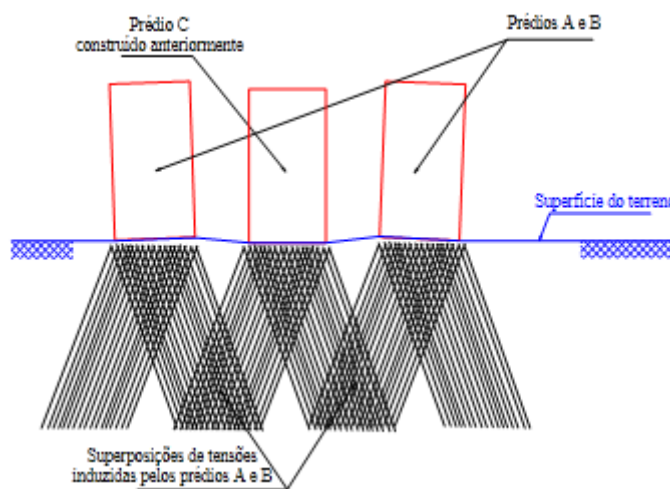


FIGURA 2.9 - Efeito de construções vizinhas - 4º Caso (dois prédios construídos ao lado de um já existente).
Fonte: REIS, 2000.

MENDONÇA *et al.* (1998) fizeram considerações sobre a influência recíproca de fundações (superficiais) de 4 (quatro) prédios vizinhos com até 18 (dezoito) pavimentos, assentes em solos moles da orla marinha de Santos-SP, das décadas de 1940 a 1970. Os autores comentaram que análises de ISE em construções isoladas são inadequadas, nessas regiões, sendo recomendadas análises com a influência de edificações vizinhas, que é causa fundamental da inclinação de prédios e de distorções excessivas em apoios de edifícios. Nessa análise, foram levadas em consideração: a parcela de recalque devido ao adensamento primário (módulo de elasticidade com comportamento drenado das camadas de argila mole), a influência da rigidez da superestrutura (edifício isolado) e as alterações ambientais devido a um eventual reforço de fundação em um dos edifícios do grupo. Foram investigadas 3 (três) situações, considerando-se a ISE, quais sejam: 1) construção isolada do edifício em estudo; 2) construção simultânea com um edifício vizinho; e 3) construção simultânea do edifício e dos demais 3 (três) prédios vizinhos. Os resultados foram apresentados em termos de curvas de iso-recalques.

REIS e AOKI (2000) estudaram a ISE em edifícios quando estes estão assentes em solos moles (argilas). Foram analisados 3 (três) edifícios localizados em Santos - SP, com 12 (doze) andares e 22 (vinte e dois) pilares, com suas fundações em sapatas. A superestrutura foi modelada com o comportamento elástico linear e, o solo, com comportamento visco-elástico, de acordo com o modelo de Kelvin, sendo os parâmetros obtidos via retro-análise de dados experimentais disponíveis. Inicialmente, foi feita uma análise convencional isolada dos edifícios (sem ISE) e, depois, considerou-se a ISE em 2 (duas) condições: 1) prédios isolados; e 2) comportamento conjunto dos 3 (três) edifícios. Foram observados, nesse trabalho, os esforços normais nos pilares, as tensões no solo e os recalques medidos e calculados (modelo Kelvin) ao longo do tempo.

2.6 Efeito Tridimensional do Pórtico

De acordo com GUSMÃO (1990), quando se considera o efeito tridimensional de pórtico, existe uma maior tendência à uniformização dos recalques, e isso ocorre porque cintas e vigas transversais aumentam a rigidez global da estrutura.

Os trabalhos de MOURA (1995 e 1999) demonstraram a viabilidade prática de análise da ISE para um edifício de 19 (dezenove) andares em concreto armado, em um modelo tridimensional. A adoção desse modelo permite conhecer o comportamento estrutural de maneira mais próxima da realidade, em termos globais da superestrutura, do elemento de fundação e do solo, durante a fase de projeto da obra. Essa modelagem foi feita usando-se o programa automático Módulo Interação acoplado ao *Sistema Computacional Edifício* (FONTE, 1994). Moura percebeu que a deformada de recalque do modelo que considerava a interação solo-estrutura e, ainda, a seqüência construtiva andar por andar apresentou, de modo geral, tendência à suavização da deformada de recalque, em decorrência da transferência de cargas dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos.

2.7 Influência do Processo Construtivo

BROWN e YU (1986) investigaram os efeitos da aplicação progressiva do carregamento em estruturas planas e tridimensionais submetidas a ISE. Esses autores concluíram que, para fins de previsão dos efeitos da interação, tais como a redistribuição das cargas nos pilares e dos recalques, a rigidez de um edifício carregado progressivamente pode ser estimada, de forma aproximada, como sendo a metade da rigidez da edificação completa.

JUCÁ *et al.* (1994) analisaram a estrutura de um edifício de 14 (quatorze) andares, construído sobre um terreno arenoso melhorado, considerando a influência do efeito construtivo incremental na interação solo-estrutura, com o uso do *Sistema Computacional Edifício* (FONTE, 1994), desenvolvido na Universidade Federal de

Pernambuco - UFPE. Os resultados foram comparados com as medições de recalques realizadas, em campo, durante o período de construção. Os autores concluíram que o modelo que considera a edificação totalmente construída subestima os recalques diferenciais, devido à consideração implícita de uma rigidez maior do que a real para a estrutura.

Segundo GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1994), durante a construção, à medida que se vai subindo o pavimento, há uma tendência à uniformização dos recalques, devido ao aumento da rigidez da estrutura, sendo que esta rigidez não cresce, linearmente, com o número de pavimentos.

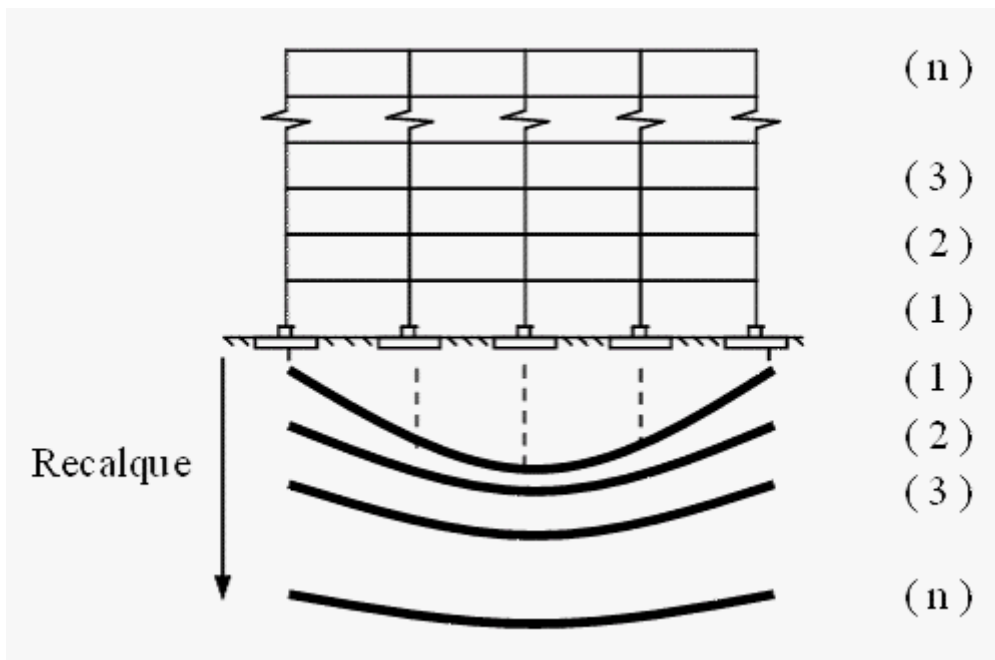


FIGURA 2.10 - Efeito da seqüência construtiva.

Fonte: GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994.

FONTE *et al.* (1994a, 1994b) confrontaram os resultados dos recalques de fundações em sapatas, medidos na obra de um edifício de 14 (quatorze) andares, com as previsões dos modelos numéricos. Dessa forma pode-se avaliar se a consideração ou não da interação estrutura-solo e dos efeitos construtivos forneciam resultados de recalque mais próximos dos reais (medidos na obra).

Os resultados indicaram que o modelo que não considera a interação solo-estrutura superestima a previsão dos recalques diferenciais, por não considerar a rigidez da estrutura.

O modelo que considera a interação estrutura-solo, mas aplica carregamento instantâneo para a estrutura completa, acaba subestimando a previsão dos recalques, devido à não-consideração do carregamento gradual na estrutura e do acréscimo de rigidez, o que induz a rigidez da estrutura maior que a real.

Os resultados que mais se aproximaram dos que foram medidos no campo foram os do modelo que considera os efeitos da interação estrutura-solo e a aplicação gradual de elementos estruturais, que faz com que a rigidez dos elementos sofra constantes modificações para cada seqüência de carregamento.

Com o objetivo de simular, numericamente, a seqüência construtiva em que um pavimento em construção não causa esforços solicitantes nos demais elementos superiores que ainda nem foram construídos, HOLANDA JÚNIOR (1998) utilizou o processo seqüencial direto. Este processo analisa a estrutura para cada acréscimo de pavimento, considerando apenas o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo-se, até que o edifício atinja o seu topo. As análises foram realizadas considerando-se um comportamento elástico e linear dos materiais e os esforços finais de cada elemento foram determinados pela simples soma dos seus respectivos esforços calculados em todas as etapas. Para considerar que o pavimento é construído nivelado e na sua posição original prevista no projeto, os recalques finais da fundação e os deslocamentos verticais de todos os nós do pórtico foram obtidos da mesma forma, pela superposição.

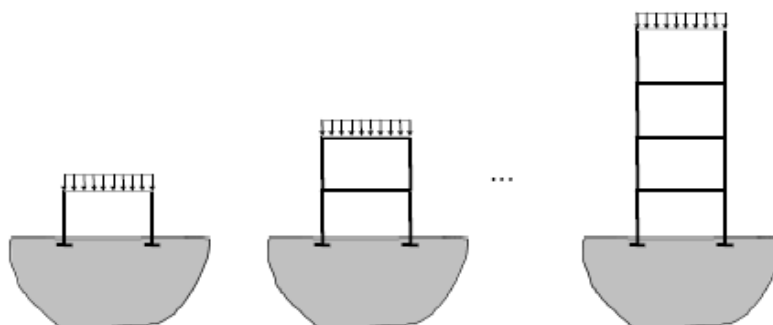


FIGURA 2.11 - Simulação da seqüência construtiva.
Fonte: Adaptado de HOLANDA JÚNIOR, 1998.

SILVA (2006) constatou uma redução dos valores das tensões máximas devido à consideração da ISE em torno de 5 a 10%, podendo, em alguns casos isolados, atingir valores acima de 20%. O referido autor também concluiu, em seu trabalho, que a consideração do carregamento da estrutura por etapas levou à obtenção de valores de tensões menores, em relação ao modelo que considera a hipótese de carregamento instantâneo.

2.8 Forma em Planta da Edificação

Vários trabalhos de medições de recalques em diversos tipos de edificações mostraram que há uma influência da forma em planta da edificação quanto à tendência à uniformização dos recalques.

Segundo BARATA (1986), quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação, maior será essa tendência. De acordo com GUSMÃO (1990), para um dado terreno de fundação, o efeito da forma em planta da edificação na tendência à uniformização de recalques é mais importante em estruturas flexíveis do que em estruturas rígidas.

2.9 Efeito da Deformabilidade do Solo

Segundo GUSMÃO (1990), quanto mais deformável for o maciço de solo da fundação, tanto maior será a susceptibilidade do conjunto à redistribuição de esforços, o que significa uma maior tendência à uniformização nas cargas na fundação e uma deformada de recalques mais suave.

A influência da deformabilidade é mais significativa para os casos de prédios mais baixos, de até 6 (seis) ou 8 (oito) pavimentos. Em estruturas a partir de 10 (dez) a 12 (doze) pavimentos, essa influência tende a uma atenuação, na medida em que se aumenta a quantidade de pavimentos.

As observações descritas acima foram comprovadas por MADUREIRA *et al.* (2000), mediante resultados de uma simulação numérica, via MEF, da distribuição de cargas em pilares de estruturas aporricadas, assentadas em fundação superficial de maciço de solo arenoso deformável.

Para simular a deformabilidade do solo, os pontos nodais referentes aos apoios das estruturas sobre o mesmo foram conectados a molas ideais de ação essencialmente vertical. A cada uma das molas, e em conformidade com o nível de deformabilidade a considerar, foi atribuída uma rigidez apropriada, compatível com o tipo de solo que se desejava representar. Nas simulações, MADUREIRA *et al.* (2000) consideraram estruturas de 4 (quatro), 8 (oito), 16 (dezesesseis) e 32 (trinta e dois) pavimentos. Os resultados obtidos confirmam uma tendência maior à uniformização das reações, na medida em que os solos se tornam mais deformáveis, e esta se atenua quando se aumenta o número de pavimentos, devido ao aumento da rigidez global.

2.10 Profundidade da Superfície Indeslocável

Diversos trabalhos estudaram a influência da presença da fronteira rígida, tanto no caso de fundações superficiais como no caso de fundações em estacas, tais como os de

SCHULTZE e SHERIF (1973), DIAS (1977), BARATA (1986), AOKI (1987 e 1997) e GUSMÃO (1990). Segundo AOKI (1997), o ideal é que a origem dos eixos globais no estudo da interação solo-estrutura seja colocada na superfície do indeslocável.

Obviamente, para se ter uma maior precisão da localização da superfície indeslocável, deve-se fazer vários ensaios de campo, tais como o SPT e o CPT. Na ausência de informações mais precisas, sugere-se a utilização do bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq, que se encontra em BOWLES (1988), para placas quadradas e corridas. Em termos de projetos, admite-se a fronteira rígida de $1,5$ a $2B$, para fundações superficiais, conforme exemplo extraído de COLARES (2006), estampado na FIG. 2.12, abaixo.

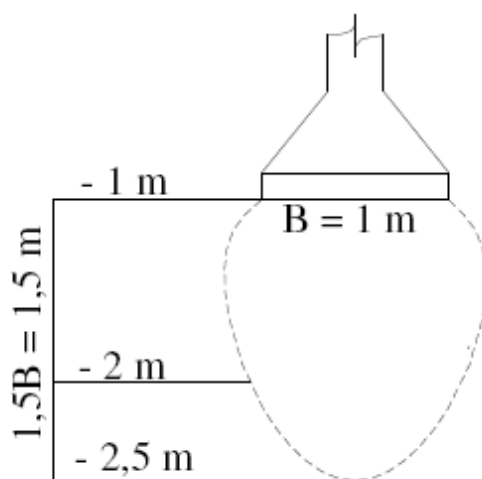


FIGURA 2.12 - Bulbo de tensões para $B=1.0\text{m}$.
Fonte: COLARES, 2006.

2.11 Presença das Cintas

GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1990) tratam do estudo de um edifício residencial, em concreto armado, de 15 (quinze) pavimentos e 30 (trinta) pilares na sua projeção, localizado no bairro da Boa Viagem - Recife - PE, cujo projeto de fundação foi executado levando-se em consideração a ISE, verificando-se seus efeitos no desempenho das mesmas, tais como a diminuição dos recalques diferenciais, a

redistribuição de cargas no pilares e, principalmente, a influência do cintamento. Este, além de ser dimensionado para resistir a esforços de flexão, foi submetido a esforços de tração e foi imprescindível o completo travamento dos pilares, contribuindo para a redução dos recalques diferenciais.

2.12 Efeito da Anisotropia do Solo

LEE e SMALL (1991) fizeram uso do método das camadas finitas para estudar o comportamento de estacas carregadas lateralmente em solos transversalmente anisotrópicos e a influência dessa anisotropia na resposta fornecida pelo modelo. Para esse trabalho, usaram as propriedades básicas de um solo argiloso típico encontrado em Londres. Com relação à deflexão o modelo anisotrópico, prediz-se valores menores comparados ao modelo isotrópico e essa diferença é menor para estacas flexíveis. Comparando-se seus valores com os medidos em casos reais, o modelo anisotrópico se aproxima mais do real. A anisotropia tem pouca influência sobre a rotação em estacas flexíveis e uma influência maior em estacas rígidas. O modelo anisotrópico prediz valores muito menores para momentos fletores do que o modelo isotrópico, exceto próximo à superfície.

3

CONCEITOS FUNDAMENTAIS PARA O ESTUDO DA ISE

3.1 Modelos de Comportamento dos Materiais

Para efetuar a análise do comportamento de uma estrutura, é essencial o conhecimento das equações constitutivas dos materiais que a compõem. Recorrendo-se à Reologia — ciência que estuda o comportamento dos materiais por meio das suas equações constitutivas —, é possível fazer o relacionamento entre as tensões, as deformações e o tempo.

É significativamente importante para o projetista saber o comportamento mecânico do material em análise. Neste sentido, as Teorias da Elasticidade e da Plasticidade apresentam alguns modelos de idealização do comportamento tensão-deformação. Ao realizar-se uma análise, deve-se ter o cuidado de se aplicar ao problema aquele modelo que lhe for mais apropriado.

É usual na Teoria da Elasticidade, considerar que o material é isotrópico, homogêneo e possui uma relação tensão-deformação linear. Sabe-se, no entanto, que os solos são não-homogêneos, anisotrópicos, e que apresentam relação tensão-deformação não-linear.

PROENÇA (1986) defende que é difícil simular todas as situações de tensão-deformação passíveis de ocorrer em um corpo com um único modelo, propondo, por isso, a utilização de vários modelos para um único material, escolhidos de maneira a simular o comportamento desejado em cada situação.

O modelo do comportamento de um determinado material, também chamado de modelo reológico, é obtido a partir de uma combinação de modelos básicos, de modo a se obter a máximo grau de aproximação desejado com a realidade. Esse modelo deve ser sempre representado por uma relação entre a tensão, a deformação e o tempo.

Na seqüência os modelos básicos (elástico, plástico e viscoso) serão apresentados com suas particularidades e, posteriormente, alguns comentários sobre os modelos combinados que mais se aplicam ao estudo do comportamento da alvenaria, do concreto e do solo.

Entende-se por modelos básicos aqueles que admitem que a tensão é linearmente dependente da deformação, constante com a deformação e linearmente dependente da velocidade de deformação.

3.1.1 Modelo Elástico

O diagrama tensão-deformação de um material elástico caracteriza-se por deformações imediatas; isto é, por deformações que não variam com o tempo, quando a tensão permanecer constante, e, também, por uma curva de carga.

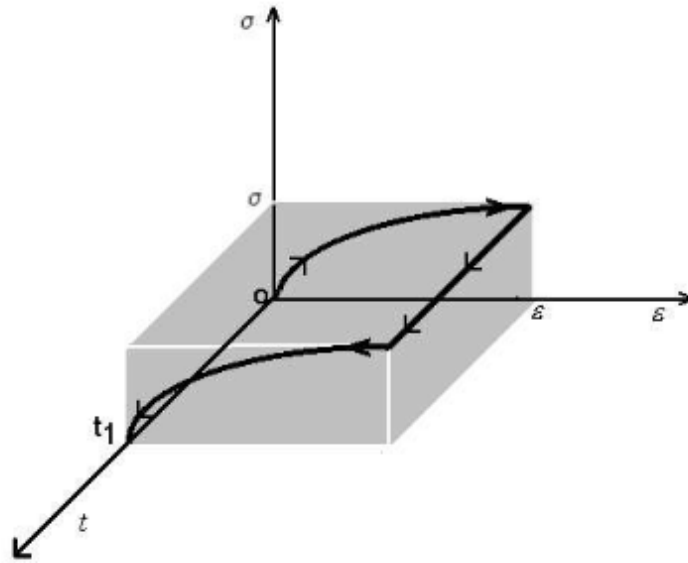


FIGURA 3.1 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo elástico.
 Fonte: REIS, 2000.

No caso da elasticidade linear, a proporcionalidade entre σ e ϵ é expressa pela Lei de Hooke — Eq. 3.1:

$$\sigma = E.\epsilon \tag{3.1}$$

Conforme a figura abaixo, na elasticidade linear há proporcionalidade entre tensões e deformações específicas. Na elasticidade não linear, não há essa proporcionalidade; existe, porém, uma função que dá, univocamente, o valor da tensão para cada valor de deformação específica.

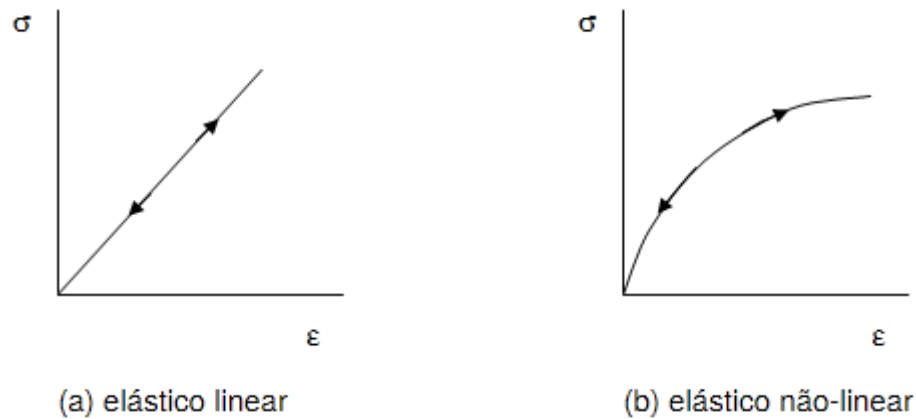


FIGURA 3.2 – Modelo idealizado para o regime elástico.

Para o caso específico de um corpo submetido a um estado uniaxial de tensões, o comportamento elástico pode ser representado por uma mola, conforme ilustrado na FIG. 3.3, abaixo.

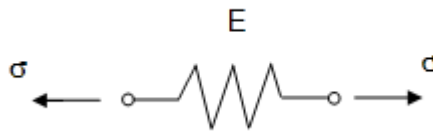


FIGURA 3.3 – Representação do modelo elástico.

3.1.2 Modelo Plástico

Nesse modelo, ao se aplicar um esforço externo em um corpo, este não sofrerá deformações até um determinado limite de tensão, caracterizado pela tensão de escoamento σ_y , a partir do qual o corpo sofrerá deformações plásticas ou permanentes.

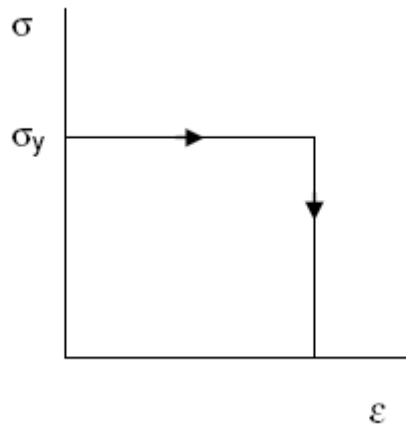


FIGURA 3.4 – Modelo idealizado para o regime plástico perfeito.

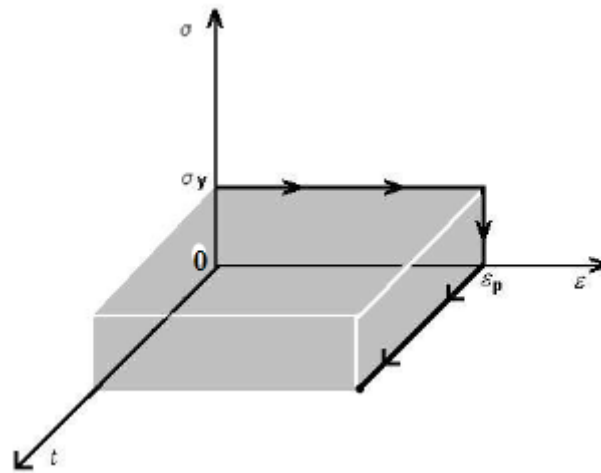


FIGURA 3.5 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o modelo plástico.
Fonte: REIS, 2000.

O modelo plástico perfeito pode ser representado por um corpo sólido sobre uma superfície plana, onde a tensão de escoamento é a tensão necessária para romper o atrito.



FIGURA 3.6 – Representação física do modelo plástico.

3.1.3 Modelo Viscoso

Nesse modelo, ao se aplicar uma ação externa em um corpo, este sofrerá deformações que variam ao longo do tempo, sendo essas deformações irreversíveis, quando o corpo for descarregado.

Em uma análise analítica desse tipo de comportamento, admite-se que a tensão é proporcional a uma taxa de deformação ao longo do tempo $d\varepsilon/dt$, de modo que, no momento de aplicação da tensão, a deformação é nula. A relação constitutiva fundamental desse modelo é esta:

$$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} \tag{3.2}$$

Onde, η é o coeficiente de viscosidade do material.

Em uma situação em que exista apenas uma tensão atuante constante, também é constante a velocidade de deformação; logo, a deformação cresce de maneira linear ao longo do tempo. No momento do descarregamento, ou seja, tensão igual a zero, a velocidade de deformação é nula, por isso a deformação torna-se constante com o tempo.

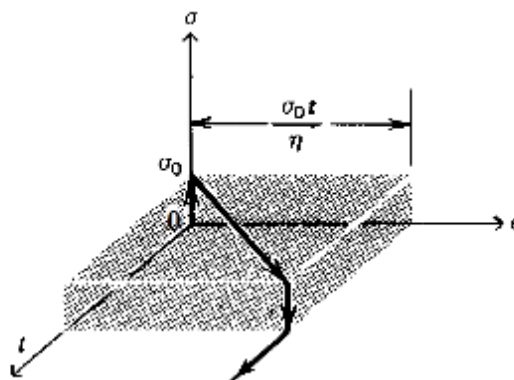


FIGURA 3.7 – Comportamento tensão-deformação-tempo para o material viscoso.
 Fonte: REIS, 2000.

Fisicamente, pode-se fazer uma analogia deste modelo com o funcionamento de um amortecedor. Um pistão com êmbolo imerso num líquido viscoso seria uma representação física deste modelo.

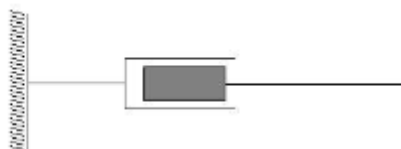


FIGURA 3.8 – Representação física do modelo viscoso.
Fonte: REIS, 2000.

3.1.4 Modelos Combinados

Na maioria das vezes, é necessário combinar os modelos básicos descritos anteriormente para se reproduzir o comportamento dos diversos materiais existentes, naturais ou não. Estas combinações podem ser divididas em 4 (quatro) grupos:

- Modelo elasto-plástico;
- Modelo visco-elástico;
- Modelo visco-plástico; e
- Modelo elasto-visco-plástico.

MORGENSTERN (1975) propôs um organograma indicando os modelos clássicos do comportamento tensão-deformação para os solos, conforme pode-se ser visto na FIG. 3.9, abaixo.

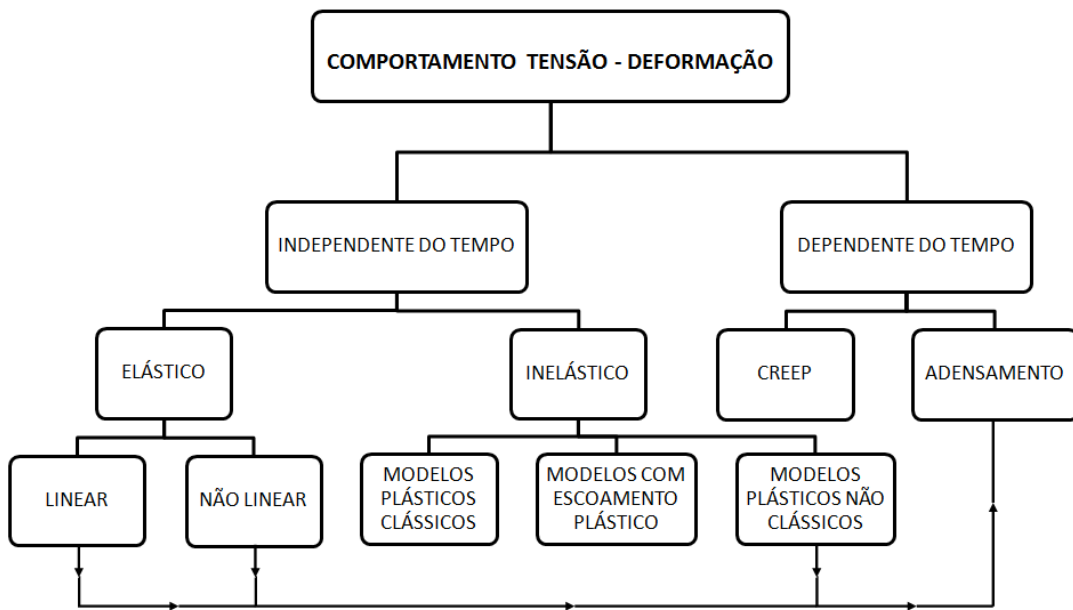


FIGURA 3.9 – Classificação de modelos de comportamento tensão-deformação em solos.

Fonte: Adaptado de MORGENSTERN, 1975.

Como não é objetivo deste trabalho avaliar todos os modelos existentes para a representação do sistema geotécnico, as especificidades de cada um dos modelos descritos anteriormente não serão abordadas nesta dissertação.

3.2 Modelos Discretos para Representação do Solo

Os métodos discretos ou métodos discretizados são aqueles que representam o maciço de solo ou sistema geotécnico não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados. Pode-se citar, como exemplos, o Método dos Elementos Finitos, que representa o elemento estrutural de fundação como um conjunto de barras ligadas, e os métodos baseados na hipótese de Winkler, o qual representa o solo como um conjunto de molas.

A análise conjunta do sistema estrutural e geotécnico que utiliza um desses modelos discretos é conhecida como Interação Solo-Estrutura-ISE. Nesse tipo de análise, pode-se utilizar dois modelos para representar o sistema geotécnico, a saber:

1. O maciço de solo é representado por molas (com resposta linear ou não); e
2. O maciço de solo é representado como um meio contínuo (elástico linear ou não).

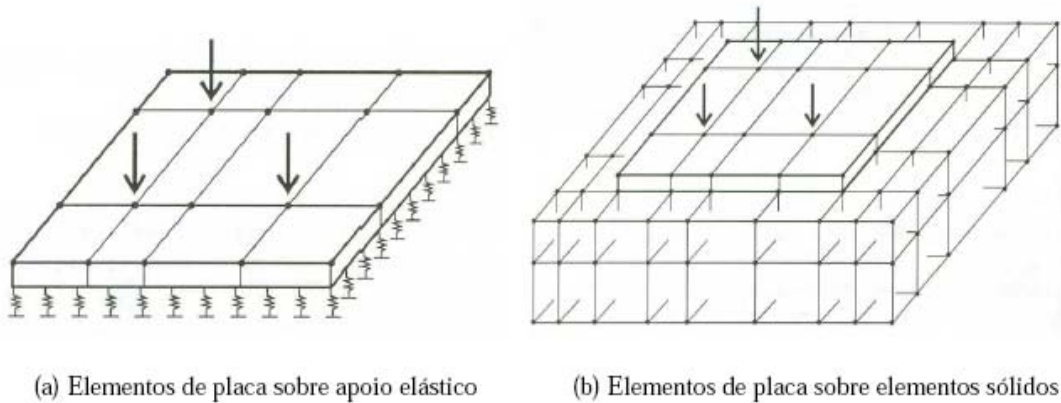


FIGURA 3.10 – Modelos para representação do sistema geotécnico.
 Fonte: DÓRIA, 2007.

3.2.1 Modelo de Winkler

Esse modelo foi apresentado por Winkler, em 1867, para estudar o comportamento de vigas em fundações elásticas. Ele representa o meio solo como um conjunto de molas linearmente elásticas e mutuamente independentes, discretas e rigorosamente espaçadas. De acordo com essa idealização, a deformação da fundação devido à carga aplicada está confinada apenas nas regiões carregadas. Para o caso de deformação vertical, a Hipótese de Winkler é dada pela Eq. 3.3:

$$\sigma(x, y) = K_s^v \cdot w(x, y) \tag{3.3}$$

onde:

$\sigma(x, y)$ é a tensão de contato média na base da fundação;

$w(x, y)$ é o deslocamento vertical (recalque); e

K_s^v é o módulo de reação vertical, sendo este valor definido em função do tipo de solo que compões o maciço de fundação.

Essa constante (K_s^v) também é chamada pela literatura pelos seguintes nomes: (a) constante de proporcionalidade, (b) coeficiente de reação vertical, (c) coeficiente de recalque e (d) coeficiente de mola.

Por ser relativamente simples, é o modelo mais utilizado no estudo da ISE, nos escritórios de projeto. O grande problema desse modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo abaixo da fundação. Esse problema se torna duplo, já que o valor do módulo de reação vertical não depende apenas da natureza do maciço de solo, mas também das dimensões da área carregada e da profundidade de assentamento do elemento de fundação. Deve-se ter, portanto, bastante atenção ao determiná-lo numericamente para uso em problemas práticos.

Uma deficiência desse modelo é que ele não leva em conta a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade e, outra, considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Seu pior defeito, porém, é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não-existência de ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo.

O coeficiente de reação vertical, definido pela Eq. 3.3, pode ser obtido por meio de:

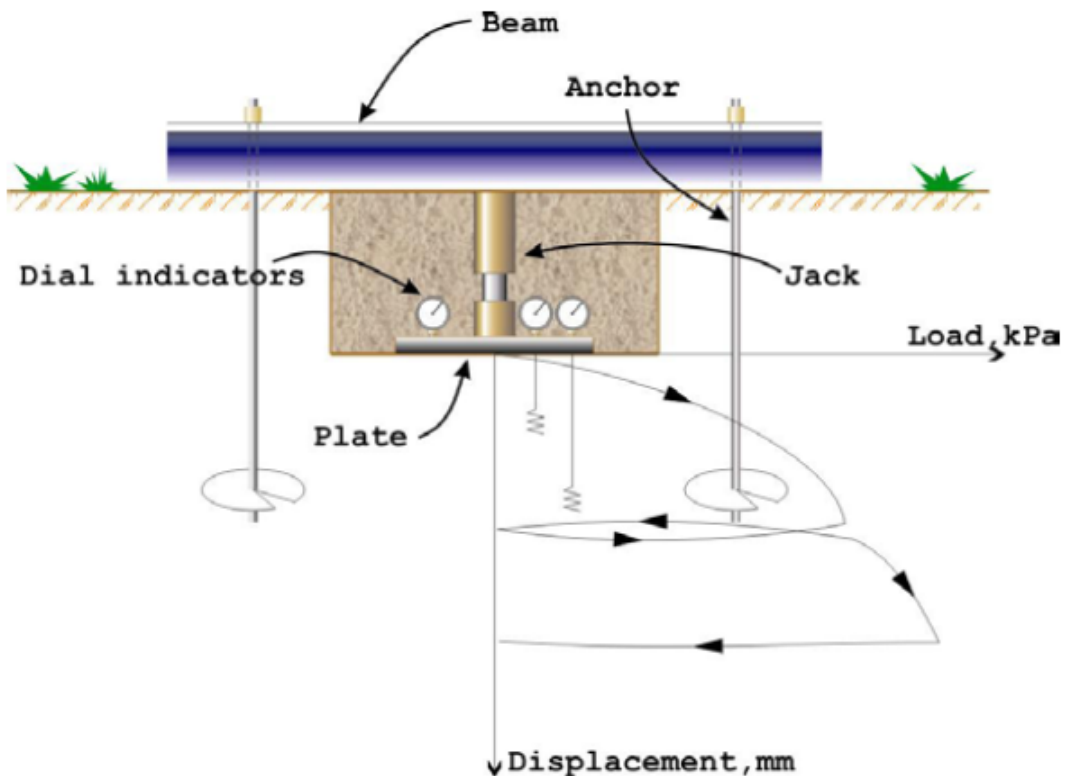
- Ensaio de Placa;
- Cálculo do recalque da fundação real;
- Uso de tabela de valores típicos;
- Correlações com o N_{SPT} ;
- Correlações com as propriedades elásticas do maciço de solos; ou de
- Correlações com a tensão admissível do solo.

3.2.1.1 Ensaio de Placa

O módulo de reação vertical pode ser obtido por meio de ensaio de placa. Nesse ensaio, obtém-se uma curva tensão recalque da placa, cuja inclinação em seu trecho inicial (longe da ruptura) é o próprio coeficiente (FIG. 3.11). O módulo de reação vertical obtido por meio do ensaio de uma placa quadrada de 1 pé = 30,5cm é, usualmente, denominado K_s^v .

Uma forte não-linearidade pode ser vista na curva tensão-recalque e, para se obter um valor de K_s^v mais real para a análise em vista, esse coeficiente deve ser tirado da faixa de pressões prevista, e após ciclos de carga se for o caso.

No Brasil, o ensaio de placa é padronizado pela NBR 6489 (ABNT, 1984) e pode ser utilizado para a obtenção de parâmetros de deformação e de resistência, para prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta e para se obter o coeficiente de reação vertical K_s^v .



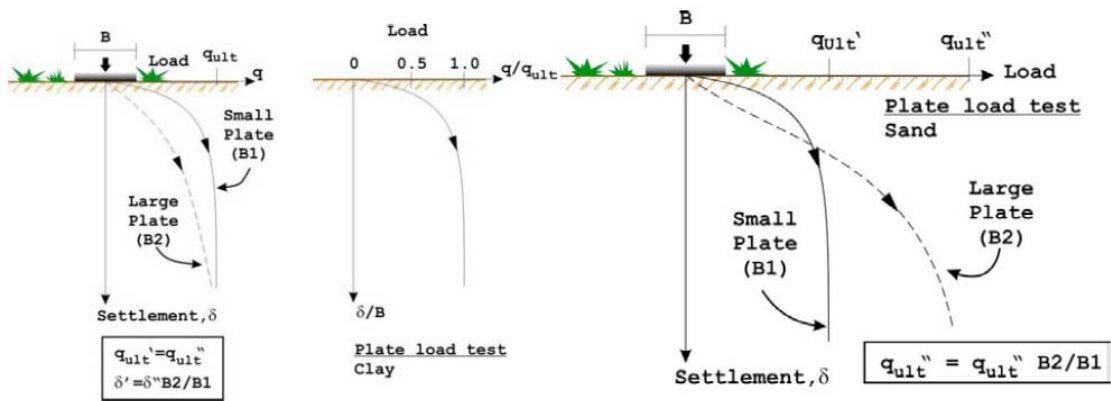


FIGURA 3.11 – Aspectos Gerais do Ensaio de Placa.
 Fonte: Adaptado de BROMS, 2004.

Segundo VELLOSO e LOPES (2002), o módulo de reação vertical definido com ensaios de placa necessita ser corrigido, em função da dimensão e da forma da fundação real, conforme ilustram as equações 3.4 e 3.5. O módulo de reação vertical deve ser corrigido pois ele não é uma propriedade apenas do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo. A Eq. 3.4 é utilizada para solos arenosos e a Eq. 3.5 é utilizada para solos argilosos a muito rijos.

$$(K_s^v)_{FUNDAC\tilde{A}O} = (K_s^v)_{PLACA} \cdot \left(\frac{B_{FUNDAC\tilde{A}O} + B_{PLACA}}{B_{FUNDAC\tilde{A}O}} \right)^2 \quad (3.4)$$

$$(K_s^v)_{FUNDAC\tilde{A}O} = (K_s^v)_{PLACA} \cdot \frac{A_{PLACA}}{A_{FUNDAC\tilde{A}O}} \quad (3.5)$$

Outra maneira de se corrigir o K_s^v obtido no ensaio de placa é pela utilização da Eq. 3.6, proposta pelo *American Concrete Institute* - ACI (1988):

$$(K_s^v)_{FUNDAC\tilde{A}O} = (K_s^v)_{PLACA} \cdot \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad (3.6)$$

onde n é um coeficiente que varia entre 0,5 e 0,7; B é a menor dimensão da fundação e b é a menor dimensão da placa. No caso do radier, o valor de B é muito grande, causando um K_s^v pequeno. Caso a espessura da camada compressível sob a fundação for $\leq 4B$, VELLOSO e LOPES (2002) sugerem adotar-se $n=0,5$.

TERZAGHI (1955) propôs para o caso de sapatas de base quadrada as fórmulas Eq. 3.7 e Eq. 3.8:

$$(K_s^v)_{FUNDAC\tilde{A}O} = \frac{20}{B} \cdot (K_s^v)_{PLACA} \quad (3.7)$$

$$(K_s^v)_{FUNDAC\tilde{A}O} = (K_s^v)_{PLACA} \cdot \left(\frac{B+20}{2B} \right)^n \quad (3.8)$$

Y. LACROIX (1960), depois de numerosos ensaios realizados nos Estados Unidos da América e no Canadá, propôs substituir o valor 2 da Eq. 3.8 por 2,5.

3.2.1.2 Cálculo do recalque da fundação real

O módulo de reação vertical pode ser estimado a partir do cálculo do recalque da fundação, supostamente submetida a um carregamento unitário distribuído (VELLOSO e LOPES, 2002). Nesse cálculo, a fundação é suposta rígida e o recalque assim obtido representa um recalque médio. Com esse recalque, calcula-se o coeficiente de reação usando-se a Eq. 3.9:

$$K_s^v = \frac{\bar{q}}{\bar{w}} = \frac{1,0}{\bar{w}} \quad (3.9)$$

Utilizando-se esse procedimento, é possível considerar os diferentes solos solicitados pela fundação.

3.2.1.3 Uso de tabela de valores típicos

A literatura fornece diversas tabelas para se encontrar o K_s^v . Valores do módulo de reação vertical de uma placa quadrada de 1 (um) pé fornecida por TERZAGHI (1955) estão mostrados na TAB. 3.1.

TABELA 3.1 – Valores de K_s^v (KN.m⁻³).
Fonte: TERZAGHI, 1955.

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (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	Mediamente 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

q_u corresponde a resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e da dimensão da sapata.

BRANDI (2004) propõe uma tabela de K_s^v que reúne informações de CERNICA (1995), VELLOSO e LOPES (2002) e BOWLES (1988), podendo ser vista na TAB. 3.2.

TABELA 3.2 – Valores propostos para K_s^v (MPa/m).

COMPACIDADE (Solo Granular)	FOFA	MÉDIA	COMPACTA
Seco ou úmido	6 – 18 (C)	18 – 90 (C)	90 – 180 (C)
	5 – 16 (B)	10 – 80 (B)	63 – 126 (B)
	6 – 19 (V)	41 (V)	157 (V)
Submerso	8 (C)	24 (C)	90 (C)
	8 (V)	25 (V)	94 (V)
CONSISTÊNCIA (Solo Coesivo)	RIJA	MUITO RIJA	DURA
qu (kPa)	9 – 18 (C)	18 – 38 (C)	> 38 (C)
	100 - 200	200 - 400	> 400
	24 (V)	47 (V)	94 (V)
	12 - 24 (B)	24 – 47 (B)	> 47
Areia argilosa (B)	31 – 79	*_*	*_*
Areia siltosa (B)	24 – 47	*_*	*_*

FONTE: Adaptada de CERNICA (1995), VELLOSO e LOPES (2002) e BOWLES (1977).
 NOTA: (C) = CERNICA, (V) = VELLOSO e (B) = BOWLES.
 Os valores (C) e (V) correspondem ao k_{vp} e (B) ao k_{vf} .

Na falta de ensaios apropriados, MORAES (1976) recomenda o uso dos valores da TAB. 3.3 para a adoção dos valores do módulo de reação vertical.

TABELA 3.3 – Valores de K_s^v (KN.m⁻³).
 Fonte: MORAES, 1976.

Tipo de Solo	k_s^v (kN m ⁻³)
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

O *American Concrete Institute* (1988) apresenta o intervalo do módulo de reação vertical em função dos limites de variação do CBR para cada tipo de solo classificado. Esses valores podem ser vistos na TAB. 3.4.

TABELA 3.4 – Valores de K_s^v (KN.m⁻³).
Fonte: ACI, 1988.

SOLO		CBR		k (kgf/cm ³)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
FINO	OH	2,0	5,0	0,77	3,32
	CH	2,0	5,0	0,77	3,32
	MH	2,5	8,0	1,36	4,82
	OL	2,0	8,0	0,77	4,82
	ML	3,0	15,0	1,85	7,13
	CL	3,0	15,0	1,85	7,13
	GROSSO	SC	10,0	20,0	5,59
SU		10,0	20,0	5,59	8,33
SP		15,0	25,0	7,13	9,33
SM		20,0	40,0	8,33	11,66
SW		20,0	40,0	8,33	11,66
GC		20,0	40,0	8,33	11,66
GU		25,0	50,0	9,33	12,89
GP		35,0	60,0	10,97	13,94
GM		40,0	80,0	11,66	15,73
GW		60,0	80,0	13,94	15,73

Legenda:

G – pedregulho

S – areia

M – sedimento

C – argila

W – bem graduado

P – pobremente graduado

U – uniformemente graduado

L – baixa a média compressibilidade

H – alta compressibilidade

O – orgânico

3.2.1.4 Correlações com o N_{SPT}

A correlação do módulo de reação vertical, K_s^v , com o índice N_{SPT} apresenta um avanço nos projetos, uma vez que os valores de N_{SPT} são obtidos no local de implantação da fundação, portanto tem-se informações reais sobre o sistema geotécnico local. Além disso, na maioria das vezes a única informação que está disponível para o projetista de fundação é o relatório de sondagem N_{SPT} .

CERNICA (1995) apresenta a expressão 3.10 na unidade (MPa/m), afirmando serem seus valores razoáveis, particularmente na análise de radiers. Considerando-se um $N_{SPT} = 15$, por exemplo, $K_s^v = 27$ (MPa/m). Isso significa que uma tensão de 27 MPa provocará uma deformação de 1 (um) metro no solo. O valor de K_s^v será, por conseguinte, tanto maior quanto menos deformável for o solo:

$$K_s^v = 1,8N_{SPT} \quad (3.10)$$

CHAVES² *apud* TEPEDINO (1980) adota as expressões 3.11 (argila e solos argilosos) e 3.12 (areia e solos arenosos) para determinação do módulo de reação vertical K_s^v . A unidade obtida com essas expressões é N/cm^3 .

$$K_s^v = 3N_{SPT} \quad (3.11)$$

$$K_s^v = 5N_{SPT} \quad (3.12)$$

² CHAVES, R. A. *Fundações de Torres de Linhas de Transmissão*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

3.2.1.5 Correlações com as propriedades elásticas do maciço de solos

De acordo com SCARLAT (1993), pelas calibrações efetuadas com a aplicação de análises elásticas de vários solos, tem-se demonstrado que valores de K_s^v entre 20.000 e 30.000 kN/m³ correspondem a módulos de elasticidade entre 40.000 a 60.000 kN/m² e que valores de K_s^v entre 80.000 a 100.000 kN/m³ correspondem a valores de E_s de, aproximadamente, 200.000 kN/m². No entanto, ressalta-se que não é simples se estabelecer uma relação entre o K_s^v e o módulo de elasticidade do solo E_s , uma vez que a resposta dos dois modelos diferem, em função da rigidez da fundação e das características do terreno.

Uma maneira mais direta de se avaliar o coeficiente de reação vertical é correlacionando-o diretamente com as propriedades elásticas do maciço de solo, levando-se em conta uma série de fatores, tais como forma, dimensões e rigidez do elemento de fundação. A Eq. 3.13, proposta por PERLOFF (1975), representa essa alternativa:

$$K_s^v = \frac{E_s}{(1-\nu^2)} \frac{1}{I_w} \frac{1}{B} \quad (3.13)$$

onde:

B = menor dimensão da base da sapata;

ν = coeficiente de Poisson;

I_w = fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata, conforme ilustra a figura abaixo; e

E_s = módulo de Elasticidade do solo.

TABELA 3.5 – Fator de Influência I_w para sapatas rígidas e flexíveis.
 Fonte: SOUZA e REIS, 2008.

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de I_w			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

$h \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow$ Sapata Rígida

$h \leq \frac{B-b}{4} \rightarrow$ Sapata Flexível

MORAES³ *apud* RAUSCH (1959) apresenta a Eq. 3.14 para estimar o valor do módulo de reação vertical. O K_s^v é expresso em t/m^3 .

$$K_s^v = \frac{E_o}{f \cdot \sqrt{F}} \tag{3.14}$$

Onde,

E_o - módulo endométrico do solo em t/m^2 ;

F - Superfície da fundação em m^2 ;

f - Coeficiente sem dimensão, que depende da superfície da fundação, e que é tomado igual a 0,4.

³ MORAES, M. C. *Estruturas de fundações*. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

A variabilidade do módulo de elasticidade dos solos é muito grande e recomenda-se que essa propriedade seja determinada por ensaios triaxiais, ensaios de penetração estática (CPT) ou ensaios de penetração dinâmica (SPT).

3.2.1.6 Correlações com a tensão admissível do solo

BOWLES (1988) propõe avaliar-se o módulo de reação vertical a partir da tensão admissível do solo (σ_{adm}) calculada com um fator de segurança $FS = 3$ e recalque máximo $w = 2,54$ cm, pela expressão 3.15 abaixo, com K_s^v em (kN/m^3) e σ_{adm} em (kPa).

$$K_s^v = 120\sigma_{adm} \quad (3.15)$$

O manual CAD/TQS⁴ *apud* MORRISON (1993) fornece valores para o módulo de reação vertical K_s^v baseado na tensão admissível do solo σ_{adm} , conforme se pode observar na TAB. 3.6, abaixo.

⁴ MORRISON, Nelson.. *Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.

TABELA 3.6 – Valores para K_s^v .
 Fonte: CAD/TQS⁵ apud MORRISON, 1993.

Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_s^v (kgf/cm ²)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_s^v (kgf/cm ²)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_s^v (kgf/cm ²)
0,25	0,65	1,5	3,1	2,75	5,5
0,3	0,78	1,55	3,19	2,8	5,6
0,35	0,91	1,6	3,28	2,85	5,7
0,4	1,04	1,65	3,37	2,9	5,8
0,45	1,17	1,7	3,46	2,95	5,9
0,5	1,3	1,75	3,55	3,00	6,00
0,55	1,39	1,8	3,64	3,05	6,1
0,6	1,48	1,85	3,73	3,1	6,2
0,65	1,57	1,9	3,82	3,15	6,3
0,7	1,66	1,95	3,91	3,2	6,4
0,75	1,75	2,00	4,00	3,25	6,5
0,8	1,84	2,05	4,1	3,3	6,6
0,85	1,93	2,1	4,2	3,35	6,7
0,9	2,02	2,15	4,3	3,4	6,8
0,95	2,11	2,2	4,4	3,45	6,9
1,00	2,2	2,25	4,5	3,5	7,00
1,05	2,29	2,3	4,6	3,55	7,1
1,1	2,38	2,35	4,7	3,60	7,2
1,15	2,47	2,4	4,8	3,65	7,3
1,2	2,56	2,45	4,9	3,70	7,4
1,25	2,65	2,5	5,00	3,75	7,5
1,3	2,74	2,55	5,1	3,80	7,6
1,35	2,83	2,6	5,2	3,85	7,7
1,4	2,92	2,65	5,3	3,90	7,8
1,45	3,01	2,7	5,4	3,95	7,9

⁵ MORRISON, Nelson.. *Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.

TABELA 3.7 – Resumo dos principais métodos.

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2007).

Método para cálculo do K_s^V	Tipo de solo	Considera diversas camadas?	Propagação de tensões	Associação camada sondagem pelo SPT	Variáveis a definir por camada	Dependência do método/SPT
Tipo de solo	Qualquer	Não	Não	Não	K_s^V	Nenhum
SPT- σ_{adm}	Qualquer	sim-bulbo	Não	sim	σ_{adm}	Total
SPT	Qualquer	sim-bulbo	Não	sim	N_{SPT}	Total
Ensaio de Placa	Qualquer	Não	Não	Não	K_s^V	Nenhum

3.2.2 Meio Contínuo

Quando se pretende analisar a distribuição de tensões ao longo do sistema geotécnico ou mesmo os recalques das diversas camadas do maciço de solos provenientes das cargas atuantes de uma edificação, por exemplo, a aproximação baseada nas hipóteses de Winkler, onde o maciço de solo é representado por um conjunto de molas, não é satisfatória.

Neste caso, torna-se necessária uma representação do solo de maneira mais realista, de tal forma que se consiga considerar o contínuo do solo, bem como suas diversas camadas. ALMEIDA (2003) apresenta, em seu trabalho, 2 (dois) modelos, quando se pretende fazer a consideração do sistema geotécnico como um contínuo.

O primeiro modelo parte do manuseio das equações advindas da Teoria da Elasticidade aplicada a um meio contínuo, homogêneo e elástico; ou seja, uma solução analítica. Uma desvantagem da utilização de uma solução analítica baseada nessa teoria é que as soluções encontradas são aplicáveis a um número limitado de problemas, pois de maneira geral as equações não são resolvidas.

Além disso, segundo PINTO (2002), o emprego da Teoria da Elasticidade aos solos é questionável, porque o comportamento dos solos não satisfaz aos requisitos de material elástico, principalmente no que se refere à reversibilidade das deformações, quando as tensões mudam de sentido. Quando ocorrem somente acréscimos de tensões, porém, justifica-se a aplicação da teoria. Por outro lado, até determinado nível de tensões, existe certa proporcionalidade entre as tensões e as deformações, de forma que se considera um módulo de elasticidade constante como representativo do material.

Um dos pioneiros no estudo das tensões provocadas por uma sobrecarga em uma massa sólida tridimensional foi Boussinesq, em 1885. Ele deduziu, a partir da Teoria da Elasticidade, as equações de tensões induzidas numa massa sólida devido à aplicação de uma carga concentrada sobre a superfície de um semi-espaco infinito, elástico, linear, isotrópico e homogêneo. As equações deduzidas por Boussinesq em 1885 e apresentadas por TERZAGHI (1943) são as seguintes:

$$\sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5} \quad (3.16)$$

$$\sigma_r = -\frac{Q}{2\pi R^2} \left[-\frac{3r^2 z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right] \quad (3.17)$$

$$\sigma_t = \frac{Q(1-2\nu)}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} + \frac{R}{R+z} \right] \quad (3.18)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Qrz^2}{2\pi R^5} \quad (3.19)$$

onde:

σ_z , σ_r , σ_t , são tensões normais vertical, radial horizontal e horizontal circunferencial, respectivamente;

τ_{rz} é a tensão tangencial nas direções de \mathbf{r} e \mathbf{z} ; e

ν é o coeficiente de Poisson.

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} \tag{3.20}$$

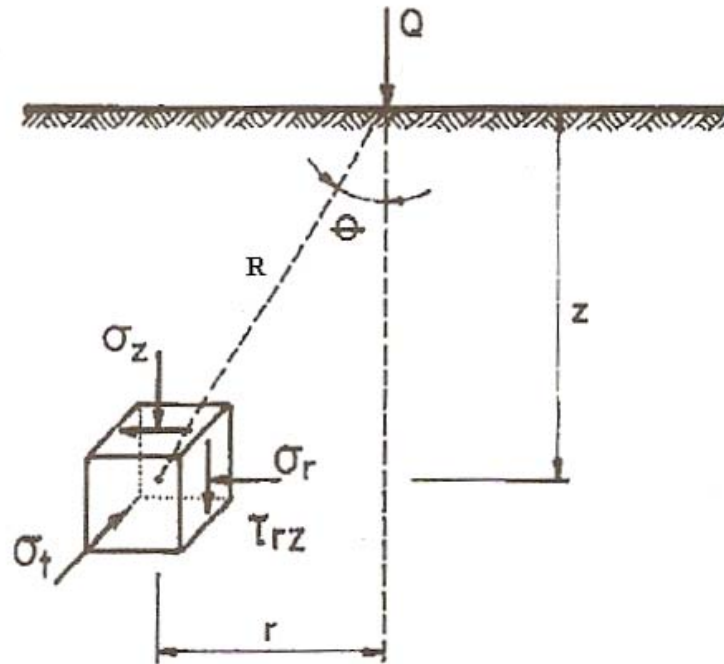


FIGURA 3.12 - Tensões no semi-espaco infinito devido à carga puntiforme.
 Fonte: HACHICH *et al.*, 1998.

Diversos autores deduziram, por integração das equações de Boussinesq, a solução para as tensões induzidas, considerando diversos casos de carregamento (FIG. 3.13). Um conjunto dessas formulações pode ser encontrado em POULOS e DAVIS (1974).

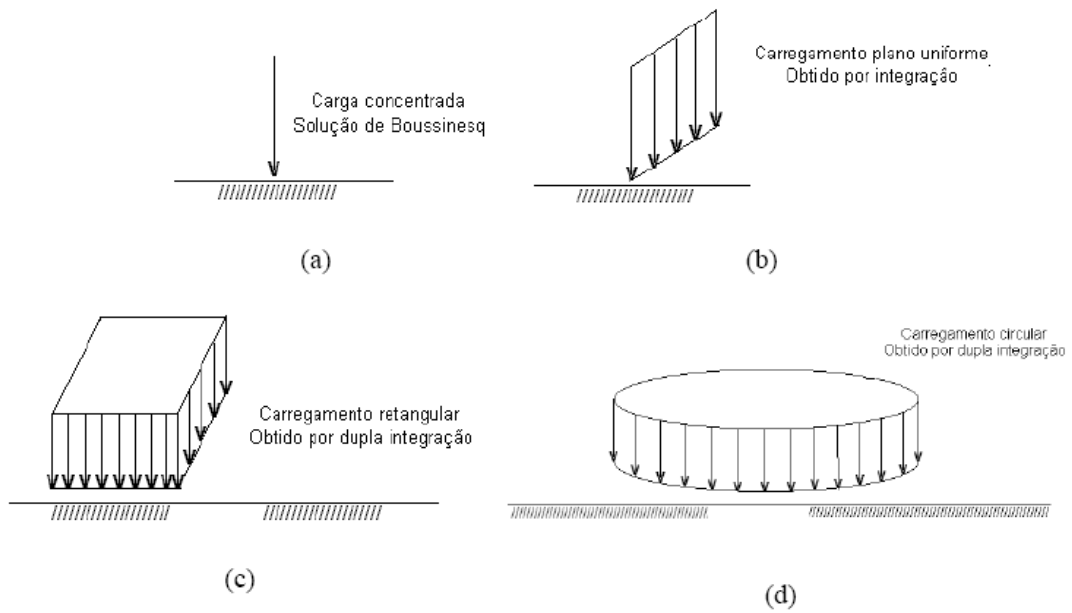


FIGURA 3.13- Tipos de Carregamentos.
 Fonte: REIS, 2000.

Freqüentemente, estas soluções são apresentadas em forma de bulbo de tensões, como o reproduzido na FIG. (3.14), que apresenta os coeficientes de influencia (coeficiente que, multiplicado pela tensão aplicada na superfície, fornece a tensão atuante no ponto) para o cálculo das tensões verticais no interior do solo devidas a carregamento uniformemente distribuído numa área quadrada ou retangular (contínua).

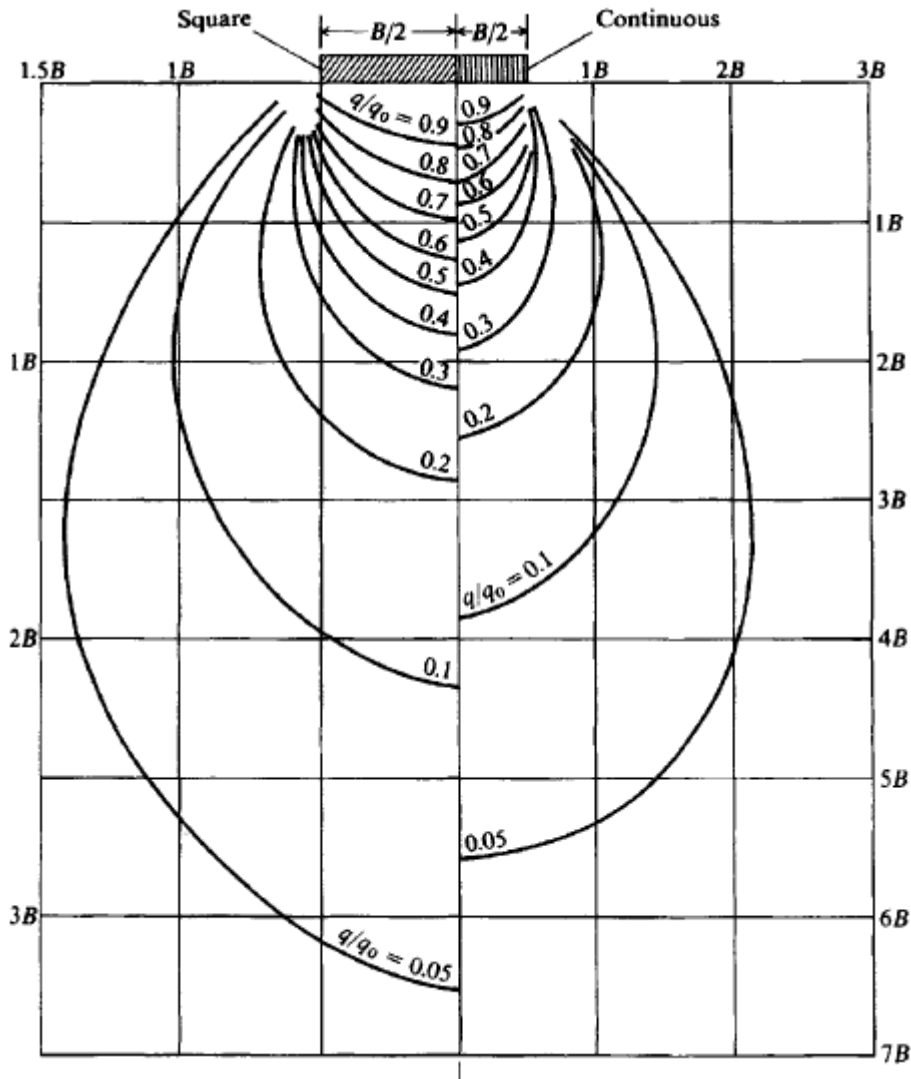


FIGURA 3.14 - Bulbo de tensões baseado na equação de Boussinesq.
 Fonte: BOWLES, 1988.

Ábacos semelhantes são disponíveis, na literatura técnica, para outros esquemas de carregamento, como numa área circular, por exemplo. Por outro lado, são também disponíveis ábacos para o cálculo de tensões horizontais, tensões principais e tensões cisalhantes, permitindo a obtenção de todo o estado de tensões devido a cada carregamento.

No Brasil, um dos trabalhos pioneiros na busca de determinar as tensões e recalques no interior do maciço de solos foi o de AOKI e LOPES (1975). Eles usaram a formulação proposta por MINDLIN (1936), que é o caso mais geral de uma carga concentrada

vertical aplicada em um ponto interno de uma massa sólida tridimensional, semi-infinita, isotrópica, homogênea e elástica linear, e, por meio de integração numérica das equações propostas por este autor, propuseram um método capaz de fornecer recalques e tensões em um maciço de solo para qualquer tipo de carregamento e considerando a estratificação das camadas.

A formulação desse método não será apresentada neste trabalho, pois, como será visto adiante, considerar-se-á o MEF tanto para o sistema geotécnico quanto para o sistema estrutural.

É importante lembrar que as tensões verticais no interior do sistema geotécnico, determinadas pela Teoria da Elasticidade, não dependem do módulo de elasticidade do material ou de seu coeficiente de Poisson, o que seria uma grande vantagem, pois permite sua aplicação em qualquer solo. Não se deve negligenciar, porém, o fato de que as deduções se referem a materiais homogêneos e isotrópicos. Sabe-se que, com frequência, os solos são constituídos por camadas com módulos bem distintos, e mesmo solos de constituição homogênea apresentam módulos crescentes com a profundidade.

Apesar de reconhecidas as limitações da Teoria da Elasticidade, as soluções apresentadas neste item têm sido empregadas mesmo para solos não-homogêneos. Segundo PINTO (2002), uma justificativa para isto é o fato de as análises com esse procedimento conduzirem a soluções bem sucedidas e comprovadas, com razoável aproximação, pelo acompanhamento das obras.

Uma segunda maneira de se representar o contínuo do solo é com a utilização dos potentes métodos numéricos; mais precisamente, com o emprego do Método das Diferenças Finitas (MDF), do Método dos Elementos Finitos (MEF) e do Método dos Elementos de Contorno (MEC).

Os métodos numéricos, que fornecem a solução do problema apenas em alguns pontos do domínio, são chamados métodos discretos. A solução obtida será tão próxima da exata quanto maior for o número de pontos na solução numérica; ou seja, mais refinada

for a malha. No entanto, existe um aumento do trabalho computacional, na medida que há um aumento do número de pontos em estudo.

Segundo HACHICH *et al.* (1998) o MDF consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 (quatro) pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim, na solução de um problema pelo MDF é necessário se traçar uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de intercessão da malha. A solução pode ser manual, pela técnica chamada de “relaxação”, ou com o auxílio de computador, quando se monta um sistema de equações simultâneas (uma equação para cada ponto de intercessão da malha). O MDF é anterior ao computador, mas ganhou grande desenvolvimento com o advento deste (década de 1950). Entretanto, no final da década de 1950 surgiu o MEF, que apresentou inúmeras vantagens sobre o MDF.

O MEF é, em geral, a mais versátil e poderosa ferramenta usada na resolução de problemas da mecânica computacional. Esse método é uma evolução do cálculo matricial de estruturas. Pode-se dizer que o MEF consiste na divisão do domínio de um meio contínuo em um número discreto de subdomínios interligados entre si por pontos, em seu contorno, de maneira que o conjunto desses subdomínios se comporte de forma semelhante ao meio contínuo original.

Para o problema específico de interação solo-estrutura o MEF, pode ser utilizado tanto para modelagem da estrutura como também do solo de fundação e exige como ferramenta básica o computador, devido à grande quantidade de graus de liberdade existente em problemas dessa natureza. O método é tão geral que permite modelar muitas condições complexas com um alto grau de realismo, tais como comportamento tensão-deformação não-linear, condições não-homogêneas de material e mudanças na geometria, entre outras. Muito cuidado, porém, deve ser tomado na interpretação dos dados, para se evitar a possibilidade de imprecisão proveniente das limitações numéricas.

No caso do MEC, ele difere do MEF, na medida em que apenas a fronteira do domínio precisa ser dividida em elementos. Portanto, o número de equações e o trabalho de divisão do domínio ficam bastante reduzidos. O MEC possui, também, uma maior facilidade no tratamento de domínios semi-infinitos ou com superfície livre.

No passado, o MEC tinha grandes vantagens sobre o MEF, na análise de problemas de domínio infinito, pois a discretização é restrita apenas ao contorno, diminuindo, assim, o número de incógnitas e, portanto, o trabalho computacional. Com a evolução dos microcomputadores, no entanto, já se consegue representar todo o domínio do espaço semi-infinito em estudo com MEF com precisão considerável.

3.3 Interação Solo-Estrutura em Edifícios

Segundo AOKI (2009), os modelos básicos de análise, que adotam como origem dos eixos de referência qualquer ponto sobre a superfície do indeslocável, compreendem:

- **MODELO 1 (Dois corpos em equilíbrio):** A superestrutura, com o contorno inferior limitado pela superfície das bases dos pilares e a fundação, com o contorno limitado pela superfície das bases dos pilares e o maciço indeslocável (FIG. 3.15).

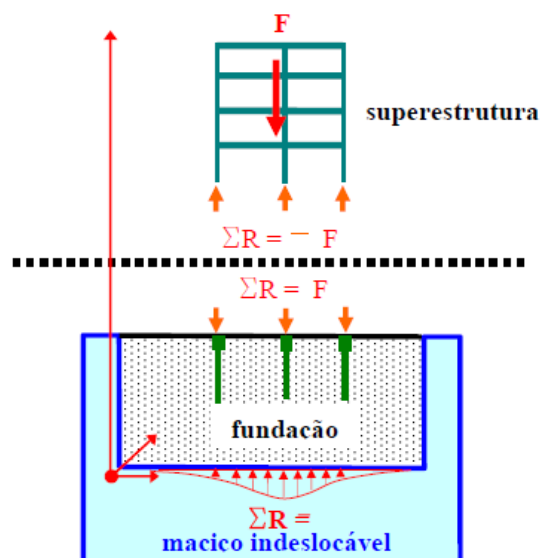


FIGURA 3.15 – Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação.
 Fonte: AOKI, 2009.

- MODELO 2 (Dois corpos em equilíbrio): A estrutura com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais da subestrutura e o maciço de solos, com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais da subestrutura e o maciço indeslocável (FIG. 3.16).

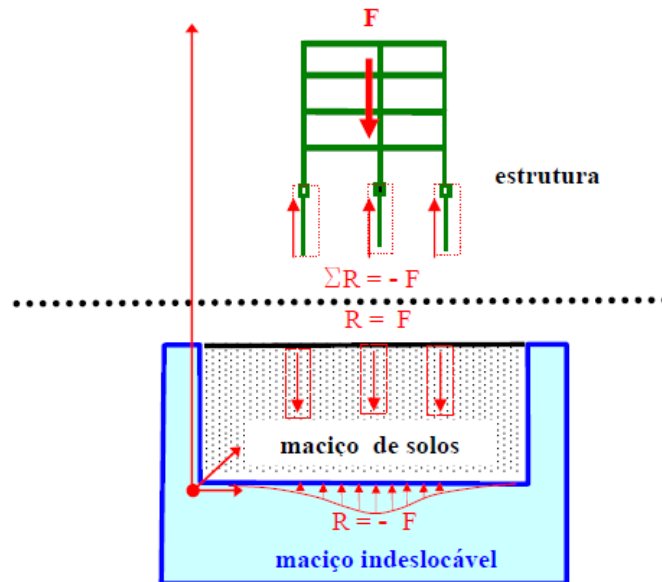


FIGURA 3.16 - Modelo de equilíbrio estrutura e maciço de solos.
 Fonte: AOKI, 2009.

- MODELO 3 (Um só corpo em equilíbrio): O sistema global formado pela estrutura e o maciço de solos com o contorno limitado pelo maciço indeslocável (FIG. 3.17).

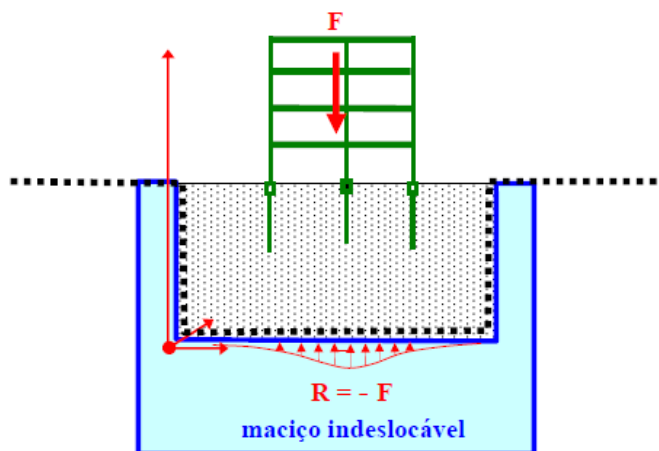


FIGURA 3.17 - Modelo de equilíbrio do sistema único.
 Fonte: AOKI, 2009.

Em geral, o modelo 2 já vem sendo usado para a consideração da ISE há um bom tempo. CHAMECKI (1956) desenvolveu um processo iterativo que considera a ISE de forma pioneira, na qual, a partir das reações da superestrutura obtidas nas condições de indeslocabilidade dos apoios, são utilizadas para estimativa de recalques por métodos convencionais e, depois, por novas reações, eram calculadas e o processo continuava até ocorrer convergência dos resultados dessas reações e dos recalques, esse autor verificou que a rigidez da superestrutura tem importância fundamental na ISE.

REIS (2000) mostra um fluxograma da rotina de cálculo para consideração da ISE utilizando-se o modelo 2, conforme se pode ver na FIG. 3.18, abaixo.

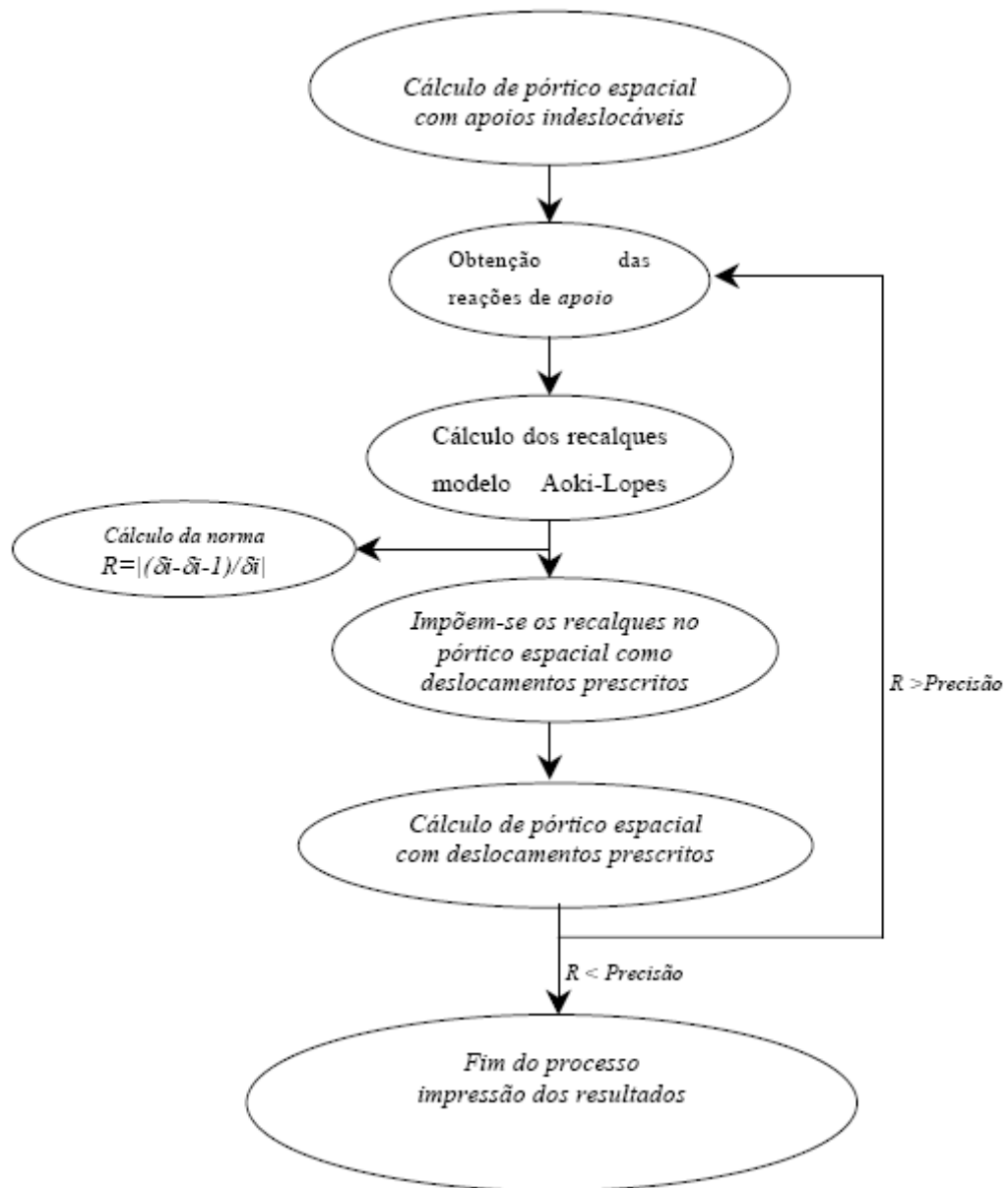


FIGURA 3.18 - Fluxo da rotina para interação solo-estrutura.
 Fonte: REIS, 2000.

Em termos práticos, no dia a dia dos projetistas estruturais, o modelo 1 é, definitivamente, o mais utilizado. Com as sucessivas evoluções que os *softwares* comerciais, tais como o CAD/TQS, vêm demonstrando a cada dia, hoje, no entanto, já é possível fazer-se, com relativa facilidade, uso do modelo 3, por meio do sistema de interação solo-estrutura - SISEs (CAD/TQS, 2007).

No caso deste trabalho, pretende-se fazer uso do modelo 3, considerando-se um sistema único o maciço de solo, a fundação e a superestrutura. Para isso, será necessária a utilização de um programa com capacidade de modelagem tridimensional baseado no método dos elementos finitos, com um conjunto considerável de elementos, para se atingir esse objetivo com êxito. Para tanto, foi escolhido o programa SAP2000 (*Structural Analysis Program*), versão 12, disponível no Laboratório de Mecânica Computacional - LAMEC do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais - DEES-UFMG.

3.4 Propriedades do Solo

3.4.1 Módulo de Elasticidade do Solo E_S

Tanto o módulo de elasticidade quanto o coeficiente de Poisson são fortemente dependentes de:

- Metodologia do ensaio de laboratório (confinado ou não, drenado ou não, etc.).
- Grau de confinamento. O módulo E_S varia desde valores mínimos para ensaios não confinados até valores muito altos.
- E_S cresce com OCR, Razão de pré-adensamento.
- Teor de umidade. Baixos teores tendem a elevar o valor de E_S . Rupturas frágeis a baixas deformações ocorrem a baixos teores de umidade.
- Velocidade de aplicação das deformações em função do tempo. O valor de E_S pode ser reduzido até para a metade quando comparado a ensaios onde se aplicam altas velocidades. A velocidade de aplicação de deformações nas obras são via de regra menores do que aquelas que se aplicam nos laboratórios.
- Amolgamento das amostras, que normalmente reduzem o valor de E_S .

- Dimensões da placa de ensaio, quando E_s é obtido em provas de placa, PLT.

Como pode-se concluir estas variáveis conduzem quando da escolha do valor dos parâmetros estáticos boa dose de discernimento.

As curvas tensões deformações para todos os solos são não lineares salvo para regiões próximas a origem, onde os níveis de tensão são muito baixos. Estudos sugerem que a curva tensão e deformação podem ser representadas por equações hiperbólicas.

Estimar o módulo de elasticidade do solo é, portanto, um dos assuntos mais difíceis da engenharia de fundação. Por sua natureza de material heterogêneo, o E_s varia conforme o nível de carregamento aplicado, grau de saturação e da região onde o se encontra (formação do maciço). Uma formulação que é válida para uma região pode não valer mais para outra. Portanto é necessária muita cautela ao se fazer uso de correlações internacionais para definir os parâmetros dos solos. A escolha do módulo de elasticidade correta é o que determina a estimativa de recalque o mais próximo da realidade. Apresenta-se neste trabalho algumas fórmulas e tabelas para estimar a ordem de grandeza. Embora as estimativas baseadas no N_{SPT} proporcionam parâmetros razoáveis é sempre bom serem acompanhadas de ensaios de laboratório como o triaxial, compressão simples entre outros.

TABELA 3.8 – Estimativa de E_s .
 Fonte: Manual CAD/TQS⁶ *apud* PENNA (2004).

Solo	E_s (kgf/cm ²)
Silte arenoso residual de São Paulo	$E=1,15R_p$
Silte argiloso residual de São Paulo	$E=2,4R_p$
Atero compactado de silte argiloso	$E=3,0R_p$
Areia normalmente adensada	$E=5(N+5)$
Areia sobreadensada	$E=180 + 7,5N$
Argila terciária de São Paulo	$E=55,4 + 25,9N$
Argila muito mole ($N \leq 12$)	10
Argila mole ($3 \leq N \leq 5$)	20
Argila média ($6 \leq N \leq 10$)	50
Argila rija ($11 \leq N \leq 19$)	80
Argila dura ($N > 19$)	150
Areia fofa ($N \leq 4$)	50
Areia pouco compacta ($5 \leq N \leq 8$)	200
Areia medianamente compacta ($9 \leq N \leq 18$)	500
Areia compacta ($19 \leq N \leq 40$)	700
Areia muito compacta ($N > 40$)	900

Na TAB. 3.8, R_p é a resistência do terreno ao avanço da ponta de cone, em unidade de tensão (kgf/cm²), força dividida pela área do cone, 10 cm².

Quando não se dispõe de ensaios de penetração de cone, podem ser utilizados os ensaios de penetração (SPT) executados nas sondagens de reconhecimento à percussão, por meio desta correlação:

$$K = \frac{R_p}{N} \tag{3.21}$$

sendo o coeficiente K representado na TAB. 3.9, abaixo.

⁶ CAD/TQS. *Manuais do sistema CAD/TQS*. Versão 14. São Paulo: TQS Informática, 2007.

TABELA 3.9 – Valores de K.

Fonte: TEIXEIRA, 1993.

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia com pedregulhos	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

DÉCOURT (1995) apresenta, também, correlações para se obter o valor do Módulo de Elasticidade E_S em função do N_{SPT} . Essas expressões são válidas para sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado. Observe-se que o índice N_{72} da TAB. 3.10, abaixo, refere-se à eficiência de 72% no ensaio SPT. Essa eficiência é bastante comum nos ensaios feitos no Brasil.

TABELA 3.10 – Valores de E_S em função do N_{SPT} .

Fonte: DÉCOURT, 1995..

Tipo de Solo	E_S (MN/m ²)
Areias	$3,5N_{72}$
Solos Intermediários	$3,0N_{72}$
Argilas Saturadas	$2,5N_{72}$

Na verdade, existem diversos métodos para se determinar ou mesmo estimar o módulo de elasticidade do solo E_S . Eles são subdivididos em ensaios de campo e de laboratório. Na TAB. 3.12, a seguir, descrevem-se alguns desses ensaios.

TABELA 3.11 – Ensaios Típicos para Determinação de E_S .

Ensaios de Campo	Ensaios de Laboratório
SPT	Ensaio de Compressão axial
CPT	Ensaio de Compressão endométrica
Ensaio de Placa	Ensaio triaxial

Neste trabalho, para correlacionar o N_{SPT} com o módulo de elasticidade E_S do solo, utilizar-se-á a tabela de correlações proposta por DÉCOURT (1995). Nessa tabela, E_S sairá em MN/m^2 .

3.4.2 Coeficiente de Poisson (ν)

Valores típicos do coeficiente de Poisson são apresentados na tabela abaixo.

TABELA 3.12 – Valores Típicos de Coeficiente de Poisson.
Fonte: BOWLES, 1988.

Tipo de Solo	ν
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,45
Areia comum	0,30 – 0,40

3.4.3 Outros Parâmetros Geotécnicos do Solo

A tabela TAB. 3.13, a seguir, fornece o peso específico do solo, bem como o ângulo de atrito e a coesão. Esses coeficientes estão correlacionados com o tipo de solo e o N_{SPT} .

TABELA 3.13 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Correlação com o SPT.
 Fonte: CHAVES, 2004.

Solo	N _{SPT}	Denominação	c (KN/m ²)	φ (°)	γ (KN/m ³)
Argila e Siltes Argilosos	< 2	Muito Mole	< 1,25	-	16
	2-4	Mole	1,25-2,50	-	
	4-8	Média	2,50-5,00	-	18
	8-15	Rija	5,00-10,00	-	
	15-30	Muito Rija	10,00-20,00	-	
	> 30	Dura	> 20	-	
Argila e Siltes Argilosos	< 4	Fofa	-	25-30	16
	4-10	Pouco Compacta	-	30-35	
	10-30	Medianamente Compacta	-	35-40	18
	30-50	Compacta	-	40-45	
	> 50	Muito Compacta	-	> 45	

3.5 Distribuição de Pressões no Plano da Fundação

Qualquer discussão sobre recalques elásticos em fundações diretas passa pela compreensão dos conceitos fundamentais e das diferenças entre uma fundação flexível e uma fundação rígida. Quando uma fundação direta considerada flexível, apoiada sobre um meio elástico e predominantemente argiloso, está submetida a uma carga uniformemente distribuída, a pressão de contato será uniforme. Nesse caso, o recalque é maior no centro, ao contrário de uma fundação similar, apoiada sobre solo granular, onde o recalque é maior nas extremidades, mantida a uniformidade da pressão de contato. Esse fato deve-se à falta de confinamento existente nessa situação. Caso a fundação seja considerada rígida, em meio elástico ou granular, o recalque permanece o mesmo em todos pontos, variando, porém, a pressão de contato (DAS, 1999). A FIG. 3.19, abaixo, ilustra os aspectos acima referidos.

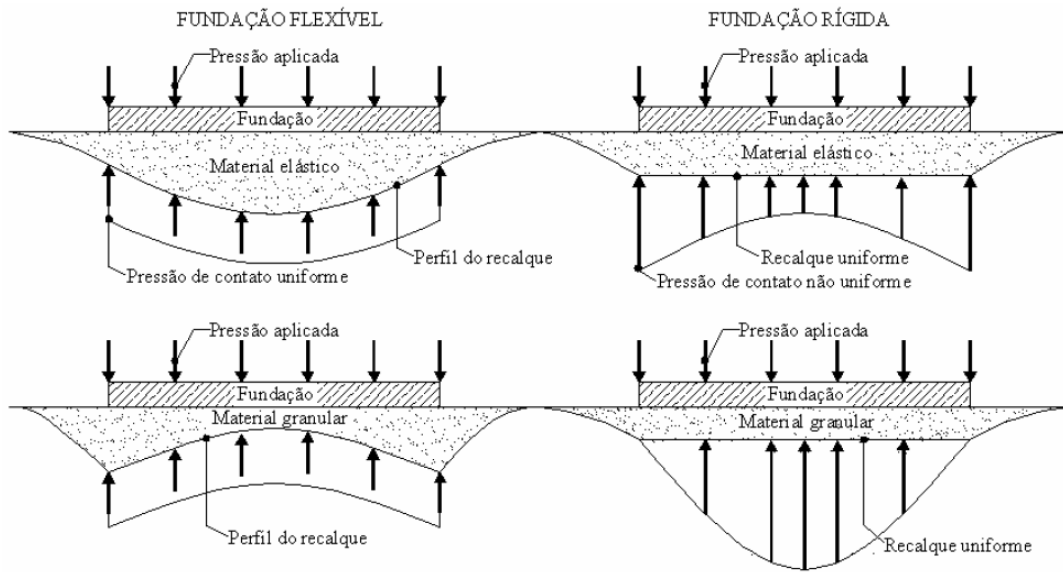


FIGURA 3.19 – Distribuição de pressões e perfil dos recalques.
 Fonte: BRANDI, 2004.

Em síntese, as pressões de contato são as pressões normais que agem na superfície de contato da base de um elemento de fundação com o solo de apoio. A distribuição das tensões de contato depende das propriedades elásticas do meio de suporte, da rigidez a flexão do elemento de fundação, da distribuição de cargas e da profundidade de apoio.

O cálculo das pressões de contato é feito pela Teoria da Elasticidade. BOROWICKA⁷ *apud* TERZAGHI (1943) obteve soluções para os casos de placa circular de raio R e de placa corrida de semi-largura B submetidas a uma pressão uniforme q, e admitindo-se nulas as tensões cisalhantes na superfície de contato das placas com o meio elástico.

A fim de se avaliar se uma fundação é rígida ou flexível, apresentam-se, a seguir, as equações finais de Borowicka para placa circular e corrida, respectivamente:

$$K_r = (1 - \mu_s^2) \frac{E_c}{E_s} \left(\frac{t}{R} \right)^3 \tag{3.22}$$

⁷ BOROWICKA, H. Druckverteilung unter elastischen Platten. *Ingenieur-Archiv*, Berlin, v. X, p. 113–125, 1939.

$$K_r = \frac{1}{6} \frac{(1-\nu_s^2) E_c}{(1-\nu_c^2) E_s} \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (3.23)$$

onde E_c , ν_c e E_s , ν_s são os parâmetros elásticos do material da placa e do solo, respectivamente, e t é a espessura da placa. O valor de $K_r=0$ indica uma placa infinitamente flexível e $K_r=100$ uma placa infinitamente rígida. Para fins práticos, uma placa circular com $K_r < 0,1$ pode ser considerada flexível e uma com $K_r > 5$ como sendo rígida. No caso de placa corrida, os valores práticos são 0,05 e 10, respectivamente.

3.6 Tensão Admissível no Solo

3.6.1 Capacidade de Carga do Solo em Fundações Diretas ou Superficiais

O cálculo da capacidade de carga, que, no caso de fundações superficiais, é a tensão de ruptura, depende das características do maciço de solo, da geometria do elemento de fundação e de sua profundidade de assentamento.

A tensão admissível do solo é obtida introduzindo-se fatores de segurança sobre a tensão de ruptura. Cada método de cálculo possui seu conjunto de fatores.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) menciona 4 (quatro) critérios que podem ser utilizados para a determinação da tensão admissível, a saber:

1. Métodos teóricos: teoria de Terzaghi com fatores de Vesic ou outros;
2. Prova de carga: baseado na curva carga-recalque;
3. Métodos semi-empíricos: para fundação profunda, tendo-se os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, etc.; e

4. Métodos empíricos: Tabela de tensões básicas da NBR 6122 (ABNT, 1996) ou outras correlações (SPT).

Como não é objetivo específico deste trabalho avaliar os métodos para calcular a capacidade de carga do solo, optou-se por descrever apenas os métodos empíricos. Essa escolha se justifica porque, no dia-a-dia de projetos, muitas vezes é preciso obter parâmetros do solo o mais breve possível, para serem adotados, por exemplo, em anteprojetos. Portanto, correlações com o N_{SPT} e correlações com a tabela de tensões básicas da NBR 6122 (ABNT, 1996) tornam-se ótimas ferramentas.

3.6.1.1 Correlações Empíricas Baseadas no N_{SPT}

Na maioria das situações práticas, a única informação que se tem a respeito do solo onde será realizada a obra são os ensaios de sondagem SPT. Portanto, é de grande importância correlacionar o número de golpes N_{SPT} com a tensão admissível σ_{adm} do solo.

Para qualquer solo natural, no intervalo $5 \leq N \leq 20$, sendo N o valor do SPT da camada de apoio da fundação, SILVEIRA (2003) recomenda a Eq. 3.24, abaixo, expressa em kgf/cm^2 , para qualquer tipo de solo:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{5} \quad (3.24)$$

MORAES (1976), baseado em uma série de relatórios de sondagens SPT, propôs 3 (três) equações para o cálculo da tensão admissível do solo, quais sejam:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{4} \quad (\text{Argila pura}) \quad (3.25)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{5} \quad (\text{Argila siltosa}) \quad (3.26)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{7,5} \quad (\text{Argila arenosa siltosa}) \quad (3.27)$$

CHAVES (1994) complementa essas formulações propostas por MORAES (1976) com a seguinte relação:

$$\sigma_{adm} = \frac{3N}{10} \quad (\text{Areias grossas}) \quad (3.28)$$

As seguintes informações são importantes:

1. O intervalo de validade do SPT visa impedir o apoio de fundações diretas em solos moles ou fofos e, ainda, limitar o valor máximo da σ_{adm} em 4kgf/cm^2 ;
2. Abaixo da cota de apoio da fundação não ocorrem solos de menor valor de N que o adotado. Em caso positivo, uma análise de recalques pelo processo teórico será indispensável para se avaliar o recalque esperado;
3. Pressupõe-se que as sondagens disponíveis sejam confiáveis; ou seja, tenham sido executadas seguindo as técnicas e padrões estabelecidos pela NBR 6484 (ABNT, 1980);
4. Abaixo da cota de apoio da fundação, não existem solos porosos ou colapsíveis, cuja quebra da estrutura poderá provocar recalques consideráveis. Da mesma forma, a fundação não deverá se apoiar em aterros, a não ser naqueles compactados e construídos sob absoluto controle, de forma a se garantir a ausência de materiais indesejáveis, tais como, matéria orgânica, entulho, lixo, etc..

3.6.1.2 Tensões admissíveis indicadas pela NBR 6122/1996

TABELA 3.14 – Tensões admissíveis conforme NBR 6122 (ABNT, 1996).

Classe	Descrição	Valores (Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinal de decomposição.	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas.	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	nota (c)
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados.	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes Médios (medianamente compactos)	0,1

Notas:

- (a) Para a descrição dos diferentes tipos de solos, deve-se seguir as definições da NBR 6502 (ABNT, 1995).
- (b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais.
- (c) Para rochas alteradas, ou em decomposição, tem que levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

A norma prescreve, ainda, algumas considerações que são indicadas a seguir:

Para solos granulares (classes 4 a 9), a tensão admissível pode ser corrigida em função da largura B da fundação, da seguinte maneira:

- a) No caso de construções não sensíveis a recalques, os valores da tabela, válidos para largura de 2m, devem ser corrigidos proporcionalmente ao valor da largura,

ficando, entretanto, limitados a 2,5 vezes o valor da tabela, mesmo que a largura seja superior a 10m;

- b) No caso de construções sensíveis a recalques, deve-se fazer uma verificação do recalque esperado, para larguras superiores a 2m, ou, manter o valor da tabela; e
- c) Para larguras inferiores a 2m, o valor da tabela deve ser reduzido, proporcionalmente.

Ainda para solos granulares, as tensões da tabela acima (TAB. 3.14) devem ser aplicadas para fundações assentadas a uma profundidade, medida a partir do topo da camada de assentamento, menor ou igual a 1m. Para profundidades maiores, estando a fundação totalmente confinada pelo solo adjacente, os valores da tabela podem ser majorados em 40% para cada metro de profundidade excedente a 1m, ficando, entretanto, limitados a 2 (duas) vezes o valor da tabela, mesmo que a profundidade exceda a 3,5m (1 + 2,5).

Em qualquer situação, pode-se somar à tensão adotada a tensão efetiva do peso do solo sobrejacente, desde que garantida a sua permanência.

Os efeitos a que se referem o que está disposto nos parágrafos anteriores não podem ser considerados cumulativamente, se ultrapassarem a 2,5 vezes os valores indicados na tabela acima.

Para os solos finos (classes 9 a 15) os valores indicados devem ser aplicados a fundações com área não superior a 10m². Para áreas superiores, os valores da tabela devem ser reduzidos por meio de suas multiplicações por um fator de redução calculado como:

$$FR = \frac{10}{S} \quad (3.29)$$

onde S é o valor, em m², da área carregada.

3.7 Recalques

Toda fundação passa por deformações que podem ser deslocamentos verticais (recalques), deslocamentos horizontais ou rotacionais. Esses deslocamentos dependem do solo e da estrutura; ou seja, são resultados da interação entre o solo e a estrutura. Quando esses deslocamentos ultrapassam certos limites suportáveis pela edificação, poderá a estrutura ser levada ao colapso, devido ao surgimento de esforços para os quais ela não foi projetada.

3.7.1 Definições de Movimentos de Fundação

3.7.1.1 Recalque Absoluto (w)

É o deslocamento vertical descendente de um ponto discreto da fundação. O recalque absoluto máximo é representado por $w_{\text{máx}}$. Se o deslocamento vertical for para cima, denomina-se levantamento.

3.7.1.2 Recalque Diferencial (δw)

Esse corresponde à diferença entre os recalques totais ou absolutos de dois pontos quaisquer.

3.7.1.3 Distorção Angular (β)

A distorção angular também é conhecida na literatura como recalque diferencial específico e rotação relativa. Corresponde ao recalque diferencial dividido pela distancia entre os pontos considerados. Em outras palavras, descreve a rotação de uma reta unindo dois diferentes pontos de uma edificação, descontada a inclinação da mesma. No caso da inclinação ser nula, o seu valor coincide com a rotação (θ).

3.7.1.4 Inclinação ou Desaprumo (ω)

Descreve a rotação de corpo rígido da superestrutura como um todo, ou, ainda, a mudança de gradiente da reta que une dois pontos extremos da estrutura. Em outras palavras: a inclinação corresponde ao recalque diferencial específico entre dois pontos extremos da estrutura

3.7.1.5 Rotação (θ)

É usada para descrever a mudança de gradiente da reta unindo dois pontos quaisquer da fundação ou do terreno.

3.7.1.6 Deflexão Relativa (Δ)

Representa o deslocamento máximo em relação à reta que une dois pontos de referência afastados de L (geralmente, os dois pontos extremos da edificação).

A FIG. 3.20, a seguir, ilustra esses tipos de recalques.

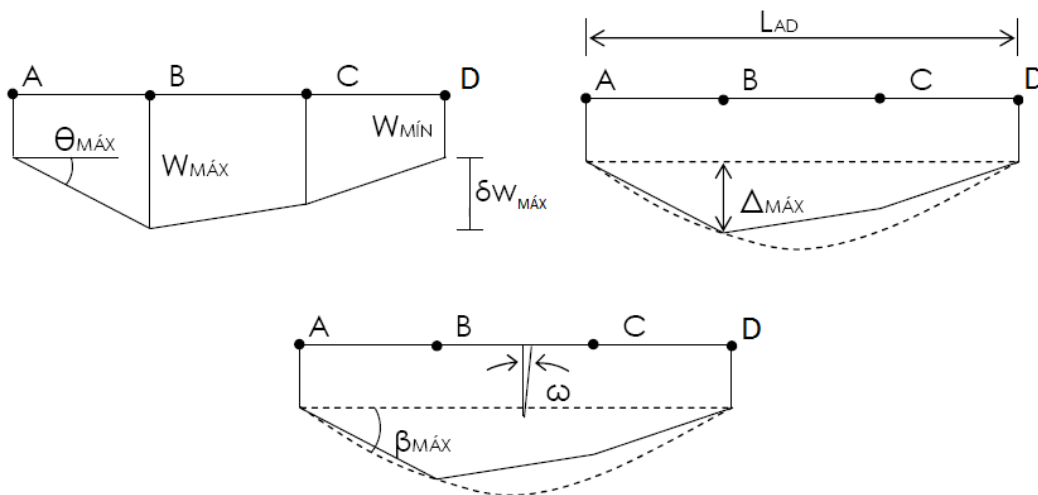


FIGURA 3.20 - Deslocamentos de uma estrutura.

3.7.2 Recalque Admissível

Denomina-se recalque admissível de uma estrutura ao valor máximo de recalque total que a mesma pode suportar sem que ocorram danos não-aceitáveis. Tais danos podem ser classificados como: estruturais, arquitetônicos e funcionais.

3.7.2.1 Danos Estruturais

São aqueles manifestados na própria estrutura, abrangendo trincas, rachaduras ou mesmo a ruptura de uma ou várias peças estruturais, tais como lajes, vigas, pilares, etc..

3.7.2.2 Danos Arquitetônicos ou Estéticos

São aqueles observados em peças não-estruturais, mas que afetam a estética da construção, tais como: trincas em alvenarias de prédios estruturados, inclinação que não afete a estabilidade de edifícios, abatimentos que não comprometam o tráfego em pavimentos, etc..

3.7.2.3 Danos Funcionais

São aqueles que afetam o funcionamento de algum item da edificação, tais como distorção de esquadrias, guias de elevadores ou pontes rolantes, funcionamento de máquinas apoiadas em mancais, inversão da declividade de redes de esgoto e águas pluviais, etc..

Um outro fator a ser considerado é a velocidade de ocorrência dos recalques, pois se sabe que recalques mais lentos, como os devidos ao adensamento de solos argilosos saturados, são, em geral, melhor absorvidos com menores danos do que recalques rápidos, como os ocorrentes em solos arenosos.

3.7.3 Fixação do Recalque Admissível

A fixação do recalque admissível de uma estrutura revela-se um assunto bastante complexo, que não pode, em geral, ser resolvido mediante análise estrutural, como pensam alguns projetistas. Quando encarado somente sob esse ponto de vista, é fixado um valor tão pequeno que impede, na maior parte das vezes, que uma fundação econômica seja projetada.

A correta fixação do recalque admissível somente é possível, na prática, por meio da monitoração dos recalques de diversas estruturas, associando-se seus valores aos danos observados e, assim, fixando-se os limites de aceitação correspondentes aos efeitos constatados.

Diversos critérios para avaliação quanto ao aparecimento de danos em edificações são disponíveis, destacando-se, entre outros, os propostos por SKEMPTON e MACDONALD (1956), POLSHIN e TOKAR (1957), BJERRUM (1963), BURLAND e WROTH (1974), BURLAND *et al.* (1977), KLEPIKOV (1989). Na FIG. 3.21, abaixo, apresentam-se as distorções angulares limites propostas por SKEMPTON e MACDONALD (1956).

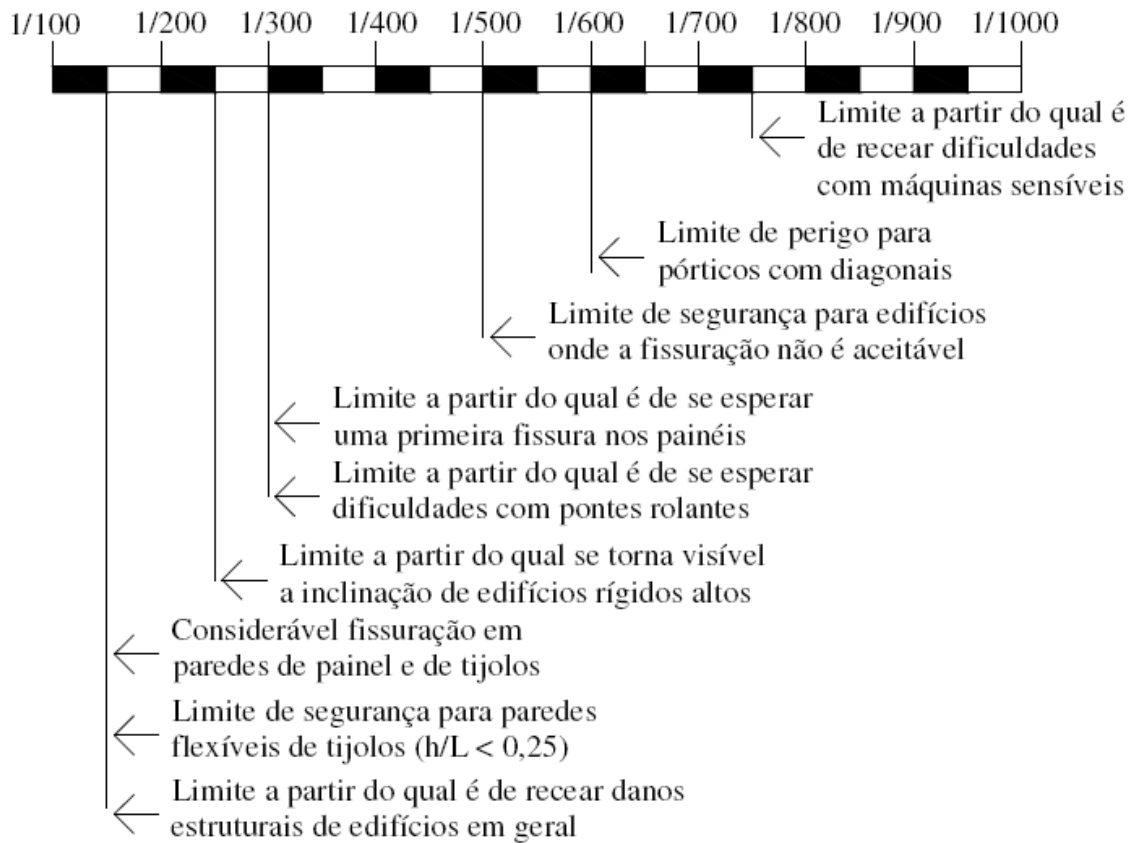


FIGURA 3.21 - Distorções angulares limites.
 Fonte: SKEMPTON e MACDONALD, 1956.

Em resumo, tem-se:

- $\beta=1/300$ - trincas em paredes de edifícios
- $\beta=1/150$ – danos estruturais em vigas e pilares de edifícios correntes.

É importante ressaltar que esses valores devem ser usados com cautela, pois a distorção angular depende de vários fatores, tais como: tipo e características do solo, tipo de elemento estrutural de fundação, tipo, porte, função e rigidez da superestrutura e propriedades dos materiais empregados.

A deformação do terreno de fundação pode conduzir a 3 (três) situações: recalques uniformes, recalques desuniformes sem distorção e recalques desuniformes com

distorção. Os tipos de danos podem ser associados, de forma esquemática, a essas 3 (três) situações de acordo com a FIG. 3.22, abaixo.

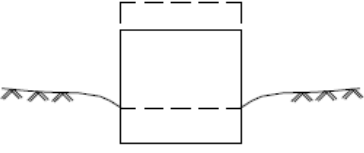
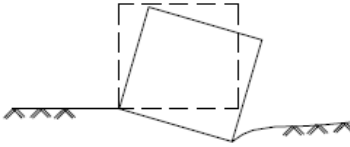
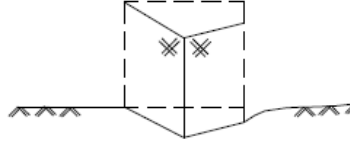
Tipo de recalque	Danos associados
<p data-bbox="571 488 691 521">Uniforme</p> 	<p data-bbox="837 479 1214 678">Danos arquiteônicos (estéticos e funcionais), dependendo da grandeza dos recalques. Danos às ligações com o exterior (instalações, rampa, escada).</p>
<p data-bbox="464 705 798 739">Não uniforme; sem distorção</p> 	<p data-bbox="837 696 1117 795">Danos arquiteônicos: desaprumo em prédios altos, etc.</p>
<p data-bbox="464 922 798 956">Não uniforme; com distorção</p> 	<p data-bbox="837 913 1117 1012">Danos arquiteônicos: fissuração, distorção de vãos, etc. Danos estruturais: fissuras em vigas, etc.</p>

FIGURA 3.22 - Tipos de recalques em edificações e os danos associados.
Fonte: LOPES, 1988.

3.7.4 Cálculo de Recalques em Fundações Rasas

Os recalques de fundações são, normalmente, classificados como recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário, conforme ilustra a Eq. 3.30, abaixo,

$$W = W_i + W_a + W_s \tag{3.30}$$

em que:

W_i é o recalque imediato e ocorre simultaneamente à aplicação da carga, com deformações a volume constante (sem alteração do índice de vazios; apenas mudança de forma), sendo predominante nos solos não-coesivos;

W_a é o recalque por adensamento primário, resultante da expulsão gradual de água dos vazios do solo. Essa expulsão se dá lentamente, com o decorrer do tempo, sendo particularmente importante no caso dos solos argilosos;

W_s é o recalque por adensamento secundário e corresponde à variação de volume ocorrida, após a dissipação total das pressões neutras. Fisicamente, esses recalques representam os deslocamentos pela fluência ou deformação lenta do solo.

Nos casos mais comuns, a principal parcela de recalque é o recalque imediato, de modo que os recalques por adensamento primário e secundário são, geralmente, negligenciados. Tanto o adensamento primário quanto o adensamento secundário são fenômenos que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo significativos em solos de alta compressibilidade (argila mole).

Os recalques imediatos, geralmente, são previstos a partir de métodos teóricos (Teoria da Elasticidade) ou empíricos. Os métodos teóricos ou baseados na Teoria da Elasticidade consistem em fórmulas deduzidas a partir da Teoria dos Potenciais ou a partir de soluções fundamentais, tal como aquela apresentada por MINDLIN (1936).

A Eq. 3.31, abaixo, foi desenvolvida por PERLOFF (1975), com base na Teoria da Elasticidade, e fornece os recalques imediatos para os casos de meio contínuo, elástico, homogêneo, isotrópico e semi-infinito. As variáveis apresentam as mesmas características anteriormente definidas.

$$W_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \quad (3.31)$$

onde:

σ é a tensão aplicada ao solo, B é a menor dimensão do elemento de fundação, ν é o coeficiente de Poisson do solo, E_s é o módulo de elasticidade do solo e I_w é o fator de forma.

4

MODELAGEM DO EDIFÍCIO PILOTO

4.1 Escolha do Edifício-Modelo

Neste capítulo, serão desenvolvidas a modelagem numérica e a análise estrutural de um edifício de 11 (onze) pavimentos com alvenaria de tipo estrutural.

O primeiro pavimento se apóia diretamente sobre radier, cujas dimensões serão apresentadas posteriormente, para os modelos em estudo, e os demais pavimentos sobre alvenaria de blocos de concreto com 14cm de espessura. SOARES (2006) aponta o radier como um dos tipos de fundações em que a ISE tem grande relevância e que se apresenta como problema ideal a ser estudado. O referido autor cita, também, que existem grandes centros de pesquisa no mundo inteiro nos quais o principal tipo de fundação estudado é o radier, como é o caso do Centro de Geotecnologia da Universidade de Manhattam, nos Estados Unidos da América.

A planta baixa do pavimento tipo, o corte AA, a forma, o esquema estrutural, a divisão e as vistas das paredes são apresentadas nas FIG. 4.1 a 4.13.

Note-se que as alvenarias representadas hachuradas não são estruturais (elas descarregam sobre as lajes) e só poderão ser levantadas após a execução das alvenarias estruturais e a desforma das lajes.

De uma maneira geral, seria ideal que essas alvenarias não estruturais fossem levantadas somente após o término de todas as alvenarias estruturais de todos os andares do edifício. Isto se deve ao fato de que, como existe a amarração física entre elas, a distribuição das cargas verticais provocaria um aumento de esforços nessas paredes não-estruturais, acarretando um acréscimo de cargas não previstas tanto na alvenaria quanto na laje que a recebe.

O edifício foi idealizado de modo a representar, de forma esquemática, o que geralmente acontece nos edifícios reais, com as paredes contendo aberturas (portas e janelas) e propiciando interação entre as mesmas, fazendo com que haja uma redistribuição entre as cargas provenientes das lajes e do peso próprio das paredes.

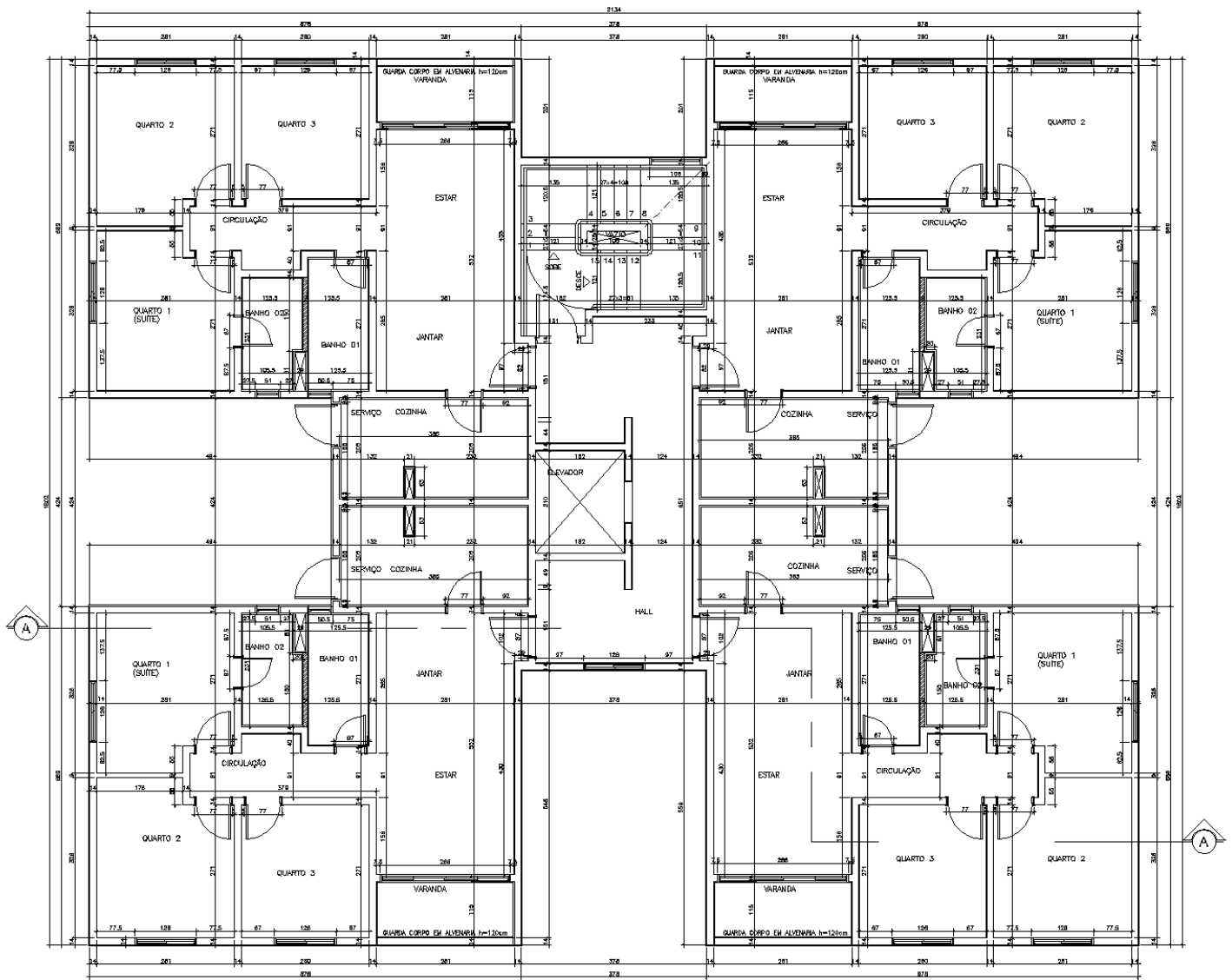


FIGURA 4.1 – Planta do pavimento tipo.

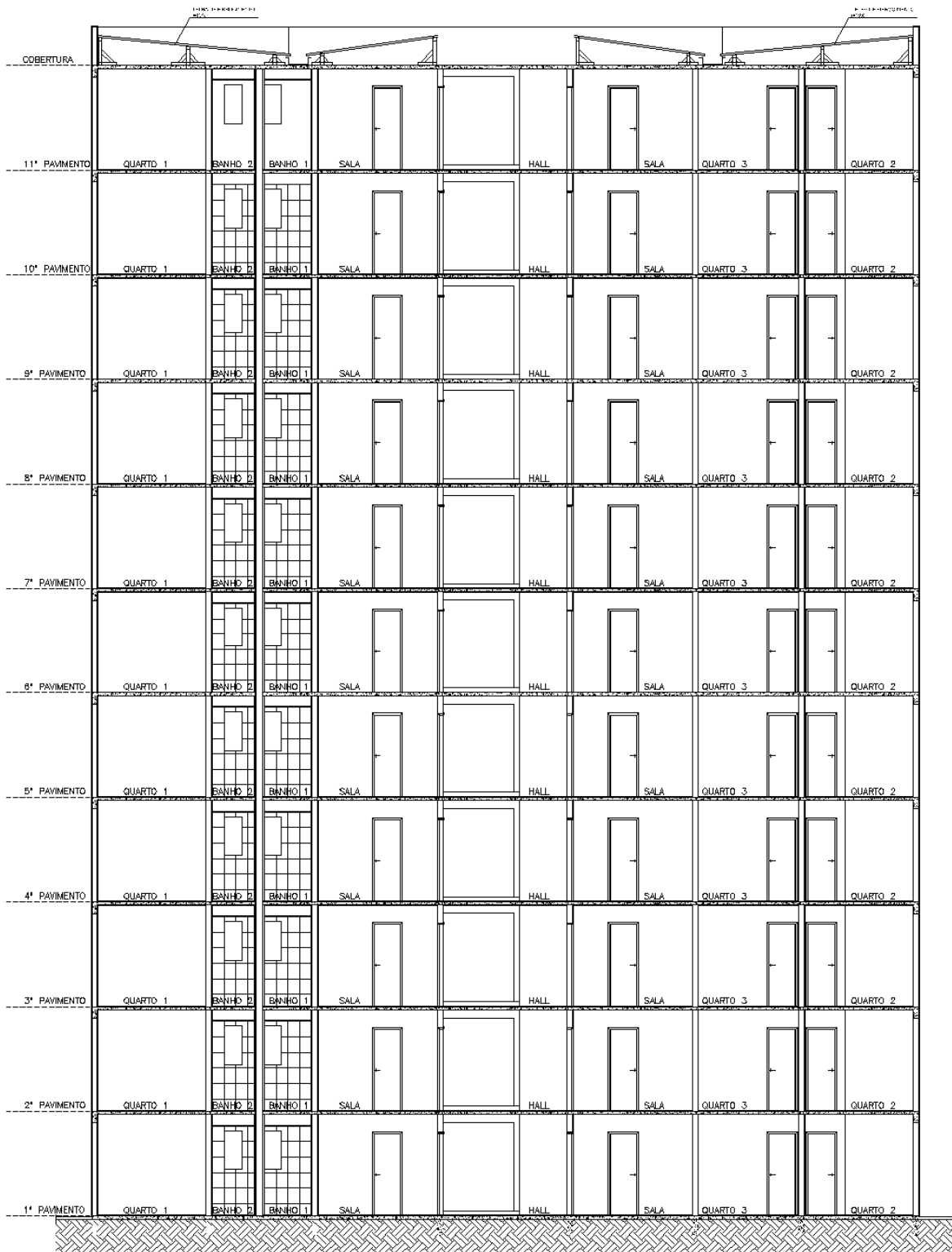


FIGURA 4.2 – Corte AA.

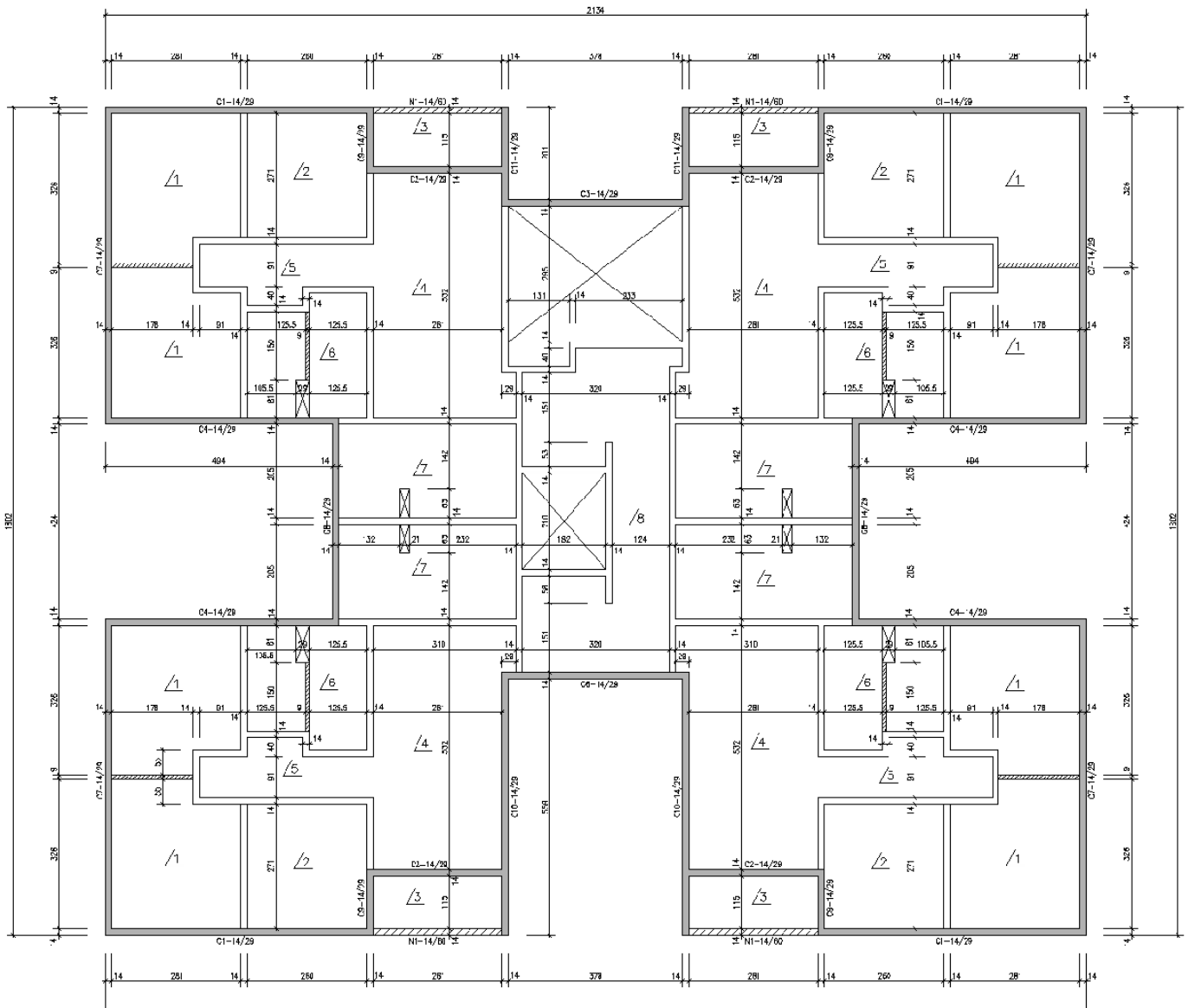


FIGURA 4.3 – Formas das lajes do pavimento tipo.

ESQUEMA ESTRUTURAL

	N. 30.80
11ª PAVTO.	N. 28.00
10ª PAVTO.	N. 25.20
9ª PAVTO.	N. 22.40
8ª PAVTO.	N. 19.60
7ª PAVTO.	N. 16.80
6ª PAVTO.	N. 14.00
5ª PAVTO.	N. 11.20
4ª PAVTO.	N. 8.40
3ª PAVTO.	N. 5.60
2ª PAVTO.	N. 2.80
1ª PAVTO.	N. 0.00
	P. ACABADO

FIGURA 4.4 – Esquema estrutural do edifício piloto.

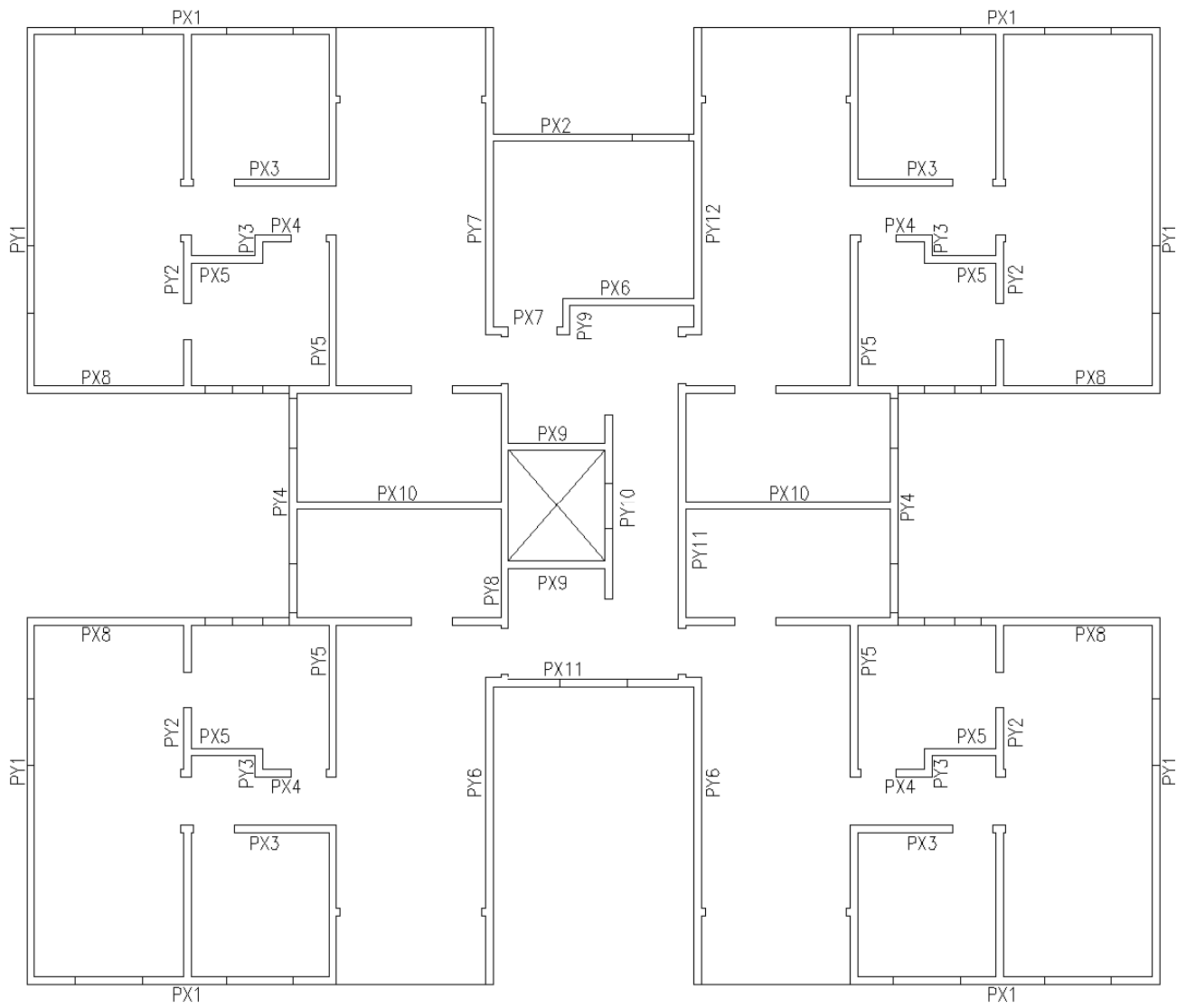


FIGURA 4.5 – Paredes Estruturais do pavimento tipo

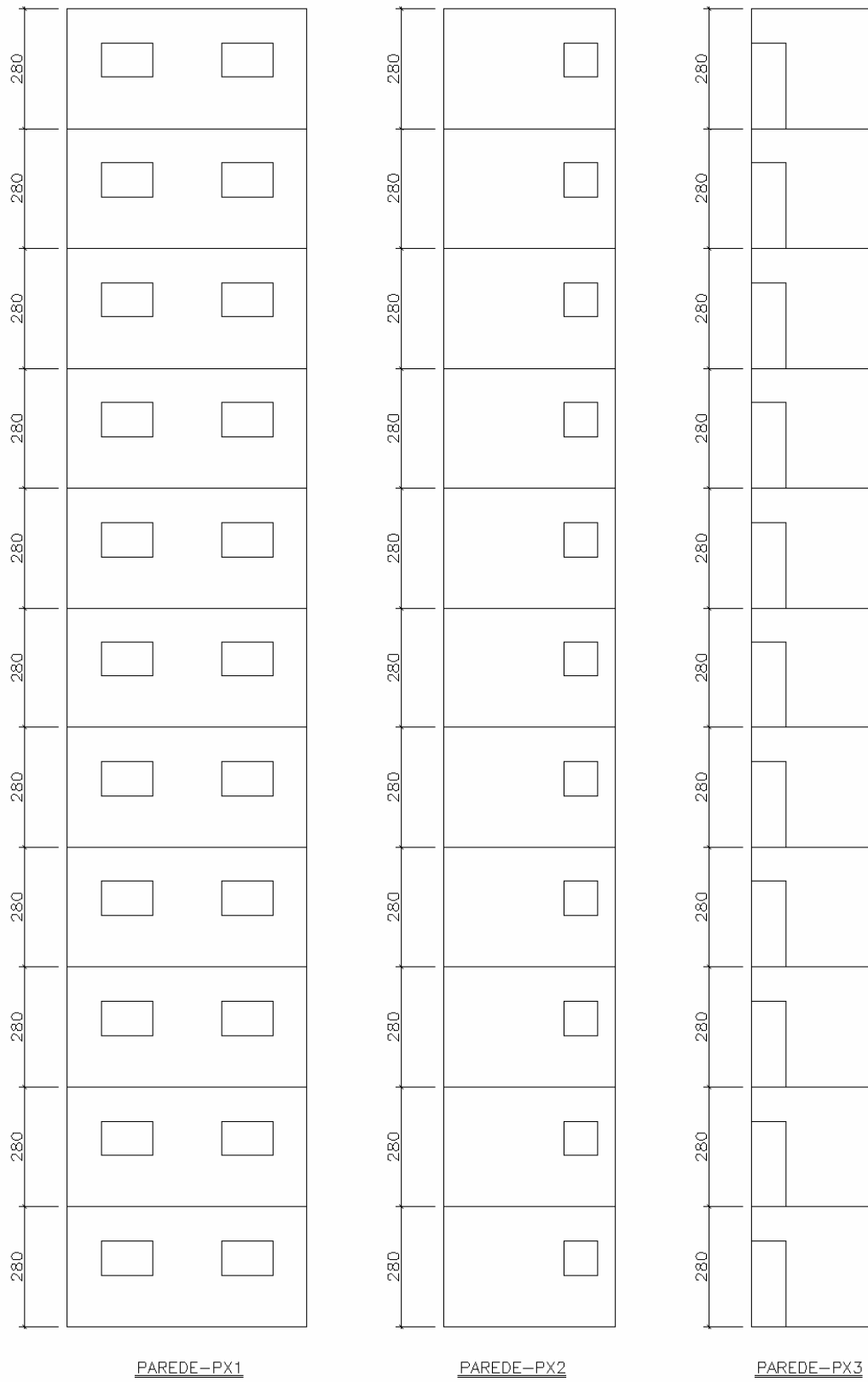


FIGURA 4.6 - Vistas das paredes PX1 a PX3.

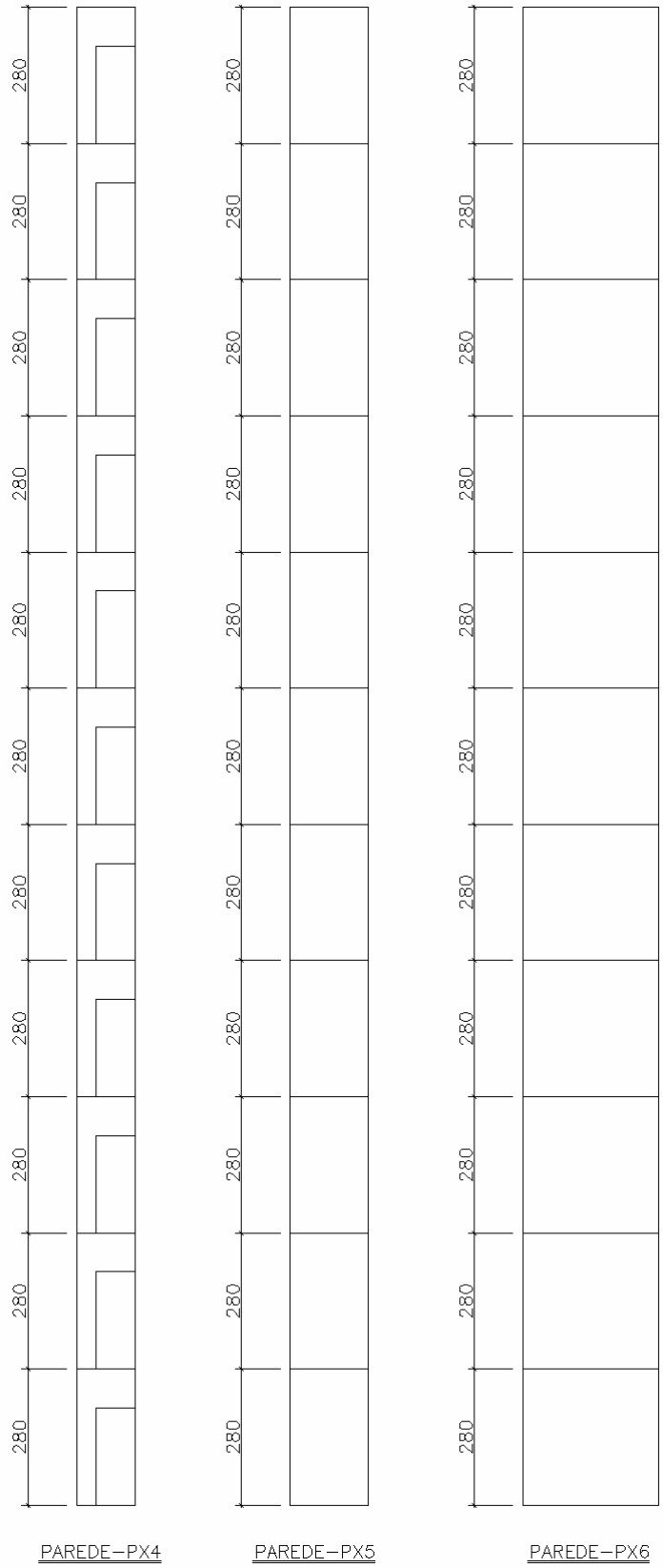


FIGURA 4.7 – Vistas das paredes PX4 a PX6.

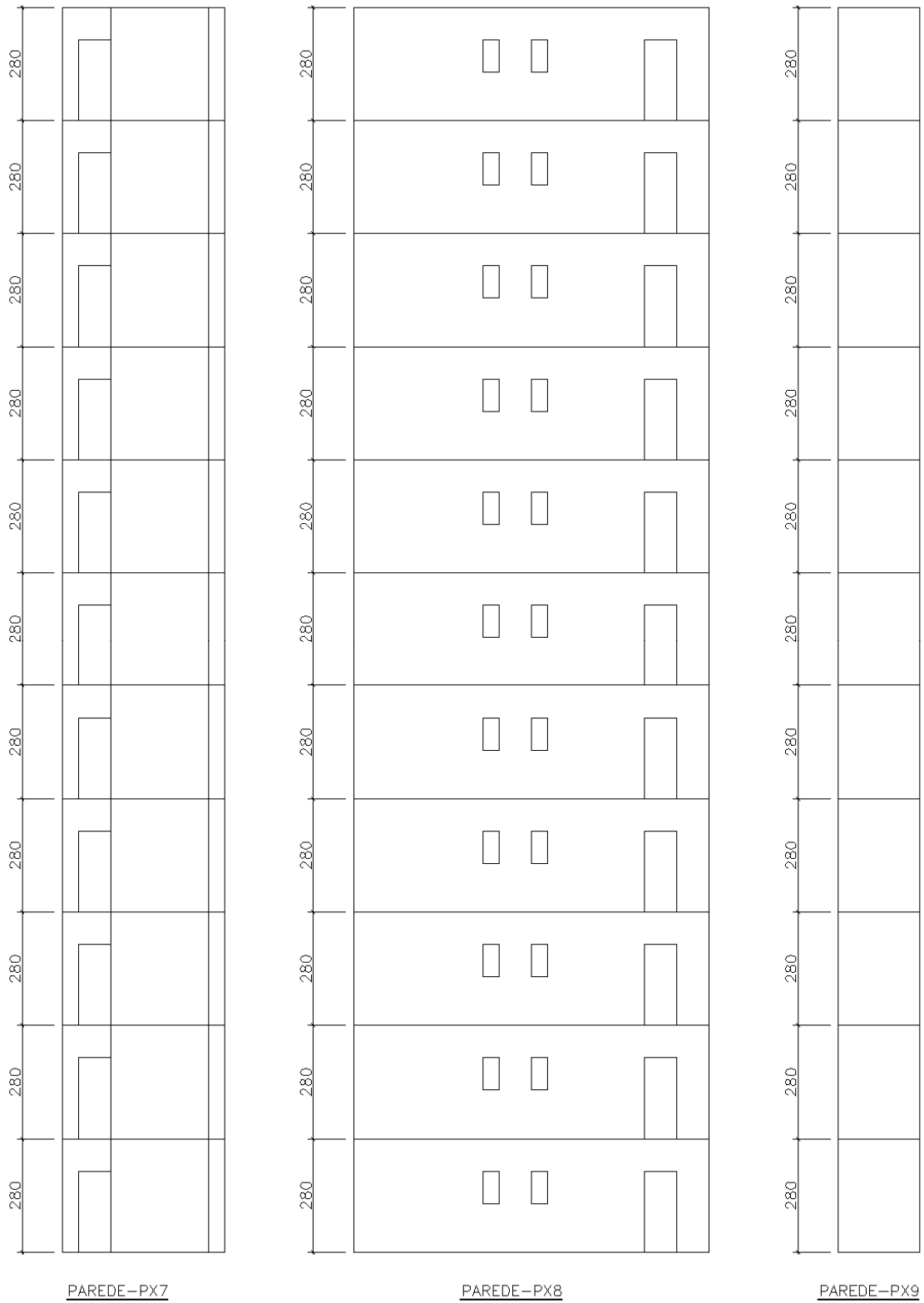


FIGURA 4.8 – Vistas das paredes PX7 a PX9.

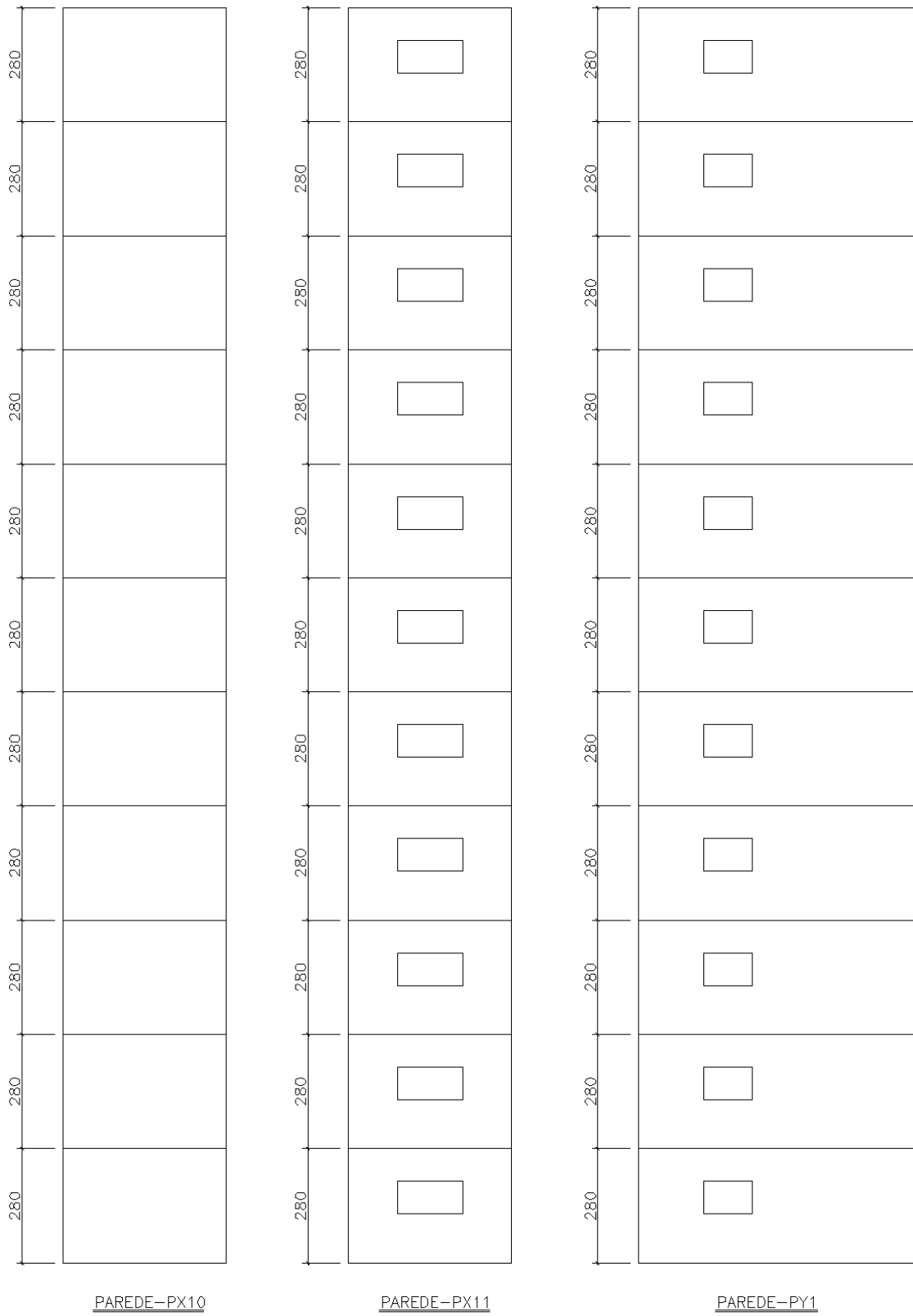


FIGURA 4.9 – Vistas das paredes PX10 a PY1.

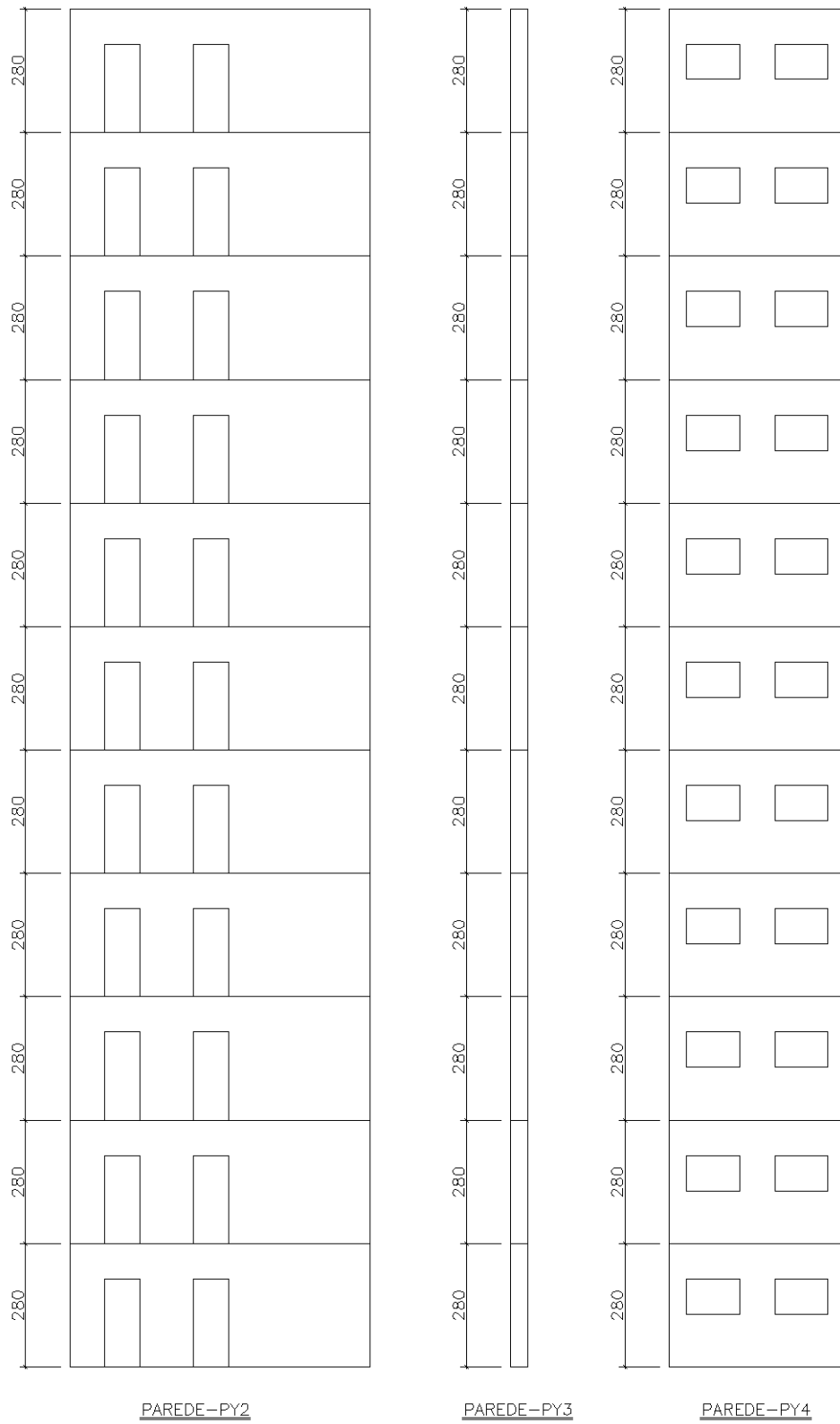


FIGURA 4.10 – Vistas das paredes PY2 a PY4.



FIGURA 4.11 – Vistas das paredes PY5 e PY6.

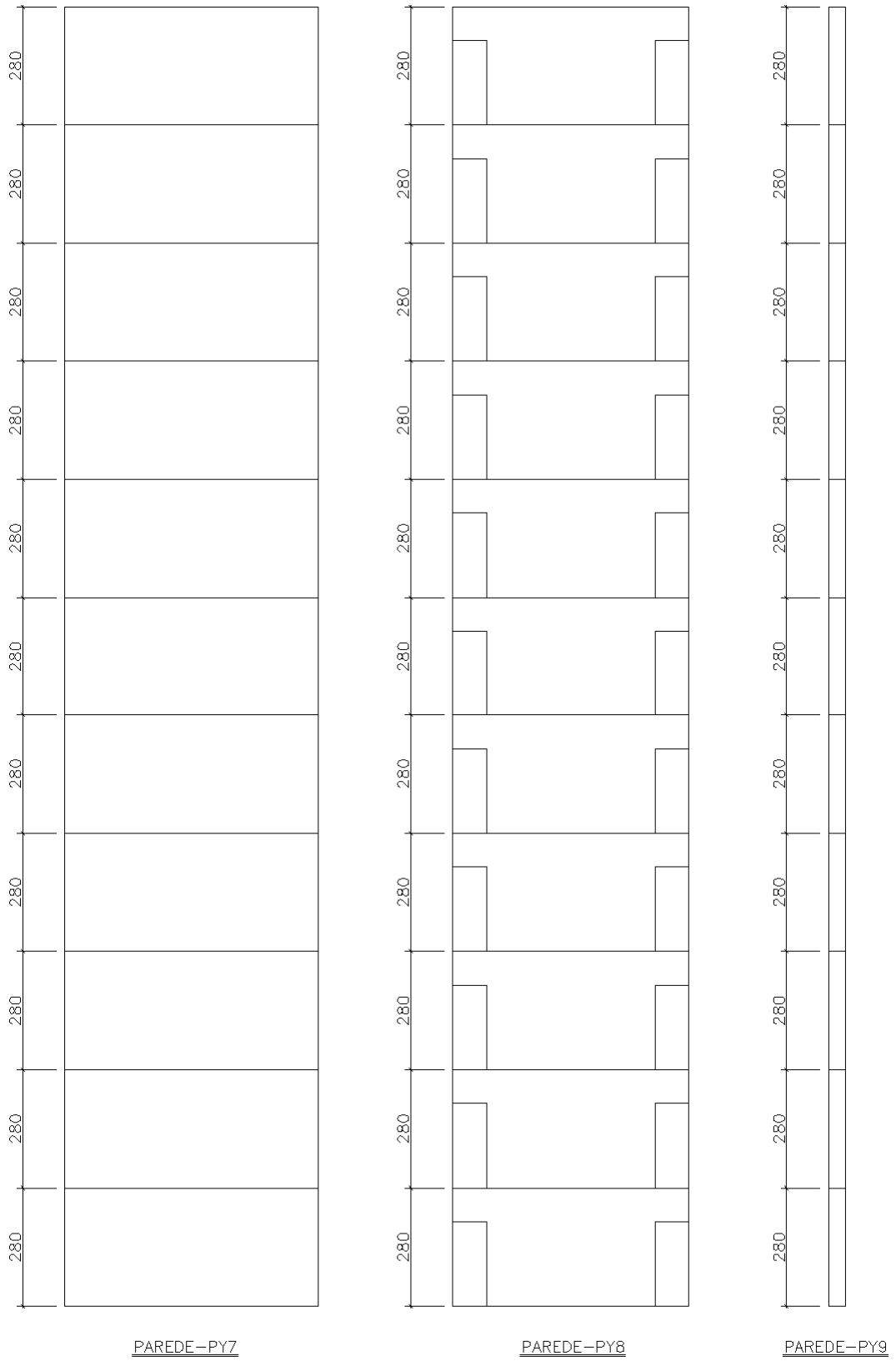


FIGURA 4.12 – Vistas das paredes PY7 a PY9.

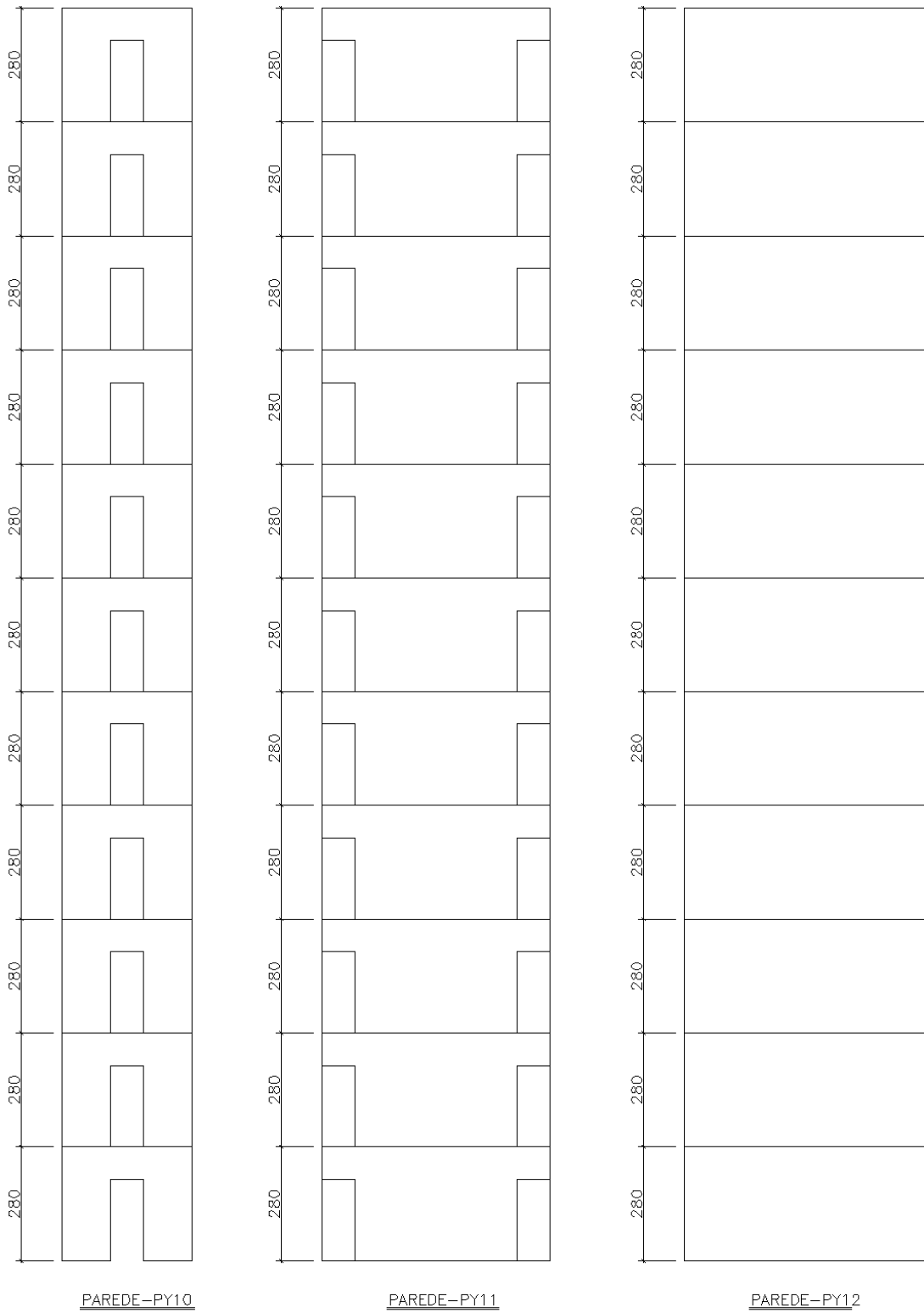


FIGURA 4.13 – Vistas das paredes PY10 a PY12.

4.2 Cargas Verticais

São consideradas cargas verticais de uma edificação residencial as cargas permanentes e as cargas variáveis (sobrecargas). As cargas permanentes desse projeto-piloto são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e das alvenarias não-estruturais, bem como pelo revestimento das lajes.

- Cargas permanentes:

Para todos os pavimentos, foram consideradas as ações indicadas a seguir:

Peso próprio das lajes = $2,25 \text{ kN/m}^3$;

Revestimento de lajes = $1,0 \text{ kN/m}^2$.

A espessura das paredes estruturais foi considerada acabada com 15cm, o pé-direito livre de 2,80m e o peso específico da alvenaria igual a 14 KN/m^3 , o que fornece um *peso/metro* igual a $5,88 \text{ kN/m}$.

- Cargas acidentais:

Para o pavimento tipo, foram utilizados os valores de sobrecarga prescritos pela NBR 6120 (ABNT, 1980), quais sejam:

Sobrecarga nas lajes (banho, sala, cozinha e varanda) = $1,50 \text{ kN/m}^2$;

Sobrecarga nas escadas = $2,50 \text{ kN/m}^2$.

4.3 Vento

A carga devido à ação do vento é determinada considerando-se a aplicação em cada pavimento do edifício de uma força de arrasto (na direção considerada) dada por:

$$F_a = C_a \times q \times A \tag{4.1}$$

onde,

C_a - coeficiente de arrasto;

q - pressão dinâmica do vento, função da velocidade característica do vento (V_k), adequada ao local onde a edificação será construída; e

A - área da fachada onde se considera a incidência do vento.

4.3.1 Coeficiente de Arrasto (C_a)

Os coeficientes de arrasto são aplicados a edificações, partes de edificações ou elementos estruturais, para o vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação em planta, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988).

No projeto-piloto, para o vento incidindo na direção X, tem-se:

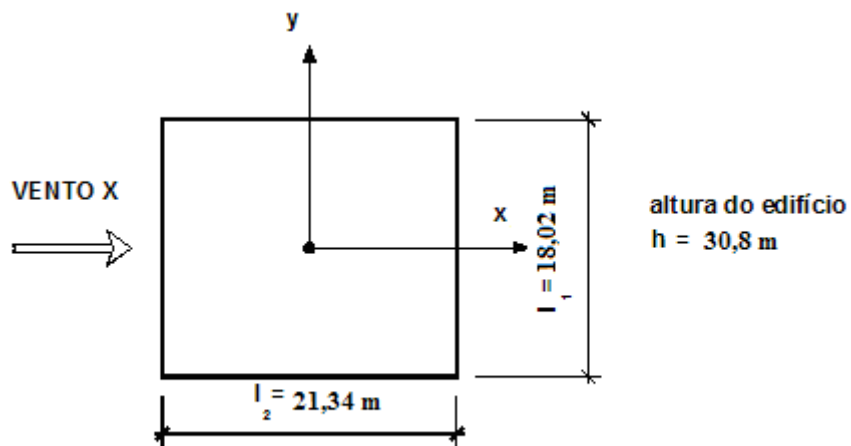


FIGURA 4.14 – Direção X de incidência do vento.

Para $l_1/l_2 = 0,84$ e $h/l_1 = 1,71 \Rightarrow C_a = 1,16$

Para o vento incidindo na direção Y, tem-se:

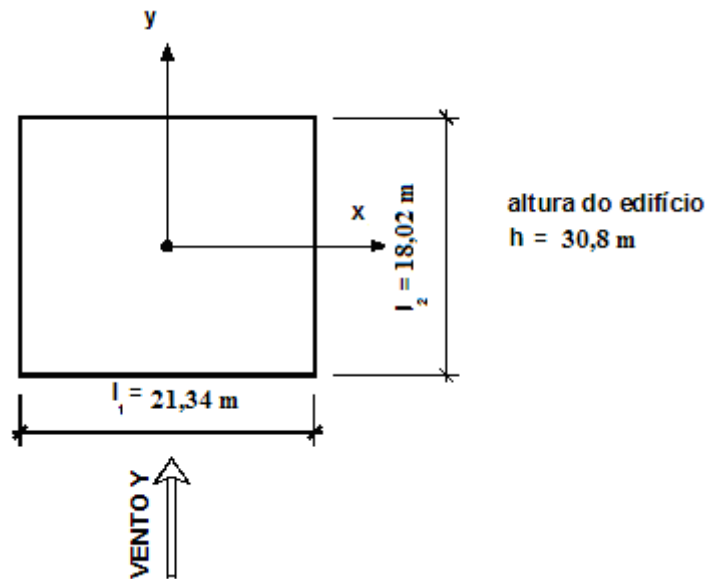


FIGURA 4.15 – Direção Y de incidência do vento.

Para $l_1/l_2 = 1,18$ e $h/l_1 = 1,44 \Rightarrow C_a = 1,23$

4.3.2 Pressão Dinâmica (q)

O valor da pressão dinâmica q é dado por:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q = 0,613 \times 10^{-3} \times V_k^2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.2)$$

sendo:

V_k = velocidade característica do vento, dada por:

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \text{ (m/s)} \quad (4.3)$$

4.3.3 Velocidade Básica do Vento (V_o)

É definida pela NBR 6123 (ABNT, 1988) como sendo a velocidade de uma rajada de 3 (três) segundos, excedida, em média, uma vez em 50 (cinquenta) anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

No projeto-piloto, foi considerada uma velocidade $V_o = 30$ m/s (Belo Horizonte - MG).

4.3.4 Fator Topográfico (S_1)

Leva em consideração as grandes variações locais existentes na superfície do terreno. Em terreno plano, pode ser considerado $S_1 = 1,0$.

4.3.5 Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura Sobre o Terreno (S_2)

Leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

Neste trabalho, será considerado que o edifício está localizado em subúrbio densamente construído de uma grande cidade (Categoria IV), Classe B (quando a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20m e 50m).

4.3.6 Fator Estatístico (S_3)

Esse fator é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Em construções para hotéis e residências, o fator S_3 é igual a 1,0.

Com os dados já definidos, e utilizando-se os valores de S_2 obtidos na TAB. 2 da NBR 6123 (ABNT, 1988), pode-se criar a TAB. 4.1, onde:

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (m/s) \quad (4.4)$$

$$q = 0,613 \times 10^{-3} \times V_k^2 \quad (kN/m^2) \quad (4.5)$$

F_x = força de arrasto na direção X, obtida pela expressão:

$$F_x = C_{a(x)} \times q \times A_{(x)} \quad (4.6)$$

F_y = força de arrasto na direção Y, obtida pela expressão:

$$F_y = C_{a(y)} \times q \times A_{(y)} \quad (4.7)$$

onde: $C_{a(x)} = 1,16$

$C_{a(y)} = 1,23$

$A_{(x)}, A_{(y)}$ = área de fachada (incidência do vento).

TABELA 4.1 – Esforços provenientes da ação do vento.

NÍVEL	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	F_x (kN)	F_y (kN)	F_x (tf/m)	F_y (tf/m)
11 - 30,8m	0,96	28,8	0,51	29,76	37,37	0,17	0,18
10 - 28,0m	0,94	28,2	0,49	28,53	35,83	0,16	0,17
9 - 25,2m	0,93	27,9	0,48	27,93	35,07	0,15	0,16
8 - 22,4m	0,92	27,6	0,47	27,33	34,32	0,15	0,16
7 - 19,6m	0,9	27	0,45	26,16	32,84	0,15	0,15
6 - 16,8m	0,89	26,7	0,44	25,58	32,12	0,14	0,15
5 - 14,0m	0,86	25,8	0,41	23,88	29,99	0,13	0,14
4 - 11,2m	0,84	25,2	0,39	22,78	28,61	0,13	0,13
3 - 8,4m	0,8	24	0,35	20,67	25,95	0,11	0,12
2 - 5,6m	0,77	23,1	0,33	19,14	24,04	0,11	0,11
1 - 2,8m	0,76	22,8	0,32	18,65	23,42	0,10	0,11

TABELA 4.2 – Quadro resumo.

ÁBACO		Dimensões do prédio				
Ca(x)	Ca(y)	Largura-Lx (m)	Largura-Ly (m)	Altura pavto tipo (m)	A(x) - m2	A(y) - m2
1,16	1,23	21,34	18,02	2,80	50,46	59,75

Portanto, para cálculo de F_x , utilizou-se a área de $18,02\text{m} \times 2,80\text{m} = 50,46\text{m}^2$ (por nível). Para cálculo de F_y , utilizou-se a área de $21,34\text{m} \times 2,80\text{m} = 59,75\text{m}^2$ (por nível).

4.4 Propriedade Física dos Materiais

Para a modelagem do edifício, foram utilizados alguns parâmetros que servirão de dados de entrada para o programa, os quais estão listados a seguir.

4.4.1 Alvenaria de Blocos de Concreto

A alvenaria pode ser considerada como um meio contínuo, não-homogêneo e que apresenta características mecânicas anisotrópicas. Para a modelagem do edifício-piloto, no entanto, foram adotados, para o coeficiente de Poisson e para o peso específico, respectivamente, os seguintes valores:

– $\nu_a = 0,20$;

– $\gamma_a = 14 \text{ kN/m}^3$.

Para o Módulo de Elasticidade, adotaram-se 3 (três) valores distintos, calculados da seguinte maneira: dividiu-se a estrutura em 2 (dois) grupos de 4 (quatro) andares e um grupo de 3 (três) andares, admitindo-se a hipótese de resistência à compressão de 1 MPa por andar. Com isto, tem-se, para os 4 (quatro) andares superiores, o valor de 4 MPa. Esse valor, porém, é inferior ao mínimo exigido pela NBR 10837 (ABNT, 1989), cujo valor é de 4,5 MPa, e que foi adotado. Para os 4 (quatro) andares intermediários, o valor da resistência à compressão adotado foi de 8 MPa e, para os 3 (três) andares inferiores,

o valor é de 11 MPa. Com esses valores, calculou-se o módulo de elasticidade, por meio da Eq. 4.8, representada abaixo.

$$E_{alv} = 800 * f_p \text{ (kN/cm}^2\text{)} \tag{4.8}$$

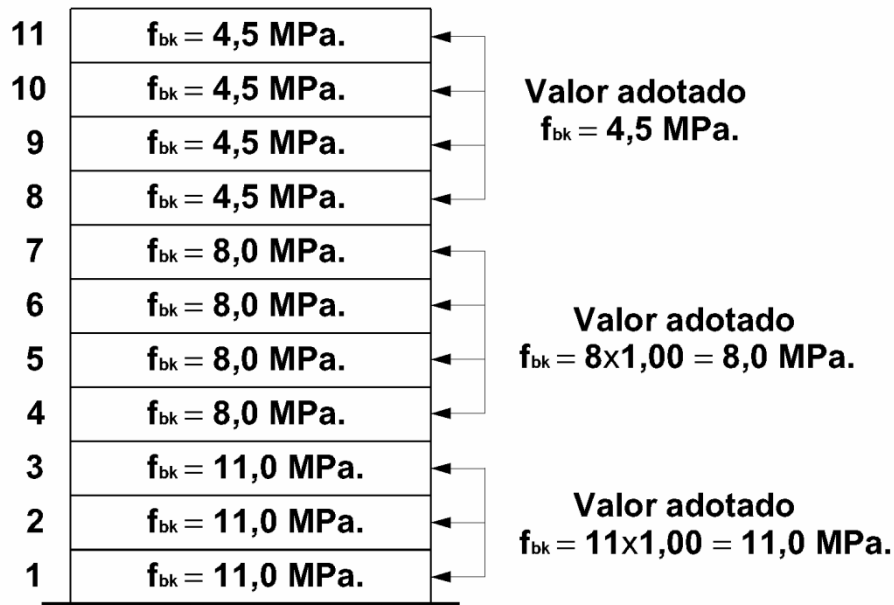


FIGURA 4.16 – Resistência característica à compressão dos blocos.

4.4.2 Concreto do Radier e Lajes

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2004), foram adotados os seguintes valores:

- Coeficiente de Poisson - $\nu_c = 0,20$;
- Resistência à Compressão do Concreto - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidade - $E_c = 23.800 \text{ MPa e}$
- Peso Específico - $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.4.3 Meio Solo

4.4.3.1 Generalidades

Segundo AOKI (1997), o maciço de solo ou sistema geotécnico é constituído por várias camadas de solo de gênese, mineralogia e granulometria variadas, constituindo um meio contínuo sob o local da obra de Engenharia Civil. O maciço de solo é delimitado pela superfície do indeslocável e pela projeção em planta do bulbo de tensões, que se estende além dos limites da obra. O referido autor ainda afirma que, além da continuidade física e da diversidade de origem e formação dos materiais constituintes, a principal característica das diversas camadas de solo que compõem o sistema geotécnico é a indefinição da forma geométrica das camadas componentes.

Assim, esse autor afirma que é fundamental levar-se em consideração a quantidade e a qualidade dos ensaios geológico-geotécnicos realizados. Quanto maior a quantidade de informações e mais qualificados os ensaios, menores serão os riscos apresentados pelo modelo de maciço de solos e rochas adotado na análise de ISE.

Complementando o que se registra nos últimos dois parágrafos, DUTTA e ROY (2002) relatam, em seu trabalho, que o comportamento do solo é tão complexo que uma simulação matemática do mesmo é sempre uma árdua tarefa para os engenheiros.

Para este trabalho, todas as correlações serão baseadas em ensaios SPT.

4.4.3.2 Estimativa dos parâmetros dos solos com base no SPT

O dimensionamento das fundações exige, muitas vezes, o conhecimento de parâmetros dos solos não diretamente determinados por meio de sondagens.

Correlações entre esses parâmetros e valores de SPT e SPTT, medidos em sondagens, entretanto, têm sido obtidas, permitindo que estimativas razoavelmente confiáveis sejam feitas.

Essas estimativas, embora representando valores aproximados, em geral, a favor da segurança, constituem a base para a grande maioria dos dimensionamentos de fundações executados na prática da Engenharia. Assim, seu conhecimento é de fundamental importância. Ressalta-se, aqui, a importância que decorre da correta medição do SPT, para que tais correlações possam ser utilizadas com segurança.

Para este trabalho, o solo foi modelado de duas maneiras distintas: apoio elástico, conforme a formulação proposta por Winkler, e meio contínuo, modelando o solo com elementos sólidos cujas dimensões respeitam o bulbo de tensões proposto por BOWLES (1988), que é baseado nas equações de Boussinesq.

Objetivando uma modelagem mais realista considerando a estratificação das camadas de solos (*a priori*, horizontais), o módulo de elasticidade do solo, o peso específico e o coeficiente de Poisson foi baseado em relatórios de sondagem SPT, que se encontram no anexo deste trabalho. Foram escolhidos 3 (três) relatórios de sondagens, com ordem crescente de resistência: um solo menos resistente, um intermediário e um bastante rígido.

Conforme o capítulo referente a propriedade dos solos, diversas são as fórmulas existentes para se correlacionar o N_{SPT} com o E_s . Para esse trabalho, utilizou-se a correlação proposta por DÉCOURT (1995), por ser bastante difundida na região sudeste do País, apresentando resultados satisfatórios. Para o coeficiente de Poisson, adotou-se 0,3. Como o objetivo do trabalho foi verificar o bulbo de tensões provenientes das solicitações do edifício-piloto, o peso específico do solo se torna irrelevante para essa análise e, portanto foi adotado um valor único para todos os relatórios de sondagem, que é: $2,0 \text{ t/m}^3$.

No caso da modelagem utilizando a formulação de Winkler (apoio elástico), infelizmente não é possível considerar a estratificação das camadas para fundações superficiais; por isso, para se encontrar o valor do Módulo de Reação Vertical (k_s^y)

adotou-se um valor de N_{SPT} médio atuante da cota de assentamento do radier, no caso do solo intermediário adotou-se 15 (quinze) golpes.

Na literatura especializada nacional e internacional, encontram-se diversas maneiras de se achar o valor do Módulo de Reação Vertical (k_s^v) e diversas correlações são propostas, algumas delas mostradas no capítulo de propriedades dos solos. Para este trabalho, optou-se por duas formulações. Uma que leva em conta o módulo de elasticidade E e as dimensões do radier e outra que é função exclusivamente do N_{SPT} médio atuante da cota de assentamento do radier:

$$K_s^v = 3.N \text{ (N/cm}^3\text{)} \quad \text{para argila e solos argilosos}$$

$$K_s^v = 5.N \text{ (N/cm}^3\text{)} \quad \text{para areia e solos arenosos}$$

$$K_s^v = \frac{E_s}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{I_w} \cdot \frac{1}{B}$$

Fórmulas essas já apresentadas no capítulo de parâmetros dos solos.

4.5 Considerações Sobre a Modelagem Numérica do Sistema Estrutural e Geotécnico

Neste item, são feitas considerações relativas à modelagem da superestrutura e do maciço de solos do edifício-piloto, utilizando-se o MEF.

Analisa-se a superestrutura de acordo com modelos, nos quais:

- a) consideram-se cargas verticais devidas ao peso próprio e sobrecargas;
- b) consideram-se cargas laterais devidas ao vento;
- c) considera-se a análise elástico-linear;
- d) consideram-se as deformações axiais, de flexão, de torção e de cisalhamento no cálculo dos deslocamentos; e
- e) não se aborda a questão da estabilidade global do edifício.

Analisa-se o maciço de solo conforme dois modelos, nos quais:

- a) o solo é considerado como um meio contínuo, elástico, linear, isotrópico e heterogêneo; e
- b) o meio solo é representado por um conjunto de molas linearmente elásticas e mutuamente independentes, discretas e rigorosamente espaçadas.

4.5.1 Considerações Gerais

A modelagem será feita tridimensionalmente, pelo Método dos Elementos Finitos - MEF, utilizando-se o programa SAP2000, versão 12, disponível no Laboratório de Mecânica Computacional do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais - LAMEC/DEES/UFMG.

Lajes, radier e paredes serão modelados com elemento de casca SHELL. O maciço de solo será representado pelo elemento sólido SOLID e por molas dependendo do modelo em análise.

Segundo HACHICH *et al.* (1998), um modelo bastante simples consiste no uso de elementos de placa para representar o radier e de molas ou apoios elásticos para representar o solo. Um segundo modelo de cálculo utiliza elementos de placa (ou sólidos) para representar o radier e, elementos sólidos para representar o solo. É um modelo bem mais complexo, que permite levar em conta a heterogeneidade espacial do sistema geotécnico.

4.5.2 O Elemento SHELL

O elemento SHELL, adotado na modelagem, tem a forma quadrilateral definida por quatro nós designados J1, J2, J3 e J4 (FIG. 4.17). Cada elemento SHELL tem seu próprio sistema de coordenadas local. Os eixos do sistema local são denominados eixos

1, 2 e 3 (FIG. 4.17). Os eixos 1 e 2 situam-se no plano do elemento e o eixo 3 é normal a esse plano.

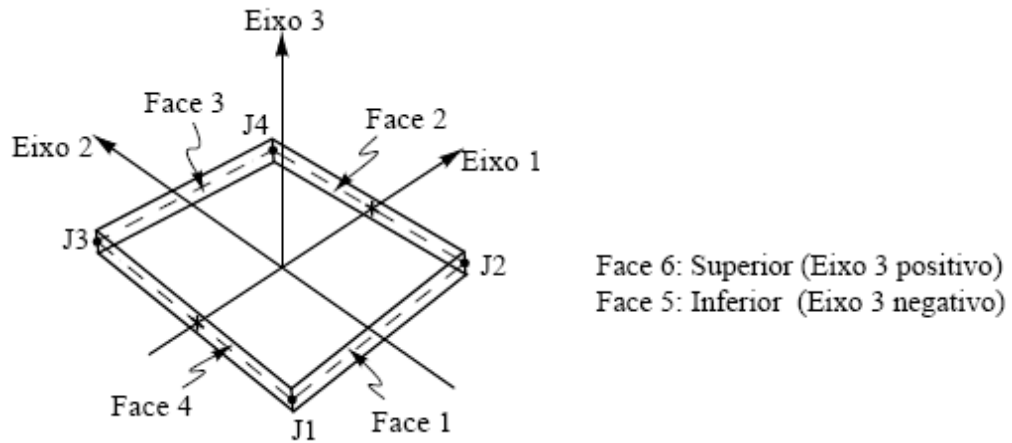


FIGURA 4.17 - Sistema de coordenadas locais do elemento SHELL quadrilateral.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

Nas lajes e no radier em estudo, o sistema local dos elementos está orientado de forma que os eixos 1, 2 e 3 encontram-se paralelos, respectivamente, aos eixos X, Y e Z do sistema de coordenadas global da estrutura (FIG. 4.18).

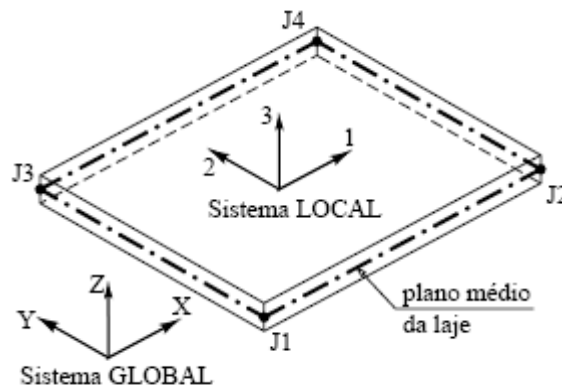


FIGURA 4.18 - Orientação dos eixos locais nas lajes.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

Nas paredes de alvenaria estrutural, os sistemas locais dos elementos SHELL estão orientados conforme mostrado na FIG. 4.19, abaixo.

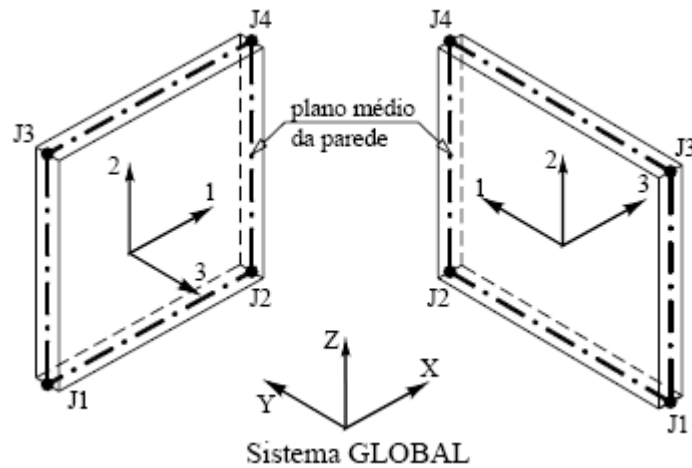


FIGURA 4.19 - Orientação dos eixos locais nas paredes estruturais.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

Os esforços internos, por unidade de comprimento, do elemento SHELL são os abaixo relacionados (FIG. 4.20 a FIG. 4.22):

- a) F_{11} e F_{22} , forças normais;
- b) F_{12} , força de cisalhamento;
- c) M_{11} e M_{22} , momentos fletores; e
- d) M_{12} , momento de torção.

As tensões σ_{ij} têm as mesmas direções e sentidos das forças F_{ij} .

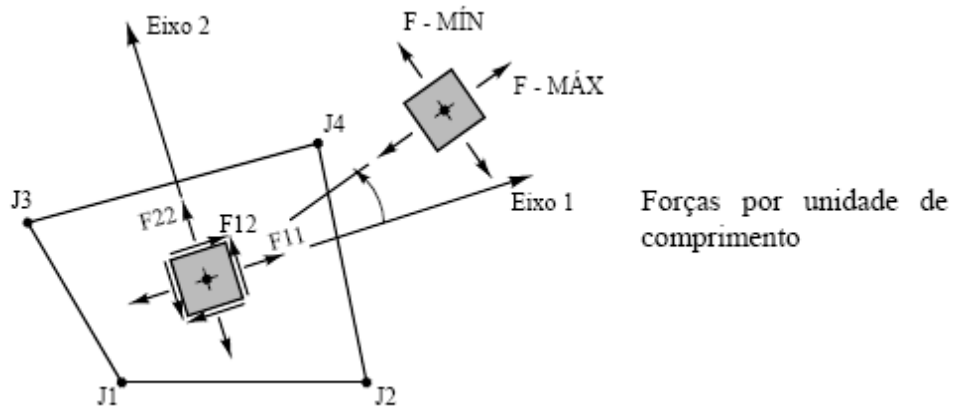


FIGURA 4.20 - Forças normais e de cisalhamento em um elemento SHELL.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

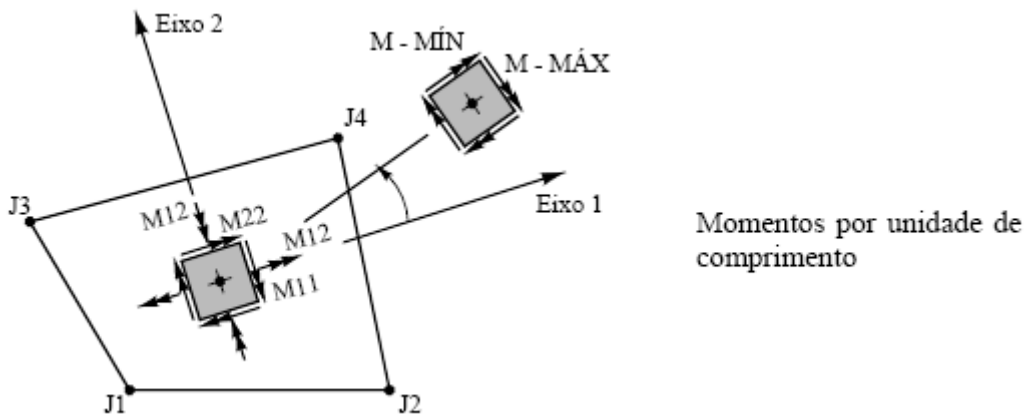


FIGURA 4.21 - Momentos fletores e de torção em um elemento SHELL.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

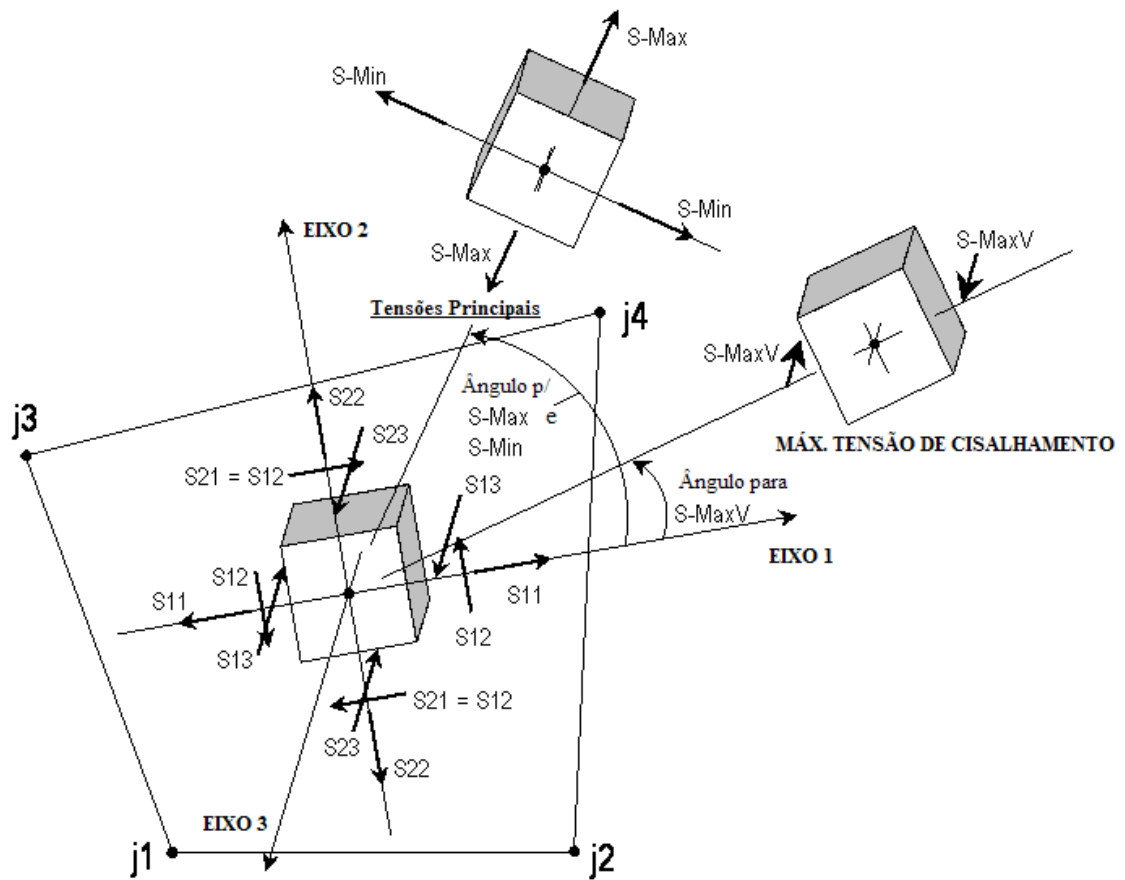


FIGURA 4.22 - Tensões em um elemento SHELL.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

O elemento SHELL resulta da soma do elemento de membrana e do elemento de placa fina (Kirchhoff); ou seja, ele possui 6 (seis) graus de liberdade em cada nó: 3 (três) translações e 3 (três) rotações (FIG. 4.23).

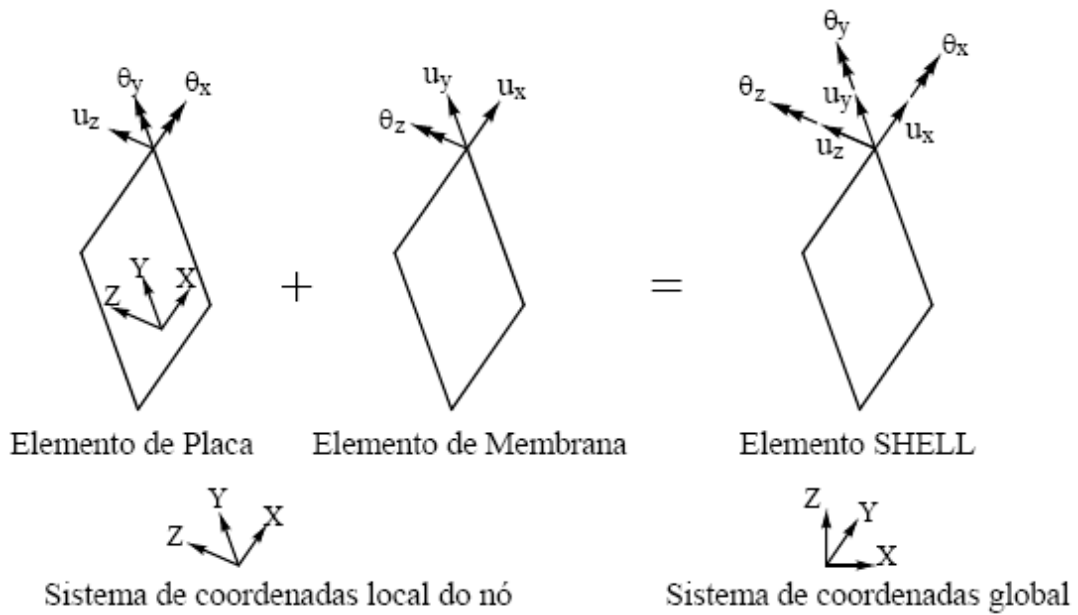


FIGURA 4.23 - Graus de liberdade de um nó do elemento SHELL.

4.5.3 O Elemento SOLID

O elemento SOLID, adotado na modelagem, tem a forma prismática de um hexágono, definida por 8 (oito) nós designados J1, J2, J3 J4, J5, J6, J7 e J8 (FIG. 4.24) e seis faces ou planos perpendiculares entre si. Utilizado, normalmente, quando se quer representar um contínuo tridimensional, esse elemento é baseado em uma formulação isoparamétrica que inclui 9 (nove) opções de modos de flexão.

Cada elemento SOLID possui seu próprio sistema de coordenadas local, cujos eixos são denominados eixos 1, 2 e 3, e estão localizados no centro do elemento sólido.

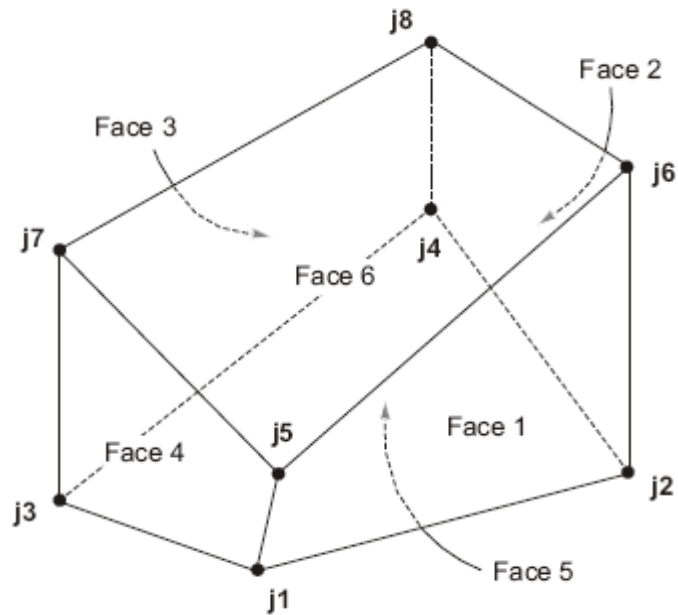


FIGURA 4.24 - Conexão entre os nós e definição das faces do elemento SOLID.
Adaptado de SAP2000, 2006.

Por *default* do programa, os eixos locais 1, 2 e 3 do elemento sólido coincidem com o sistema global de coordenadas X, Y e Z (conforme a FIG. 4.24, acima). O elemento SOLID possui características físicas e geométricas genéricas, ficando a critério do engenheiro definir se é, por exemplo, um material isotrópico, anisotrópico ou ortotrópico.

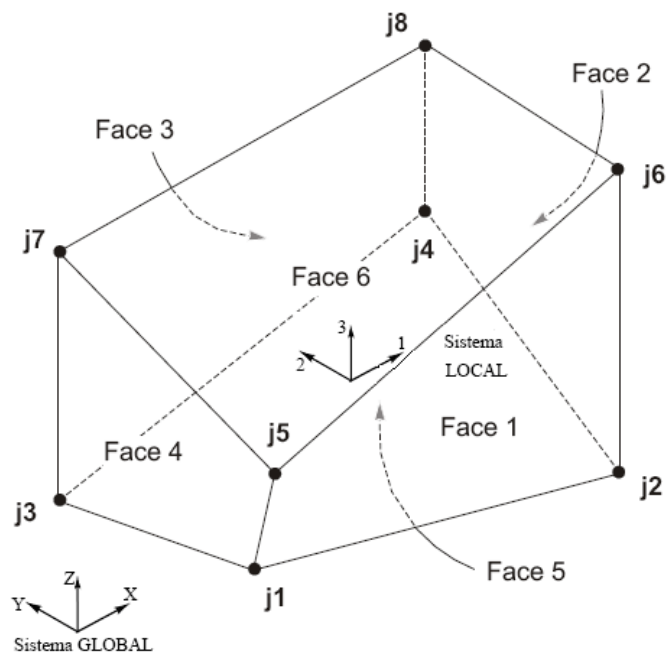


FIGURA 4.25 - Orientação dos eixos locais no elemento SOLID.
 Fonte: Adaptado de SAP2000, 2006.

Os esforços internos, por unidade de comprimento ao quadrado (área), do elemento SOLID são os abaixo relacionados:

- a) S_{11} , S_{22} e S_{33} , Tensões normais;
- b) S_{12} , S_{13} e S_{23} , Tensões de cisalhamento;
- c) $S_{máx}$ e $S_{mín}$, Tensões principais máximas e mínimas, respectivamente; e
- d) SVM, Tensão de Von Mises.

As direções das tensões e deformações são paralelas às direções do sistema local de coordenadas. O elemento SOLID possui 3 (três) graus de liberdade em cada nó: três translações e zero rotações. Portanto, pode-se apenas analisar distribuição de tensões no elemento.

4.6 Discretização da Superestrutura e do Maciço de Solo

Para facilitar a modelagem, PEREIRA (2007) sugere a seguinte ordem para definição dos dados:

- a) Seleção das unidades a serem utilizadas. Neste trabalho (KN e m);
- b) Definição da rede de linhas diretrizes para auxiliar a modelagem;
- c) Definição das propriedades físicas dos materiais;
- d) Definição das seções dos elementos de área;
- e) Definição da geometria dos elementos sólidos;
- f) Definição dos casos de carregamento;
- g) Definição dos casos de análises; e
- h) Modelagem de todo sistema estrutural e geotécnico.

A malha de elementos finitos utilizada na discretização das paredes, lajes e radier foi apenas uma, de 40x40 cm, objetivando-se garantir que se teria coincidência dos nós das lajes, das paredes e de radier. No caso das paredes, algumas considerações devem ser feitas.

Existem diversas maneiras para se modelar as paredes de alvenaria estrutural. LOURENÇO (2006) propõe 3 (três) técnicas de modelagem, mostradas na figura abaixo (FIG. 4.26).

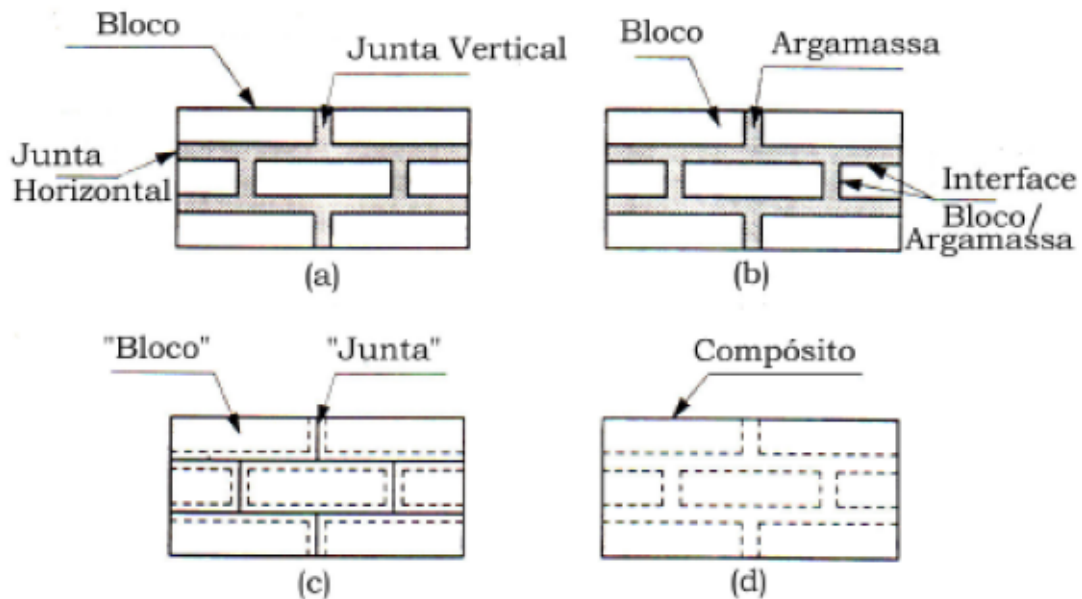


FIGURA 4.26 - Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) Exemplar da alvenaria; (b) Micro-modelagem; (c) Micro-modelagem simplificada; (d) Macro-modelagem. Fonte: Adaptado de LOURENÇO, 2006.

Em geral, para se fazer uma modelagem numérica são utilizados 2 (dois) modelos aproximados: a micro-modelagem ou a macro-modelagem. Na micro-modelagem, os seus componentes são discretizados individualmente, separando-se unidade e argamassa. A macro-modelagem, por sua vez, considera a alvenaria como um compósito. Segundo LOURENÇO (1996), dependendo do nível de precisão e da simplicidade desejada, é possível utilizar-se as seguintes estratégias para a modelagem, conforme FIG. 4.26, acima:

- Micro-modelagem detalhada (FIG. 4.26b): as unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos;
- Micro-modelagem simplificada (FIG. 4.26c): 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;

- Macro-modelagem (FIG. 4.26d): unidade, argamassa e interface são consideradas dispersas no meio contínuo. Considera-se a alvenaria como um meio contínuo, com propriedades homogêneas.

Na primeira aproximação, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades não-lineares da unidade e da argamassa são levadas em consideração. A interface da unidade com a argamassa representa um plano potencial de fissuração/deslizamento, com rigidez inicial pequena, para se evitar a interpenetração do meio contínuo. Isto possibilita que se estude a ação combinada da unidade, da argamassa e da interface, de forma mais minuciosa.

Na segunda aproximação, cada junta é simulada como uma interface média, e as unidades têm suas dimensões expandidas, com o intuito de manter inalteradas as características geométricas da alvenaria. Essa alvenaria é, então, considerada como um conjunto de unidades elásticas 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 a unidade e a argamassa, mas trata a alvenaria como um meio homogêneo, contínuo e anisotrópico.

Não é possível afirmar qual dessas formas de modelagem é mais vantajosa em relação às outras, porque cada uma delas apresenta vantagens e desvantagens para estudos específicos. A escolha, portanto, deve ser feita de acordo com o objetivo a ser alcançado. O estudo da micro-modelagem é necessário para se obter um bom entendimento sobre o comportamento local das estruturas em alvenaria, e essa forma de modelagem mostra-se muito importante para a análise de detalhes estruturais. Por exemplo, para a análise de distribuição e concentração de tensões junto a vãos de portas e janelas. A macro-modelagem, por sua vez, 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 dos computadores e geração de rede mais simples. Esse tipo de modelagem é mais valioso quando existe uma necessidade de precisão e eficiência.

No presente trabalho, será adotada a macro-modelagem, uma vez que está se analisando um edifício de 11 (onze) pavimentos, em que as dimensões do painel de alvenaria são grandes, em relação às dimensões das unidades e à espessura das juntas.

Conforme foi afirmado anteriormente, a modelagem tridimensional do maciço de solo foi realizada tendo suas dimensões baseadas no bulbo de tensões de uma placa quadrada, baseada na equação de Boussinesq. Em planta, o maciço possui 83.2m x 70.4m por 57m de profundidade. A discretização dos elementos sólidos será vista adiante.

4.7 Etapas da Modelagem 3D em MEF

Para a modelagem propriamente dita, seguiram-se as etapas sugeridas por PEREIRA (2007). Na seqüência, apresenta-se, por meio de figuras, a evolução da modelagem do edifício-piloto.

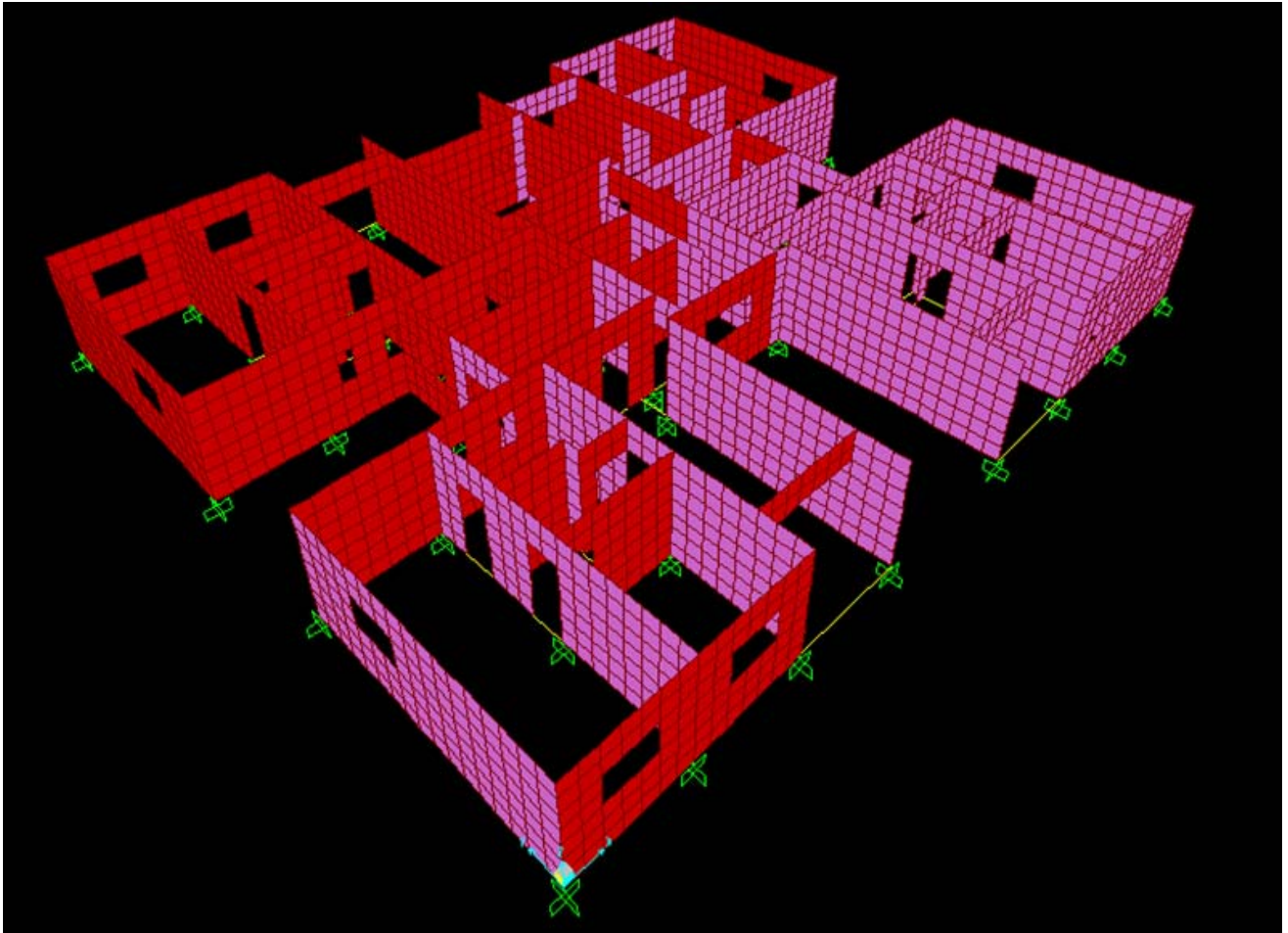


FIGURA 4.27 – Modelagem das paredes de alvenaria estrutural.

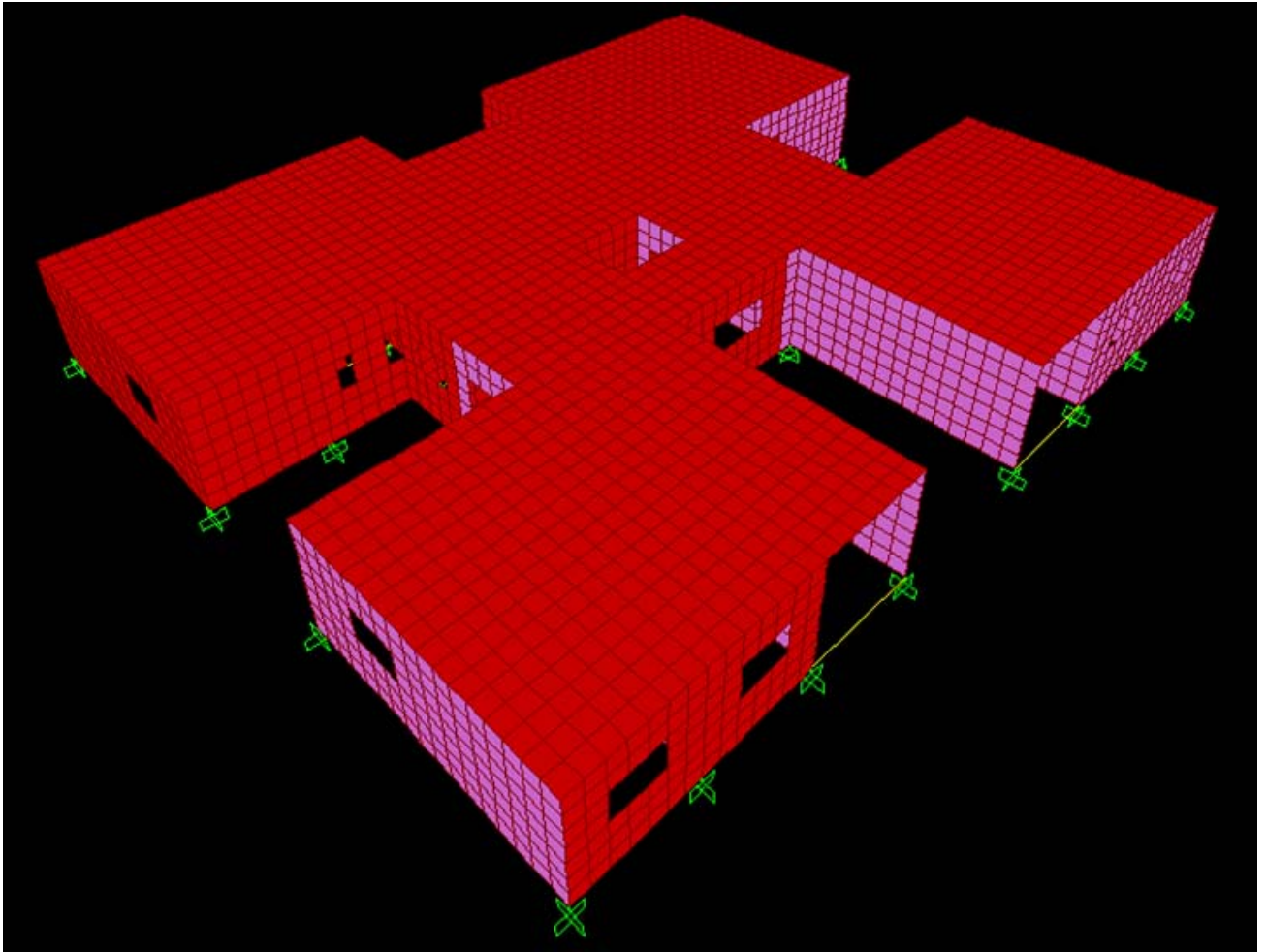


FIGURA 4.28 – Definição dos casos de carregamento e modelagem da laje.

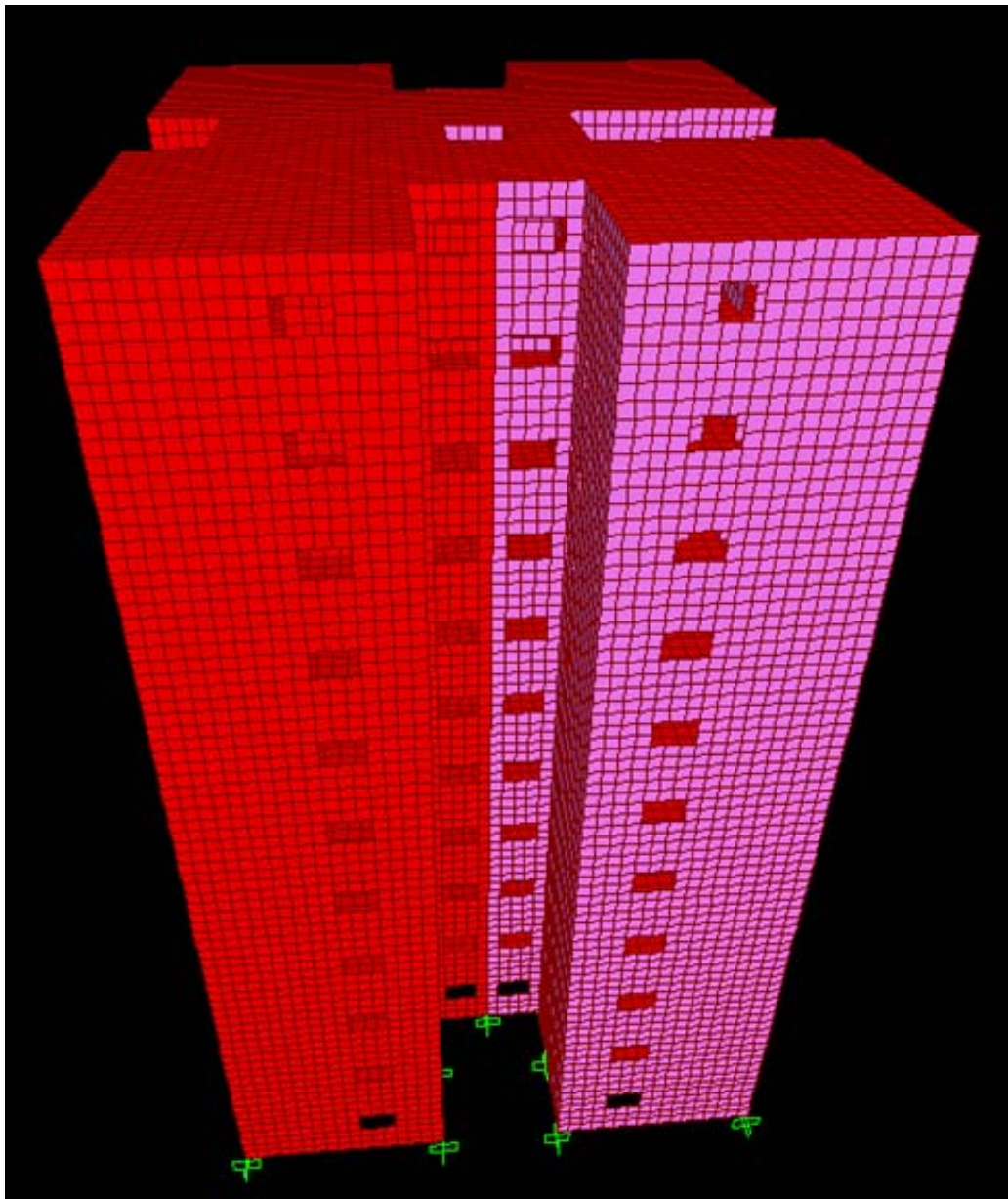


FIGURA 4.29 – Utilização do comando “Replicate” obtendo-se, assim, 11 (onze) pavimentos.

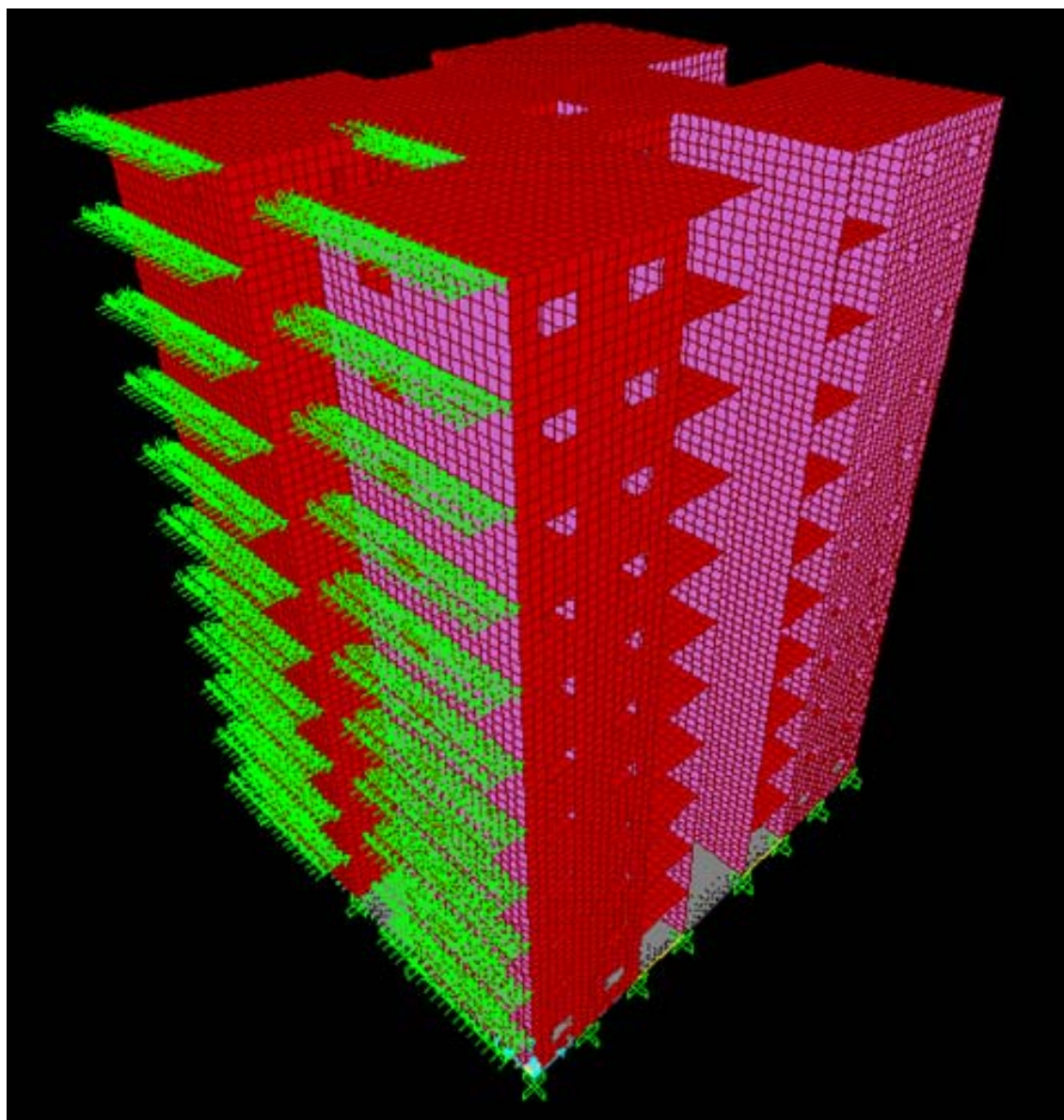


FIGURA 4.30 – Definição das ações horizontais – Vento X (0°).

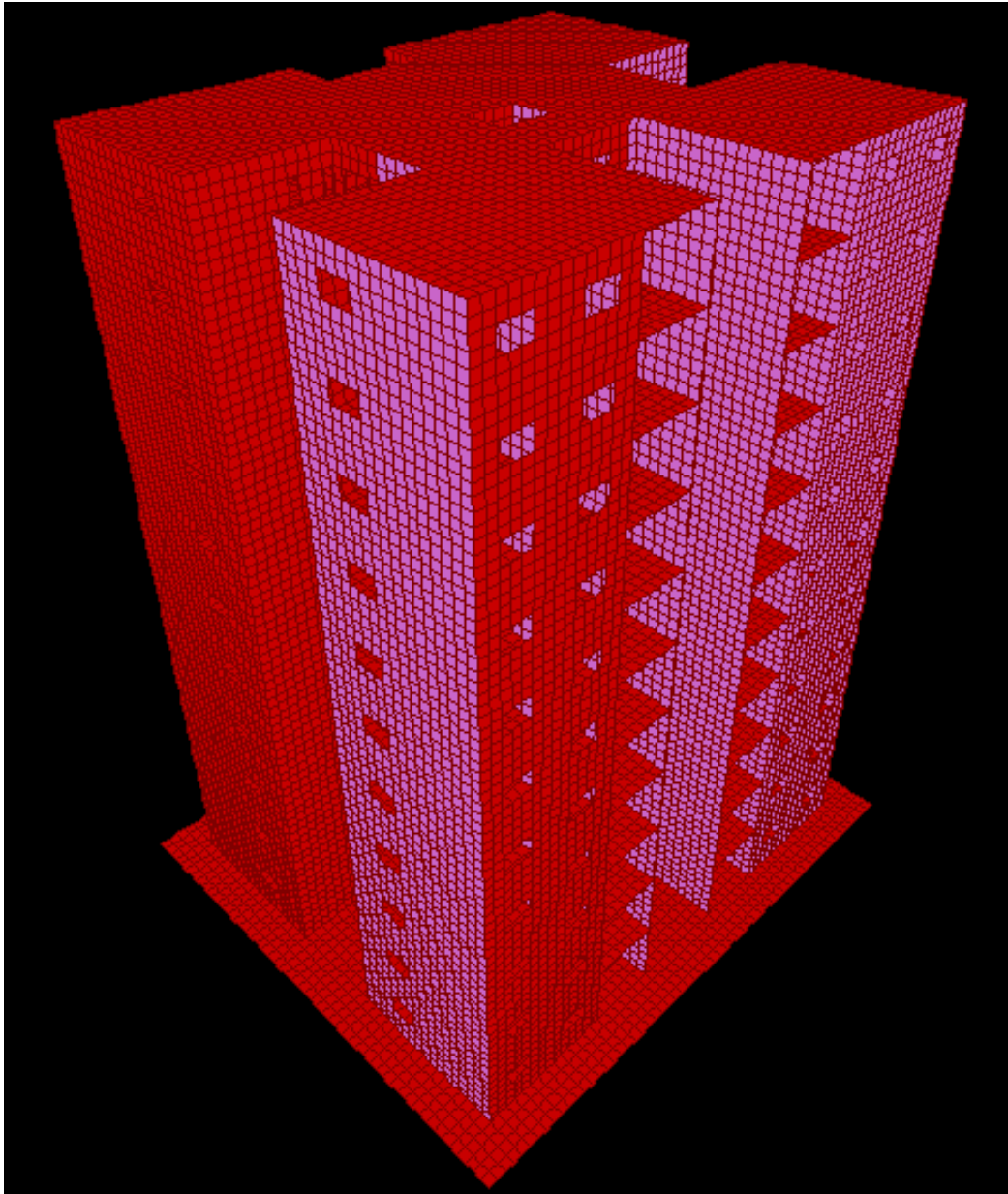


FIGURA 4.31 – Definição do elemento de fundação (Radier).

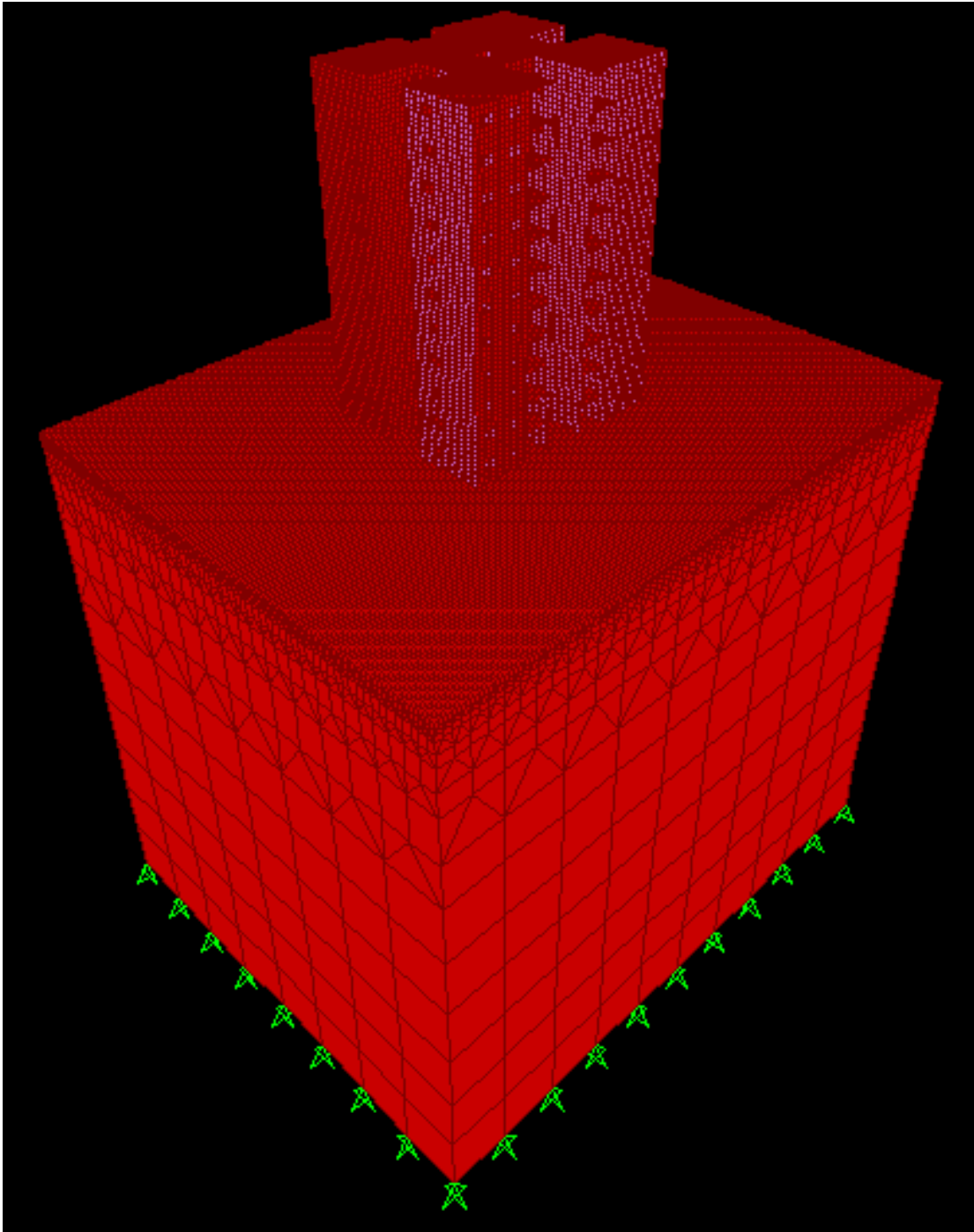


FIGURA 4.32 – Modelagem do Sistema Geotécnico.

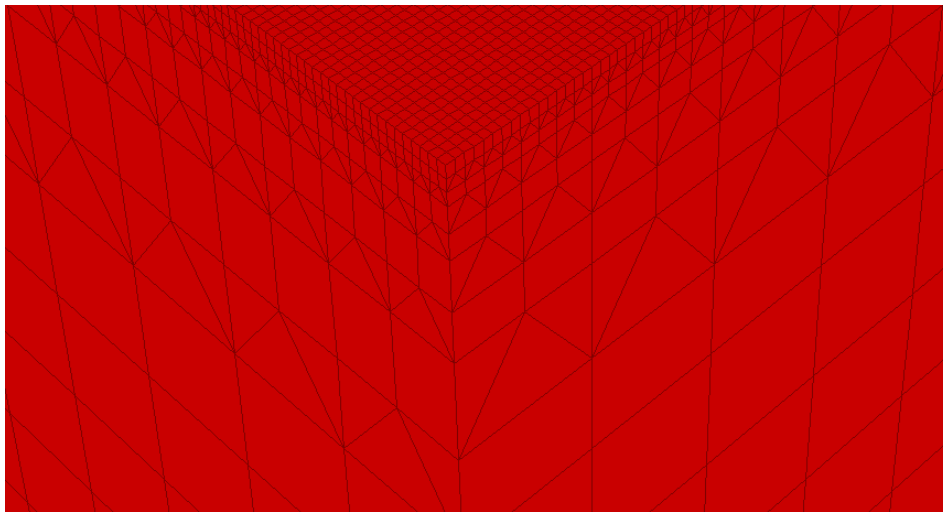


FIGURA 4.33 – Detalhe da malha utilizada no maciço de solos (1).

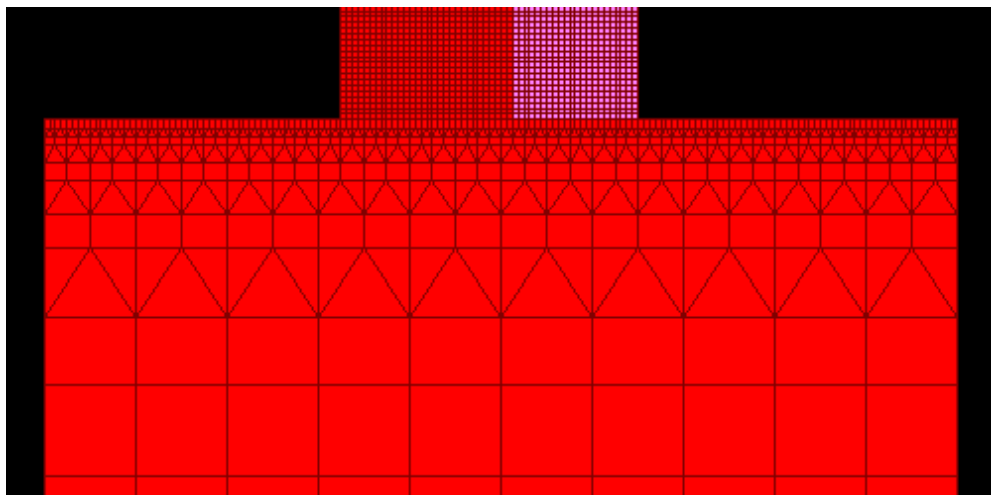


FIGURA 4.34 – Detalhe da malha utilizada no maciço de solos (2).

- **Modelo completo**
- Altura do Edifício = 30.8 m
- Área em Planta = 384.5 m²
- Nº de Nós = 120.807
- Nº de Elementos de Casca = 64.082
- Nº de Sólidos = 82.160

4.8 Modelos Estudados

Para avaliar a variação das tensões na base da alvenaria provocadas pelas cargas verticais e horizontais, serão adotadas diferentes hipóteses de cálculo, que fornecerão dados para se analisar a influência da deformabilidade do solo de fundação na distribuição dessas tensões. Esses modelos são descritos abaixo:

A configuração padrão para os 6 (seis) primeiros modelos aqui propostos é: espessura do radier igual a 60cm e borda externa, com dimensão igual a 160cm.

- **Modelo 01** –Nesse modelo, a análise da estrutura será feita considerando-se que ela está totalmente engastada na base; ou seja, sobre apoio rígido, para a condição de vinculação do edifício-piloto. Esse sistema é o adotado na maioria dos escritórios de cálculo, desconsidera-se portanto a existência da interação solo-estrutura;

- **Modelo 02** –Nesse modelo, o edifício-piloto ficará apoiado sobre um maciço de solo tridimensional bastante rígido. Os parâmetros desse solo foram baseados em um relatório de sondagem real, que se encontra no ANEXO A deste trabalho. Já se considera, portanto, a deformabilidade do solo. O solo de fundação é admitido como forte, com pouca deformabilidade;

- **Modelo 03** – Modelo com as mesmas características do modelo 02, com a diferença de que o solo de fundação é admitido como sendo mediano, apresentando deformação moderada; A maioria das análises será feita para esse modelo;

- **Modelo 04** – Também como nos modelos 02 e 03, o solo é modelado como um meio contínuo tridimensional. Para este modelo, admite-se para o solo de fundação as características de um solo fraco, com muita deformabilidade, conforme se pode observar no relatório do ANEXO A;

- **Modelo 05** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, com a diferença que a espessura do radier é de 40cm. O objetivo desse modelo é avaliar a influência da forma em corte do elemento de fundação. Em outras palavras: como se comporta a distribuição de tensões normais nas paredes, flexibilizando o elemento de fundação (radier);

- **Modelo 06** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, com a diferença que a espessura do radier é de 150cm. O objetivo desse modelo é avaliar a influência da forma em corte do elemento de fundação. Em outras palavras: como se comporta a distribuição de tensões normais nas paredes, tornando o elemento de fundação (radier) mais rígido;

- **Modelo 07** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, com a diferença que a face externa das paredes em contato com o meio coincidem com a borda externa do radier; ou seja, a borda do radier é igual a zero. O objetivo desse modelo é avaliar a influência da forma em planta do elemento de fundação na distribuição de tensões normais nas paredes;

- **Modelo 08** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, com a diferença que, no modelo 3, a borda era de 160cm e, nesta hipótese de cálculo, 80cm. O objetivo desse modelo é avaliar a influência da forma em planta do elemento de fundação na distribuição de tensões normais nas paredes;

- **Modelo 09** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, exceto no que se refere ao modelo proposto para o solo. Nesta hipótese, o edifício ficará apoiado num meio elástico, representado por um conjunto de molas independentes. Para estimativa do Módulo de Reação Vertical (k_s), a única variável escolhida foi o número de golpes N_{SPT} . O objetivo desse modelo é avaliar a diferença entre a distribuição de tensões obtida na base do edifício, em comparação com o modelo 3;

- **Modelo 10** – Modelo com as mesmas características do modelo 03, exceto no que se refere ao modelo proposto para o solo. Nesta hipótese, o edifício ficará apoiado

num meio elástico, representado por um conjunto de molas independentes (hipótese de Winkler). Para estimativa do Módulo de Reação Vertical (k_s), a variável foi o módulo de elasticidade E na cota de assentamento do radier e o menor lado B do radier, e, portanto, esse modelo leva em consideração a forma em planta do elemento de fundação. O objetivo desse modelo é avaliar a diferença entre a distribuição de tensões obtidos na base do edifício para os modelos 3 e 9;

Abaixo, apresenta-se uma tabela resumo de todos os modelos descritos anteriormente.

TABELA 4.3 – Resumo dos modelos.

RESUMO DOS MODELOS CONSIDERADOS				
Modelos	Discretização do solo	Rigidez do solo	Borda do Radier (cm)	Espessura do Radier (cm)
Modelo 1	Meio Contínuo	Infinita	160	60
Modelo 2	Meio Contínuo	Rígido	160	60
Modelo 3	Meio Contínuo	Mediana	160	60
Modelo 4	Meio Contínuo	Flexível	160	60
Modelo 5	Meio Contínuo	Mediana	160	40
Modelo 6	Meio Contínuo	Mediana	160	150
Modelo 7	Meio Contínuo	Mediana	0	60
Modelo 8	Meio Contínuo	Mediana	80	60
Modelo 9	Winkler	Mediana	160	60
Modelo 10	Winkler	Mediana	160	60

Visando uma maior compreensão (visualização) dos modelos em estudo, apresentam-se nas FIG. 4.35, 4.36 e 4.37 as paredes estruturais juntamente com as tipologias de bordas apresentadas na TAB. 4.3.

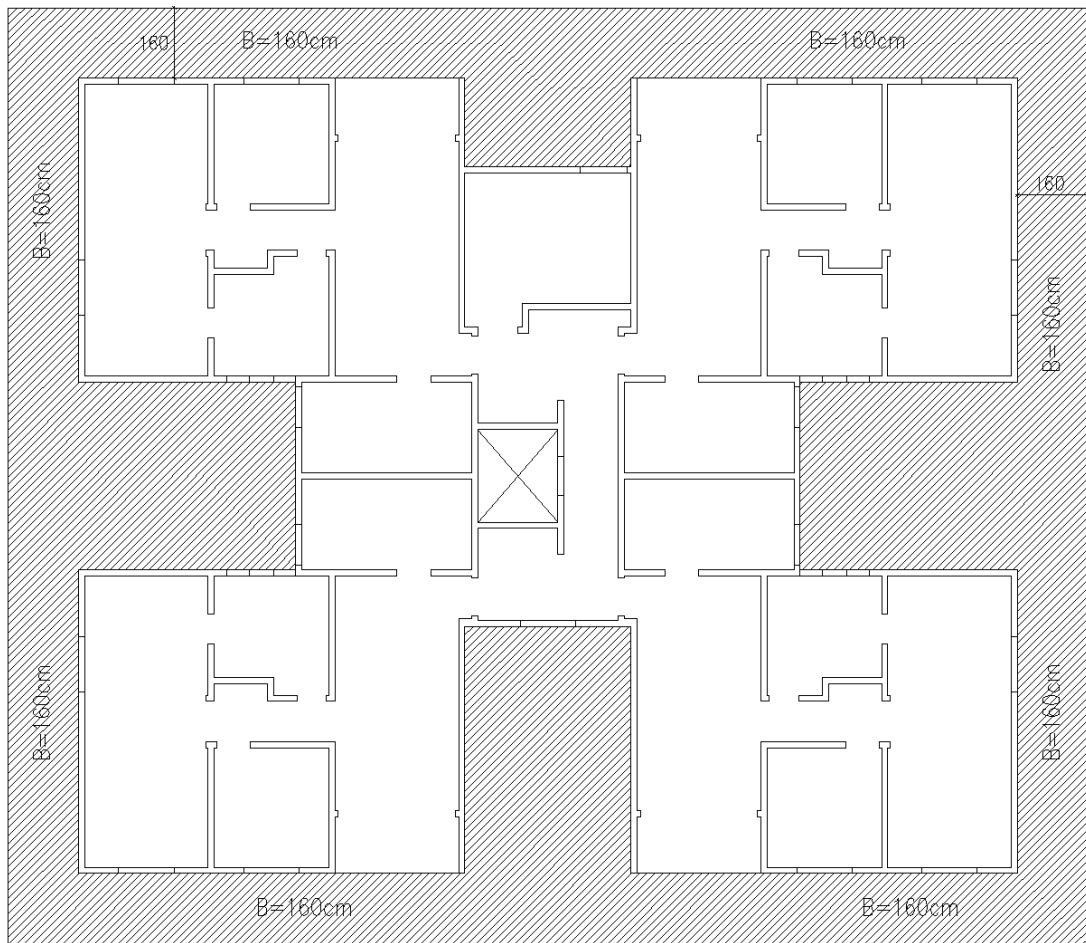


FIGURA 4.35 – Radier com Borda de 160cm (Modelos 1 a 6, 9 e 10).

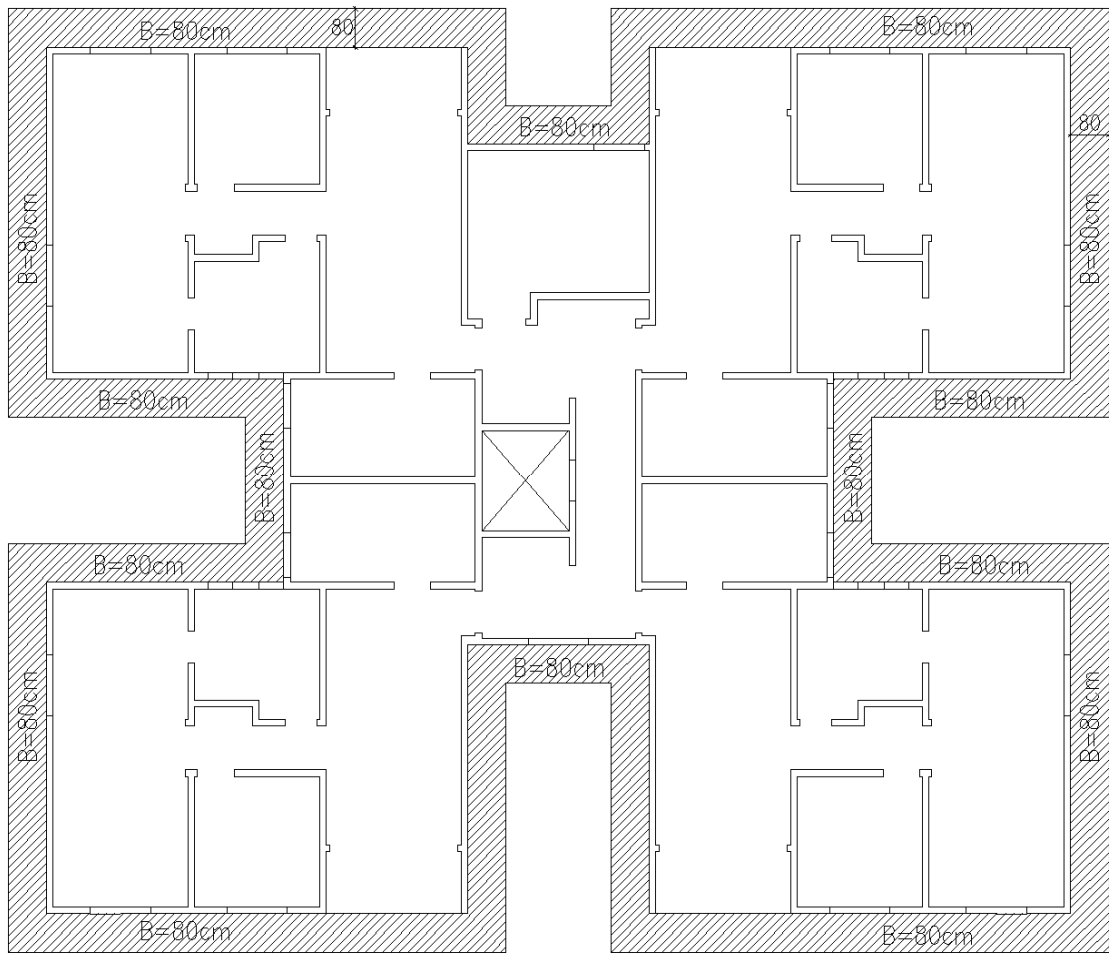


FIGURA 4.36 – Radier com Borda de 80cm (Modelo 8).

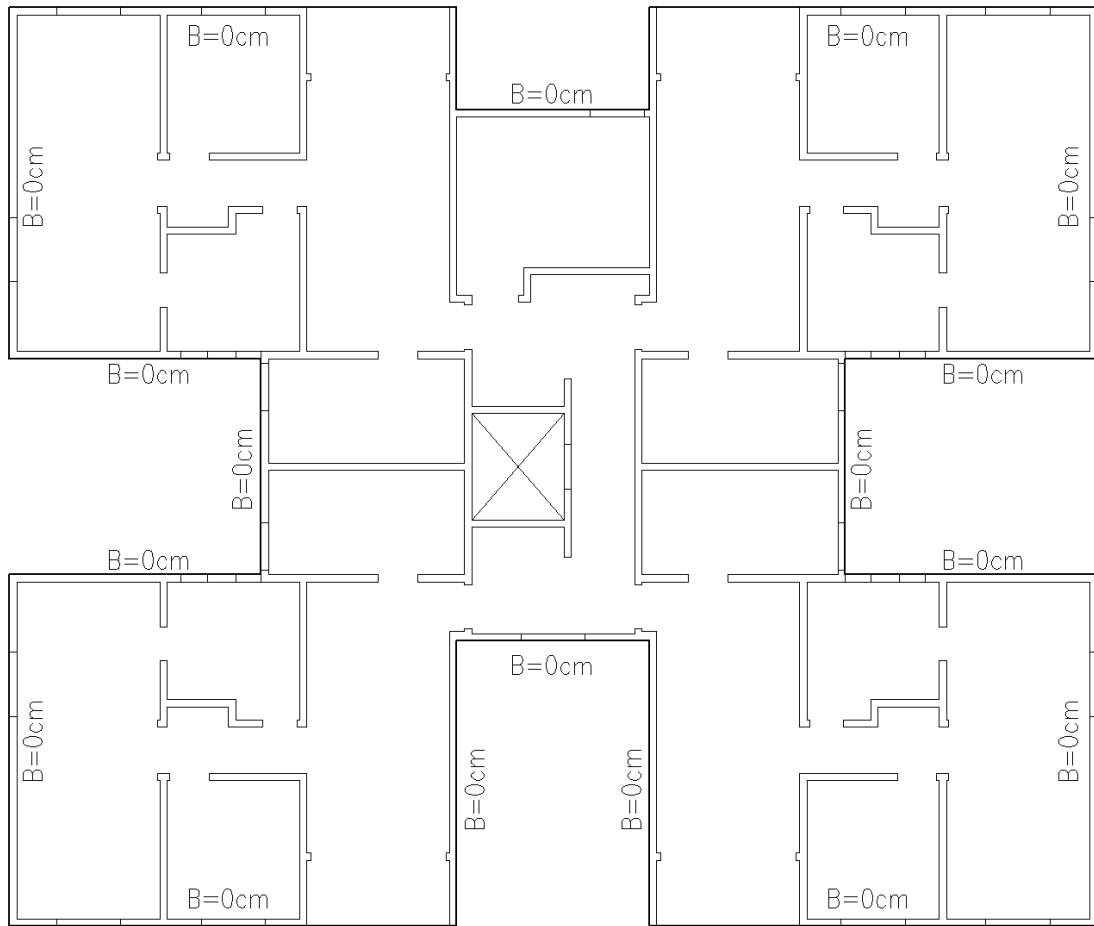


FIGURA 4.37 – Radier sem Borda (Modelo 7).

5

RESULTADOS

Neste capítulo, apresentam-se os resultados obtidos nos 10 (dez) modelos propostos no capítulo anterior. Cada parede analisada é seguida de uma planilha, com suas respectivas distribuições normais de tensões e um gráfico de dispersão, para melhor comparar os modelos em estudo.

Nas FIG. 5.1 a 5.23, estão apresentadas as malhas de elementos finitos utilizadas nas paredes indicadas no capítulo anterior (sem escala), com as correspondentes aberturas, destacando-se os elementos da base.

Para a escolha das paredes a serem analisadas tomou-se o cuidado de eleger apenas as mais representativas, objetivando desta maneira, mostrar, de maneira sucinta representantes de paredes externas, internas, com aberturas e sem aberturas, sem tornar portanto, o texto longo e cansativo.

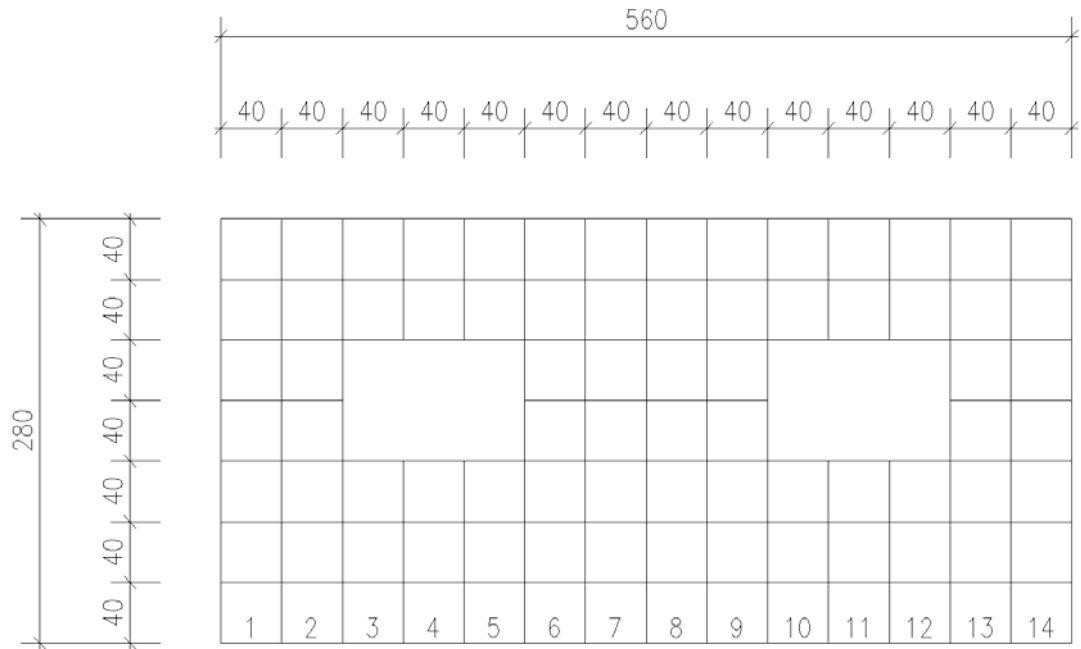


FIGURA 5.1 - Paredes PX1.

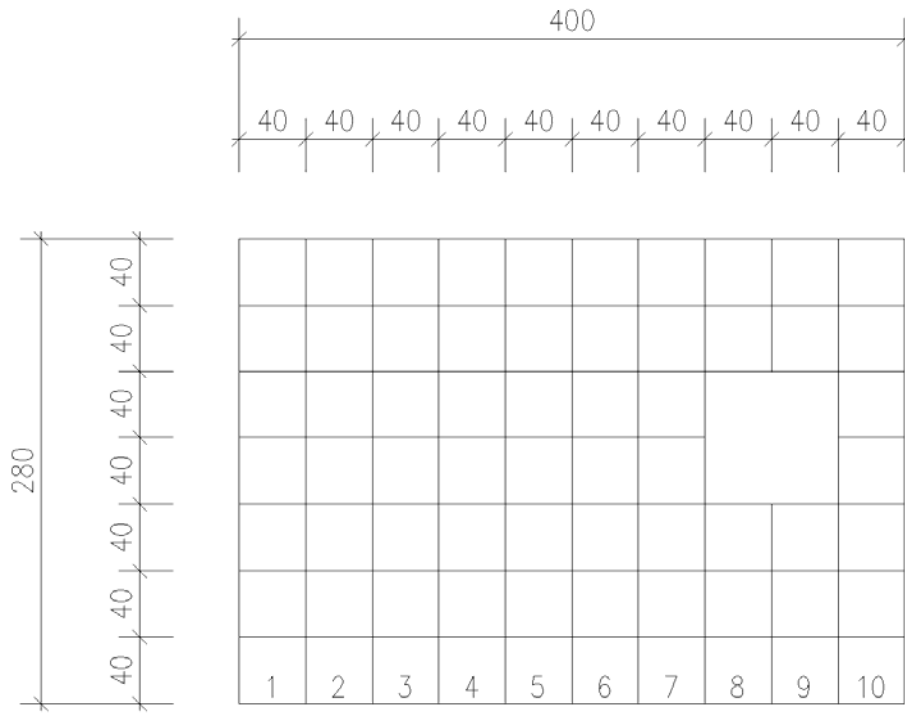


FIGURA 5.2 - Parede PX2.

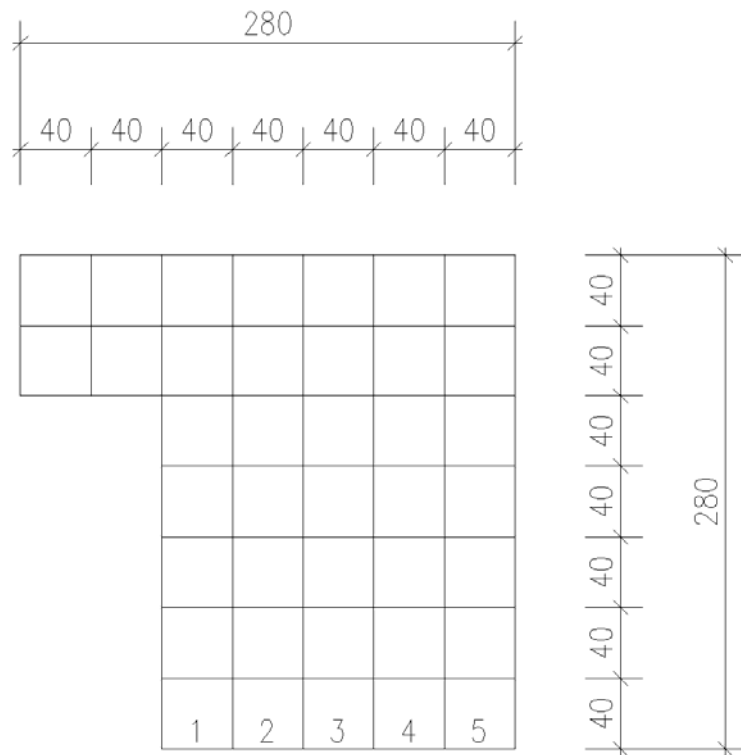


FIGURA 5.3 - Parede PX3.

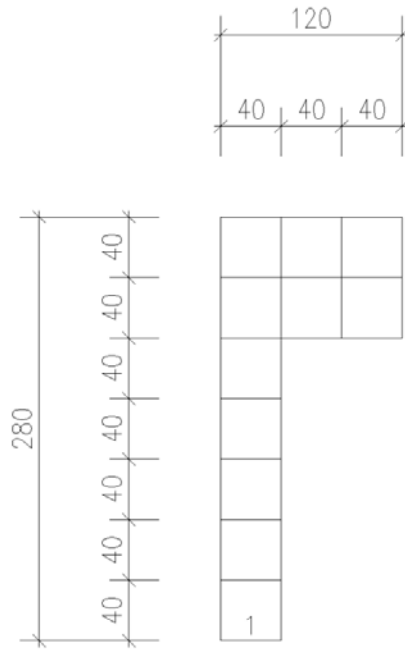


FIGURA 5.4 – Parede PX4.

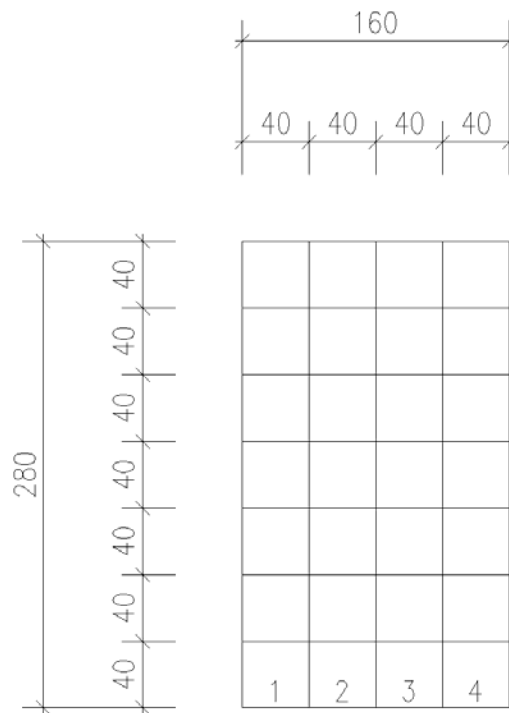


FIGURA 5.5 – Parede PX5.

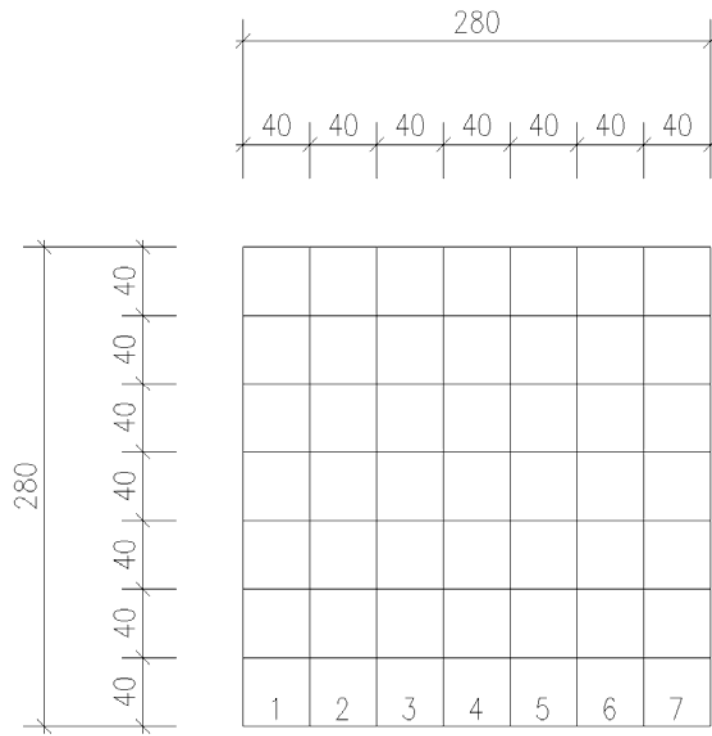


FIGURA 5.6 – Parede PX6.

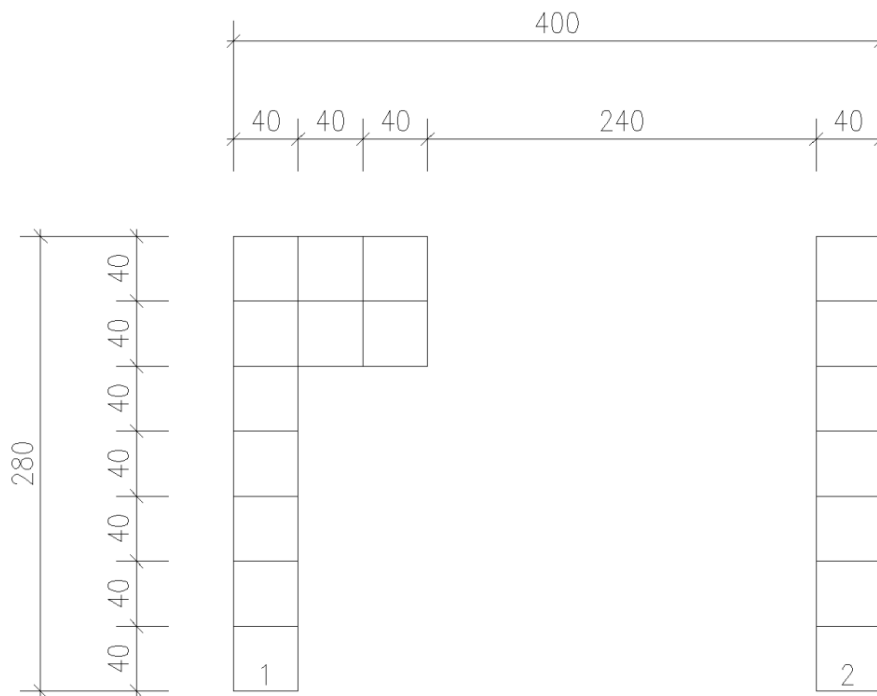


FIGURA 5.7 – Parede PX7.

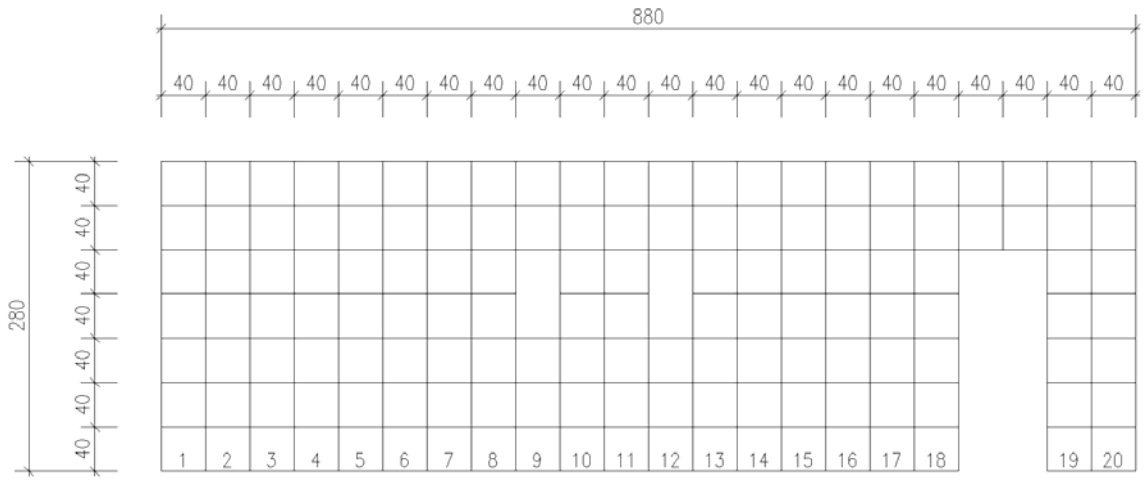


FIGURA 5.8 – Parede PX8.

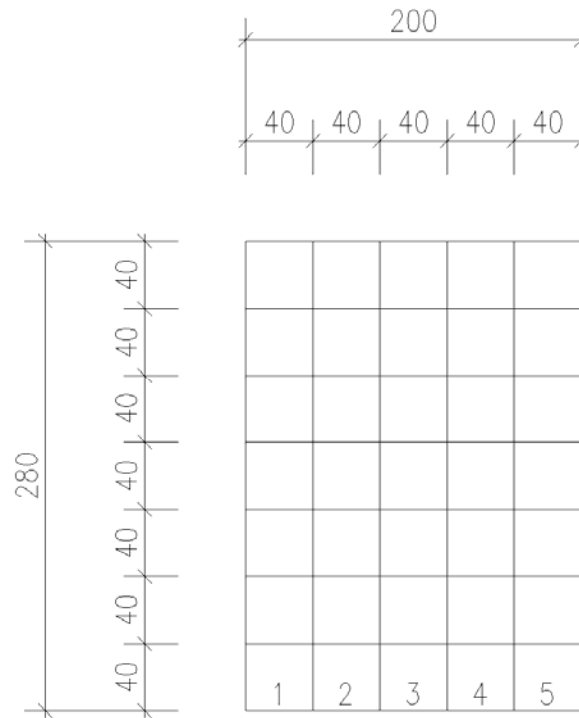


FIGURA 5.9 – Parede PX9.

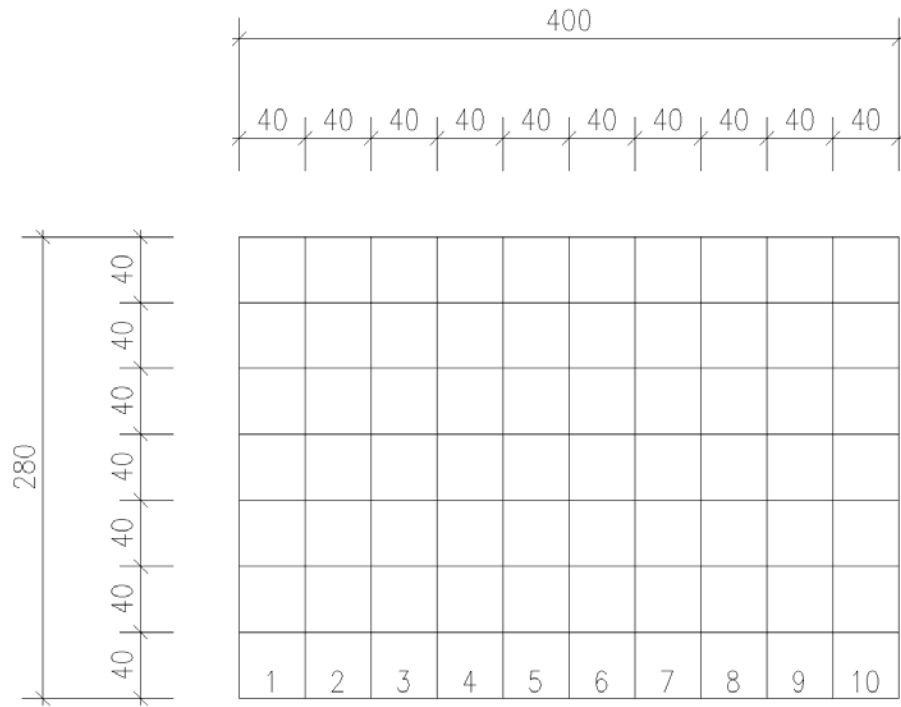


FIGURA 5.10 – Parede PX10.

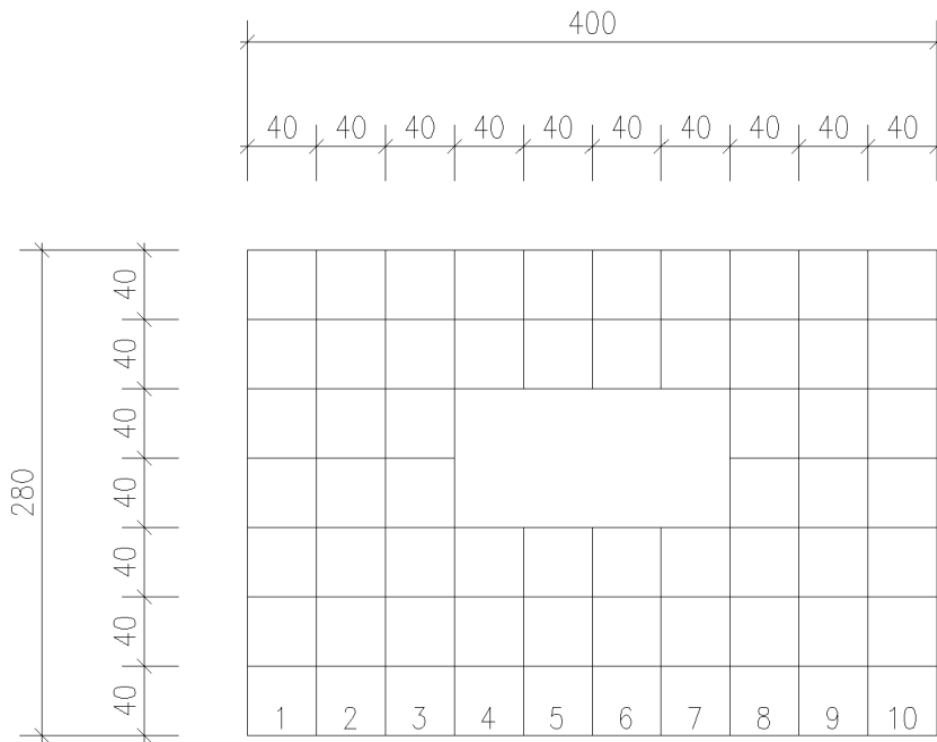


FIGURA 5.11 – Parede PX11.

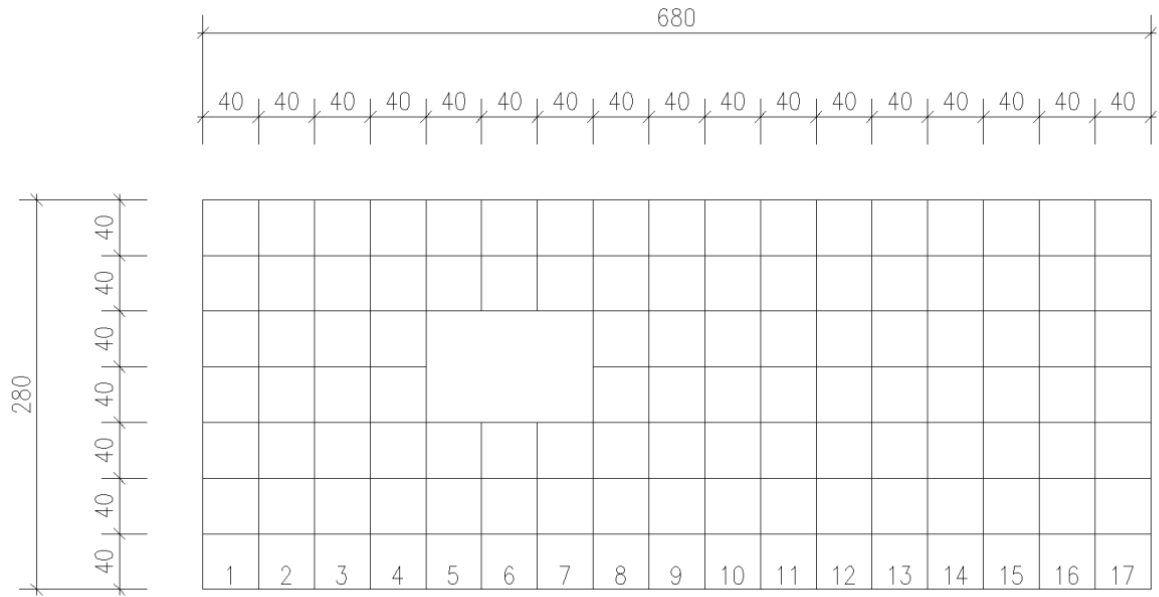


FIGURA 5.12 – Parede PY1.

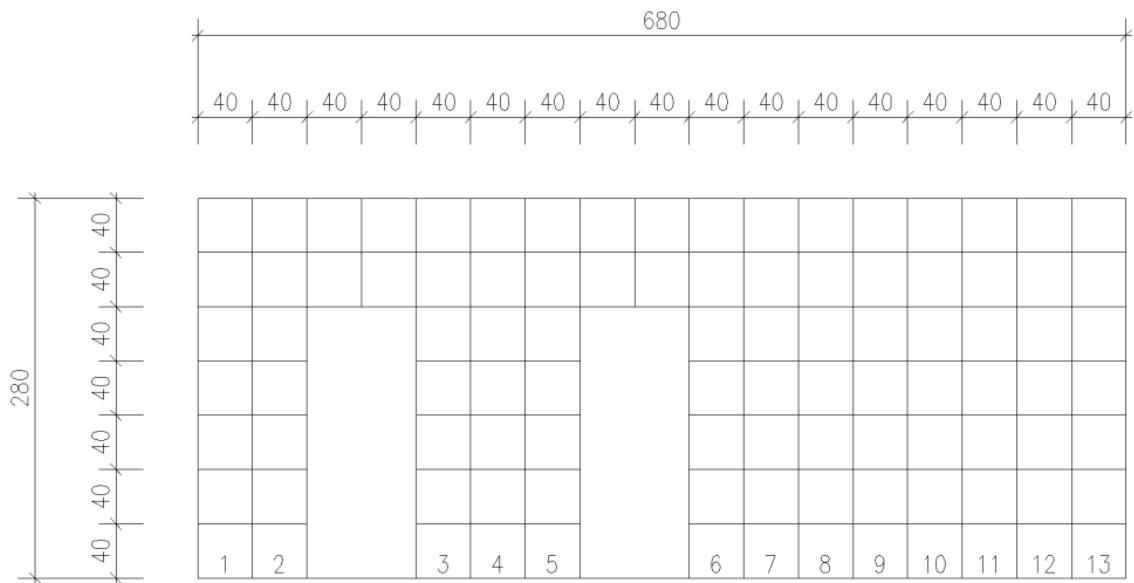


FIGURA 5.13 – Parede PY2.

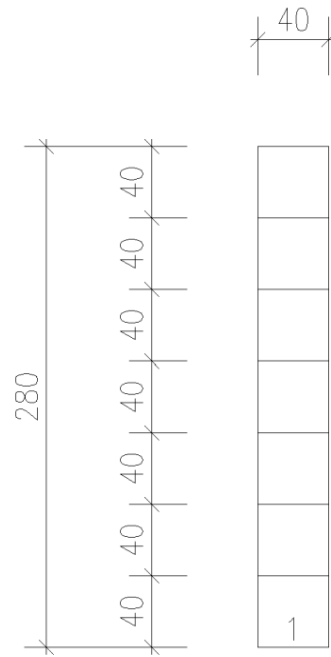


FIGURA 5.14 – Parede PY3.

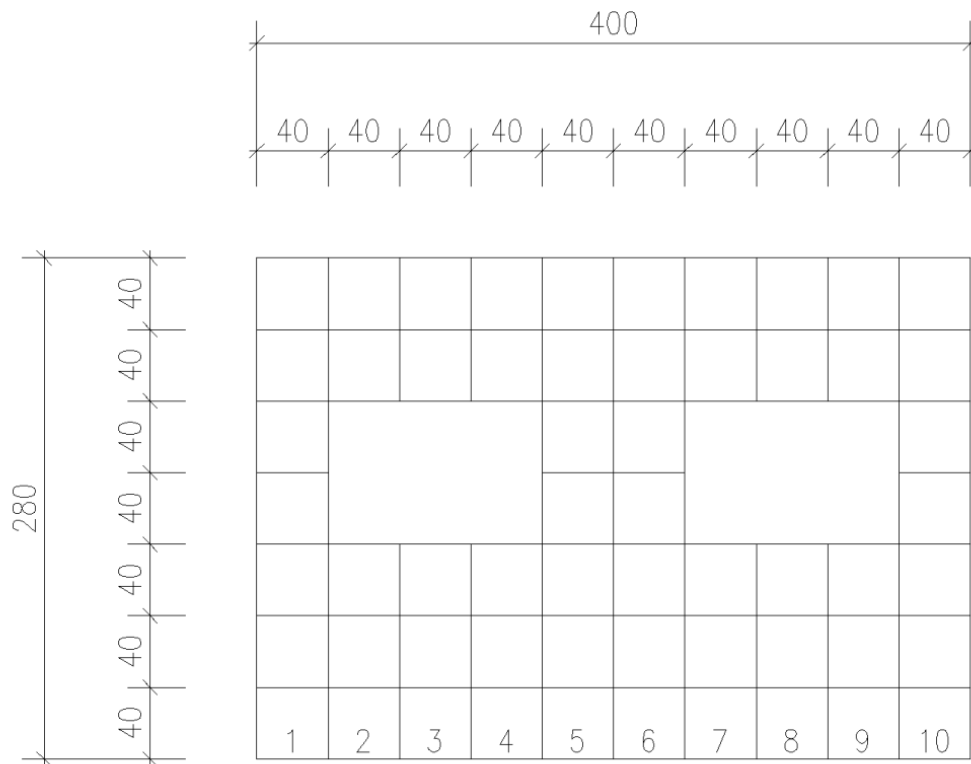


FIGURA 5.15 – Parede PY4.

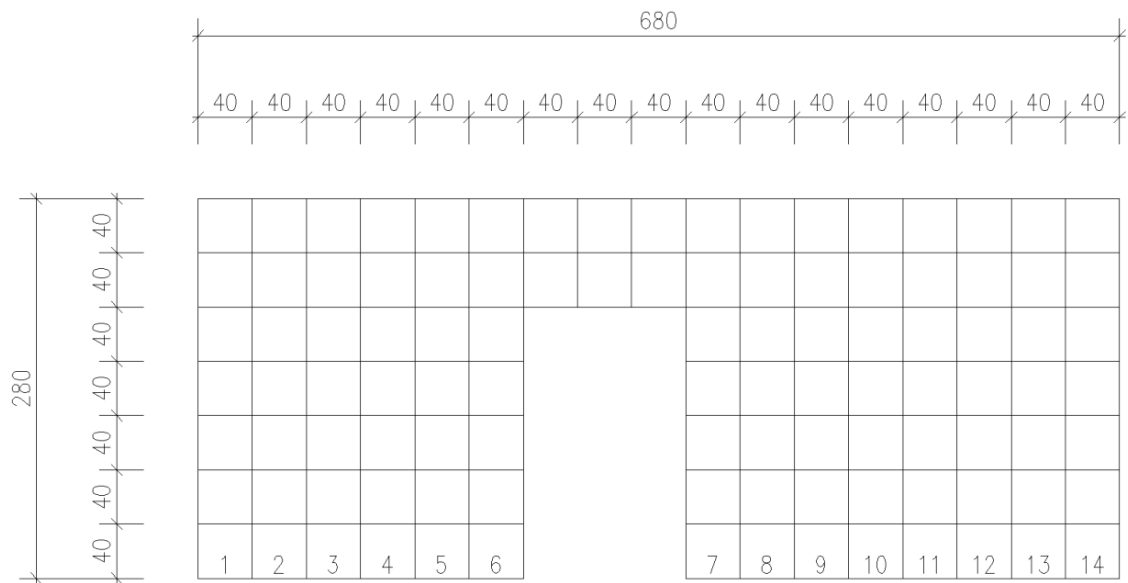


FIGURA 5.16 – Parede PY5.

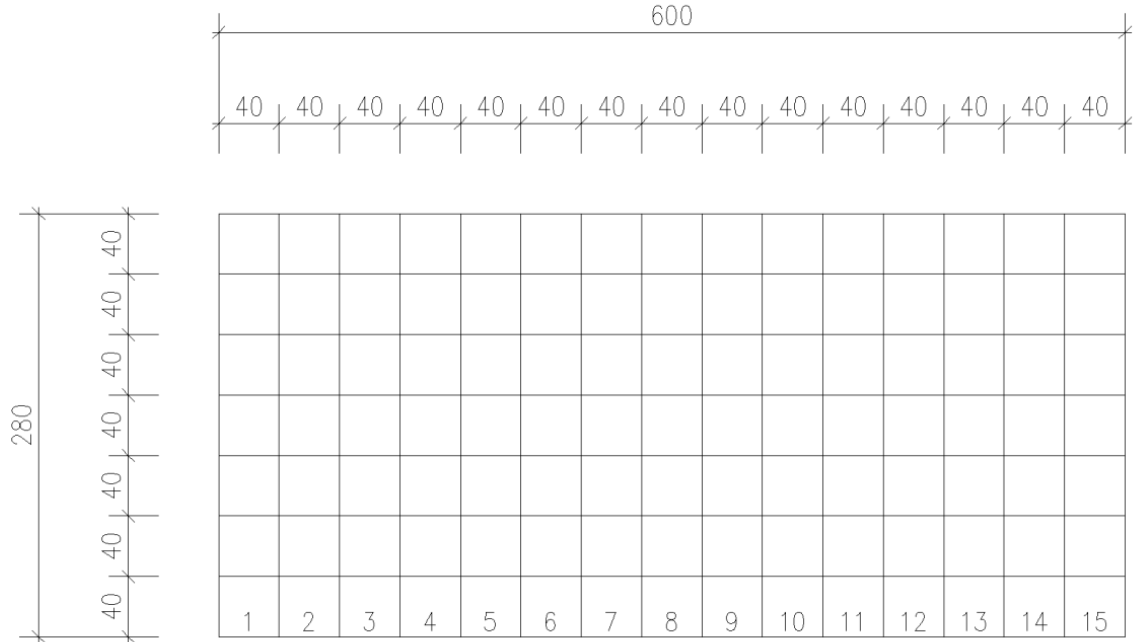


FIGURA 5.17 – Parede PY6.

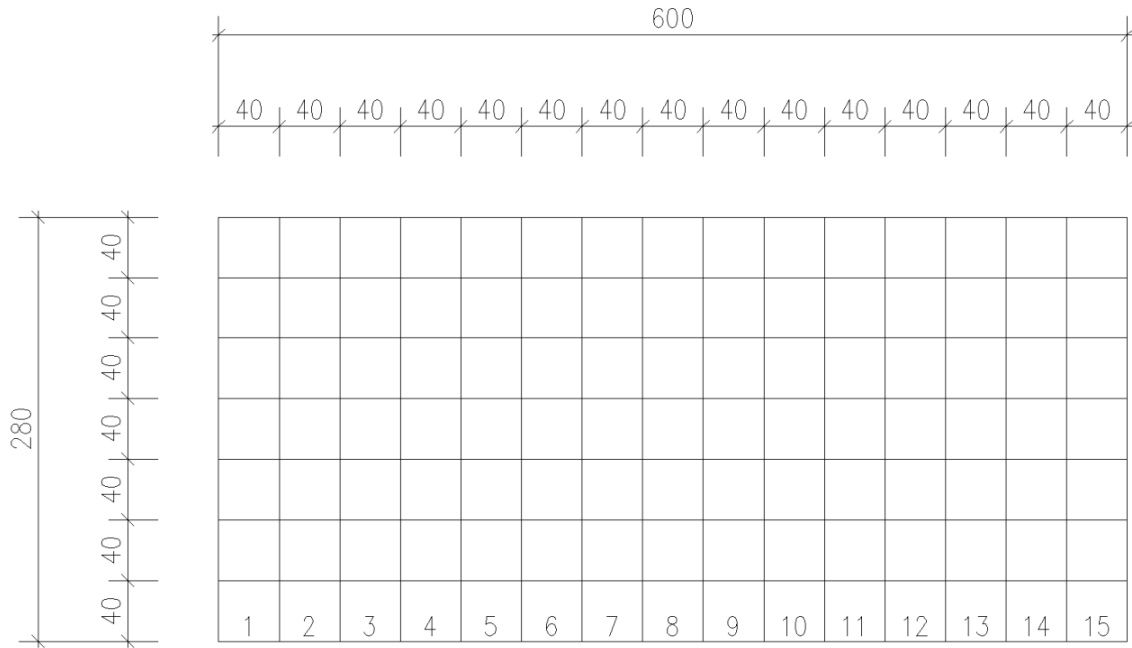


FIGURA 5.18 – Parede PY7.

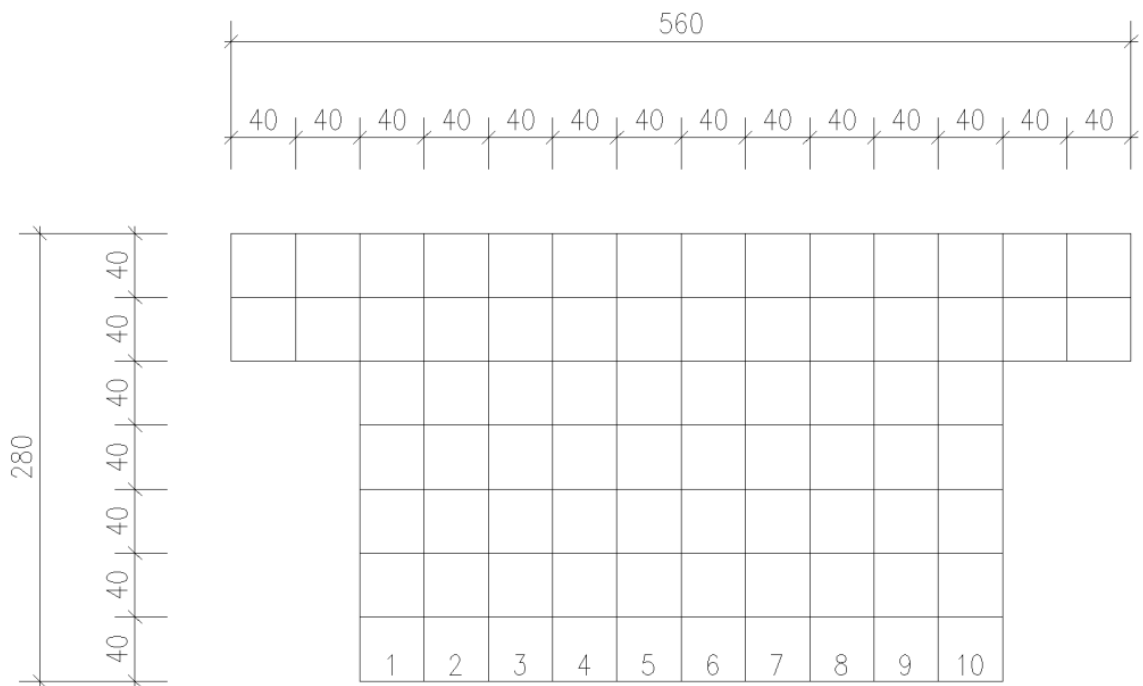


FIGURA 5.19 – Parede PY8.

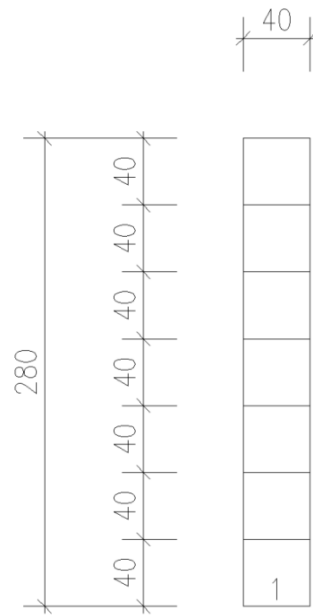


FIGURA 5.20 – Parede PY9.

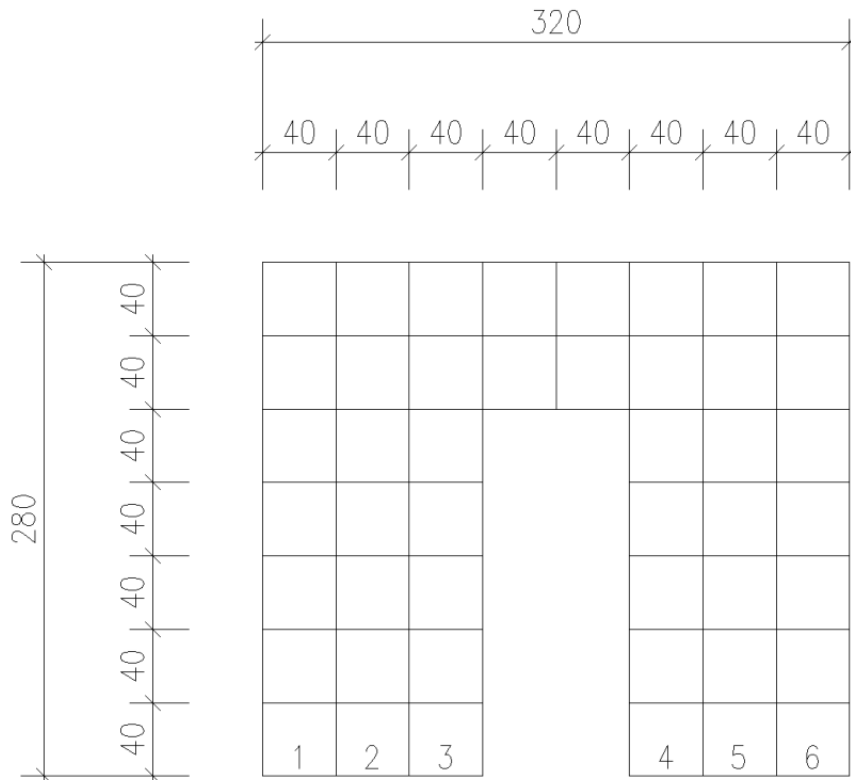


FIGURA 5.21 – Parede PY10.

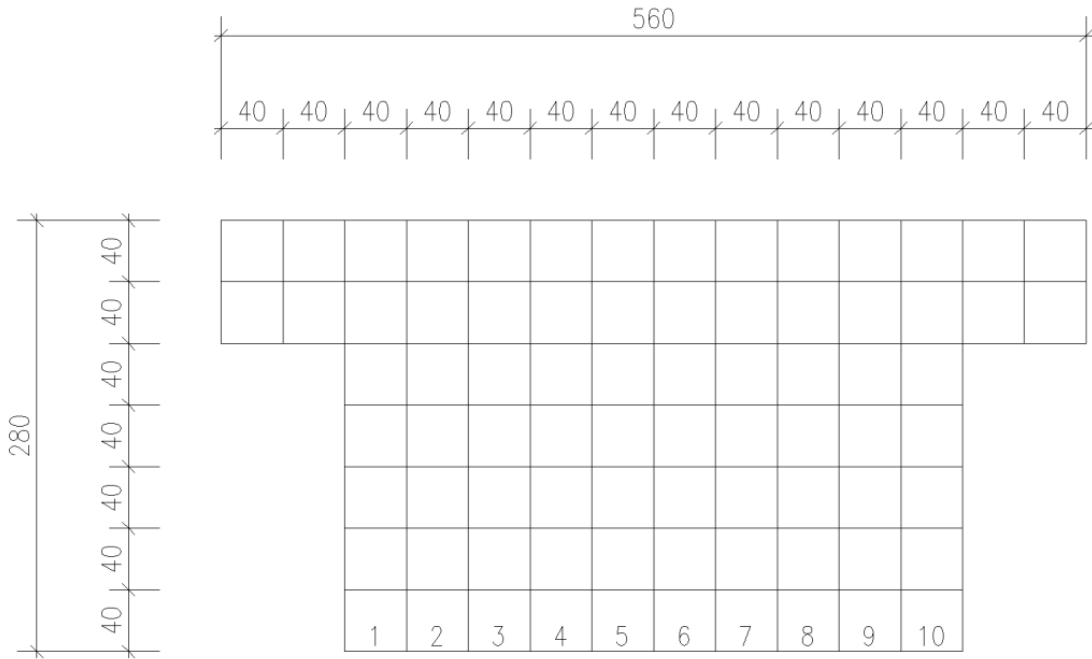


FIGURA 5.22 – Parede PY11.

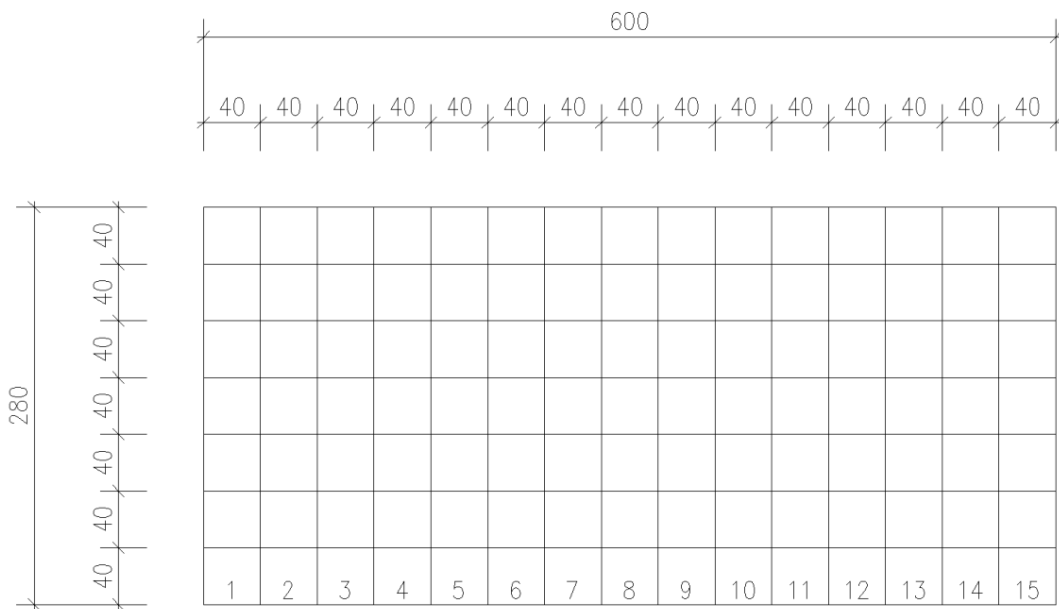


FIGURA 5.23 – Parede PY12.

5.1 Análise 1

Neste item, avalia-se a influência da ISE na distribuição de tensões normais nas paredes do 1º (primeiro) pavimento considerando-se apenas ações verticais.

Nas tabelas seguintes, são apresentados os resultados obtidos para as paredes PX1, PX10, PY1, PY5, PY6 e PY10, em seus elementos da base. Para se avaliar a influência da interação solo-estrutura, foram comparados os valores obtidos para a tensão vertical na base das paredes no primeiro pavimento nos modelos 01, 02, 03 e 04, sendo feitos os comentários referentes a cada parede. Apresentam-se, também gráficos, com o objetivo de auxiliar a compreensão dos resultados.

Objetivando uma melhor visualização da disposição das paredes em análise junto as demais, apresenta-se também uma planta chave (FIG. 5.24, 5.26, 5.28, 5.30, 5.32 e 5.34).

Parede PX1

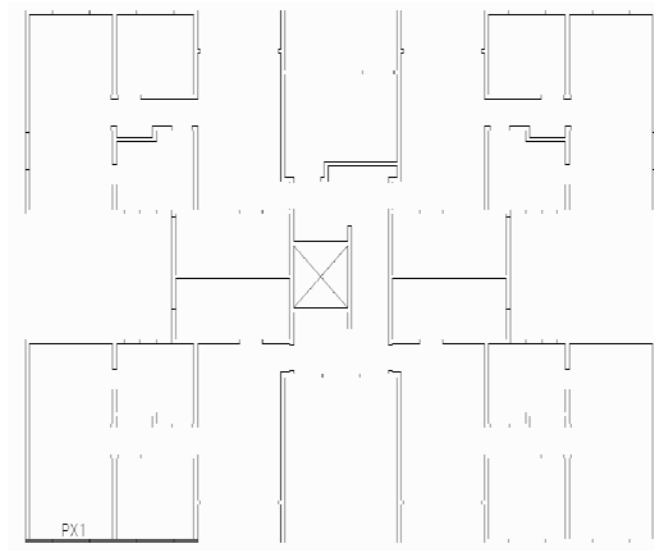


FIGURA 5.24 – Planta Chave (Parede PX1)

TABELA 5.1 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-1.02	-3.22	-3.97	-5.39
2	-0.76	-1.64	-1.88	-2.44
3	-0.48	-0.72	-0.72	-0.86
4	-0.37	-0.54	-0.52	-0.60
5	-0.55	-0.98	-1.02	-1.24
6	-0.82	-1.46	-1.54	-1.88
7	-0.99	-1.73	-1.84	-2.20
8	-0.97	-1.62	-1.70	-1.98
9	-0.79	-1.19	-1.23	-1.36
10	-0.51	-0.76	-0.77	-0.83
11	-0.37	-0.58	-0.58	-0.65
12	-0.53	-0.91	-0.96	-1.11
13	-0.82	-1.60	-1.78	-2.06
14	-1.04	-2.51	-2.94	-3.41
Média	-0.72	-1.39	-1.53	-1.86

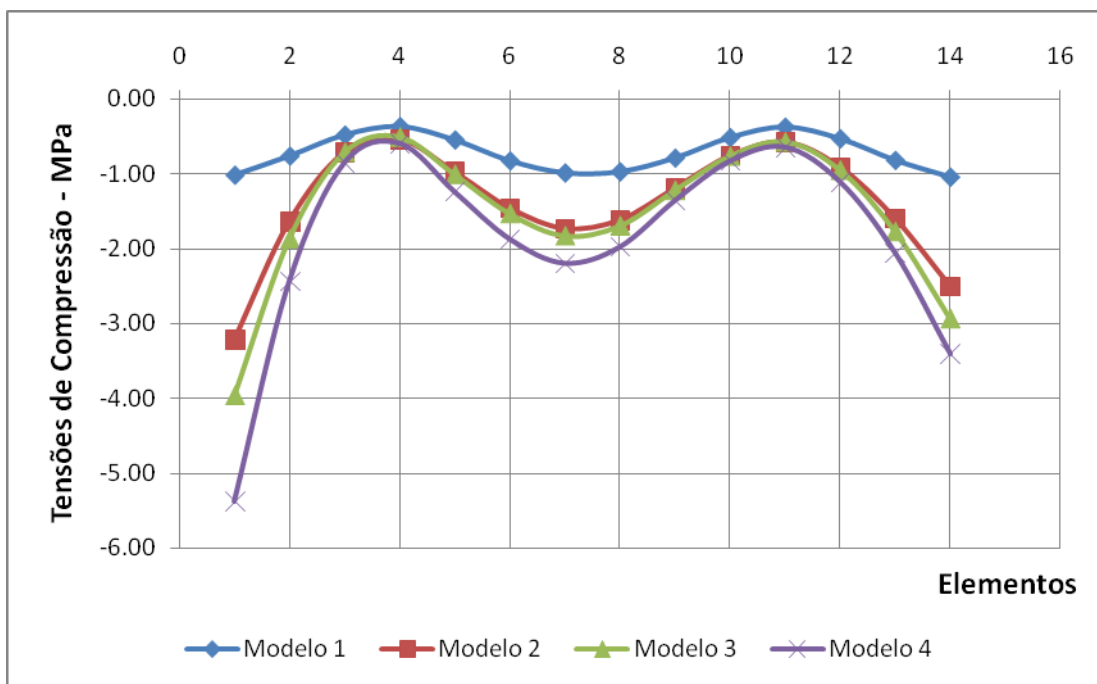


FIGURA 5.25 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 1.

- A forma das curvas de distribuição de tensão na parede PX1 está de acordo com o esperado para todos os modelos. A tensão abaixo das aberturas (janelas) é menor do que na região onde há continuidade das paredes.
- Com a ISE, houve um aumento das tensões ao longo da parede, como já era de se esperar, pois, segundo GUSMÃO (1990), os elementos externos que deformariam menos recebem carga dos elementos estruturais internos que deformam mais; ou seja, ao se considerar a ISE, verifica-se que ocorre uma redistribuição dos esforços na estrutura, com dissipação do “fluxo” de carga do centro para as extremidades. Essa verificação acentua-se, na medida em que o solo ganha maior flexibilidade.
- Os picos de tensões nas extremidades, principalmente devido à consideração da ISE, ocorrem por serem as quinas regiões de concentração de tensão. Além disso, essas são regiões que sofrem influência das paredes PY1 e PY5, perpendiculares a ela. O lado esquerdo a concentração de tensão é maior, pois a parede PY1 também é externa.
- Há uma tendência de diminuição das tensões, à medida que se considera o apoio mais rígido; ou seja, principalmente no modelo 1.
- Nas regiões abaixo das aberturas, a consideração da ISE não proporcionou grandes modificações na distribuição normal de tensões.

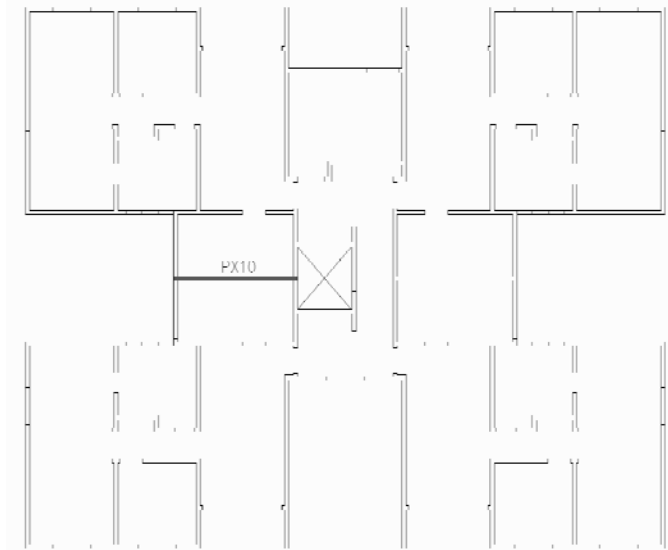
Parede PX10

FIGURA 5.26 – Planta Chave (Parede PX10)

TABELA 5.2 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-0.89	-0.76	-0.71	-0.62
2	-0.94	-0.64	-0.59	-0.47
3	-0.96	-0.60	-0.54	-0.42
4	-0.96	-0.58	-0.53	-0.40
5	-0.97	-0.57	-0.52	-0.38
6	-0.96	-0.56	-0.51	-0.37
7	-0.96	-0.53	-0.49	-0.35
8	-0.96	-0.49	-0.45	-0.32
9	-0.95	-0.43	-0.40	-0.28
10	-0.95	-0.38	-0.35	-0.24
Média	-0.95	-0.55	-0.51	-0.39

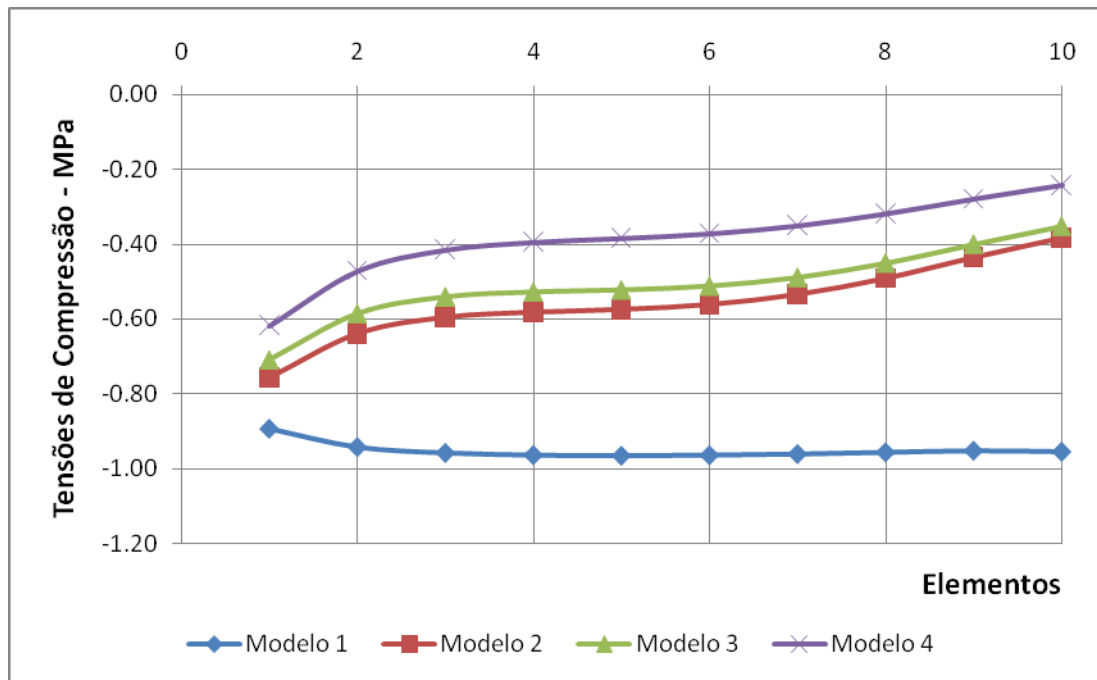


FIGURA 5.27 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 1.

- Maior homogeneização nos valores de tensões quando não se considera a ISE (comparação entre o modelo 01 e o modelo 04). À medida que se tem uma diminuição da rigidez do meio, as tensões diminuem, principalmente, nos elementos 8, 9 e 10; ou seja, quando aumenta a proximidade do PY8.
- Há uma diminuição das tensões, com a consideração da ISE. Essa diminuição se intensifica, na medida em que o solo torna-se mais flexível; ou seja, no modelo 4. Essa diminuição não é uniforme, ao longo da parede, em virtude da influência das paredes adjacentes.

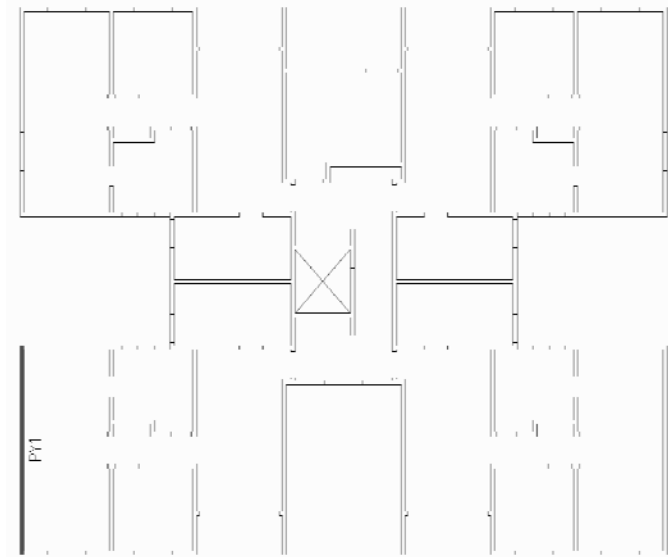
Parede PY1

FIGURA 5.28 – Planta Chave (Parede PY1)

TABELA 5.3 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-1.05	-2.78	-3.32	-3.91
2	-0.98	-2.06	-2.38	-2.76
3	-0.91	-1.69	-1.89	-2.17
4	-0.75	-1.32	-1.45	-1.65
5	-0.50	-0.87	-0.94	-1.06
6	-0.37	-0.62	-0.66	-0.72
7	-0.51	-0.80	-0.84	-0.89
8	-0.76	-1.11	-1.18	-1.25
9	-0.92	-1.33	-1.36	-1.45
10	-0.97	-1.37	-1.38	-1.50
11	-0.98	-1.36	-1.36	-1.50
12	-0.98	-1.36	-1.36	-1.53
13	-0.98	-1.40	-1.43	-1.66
14	-0.98	-1.52	-1.61	-1.95
15	-0.99	-1.79	-2.00	-2.53
16	-1.01	-2.37	-2.81	-3.71
17	-1.09	-3.62	-4.51	-6.12
Média	-0.87	-1.61	-1.79	-2.14

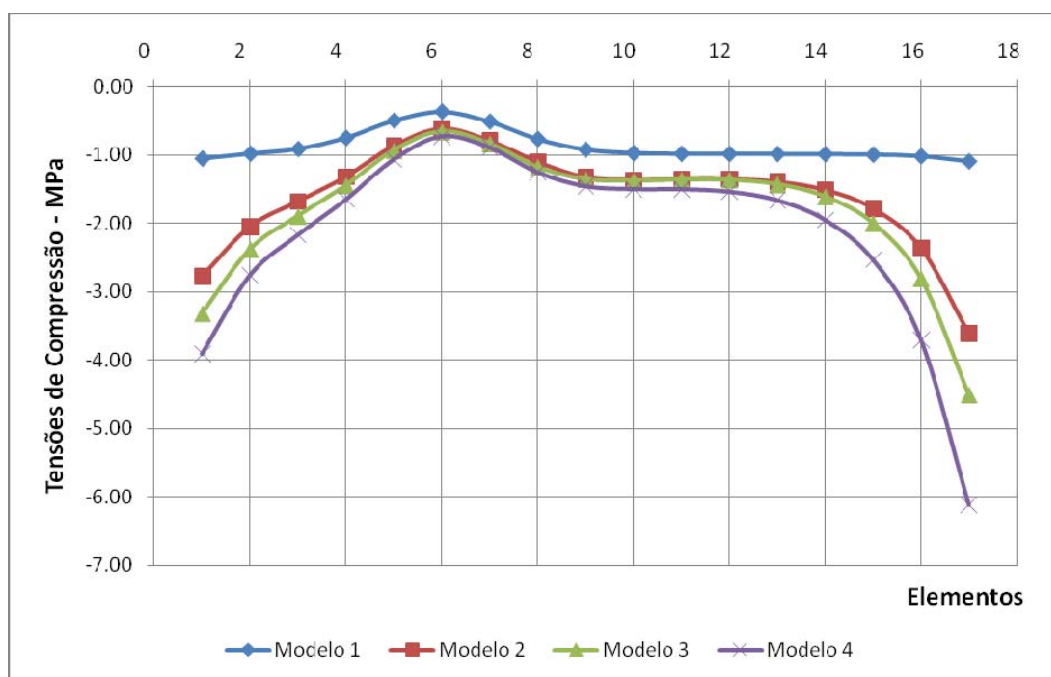


FIGURA 5.29 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 1.

- A forma das curvas de distribuição de tensão na parede PY1 está de acordo com o esperado para todos os modelos. A tensão abaixo das aberturas (janelas) é menor do que na região onde há continuidade das paredes. Esse fenômeno é mais acentuado, fazendo-se a não consideração da ISE (modelo1).

- Maior homogeneização nos valores de tensões, quando não se considera a ISE (comparação entre o modelo 01 e o modelo 04). Na medida em que se tem uma diminuição da rigidez do meio, as tensões aumentam, principalmente nos elementos 1, 2, 3 e 15, 16, 17, que são elementos de extremidade. No lado direito, a concentração de tensão é maior, por influência da tensão da parede PX1 (externa), que é maior que a da PX8.

- Aumento das tensões, com a consideração da ISE, e diminuição das tensões, com o aumento da rigidez do meio.

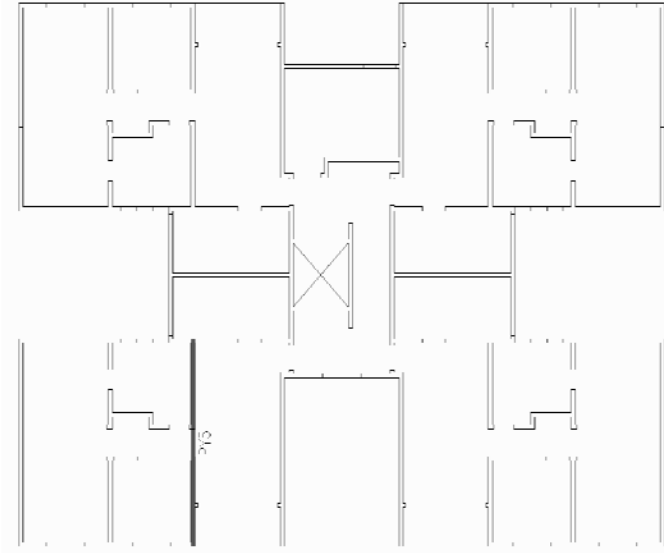
Parede PY5

FIGURA 5.30 – Planta Chave (Parede PY5)

TABELA 5.4 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-1.00	-0.49	-0.45	-0.31
2	-1.00	-0.53	-0.49	-0.35
3	-1.02	-0.59	-0.55	-0.40
4	-1.03	-0.66	-0.62	-0.47
5	-1.05	-0.76	-0.71	-0.56
6	-1.06	-0.94	-0.86	-0.74
7	-1.07	-0.37	-0.48	-0.18
8	-1.07	-0.45	-0.47	-0.19
9	-1.07	-0.52	-0.50	-0.25
10	-1.07	-0.61	-0.57	-0.35
11	-1.07	-0.74	-0.72	-0.55
12	-1.07	-0.97	-1.01	-0.92
13	-1.07	-1.43	-1.59	-1.66
14	-1.12	-2.41	-2.82	-3.20
Média	-1.06	-0.82	-0.85	-0.72

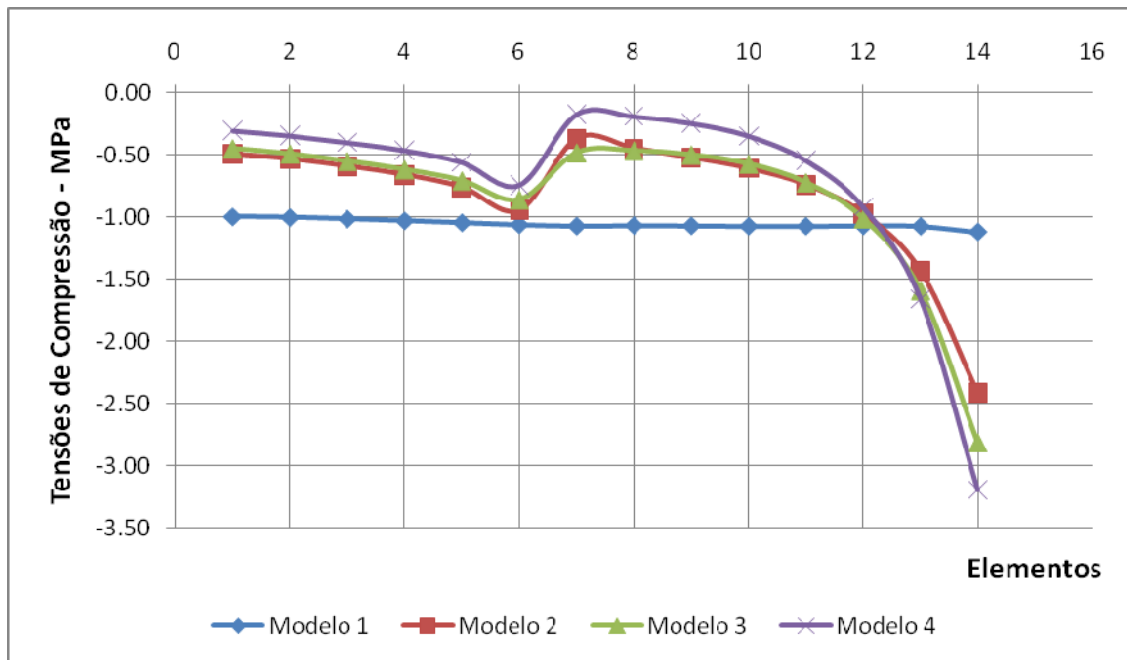


FIGURA 5.31 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 1.

- Entre os elementos 6-7, há uma descontinuidade física proveniente da abertura (porta). As paredes separadas pela porta funcionam, portanto, praticamente independentes. Não há continuidade de tensão entre as duas faces da abertura (porta).
- Na região próxima à extremidade externa; ou seja, próxima à parede externa PX1, já era de se esperar que a tensão, considerando-se a ISE, fosse maior do que no modelo 1, pois há um tendência de aumentar a tensão nos elementos de extremidade, conforme foi explicitado anteriormente.
- Já na região interna, acontece o contrário. Na parte interna da parede, há um alívio das tensões verticais devido a ISE.

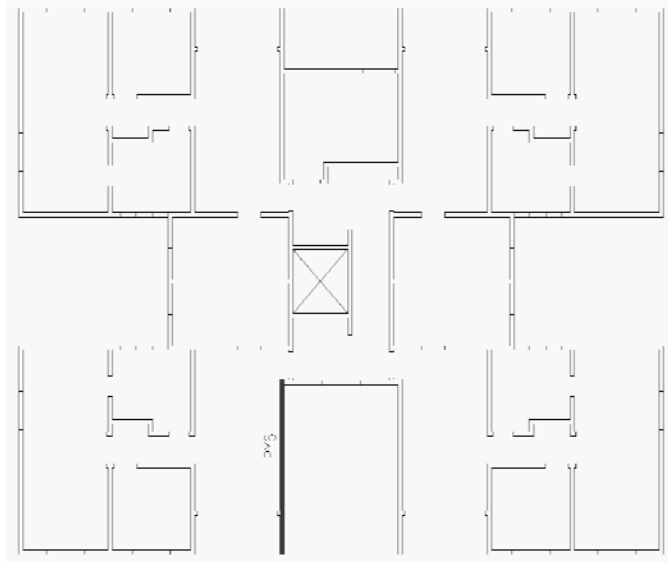
Parede PY6

FIGURA 5.32 – Planta Chave (Parede PY6)

TABELA 5.5 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-0.96	-0.34	-0.24	-0.11
2	-0.92	-0.49	-0.41	-0.25
3	-0.91	-0.60	-0.53	-0.35
4	-0.91	-0.68	-0.61	-0.41
5	-0.91	-0.74	-0.66	-0.46
6	-0.91	-0.78	-0.69	-0.49
7	-0.91	-0.81	-0.72	-0.52
8	-0.92	-0.85	-0.75	-0.56
9	-0.92	-0.90	-0.81	-0.64
10	-0.93	-0.98	-0.91	-0.78
11	-0.93	-1.12	-1.10	-1.04
12	-0.94	-1.36	-1.42	-1.46
13	-0.95	-1.76	-1.97	-2.18
14	-0.98	-2.47	-2.94	-3.45
15	-1.04	-3.83	-4.78	-5.84
Média	-0.94	-1.18	-1.24	-1.24

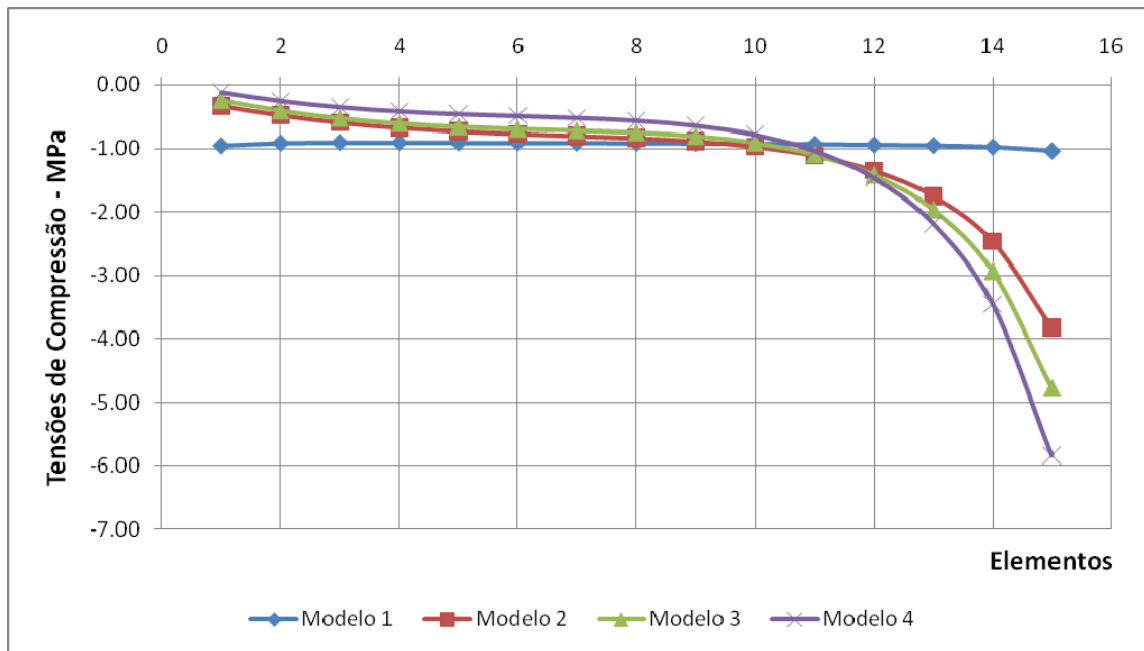


FIGURA 5.33 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 1.

- Constata-se o mesmo quanto às paredes PY2 e PY5. Na região próxima à extremidade externa (elementos 9 ao 15), já era de se esperar que a tensão, considerando-se a ISE, fosse maior do que o modelo 1, porque há uma tendência de se aumentar a tensão nos elementos de extremidade, conforme se afirmou anteriormente.
- No entanto, dos elementos 1 ao 8, a tensão considerando a ISE é menor do que se for considerada a base rígida.

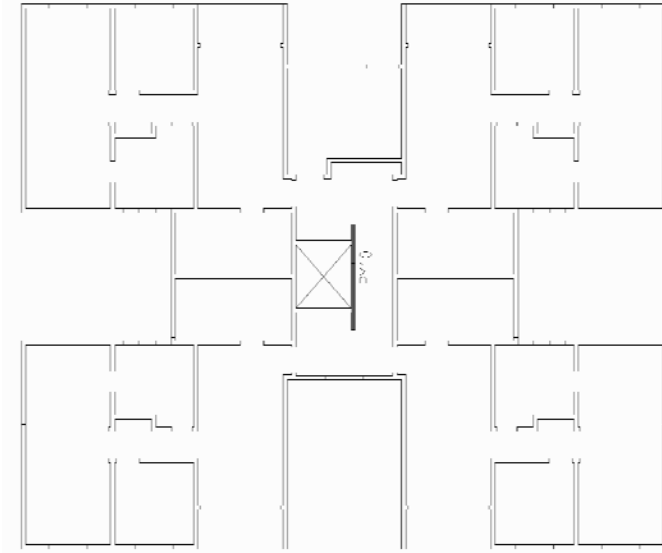
Parede PY10

FIGURA 5.34 – Planta Chave (Parede PY10)

TABELA 5.6 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 1).

Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
1	-0.97	-0.65	-0.60	-0.46
2	-0.97	-0.56	-0.52	-0.41
3	-0.96	-0.54	-0.52	-0.44
4	-0.95	-0.47	-0.43	-0.34
5	-0.96	-0.66	-0.65	-0.55
6	-0.98	-0.98	-1.00	-0.88
Média	-0.97	-0.64	-0.62	-0.51

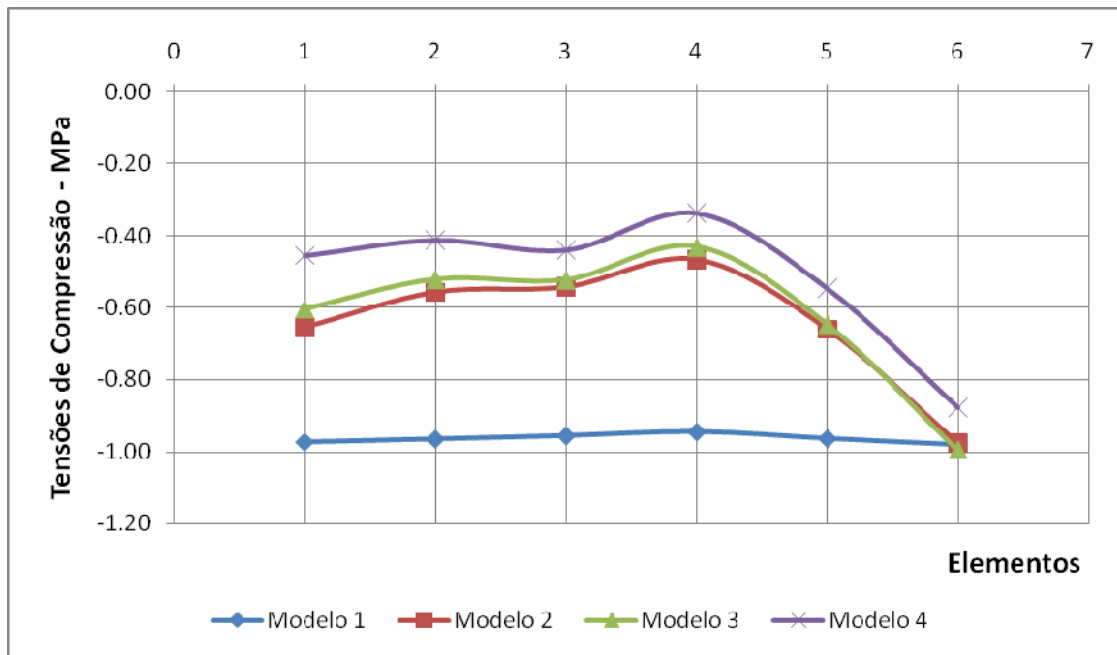


FIGURA 5.35 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 1.

- Entre os elementos 3-4, verifica-se uma descontinuidade física proveniente da abertura (porta). As paredes separadas pela porta funcionam, portanto, praticamente independentes, e não há continuidade de tensão entre as duas faces da abertura (porta).
- Há uma diminuição das tensões, com a consideração da ISE. Essa diminuição se intensifica, na medida que o solo torna-se mais flexível; ou seja, no modelo 4.
- Modelo 1, a distribuição de tensões é praticamente constante.
- Embora a parede seja simétrica, não se verifica simetria na distribuição de tensão, como ocorreu, por exemplo, na parede PY4. Isso se deve ao fato de o lado esquerdo possuir caixa de escada e o lado direito não; portanto, as cargas são diferentes nos lados opostos.

5.2 Análise 2

Neste item, analisa-se a influência da ISE na distribuição de tensões normais nas paredes do 1º pavimento, considerando-se apenas ações horizontais.

Nas tabelas seguintes, são apresentados os resultados obtidos para as paredes PX1, PX10, PY1, PY5 e PY10, em seus elementos da base. Para se avaliar a influência da interação solo-estrutura, considerando-se apenas ações horizontais, foram comparados os valores obtidos para a tensão vertical na base das paredes no primeiro pavimento nos modelos 01 e 03, sendo feitos os comentários referentes a cada parede. Apresentam-se, também, gráficos, visando auxiliar na compreensão dos resultados. Como os valores de tensão proveniente da ação do vento são muito pequenos, optou-se por se manter 3 (três) casas decimais.

Para essa análise, foi criada uma coluna para se avaliar a diferença do modelo 1, comparativamente ao modelo 3. Não se colocou a diferença em módulo, pois se pretende analisar qual está maior do que o outro, por parede.

Parede PX1

TABELA 5.7 – Tensões Normais (MPa) – Parede PX1 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	0.078	0.131	67.9%
2	0.040	0.052	28.8%
3	0.016	0.012	25.0%
4	0.016	0.012	25.0%
5	0.031	0.033	8.2%
6	0.036	0.046	26.4%
7	0.025	0.043	73.5%
8	0.004	0.027	575.0%
9	-0.013	0.009	169.2%
10	-0.016	0.003	118.8%
11	-0.007	0.012	271.4%
12	-0.005	0.023	550.0%
13	-0.023	0.015	164.4%
14	-0.055	-0.018	67.9%

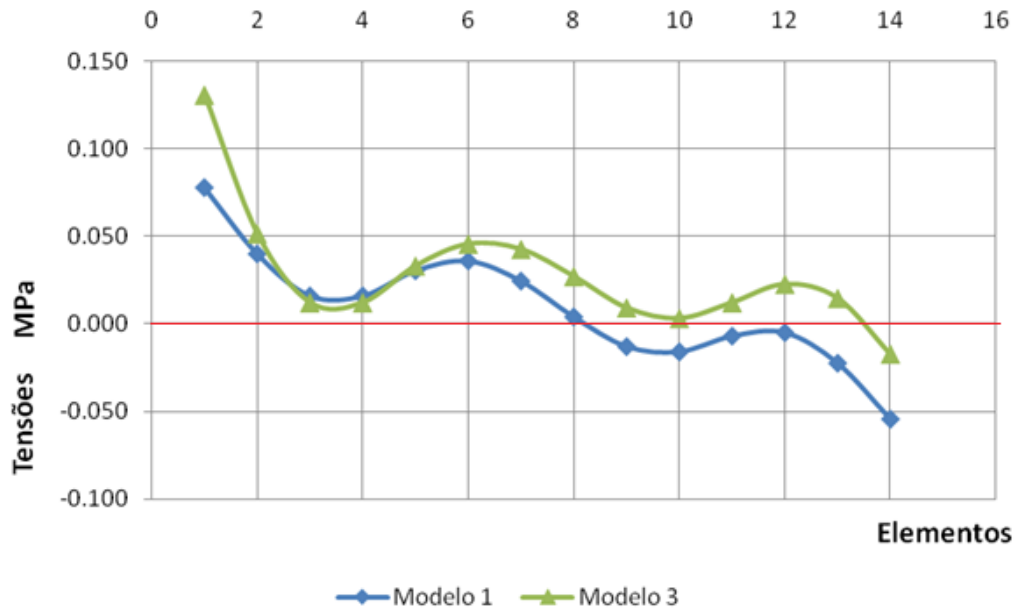


FIGURA 5.36 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 2.

- Tanto o modelo 1 quanto o modelo 3 se comportam como esperado; parte da parede está comprimida e parte está tracionada. Sabe-se, no entanto, que na prática não existe tensão de tração na base da parede. Isso se deve em virtude da carga do vento atuar sempre em conjunto com as cargas verticais do prédio (que são sempre predominantes). Além disso, não foram utilizados elementos de junta ou de contato neste modelo, “mascarando” assim o resultado.
- Há uma diminuição das tensões de compressão, com a consideração da ISE. Essa diminuição da tensão de compressão ou melhor, aumento da tensão de tração, se intensifica na extremidade esquerda da parede; ou seja, próximo da parede PY1.

Parede PX10

TABELA 5.8 – Tensões Normais (MPa) – Parede PX10 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	0.050	0.032	-36.0%
2	0.038	0.026	-30.7%
3	0.028	0.023	-16.4%
4	0.019	0.021	10.5%
5	0.011	0.019	68.2%
6	0.004	0.016	335.4%
7	-0.003	0.012	-448.8%
8	-0.011	0.008	-176.2%
9	-0.019	0.003	-117.5%
10	-0.029	-0.004	-87.4%

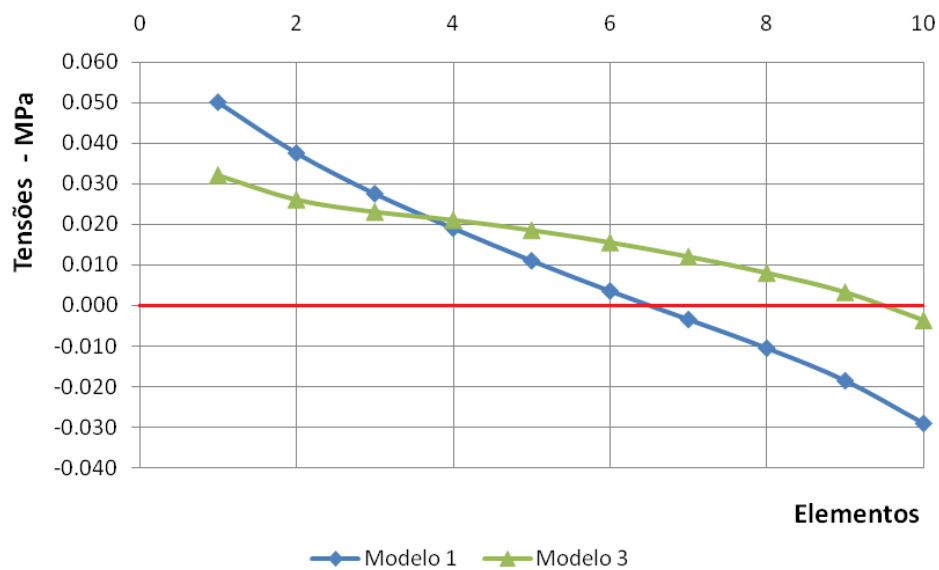


FIGURA 5.37 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 2.

- Nessa parede, a curva das tensões provenientes do modelo 1 tendem a ser mais lineares, ao passo que, no modelo 2, a curva se aproxima de uma parábola, sendo, na extremidade esquerda, uma parábola com concavidade para cima e, na extremidade da direita, uma parábola com concavidade para baixo.

- A consideração da ISE proporcionou uma diminuição das tensões de tração no lado esquerdo da parede e um aumento no lado direito (a partir do elemento 4).

Parede PY1

TABELA 5.9 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY1 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	-0.049	-0.024	-52.0%
2	-0.029	0.005	-117.5%
3	-0.010	0.025	-341.9%
4	0.005	0.035	630.2%
5	0.009	0.030	229.8%
6	-0.001	0.015	-3100.0%
7	-0.010	0.007	-170.0%
8	-0.007	0.012	-271.4%
9	0.006	0.022	300.0%
10	0.020	0.030	53.8%
11	0.031	0.035	11.3%
12	0.042	0.039	-7.2%
13	0.052	0.045	-13.5%
14	0.063	0.056	-11.9%
15	0.076	0.076	0.0%
16	0.091	0.113	24.2%
17	0.115	0.191	65.7%

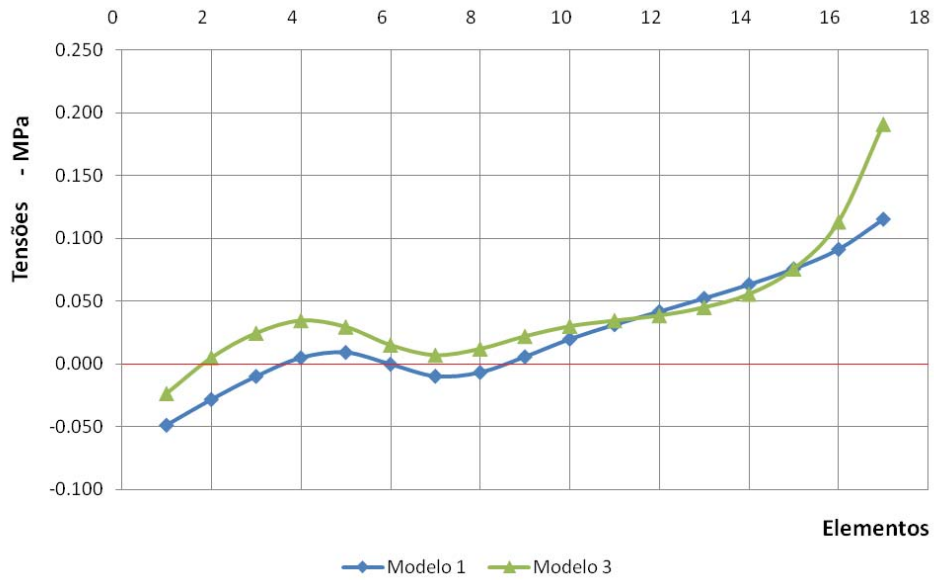


FIGURA 5.38 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 2.

- A consideração da ISE proporcionou uma diminuição das tensões de compressão nos elementos 1 a 12 e um aumento nos elementos de 12 a 17.

Parede PY5

TABELA 5.10 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY5 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	-0.008	-0.005	-45.5%
2	0.006	0.008	39.1%
3	0.019	0.017	-8.1%
4	0.033	0.026	-21.5%
5	0.052	0.037	-28.2%
6	0.083	0.058	-30.3%
7	0.001	-0.009	-1800.0%
8	0.022	0.002	-90.7%
9	0.037	0.009	-75.3%
10	0.049	0.016	-67.3%
11	0.062	0.027	-56.9%
12	0.075	0.044	-40.9%
13	0.090	0.077	-15.0%
14	0.115	0.143	24.5%

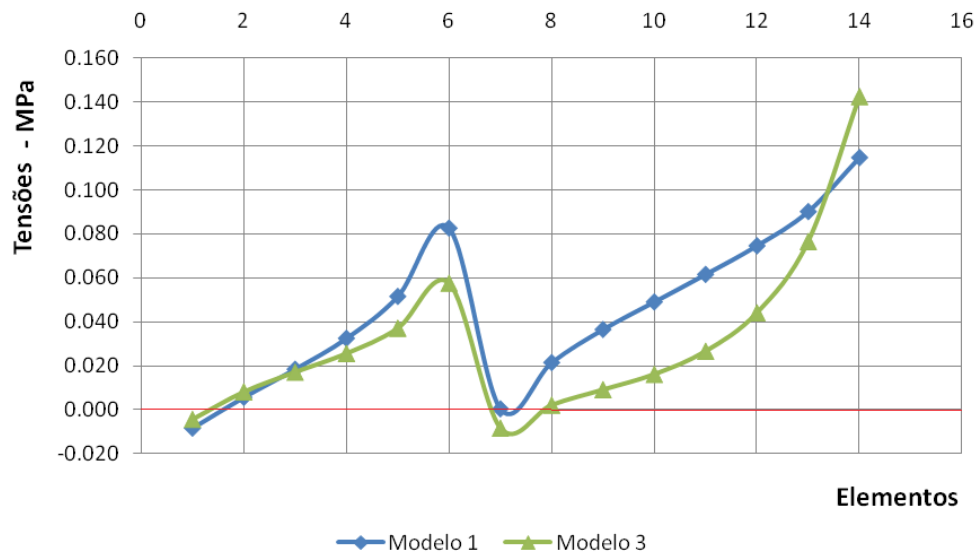


FIGURA 5.39 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 2.

- Entre os elementos 6-7, constata-se uma descontinuidade física proveniente da abertura (porta). Portanto, as paredes separadas pela porta funcionam praticamente independentes. Não existe continuidade de tensão entre as duas faces da abertura (porta).
- Em termos gerais e com exceção das extremidades, a consideração da ISE proporcionou uma diminuição das tensões de tração na parede;

Parede PY6

TABELA 5.11 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY6 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	-0.018	-0.014	-24.1%
2	-0.002	0.000	-100.0%
3	0.010	0.008	-17.9%
4	0.020	0.014	-30.8%
5	0.029	0.018	-38.6%
6	0.037	0.022	-41.9%
7	0.046	0.025	-46.7%
8	0.055	0.028	-48.6%
9	0.064	0.033	-48.4%
10	0.075	0.041	-45.0%
11	0.086	0.054	-37.4%
12	0.098	0.074	-25.0%
13	0.113	0.106	-6.2%
14	0.133	0.162	22.3%
15	0.164	0.266	61.9%

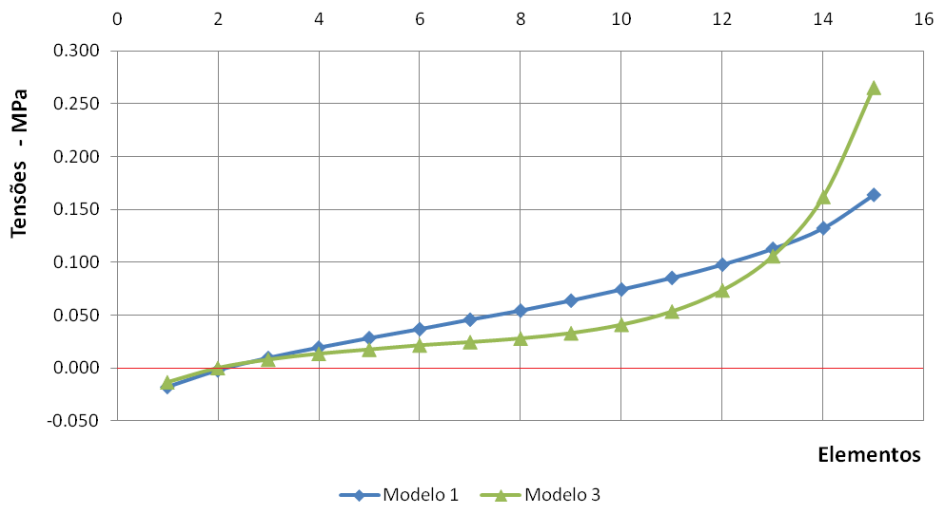


FIGURA 5.40 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 2.

- Essa parede possui um comportamento similar a PY5. Com exceção das extremidades, a consideração da ISE proporcionou uma diminuição das tensões de tração na parede.

- Ao passo que, no modelo 1, a curva tende a ser mais linear, no modelo 3 ela se aproxima de uma parábola, com concavidade para cima.

Parede PY10

TABELA 5.12 – Tensões Normais (MPa) – Parede PY10 (Análise 2).

Elemento	Modelo 1	Modelo 3	Diferença
1	-0.058	-0.036	-38.8%
2	-0.024	-0.013	-44.7%
3	0.012	0.007	-43.5%
4	-0.008	-0.003	-62.5%
5	0.028	0.018	-34.5%
6	0.063	0.044	-30.4%

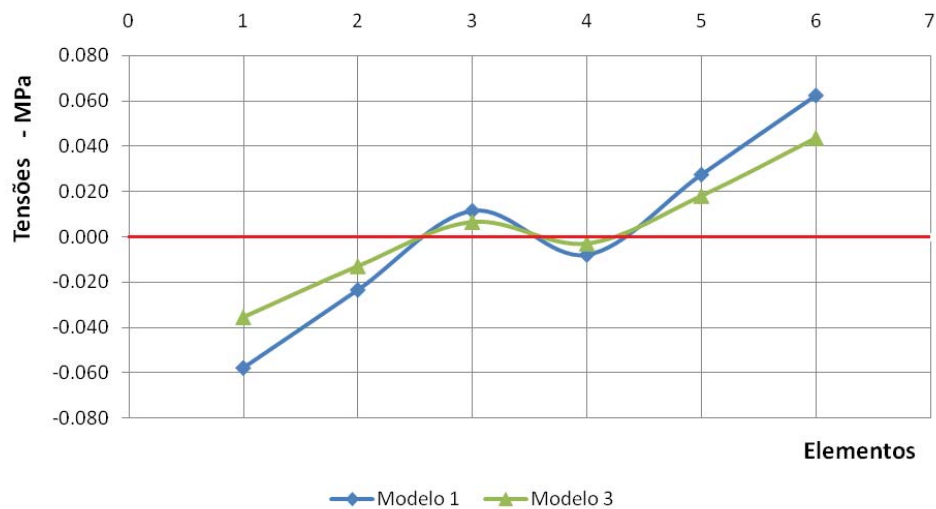


FIGURA 5.41 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 2.

- Entre os elementos 3-4, há uma descontinuidade física proveniente da abertura (porta). As paredes separadas pela porta, portanto, funcionam praticamente independentes. Não existe continuidade de tensão entre as duas faces da abertura (porta).

- A inclinação da curva no modelo 1 é mais acentuada do que no modelo 3; ou seja, considerando a ISE. Percebe-se então que a consideração da ISE tende o gráfico a se aproximar cada vez mais de zero.

5.3 Análise 3

Neste item, analisa-se a influência da ISE na distribuição de tensões normais nas paredes ao longo da altura do edifício, considerando apenas ações verticais.

Para se avaliar a influência da interação solo-estrutura na distribuição de tensões normais nas paredes ao longo da altura do edifício, consideraram-se apenas os modelos 1 e 3. Foram comparados os valores obtidos para as tensões verticais na base das paredes PX1, PX10, PY1, PY5 e PY10, para os pavimentos 1, 3, 6, 9 e 11. Os gráficos do 1º (primeiro) pavimento já se encontram disponíveis na Análise 1. Por esse motivo, não será exibido novamente. Para os pavimentos 3, 6, 9 e 11, objetivou-se fazer apenas uma análise qualitativa do fenômeno, uma vez que já é de se esperar que a influência da ISE diminua, na medida em que analisamos os pavimentos superiores.

O objetivo desse item, portanto, é avaliar em qual pavimento a influência da ISE se torna insignificante ou irrelevante. Logo, serão exibidas as diferenças para todos os pavimentos citados anteriormente.

Parede PX1

TABELA 5.13 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PX1.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	290.60%	77.50%	28.70%	11.40%	2.50%
2	146.60%	71.40%	27.40%	11.10%	2.80%
3	50.30%	64.10%	25.20%	10.20%	2.30%
4	41.10%	60.00%	23.10%	10.30%	2.90%
5	86.20%	50.90%	19.60%	9.10%	2.30%
6	86.70%	39.70%	15.90%	7.50%	1.90%
7	86.10%	31.20%	13.30%	6.50%	1.90%
8	75.40%	26.60%	12.00%	6.00%	1.90%
9	55.80%	24.60%	10.90%	5.50%	1.90%
10	50.40%	23.10%	9.80%	4.60%	2.30%
11	56.00%	29.90%	10.60%	6.30%	6.40%
12	81.10%	30.70%	9.40%	7.60%	6.70%
13	117.40%	22.80%	6.40%	5.30%	3.90%
14	182.30%	15.70%	3.90%	3.30%	0.90%
Média	100.43%	40.59%	15.44%	7.48%	2.90%

- De maneira geral, percebe-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais acentuada nos primeiros pavimentos; ou seja, até o 6º (sexto) pavimento, a partir do qual sua influência se torna praticamente desprezível.

Parede PX10

TABELA 5.14 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PX10.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	-20.70%	-34.10%	-21.20%	-14.10%	-13.20%
2	-37.90%	-34.70%	-21.90%	-14.70%	-12.80%
3	-43.60%	-35.30%	-22.50%	-15.20%	-12.20%
4	-45.30%	-36.10%	-23.30%	-15.80%	-11.90%
5	-46.00%	-37.00%	-24.00%	-16.30%	-11.80%
6	-47.00%	-37.90%	-24.60%	-16.90%	-11.70%
7	-49.20%	-38.80%	-25.10%	-17.10%	-12.30%
8	-53.00%	-39.40%	-25.40%	-17.20%	-12.90%
9	-58.10%	-39.90%	-25.60%	-17.10%	-12.50%
10	-63.30%	-40.90%	-25.40%	-16.30%	-10.10%
Média	-46.41%	-37.41%	-23.90%	-16.07%	-12.14%

- Assim como na análise da parede PX1, percebe-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais acentuada nos primeiros pavimentos, até o 6º (sexto) pavimento. A partir desse pavimento, sua influência é praticamente desprezível.

Parede PY1

TABELA 5.15 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY1.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	216.80%	33.80%	14.20%	7.10%	3.20%
2	144.00%	40.50%	15.80%	7.80%	3.20%
3	108.50%	46.90%	17.80%	8.80%	2.80%
4	93.50%	55.50%	21.50%	11.00%	3.80%
5	87.90%	65.20%	26.40%	14.80%	5.50%
6	79.20%	57.90%	25.50%	14.80%	3.20%
7	63.60%	47.90%	24.40%	12.70%	6.80%
8	54.30%	54.90%	28.90%	15.10%	10.50%
9	47.80%	61.80%	32.10%	16.70%	11.00%
10	42.60%	65.80%	33.30%	17.10%	10.20%
11	39.10%	68.00%	33.30%	16.80%	9.60%
12	39.20%	70.30%	33.20%	16.30%	9.20%
13	45.70%	72.70%	33.10%	15.90%	8.70%
14	63.80%	74.80%	32.70%	15.20%	7.60%
15	101.90%	76.70%	32.00%	14.40%	6.30%
16	177.20%	78.20%	31.00%	13.60%	4.80%
17	314.50%	79.20%	29.70%	11.90%	2.80%
Média	101.15%	61.77%	27.35%	13.53%	6.42%

- Embora, no 9º (nono) e no 11º (décimo primeiro) pavimentos, a diferença não seja zero, pode-se afirmar, com relativa precisão, que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais acentuada nos primeiros pavimentos, até o 6º (sexto) pavimento.

Parede PY5

TABELA 5.16 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY5.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	-55.00%	-34.70%	-15.90%	-7.70%	-4.60%
2	-51.00%	-34.30%	-16.20%	-8.10%	-6.00%
3	-45.80%	-34.60%	-17.20%	-9.30%	-9.50%
4	-40.00%	-34.10%	-17.30%	-9.40%	-11.70%
5	-32.30%	-30.30%	-14.80%	-6.60%	-8.50%
6	-19.00%	-10.80%	2.20%	16.70%	94.70%
7	-55.10%	-26.50%	-7.30%	-3.70%	-5.70%
8	-56.40%	-10.70%	2.00%	5.50%	13.00%
9	-53.50%	-5.20%	3.20%	6.10%	12.90%
10	-46.70%	-1.30%	3.10%	5.50%	9.80%
11	-32.80%	2.80%	3.10%	5.10%	7.90%
12	-5.60%	6.90%	3.30%	4.50%	6.00%
13	48.00%	10.50%	3.50%	3.90%	3.20%
14	151.30%	12.50%	3.10%	3.20%	0.90%
Média	-20.99%	-13.56%	-4.66%	0.41%	7.31%

- Assim como na parede PX1, percebe-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais acentuada nos primeiros pavimentos; ou seja, até o 6º (sexto) pavimento, sendo sua influência, a partir desse nível, praticamente desprezível.

Parede PY6

TABELA 5.17 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY6.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	-74.70%	-23.70%	-3.90%	-3.40%	-2.70%
2	-55.50%	-16.20%	-0.90%	-1.90%	-2.90%
3	-41.90%	-11.90%	-0.40%	-1.90%	-3.70%
4	-33.10%	-6.40%	0.60%	-1.70%	-3.70%
5	-27.50%	-0.80%	1.40%	-1.70%	-3.10%
6	-23.90%	5.30%	2.30%	-1.70%	-3.20%
7	-21.10%	11.80%	3.20%	-1.60%	-3.20%
8	-17.80%	18.40%	4.00%	-1.60%	-2.50%
9	-12.10%	25.20%	4.60%	-1.60%	-3.10%
10	-1.40%	31.80%	5.10%	-1.60%	-3.60%
11	17.80%	38.20%	5.50%	-1.60%	-3.60%
12	50.70%	45.10%	6.10%	-1.60%	-3.30%
13	106.10%	50.00%	6.10%	-2.00%	-3.30%
14	200.70%	52.50%	5.60%	-2.30%	-3.40%
15	359.70%	54.10%	5.10%	-2.50%	-4.00%
Média	28.40%	18.23%	2.96%	-1.91%	-3.29%

- Assim como na parede PX1, percebe-se que a influência da ISE na distribuição de tensões verticais é mais acentuada nos primeiros pavimentos; ou seja, até o 6º (sexto) pavimento, sendo que, a partir dele, sua influência passa a ser praticamente desprezível.

Parede PY10

TABELA 5.18 – Diferença entre os modelos 1 e 3, por pavimento (%) – Parede PY10.

Elemento	1º Pav.	3º Pav.	6º Pav.	9º Pav.	11º Pav.
1	-38.00%	-40.80%	-30.40%	-23.10%	-28.90%
2	-46.00%	-40.80%	-27.70%	-18.70%	-13.20%
3	-45.30%	-41.30%	-26.40%	-16.90%	-9.80%
4	-54.40%	-41.50%	-27.90%	-19.10%	-12.50%
5	-32.90%	-39.00%	-27.10%	-18.90%	-15.30%
6	1.60%	-37.30%	-27.70%	-21.60%	-36.30%
Média	-35.83%	-40.12%	-27.87%	-19.72%	-19.33%

- Nessa parede, não há uma grande diferença entre os modelos 1 e 3, em comparação com as paredes analisadas anteriormente. No 11º (décimo primeiro) pavimento há, inclusive, um aumento da diferença em relação ao 1º (primeiro) pavimento.

5.4 Análise 4

Neste item, analisa-se a influência da altura do radier na distribuição de tensões normais nas paredes do 1º (primeiro) pavimento, considerando-se apenas ações verticais.

Nas tabelas seguintes são apresentados os resultados obtidos para as paredes PX1, PX10, PY1, PY5 e PY10, em seus elementos da base. Neste item, são analisados os modelos 3, 5 e 6, cujas alturas são, respectivamente, 60, 40 e 150 cm

Parede PX1

TABELA 5.19 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-3.97	-4.13	-2.99
2	-1.88	-1.55	-1.86
3	-0.72	-0.48	-0.99
4	-0.52	-0.42	-0.75
5	-1.02	-0.97	-1.19
6	-1.54	-1.49	-1.73
7	-1.84	-1.82	-1.96
8	-1.70	-1.75	-1.75
9	-1.23	-1.33	-1.22
10	-0.77	-0.90	-0.72
11	-0.58	-0.66	-0.56
12	-0.96	-0.96	-0.91
13	-1.78	-1.75	-1.44
14	-2.94	-3.14	-1.91
Média	-1.53	-1.53	-1.43

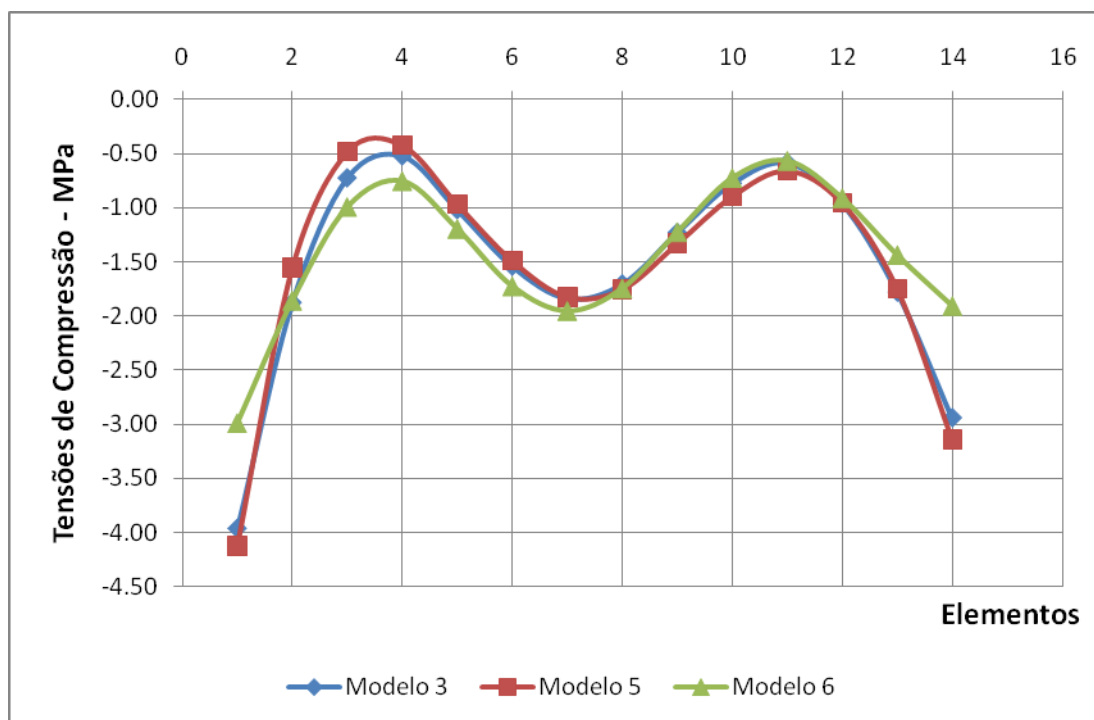


FIGURA 5.42 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Na medida em que se aumenta a espessura do radier, o elemento de fundação se torna mais rígido, tornando a distribuição de tensões verticais mais uniforme e diminuindo, assim, os picos de tensões que ocorrem, principalmente, nas extremidades.

Parede PX10

TABELA 5.20 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-0.71	-0.74	-0.73
2	-0.59	-0.55	-0.61
3	-0.54	-0.53	-0.52
4	-0.53	-0.56	-0.46
5	-0.52	-0.58	-0.42
6	-0.51	-0.59	-0.39
7	-0.49	-0.56	-0.36
8	-0.45	-0.50	-0.34
9	-0.40	-0.40	-0.32
10	-0.35	-0.32	-0.31
Média	-0.51	-0.53	-0.45

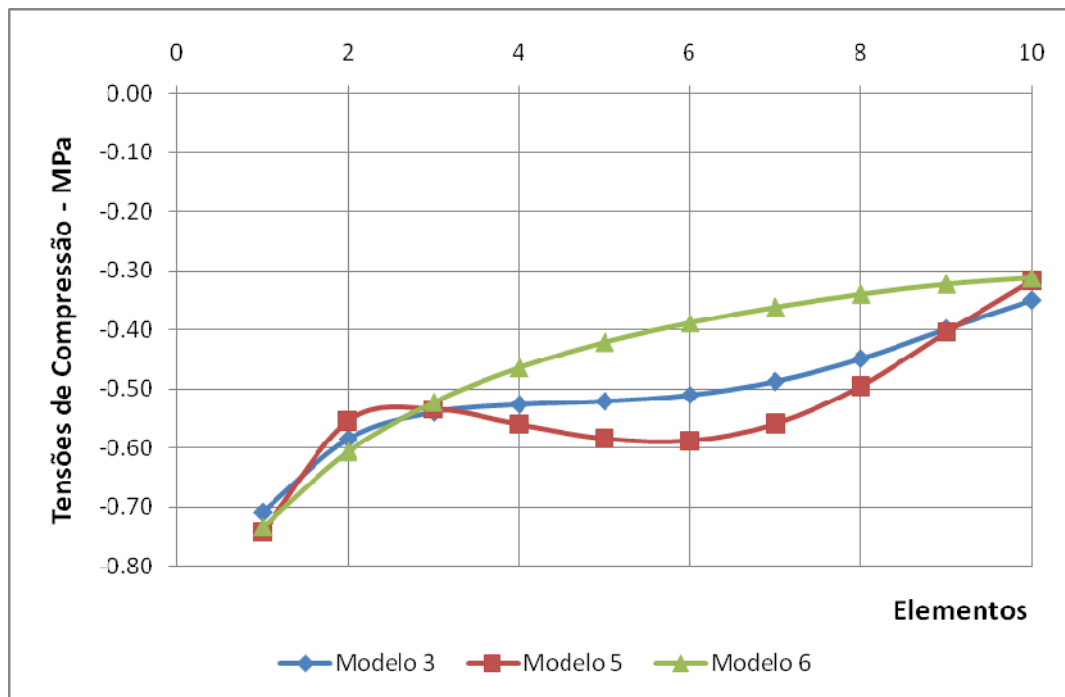


FIGURA 5.43 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Ao contrário da parede PX1, na qual as curvas estavam muito bem definidas, nessa parede ocorre uma inversão no gráfico. No elemento 2, o modelo 5 tem a menor tensão, ao passo que o dos elementos 4 ao 9 a tem a maior.
- Possivelmente isso ocorre pois essa parede sofre simultaneamente influência da PY4 (externa) e PY8 (interna).
- Do elemento 4 ao 9, ao aumentar a espessura do radier ocorreu diminuição da tensão de compressão.

Parede PY1

TABELA 5.21 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-3.32	-3.54	-2.09
2	-2.38	-2.17	-1.73
3	-1.89	-1.67	-1.52
4	-1.45	-1.34	-1.23
5	-0.94	-0.94	-0.80
6	-0.66	-0.74	-0.50
7	-0.84	-0.96	-0.61
8	-1.18	-1.33	-0.94
9	-1.36	-1.49	-1.21
10	-1.38	-1.47	-1.37
11	-1.36	-1.38	-1.48
12	-1.36	-1.28	-1.59
13	-1.43	-1.19	-1.73
14	-1.61	-1.19	-1.91
15	-2.00	-1.38	-2.16
16	-2.81	-2.13	-2.53
17	-4.51	-4.30	-3.18
Média	-1.79	-1.68	-1.56

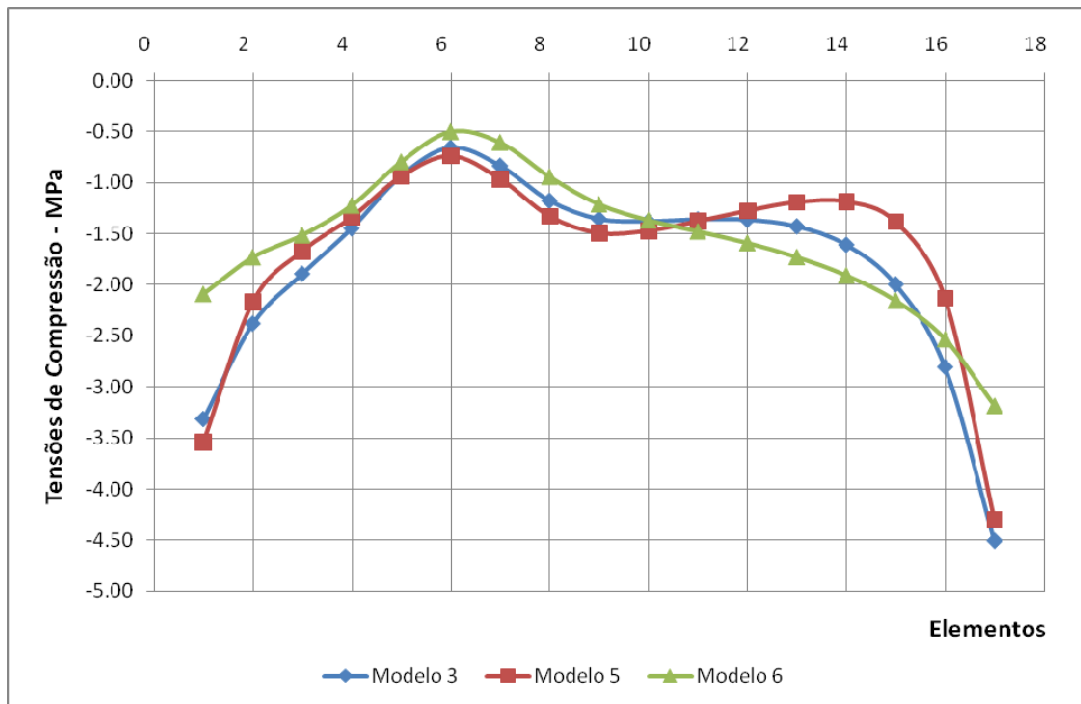


FIGURA 5.44 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Na medida em que se aumenta a espessura do radier, o elemento de fundação se torna mais rígido, tornando a distribuição de tensões verticais mais uniforme e diminuindo, por isso, os picos de tensões que ocorrem, principalmente, nas extremidades. Esse comportamento também foi constatado na parede PX1.

Parede PY5

TABELA 5.22 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-0.45	-0.44	-0.38
2	-0.49	-0.51	-0.44
3	-0.55	-0.60	-0.52
4	-0.62	-0.70	-0.62
5	-0.71	-0.81	-0.78
6	-0.86	-0.98	-1.09
7	-0.48	-0.74	-0.19
8	-0.47	-0.61	-0.46
9	-0.50	-0.54	-0.66
10	-0.57	-0.49	-0.84
11	-0.72	-0.48	-1.01
12	-1.01	-0.62	-1.20
13	-1.59	-1.16	-1.45
14	-2.82	-2.84	-1.87
Média	-0.85	-0.82	-0.82

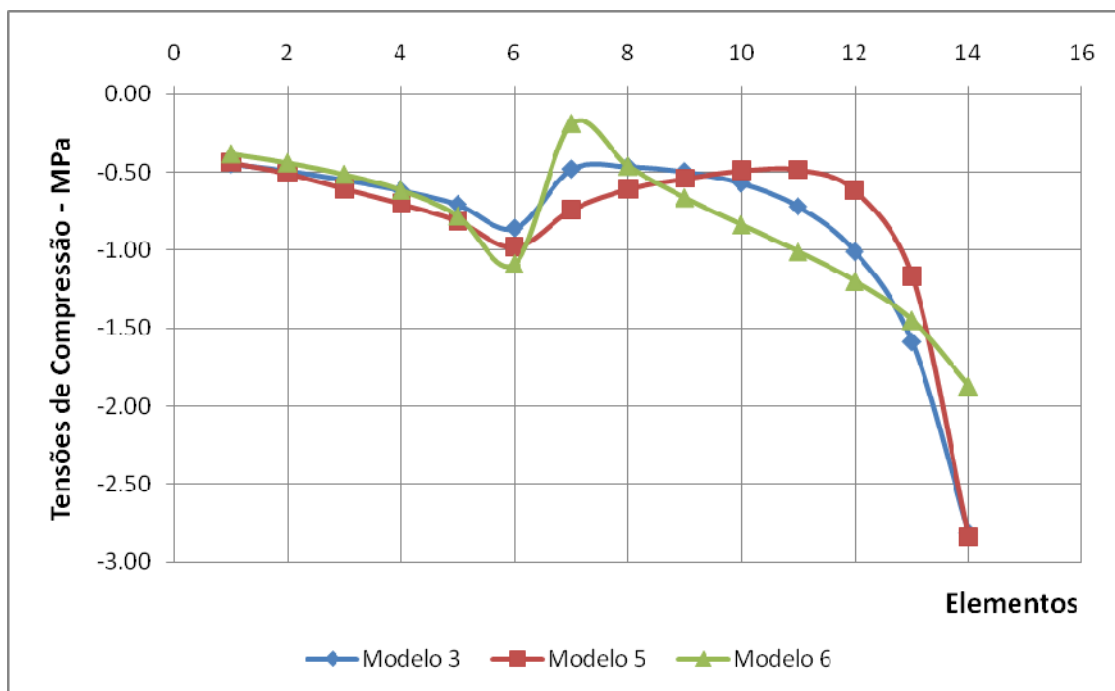


FIGURA 5.45 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Percebe-se que, até chegar no ponto de descontinuidade (porta), todos os modelos têm comportamento similar. Na medida em que a parede PY5 se aproxima da parede PX1, porém, ocorre um aumento sistemático das tensões, principalmente nos modelos 3 e 5, nos quais o radier é mais flexível.

Parede PY6

TABELA 5.23 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-0.24	-0.25	-0.29
2	-0.41	-0.55	-0.34
3	-0.53	-0.73	-0.41
4	-0.61	-0.84	-0.48
5	-0.66	-0.89	-0.56
6	-0.69	-0.91	-0.65
7	-0.72	-0.90	-0.75
8	-0.75	-0.88	-0.86
9	-0.81	-0.85	-0.99
10	-0.91	-0.85	-1.14
11	-1.10	-0.90	-1.33
12	-1.42	-1.09	-1.56
13	-1.97	-1.57	-1.84
14	-2.94	-2.72	-2.25
15	-4.78	-5.41	-2.92
Média	-1.24	-1.29	-1.09

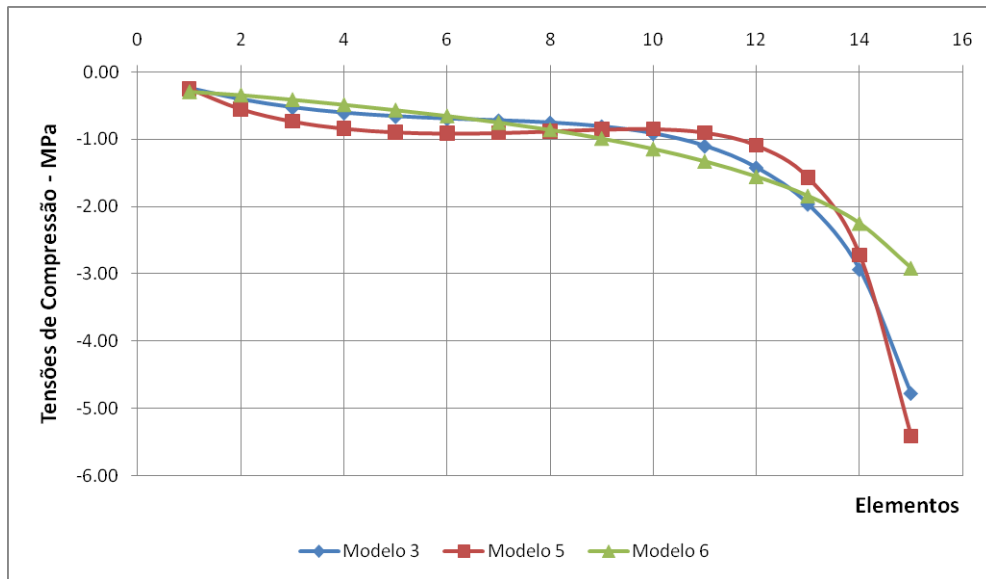


FIGURA 5.46 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Comportamento similar ao PY5, com exceção da abertura (porta). Na medida em que a parede se aproxima da parede PX1, ocorre um aumento sistemático das tensões, principalmente nos modelos 3 e 5, nos quais o radier é mais flexível.

Parede PY10

TABELA 5.24 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 4).

Elemento	Modelo 3	Modelo 5	Modelo 6
1	-0.60	-0.70	-0.52
2	-0.52	-0.54	-0.45
3	-0.52	-0.51	-0.45
4	-0.43	-0.42	-0.39
5	-0.65	-0.62	-0.53
6	-1.00	-1.08	-0.71
Média	-0.62	-0.65	-0.51

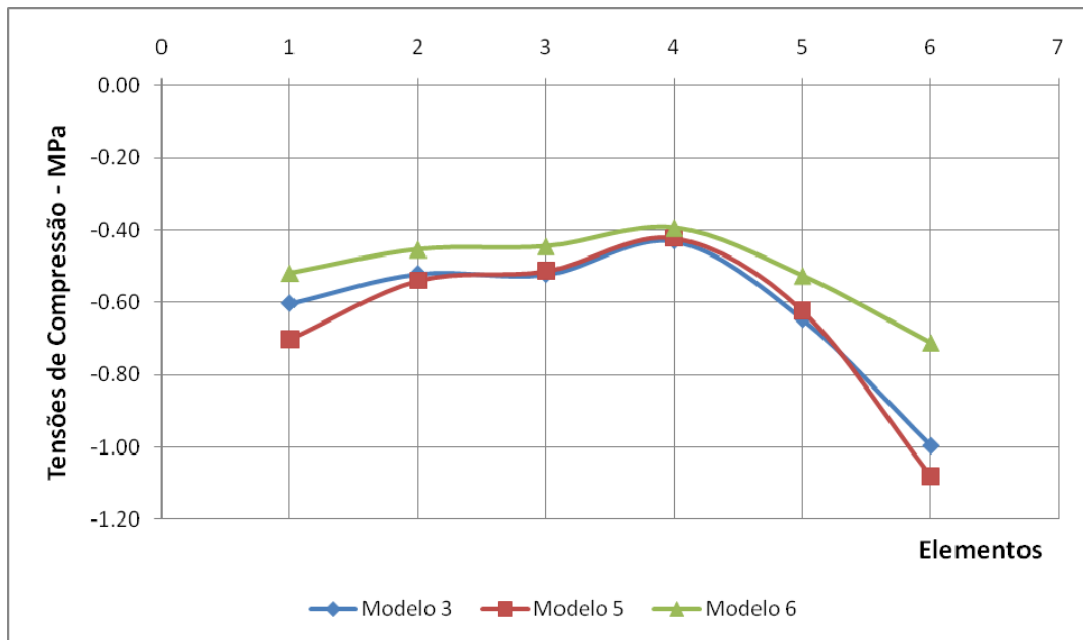


FIGURA 5.47 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 4.

- Na medida em que se aumenta a espessura do radier, o elemento de fundação se torna mais rígido, tornando a distribuição de tensões verticais mais uniformes, diminuindo, assim, os picos de tensões que ocorrem principalmente nas extremidades. Além disso, ocorre uma diminuição das tensões com $h=150$ cm.

5.5 Análise 5

Neste item, avalia-se a influência do tamanho da borda do radier na distribuição de tensões normais nas paredes do 1º (primeiro) pavimento, considerando-se apenas ações verticais.

Nas tabelas a seguir são apresentados os resultados obtidos para as paredes PX1, PX10, PY1, PY5, PY e PY10, em seus elementos da base. Para esta análise, serão utilizados os modelos 3, 7 e 8, cujos tamanhos das bordas são respectivamente: 160, 0 e 80 cm.

Parede PX1

TABELA 5.25 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-3.97	-1.07	-2.70
2	-1.88	-0.95	-1.46
3	-0.72	-0.70	-0.69
4	-0.52	-0.57	-0.52
5	-1.02	-0.73	-0.87
6	-1.54	-0.94	-1.26
7	-1.84	-0.99	-1.46
8	-1.70	-0.93	-1.36
9	-1.23	-0.79	-1.02
10	-0.77	-0.55	-0.65
11	-0.58	-0.40	-0.47
12	-0.96	-0.58	-0.75
13	-1.78	-1.00	-1.41
14	-2.94	-1.59	-2.35
Média	-1.53	-0.84	-1.21

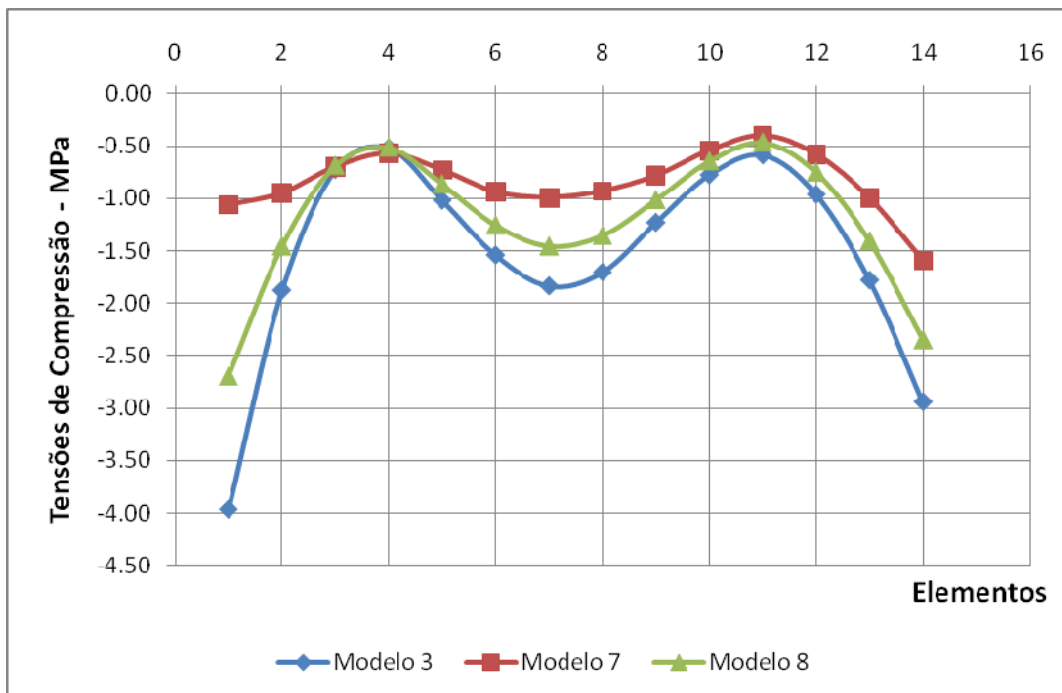


FIGURA 5.48 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 5.

- Na medida em que se diminui a borda, mais uniforme e menor se torna a distribuição de tensões verticais, diminuindo-se, assim, os picos de tensões que ocorrem, principalmente, nas extremidades. Portanto, na medida que se aumenta a borda do radier, ocorre um fluxo de cargas do centro para as extremidades do prédio.

Parede PX10

TABELA 5.26 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-0.71	-0.67	-0.77
2	-0.59	-0.75	-0.66
3	-0.54	-0.79	-0.61
4	-0.53	-0.79	-0.59
5	-0.52	-0.78	-0.58
6	-0.51	-0.76	-0.56
7	-0.49	-0.70	-0.53
8	-0.45	-0.63	-0.49
9	-0.40	-0.55	-0.43
10	-0.35	-0.47	-0.37
Média	-0.51	-0.69	-0.56

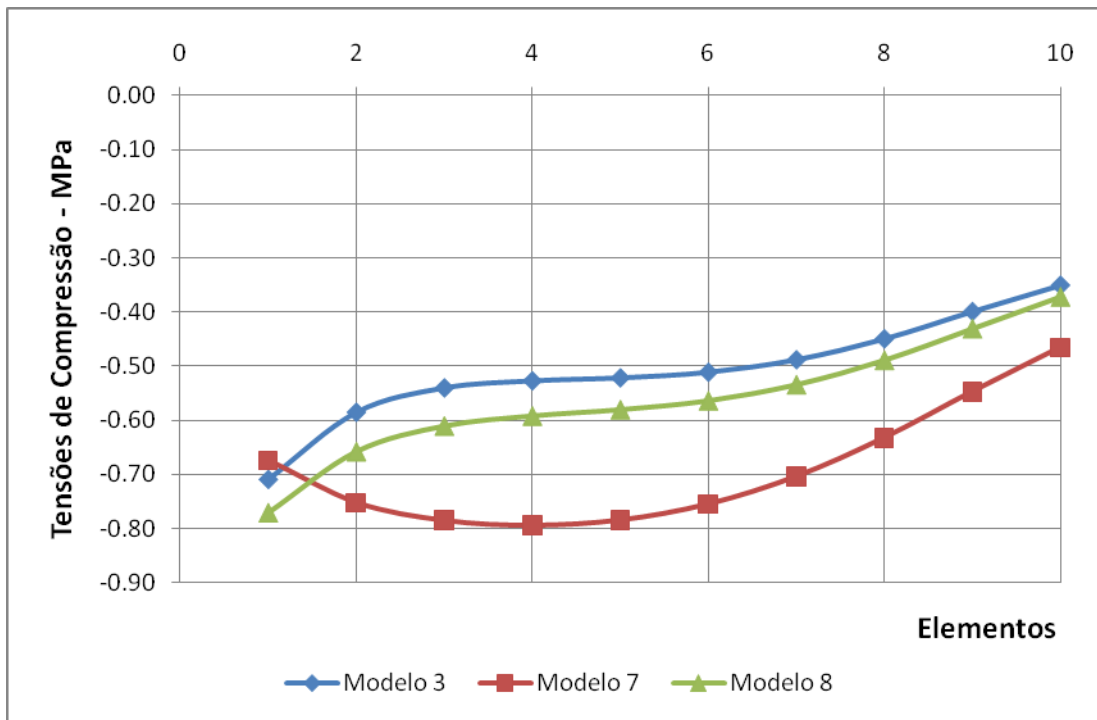


FIGURA 5.49 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 5.

- O fenômeno que ocorre na parede anterior (externa) é oposto ao que acontece nessa parede (interna). Na medida em que se diminui a borda do radier há uma tendência de “migração” do fluxo de carga das extremidades para o interior da edificação. Em virtude disso, o modelo 7 apresenta maior tensão, comparativamente aos demais modelos.

Parede PY1

TABELA 5.27 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-3.32	-0.96	-2.48
2	-2.38	-1.16	-1.85
3	-1.89	-1.28	-1.54
4	-1.45	-1.20	-1.23
5	-0.94	-0.89	-0.82
6	-0.66	-0.67	-0.60
7	-0.84	-0.82	-0.79
8	-1.18	-1.15	-1.13
9	-1.36	-1.34	-1.32
10	-1.38	-1.36	-1.35
11	-1.36	-1.34	-1.33
12	-1.36	-1.31	-1.32
13	-1.43	-1.29	-1.34
14	-1.61	-1.27	-1.41
15	-2.00	-1.23	-1.59
16	-2.81	-1.17	-1.99
17	-4.51	-1.11	-2.85
Média	-1.79	-1.15	-1.47

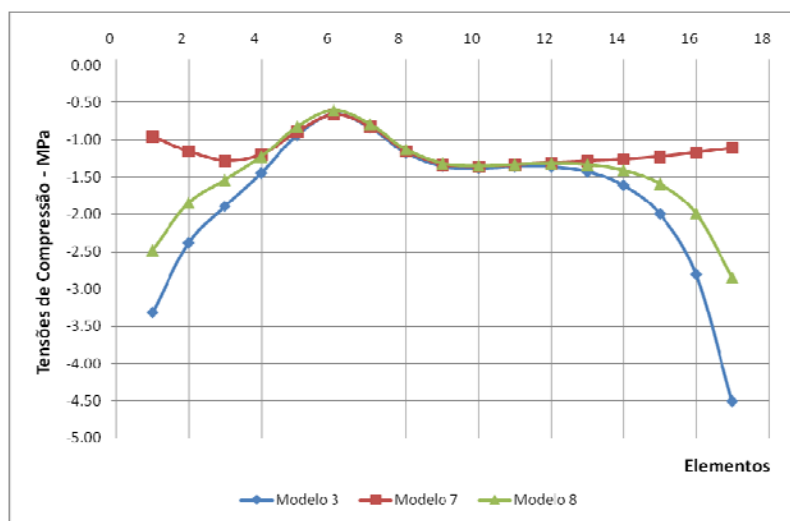


FIGURA 5.50 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 5.

- Essa parede possui o comportamento da parede PX1. Na medida em que a borda diminui de tamanho, percebe-se que ocorre um alívio de tensões nas suas extremidades.

Parede PY5

TABELA 5.28 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-0.45	-0.65	-0.51
2	-0.49	-0.72	-0.56
3	-0.55	-0.84	-0.63
4	-0.62	-0.96	-0.70
5	-0.71	-1.14	-0.81
6	-0.86	-1.44	-0.99
7	-0.48	-0.92	-0.67
8	-0.47	-1.07	-0.70
9	-0.50	-1.19	-0.76
10	-0.57	-1.29	-0.85
11	-0.72	-1.39	-0.98
12	-1.01	-1.49	-1.19
13	-1.59	-1.61	-1.59
14	-2.82	-1.81	-2.38
Média	-0.85	-1.18	-0.95

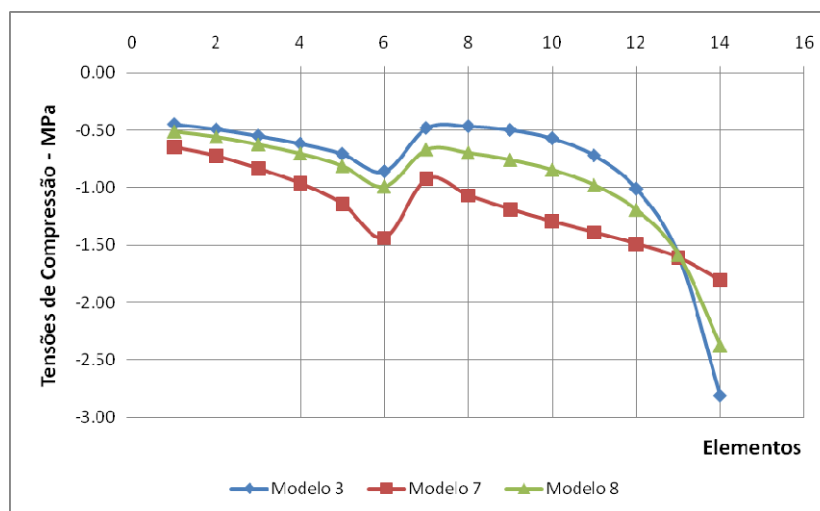


FIGURA 5.51 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 5.

- Essa parede possui o comportamento das 2 (duas) paredes anteriores. Na medida em que se aproxima da extremidade, a tensão no modelo 7 (borda = 0 cm) tende a diminuir, ao passo que, no modelo 3 (borda = 160 cm), tende a aumentar.

Parede PY6

TABELA 5.29 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-0.24	-0.59	-0.28
2	-0.41	-0.67	-0.50
3	-0.53	-0.75	-0.65
4	-0.61	-0.83	-0.75
5	-0.66	-0.87	-0.82
6	-0.69	-0.91	-0.86
7	-0.72	-0.95	-0.90
8	-0.75	-0.99	-0.93
9	-0.81	-1.03	-0.98
10	-0.91	-1.09	-1.06
11	-1.10	-1.17	-1.20
12	-1.42	-1.28	-1.44
13	-1.97	-1.45	-1.85
14	-2.94	-1.73	-2.57
15	-4.78	-2.25	-3.91
Média	-1.24	-1.10	-1.25

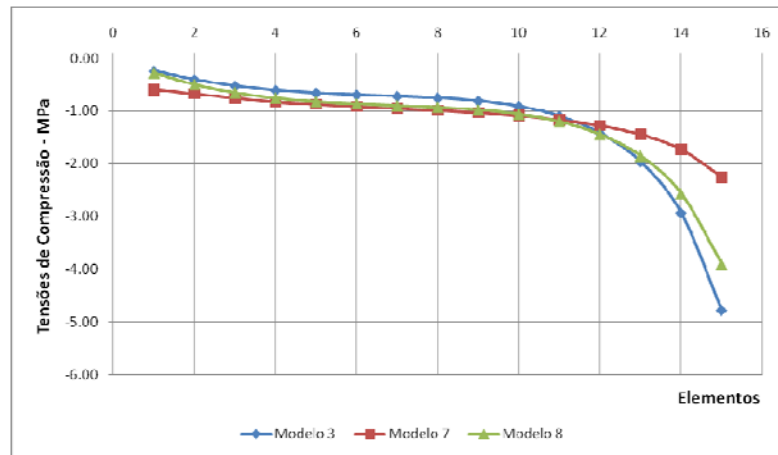


FIGURA 5.52 – Tensões na base da parede PY6 (1º Pavimento) – Análise 5.

- Essa parede se comporta da mesma maneira da parede anterior (PX5), salvo a abertura.

Parede PY10

TABELA 5.30 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 5).

Elemento	Modelo 3	Modelo 7	Modelo 8
1	-0.60	-0.79	-0.67
2	-0.52	-0.65	-0.56
3	-0.52	-0.60	-0.54
4	-0.43	-0.56	-0.45
5	-0.65	-0.74	-0.69
6	-1.00	-1.03	-1.08
Média	-0.62	-0.73	-0.67

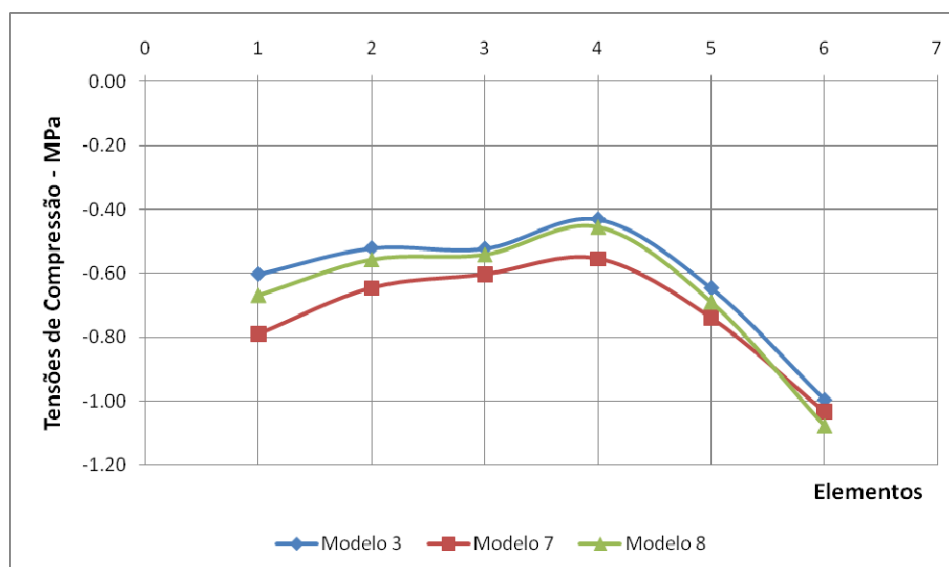


FIGURA 5.53 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 5.

- Nessa parede interna, a distribuição de tensão é maior no modelo 7. Como se informou anteriormente, na medida em que se diminui a borda do radier, há uma tendência de “migração” do fluxo de carga das extremidades para o interior da edificação. Em virtude disso, o modelo 7 apresenta maior tensão do que os demais modelos.

5.6 Análise 6

Neste item, avalia-se a influência do modelo adotado para o solo na distribuição de tensões normais nas paredes do 1º (primeiro) pavimento, considerando-se apenas ações verticais.

Nas tabelas seguintes, são apresentados os resultados obtidos para as paredes PX1, PX10, PY1, PY5, PY6 e PY10. Pretende-se, neste item, avaliar, qualitativamente, as diferenças entre os modelos empregados para o solo (meio contínuo e apoio elástico), discutindo-se as limitações e os potenciais de cada um deles. Todos os modelos representam o mesmo tipo de solo. No modelo 3, o maciço de solo é representado por elementos sólidos tridimensionais e os modelos 9 e 10 representam o solo com apoios

elásticos. No modelo 10, o valor do módulo de reação vertical é corrigido pelas dimensões da fundação.

Parede PX1

TABELA 5.31 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX1 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-3.97	-1.82	-2.59
2	-1.88	-1.03	-1.30
3	-0.72	-0.52	-0.55
4	-0.52	-0.39	-0.40
5	-1.02	-0.65	-0.73
6	-1.54	-0.97	-1.10
7	-1.84	-1.17	-1.33
8	-1.70	-1.15	-1.28
9	-1.23	-0.91	-0.98
10	-0.77	-0.60	-0.63
11	-0.58	-0.43	-0.44
12	-0.96	-0.65	-0.71
13	-1.78	-1.16	-1.43
14	-2.94	-1.86	-2.52
Média	-1.53	-0.95	-1.14

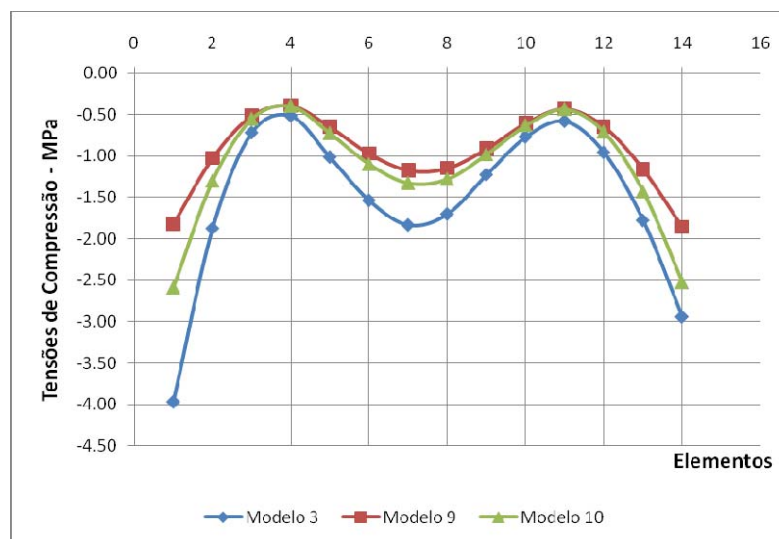


FIGURA 5.54 – Tensões na base da parede PX1 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Embora o perfil de solo utilizado nos 3 (três) modelos seja o mesmo, percebe-se que os resultados das tensões ao longo das paredes são diferentes. Esse resultado já era esperado, porque foram utilizadas hipóteses de cálculos diferentes.
- Nessa parede, a consideração do modelo 3 (elementos sólidos 3D) forneceu valores de tensões normais maiores do que nos modelos 9 e 10, cuja representação do solo é feita a partir de uma base elástica. Utilizando-se das constatações da Análise 1, deduz-se que a representação do solo no modelo 3 fornece um solo mais flexível, quando comparada com outros modelos.

Parede PX10

TABELA 5.32 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PX10 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-0.71	-0.89	-0.79
2	-0.59	-0.81	-0.68
3	-0.54	-0.79	-0.64
4	-0.53	-0.80	-0.63
5	-0.52	-0.80	-0.63
6	-0.51	-0.79	-0.62
7	-0.49	-0.76	-0.59
8	-0.45	-0.71	-0.55
9	-0.40	-0.63	-0.49
10	-0.35	-0.56	-0.43
Média	-0.51	-0.75	-0.61

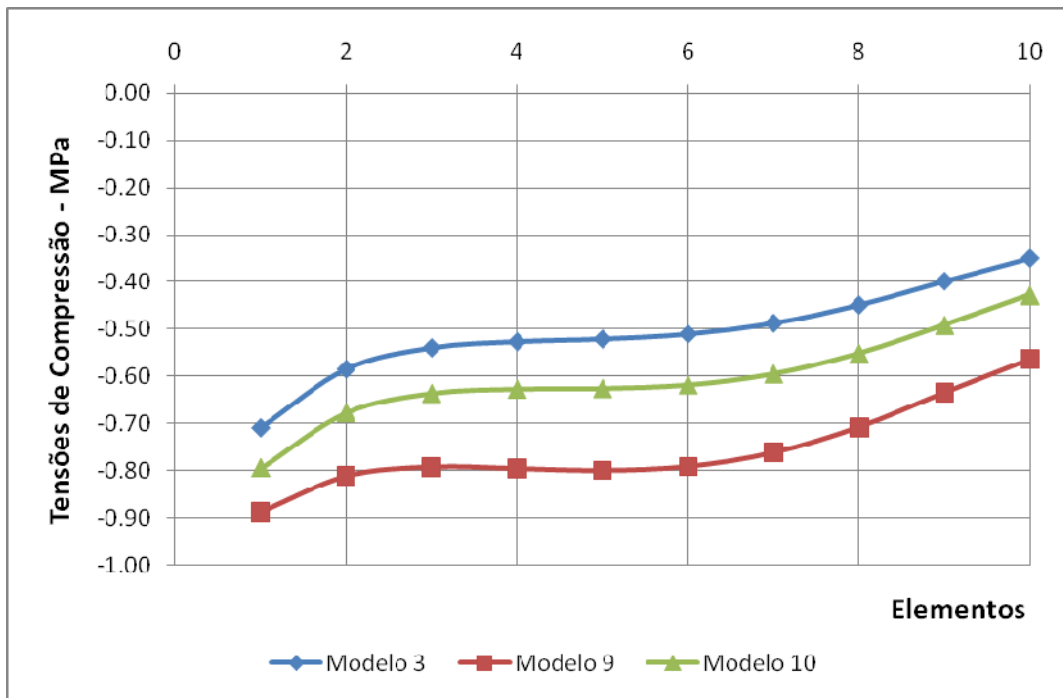


FIGURA 5.55 – Tensões na base da parede PX10 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Nessa parede, percebe-se que os perfis das curvas são bastante parecidos. Como essa parede é interna, ocorre uma inversão dos modelos 3 e 10, em comparação com a parede PX1, analisada anteriormente.

Parede PY1

TABELA 5.33 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY1 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-3.32	-2.02	-2.74
2	-2.38	-1.53	-1.97
3	-1.89	-1.27	-1.55
4	-1.45	-0.99	-1.17
5	-0.94	-0.65	-0.74
6	-0.66	-0.50	-0.55
7	-0.84	-0.68	-0.74
8	-1.18	-0.97	-1.04
9	-1.36	-1.11	-1.18
10	-1.38	-1.11	-1.18
11	-1.36	-1.07	-1.14
12	-1.36	-1.04	-1.12
13	-1.43	-1.02	-1.13
14	-1.61	-1.04	-1.20
15	-2.00	-1.13	-1.39
16	-2.81	-1.36	-1.81
17	-4.51	-1.91	-2.74
Média	-1.79	-1.14	-1.38

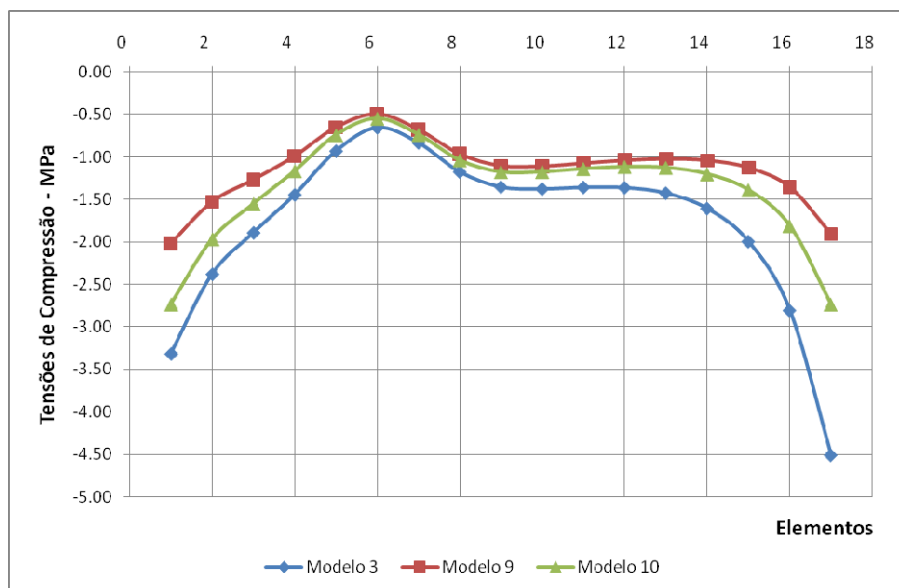


FIGURA 5.56 – Tensões na base da parede PY1 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Essa parede tem um comportamento similar ao da parede PX1, que também é externa. A distribuição de tensão é maior no modelo 3 (elementos sólidos 3D), em comparação com os demais modelos, que representam o solo a partir de um grupo de molas independentes, sugerindo, então, que o modelo 3 representa um solo mais flexível, embora o perfil de solo seja o mesmo.

Parede PY5

TABELA 5.34 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY5 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-0.45	-0.72	-0.57
2	-0.49	-0.76	-0.62
3	-0.55	-0.83	-0.69
4	-0.62	-0.90	-0.77
5	-0.71	-0.98	-0.85
6	-0.86	-1.07	-0.97
7	-0.48	-1.02	-0.87
8	-0.47	-0.95	-0.80
9	-0.50	-0.94	-0.80
10	-0.57	-0.95	-0.84
11	-0.72	-1.00	-0.95
12	-1.01	-1.10	-1.17
13	-1.59	-1.34	-1.61
14	-2.82	-1.88	-2.55
Média	-0.85	-1.03	-1.00

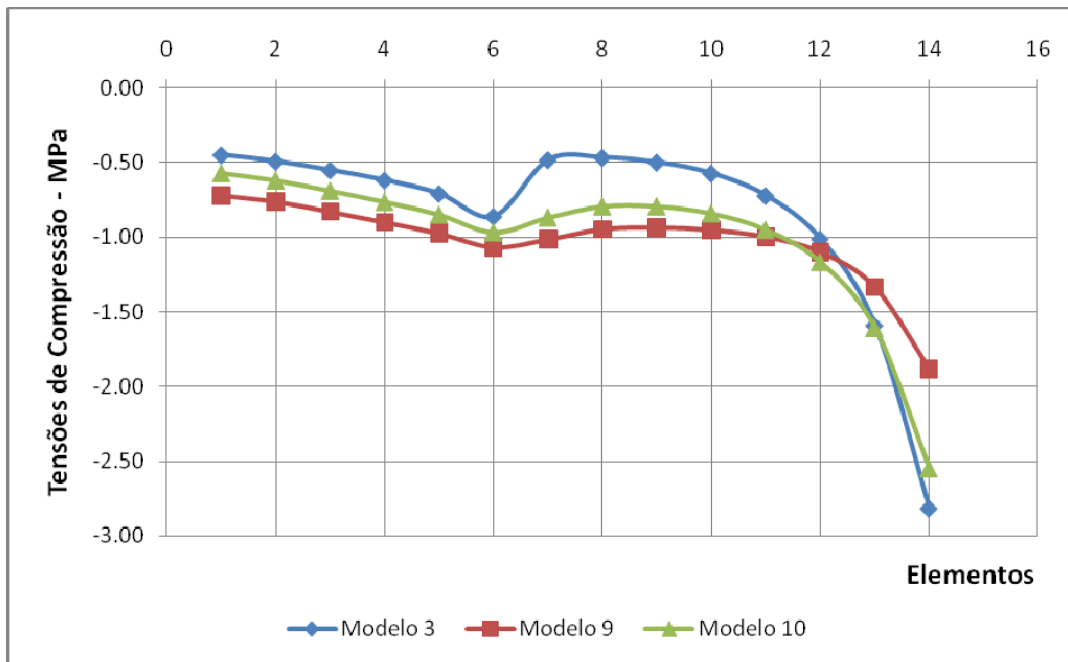


FIGURA 5.57 – Tensões na base da parede PY5 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Nessa parede ocorrem os dois fenômenos verificados nas paredes PX1 e PX10. No interior do prédio (elementos 1 a 11), as tensões, no modelo 9, são maiores, ao passo que, entre os elementos 12 a 14, a distribuição de tensões é maior no modelo 3.

Parede PY6

TABELA 5.35 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY6 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-0.24	-0.55	-0.27
2	-0.41	-0.73	-0.52
3	-0.53	-0.86	-0.68
4	-0.61	-0.95	-0.80
5	-0.66	-1.01	-0.88
6	-0.69	-1.04	-0.93
7	-0.72	-1.05	-0.96
8	-0.75	-1.06	-1.00
9	-0.81	-1.06	-1.04
10	-0.91	-1.09	-1.13
11	-1.10	-1.14	-1.27
12	-1.42	-1.24	-1.52
13	-1.97	-1.43	-1.94
14	-2.94	-1.80	-2.70
15	-4.78	-2.54	-4.13
Média	-1.24	-1.17	-1.32

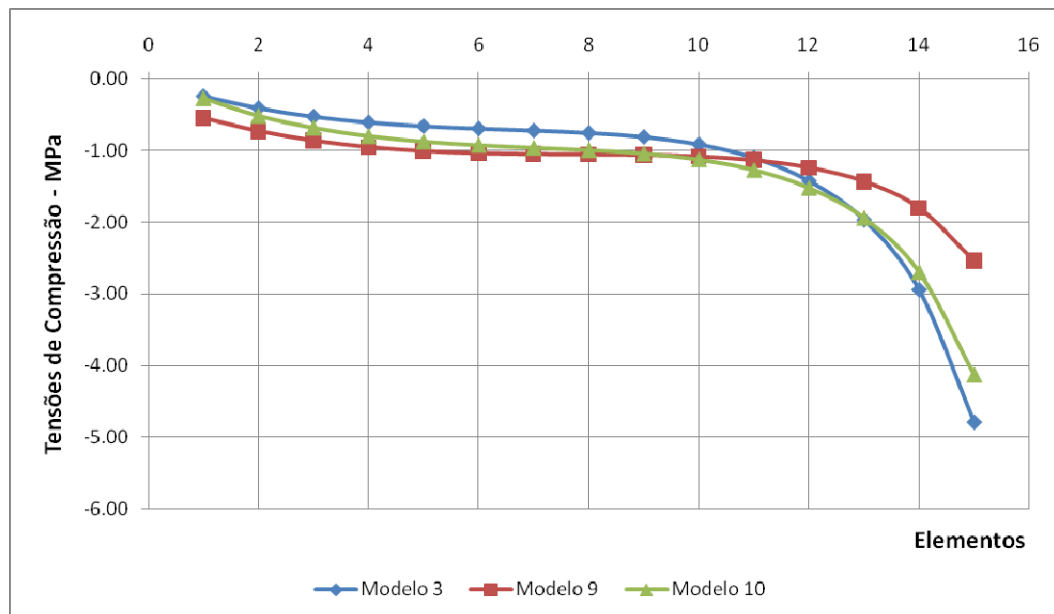


FIGURA 5.58 – Tensões na base da parede PX6 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Essa parede tem um comportamento muito parecido com o da a parede PY6; no entanto, não possui abertura (porta). Do elemento 1 ao 11, o modelo 3 possui a menor tensão; do 11 ao 15, possui a maior, invertendo-se, assim, o que se verifica para o modelo 9.

Parede PY10

TABELA 5.36 – Tensões Normais de Compressão (MPa) – Parede PY10 (Análise 6).

Elemento	Modelo 3	Modelo 9	Modelo 10
1	-0.60	-0.88	-0.74
2	-0.52	-0.74	-0.61
3	-0.52	-0.69	-0.58
4	-0.43	-0.63	-0.49
5	-0.65	-0.82	-0.75
6	-1.00	-1.15	-1.18
Média	-0.62	-0.82	-0.73

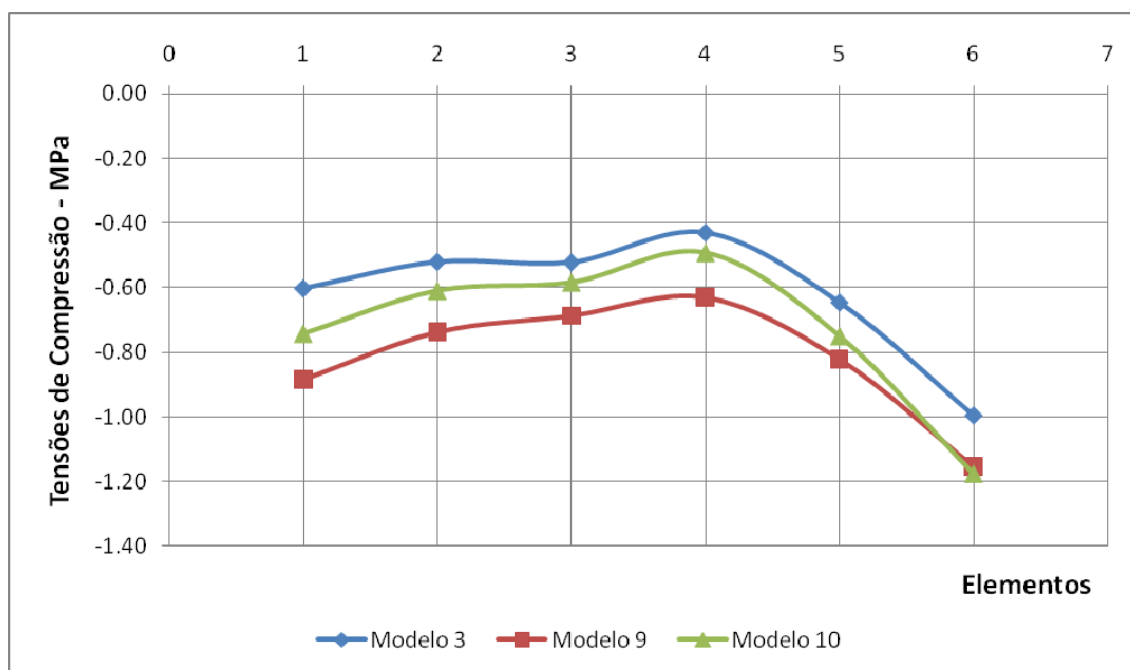


FIGURA 5.59 – Tensões na base da parede PY10 (1º Pavimento) – Análise 6.

- Essa parede é uma parede interna e, portanto, tem um comportamento que difere daqueles das paredes PX1 e PY1, que são externas. Todas as curvas têm uma mesma

forma, embora com valores de tensões diferentes. A exceção que se constata é com relação ao elemento 6 do modelo 10, que praticamente coincide com o modelo 9.

5.7 Análise 7

Neste item analisa-se a distribuição de tensões verticais no maciço de solo, ao longo da profundidade.

No intuito de mostrar o bulbo de tensões provocado pela presença da edificação, este item tem por objetivo representar, por meio de desenhos, as distribuições de tensões verticais no maciço de solo, ao longo da profundidade, para os modelos 2, 3 e 4, comentando-se cada um deles. Para efeito de análise, foram considerados dois cortes, XZ e YZ na estrutura e no maciço de solos. Esse cortes passam pelas paredes PX9 e PY4, respectivamente.

5.7.1 Modelo 2

Corte XZ (PX9)

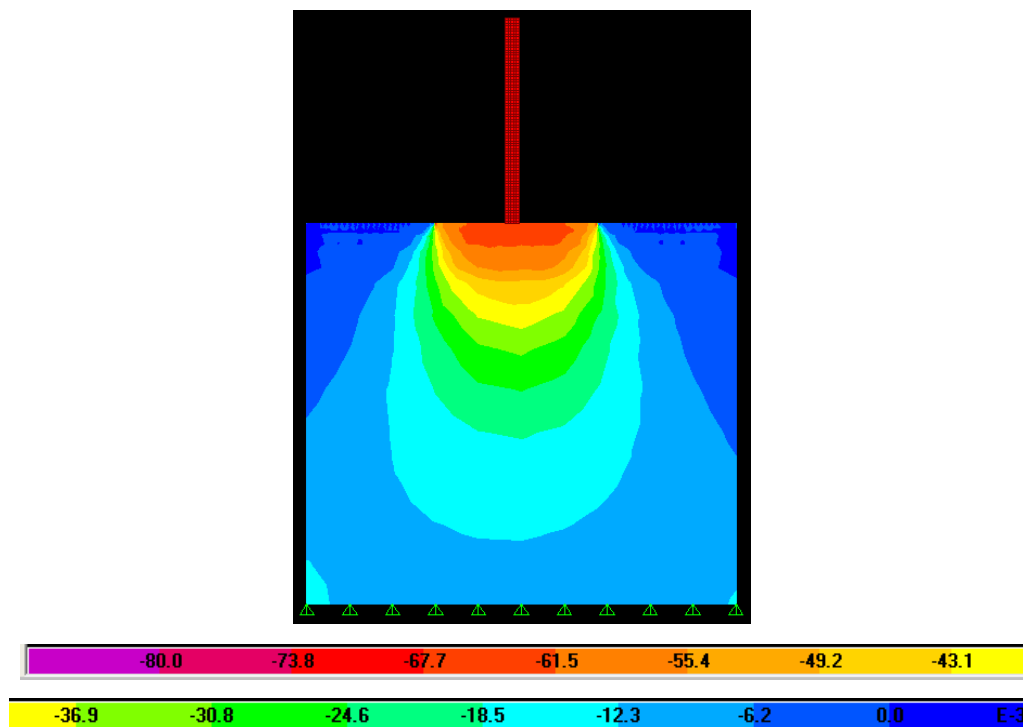


FIGURA 5.60 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 2) – (10^{-3}) MPa.

- Na FIG. 5.60, percebe-se, perfeitamente, o bulbo de tensões. Pode-se visualizar que ele se comporta de maneira muito similar ao bulbo proposto por BOWLES (1988), baseado na equação de BOUSSINESQ. No entanto, é perceptível que, a partir de $1,5B$, conforme proposto por COLARES (2006), os valores de tensões já se tornam insignificantes.

Corte YZ (PY4)

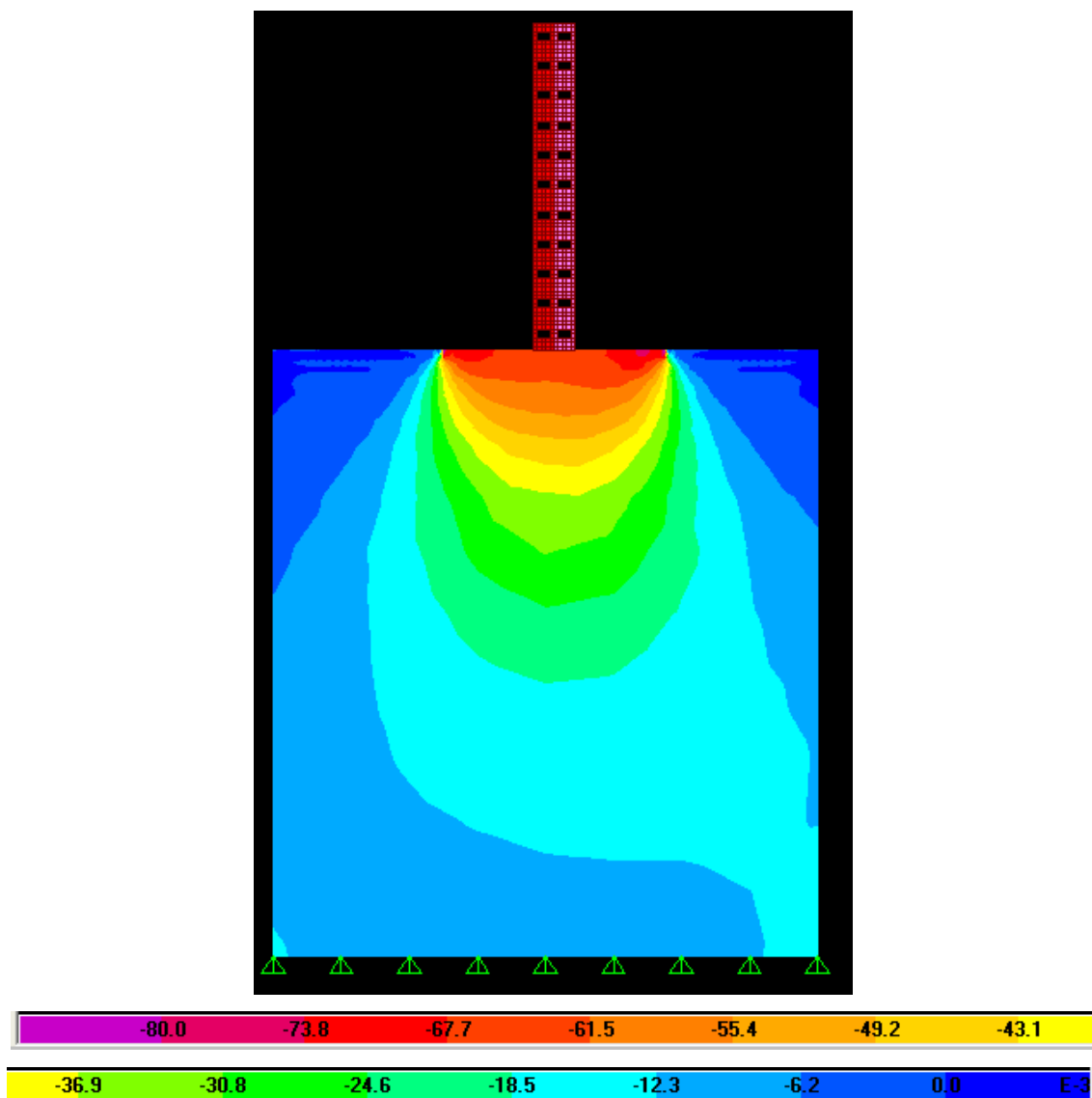


FIGURA 5.61 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 2) – $(10^{-3})\text{MPa}$.

- Assim como a parede PX9, a maior parte das tensões no solo, ao longo da profundidade, está na faixa de 1,5B, comprovando, então, a teoria disponível sobre o assunto (COLARES, 2006; HACHICH *et al.*, 1998).

5.7.2 Modelo 3

Corte XZ (PX9)

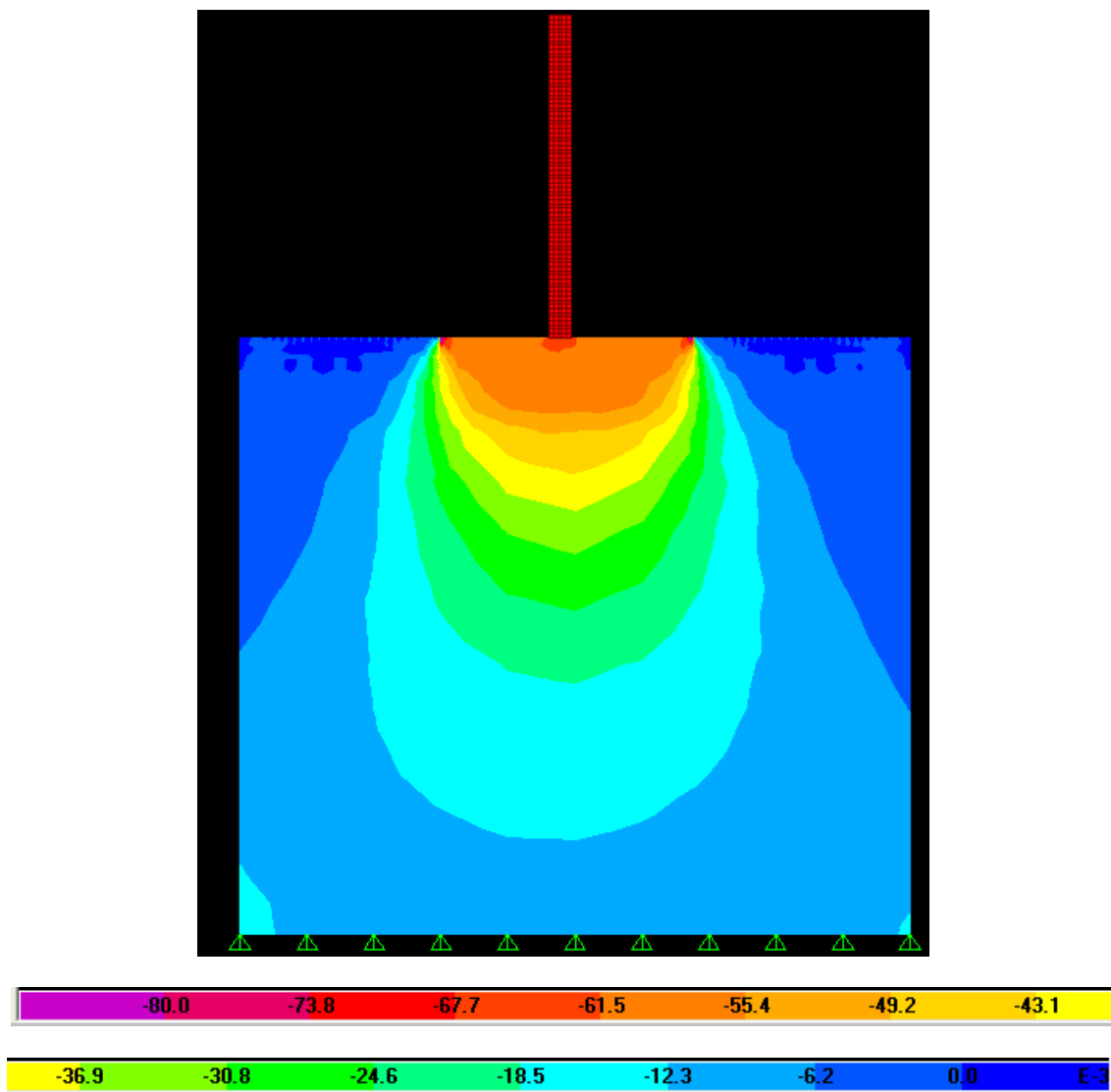


FIGURA 5.62 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 3) – (10^{-3}) MPa.

- Para esse modelo, são válidos todos os comentários feitos sobre o modelo 2.
- O maciço de solo desse modelo é mais flexível do que no modelo 2. Em virtude da maior flexibilidade do solo, há uma maior concentração de tensão nas extremidades da edificação e um alívio no centro, comparativamente ao modelo 2, conforme se pode observar na FIG. 5.62.

Corte YZ (PY4)

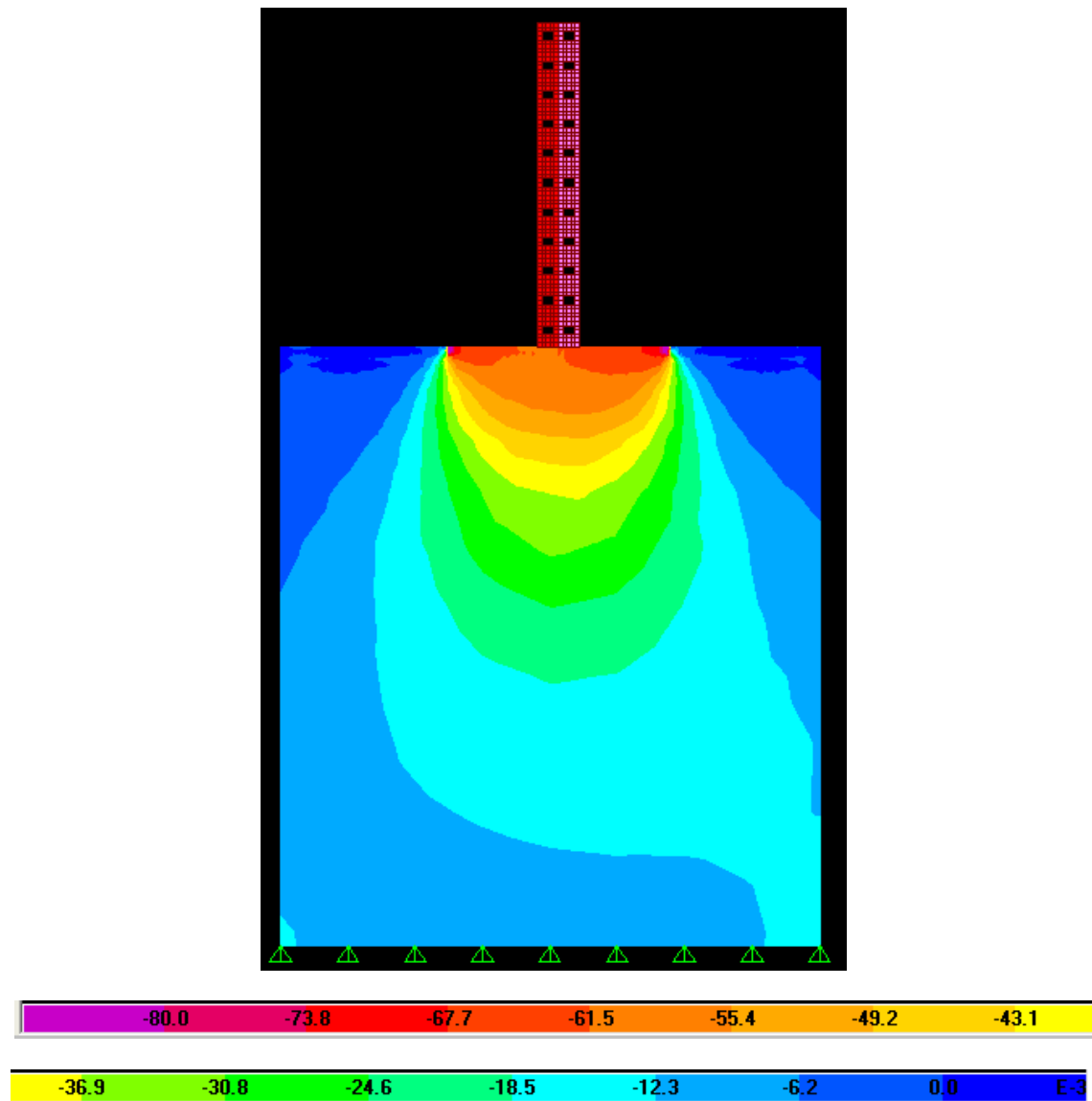


FIGURA 5.63 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 3) – (10^{-3})MPa.

- Para esse modelo, são válidos todos os comentários feitos a respeito do modelo 2.
- O maciço de solo desse modelo é mais flexível do que o do modelo 2. Percebe-se neste corte um aumento da concentração de tensão nas extremidades da edificação, em comparação ao modelo 2, conforme se pode observar nas figuras acima. Isso se deve, possivelmente, à influência da parede PY5.

5.7.3 Modelo 4

Corte XZ (PX9)

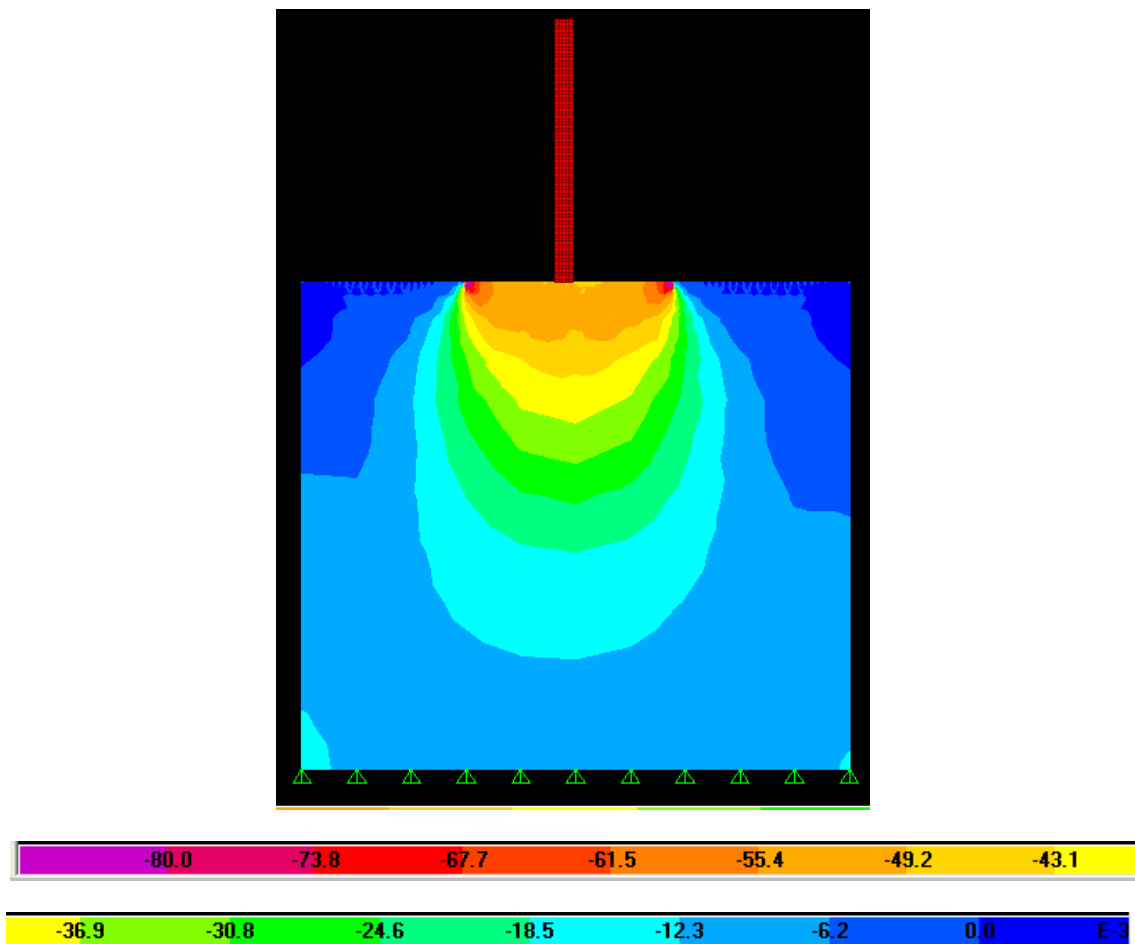


FIGURA 5.64 – Bulbo de tensões no corte XZ (modelo 4) – (10^{-3})MPa.

- Para esse modelo, valem todos os comentários feitos sobre os modelos 2 e 3, sendo o último intensificado, devido à maior flexibilidade do solo. Na medida que o solo torna-se mais flexível, ocorre um alívio de tensões no centro e um acréscimo de tensões nas extremidades.

Corte YZ (PY4)

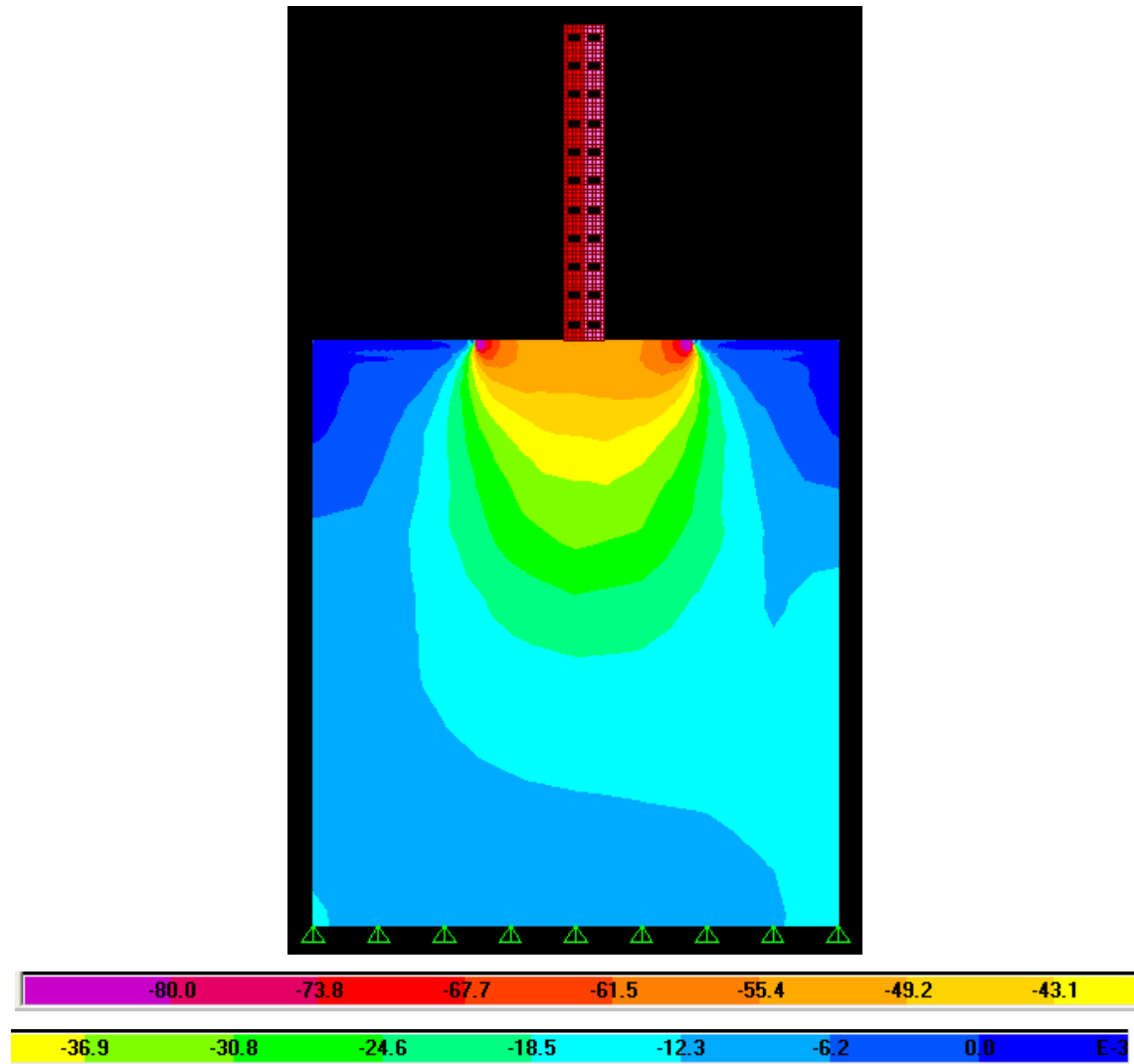


FIGURA 5.65 – Bulbo de tensões no corte YZ (modelo 4) – (10^{-3})MPa.

- Para esse modelo, aplicam-se todos os comentários tecidos a respeito dos modelos 2 e 3, sendo o último intensificado, devido à maior flexibilidade do solo. Analisando-se a três figuras percebe-se que na medida que o solo torna-se mais flexível a um alívio de tensões no centro e uma concentração de tensões na extremidade.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Os resultados deste trabalho comprovam a importância da interação solo-estrutura e sua repercussão no desempenho das edificações. As principais conclusões deste estudo são estas:

- O desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo;
- O aumento do número de pavimentos de uma edificação aumenta a rigidez global da estrutura, exercendo uma significativa influência na tendência à uniformização da distribuição de tensões ao longo das paredes. Observou-se, também, que essa influência depende da faixa de rigidez relativa estrutura-solo, sendo maior na medida em que o solo torna-se mais flexível;
- Os efeitos da ISE na distribuição de tensões nas paredes, ao longo da altura da edificação, são significativos, preponderantemente nos primeiros pavimentos, sendo constatado que, a partir do 6º (sexto) pavimento, essa influência torna-se irrisória (10 a

30%). Essa tendência de decréscimo da influência da ISE nos pavimentos superiores, porém, não cresce linearmente com o número de pavimentos da edificação;

- A consideração do efeito tridimensional de pórtico faz com que haja uma maior tendência à uniformização das tensões ao longo das paredes de um mesmo pavimento;
- Há uma maior tendência a uniformização das tensões, na medida em que o elemento de fundação (radier) torna-se mais rígido; ou seja, a uma maior distribuição das tensões na medida em que se aumenta a altura do radier;
- Constatou-se que, na medida em que se aumenta a borda do radier, há uma tendência de o fluxo de cargas sair do centro da edificação e se deslocar para as suas extremidades;
- A homogeneização das tensões ao longo das paredes de alvenaria estrutural se torna mais acentuada, à medida que se diminui a rigidez do solo; ou seja, quanto menor a rigidez do meio, maior será a redistribuição de esforços, como já foi observado por MADUREIRA e BEZERRA (2000);
- Embora o modelo de molas seja bastante simplificado, verificou-se, neste trabalho, que as diferenças em relação ao modelo que representa o maciço de solos através de elementos sólidos tridimensionais não são discrepantes; portanto, continua sendo uma alternativa viável no dia-a-dia de projeto;
- O modelo tridimensional em estudo que considerou o conjunto sistema geotécnico e estrutural trabalhando juntos possui uma grande vantagem em relação aos modelos que, tradicionalmente, aplicam molas de rigidez isoladas para cada apoio e que ignoram, completamente, a continuidade parcial do solo ou admitem apoios totalmente engastados;

- Com a análise integrada entre a estrutura e o maciço de solo estratificado, pode-se avaliar, numericamente, efeitos como a redistribuição dos esforços nas paredes de alvenaria estrutural, o que não seria possível em uma análise convencional;
- Em síntese, constatou-se que um dos efeitos provocados pela interação solo-estrutura é uma redistribuição de esforços (tensões) nas paredes de alvenaria estrutural e que essa redistribuição depende, entre outras coisas, da rigidez relativa estrutura-solo e da deformada de recalque da edificação, embora este último não tenha sido objeto de estudos neste trabalho.

Por todas as comparações de resultados realizadas neste trabalho, portanto, conclui-se que a consideração da interação solo-estrutura tem grande importância na análise estrutural de edifícios de alvenaria estrutural sobre fundações diretas.

Logo, atingiu-se o objetivo primordial do trabalho. Percebe-se, ainda, que os objetivos específicos delimitados no início da pesquisa foram superados com a análise de outros resultados além daqueles previamente identificados e com a inclusão de outras variáveis no decorrer do estudo.

Dificuldades encontradas

A principal dificuldade encontrada ao longo deste trabalho foi conseguir mediante a análise de um simples relatório de sondagem N_{SPT} , definir todos os parâmetros geotécnicos para a modelagem numérica, pois, dependendo da correlação utilizada, obtiveram-se diferenças bastante significativas, em termos de tensões nas paredes de alvenaria estrutural.

Um outro problema encontrado ao longo desta dissertação foi encontrar um computador com capacidade de memória suficiente para armazenar uma quantidade bastante significativa de dados, ao longo do processamento do edifício-piloto. Diversas vezes, o modelo foi “perdido”, após um pré-processamento abortado por limitação de memória.

Uma forma de amenizar esse problema, com as máquinas disponíveis no LAMEC, foi diminuir a precisão das malhas utilizadas na modelagem.

Sugestão para futuras pesquisas

Um dos objetivos deste trabalho é dar continuidade à linha de pesquisa que envolva aspectos da interação solo-estrutura e desempenho de edificações do programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas do DEES-UFMG, iniciado por SILVA (2006). Diante das limitações deste trabalho, bem como dos resultados obtidos, são feitas a seguir algumas sugestões para novos estudos:

- Considerando-se um comportamento não-linear para o solo e/ou para a estrutura fazer uma análise de tensões nas paredes do térreo de uma edificação;
- Consideração do adensamento do solo e efeito de confinamento;
- Análise de recalques em uma edificação de alvenaria estrutural considerando a ISE;
- Análises de interação solo-estrutura em edificações apoiadas em estacas;
- Realização de análises paramétricas com relação a camada indeslocável e ao módulo de elasticidade do solo, para que se verifique até que ponto é importante a consideração da interação solo-estrutura na análise;
- Comparação dos valores de tensões e recalques obtidos na modelagem numérica com os resultados medidos em campo, para validação do modelo estudado;
- Utilização de outros programas computacionais que permitam a modelagem tridimensional do solo;

- Estudar o edifício submetido ao carregamento incremental e avaliar as diferenças em comparação com a modelagem completa (sem as etapas de construção e carregamento).

Algumas críticas do modelo adotado para o solo

Em fim, ressalta-se que, devido a grande quantidade de variáveis envolvidas no fenômeno da interação solo-estrutura, o modelo mostrado nesta dissertação ainda está longe de ser considerado terminado. Trata-se de uma pesquisa que pode servir como referência para futuros estudos. Já existem *softwares* comerciais, como o DIANA,⁸ por exemplo, que possui uma biblioteca de modelos para o sistema geotécnico já implementado. É importante ressaltar também que as incertezas da precisão dos parâmetros de entrada para modelagem do solo podem alterar drasticamente o seu nível de resposta, comprometendo-se assim a qualidade dos resultados obtidos.

Portanto, a continuidade deste trabalho é necessária, e para que se tenha resultados cada vez mais exatos do ponto de vista prático, deve existir um maior intercâmbio entre os Departamentos de Geotecnia e Estruturas, uma vez que o Sistema Estrutural e Geotécnico sempre atuam em conjunto.

⁸ <http://tnodiana.com/>.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto*: procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*: procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações*: procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6484 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6489 - Prova de carga direta sobre o terreno de fundação*. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 6502 - Rochas e Solos*. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 10837 - Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*. Rio de Janeiro, 1989.

ALMEIDA V. S. *Análise da interação solo não-homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF*. 2003. 192p. Tese. (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ANTUNES, H. M. C. C.; IWAMOTO, R. K. A importância da consideração solo-estrutura para edifícios de múltiplos andares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., 2000, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. *Introdução ao estudo da interação solo-estrutura*. Notas de aula, Aula nº 3. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, 2005.

AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estrutura - maciço de solos. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, EESC-USP, 1-5 SET. 1997. Editora: Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. *Proceedings...*, v. 1, p. vii-xx.

AOKI, N. Desafios da Geotecnia em momentos de crise. I SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA NA REGIÃO DO CENTRO-OESTE – GEOCENTRO, 1., jun. 2009. Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS/IGS, Goiânia, 2009.

AOKI, N.; LOPES, F. R.. Estimating stress and settlements due to deep foundations. V CONF. PANAM. SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 377-386.

AOKI, N. Modelo Simples de Transferência de Carga de Estaca Vertical Sujeita a Carga Axial de Compressão. *Anais...* do Ciclo de Palestras sobre Fundações, Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS-NRNE, p. 79-95, Recife. 1987.

BARATA, F. E. *Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas em Terrenos de Compressibilidade Rápida e com a Consideração da Rigidez da Estrutura*. 1986. Tese (Concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BJERRUM, L. Discussion - Section VI Interaction between structure and soil., EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., ISSMFE, Wiesbaden, v. II, v. 2, p. 135-137, 1963.

BJERRUM, L. Discussion. EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Wiesbaden, v. III, p. 135, 1963.

BOROWICKA, H. Druckverteilung unter elastischen Platten. *Ingenieur-Archiv*, Berlin, v. X, p. 113–125, 1939.

BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. 4. ed.. New York: McGraw-Hill, 1988.

BRANDI, J. L. G. *Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole*. 2004. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

BROMS, B. B. *Geo Texts & Publications, Foundation Engineering*. 2007. Disponível em: <<http://www.geoforum.com/knowledge/texts/broms/viewpage.asp?ID=91>>. Acesso em: 10 mar. 2009.

BROWN, P. T.; YU, S. K. R. Load Sequence and Structure-Foundation Interaction. *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers – ASCE, Reston (Virginia), v. 112, n. 3, p. 481-488, mar. 1986.

BROWN, P. T. The Significance of Structure-Foundation Interaction, Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, 2., Proceedings.... Brisbane, 1977. p. 79. Disponível em: <<http://search.informit.com.au/documentSummary;dn=715486870091126;res=IELENG>>. Acesso em: 10 mar. 2009.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. de. Behavior of Foundations and Structures. IX INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., SOA Report Session 2, *Proceedings...*, Tóquio, v. II, p. 495-546, 1977.

BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. Settlements of Buildings and Associated Damage. SOA Review, CONFERENCE ON SETTLEMENT OF STRUCTURES, Cambridge, Pentech Press, London, 611-654, 1974.

CAD/TQS. *Manuais do sistema CAD/TQS*. Versão 14. São Paulo: TQS Informática, 2007.

CERNICA, J. N. *Geotechnical Engineering: Foundation Design*. New York: John Wiley & Sons, 1995.

CHAMECKI, S. Consideração da rigidez no cálculo de recalques de fundações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1., 1956, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: Ipsis Gráfica e Editora, 1956. p. 35-80.

CHAMECKI, S. Novo conceito de recalque diferencial admissível. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2., 1958, Campina Grande. *Anais...* Recife e Campina Grande, 1958. p. 3-6.

CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des fondations. *Annales de l'Institut Technique de Bâtiment et de Travaux Publics*, Paris, n. 261, p. 1320-1334, 1969.

CHAVES, R. A. *Fundações de Torres de Linhas de Transmissão*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

COLARES, G. M. Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. Dissertação (Mestrado Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO M. A. *Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural*, 1.ed. São Paulo, PINI, 2003.

COSTA NUNES, A. J. *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações*. Rio de Janeiro: Globo, 1956.

DAS, B. M. *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*. Califórnia: CRC Press, 1999.

DÉCOURT, L. Prediction of load settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. CICLO DE CONFERÊNCIAS INTERNACIONALES LEONARDO ZEEVAERT, p. 87-104, México, Universidade Nacional Autónoma do México, 1995.

DIAS, C. R. R. *Recalques de Fundações em Estacas*. 1977. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1977.

DÓRIA, L. E. S. *Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do Tipo Radier*. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

DUTTA, S. C.; ROY, R. A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil-Foundation-Structure System. *Computers and Structures*, Elsevier, v. 80, p.1579-1594, 2002.

FONTE, A. O. C. Análise Estrutural de Edifícios Altos por Computador - Sistema Edifício. XV CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA - CILAMCE, 15., Belo Horizonte, *Anais...* Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais p. 919-927, 1994.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Interação solo-estrutura em edifícios altos. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - X COBRAMSEF, 10., 1º SBMR, Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS, 1994a.

FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. Building performance founded on an improved sand in Recife, Brazil, *Geotechnical Special Publication* n. 40, American Society of Civil Engineering - ASCE, Reston (Virginia), v. 2, p. 1202-1213, 1994b.

FONTE, F. L. F.; FONTE, A. O. C. Análise de interação solo-estrutura para diferentes soluções de fundação superficial em edifícios. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE

ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003.

FONTE, F. L. F.; FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I. S. *Análise de Interação Solo-Estrutura em Edifícios*. Curitiba: INFOGEO, 2001. 1 CD-ROM.

GOSHY, A. D. Soil-Foundation-Structure Interaction. *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineering - ASCE, Reston (Virginia), v. 104, n. ST5, p. 749-761, 1978.

GUSMÃO FILHO, J. A. *Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife*. 1995. Tese (Professor Titular) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

GUSMÃO FILHO, J. A. *Fundações: do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia*. Recife: Ed. Universitária, 1998.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Construction Sequency Effect on Settlement of Buildings. In: XIII ICSMSFE - International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, Índia, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering - ISSMFE. *Proceedings...*, v. 3, p. 1803-1806, 1994.

GUSMÃO, A. D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo estrutura em edificações. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.

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

HAIN, S. J.; LEE, I. K. The analysis of flexible raft pile system, *Geotechnique*, Washington, v. 28, n. 1, p. 65-83, 1978.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. *Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas*. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. *et al.* Influência da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações diretas submetidos a ações verticais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., Salvador, 1999. *Anais...* Salvador: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon, 1999.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. *et al.* Comportamento de um edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura e o efeito incremental construtivo. In:

CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 2000. *Anais...* Fortaleza: Instituto Brasileiro do Concreto - Ibracon, 2000.

IWAMOTO, R. K. *Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda*. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

JUCÁ, J. F. T.; FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I. D. S. Building Performance Founded on an Improved Sand in Recife, Brasil, 1994. *Geotechnical Special Publication*, American Society of Civil Engineering - ASCE, Reston (Virginia), n. 40, v. 2, p. 1202-1213.

KLEPIKOV, S. N. Allowable Deformations of Buildings and Damages. XIII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., *Proceedings...*, Rio de Janeiro, 1989.

LACROIX, Y. *Notes on the determination of coefficients for permeability in the laboratory and in situ*. Zurich: Polytechnic School of Zurich, 1960. Não publicado.

LEE, C.Y.; SMALL, J. C. Finite Layer Analysis of Laterally Loaded Piles in Cross Anisotropic Soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, New York, John Wiley & Sons, v. 15, p. 785-808, fev. 1991.

LOPES, F. R. *Notas de apoio às aulas de Fundações I*. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, 1988.

LOURENÇO, P.B. *Computation Strategies for Masonry Structures*. PhD-Thesis. 1996, Delft University of Technology.

MADUREIRA, E. L.; BEZERRA, J. E. Influência da Interação Solo-Estrutura na Distribuição de Cargas em Pilares. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE IV*. v. 2, p. 178-184, São Paulo, 2000.

MENDONÇA, J. C.; AOKI, N. Sistema Computacional Orientado a Objetos para Análise de Interação Solo-Estrutura de Edifícios em Fundações Profundas. IV SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS - SEFE, 4., v. 2, p. 262-270, São Paulo, 2000.

MENDONÇA, J. C.; REIS, J. H. C.; AOKI, N. Considerações sobre a Influência Recíproca de Fundações de Prédios Vizinhos em Regiões de Argila Mole. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – XI COBRAMSEG, 11., v. 3, p. 1527-1534, Brasília, Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS 1998.

MEYERHOF, G. G. Some Recent Foundation Reserach and its Application to Design. *Structural Engineering*, Londres, v. 31, p. 151-167, 1953.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *J. of Applied Physics*, Melville (NY), 1936, v. 7 , n. 5, p. 195-202, 1936. Disponível em: <<http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=JAPIAU000007000005000195000001&idtype=cvips&gifs=yes&ref=no>>. Acesso em: 10 mar. 2009.

MORAES, M. C. *Estruturas de fundações*. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

MORGENSTERN, N. R. Stress-Strain Relations for Soils on Practice. *Proc. of the V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Buenos Aires, v. IV, p. 1-41, 1975.

MORRISON, Nelson.. *Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.

MOTA, M. M. C. *Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo*. 2009. 222p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MOURA, A. R. L. U. *Interação Solo-Estrutura em Edifícios*. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

MOURA, A. R. L. U. Análise Tridimensional de Interação Solo-Estrutura em Edifícios. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 22 (2), p. 87-100, 1999.

MOURA, A. R. L. U. *Interação solo-estrutura em edifícios*. 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

PELETEIRO, S. C. *Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural*. 2002 Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PEREIRA, S. S. R. *Curso básico sobre a utilização de elementos finitos na análise estrutural* - Notas de Aula. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y.. *Foundation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

POLSHIN, D. E.; TOKAR, R. A. Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation

Engineering, 4., London, 1957. *Proceedings...*, London, Butterworths Scientific Publications, v. 1, p. 402-405.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Elastic solutions soil and rock mechanics*. New York: John Willey & Sons, 1974.

PROENÇA, S. P. B. *Noções Básicas de Reologia*. Publicação 045/86. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, 1986.

REIS, J. H. C.; AOKI, N. Análise de Interação Solo-Estrutura em Maciço de Argila Mole. In: I SIMPÓSIO DE INTERAÇÃO ESTRUTURA-SOLO, 1., São Carlos: USP-EESC, 2000.

REIS, J. H. C. *Interação Solo-Estrutura de Grupo de Edifícios com Fundações Superficiais em Argila Mole*. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

REIS, J. H. C.; AOKI, N. Aplicação do método de aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo-estrutura de edifícios. *Anais...* Belo Horizonte: Associação Brasileira de Mecânica de Solos - ABMS, v. 7, Belo Horizonte, p. 405-410, 2005.

SAP2000, *Integrated Software for Structural Analysis and Design*, 2006. Analysis Reference Manual, v.11. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

SCARLAT, A. S. Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. *ACI Struct. J.*, Detroit, v. 90, n. 2, p. 156-162, 1993.

SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of Settlements from Evaluated Settlements Observations for Sand. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICOSOMFE, v. 1, p. 2-36, Moscou, 1973.

SHUKLA, S. N. A simplified method for design of mats on elastic foundations. *ACI Struct. J.*, Detroit, v. 81, n. 5, p. 469-475, 1984.

SILVA, N. U. P. *Análise de Tensões Verticais em Edifícios de Alvenaria Estrutural Considerando a Interação Solo-Estrutura*. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

SILVEIRA, J. E. S. *Notas de Aula - Estruturas de Fundação*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. The Allowable Settlements of Buildings. Institution of Civil Engineers ICE *Proceedings...*, Eng. Divisions (HPSW), Part III, v. 5, p. 727-768, dez. 1956.

SOARES, J. M. *Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal*. 2006. Tese. (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. *Acta Sci. Technol.*, Maringá, v. 30. n. 2, p 161-171, 2008.

TEIXEIRA, A. H. Um aperfeiçoamento das sondagens de simples reconhecimento à percussão. In: *Solos do Interior de São Paulo*, São Carlos, ABMS, 1993. p. 77-93.

TEPEDINO, J. M.; Curso de Especialização. Notas de Aula, 1980.

TERZAGHI, K. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Geotechnique*, Washington, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.. *Fundações - Critérios de Projeto, Investigações do Subsolo e fundações superficiais*. 3. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. v. 1.

VITAL, A. L. F. S. *Estudo dos Recalques Diferenciais e suas Influências no Comportamento da Superestrutura*. 1999. Trabalho Final - Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília.

WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y.. *Foundation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

ANEXO A

RELATÓRIOS DE SONDAGENS SPT

São apresentados neste anexo os relatórios de sondagens SPT utilizados para fornecer parâmetros geotécnicos reais para a modelagem do maciço de solos. A FIG A.1 refere-se ao modelo 02 apresentado no item “4.8 Modelos estudados”. As FIG A.2 e A.3 representam o modelo 03 deste mesmo item e por fim, a FIG A.4 refere-se ao modelo 04.

Todos esses relatórios foram disponibilizados pela Hidrosolo Engenharia de Projetos e Consultoria.

ANEXO A

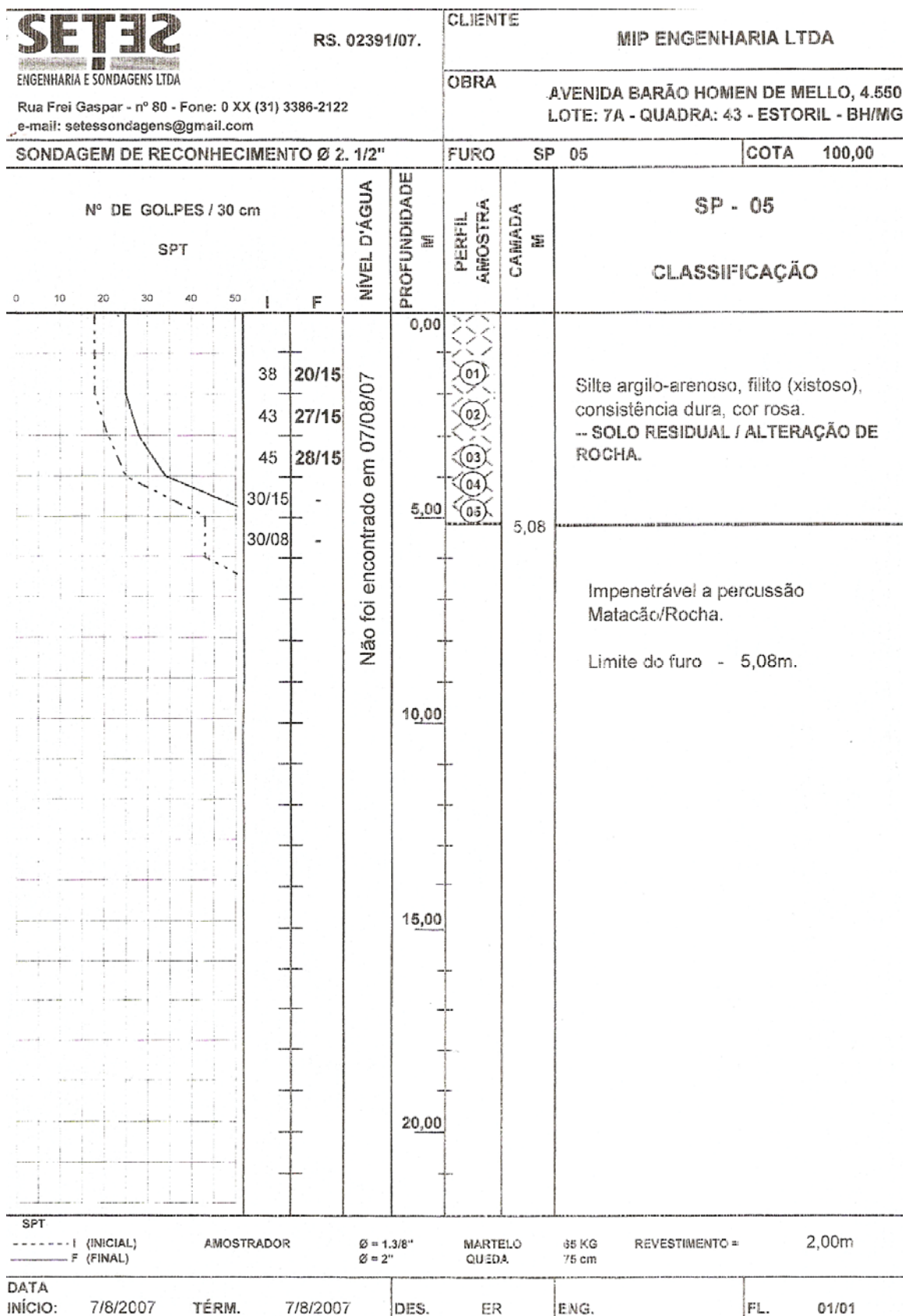


FIGURA A.1 – Relatório de Sondagem 1.

