

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

**"ANÁLISE DE TENSÕES VERTICAIS EM EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL CONSIDERANDO A INTERAÇÃO
SOLO-ESTRUTURA"**

Nelson Urias Pinto da Silva

Dissertação apresentada ao Programa 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^a. Dra. Judy Norka Rodo de Mantilla
ETG - UFMG

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES - UFMG

Prof. Dr. Roberto Francisco de Azevedo
UFV

Belo Horizonte, 25 de agosto de 2006

Dedicatória

Dedico este trabalho a meus pais que, a seu jeito, sempre me apoiaram e estiveram presentes nas horas mais difíceis da minha vida, me oferecendo a estrutura familiar necessária para vencer todos os obstáculos que apareceram nesta dura caminhada e hoje se orgulham do fruto que eles colocaram no mundo e cuidaram com muito amor e carinho.

Meus queridos pais! Eu amo vocês e é por vocês que eu luto diariamente.

Agradecimentos

Aos meus queridos pais, Jaci e Maria, aos meus irmãos, sobrinhos e sobrinhas, e a todos os meus familiares.

Aos professores, Judy e Roberto Márcio, que me orientaram na realização deste trabalho.

A todos os professores que eu tive o prazer de estudar durante a minha vida acadêmica, principalmente durante o mestrado, que foram relevantes na minha formação.

Aos novos amigos que eu conheci neste período, cujas amizades seguirão comigo.

Em especial ao meu amigo-irmão Nilvando, que me ensinou os primeiros passos para trabalhar com o programa computacional utilizado neste trabalho.

Aos funcionários da secretaria que sempre foram muito prestativos e pacientes comigo.

À Escola de Engenharia da UFMG pela qualidade do ensino e à FAPEMIG pelo providencial apoio financeiro.

Por último, e mais importante, a Deus que me deu inteligência e perseverança para lutar por meus ideais e nunca me abandonou.

Sumário

Capítulo 1 – Introdução	1
1.1 - Histórico	1
1.2 - Justificativa	6
1.3 - Objetivos	8
1.5 - Organização do Trabalho	8
Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica e Conceitos Relevantes no Estudo da ISE	10
2.1 - Revisão Bibliográfica da Interação Solo-Estrutura	12
2.1.1 – Efeitos Introduzidos em uma Edificação Devido a ISE	12
2.1.2 – Influência da Rigidez na Redistribuição dos Esforços	13
2.1.3 – Influência do Processo de Carregamento	14
2.1.4 – Efeito da Anisotropia do Solo	15
2.1.5 – Efeito da Deformabilidade do Solo	16
2.2 - Conceitos Fundamentais Para o Estudo da ISE	16
2.2.1 – Propriedades Elásticas do Solo	16
2.2.2 – Isotropia e Homogeneidade dos Solos	20
2.2.3 – Comportamento do Solo	21
2.2.4 – Sapata Corrida	22
2.2.5 – Tensões Admissíveis no Solo	23
2.2.6 – Recalques	23
2.2.6.1 – Ensaio de Compressão Axial	24

2.2.6.2 – Ensaio de Compressão Edométrica	25
2.2.6.3 – Cálculo dos Recalques	26
2.2.7 –Módulo de Reação Vertical ou Coeficiente de Reação do Subgrade k_s	27
2.2.7.1 – Conceituação	27
2.2.7.2 – Estimativa do Valor de K_s	27
2.3 – Metodologias para Análise de Interação Solo-Estrutura.....	30
2.3.1 – O Modelo Proposto por Meyerhof (1953).....	30
2.3.2 – A Metodologia Proposta por Poulos (1975).....	31
2.3.3 – Metodologia de Moura (1995).....	34
2.3.4 – Utilização do Método dos Elementos Finitos.....	39
2.4 – Modelos de Solo para o Estudo da ISE	40
2.4.1 – Modelo de Winkler – 1867	41
2.4.1.1 – Modelo de Filonenko-Borodich - 1940	42
2.4.1.2 – Modelo de Fundação de Hetenyi - 1946	43
2.4.1.3 – Modelo de Pasternak - 1954.....	44
2.4.1.4 – Modelo de Kerr - 1965.....	45
2.4.1.5 – Modelo de Analogia Viga-Coluna - 1993	45
2.4.1.6 – Novo Modelo Contínuo de Winkler - 2001	46
2.4.2 – Modelo Elástico Contínuo.....	47
2.4.2.1 – Modelo de Reissner - 1958.....	48
2.4.2.2 – Modelo de Fundação de Vlasov - 1960.....	49
2.4.3 – Outros Modelos	49
Capítulo 3 – Materiais e Métodos.....	51
3.1 – Escolha do Edifício-Modelo	51
3.2 – Parâmetros Adotados na Modelagem	60
3.2.1 – Alvenaria de Blocos de Concreto.....	60
3.2.2 – Concreto das Sapatas e Lajes	60
3.2.3 – Solo	61
3.3 – Modelagem da Superestrutura e da Fundação.....	61
3.4 – Adoção do Modelo para Representação do Solo.....	64

3.5 – Modelos de Cálculo Estudados	65
3.6 – Considerações a Respeito da Análise Numérica	66
3.7 – Carregamentos	69
3.8 – Valores do Coeficiente de Rigidez K (kN/m³)	71
Capítulo 4 – Análise dos Resultados	76
4.1 – Análise 01 – Influência da ISE e da Deformabilidade do Solo na Distribuição de Tensões	80
4.1.1 - Parede P1-X	81
4.1.2 - Parede P2-X	82
4.1.3 - Parede P3-X	84
4.1.4 - Parede P1-Y	85
4.1.5 - Parede P2-Y	87
4.1.6 - Parede P3-Y	88
4.2 – Análise 2 – Influência do Processo de Carregamento na Distribuição de Tensões	89
4.2.1 - Parede P1-X	90
4.2.2 - Parede P2-X	91
4.2.3 - Parede P3-X	93
4.2.4 - Parede P1-Y	94
4.2.5 - Parede P2-Y	96
4.2.6 - Parede P3-Y	97
Capítulo 5 – Conclusões e Recomendações	99
Referências Bibliográficas	102

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Pirâmides de Guizé.....	2
Figura 1.2 – Farol de Alexandria.....	2
Figura 1.3 – Coliseo Romano.....	3
Figura 1.4 – Catedral de Reims.....	3
Figura 1.5 – Edifício Monadnock.....	4
Figura 1.6 – Edifício Altos Montes.....	5
Figura 1.7 – Edifício Província de Ravena.....	6
Figura 1.8 – Situação de projeto x comportamento real da fundação.....	7
Figura 2.1 – Edifício-modelo mostrado em planta.....	11
Figura 2.2 – Ensaio de compressão não-confinado.....	17
Figura 2.3 – Gráficos comportamento $\sigma \times \varepsilon$ para determinação do módulo de elasticidade longitudinal E_s , sendo (a) Módulo Tangente e (b) Módulo Secante.....	18
Figura 2.4 – Deformação devida à tensão de cisalhamento, distorção γ	20
Figura 2.5 – Sapata corrida.....	22
Figura 2.6 – Ensaio de compressão triaxial.....	24
Figura 2.7 – (a) módulo de elasticidade tangente e (b) módulo de elasticidade secante.....	25
Figura 2.8 – Esquema da câmara de ensaio de compressão edométrica.....	26
Figura 2.9- Ensaio de Placa: (a) na superfície e (b) em cava.....	28
Figura 2.10– Gráfico obtido do ensaio de placa.....	28

Figura 2.11 (retirada de VELLOSO e LOPES, 1997) - (a) Conjunto superestrutura + elementos de fundação. (b) Viga equivalente + elementos de fundação.....	31
Figura 2.12 – Técnica da subestruturação (MOURA, 1995).....	36
Figura 2.13 – Modelo de Winkler.....	41
Figura 2.14 – Modelo de Filonenko-Borodich.....	43
Figura 2.15 – Modelo de Hetenyi.....	44
Figura 2.16 – Modelo de Pasternak.....	44
Figura 2.17 – Modelo de Kerr.....	45
Figura 2.18 – Modelo de viga sobre base elástica.....	45
Figura 2.19 – Novo modelo contínuo de Winkler.....	47
Figura 3.1 – Planta do pavimento tipo.....	52
Figura 3.2 – Divisão das paredes.....	53
Figura 3.3 – Fundação em sapata corrida.....	53
Figura 3.4a – Vista da parede P1 – X.....	54
Figura 3.4b – Vista da parede P2 – X.....	55
Figura 3.4c – Vista da parede P3 – X.....	56
Figura 3.4d – Vista das paredes P1 – Y.....	57
Figura 3.4e – Vista das paredes P2 – Y.....	58
Figura 3.4f – Vista das paredes P3 – Y.....	59
Figura 3.5 – Elemento tipo SHELL com quatro nós.....	63
Figura 3.6 – Tensões no elemento SHELL.....	63
Figura 3.7 – Modelo de fundação de Winkler.....	65
Figura 3.8 – Área de influência.....	67
Figura 3.9a – Seqüência construtiva de dois em dois andares.....	68
Figura 3.9b – Seqüência construtiva de quatro em quatro andares.....	68
Figura 3.10 – Esquema para cálculo da reação das lajes nas paredes.....	70
Figura 3.11 – Área de influência dos elementos.....	75
Figura 4.1 – Parede P1 – X.....	77
Figura 4.2 – Parede P2 – X.....	77
Figura 4.3 – Parede P3 – X.....	78

Figura 4.4 – Parede P1 – Y.....	78
Figura 4.5 – Parede P2 – Y.....	79
Figura 4.6 – Parede P3 – Y.....	79
Figura 4.7 – Apresentação tridimensional dos quatro primeiros andares do edifício.....	80
Figura 4.8 – Tensões na base da parede P1-X – Análise 01.....	81
Figura 4.9 – Tensões na base da parede P2-X – Análise 01.....	83
Figura 4.10 – Tensões na base da parede P3-X – Análise 01.....	84
Figura 4.11 – Tensões na base da parede P1-Y – Análise 01.....	86
Figura 4.12 – Tensões na base da parede P2-Y – Análise 01.....	87
Figura 4.13 – Tensões na base da parede P3-Y – Análise 01.....	89
Figura 4.14 – Tensões na base da parede P1-X – Análise 02.....	90
Figura 4.15 – Tensões na base da parede P2-X – Análise 02.....	92
Figura 4.16 – Tensões na base da parede P3-X – Análise 02.....	93
Figura 4.17 – Tensões na base da parede P1-Y – Análise 02.....	95
Figura 4.18 – Tensões na base da parede P2-Y – Análise 02.....	96
Figura 4.19 – Tensões na base da parede P3-Y – Análise 02.....	98

Lista de Tabelas

2.1 Valores típicos do Módulo de Elasticidade (BOWLES, 1988).....	18
2.2 Valores típicos do coeficiente de Poisson (BOWLES, 1988).....	19
2.3 Valores de k_{s1} em MN/m ³ (Terzaghi, 1955).....	29
3.1 Valores do coeficiente de rigidez K.....	71
4.1 (Parede P1-X) – Valores em kPa.....	81
4.2 (Parede P2-X) – Valores em kPa.....	82
4.3 (Parede P3-X) – Valores em kPa.....	84
4.4 (Parede P1-Y) – Valores em kPa.....	85
4.5 (Parede P2-Y) – Valores em kPa.....	87
4.6 (Parede P3-Y) – Valores em kPa.....	88
4.7 (Parede P1-X) – Valores em kPa.....	90
4.8 (Parede P2-X) – Valores em kPa.....	91
4.9 (Parede P3-X) – Valores em kPa.....	93
4.10 (Parede P1-Y) – Valores em kPa.....	94
4.11 (Parede P2-Y) – Valores em kPa.....	96
4.12 (Parede P3-Y) – Valores em kPa.....	97

Lista de Símbolos

E_s = Módulo de Elasticidade Longitudinal do Solo

G = Módulo de Elasticidade Transversal ou de Cisalhamento do Solo

ν = Coeficiente de Poisson do Solo

k_s = Módulo de Reação Vertical do Solo ou Coeficiente de Reação do Subgrade

σ = Tensão Normal

ε = Deformação Específica Média

σ_1 = Tensão Normal à Direção 1

σ_3 = Tensão Normal à Direção 3

E_{\tan} = Módulo de Elasticidade Tangente

E_{\sec} = Módulo de Elasticidade Secante

ε_1 = Deformação ao Longo do Eixo 1

ε_3 = Deformação ao Longo do Eixo 3

τ = Tensão de Cisalhamento

γ = Distorção

δ = Deformação Axial

ℓ = Comprimento

q = Carga Genérica por Metro Linear

h = Altura

Δh = Variação da Altura

R = Raio

ΔR = Variação do Raio

E = Módulo de Elasticidade Longitudinal

ε_R = Deformação Radial

ε_2 = Deformação ao Longo do Eixo 2

m_v = Coeficiente de Variação Volumétrica

$\Delta \varepsilon_v$ = Variação da Deformação Volumétrica

$\Delta \sigma_v$ = Variação da Tensão Volumétrica

σ_v = Tensão Volumétrica

D = Módulo de Compressão Edométrica

q = Pressão (carga por unidade de área)

w = Recalque

k_{s1} = Valor obtido para o k_s através do ensaio de placa quadrada de 1 pé

k_0 = Valor do k_s obtido através do ensaio de placa

q_u = Resistência de Ponta

\bar{q} = Pressão Média

ΣV = Somatório das Cargas Verticais

A = Área

$E_c I$ = Rigidez da Viga Equivalente

$\sum E_c I_v$ = Somatório das Rijeças das Vigas da Superestrutura

$\sum E_a I_a$ = Somatório da Rigidez dos Painéis de Alvenaria

$\{V\}$ = Vetor das Reações de Apoio Considerando-se a Interação Solo-Estrutura

$\{V_0\}$ Vetor das Reações de Apoio Considerando-se os Apoios como Indeslocáveis, desprezando-se a Interação Solo-Estrutura

$[SM]$ = Matriz da Estrutura, que Relaciona as Reações de Apoio Adicionais aos deslocamentos Unitários dos Mesmos

$\{\delta\}$ = Vetor dos Deslocamentos dos Apoios Considerando-se a Interação Solo-Estrutura

$[FM]$ = Matriz da Fundação, que Relaciona os Deslocamentos dos Apoios a carregamentos Unitários dos Mesmos

I = Matriz Identidade

$[S_{EE}^*]$ - Matriz de Rigidez do Sistema Completo Reduzida para os Graus de Liberdade Relativos aos Nós Tipo E;

$\{D_E\}$ - Vetor dos Graus de Liberdade Relativos aos Nós Comuns às Duas Subestruturas;

$\{F_E^*\}$ - Vetor das Ações Nodais do Sistema Completo, Reduzido para os Graus de Liberdade dos Nós Tipo E;

$[S_{EA}^*]$ - Matriz de Rigidez da Subestrutura 1 Reduzida para os Graus de Liberdade Tipo E;

$[S_{EB}^*]$ - Matriz de Rigidez da Subestrutura 2 Reduzida para os Graus de Liberdade Tipo E;

$\{F_{EA}^*\}$ - Vetor das Ações Nodais da Subestrutura 1 Reduzido para os Graus de Liberdade dos Nós Tipo E;

$\{F_{EB}^*\}$ - Vetor das Ações Nodais da Subestrutura 2 Reduzido para os Graus de Liberdade dos Nós Tipo E.

$\{D_A\}$ = Vetor de Deslocamentos Nodais do Tipo A

$\{D_B\}$ = Vetor de deslocamentos nodais do tipo B

$\{F_A\}$ = Vetor de ações nodais externas relacionado aos deslocamentos nodais do tipo A

$\{F_B\}$ = Vetor de ações nodais externas relacionado aos deslocamentos nodais do tipo B

$\{F_E\}$ = Vetor de ações nodais externas relacionado aos deslocamentos nodais do tipo E

$\{f_i\}_j$ = ações nodais do elemento i da subestrutura j

$[s_i]_j$ - matriz de rigidez do elemento i da subestrutura j

$\{d_i\}_j$ - deslocamentos nodais do elemento i da subestrutura j

$\{ee_i\}_j$ - ações de engastamento perfeito do elemento i da subestrutura j

T = Força de tração no modelo de Filonenko-Borodich

∇^2 = Operador de Laplace Filonenko-Borodich

$D = (E_p h_p^3)/(12(1 - \nu_p)^2)$ = Rigidez flexural da placa elástica no modelo de Hetenyi

E_p = Módulo de Elasticidade da placa no modelo de Hetenyi

ν_p = Coeficiente de Poisson do material da placa no modelo de Hetenyi

h_p = Espessura da placa no modelo de Hetenyi

G = Módulo de cisalhamento da camada de cisalhamento no modelo de Pasternak

$E_b I_b$ = Rigidez flexural da viga no modelo de analogia viga-coluna

C_{p1} e C_{p2} = Constantes no modelo de analogia viga-coluna

H = Profundidade da base rígida adotada no modelo de analogia viga-coluna

E e G = Constantes elásticas do material de fundação no modelo de Reissner

H = Espessura da camada de fundação no modelo de Reissner

γ_a = Peso próprio da alvenaria

E_a = Módulo de elasticidade da alvenaria

ν_a = Coeficiente de Poisson da alvenaria

γ_c = Peso próprio do concreto

E_c = Módulo de elasticidade do concreto

ν_c = Coeficiente de Poisson do concreto

K = Rigidez do solo

K_i = Rigidez relativa ao nó i ;

A_i = Área de influência do nó i

Resumo

Neste trabalho serão analisados os valores obtidos para as tensões na base das paredes de alvenaria do primeiro pavimento de um edifício em alvenaria estrutural, se apoiando em sapata corrida, levando-se em conta os efeitos resultantes da interação entre as partes integrantes do sistema estrutural e o solo no qual se apóia.

Será feito um breve estudo sobre os vários modelos de solo para a avaliação da interação solo-estrutura visando escolher o mais adequado para simular o comportamento de uma edificação. Após a escolha do modelo para a representação do solo, será feita a modelagem e a análise da edificação através de um programa comercial baseado no método dos elementos finitos.

Para que se possa avaliar a influência da interação solo-estrutura na distribuição de tensões, o solo de fundação será representado por modelos de cálculo diferentes, variando de um modelo onde o solo é considerado bastante rígido até um solo pouco rígido. Também será avaliada a influência do processo de carregamento da estrutura na redistribuição das tensões, analisando-se os resultados para a hipótese de carregamento instantâneo, de dois em dois andares e de quatro em quatro andares.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, interação solo-estrutura, tensões, modelagem.

Abstract

In this work will be analyzed the values obtained for the stresses in the base of the walls of masonry of the first pavement of a building in structural masonry and resting in strip foundation, considering the resulting effects of the interaction among the integral parts of the structural system and the soil in which it rests.

It will be made a brief study on the several soil models for the evaluation of the soil-structure interaction aiming to choose the most appropriate to simulate the behavior of a construction. After the choice of the model for the representation of the soil, it will be made the modeling and the analysis of the construction through a commercial program based on the finite elements method.

So that can evaluate the influence of the soil-structure interaction in the distribution of stresses, the foundation soil will be represented by different models of calculation, varying of a model where the soil is considered plenty stiff until a soil little stiff. Also the influence of loading process of the structure will be evaluated in the redistribution of stresses, being analyzed the results for the hypothesis of instantaneous loading, of two in two floors and of four in four floors.

Keywords: structural masonry, soil-structure interaction, stress, modeling.

1

Introdução

1.1 - Histórico

Quando se fala em alvenaria estrutural a idéia principal que se tem desse sistema construtivo é a de que suas paredes possuem dupla função, ou seja, além de trabalhar como elementos de vedação elas são responsáveis também pela sustentação da própria estrutura, assumindo a função estrutural.

Este sistema é o mais antigo em utilização pela civilização humana. Inicialmente se limitava ao empilhamento puro e simples das unidades, como é o caso das Pirâmides de Guizé, datadas de 2600 a.c. (figura 1.1).

Com o passar do tempo o sistema foi se desenvolvendo e surgiram obras mais marcantes do ponto de vista estrutural como o Farol de Alexandria com cento e vinte metros de altura e construído por volta do ano 280 a.c. (figura 1.2), o Coliseo Romano em 70 d.c. (figura 1.3) que era sustentado por um conjunto de pórticos formados por pilares e arcos, a Catedral de Reims (entre 1211 e 1300 d.c.) que demonstra a técnica

aprimorada de se conseguir vãos relativamente grandes utilizando-se apenas estruturas comprimidas (figura 1.4).



Figura 1.1 – Pirâmides de Guizé



Figura 1.2 – Farol de Alexandria



Figura 1.3 – Coliseo Romano



Figura 1.4 – Catedral de Reims

Já nos tempos mais modernos, temos como exemplos o Edifício Monadnock que foi construído entre os anos de 1889 a 1891 e possui dezesseis pavimentos totalizando 65m de altura (figura 1.5) e o Hotel Escalibur que é considerado o mais alto edifício em alvenaria estrutural da atualidade com altura correspondente a vinte e oito pavimentos. No entanto, estas construções não dispunham das técnicas atuais e ainda utilizavam unidades que ultrapassavam um metro de largura em sua base.



Figura 1.5 – Edifício Monadnock

No Brasil, a utilização deste sistema construtivo de forma mais elaborada com a finalidade de se construir edifícios de maneira mais racional e econômica supõe-se que tenha tido início em 1966 em São Paulo com edifícios de quatro pavimentos. Em 1972, também em São Paulo, construiu-se o Condomínio Central Parque da Lapa com quatro blocos de doze pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto. Já em alvenaria não-armada, apenas em 1977 é que se tem notícias dos primeiros edifícios construídos, tendo nove pavimentos.

Entretanto, ao contrário de países com França, Inglaterra, Estados Unidos, Canadá e Austrália, que desde há muito tempo vêm desenvolvendo pesquisas e elaborando normas técnicas sobre o cálculo e procedimentos construtivos que propiciaram o

abandono do aspecto empírico e intuitivo da alvenaria, passando a adotar métodos mais racionais, o Brasil não seguiu o mesmo caminho. Com isso, a alvenaria estrutural perdeu lugar para os outros sistemas construtivos.

Apenas recentemente é que o Brasil passou a investir de forma mais ampla em pesquisas e grandes construtoras passaram a adotar a alvenaria estrutural em suas edificações, principalmente aquelas destinadas à camada da população de menor poder aquisitivo.

Com a crescente melhoria da qualidade dos materiais empregados, aliada ao desenvolvimento de técnicas construtivas mais simples, tornou-se possível reduzir os custos da obra mantendo um nível desejável de qualidade. Deste modo, já não é novidade nos dias de hoje edifícios destinados à classes mais abastadas de nossa sociedade serem construídos em alvenaria estrutural (figuras 1.6 e 1.7).



Figura 1.6 – Edifício Altos Montes



Figura 1.7 – Edifício Província de Ravena

1.2- Justificativa

O avanço tecnológico experimentado nos últimos anos tanto na mão-de-obra quanto nas técnicas construtivas, fazem da alvenaria estrutural uma alternativa viável quando se pensa em edifícios residenciais. Isto porque a alvenaria estrutural permite que se faça construções mais rápidas e econômicas em comparação com as outras técnicas construtivas.

Entretanto, apesar das várias pesquisas já realizadas, ainda há muito que se estudar e uma área bem carente de estudos é a que trata da interação entre o solo de fundação e a estrutura da edificação a ser construída. O modelo usado pela maioria dos projetistas não retrata 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. Na realidade, o peso de toda a estrutura comprime e deforma o solo subjacente e, em

conseqüência, a hipótese do projeto nunca é inteiramente satisfeita. 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 (figura 1.8).

As tensões suplementares produzidas por essa distorção não são consideradas no projeto da superestrutura. Em muitos casos, porém, elas são suficientemente importantes para prejudicar a aparência de um edifício ou causar dano permanente e irreparável comprometendo a sua vida útil e podendo levá-la ao colapso.

A utilização de metodologias mais criteriosas e consistentes, em que sejam considerados os efeitos provocados pela interação solo-estrutura, torna possível se fazer uma avaliação do comportamento estrutural destas edificações de maneira mais realista. E, uma vez o comportamento estrutural sendo estimado de maneira mais acurada, trará vantagens tanto em relação à economia quanto ao nível de segurança e confiabilidade das construções, viabilizando soluções construtivas que não seriam possíveis se tratadas de maneira convencional.

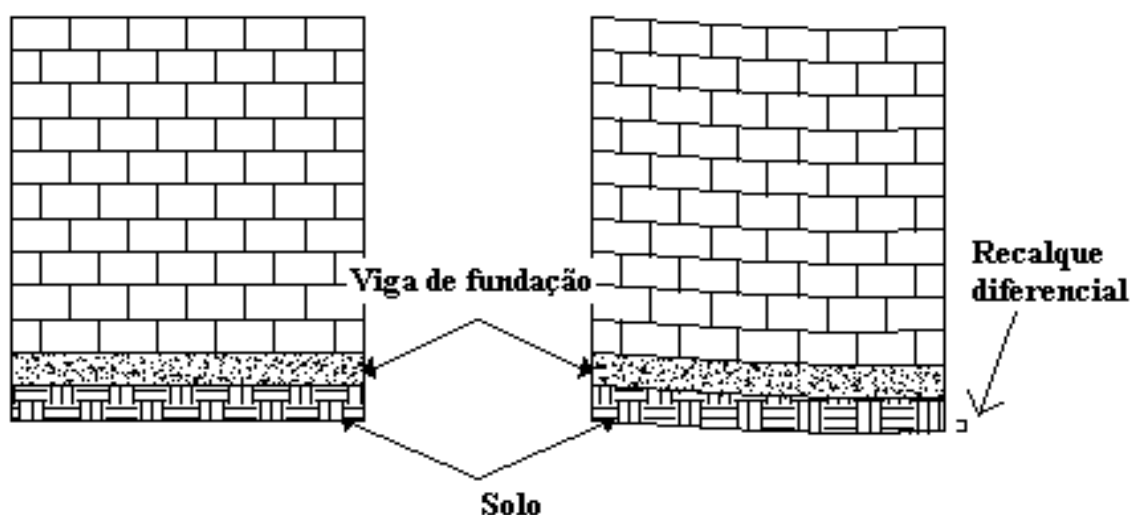


Figura 1.8 – Situação de projeto x comportamento real da fundação

1.3 - Objetivos

Este trabalho tem como objetivo fazer um estudo comparativo da distribuição das tensões normais nas paredes de uma edificação produzidas pelas ações verticais considerando-se a estrutura apoiada em base rígida e em base deformável utilizando-se modelagem numérica tridimensional através do Método dos Elementos Finitos (MEF) para a estrutura e modelos simplificados para modelamento do solo de fundação, além da consideração do efeito construtivo incremental.

1.4 - Organização do Trabalho

No capítulo 2 serão apresentados e definidos alguns conceitos relevantes para o estudo da interação solo-estrutura. Será apresentada uma breve revisão bibliográfica envolvendo a interação solo-estrutura com destaque para a influência de diversos fatores na redistribuição de tensões na alvenaria. Além disso, serão abordados os efeitos introduzidos numa edificação devidos à esta interação. Também serão apresentadas algumas metodologias para análise da interação e vários modelos disponíveis para se modelar o solo de fundação.

No capítulo 3 será feita a apresentação do edifício-modelo a ser usado na análise e alguns parâmetros que serão adotados para a modelagem da superestrutura e para a fundação. Também se fará uma discussão sobre o modelo adotado na modelagem do solo de fundação. Serão apresentados os modelos de cálculo utilizados com as considerações sobre a rigidez do solo e do processo de carregamento adotado para cada um. Serão comentadas as simplificações adotadas na modelagem da estrutura e os carregamentos aos quais a mesma estará submetida. Além disso, será apresentado o modo como se calculará o valor do coeficiente de rigidez K em cada nó da base da parede, bem como se apresentará as tabelas com os valores para os modelos utilizados.

No capítulo 4 estará apresentada a malha de elementos finitos utilizada para a modelagem das paredes do edifício, além de tabelas e gráficos com os valores das

tensões obtidas para os diversos elementos de cada parede para todos os modelos de cálculo. Também será feita uma análise da influência da ISE e da deformabilidade do meio solo, além do processo de carregamento da estrutura na distribuição de tensões em cada parede através dos valores obtidos em todos os modelos de cálculo.

O capítulo 5 será reservado para a apresentação das conclusões a que se pode chegar depois do estudo realizado e para sugerir novos trabalhos na área da ISE em edifícios de alvenaria estrutural.

2

Revisão Bibliográfica e Conceitos Relevantes no Estudo da ISE

O projeto estrutural convencional de uma edificação é desenvolvido quase sempre admitindo-se a hipótese dos apoios serem indeslocáveis. O projeto de fundação, por sua vez, é desenvolvido levando-se em consideração apenas as cargas nos apoios (obtidas no projeto estrutural convencional) e as propriedades do terreno de fundação, desprezando-se o efeito da rigidez da estrutura (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994). Porém, dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a Interação Solo-Estrutura – ISE pode modificar significativamente o desempenho da edificação.

Normalmente, considera-se nos projetos convencionais que os elementos estruturais trabalham de maneira isolada. Porém, na prática isto não acontece. Há uma solidarização entre estes elementos, restringindo o movimento relativo entre os apoios fazendo com que haja uma redistribuição de esforços nos elementos da estrutura e uma diminuição nos recalques diferenciais observados em comparação àqueles previstos convencionalmente. Entretanto, em decorrência da ISE, há o surgimento de esforços

internos nos elementos estruturais como momentos fletores e forças cortantes nas vigas, além de momentos e forças normais nos pilares.

Neste trabalho, utiliza-se o edifício mostrado em planta na figura 2.1 como edifício-modelo para se proceder a análise das tensões. O conjunto estrutura-fundação-solo é modelado através do método dos elementos finitos, utilizando-se o programa de cálculo computacional SAP2000 – versão 8.1.

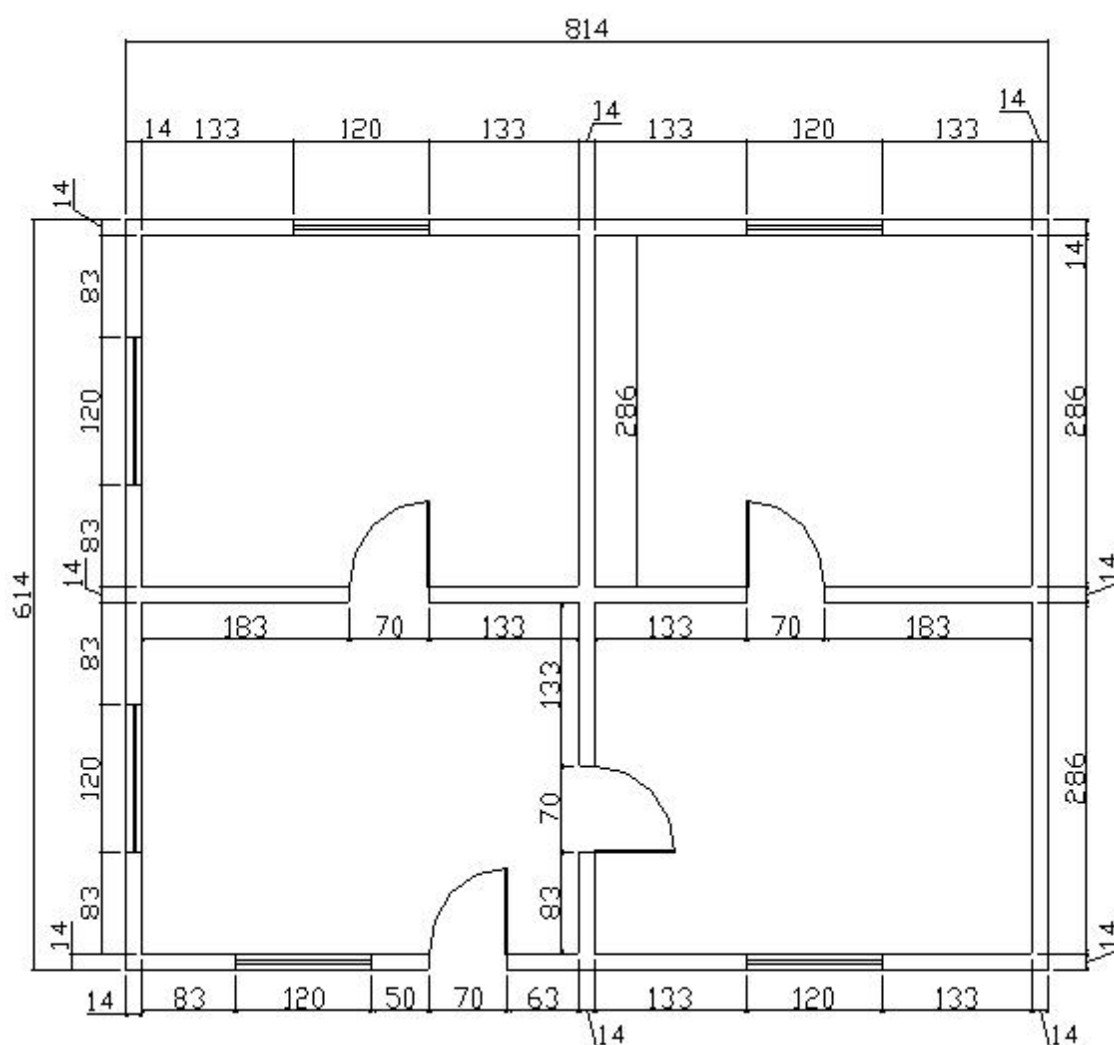


Figura 2.1 – Edifício-modelo mostrado em planta.

São utilizados alguns modelos de cálculo onde o solo de fundação é representado por apoios fixos ou por molas, variando-se a sua constante elástica K de modo a permitir que se varie o grau de deformabilidade do solo, objetivando-se comparar a influência

deste parâmetro na distribuição de tensões nos elementos da base das paredes de alvenaria. Além desta análise, também é avaliado a influência do processo de carregamento da estrutura, comparando-se modelos onde se considera a mesma sendo carregada instantaneamente com modelos onde o carregamento se dá por etapas, buscando se aproximar do que acontece no modelo real.

2.1 – Revisão Bibliográfica da Interação Solo-Estrutura

2.1.1 – Efeitos Introduzidos em uma Edificação Devido a ISE

Em diversos trabalhos publicados (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1990; GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994 e GUSMÃO, 1994) fica evidente a influência da ISE no desempenho de uma edificação. Em todos os casos estudados observa-se que há transferência de carga dos pilares mais carregados para os menos carregados; os recalques medidos são menores que os estimados de maneira convencional e os recalques diferenciais medidos são menores que os estimados convencionalmente, mostrando que há uma suavização na deformada de recalques devido ao efeito da ISE.

MOURA (1999) avalia tridimensionalmente, através do programa computacional *Sistema Edificio* (FONTE, 1992), os efeitos da ISE no comportamento da superestrutura e da fundação em uma edificação. Os resultados obtidos confirmam a existência da transferência de carga dos pilares mais carregados para aqueles menos carregados e a tendência à suavização da deformada de recalques. Além disto, observa-se também, o aparecimento de esforços nos elementos estruturais, sendo que os momentos fletores nas vigas e pilares diminuem à medida que se aumenta o número de pavimentos, o mesmo sendo observado também para os esforços normais introduzidos nos pilares. Este comportamento é confirmado pelo trabalho de FONTE et all (2001).

2.1.2 – Influência da Rigidez na Redistribuição dos Esforços

A uniformização dos recalques, a redistribuição de cargas nos pilares e de esforços nos elementos estruturais são função da rigidez global da estrutura. Já a rigidez é dependente de uma série de fatores, entre eles o número de pavimentos da edificação (ou sua altura). Na medida em que se aumenta o número de pavimentos observa-se um aumento na rigidez. No entanto, esta relação não é linear, conforme observa GUSMÃO (1989). Há uma maior influência nos primeiros pavimentos, que, de acordo com GOSHY (1978), se deve ao fato de estruturas abertas com painéis se comportarem, segundo planos verticais, como se fossem vigas-parede.

MADUREIRA et all (2000) obtiveram resultados através de simulação numérica para pórticos de quatro, oito, dezesseis e trinta e dois pavimentos e, considerando a estrutura como viga do tipo “Verandeel” sujeita a flexão simples para avaliar a influência do número de pavimentos da edificação. Neste trabalho, observa-se claramente que há uma tendência à diminuição da susceptibilidade para a redistribuição de esforços na medida em que se aumenta a quantidade de pavimentos e, portanto, a rigidez global da estrutura.

Em seu trabalho, CAVALCANTE et all (2004) avaliaram o comportamento de uma estrutura de dezoito pavimentos através da medição de recalques e distorções angulares comparados com valores estimados. Os resultados comprovaram a influência da rigidez nos resultados destas variáveis. Observou-se que as distorções medidas apresentaram-se bem superiores àquelas estimadas, para os estágios iniciais de carga, tendendo a diminuir em relação às distorções estimadas com o acréscimo do estágio de carga do prédio, ratificando a tendência de uniformização dos recalques observados com o acréscimo da rigidez da estrutura. Quanto à redistribuição de cargas nos pilares, o estudo mostrou que a partir de certo estágio, quando a deformada de recalques atinge uma configuração praticamente constante (aqui à partir do quinto pavimento), o aumento do número de pavimentos (% da carga final) pouco contribui para a redistribuição de cargas, confirmando o que foi dito por GUSMÃO (1989) e GOSHY (1978).

2.1.3 – Influência do Processo de Carregamento

Outro aspecto importante em uma análise de ISE diz respeito ao processo de carregamento avaliado no projeto. Muitos projetistas assumem em seus cálculos que o carregamento da estrutura se dá de maneira instantânea, ou seja, calculam a estrutura como se ela já estivesse sob o efeito do carregamento total. Porém, isto não é real e o carregamento da mesma aumenta gradativamente na medida em que se aumenta o número de pavimentos ou a altura.

FONTE et all (1994), estudaram os efeitos do processo de carregamento em um edifício de catorze andares em estrutura de concreto armado com 38m de comprimento longitudinal, 22m de largura e 48m de altura, através de quatro modelos diferentes para previsão de recalques: três usando o método dos elementos finitos e considerando a ISE e um quarto utilizando métodos empíricos a partir de valores do Índice de Resistência à Penetração “N” obtido nos ensaios Standard Penetration Test – SPT. Entre os modelos que utilizavam o MEF, um considerava o carregamento instantâneo de toda a estrutura, outro considerava a seqüência construtiva andar por andar e o último considerava uma seqüência de dois em dois andares. O modelo baseado nos valores de N do SPT considerava carregamento instantâneo sem levar em consideração a ISE. Os valores obtidos através dos quatro modelos foram comparados com aqueles medidos na estrutura construída, sendo possível chegar às seguintes conclusões: (1) o modelo que considera o carregamento instantâneo sem ISE superestima os recalques diferenciais; (2) o modelo que considera a ISE e aplica carregamento instantâneo subestima os recalques em cerca de 11%, devido a consideração implícita de uma rigidez para a estrutura maior que a real; (3) os resultados mais acurados foram conseguidos pelos modelos que consideraram aplicação gradual das cargas e, conseqüentemente, o enrijecimento crescente da estrutura; e (4) entre os modelos que aplicam gradualmente as cargas, os resultados foram praticamente os mesmos, indicando que a diferença entre simular andar por andar ou dois a dois é praticamente inexistente.

MOURA (1999) também estudou os efeitos do processo de carregamento em um edifício de dezenove andares para avaliação de recalques diferenciais e totais, além de

esforços introduzidos na estrutura devido à ISE e às cargas na fundação. Nos resultados obtidos observa-se influência moderada da seqüência construtiva com relação aos recalques e a distribuição de cargas na fundação. Porém, no que diz respeito aos esforços introduzidos na estrutura devido a ISE, a consideração da seqüência construtiva tem efeito relevante, resultando em valores maiores nos primeiros pavimentos e menores nos pavimentos superiores quando comparados com uma análise considerando carregamento instantâneo, o que pode levar o projetista a subestimar os esforços, sendo a causa de patologias futuras nestes pavimentos.

FONTE et all (2001), por meio de uma ferramenta computacional, compararam os resultados obtidos para os recalques de uma estrutura e esforços devidos a ISE, considerando-se, ou não, o efeito construtivo incremental. Os valores encontrados levaram à conclusões semelhantes às obtidas por FONTE et all (1994) e MOURA (1999). Acrescenta-se ainda que, admitindo-se que os recalques sofridos pela estrutura sejam praticamente imediatos, a seqüência construtiva andar por andar é a que simula o comportamento da estrutura de maneira mais realista.

2.1.4 – Efeito da Anisotropia do Solo

LEE e SMALL (1991) utilizaram o método das camadas finitas para estudar o comportamento de estacas carregadas lateralmente em solos transversalmente anisotrópicos e a influência desta anisotropia na resposta fornecida pelo modelo. Para este estudo, usaram as propriedades básicas equivalentes àquelas para argila sobre consolidada de Londres. Com relação à deflexão o modelo anisotrópico prediz valores menores comparados ao modelo isotrópico e esta diferença é menor para estacas flexíveis. Comparando com valores 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 que o modelo isotrópico, exceto próximo à superfície.

2.1.5 – Efeito da Deformabilidade do Solo

De acordo com 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 seis ou oito pavimentos. Em estruturas a partir de dez a doze pavimentos, esta influência tende a uma atenuação, na medida em que se aumenta a quantidade de pavimentos.

As observações descritas acima foram comprovadas por MADUREIRA et all (2000), através de resultados de uma simulação numérica, via MEF, da distribuição de cargas em pilares de estruturas aperticadas, 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 deseja representar. Nas simulações os autores consideraram estruturas de quatro, oito, dezesseis e trinta e dois pavimentos. Os resultados obtidos confirmam uma tendência maior na 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.

2.2 - Conceitos Fundamentais Para o Estudo da ISE

2.2.1 – Propriedades Elásticas do Solo

O Módulo de Elasticidade Longitudinal E_s , o Coeficiente de Poisson ν e o Módulo de Reação Vertical ou Coeficiente de Reação do Subgrade k_s são as propriedades elásticas

de interesse quando se deseja estudar o comportamento do solo que serve de apoio para algum carregamento (BOWLES, 1988).

Submetendo-se um corpo de prova a um ensaio de compressão não-confinado (fig. 2.2), com tensão (σ) uniformemente distribuída nas suas faces opostas, a razão entre o encurtamento provocado e o comprimento inicial do corpo correspondente à deformação (ε). Sendo o material elástico, há uma proporcionalidade entre a tensão e a deformação, expressa pelo módulo de elasticidade E , conforme a lei de Hooke:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h} \quad (2.2)$$

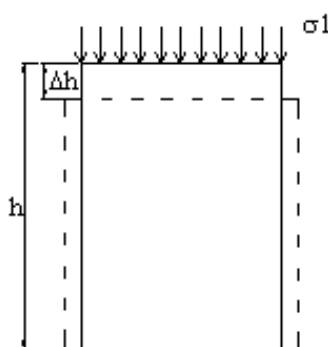


Figura 2.2 – Ensaio de compressão não-confinado.

Pode-se obter o valor do Módulo de Elasticidade E_s através do gráfico tensão-deformação ($\sigma \times \varepsilon$) obtido com os resultados de ensaios triaxiais (fig. 2.3), podendo ser o módulo tangente ou secante.

O valor do Módulo de Elasticidade também pode ser estimado com base em resultados de ensaios realizados no campo, tais como o Standard Penetration Test – SPT e o Cone Penetration Test – CPT entre outros.

Uma outra maneira de se obter o valor de E_s é através de valores publicados na literatura como na tabela 2.1 sugerida em BOWLES (1988).

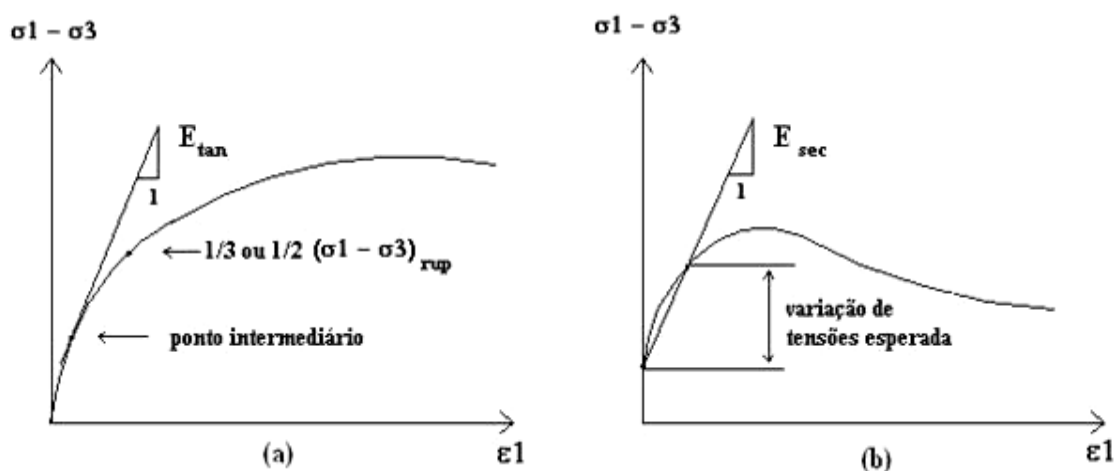


Figura 2.3 - Gráficos comportamento $\sigma \times \varepsilon$ para determinação do módulo de elasticidade longitudinal E_s , (a) Módulo Tangente e (b) Módulo Secante

Tabela 2.1 – Valores típicos do Módulo de Elasticidade (BOWLES, 1988)

Tipo de Solo	Mod. De Elasticidade E_s (MPa)
Argila muito mole	2 – 15
Argila mole	5 – 25
Argila média	15 – 50
Argila dura	50 – 100
Argila arenosa	25 – 250
Areia siltosa	5 – 20
Areia fofa	10 – 25
Areia compacta	50 – 81
Areia fofa e pedregulhos	50 – 150
Areia compacta e pedregulhos	100 – 200
Silte	2 – 20

Proporcionalmente a ε_1 , ocorrem também deformações laterais (ε_2 e ε_3), em direções normais à de aplicação da força. O coeficiente de Poisson (ν) relaciona essas grandezas da seguinte forma:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_2 = -\nu\varepsilon_1 \quad (2.3)$$

O valor do ν pode ser negativo se há contração lateral. De acordo com a Teoria da Elasticidade o valor de ν varia de -1 a 0.5. Em problemas práticos, devido às grandes dificuldades encontradas na sua medição, costuma-se assumir para ν valores indicados na literatura como os da tabela 2.2 sugeridos em BOWLES (1988).

Tabela 2.2 – Valores típicos do coeficiente de Poisson (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

O Módulo de Elasticidade Transversal G , também conhecido como Módulo de Cisalhamento, é definido como sendo a relação entre a tensão de cisalhamento τ e a distorção γ , conforme esquematizado na figura 2.4. Pode ser expresso em função do E_s e do ν :

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} ; \quad (2.4)$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} ; \quad (2.5)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{\ell} ; \quad (2.6)$$

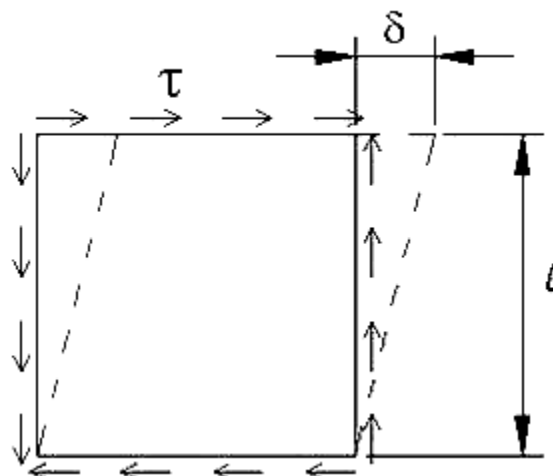


Figura 2.4 – Deformação devida à tensão de cisalhamento, distorção γ .

O Módulo de Reação Vertical será definido mais adiante.

2.2.2 – Isotropia e Homogeneidade dos Solos

Um material isotrópico é aquele no qual as propriedades elásticas (E_s e ν) são as mesmas em todas as direções. As propriedades elásticas para materiais anisotrópicos são diferentes nas diferentes direções. Um material é homogêneo quando as suas propriedades físicas e composicionais são as mesmas através do volume de interesse.

Quase todos os tipos de solo de ocorrência natural são anisotrópicos e não-homogêneos. A anisotropia é produzida de uma combinação de posicionamento das partículas durante a formação e de tensões de sobrecarga. Em solos naturais isto geralmente resulta em planos de acamamento horizontais tendo as propriedades elásticas e de resistência diferentes para amostras tensionadas paralela ou perpendicularmente a estes planos.

Depósitos de solos não-homogêneos podem ocorrer devido ao confinamento de partículas ao longo da profundidade, da contaminação da massa de solo durante a deposição e da presença de lentes ou estratos de diferentes materiais na profundidade de interesse. O acréscimo na compactação de partículas e tensão de confinamento com a profundidade sempre produz um acréscimo no módulo de elasticidade do solo, o qual é

usualmente não-linear. Entretanto, tem sido comum assumir uma massa de solo como semi-infinita, homogênea e isotrópica, mesmo em perfis de solo estratificados, como uma conveniência computacional (BOWLES, 1988).

2.2.3 – Comportamento do Solo

O comportamento mecânico do solo é tão complexo que uma simulação matemática do mesmo é sempre uma árdua tarefa para os engenheiros (DUTTA e ROY, 2002).

O solo é composto de partículas sólidas que possuem certa liberdade para se deslocarem umas em relação às outras. Entretanto, esse movimento não ocorre tão facilmente como nos fluidos. Ao se aplicar cargas a um solo seco, surgem forças de contato entre as partículas fazendo com que ocorra uma deformação elástica ou plástica das partículas sólidas, aumentando a área de contato entre elas. Em alguns casos pode haver esmagamento de partículas. Na existência de partículas em forma de placa, estas podem fletir, permitindo movimento relativo entre partículas adjacentes. Se a tensão de cisalhamento for maior que a resistência ao cisalhamento na interface de contato pode haver o escorregamento entre partículas.

Desta forma, a deformação de uma massa de solo é resultado da deformação individual de cada partícula e do movimento relativo entre elas. Entretanto, não é viável se determinar o comportamento do solo a partir do que ocorre em cada interface de contato entre partículas, sendo suas propriedades avaliadas para um sistema composto de um grande número delas.

Como as partículas sólidas não conseguem ocupar todo o volume disponível, mesmo estando confinadas, o espaço vazio entre os grãos do solo é preenchido por ar e/ou líquido, geralmente água. A presença da fase fluida interfere nos processos de transmissão de forças, alterando o comportamento do solo. Mesmo não estando em contato direto, duas partículas sólidas adjacentes podem transmitir forças normais ou até tangenciais por meio do fluido existente entre elas.

Devido à característica de permeabilidade do solo, um fluxo de água pode surgir quando há diferenças de pressões na água entre regiões distintas do maciço. Esse fluxo altera as forças de contato entre os grãos sólidos, influenciando nas resistências à compressão e ao cisalhamento do solo.

Fisicamente, quando se aplica uma carga em uma massa de solo (não completamente saturado), as partículas de solo tendem a atingir uma configuração estrutural tal que sua energia potencial será mínima e, conseqüentemente, a estabilidade é alcançada. Até um certo nível de tensão, a conseqüente deformação da massa de solo neste processo é elástica, e pode atingir o comportamento plástico dependendo da magnitude de carga que é aplicada.

2.2.4 – Sapata Corrida

A sapata corrida é uma fundação do tipo direta ou superficial, que transfere ao solo o carregamento das paredes do edifício de alvenaria estrutural na forma de carga uniformemente distribuída, obtendo-se assim um melhor aproveitamento da capacidade de carga do mesmo.

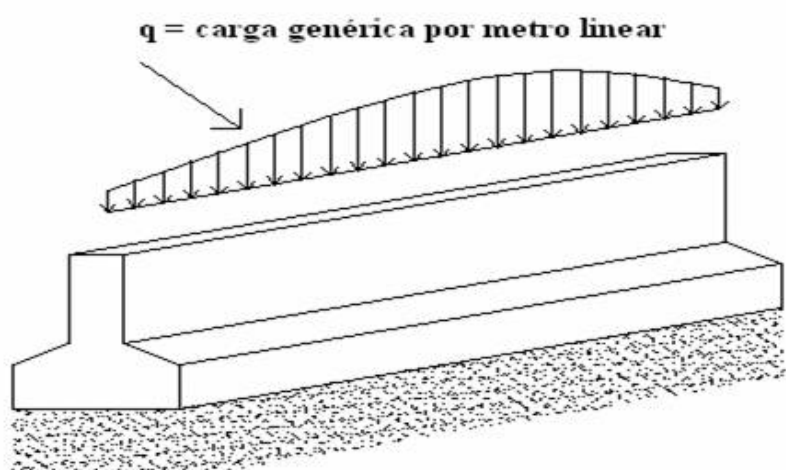


Figura 2.5 – Sapata corrida

2.2.5 – Tensões Admissíveis no Solo

Segundo a NBR 6122 (1996), a tensão admissível em fundações por sapatas é a tensão aplicada ao solo que provoca apenas recalques que a construção pode suportar oferecendo segurança contra a ruptura do solo ou do elemento estrutural (sapata). Para a determinação da tensão admissível aplicada ao solo tem-se os métodos teóricos, prova de carga, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

2.2.6 – 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 resultado 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.

Um dos aspectos de maior interesse para a engenharia geotécnica é a determinação das deformações provenientes de carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície. A estas deformações geralmente damos o nome de recalques. Os recalques admitidos para a estrutura variam de acordo com a finalidade e o tipo da mesma de maneira a não comprometer o uso da mesma, sendo os valores recomendados largamente divulgados na literatura.

Os recalques ou deformações verticais podem ser de dois tipos: aqueles que ocorrem rapidamente após a construção e aqueles que se desenvolvem lentamente após a aplicação das cargas. Deformações rápidas são observadas em solos arenosos ou argilosos não-saturados. Já nos solos argilosos saturados os recalques são muito lentos, pois é necessária a saída da água dos vazios do solo.

O comportamento de um determinado tipo de solo depende da sua constituição e do estado em que o mesmo se encontra, podendo ser expresso por parâmetros que são obtidos em ensaios ou através de correlações estabelecidas entre estes parâmetros e as

diversas classificações. Pode-se citar dois tipos de ensaios que geralmente são usados para a determinação da deformidade dos solos: o Ensaio de Compressão Triaxial e o Ensaio de Compressão Edométrica.

2.2.6.1 – Ensaio de Compressão Triaxial Convencional

Este ensaio consiste na aplicação de um estado de tensões hidrostático constante, correspondente à chamada tensão confinante (σ_3), e de um carregamento axial, σ_1 , sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Um esquema do ensaio pode ser visto na figura 2.6. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são obtidos com as seguintes relações:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} \quad (2.7)$$

$$\nu = \frac{\Delta r/r}{\Delta h/h} = - \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.8)$$

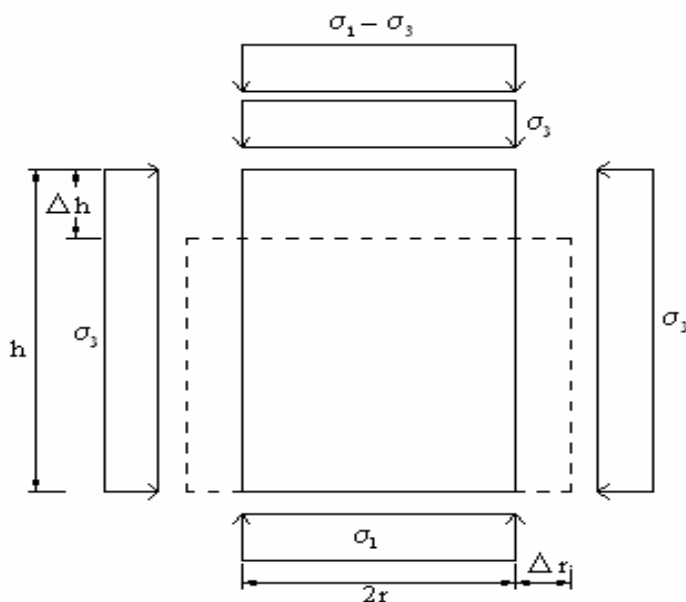


Figura 2.6 – Ensaio de compressão triaxial

Na figura 2.7a é mostrado o gráfico construído com os dados provenientes do ensaio triaxial convencional. Se for utilizado um procedimento mais rigoroso, em que a amostra sofre um adensamento anisotrópico antes da fase de carregamento uniaxial,

representando o estado de tensões em campo, o módulo de elasticidade é tirado na faixa de variação de tensões esperada (fig. 2.7b).

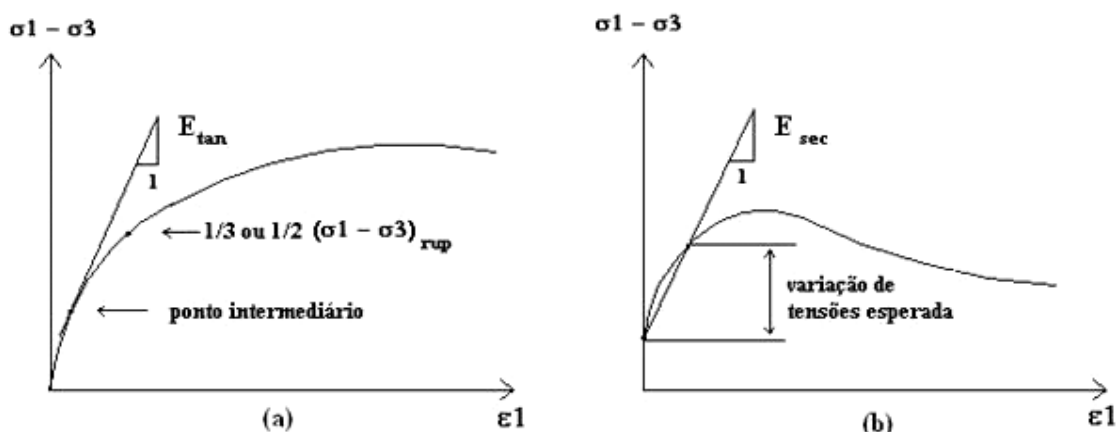


Figura 2.7 – (a) módulo de elasticidade tangente e (b) módulo de elasticidade secante.

2.2.6.2 – Ensaio de Compressão Edométrica

O ensaio consiste na compressão do solo contido dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$). Este tipo de ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam. É o ensaio mais utilizado na previsão de recalques em argilas.

Pela facilidade de sua aplicação, o ensaio de compressão edométrica é considerado representativo das situações em que se pode admitir que o carregamento feito na superfície, ainda que em área restrita como uma sapata, provoquem no solo uma deformação só de compressão, sem haver deformações laterais (figura 2.8).

Observa-se nos resultados obtidos que a variação da deformação com as tensões não é linear. Do ensaio de compressão edométrica obtém-se os seguintes parâmetros:

$$\text{Coeficiente de variação volumétrica: } m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma_v}; \quad (2.9)$$

Módulo de compressão edométrica: $D = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \varepsilon_v} = \frac{1}{m_v}$; (2.10)

Obtém-se também a relação entre D e E:

$$D = \frac{(1 - \nu) * E}{(1 - \nu - 2\nu^2)}$$
 (2.11)

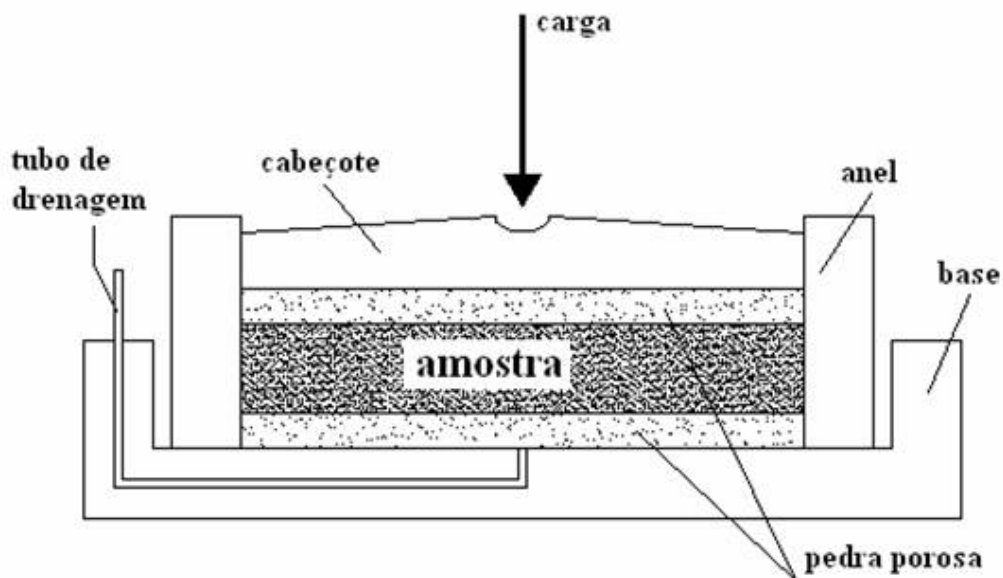


Figura 2.8 – Esquema da câmara de ensaio de compressão edométrica

2.2.6.3 – Cálculo dos Recalques

Os recalques provenientes de um carregamento feito na superfície do terreno podem ser calculados ou estimados de diversas maneiras, como pelos métodos racionais (baseados na Teoria da Elasticidade e os Métodos Numéricos), os métodos semi-empíricos (baseados no SPT e no CPT) e os métodos empíricos pelos quais os recalques são previstos com base na descrição do terreno feita através de investigações de campo e ensaios de laboratório.

2.2.7 – Módulo de Reação Vertical ou Coeficiente de Reação do Subgrade k_s

2.2.7.1 – Conceituação

Segundo Winkler (1867) *apud* Terzaghi (1955), o termo Reação do Subgrade indica a pressão q por unidade de área da superfície de contato entre uma viga ou uma placa carregada e o solo no qual se apóia e para o qual transfere a carga. O Módulo de Reação Vertical k_s é definido como a razão entre essa pressão em qualquer ponto da superfície de contato q e o recalque produzido w pela aplicação da carga naquele ponto:

$$k_s = \frac{q}{w}; \quad (2.12)$$

O valor de k_s depende das propriedades elásticas do solo e das dimensões da área sob a ação da reação do subgrade, embora a teoria da reação do subgrade se baseie nas hipóteses simplificadoras de que: (1) a razão k_s entre a pressão de contato q e o deslocamento correspondente w seja independente de q e, (2) o módulo de reação do subgrade k_s tem o mesmo valor para todo ponto da superfície sob a ação da pressão de contato.

2.2.7.2 – Estimativa do Valor de K_s

Pode-se obter o valor de k_s das seguintes formas:

- **Ensaio de placa** – de acordo com a NBR 6489, o ensaio de placa deve ter as seguintes características:

- placa circular com área de $0,5 \text{ m}^2$, ocupando todo o fundo da cava (quando o ensaio não for realizado na superfície);

- a relação D/B (largura/comprimento) igual à da fundação real;

- carregamento incremental mantido até a estabilização.



Figura 2.9- Ensaio de Placa: (a) na superfície e (b) em cava

Com os dados do ensaio obtém-se uma curva pressão-recalque da placa. A inclinação do trecho inicial (na faixa de carregamento previsto) é o próprio k_s (Figura 2.10). O valor obtido deste ensaio é comumente denominado k_{s1} (subscrito indicando placa quadrada de 1 pé de lado) ou k_0 . Este valor deve ser corrigido de acordo com a dimensão e forma da fundação. O uso deste ensaio pode apresentar problema se o solo solicitado pela placa for diferente daquele solicitado pela fundação. Resultados provenientes destes ensaios têm a limitação de que neles é solicitada apenas uma camada superficial do terreno, enquanto que as pressões provocadas por uma fundação real atingem uma profundidade bem maior.

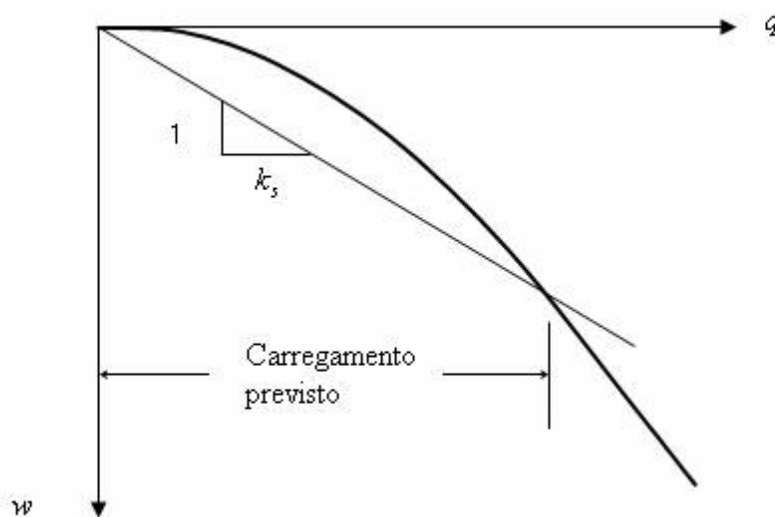


Figura 2.10- Gráfico obtido do ensaio de placa.

Antes de ser usado nos métodos de cálculo, o k_s deve ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação real. Isto se explica porque o coeficiente de reação vertical não é uma propriedade apenas do solo, mas também da forma e da dimensão da fundação.

- **Tabelas de valores típicos** - seu valor pode ser estimado a partir de valores típicos fornecidos na literatura. Valores de k_s de uma placa quadrada de 1 pé (k_{s1}) fornecidos por TERZAGHI (1955) são apresentados na tabela 2.3, já convertidos para as unidades do SI. Como no ensaio de placa, esses valores devem ser corrigidos em termos de dimensão e forma da fundação real.

Tabela 2.3 - Valores de k_{s1} em MN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (kgf/cm^2)	0,1 – 0,2	0,2 – 0,4	>0,4
Faixa de valores	$(1,6 - 3,2) \cdot 10^4$	$(3,2 - 6,4) \cdot 10^4$	$>6,4 \cdot 10^4$
Valor proposto	$2,4 \cdot 10^4$	$4,8 \cdot 10^4$	$9,6 \cdot 10^4$
Areias	Fofa	Méd. compacta	Compacta
Faixa de valores	$(0,6 - 1,9) \cdot 10^4$	$(1,9 - 9,6) \cdot 10^4$	$(9,6 - 32,0) \cdot 10^4$
Areia acima N.A.	$1,3 \cdot 10^4$	$4,2 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$
Areia submersa	$0,8 \cdot 10^4$	$2,6 \cdot 10^4$	$9,6 \cdot 10^4$

- **Cálculo do recalque da fundação real** – neste método há a consideração das diversas camadas do solo e das diferentes solicitações. Supõe-se a fundação rígida, submetida a um carregamento vertical igual ao somatório das cargas verticais \bar{q} . Com o recalque assim obtido (considerado médio), calcula-se k_s através da expressão:

$$k_s = \frac{\bar{q}}{w}; \quad (2.13)$$

Onde $\bar{q} = \frac{\sum V}{A}$, sendo V uma carga vertical e, A a área da fundação.

Este procedimento permite levar em conta as propriedades das diferentes camadas, submetidas as diferentes solicitações, o que não acontece nos procedimentos anteriores.

- **Correlações** – há também algumas correlações entre k_s e ensaios *in situ*, como as que utilizam os valores de N provenientes do ensaio SPT. No entanto, essas correlações são fracas por ser grande a incerteza e não são recomendadas.

2.3 – Metodologias para Análise de Interação Solo-Estrutura

Desde meados da década de 50 vários pesquisadores têm se dedicado ao desenvolvimento e aprimoração de metodologias para consideração da ISE. MEYERHOF (1953) desenvolveu um trabalho que é considerado como o pioneiro na área. Com o crescente desenvolvimento dos computadores digitais e conseqüente avanço das técnicas numéricas, o estudo do mecanismo de interação solo-estrutura tem evoluído bastante nas últimas duas décadas. Foram desenvolvidas novas metodologias para avaliação da ISE baseadas tanto no MEF quanto em formulações matriciais. A seguir, far-se-á um breve detalhamento de algumas destas metodologias.

2.3.1 – O Modelo Proposto por Meyerhof (1953)

MEYERHOF apresentou um método para avaliar os recalques de fundação através da análise de interação solo-estrutura. Neste método, o autor sugere que em uma análise de ISE uma edificação com um número qualquer de pavimentos pode ser substituída por uma outra edificação mais simples, com um pavimento por exemplo, com rigidez equivalente (fig. 2.11).

No caso de um edifício com estrutura em pórtico de concreto e painéis de fechamento em alvenaria tem-se:

$$E_c I = \sum E_c I_v + \sum E_a I_a \quad (2.14)$$

Onde: $E_c I$ = rigidez da viga equivalente

$\sum E_c I_v$ = somatório das rijezas das vigas da superestrutura

$\sum E_a I_a$ = somatório da rigidez dos painéis de alvenaria

A expressão acima é válida tanto para o caso de fundações isoladas como combinadas, podendo também ser expandida para levar em conta a contribuição da rigidez dos pilares.

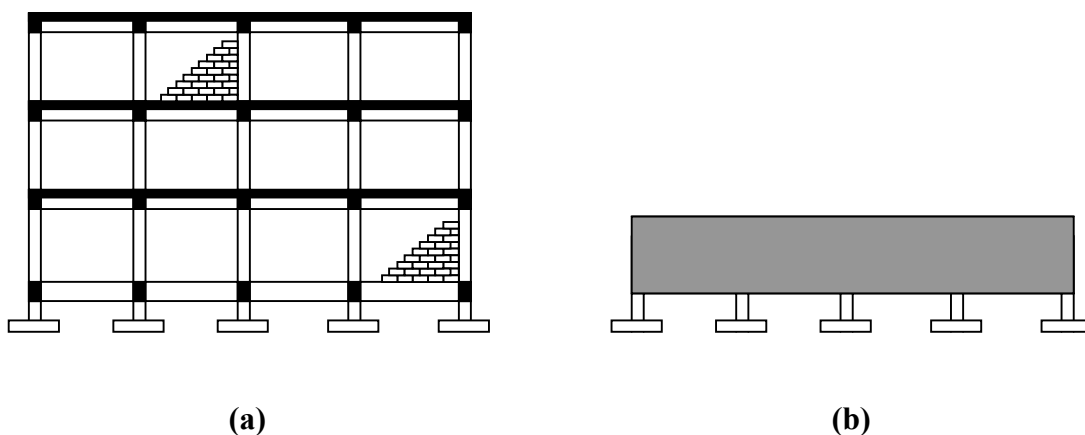


Figura 2.11 (retirada de VELLOSO e LOPES, 1997) - (a) Conjunto superestrutura + elementos de fundação. (b) Viga equivalente + elementos de fundação.

2.3.2 – A Metodologia Proposta por Poulos (1975)

O modelo proposto por POULOS possibilita uma análise tridimensional da fundação, combinada com uma análise da interação superestrutura-fundação na qual a rigidez da estrutura é considerada. Este modelo, diferentemente dos métodos convencionais onde as cargas na fundação são tratadas como grandezas conhecidas, permite uma análise da interação solo-estrutura considerando estas cargas como incógnitas a serem descobertas.

Os resultados são obtidos a partir da resolução dos seguintes sistemas de equações:

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM] * \{\delta\} \quad (2.15)$$

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad (2.16)$$

Onde: $\{V\}$ = Vetor das reações de apoio considerando-se a interação solo-estrutura;

$\{V_0\}$ = Vetor das reações de apoio considerando-se os apoios como indeslocáveis, desprezando-se a interação solo-estrutura;

$\{\delta\}$ = Vetor dos deslocamentos dos apoios considerando-se a interação solo-estrutura;

$[SM]$ = Matriz da estrutura, que relaciona as reações de apoio adicionais aos deslocamentos unitários dos mesmos;

$[FM]$ = Matriz da fundação, que relaciona os deslocamentos dos apoios a carregamentos unitários dos mesmos.

(2.15) representa a equação de interação superestrutura-fundação, relacionando o comportamento da superestrutura e da fundação em termos das cargas estruturais aplicadas e reações na fundação desconhecidas.

(2.16) é a equação de interação solo-fundação, relacionando o comportamento da fundação e do solo em termos das reações na fundação desconhecidas e propriedades do solo.

Da combinação de (2.15) e (2.16), obtém-se:

$$\{V_0\} = [I - [SM][FM]]\{V\} \quad (2.17)$$

Onde: I = Matriz identidade.

A equação (2.17) representa a interação solo-estrutura, podendo ser aplicada a qualquer tipo de estrutura com qualquer tipo de fundação, apoiada em qualquer tipo de solo. Se a resposta do solo for não-linear, será necessária uma solução iterativa de (2.17).

No caso mais geral, cada apoio apresentará seis componentes de reações e deslocamentos, sendo três forças e três momentos, e três deslocamentos e três rotações, respectivamente. Sendo assim, em uma estrutura com n apoios, os vetores $\{V\}$, $\{V_0\}$ e $\{\delta\}$ serão de ordem $6n$, e as matrizes $[SM]$ e $[FM]$ serão quadradas de ordem $6n$. Porém, em alguns casos, dependendo do tipo de problema a ser tratado e para efeito de simplificação, algumas componentes de reação e deslocamento podem ser desprezadas.

O vetor $\{V_0\}$ e a matriz $[SM]$ podem ser calculados a partir de uma análise estrutural convencional, considerando-se o tipo de estrutura e o seu carregamento. A matriz $[FM]$ pode ser obtida através de um método de estimativa de recalques, considerando-se o tipo de fundação, natureza das cargas de apoio e propriedades de deformação do solo.

É possível se obter os vetores $\{V\}$ e $\{\delta\}$ a partir do vetor $\{V_0\}$ e das matrizes $[SM]$ e $[FM]$, através do método da eliminação de Gauss.

Entre as desvantagens deste modelo pode-se citar as hipóteses que devem ser assumidas a fim de tornar a resolução do problema menos trabalhosa, como aquelas utilizadas por GUSMÃO e LOPES (1990) e que fazem com que os resultados obtidos sejam menos acurados.

Dentre as hipóteses simplificadoras adotadas por GUSMÃO e LOPES na análise de uma estrutura aporticada, pode-se destacar:

- Não consideração das rigidezes das paredes não-estruturais e lajes;
- O carregamento das vigas é vertical e uniformemente distribuído;

- Os apoios são considerados nós rotulados, resultando em reações de apoio e deslocamentos apenas verticais para carregamentos verticais;
- Propriedades dos materiais estruturais constantes com o tempo;
- Modelagem do solo como um material elástico-linear sem variação das suas propriedades com o tempo.

2.3.3 – Metodologia de Moura (1995)

Para analisar a interação solo-estrutura em edifícios, o autor desenvolveu uma nova metodologia baseada na técnica de subestruturação, a qual foi implementada no Sistema Computacional Edifício (FONTE, 1992).

Na discretização, o modelo utilizado foi o modelo de elementos finitos com aproximação do campo de deslocamentos. Para a superestrutura adotou-se o modelo tridimensional completo com as vigas e colunas sendo consideradas como elementos de barra e as lajes como diafragmas. Já para o solo de fundação, foi admitida uma discretização em elementos finitos tridimensionais para tornar a implementação a mais geral possível.

A consideração da técnica de subestruturação apresenta vantagens específicas nos seguintes casos:

- Quando o computador disponível não é capaz de realizar a análise da estrutura completa;
- Quando são necessários tipos distintos de análise para diferentes componentes da estrutura. Por exemplo, quando se deseja, para determinadas partes de uma estrutura, realizar uma análise elástica linear e para outras partes, uma análise não linear;

- Quando são necessários determinados resultados apenas em algumas partes específicas da estrutura;
- Quando a estrutura apresentar partes repetidas.

A adoção da técnica de subestruturação para o problema de ISE tal como implementada no Sistema Computacional Edifício se torna altamente recomendada uma vez que alguns dos itens citados acima estão presentes em uma análise de ISE. Em determinados problemas de ISE em edifícios torna-se necessária a consideração de tipos distintos de análise envolvendo a superestrutura e o solo de fundação, como por exemplo, análise do tipo elástica linear para a superestrutura e não linear física para o solo, ou ainda, elástica linear para o solo e não linear geométrica para a superestrutura. Em alguns casos e em determinadas fases de projeto, pode ser de interesse a obtenção de resultados apenas relativos à superestrutura ou ao solo de fundação. São passíveis de interesse também, em estudos paramétricos, análises sucessivas mantendo-se fixos os parâmetros da superestrutura e variando-se os parâmetros do solo.

A Figura 2.12, retirada de MOURA (1995) mostra de forma esquemática a concepção da técnica de subestruturação para implementação da interação solo-estrutura.

O sistema superestrutura - infra-estrutura - solo de fundação é admitido para efeito de análise como formado por duas subestruturas. A primeira representada pela superestrutura e cintas (fig. 2.12b) e a segunda formada pelo conjunto de elementos de fundação e solo (fig. 2.12c). Na representação acima, a superestrutura está discretizada por elementos de barra e o conjunto elementos de fundação e solo, por elementos finitos bidimensionais.

Os graus de liberdade dos pontos nodais pertencentes apenas à subestrutura 1 (superestrutura) são denominados tipo A, os pertencentes apenas a subestrutura 2 são ditos tipo B e os relativos aos nós comuns às duas subestruturas são referidos como do tipo E (Figura 2.12). Admite-se que bloqueando-se os graus de liberdade tipo E, as subestruturas não se deslocem como corpo rígido e fiquem completamente isoladas.

Os vetores que contêm os deslocamentos nodais tipo A, B e E são chamados respectivamente $\{D_A\}$, $\{D_B\}$ e $\{D_E\}$ e os que contêm as ações nodais externas relacionadas a estes deslocamentos $\{F_A\}$, $\{F_B\}$ e $\{F_E\}$. Desta forma, a equação de equilíbrio para o sistema estrutural considerado como um todo, admitindo-se comportamento elástico linear pode ser representada na forma particionada como indicada na equação abaixo:

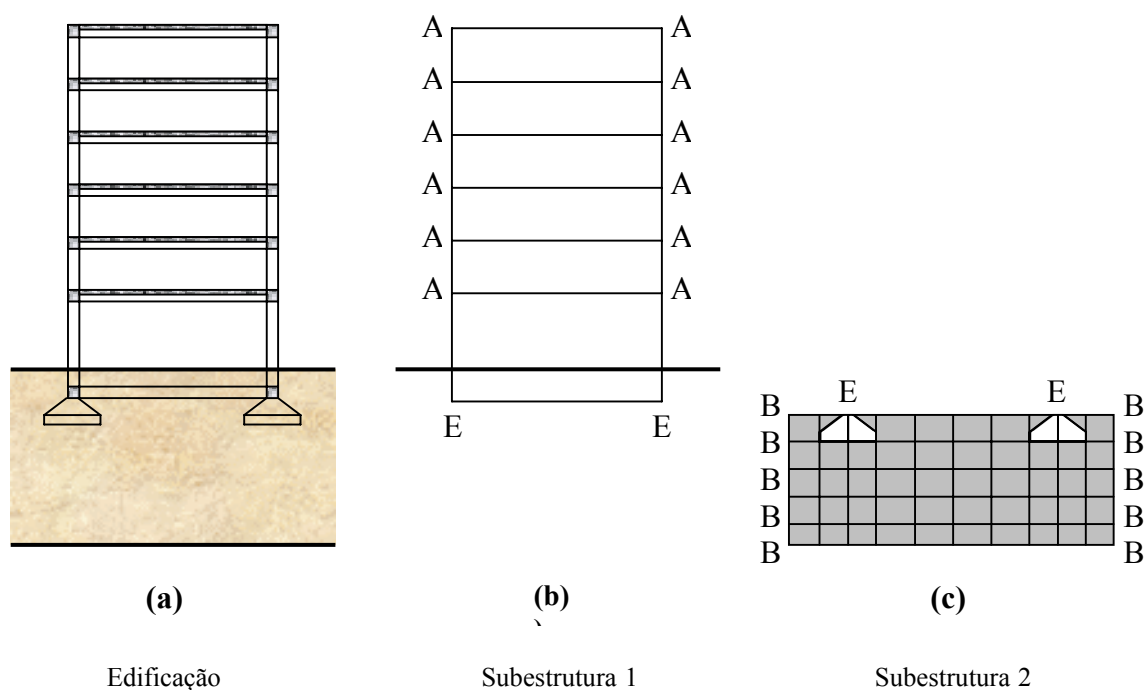


Figura 2.12 – Técnica da subestruturação (MOURA, 1995)

$$\begin{bmatrix} [S_{AA}] & [S_{AE}] & [0] \\ [S_{EA}] & [S_{EE}] & [S_{EB}] \\ [0] & [S_{BE}] & [S_{BB}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{D_A\} \\ \{D_E\} \\ \{D_B\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_A\} \\ \{F_E\} \\ \{F_B\} \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

Desenvolvendo-se (2.18), tem-se:

$$[S_{AA}]\{D_A\} + [S_{AE}]\{D_E\} = \{F_A\} \quad (2.19)$$

$$[S_{EA}]\{D_A\} + [S_{EE}]\{D_E\} + [S_{EB}]\{D_B\} = \{F_E\} \quad (2.20)$$

$$[S_{BE}]\{D_E\} + [S_{BB}]\{D_B\} = \{F_B\} \quad (2.21)$$

De (2.19) vem:

$$\{D_A\} = [S_{AA}]^{-1}(\{F_A\} - [S_{AE}]\{D_E\}) \quad (2.22)$$

De (2.21) tem-se:

$$\{D_B\} = [S_{BB}]^{-1}(\{F_B\} - [S_{BE}]\{D_E\}) \quad (2.23)$$

Após o desenvolvimento das equações acima se obtém a seguinte equação:

$$[S_{EE}^*]\{D_E\} = \{F_E^*\} \quad (2.24)$$

Sendo :

$$[S_{EE}^*] = [S_{EE}] - [S_{EA}^*] - [S_{EB}^*] \quad (2.25)$$

$$[S_{EA}^*] = [S_{EA}] \cdot [S_{AA}]^{-1} [S_{AE}] \quad (2.26)$$

$$[S_{EB}^*] = [S_{EB}] \cdot [S_{BB}]^{-1} [S_{BE}] \quad (2.27)$$

$$\{F_E^*\} = \{F_E\} - \{F_{EA}^*\} - \{F_{EB}^*\} \quad (2.28)$$

$$\{F_{EA}^*\} = [S_{EA}] \cdot [S_{AA}]^{-1} \{F_A\} \quad (2.29)$$

$$\{F_{EB}^*\} = [S_{EB}] \cdot [S_{BB}]^{-1} \{F_B\} \quad (2.30)$$

Onde: $[S_{EE}^*]$ - matriz de rigidez do sistema completo reduzida para os graus de liberdade relativos aos nós tipo E;

$\{D_E\}$ - vetor dos graus de liberdade relativos aos nós comuns às duas subestruturas;

$\{F_E^*\}$ - vetor das ações nodais do sistema completo, reduzido para os graus de liberdade dos nós tipo E;

$[S_{EA}^*]$ - matriz de rigidez da subestrutura 1 reduzida para os graus de liberdade tipo E;

$[S_{EB}^*]$ - matriz de rigidez da subestrutura 2 reduzida para os graus de liberdade tipo E;

$\{F_{EA}^*\}$ - vetor das ações nodais da subestrutura 1 reduzido para os graus de liberdade dos nós tipo E;

$\{F_{EB}^*\}$ - vetor das ações nodais da subestrutura 2 reduzido para os graus de liberdade dos nós tipo E.

A matriz de rigidez $[S_{EE}^*]$ para os nós comuns às duas subestruturas pode ser obtida formalmente pela expressão (2.25) e o correspondente vetor das ações nodais $\{F_E^*\}$ pela expressão (2.28).

Desta forma resolvendo-se (2.24) para o vetor $\{D_E\}$, tem-se:

$$\{D_E\} = [S_{EE}^*]^{-1} \{F_E^*\} \quad (2.31)$$

Substituindo-se o $\{D_E\}$ obtido em (2.22) e (2.23) e resolvendo-se estes sistemas, obtém-se respectivamente $\{D_A\}$ e $\{D_B\}$, ficando portanto todo o campo de deslocamentos conhecido.

A partir do conhecimento deste campo de deslocamentos, as ações nodais em cada elemento das duas subestruturas podem ser calculadas pela equação:

$$\{f_i\}_j = \{ee_i\}_j + [s_i]_j \{d_i\}_j \quad , j = 1,2 \quad (2.32)$$

Sendo: $\{f_i\}_j$ - ações nodais do elemento i da subestrutura j

$[s_i]_j$ - matriz de rigidez do elemento i da subestrutura j

$\{d_i\}_j$ - deslocamentos nodais do elemento i da subestrutura j

$\{ee_i\}_j$ - ações de engastamento perfeito do elemento i da subestrutura j.

2.3.4 – Utilização do Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) surgiu em 1955 como evolução da análise matricial de modelos reticulados (concebida no início da década de 1930 na indústria aeronáutica britânica), com a disponibilidade de computadores digitais e devido à necessidade de projetar estruturas de modelos contínuos. Os primeiros elementos foram concebidos por engenheiros aeronáuticos para análise de distribuição de tensões em chapas de avião. Deste modo, o computador digital e a engenharia aeronáutica são os responsáveis pela origem do método dos elementos finitos (SORIANO, 2003).

O método é uma eficiente ferramenta numérica de resolução de problema de meio contínuo. Sua concepção é bastante simples, procedendo-se a divisão do domínio de um

meio contínuo em um número discreto de subdomínios interligados entre si por pontos em seus contornos de maneira que o conjunto desses subdomínios se comporte de forma semelhante ao meio contínuo original.

O Método dos Elementos Finitos (MEF), como um método numérico, pode ser visto como uma evolução do Método dos Deslocamentos já bastante conhecido do cálculo matricial de estruturas. Uma vez que o alcance dos métodos numéricos é bem maior se comparado aos métodos analíticos, o MEF rapidamente se transformou numa ferramenta bastante utilizada no estudo do complexo comportamento interativo, sendo a mais poderosa e versátil ferramenta para resolução do problema de interação solo-estrutura.

No 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 a utilização do computador, devido a grande quantidade de graus de liberdade existente em problemas desta 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. Porém, muito cuidado deve ser tomado na interpretação dos dados para evitar a possibilidade de imprecisão surgida das limitações numéricas.

2.4 – Modelos de Solo para o Estudo da ISE

O modelo deve ser um mecanismo simplificado capaz de representar com acurácia suficiente o comportamento da estrutura real, ou simular adequadamente o fenômeno físico real (GOSHY, 1978). Deste modo, ele será capaz de fornecer ao engenheiro uma previsão do comportamento da estrutura real antes de sua execução.

Geralmente observa-se que a modelagem da superestrutura e da fundação é bem mais simples e direta que a modelagem do meio solo no qual a estrutura se apóia. O solo possui características complexas, como a anisotropia, a heterogeneidade e a não-

linearidade nas relações força-deslocamento, sendo possível modelá-lo de diversas maneiras dependendo do nível de rigor que se deseja.

A busca por um modelo simples para representar física e matematicamente o meio solo no problema de interação solo-estrutura mostra duas aproximações clássicas: a aproximação Winkleriana e a aproximação do Modelo Contínuo. Nos anos recentes, m certo número de estudos têm sido conduzidos na área de ISE modelando o solo subjacente em numerosas e sofisticadas maneiras. A seguir, faz-se um breve detalhamento destes modelos, tanto os originais quanto os melhorados, encontrados em DUTTA e ROY (2002) e outros modelos encontrados na literatura.

2.4.1 – Modelo de Winkler – 1867

Este modelo foi apresentado por WINKLER 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 esta idealização, a deformação da fundação devido à carga aplicada está confinada apenas nas regiões carregadas. A relação pressão-deflexão em qualquer ponto é dada pela expressão:

$$p = k_s w \quad (2.33)$$

Onde p é a pressão, w é a deflexão e k_s representa o módulo de reação do subgrade.

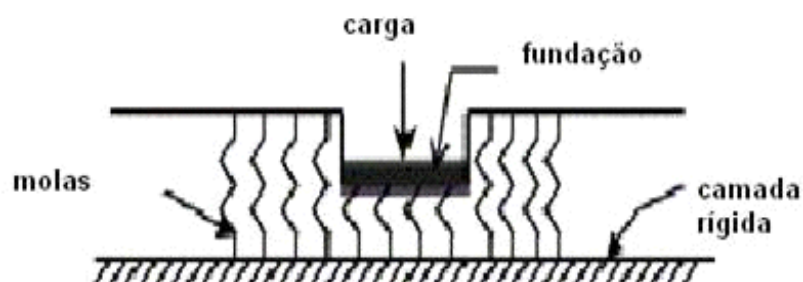


Figura 2.13 – Modelo de Winkler

Por ser o mais simples, é o modelo mais utilizado no estudo da ISE. O problema fundamental neste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo abaixo da fundação. Este problema se torna duplo já que o valor do módulo de reação vertical não depende apenas da natureza do subgrade, mas também das dimensões da área carregada e, uma vez que a rigidez do subgrade é o único parâmetro para idealizar o comportamento físico do meio solo, deve-se ter muito cuidado ao determiná-lo numericamente para o uso em problemas práticos.

As limitações deste modelo residem no fato de ele não levar em conta a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade e considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Entretanto, seu pior defeito é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de nenhuma ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo.

Procurando eliminar as falhas do modelo de Winkler, vários estudos foram realizados e surgiram modelos melhorados tratando principalmente da questão da continuidade entre as molas. Alguns destes modelos serão apresentados à seguir.

2.4.1.1 – Modelo de Filonenko-Borodich - 1940

De acordo com este modelo, a conectividade das molas individuais de Winkler é conseguida através de uma membrana elástica fina sujeita a uma tração constante T . Esta membrana é afixada na extremidade do topo das molas e a interação dos elementos de mola é caracterizada pela intensidade da tração T na membrana.

A resposta do modelo é expressa matematicamente da seguinte maneira:

$$p = kw - TV^2w \quad (2.34a), \text{ para fundação retangular ou circular e,}$$

$$p = kw - T \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.34b) \text{ para fundação em faixas.}$$

Onde ∇^2 é o operador de Laplace e T é a força de tração.

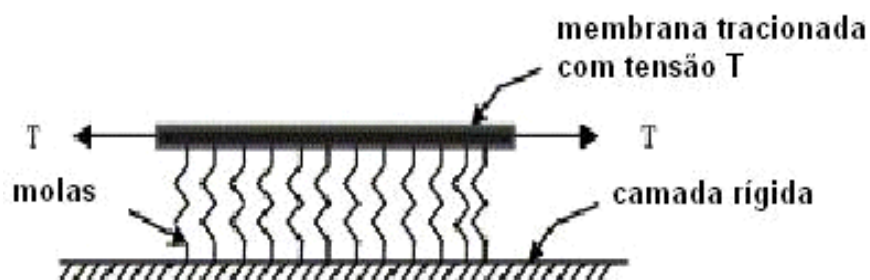


Figura 2.14 – Modelo de Filonenko-Borodich

2.4.1.2 – Modelo de Fundação de Hetenyi - 1946

Este modelo proposto garante a interação entre as molas discretas por meio da incorporação de uma viga elástica ou uma placa elástica, a qual sofre apenas deformação por flexão, como indicado na figura 2.15. A relação pressão-deflexão pode ser expressa da seguinte maneira:

$$p = kw + D\nabla^4 w \quad (2.35)$$

Onde $D =$ rigidez flexural da placa elástica $= (E_p h_p^3)/(12(1 - \nu_p)^2)$

Na expressão acima, p é a pressão na interface da placa e das molas; E_p e ν_p são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material da placa e h_p é a espessura da placa.

A rigidez elástica da placa à flexão da viga ou placa embutida caracteriza a interação entre os elementos de mola do modelo de Winkler.

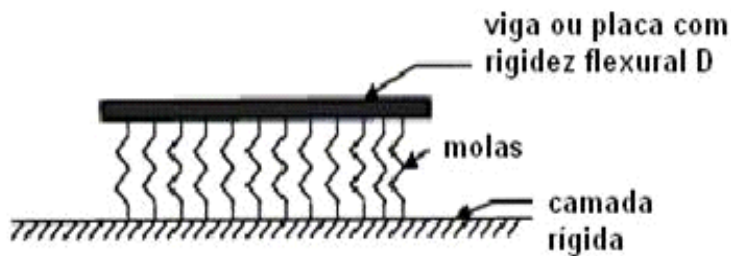


Figura 2.15 – Modelo de Hetenyi

2.4.1.3 – Modelo de Pasternak - 1954

De acordo com este modelo assume-se que a existência de interação de cisalhamento entre os elementos de mola seja garantida pela conexão das extremidades das molas à viga ou placa que deve sofrer apenas deformação transversal de cisalhamento. A relação carga-deflexão é obtida pela consideração do equilíbrio vertical de uma camada de cisalhamento e esta também garante a continuidade do modelo. A relação pressão-deflexão é dada por:

$$p = kw - G\nabla^2 w \quad (2.36)$$

Onde G é o módulo de cisalhamento da camada de cisalhamento.

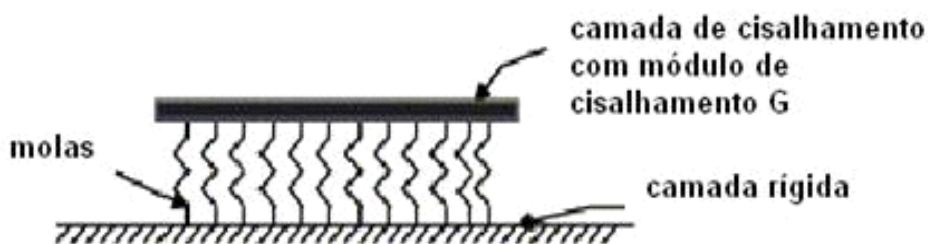


Figura 2.16 – Modelo de Pasternak

2.4.1.4 – Modelo de Kerr - 1965

Neste modelo uma camada de cisalhamento é introduzida ao modelo de Winkler e as constantes de mola acima e abaixo desta camada são assumidas como sendo diferentes, onde k_1 e k_2 são as constantes das camadas acima e abaixo da camada respectivamente.

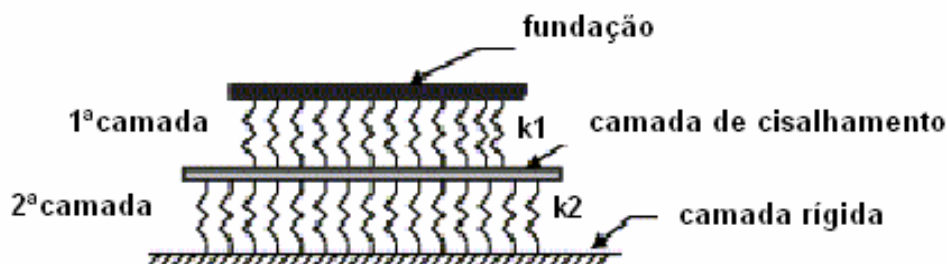


Figura 2.17 – Modelo de Kerr

As equações diferenciais para este modelo são expressas da seguinte maneira:

$$(1 + k_1/k_2)p = \frac{GV^2}{k_1}p + k^2w - GV^2w \quad (2.37)$$

2.4.1.5 – Modelo de Analogia Viga-Coluna - 1993

O problema clássico de vigas em fundação elástica (fig. 2.18) é resolvido através da analogia viga-coluna por meio de um modelo apresentado por HORVATH . Este modelo torna possível incluir matematicamente o efeito de cisalhamento do subgrade no estudo da interação solo-estrutura, o qual não é levado em conta no modelo de Winkler.

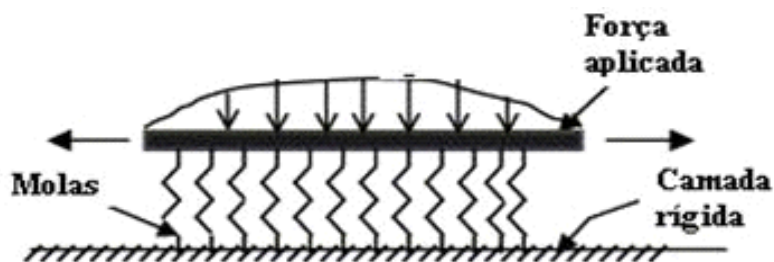


Figura 2.18 – Modelo de viga sobre base elástica

A forma final das equações diferenciais para o comportamento combinado viga-solo de fundação é obtida da seguinte forma:

$$E_b I_b \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - C_{p2} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + C_{p1} w(x) = q(x) \quad (2.38)$$

Onde, $E_b I_b$ é a rigidez à flexão da viga (assumida constante); $w(x)$ é o recalque da viga; $q(x)$ é a carga aplicada; C_{p1} e C_{p2} são constantes.

Para uma camada isotrópica e homogênea sobre uma base rígida, os valores das constantes podem ser escolhidos como $C_{p1} = E/H$ e $C_{p2} = GH/2$ onde E é o módulo de elasticidade do solo e G é o módulo de cisalhamento do mesmo, H é a profundidade da base rígida adotada.

A equação apresentada acima é análoga à de uma viga-coluna sob tração axial constante de magnitude C_{p2} , apoiada em molas transversais independentes com rigidezes C_{p1} . O parâmetro C_{p2} é responsável por garantir a continuidade entre as molas individuais de Winkler.

Apesar de apresentar um avanço em relação ao modelo de Winkler, este modelo também apresenta algumas limitações: (1) como uma porção dos efeitos do subgrade está incluída no comportamento estrutural da viga, as forças de cisalhamento calculadas na mesma são fictícias e não deveriam ser usadas como base para qualquer projeto de viga, e (2) deformações horizontais calculadas serão incorretas uma vez que a condição de contorno de deformação horizontal zero em cada extremidade da viga deverá ser imposta.

2.4.1.6 – Novo Modelo Contínuo de Winkler - 2001

Ao invés das molas discretas de Winkler, este modelo proposto por KURIAN e MANOJKUMAR possui uma malha de molas que garantem automaticamente a interconexão. Desta forma, consegue-se modelar a continuidade do meio solo sem a

introdução de qualquer outro elemento estrutural. A figura 2.19 mostra uma representação esquemática deste modelo.

Fisicamente, a interconexão entre as molas de Winkler conectadas à viga ou placa de fundação é realizada por alguma outra mola devido a sua rigidez axial, a qual não está diretamente presa à fundação. O grande mérito deste modelo está na sua capacidade de levar em conta o efeito do solo fora do contorno da estrutura a ser modelada.

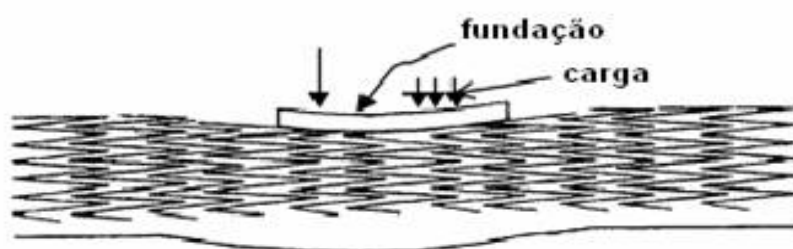


Figura 2.19 – Novo modelo contínuo de Winkler

2.4.2 – Modelo Elástico Contínuo

É uma aproximação conceitual de representação física do meio solo. A massa de solo basicamente constitui-se de partículas discretas compactadas por alguma força intergranular. Na idealização do contínuo, geralmente o solo é assumido como sendo semi-infinito e isotrópico por simplicidade. Entretanto, o efeito da estratificação do solo e da anisotropia pode ser convenientemente considerado na análise.

Esta aproximação fornece muito mais informação a respeito das tensões e deformações na massa de solo em comparação com o modelo de Winkler. Além disso, também é vantagem de simplicidade os parâmetros de entrada que são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Entretanto, esta idealização de um contínuo elástico semi-infinito conduz a complicações múltiplas do ponto de vista matemático, limitando o seu uso na prática. Uma de suas desvantagens é a imprecisão nas reações calculadas nas periferias da

fundação. Além disso, para solos na realidade, os deslocamentos na superfície longe da região carregada decrescem mais rapidamente do que é previsto no modelo.

Assim como aconteceu com o modelo de Winkler, com o passar do tempo foram surgindo modelos procurando eliminar as falhas do modelo elástico contínuo. Alguns destes modelos serão apresentados a seguir.

2.4.2.1 – Modelo de Reissner - 1958

Conforme este modelo, a relação pressão-deflexão na interface entre a laje (ou placa) de fundação e o subgrade é obtida pela intrusão de uma camada de fundação abaixo desta laje. Isto se baseia nas seguintes hipóteses: (1) tensões no plano em toda a camada de fundação negligivelmente pequenas e (2) os deslocamentos horizontais nas superfícies superior e inferior na camada de fundação são zero.

A relação pressão-deflexão é dada por:

$$C_1 w - C_2 \nabla^2 w = p - \frac{C_2 \nabla^2 p}{4C_1} \quad (2.39)$$

Onde w é o deslocamento da superfície da fundação, p é uma carga lateral distribuída atuando na superfície da fundação, $C_1 = E/H$ e $C_2 = HG/3$; E e G são as constantes elásticas do material de fundação e H é a espessura da camada de fundação.

O termo $H^2 G/E$, que surge da divisão de C_2 por C_1 , na equação acima, conhecido como rigidez de cisalhamento diferencial, oferece a oportunidade de obtenção de concordâncias mais próximas do comportamento real, de acordo com REISSNER (1958). No entanto, o modelo falha ao prever tensões maiores na estrutura.

2.4.2.2 – Modelo de Fundação de Vlasov - 1960

Começando da idealização do contínuo, o modelo de fundação de Vlasov foi desenvolvido usando o princípio variacional. Este modelo impõe certas restrições sobre as possíveis deformações de uma camada elástica. Conforme este modelo:

(1) o deslocamento vertical $w(x,z)=w(x).h(z)$, de tal forma que $h(0)=1$ e $h(H)=0$, onde a função $h(z)$ descreve a variação do deslocamento na direção vertical;

(2) o deslocamento horizontal $u(x,z)$ é assumido como sendo zero em qualquer ponto do solo.

A função $h(z)$ pode ser assumida como linearmente decrescente com a profundidade para uma clássica fundação de espessura finita H .

2.4.3 – Outros Modelos

Um modelo para a análise da ISE em estacas carregadas lateralmente foi usado por LEE e SMALL (1991). Este modelo se baseia no método da camada finita e o problema é dividido nos componentes estaca e solo. O componente estaca é representado por elementos de viga bi-nodais sólidos, elásticos e cilíndricos. As forças nodais atuando nos elementos são avaliadas através das forças de interação uniformemente distribuídas agindo na área circunferencial de cada segmento e, para o nó da base, através da força de cisalhamento uniforme atuando sobre a área da base da estaca. O solo até a profundidade de embutimento da estaca é dividido em um número de camadas igual ao número de elementos da estaca e, abaixo da base da estaca, em uma camada de espessura que vai até a profundidade de interesse para o estudo. O componente do solo estratificado é submetido a um sistema de forças de interação atuando no solo na interface estaca-solo e, nesta interface, estas forças de interação são admitidas atuarem normalmente à superfície da estaca.

FONTE *et all* (2001) desenvolveram um elemento de ISE para fundações superficiais do tipo sapata isolada com três graus de liberdade, o qual foi implementado no Sistema Computacional Edifício (FONTE, 1992). Neste modelo, admite-se para o solo de fundação uma discretização em elementos finitos tridimensionais. O programa permite a utilização de qualquer modelo tensão-deformação e os deslocamentos considerados são a translação vertical e duas rotações.

RODRIGUES (2001) apresenta um programa baseado na Teoria da Elasticidade capaz de fornecer o valor do módulo de reação do subgrade k_s de cada elemento da fundação. Este programa admite para o solo a hipótese de relação linear entre tensões e deformações, meio homogêneo e isotrópico. O lançamento de dados é feito através de um desenho em CAD em que os elementos de fundação sejam retangulares ou circulares e com a carga posicionada no centro do elemento.

3

Materiais e Métodos

3.1 – Escolha do Edifício-Modelo

Para realizar a análise da distribuição de tensões nas paredes estruturais será utilizado o modelo apresentado nas figuras 3.1 e 3.2.

Ao nível da fundação, o edifício se apoiará em uma sapata corrida com as dimensões mostradas na figura 3.3. O modelo apresentado é composto por doze andares-tipo, tendo cada um o pé direito de 2 (dois) metros e 80 (oitenta) centímetros, com as paredes sendo construídas em blocos estruturais de concreto com 14 (catorze) e as lajes com 10 (dez) centímetros de espessura, respectivamente.

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 a interação entre as mesmas, fazendo com que haja uma redistribuição entre as cargas provenientes das lajes e do peso próprio das paredes (figura 3.4).

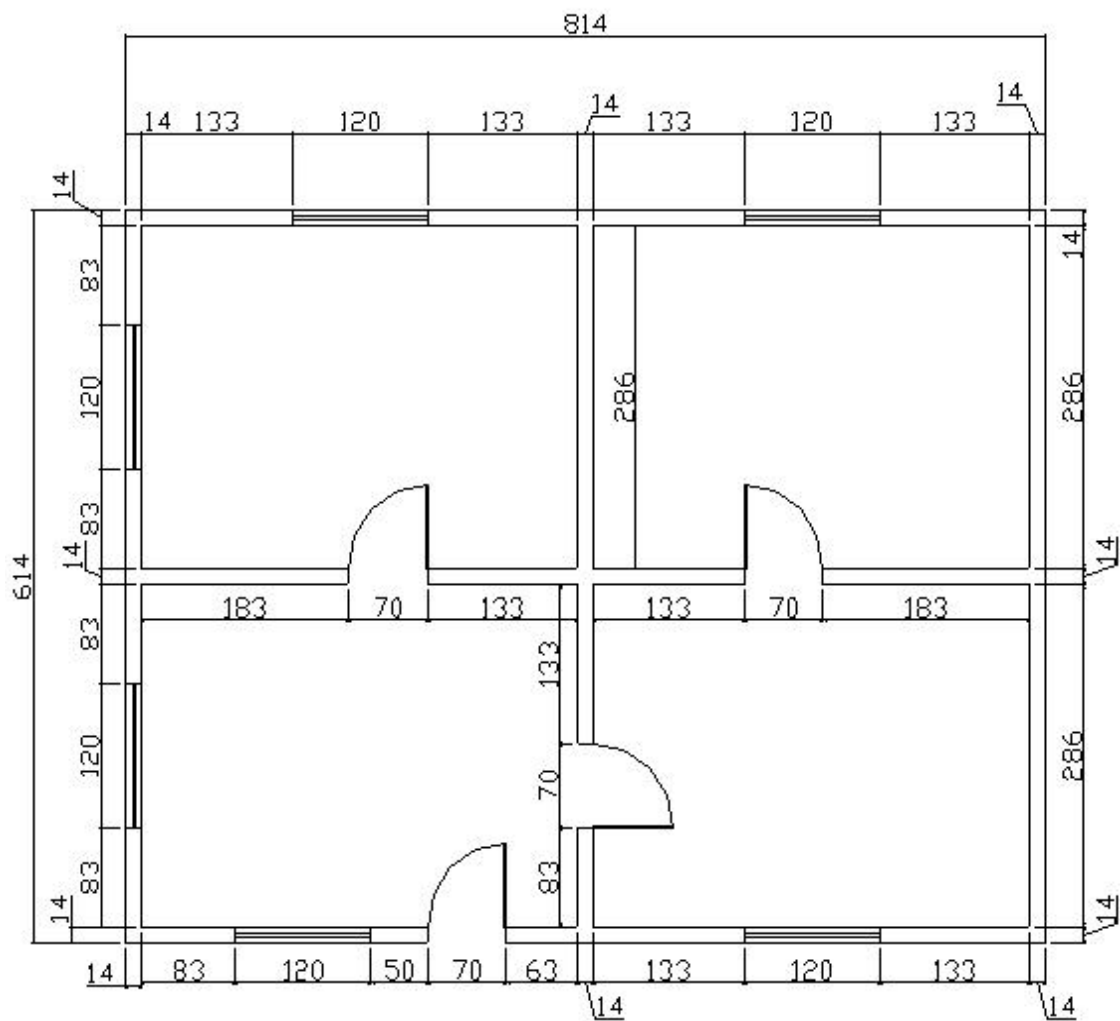


Figura 3.1 – Planta do pavimento tipo

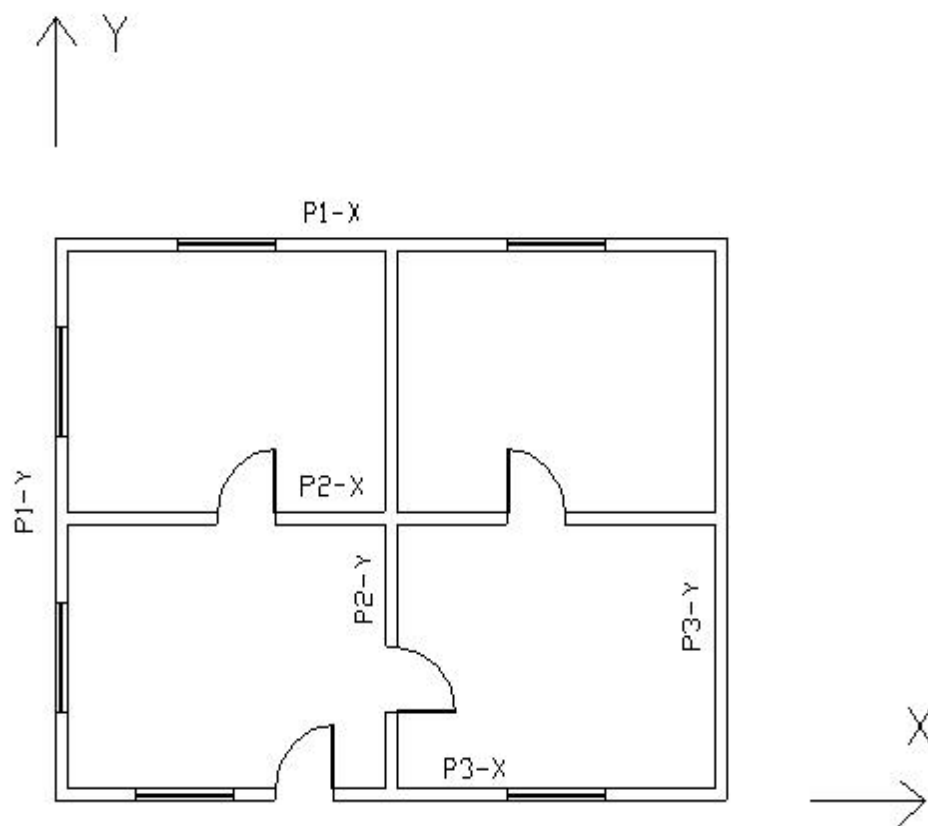


Figura 3.2 – Divisão das paredes

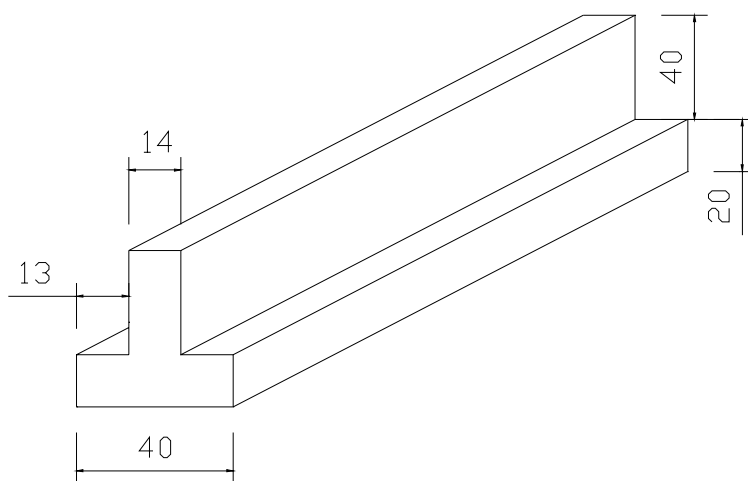


Figura 3.3 – Fundação em sapata corrida

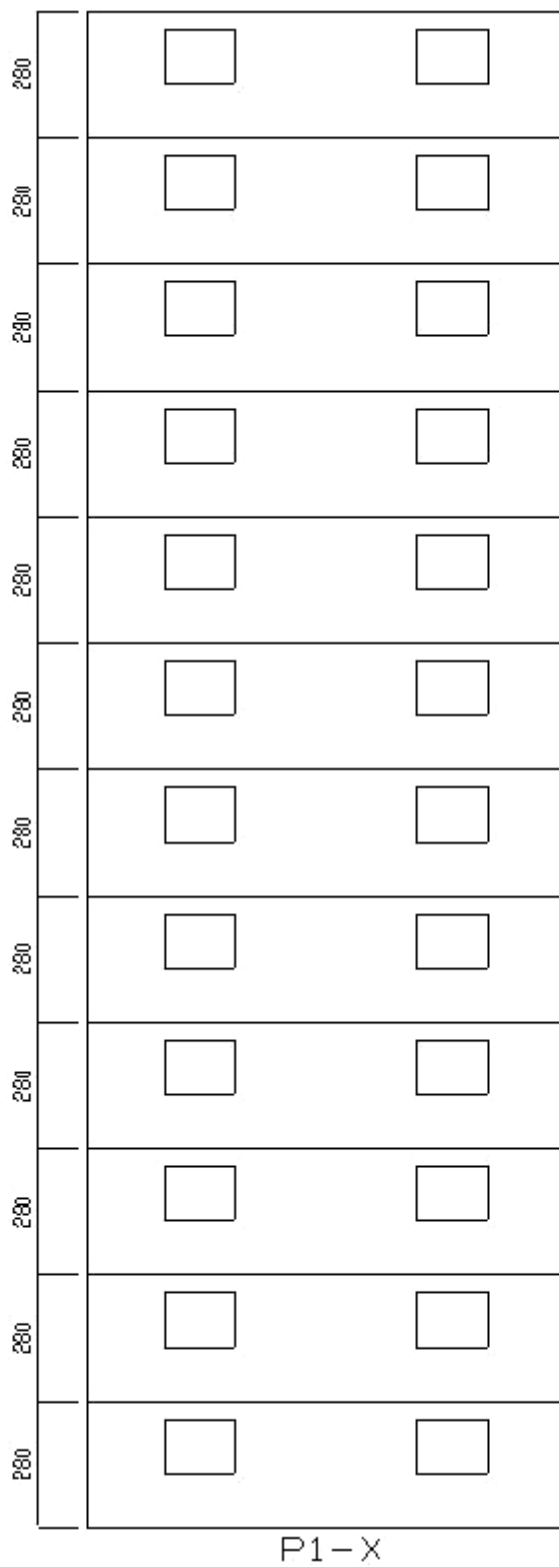


Figura 3.4a – Vista da parede P1-X

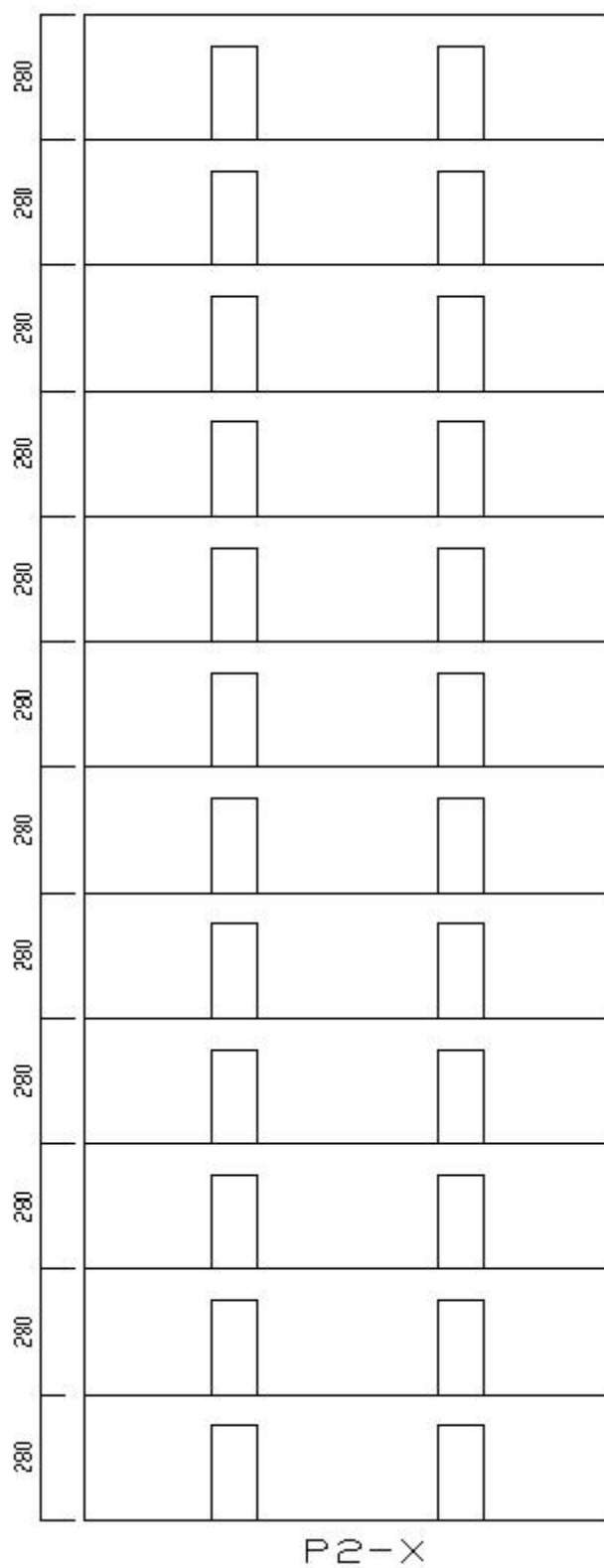


Figura 3.4b – Vista da parede P2-X

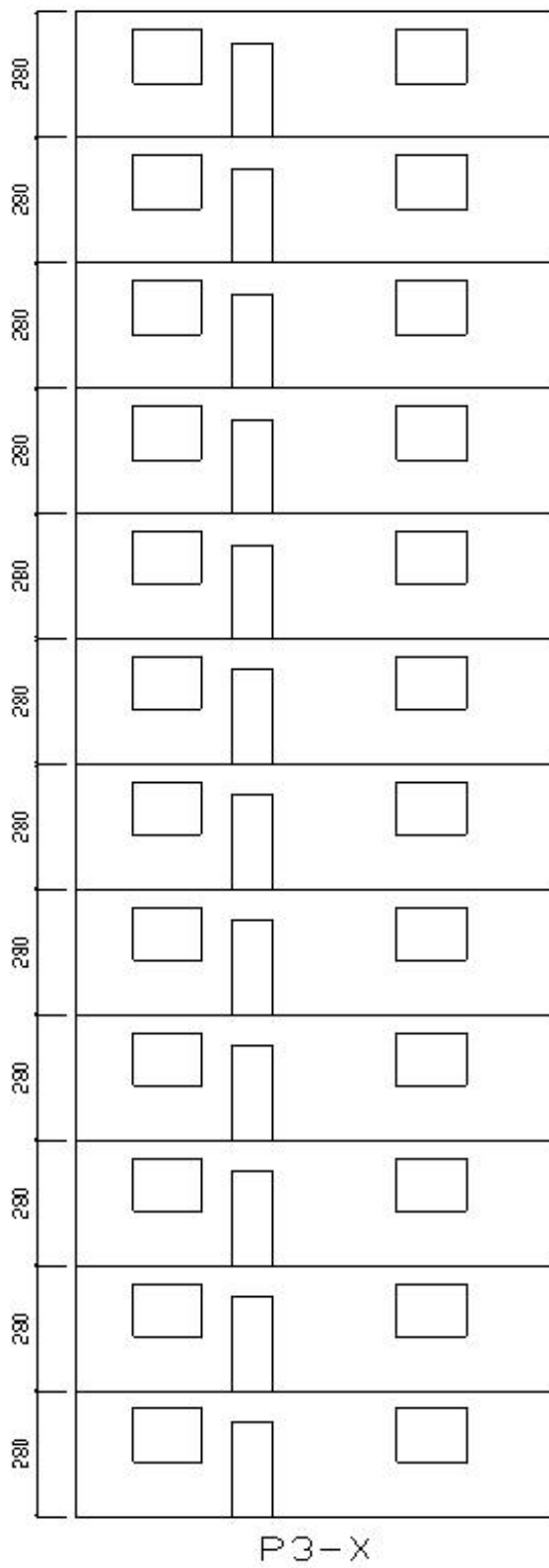


Figura 3.4c – Vista da parede P3-X

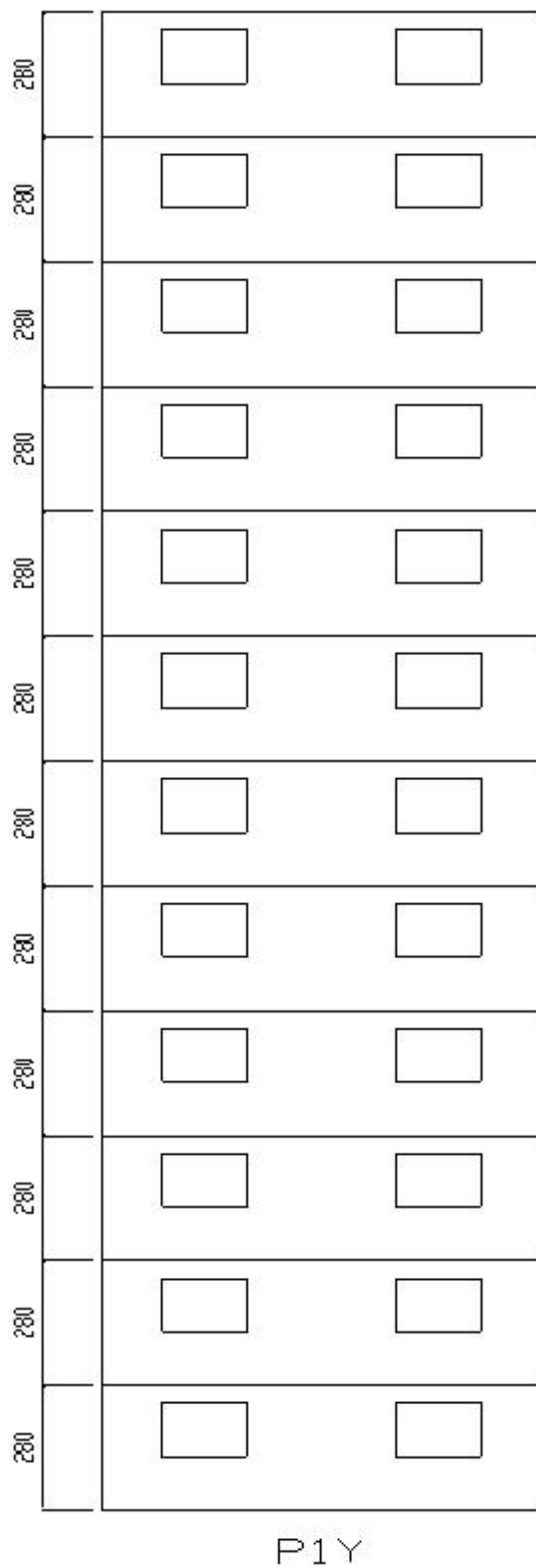


Figura 3.4d – Vista das paredes P1-Y

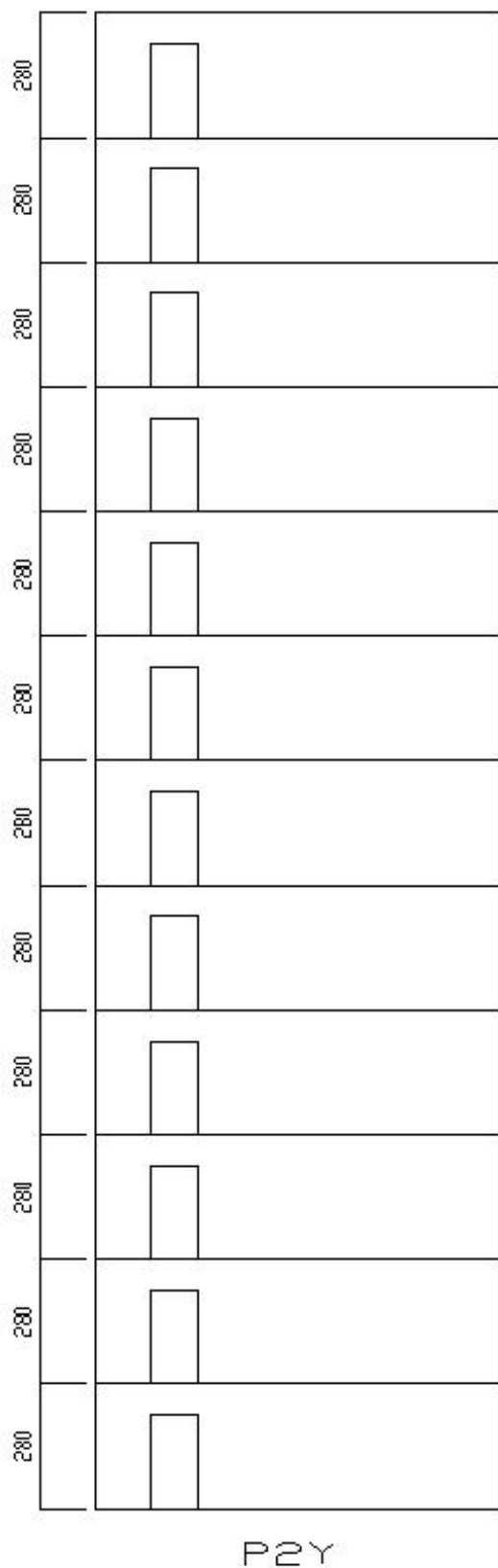


Figura 3.4e – Vista das paredes P2-Y

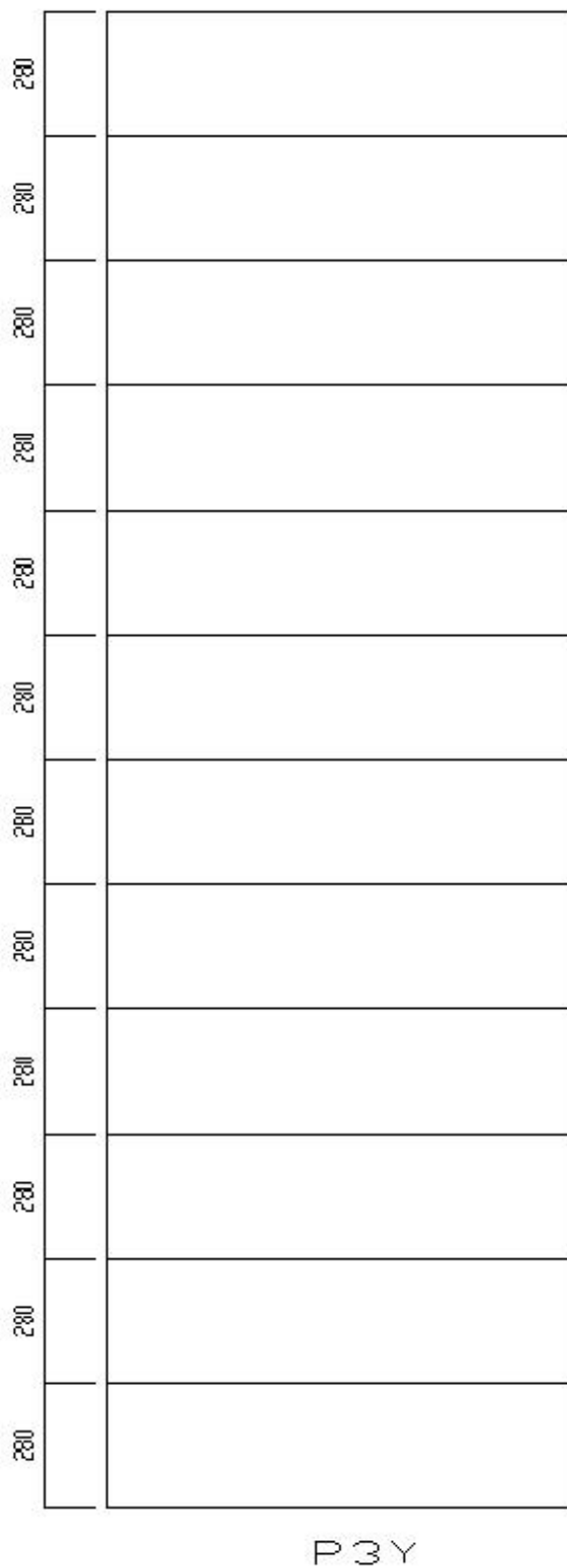


Figura 3.4f – Vista das paredes P3-Y

3.2 – Parâmetros Adotados na Modelagem

Para a modelagem do edifício foram utilizados alguns parâmetros que servirão de dados de entrada para o programa SAP2000, os quais estão listados a seguir:

3.2.1 – Alvenaria de Blocos de Concreto

Foram adotados para o coeficiente de Poisson e o peso específico, respectivamente, os seguintes valores:

$$- \nu = 0,30;$$

$$- \gamma = 14 \text{ kN/m}^3.$$

Para o Módulo de Elasticidade adotaram-se três valores distintos, calculados da seguinte maneira: dividiu-se a estrutura em três grupos de quatro andares, admitindo-se a hipótese de resistência à compressão de 1 MPa por andar. Com isto tem-se para os quatro andares superiores o valor de 4 MPa. Porém, este valor é inferior ao mínimo exigido pela NBR 10837, cujo valor é de 4,5 MPa, e que foi adotado. Para os quatro andares intermediários o valor da resistência à compressão adotado foi de 8 MPa e para os quatro andares inferiores o valor é de 12 MPa. Com estes valores calculou-se o módulo de elasticidade através da equação sugerida por Correa e Ramalho (2003):

$$E_{alv} = 800 * f_{bk} \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (3.1)$$

3.2.2 – Concreto das Sapatas e Lajes

De acordo com a NBR 6118 foram adotados os seguintes valores:

$$- \text{Coeficiente de Poisson - } \nu = 0,20;$$

$$- \text{Módulo de Elasticidade - } E_c = 2500 \text{ kN/cm}^2;$$

- Peso Específico - $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

3.2.3 – Solo

O Módulo de Reação Vertical (k_s) do solo é um parâmetro que varia de acordo com o tipo do mesmo e, portanto, para atender aos propósitos deste trabalho que é o de avaliar a influência do tipo de solo na distribuição de tensões, foram adotados três valores distintos para o solo de fundação, de maneira a se ter representado um solo deformável, um solo mediano e um outro com pouca deformação.

Para isto adotou-se respectivamente os seguintes valores para k_s em kN/m^3 : 10.000 , 50.000 e 100.000, que são encontrados na bibliografia sobre o assunto.

A rigidez do solo (K) foi calculada através dos valores adotados para k_s pela utilização da seguinte expressão:

$$K_i = k_{s_i} * A_i ; \text{ onde } A_i \text{ representa a área de influência do nó } i. \quad (3.2)$$

3.3 – Modelagem da Superestrutura e da Fundação

De acordo com LOURENÇO (1996), a alvenaria pode ser numericamente apresentada de três formas distintas de acordo com os níveis de acuidade e simplicidade procurados em uma análise. Estas três formas são:

- *Micro-modelagem detalhada* - consiste na representação em separado das unidades e das juntas, ambas como elementos contínuos. A interface entre as unidades e a argamassa pode ser modelada como elementos descontínuos. Neste tipo de modelagem são necessários os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson das unidades e da argamassa. Uma modelagem desta maneira possibilita o estudo da interação entre as unidades e a argamassa.

- *Micro-modelagem simplificada* – as unidades são ainda representadas por elementos contínuos. As juntas, por sua vez, são representadas por elementos de contato. A alvenaria fica, desta maneira, modelada como um conjunto de unidades, com propriedades elásticas, unidas por elementos de contato não-lineares. Para preservar a geometria, já que nessa representação as juntas perdem sua espessura, as dimensões das unidades são expandidas. Neste tipo de modelagem perde-se um pouco da precisão por não se considerar o coeficiente de Poisson da argamassa. Ambas as formas de micro-modelagem aplicam-se a detalhes estruturais, em que é necessário verificar o comportamento local com mais precisão.

- *Macro-modelagem* – não se faz distinção entre alvenaria e argamassa. A alvenaria é tratada como um compósito que, dependendo dos dados disponíveis, pode ser considerado como isotrópico ou anisotrópico. Necessita-se, portanto, dos valores dos parâmetros elásticos da alvenaria como um conjunto. Esta modelagem global da alvenaria é adequada para a análise de estruturas de grande escala, em que as dimensões do painel de alvenaria são grandes em relação às dimensões das unidades e à espessura das juntas.

No presente estudo será adotado a macro-modelagem, uma vez que a estrutura a ser analisada apresenta as características citadas por LOURENÇO (1996), possuindo doze andares e totalizando uma altura de trinta e seis metros, ou seja, as dimensões do painel de alvenaria são muito maiores que as dimensões das unidades.

A superestrutura (paredes) e a fundação em sapata corrida serão modeladas utilizando-se elementos tipo SHELL com quatro nós, como mostrado na figura 3.5. Este tipo de elemento permite que seja feita a consideração de até seis graus de liberdade (R1, R2, R3, U1, U2 e U3), sendo três de rotação e outros três de translação. Na figura 3.6 é mostrado um esquema das tensões no elemento retangular. Já as lajes, serão definidas como diafragmas rígidos em seu próprio plano.

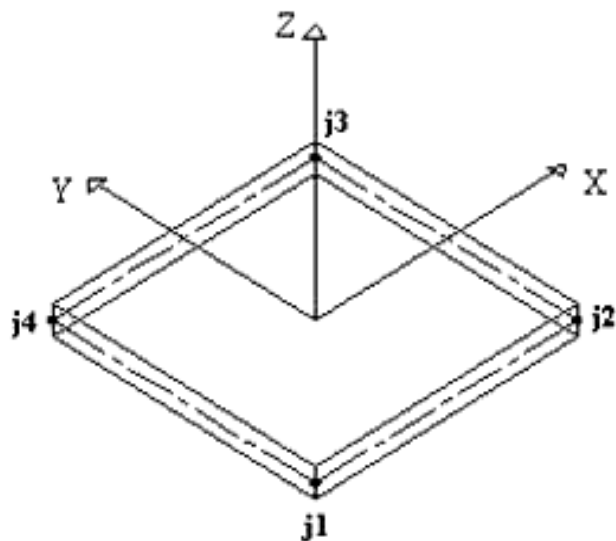


Figura 3.5 – Elemento tipo SHELL com quatro nós.

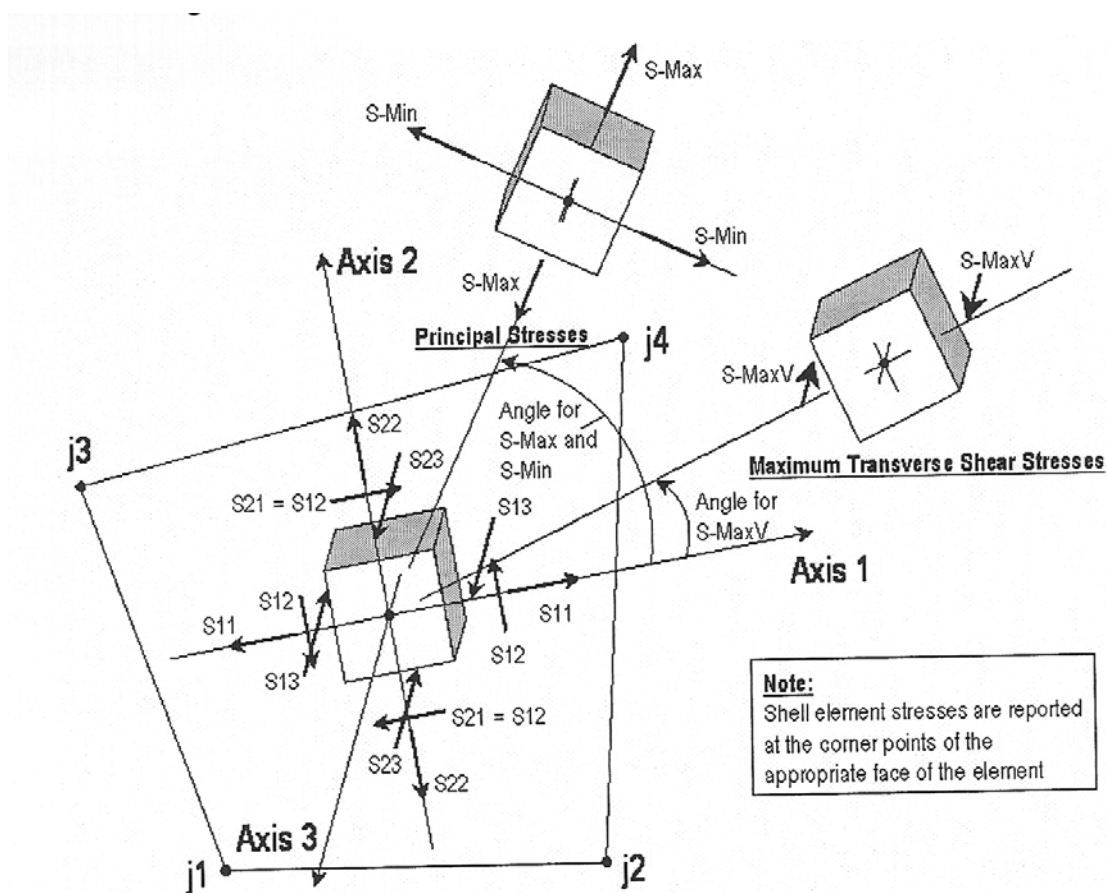


Figura 3.6 – Tensões no elemento SHELL.

3.4 – Adoção do Modelo para Representação do Solo

Apesar dos vários estudos já realizados na área da modelagem do solo, ainda há pouca evidência da precisão computacional dos vários modelos disponíveis nos dias de hoje para se realizar uma análise de interação solo-estrutura. Além disso, é difícil se definir o problema fisicamente, o que pode indicar o grau de precisão do processo computacional completo.

Um modelo que represente o sistema de maneira mais rigorosa do ponto de vista da perspectiva física, pode desviar mais no que diz respeito a prever o comportamento do mesmo. Isto geralmente ocorre devido às possíveis incertezas na determinação dos parâmetros envolvidos, número dos quais é maior em modelos mais acurados fisicamente.

A literatura da área da interação solo-estrutura apresenta vários estudos onde o solo é modelado de diferentes maneiras. Dentre estes vários modelos, o modelo de fundação de Winkler, apesar de ser o mais simples, aparece como uma alternativa bem razoável. Este modelo tem a vantagem de utilizar apenas um parâmetro, k_s , o qual pode ser conveniente determinado e adequadamente modificado para o tamanho e forma da fundação, para ser usado na análise do problema real. A desvantagem do modelo está no fato de que ele considera o comportamento independente das molas que substituem o solo. Porém, desde que o grau de continuidade da estrutura seja suficientemente maior que o meio solo, esta aproximação pode não estar longe da realidade.

Por outro lado, uma aproximação usando uma idealização do meio elástico contínuo não é considerada atrativa devido à grande dificuldade de se chegar a um valor preciso do módulo de elasticidade do solo, o qual é um parâmetro essencial para esta idealização. Isto faz com que a aproximação usando o módulo de reação vertical k_s seja mais apreciada.

Outro ponto importante que faz com que a aproximação de Winkler seja preferida é o fato de que há comprovações na literatura específica (SMOLIRA, M., 1975) que mesmo

grandes erros na avaliação dos valores do módulo de reação vertical influencia quase que insignificamente a resposta da superestrutura.

No presente estudo, será usado o modelo de Winkler (figura 3.7) para a modelagem do solo de fundação, substituindo por molas de constante K o apoio do solo. Este modelo, apesar de simplificado, parece adequado para a análise computacional a ser realizada devido a sua simplicidade e performance razoável.

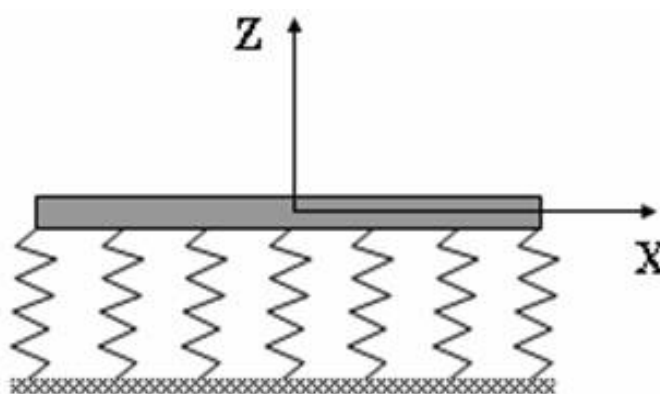


Figura 3.7 – Modelo de fundação de Winkler

3.5 – Modelos de Cálculo Estudados

Para uma melhor avaliação da variação das tensões na base da alvenaria provocadas pelas cargas verticais, serão adotados diferentes modelos de cálculo que fornecerão dados para se analisar a influência da consideração da interação solo-estrutura, do processo de carregamento e da deformabilidade do solo de fundação na distribuição destas tensões. Estes modelos são descritos abaixo:

- **Modelo 01** – Neste modelo a análise da estrutura será feita considerando-se que ela está totalmente carregada e que é suportada por uma fundação com apoios rígidos, o sistema que é adotado na maioria dos escritórios, sem a consideração da existência da interação solo-estrutura;

- **Modelo 02** – Neste modelo também se considera o carregamento total da estrutura, porém, a mesma é considerada como sendo suportada por apoios flexíveis. O solo de fundação é admitido como um solo fraco, com maior deformabilidade;
- **Modelo 03** – Modelo com as mesmas características do modelo 02, com a diferença que o solo de fundação aqui é admitido como sendo um solo mediano, apresentando deformação moderada;
- **Modelo 04** – Também como nos modelos 02 e 03, admite-se a hipótese do carregamento instantâneo. Para este modelo, admite-se para o solo de fundação as características de um solo forte, com pouca deformabilidade;
- **Modelo 05** – Considera-se a hipótese do carregamento incremental, com a estrutura sendo carregada numa seqüência de dois em dois andares. Para o solo de fundação admite-se o comportamento de um solo médio;
- **Modelo 06** – Modelo onde se considera a hipótese do carregamento incremental, com a estrutura sendo carregada em uma seqüência de quatro em quatro andares. Neste modelo, a fundação também possui as características de um solo médio.

3.6 – Considerações a Respeito da Análise Numérica

Na análise a ser realizada algumas simplificações serão adotadas de modo a facilitar o trabalho de modelagem e o procedimento computacional. Entre estas hipóteses simplificadoras pode-se citar:

- A alvenaria, o concreto da fundação e das lajes, além do solo, são considerados como materiais isotrópicos;
- O solo será considerado como um material homogêneo;

Com o intuito de simular o grau de deformabilidade do solo de fundação, os pontos nodais correspondentes ao apoio da sapata sobre o maciço de solo serão conectados ora a apoios fixos verticalmente, para simular a condição da estrutura apoiada em apoios rígidos, ora a molas de constante K (kN/m) variável de acordo com o tipo de solo que se deseja simular para representar a deformabilidade do mesmo.

A rigidez do solo, representada pela constante K , é obtida pela expressão:

$$K_i = k_{si} * A_i \quad (3.3)$$

Onde:

K_i = Rigidez relativa ao nó i ;

A_i = Área de influência do nó i , $A_i = B * L$ (figura 3.8).

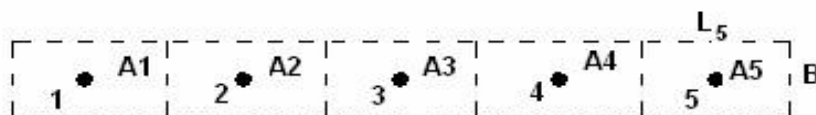


Figura 3.8 – Área de influência

Para simular o carregamento da estrutura por etapas (processo de carregamento incremental) foi adotada no programa computacional a opção de análise não-linear para os tipos de carregamento aos quais estará submetida. Esta opção permite que a cada etapa de carregamento sejam obtidos os deslocamentos e tensões nos pontos nodais. Estes valores serão considerados pelo programa como sendo os valores iniciais da próxima etapa de carregamento até que se chegue ao carregamento total da estrutura (figuras 3.9a e b).

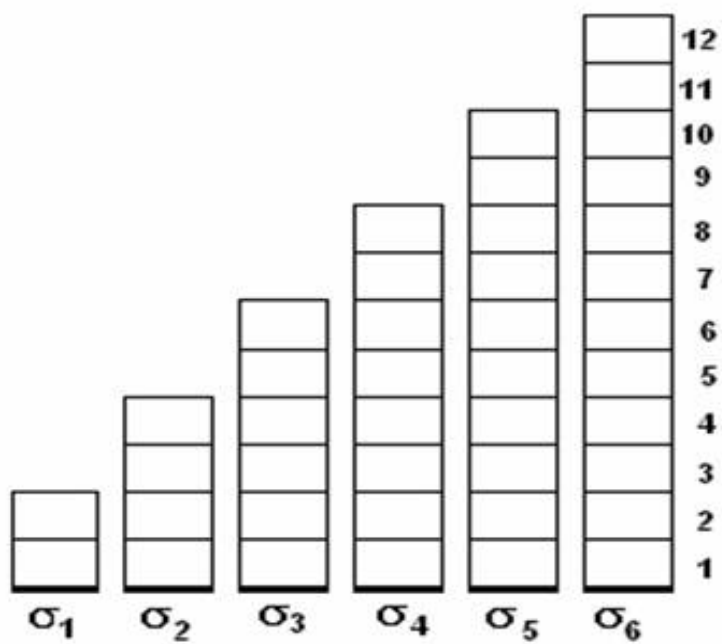


Figura 3.9a – Seqüência construtiva de dois em dois andares

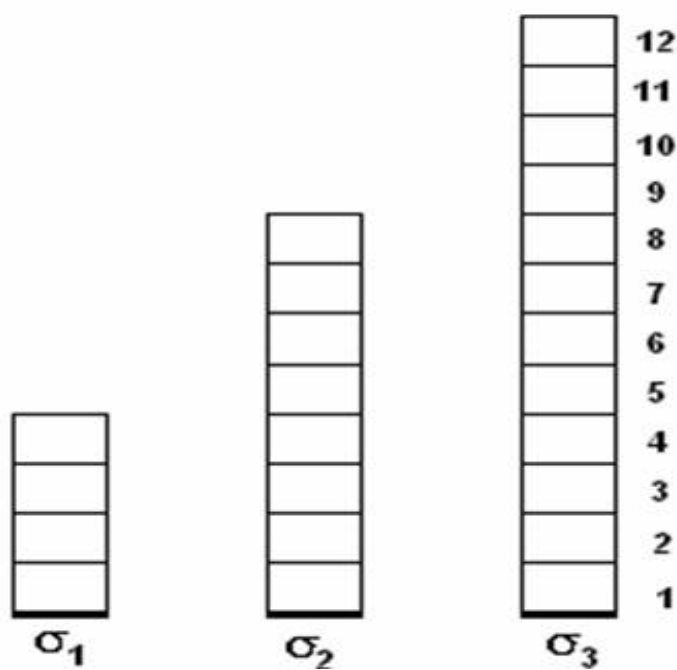


Figura 3.9b – Seqüência construtiva de quatro em quatro andares

3.7 – Carregamentos

Serão consideradas como cargas verticais as cargas permanentes e as cargas variáveis (sobrecargas). As cargas permanentes neste modelo se constituem do peso próprio dos elementos estruturais e do revestimento das lajes. Como carga variável será considerado o valor de acordo com a norma NBR 6120 (1980). Os valores destas cargas estão relacionados abaixo.

- Cargas permanentes em todos os pavimentos:

- Peso específico do concreto = 25 kN/m^3 ;
- Peso específico da alvenaria = 14 kN/m^3 ;
- Revestimento das lajes = $1,0 \text{ kN/m}^2$.

- Cargas variáveis em todos os pavimentos:

- Sobrecarga nas lajes = $1,50 \text{ kN/m}^2$.

Considerando-se os dados apresentados acima, foi usado o método das linhas de ruptura para distribuição das cargas das lajes sobre as paredes do edifício modelo mostrado na figura 3.2, sendo que foi considerado que todas as lajes são simplesmente apoiadas. A figura 3.10 mostra as áreas de influência de cada parede. Utilizando-se estas áreas tem-se como carregamento por metro em cada pavimento a seguinte situação:

- Paredes P1-X e P3-X:

- Peso próprio da laje e Revestimento = $3,28 \text{ kN/m}$;
- Sobrecarga = $1,41 \text{ kN/m}$.

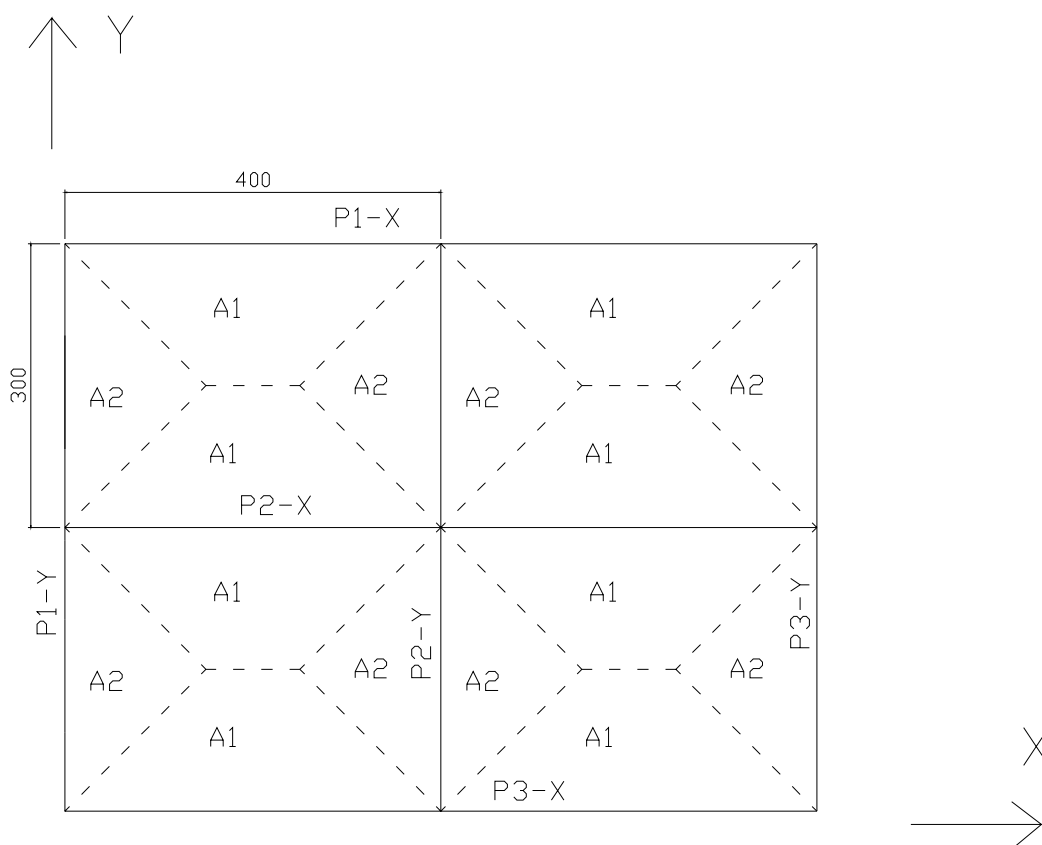


Figura 3.10 – Esquema para cálculo da reação das lajes nas paredes.

- Parede P2-X:

- Peso próprio da laje e Revestimento = $2 \times 3,28 = 4,76$ kN/m;
- Sobrecarga = $2 \times 1,41 = 2,82$ kN/m.

- Paredes P1-Y e P3-Y:

- Peso próprio da laje e Revestimento = $2,63$ kN/m;
- Sobrecarga = $1,13$ kN/m.

- Parede P2-Y:

- Peso próprio da laje e Revestimento = $2 \times 2,63 = 5,26$ kN/m;
- Sobrecarga = $2 \times 1,13 = 2,26$ kN/m.

3.8 – Valores do coeficiente de rigidez K (kN/m)

Como já foi dito anteriormente, o valor de K é calculado pela expressão 3.3 ($K_i = k_{si} * A_i$) e, no presente trabalho, para se proceder à análise dos modelos 02, 03, 04, 05, 06 e 07 fez-se uso da tabelas 3.1, referente a cada um dos modelos.

As áreas de influência de cada nó foram calculadas de acordo com a figura 3.11. Os valores marcados com asterisco referem-se às áreas onde o comprimento e a largura não são regulares (áreas hachuradas na figura 3.11).

Tabela 3.1 – Valores do coeficiente de rigidez K

Elemento	B (cm) = largura	L (cm) = comprimento	Área (m ²)	K (kN/m) = Rigidez		
				Modelo 02 $k_s=1 \times 10^4$	Modelos 03, 05 e 06 $k_s=5 \times 10^4$	Modelo 04 $k_s=1 \times 10^5$
A1	42,5	43,33	0,1833*	1833,0	9165,0	18330,0
A2	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A3	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A4	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	17330,0
A5	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A6	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A7	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	17330,0
A8	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A9	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A10	42,5	46,67	0,1967*	1967,0	9835,0	19670,0
A11	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A12	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A13	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	17330,0
A14	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A15	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A16	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	17330,0
A17	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A18	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0

Elemento	B (cm) = largura	L (cm) = comprimento	Área (m ²)	K (kN/m) = Rigidez		
				Modelo 02	Modelos 03, 05 e 06	Modelo 04
				$k_s=1 \times 10^4$	$k_s=5 \times 10^4$	$k_s=1 \times 10^5$
A19	36,67	43,33	0,1589	1589,0	7945,0	15890,0
A20	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A21	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A22	40,0	33,33	0,1344*	1344,0	6720,0	13440,0
A23	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A24	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A25	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A26	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A27	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A28	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A29	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A30	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A31	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A32	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A33	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A34	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A35	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A36	45,0	40,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A37	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A38	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A39	40,0	33,33	0,1346*	1346,0	6730,0	13460,0
A40	43,75	45,00	0,1950*	1950,0	9750,0	19500,0
A41	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A42	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A43	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A44	40,0	41,25	0,1650	1650,0	8250,0	16500,0
A45	40,0	35,00	0,1400	1400,0	7000,0	14000,0
A46	40,0	40,84	0,1634	1634,0	8170,0	16340,0
A47	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A48	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0

Elemento	B (cm) = largura	L (cm) = comprimento	Área (m ²)	K (kN/m) = Rigidez		
				Modelo 02	Modelos 03, 05 e 06	Modelo 04
				$k_s=1 \times 10^4$	$k_s=5 \times 10^4$	$k_s=1 \times 10^5$
A49	45,83	46,67	0,2100*	2100,0	10500,0	21000,0
A50	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A51	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A52	40,0	40,84	0,1634	1634,0	8170,0	16340,0
A53	40,0	35,00	0,1400	1400,0	7000,0	14000,0
A54	40,0	41,25	0,1650	1650,0	8250,0	16500,0
A55	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A56	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A57	40,0	47,50	0,1900	1900,0	9500,0	19000,0
A58	33,33	43,75	0,1458	1458,0	7920,0	16000,0
A59	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	13330,0
A60	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	17000,0
A61	40,0	33,33	0,1346*	1346,0	6730,0	17000,0
A62	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	16000,0
A63	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	13330,0
A64	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	17000,0
A65	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	17000,0
A66	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	13330,0
A67	40,0	40,84	0,1634	1634,0	8170,0	18000,0
A68	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	18000,0
A69	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	13330,0
A70	40,0	35,00	0,1400	1400,0	7000,0	13460,0
A71	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	19500,0
A72	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A73	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A74	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A75	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A76	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A77	40,0	33,33	0,1333	1333,0	6665,0	13330,0
A78	40,0	33,33	0,1344*	1344,0	6720,0	13440,0

Elemento	B (cm) = largura	L (cm) = comprimento	Área (m ²)	K (kN/m) = Rigidez		
				Modelo 02	Modelos 03, 05 e 06	Modelo 04
				$k_s=1 \times 10^4$	$k_s=5 \times 10^4$	$k_s=1 \times 10^5$
A79	42,5	42,50	0,1800*	1800,0	9000,0	18000,0
A80	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A81	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A82	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A83	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A84	40,0	45,00	0,1800	1800,0	9000,0	18000,0
A85	40,0	42,50	0,1700	1700,0	8500,0	17000,0
A86	40,0	35,00	0,1400	1400,0	7000,0	14000,0
A87	40,0	35,00	0,1400	1400,0	7000,0	14000,0
A88	40,0	35,00	0,1406*	1406,0	7030,0	14060,0
A89	42,5	40,84	0,1727*	1727,0	8635,0	17270,0
A90	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A91	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18670,0
A92	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	17330,0
A93	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	17000,0
A94	40,0	40,00	0,1600	1600,0	8000,0	16000,0
A95	40,0	43,33	0,1733	1733,0	8665,0	13330,0
A96	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18000,0
A97	40,0	46,67	0,1867	1867,0	9335,0	18000,0
A98	36,67	43,33	0,1589	1589,0	7945,0	13330,0

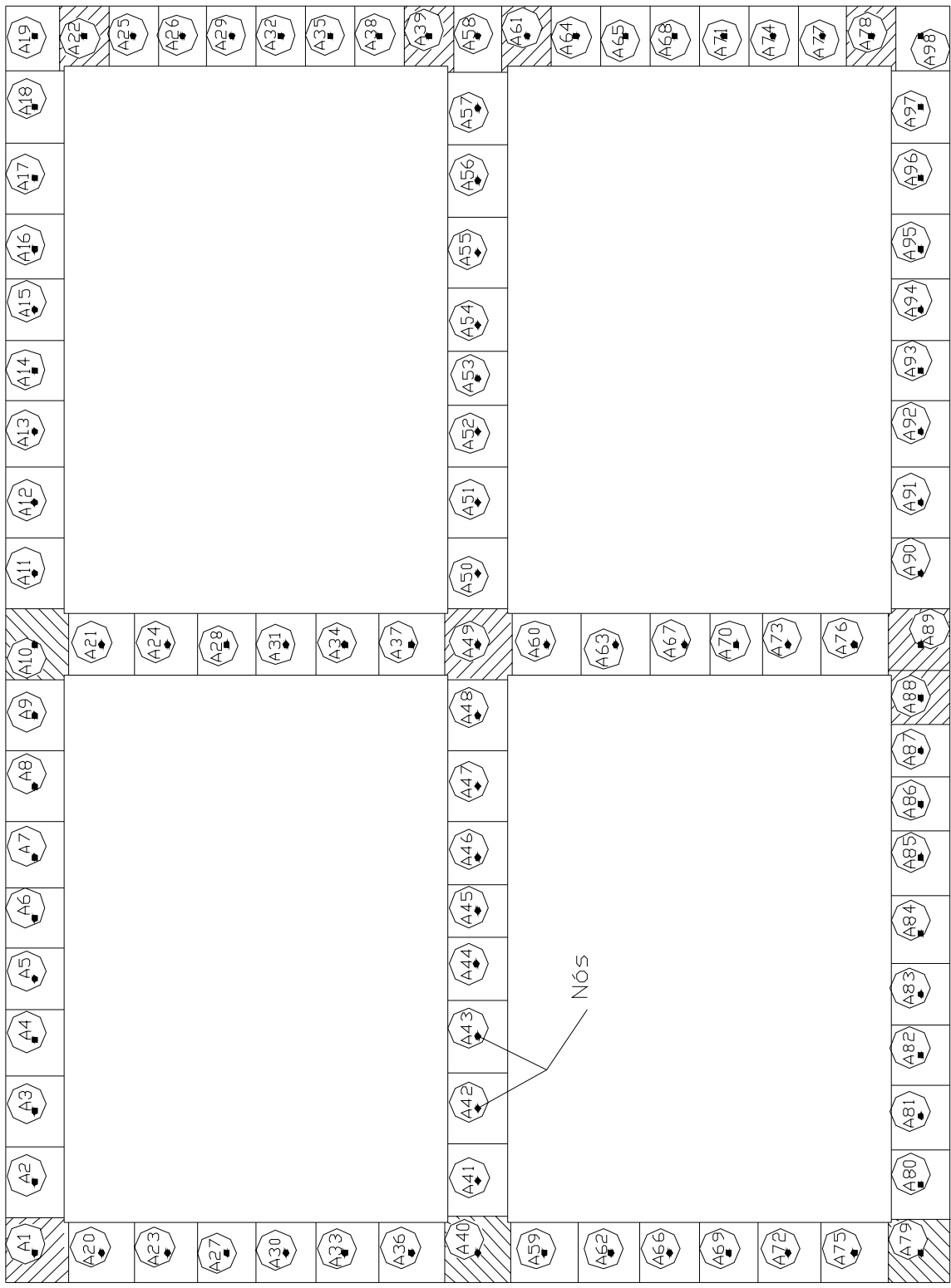


Figura 3.11 – Área de influência

4

Análise dos Resultados

Nas figuras de 4.1 a 4.6 estão apresentadas as malhas de elementos finitos utilizadas nas paredes indicadas nas figuras 3.4a a 3.4f, com as correspondentes aberturas, destacando-se os elementos da base.

A figura 4.7 mostra um esquema tridimensional dos quatro primeiros andares do edifício usado neste trabalho, mostrando as suas aberturas.

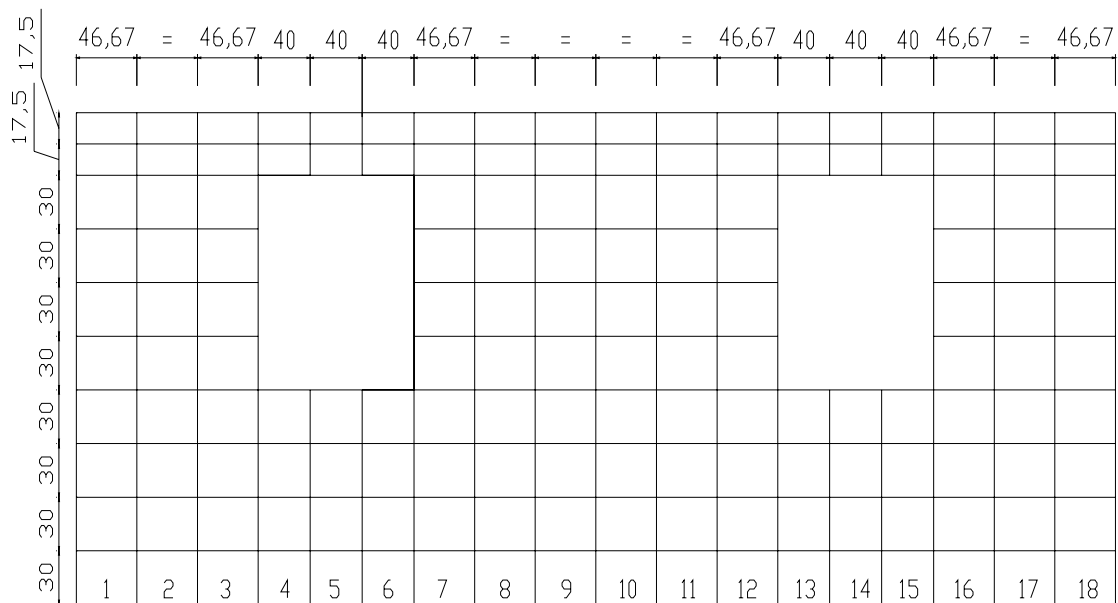


Figura 4.1 – Parede P1-X

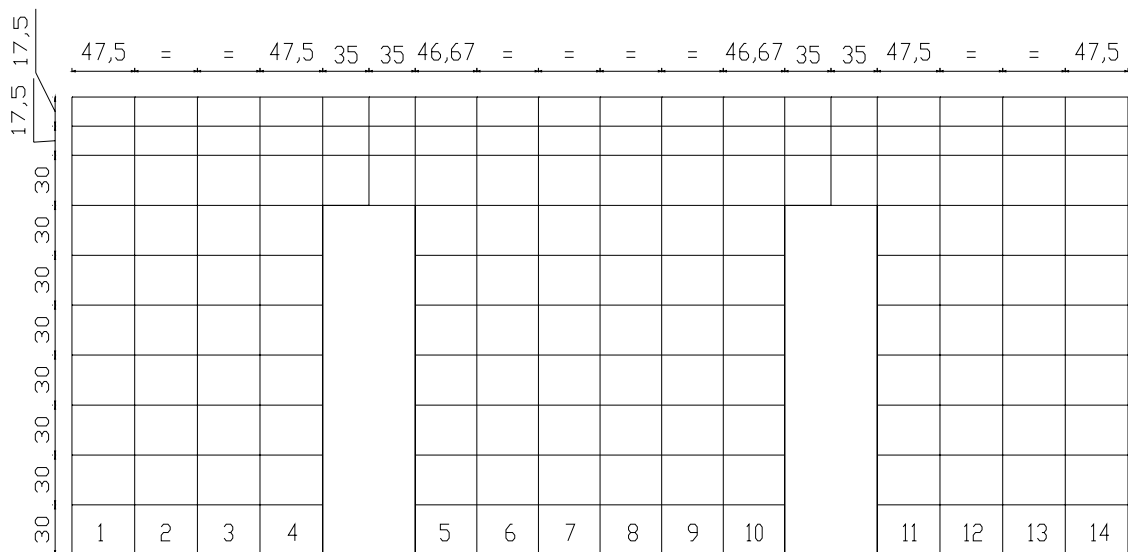


Figura 4.2 – Parede P2-X

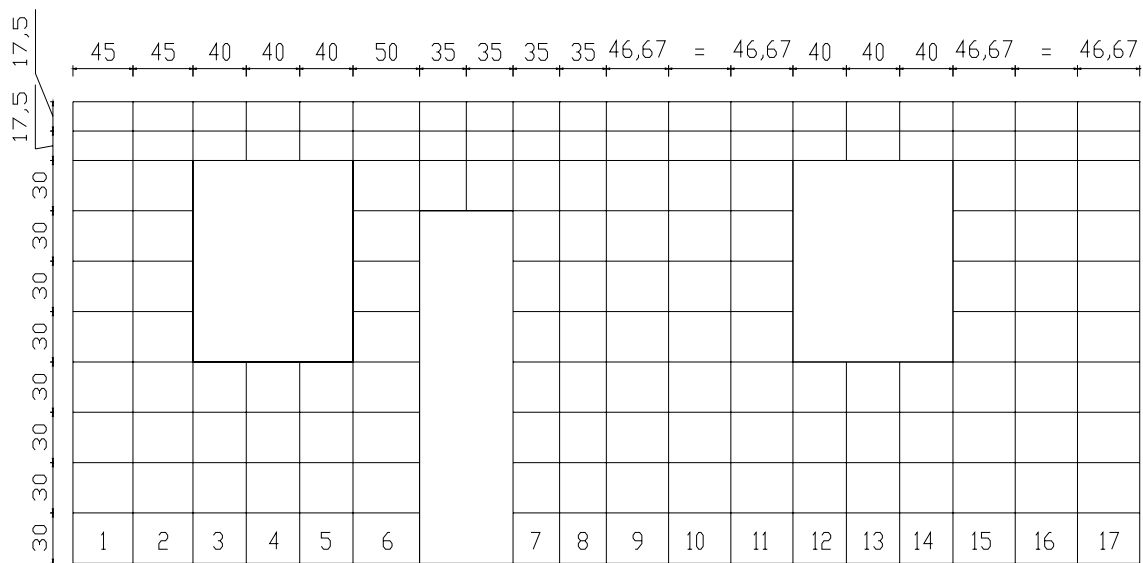


Figura 4.3 – Parede P3-X

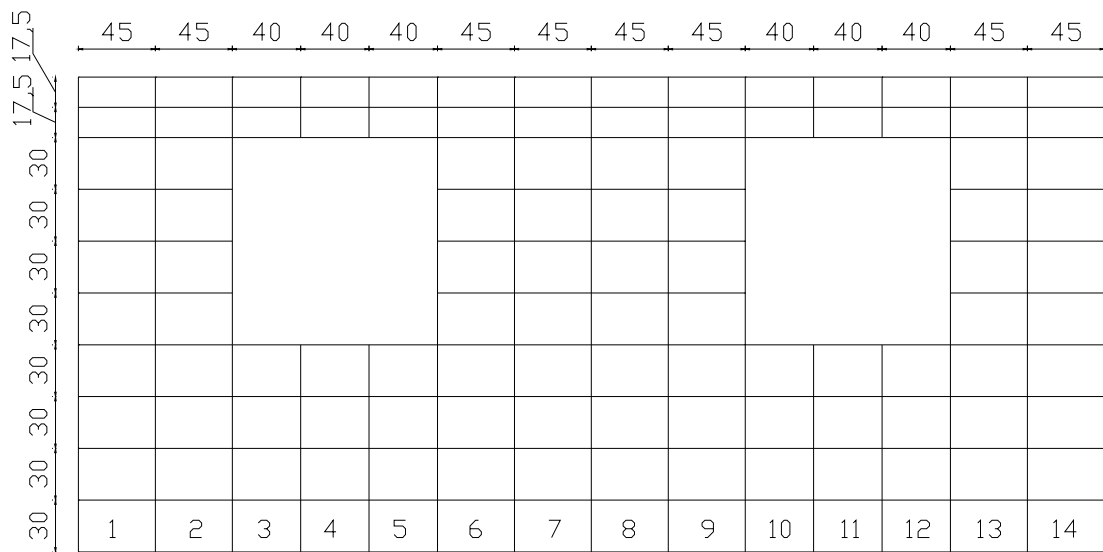


Figura 4.4 – Parede P1-Y

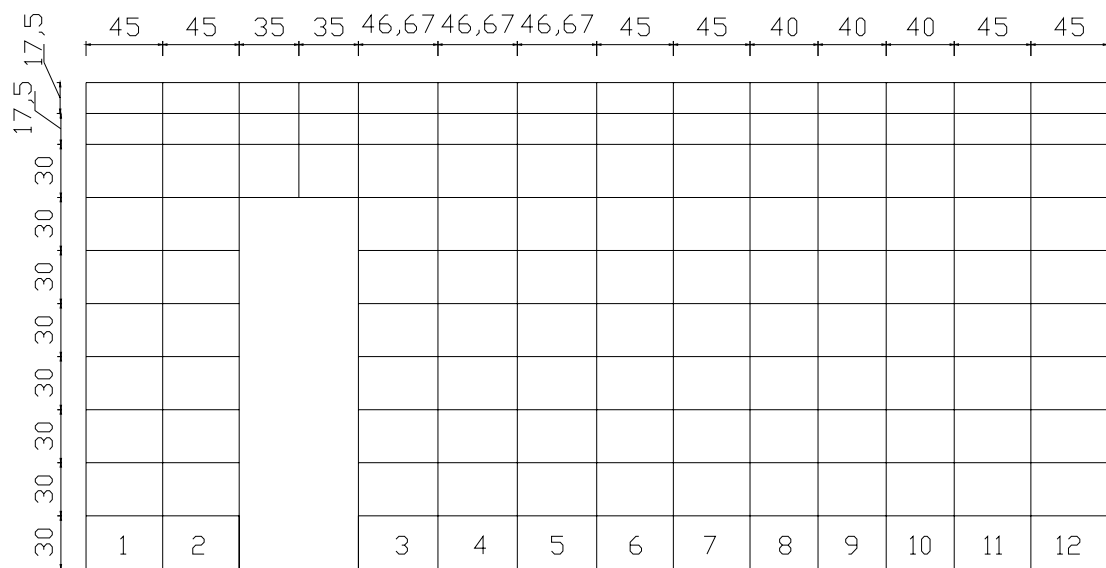


Figura 4.5 – Parede P2-Y

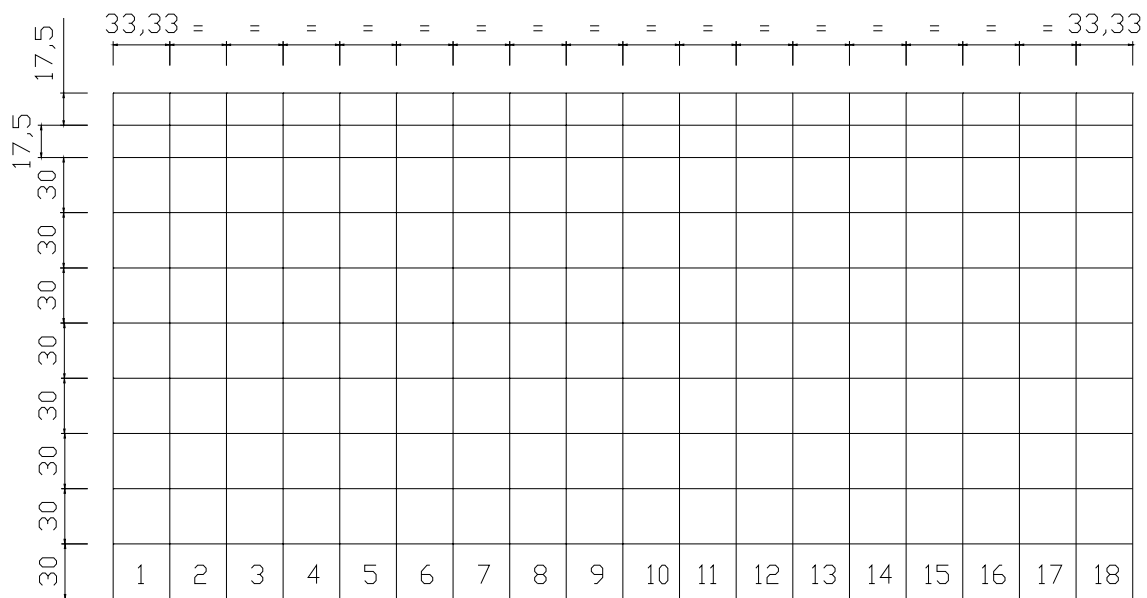


Figura 4.6 – Parede P3-Y

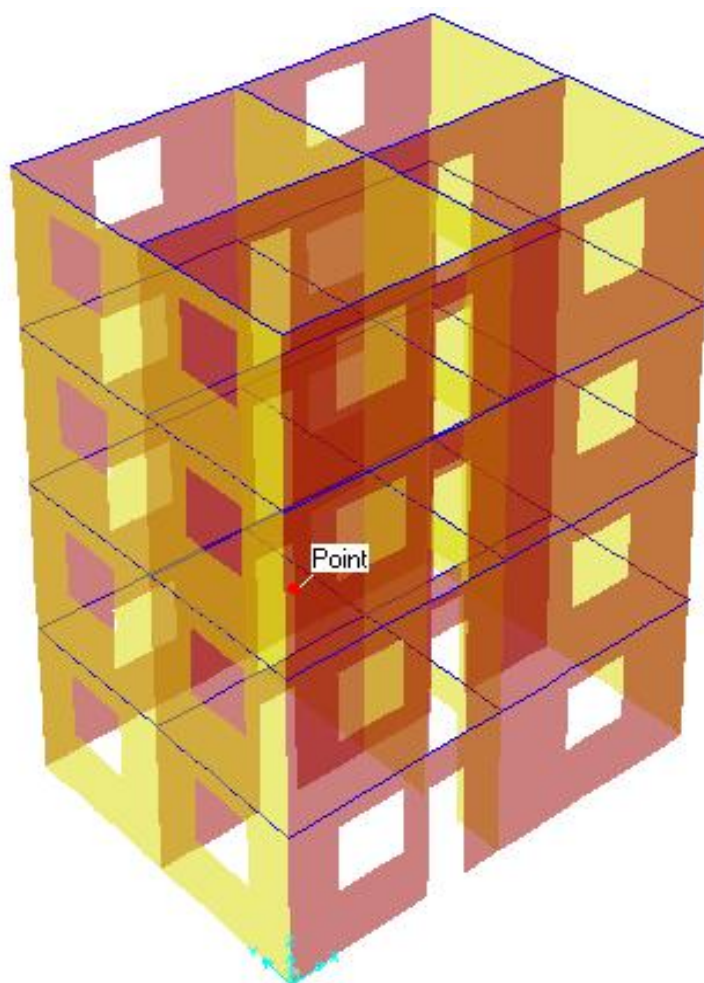


Figura 4.7 – Apresentação tridimensional dos quatro primeiros andares do edifício

4.1 – Análise 1 – Influência da ISE e da deformabilidade do solo na distribuição de tensões

Nas tabelas de 4.1 a 4.6 são apresentados os resultados obtidos para cada uma das paredes em seus elementos da base. Para se avaliar a influência da interação solo-estrutura e da deformabilidade do solo de fundação, 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. Os gráficos no final da seção servem para auxiliar na compreensão dos resultados.

4.1.1 - Parede P1-X

Tabela 4.1 (Parede P1-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-1.874	-1.876	-1.876	-1.977
2	-1.210	-1.211	-1.211	-1.276
3	-1.060	-1.060	-1.059	-1.052
4	-852	-850	-848	-767
5	-714	-712	-710	-596
6	-860	-859	-857	-756
7	-1.063	-1.061	-1.059	-1.007
8	-1.180	-1.178	-1.177	-1.195
9	-1.811	-1.804	-1.798	-1.764
10	-1.811	-1.804	-1.798	-1.764
11	-1.191	-1.187	-1.184	-1.169
12	-1.090	-1.083	-1.079	-966
13	-892	-885	-880	-711
14	-738	-732	-726	-542
15	-843	-836	-831	-659
16	-1.039	-1.031	-1.026	-886
17	-1.155	-1.147	-1.142	-1.058
18	-1.860	-1.855	-1.848	-1.810

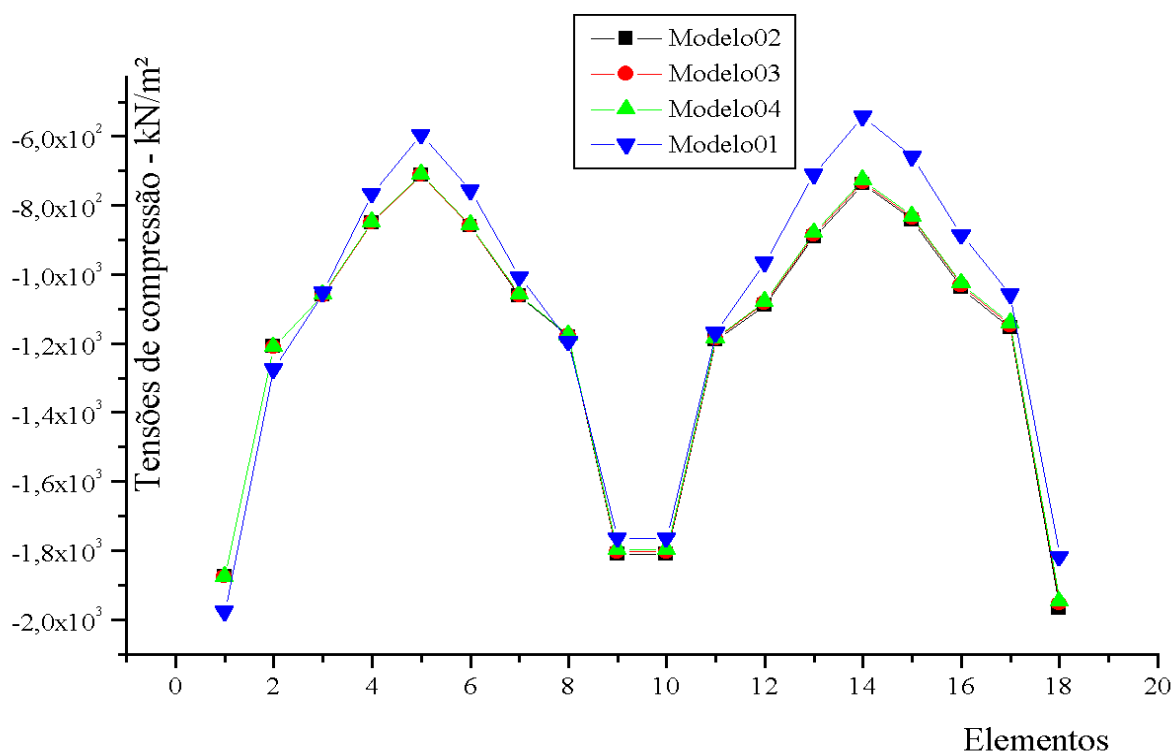


Figura 4.8 – Tensões na base da parede P1-X – Análise 01.

- Maior homogeneização das tensões com a consideração da ISE, mais acentuada nos modelos menos rígidos
- Aumento das tensões com a consideração da ISE e com o aumento da rigidez do solo nos elementos 3, 4, 5, 6, 7, 12, 13, 14, 15 e 16;
- Diminuição dos valores das tensões com o aumento da rigidez do solo nos elementos situados abaixo e próximos às aberturas (elementos 3, 4, 5, 6, 7, 12, 13, 14, 15, 16 e 17).

4.1.2 - Parede P2-X

Tabela 4.2 (Parede P2-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-1.103	-1.106	-1.139	-1.215
2	-1.056	-1.061	-1.068	-1.171
3	-1.056	-1.061	-1.065	-1.171
4	-1.445	-1.456	-1.507	-1.487
5	-1.823	-1.829	-1.899	-1.650
6	-1.004	-1.011	-1.059	-1.157
7	-956	-962	-972	-1.203
8	-956	-962	-974	-1.203
9	-1.020	-1.023	-1.081	-1.129
10	-1.892	-1.891	-1.961	-1.544
11	-1.418	-1.422	-1.468	-1.363
12	-1.051	-1.051	-1.061	-1.028
13	-1.031	-1.032	-1.034	-1.028
14	-977	-989	-991	-1.073

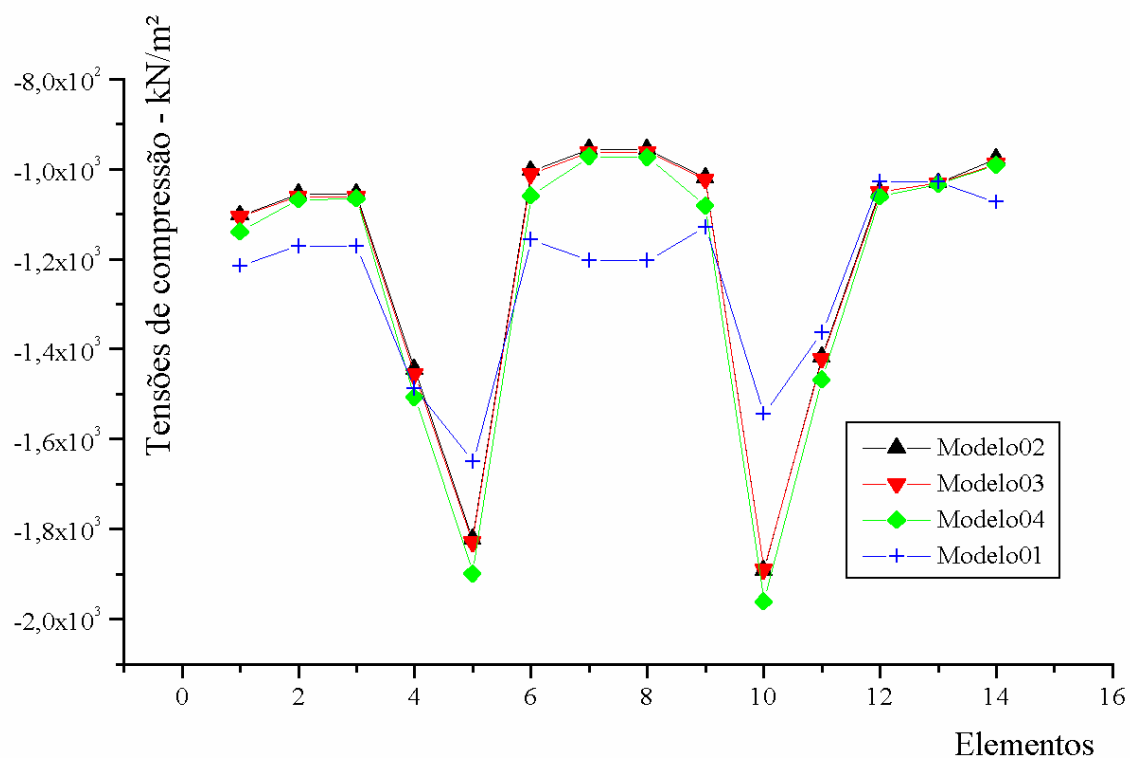


Figura 4.9 – Tensões na base da parede P2-X – Análise 01.

- Verifica-se uma redistribuição das tensões em quase todos os elementos, com valores menores principalmente nos elementos de apoio (elementos 1, 7, 8 e 14) quando se considera a ISE na comparação entre os modelos 01 e 04;
- Aumento das tensões com a consideração da ISE nos elementos próximos às aberturas das portas (elementos 4, 5, 10 e 11), além de se verificar um aumento das tensões com o respectivo aumento da rigidez do meio.

4.1.3 - Parede P3-X

Tabela 4.3 (Parede P3-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-1.656	-1.651	-1.645	-1.672
2	-907	-905	-901	-927
3	-768	-764	-759	-694
4	-689	-683	-676	-512
5	-896	-889	-879	-678
6	-1.236	-1.234	-1.234	-1.178
7	-2.276	-2.256	-2.231	-1.670
8	-1.482	-1.472	-1.464	-1.417
9	-1.490	-1.481	-1.472	-1.428
10	-931	-930	-931	-1.015
11	-929	-928	-929	-940
12	-788	-787	-788	-728
13	-669	-667	-667	-555
14	-790	-788	-788	-677
15	-895	-894	-897	-852
16	-895	-894	-897	-875

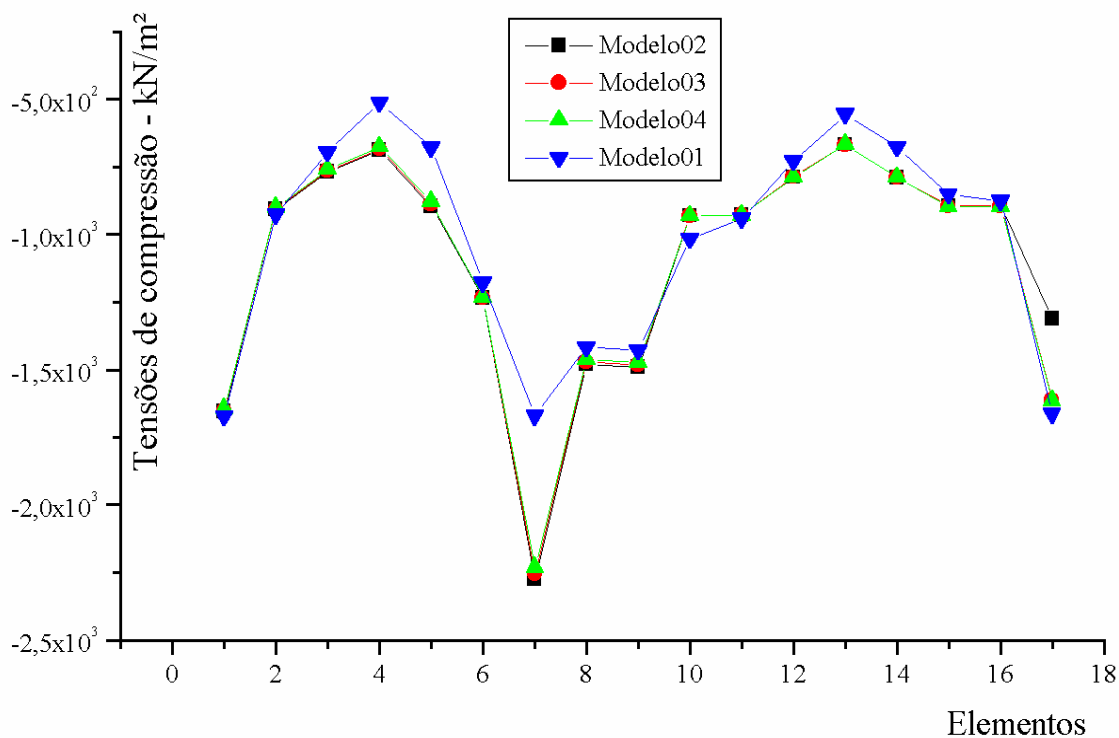


Figura 4.10 – Tensões na base da parede P3-X – Análise 01.

- Maior homogeneização nos valores de tensões quando se considera a ISE (comparação entre o modelo 01 e o modelo 04). Na medida em que se tem um aumento da rigidez do meio, as tensões diminuem nos elementos 1, 8, 9 e 17, que são elementos de apoio;
- Aumento das tensões com a consideração da ISE na maioria dos elementos, principalmente o elemento 7, na comparação entre os modelos 01 e 04;
- Diminuição das tensões com o aumento da rigidez do meio nos elementos 2, 3, 4, 5, 6, 7, 11, 12, 13, 14 e 15, que são elementos adjacentes ou imediatamente abaixo às aberturas.

4.1.4 - Parede P1-Y

Tabela 4.4 (Parede P1-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-2.003	-1.999	-1.992	-1.996
2	-1.218	-1.216	-1.212	-1.242
3	-892	-892	-890	-870
4	-723	-722	-720	-649
5	-905	-904	-902	-857
6	-1.133	-1.134	-1.132	-1.177
7	-1.737	-1.737	-1.733	-1.802
8	-1.737	-1.737	-1.733	-1.802
9	-1.118	-1.119	-1.118	-1.164
10	-888	-889	-887	-840
11	-715	-715	-713	-630
12	-888	-887	-885	-832
13	-1.159	-1.159	-1.157	-1.177
14	-2.051	-2.052	-2.051	-2.123

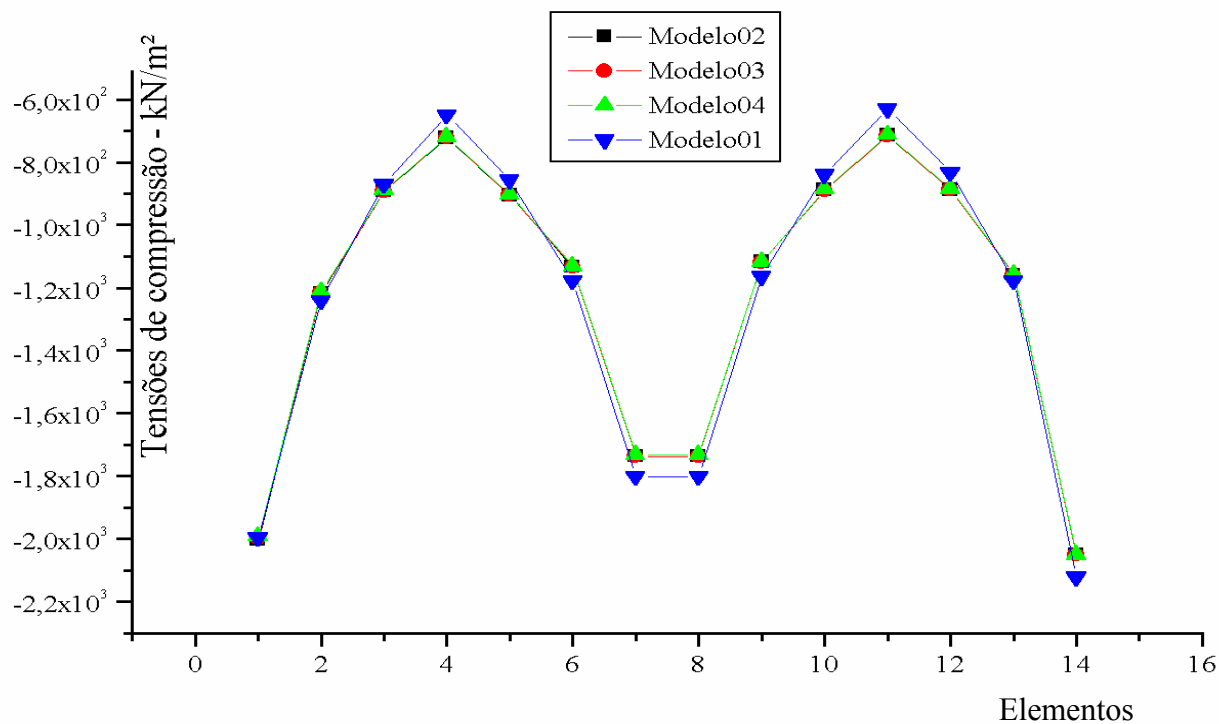


Figura 4.11 – Tensões na base da parede P1-Y – Análise 01.

- Maior homogeneização das tensões com a consideração da ISE, além de uma diminuição destes valores com o aumento da rigidez do meio nos elementos de apoio (elementos 1, 7, 8 e 14);
- Diminuição das tensões com a consideração da ISE nos elementos próximos às aberturas (elementos 2, 6, 9 e 13);
- Aumento das tensões com a consideração da ISE e diminuição dos valores com o aumento da rigidez nos elementos abaixo das aberturas (elementos 3, 4, 5, 10, 11 e 12).

4.1.5 - Parede P2-Y

Tabela 4.5 (Parede P2-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-1.533	-1.522	-1.511	-1.447
2	-1.231	-1.246	-1.264	-1.352
3	-2.137	-2.125	-2.114	-1.703
4	-1.094	-1.097	-1.102	-1.162
5	-986	-992	-1.001	-1.079
6	-894	-902	-912	-1.131
7	-923	-931	-941	-1.162
8	-937	-943	-952	-1.197
9	-941	-947	-954	-1.197
10	-948	-952	-958	-1.144
11	-948	-952	-958	-1.125

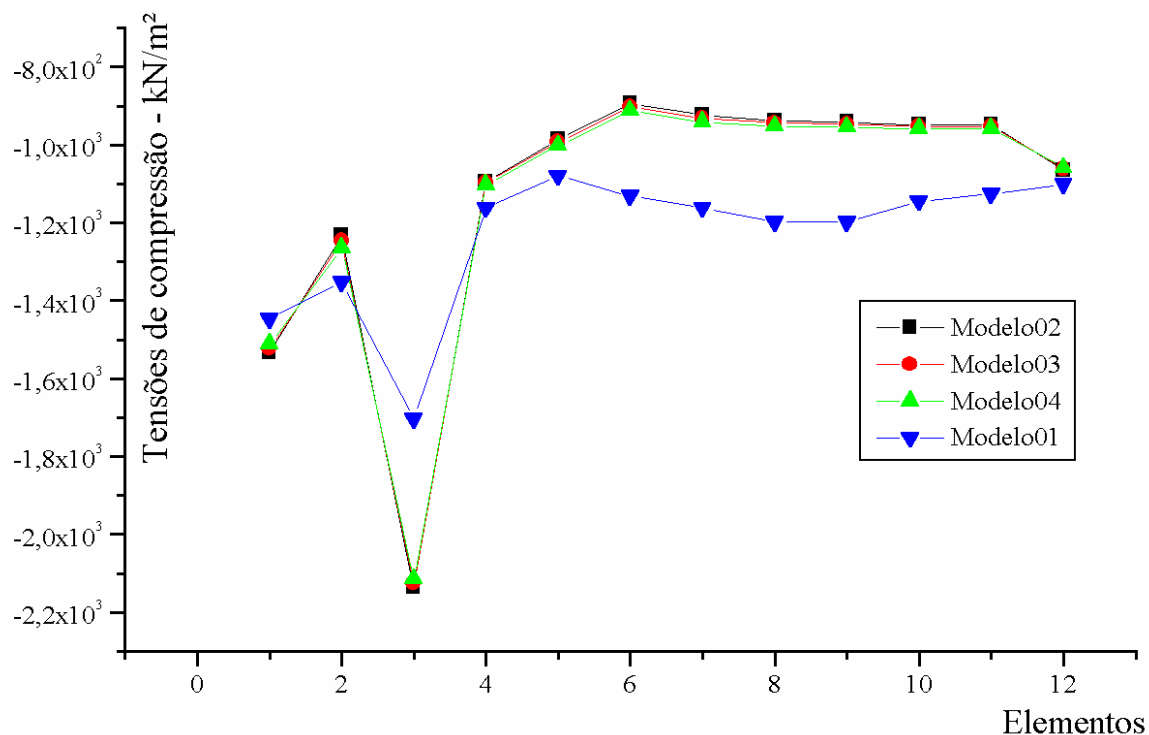


Figura 4.12 – Tensões na base da parede P2-Y – Análise 01.

- Diminuição das tensões com a consideração da ISE na maioria dos elementos, sendo que nos elementos 1 e 12 (apoios extremos), observa-se que a tensão diminui com

o aumento da rigidez e, nos elementos 5 e 6 (apoios intermediários), a tensão aumenta com o aumento da rigidez;

- Aumento das tensões com a consideração da ISE e diminuição dos valores com o aumento da rigidez no elemento 3 (elemento próximo à abertura);
- Diminuição das tensões com a consideração da ISE e aumento das mesmas com o aumento da rigidez no elemento 2.

4.1.6 - Parede P3-Y

Tabela 4.6 (Parede P3-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 02	Modelo 03	Modelo 04	Modelo 01
1	-1.535	-1.535	-1.540	-1.632
2	-942	-941	-945	-987
3	-915	-915	-919	-966
4	-932	-933	-938	-981
5	-937	-939	-944	-988
6	-937	-939	-944	-988
7	-927	-930	-933	-990
8	-916	-922	-922	-997
9	-1.263	-1.276	-1.263	-1.371
10	-1.263	-1.276	-1.263	-1.371
11	-924	-928	-926	-985
12	-940	-940	-940	-966
13	-958	-956	-956	-948
14	-958	-956	-956	-939
15	-958	-954	-953	-920
16	-935	-930	-928	-887
17	-956	-949	-946	-886
18	-1.530	-1.521	-1.517	-1.475

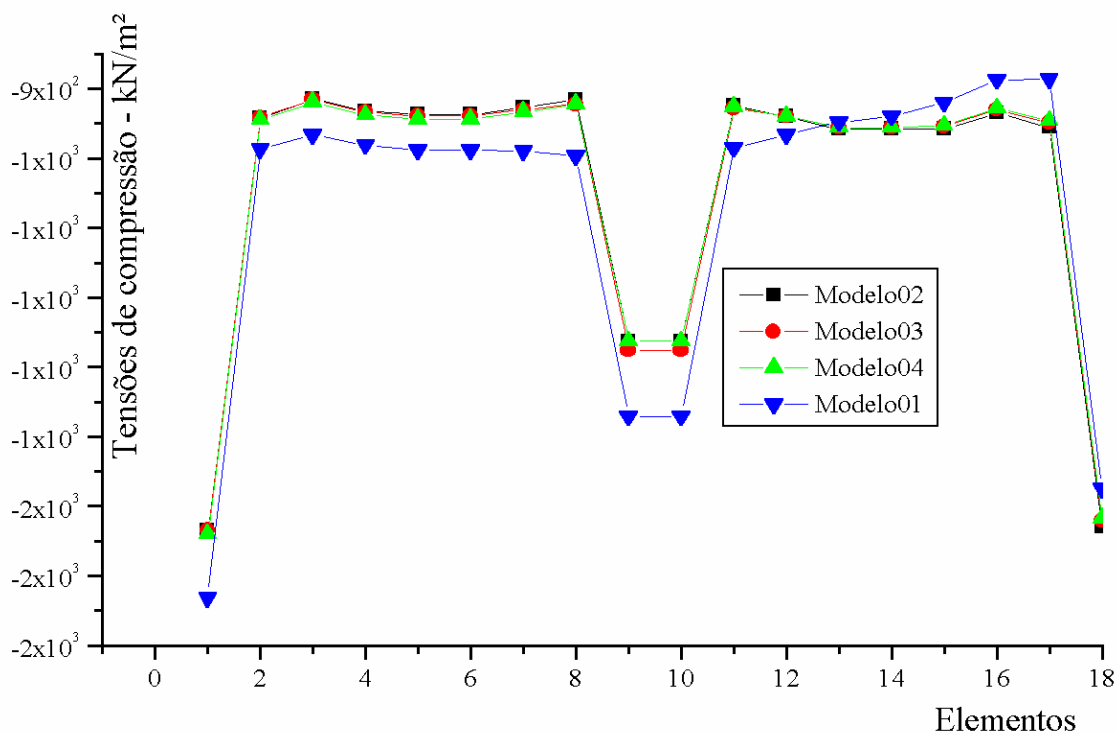


Figura 4.13 – Tensões na base da parede P3-Y – Análise 01.

- Tendência a uma homogeneização das tensões com a consideração da ISE nos elementos de apoio (elementos 1, 9, 10 e 18);
- Diminuição nos valores das tensões em quase todos os elementos com a consideração da ISE.

4.2 – Análise 2 – Influência do processo de carregamento na distribuição de tensões

Nas tabelas de 4.7 a 4.12 são apresentados os resultados obtidos para cada uma das paredes em seus elementos da base. Já a influência do processo de carregamento é avaliada através da comparação dos resultados obtidos para a tensão vertical na base das paredes no primeiro pavimento nos modelos 03, 05 e 06, seguidos dos comentários relativos a cada parede. Ao final da seção estão os gráficos referentes às paredes para auxiliar na compreensão dos resultados.

4.2.1 - Parede P1-X

Tabela 4.7 (Parede P1-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.876	-1.844	-1.848
2	-1.211	-1.203	-1.206
3	-1.060	-1.049	-1.053
4	-850	-842	-846
5	-712	-708	-708
6	-859	-855	-852
7	-1.061	-1.057	-1.053
8	-1.178	-1.181	-1.176
9	-1.804	-1.795	-1.773
10	-1.804	-1.795	-1.773
11	-1.187	-1.190	-1.184
12	-1.083	-1.080	-1.076
13	-885	-882	-879
14	-732	-728	-727
15	-836	-828	-831
16	-1.031	-1.022	-1.025
17	-1.147	-1.139	-1.141

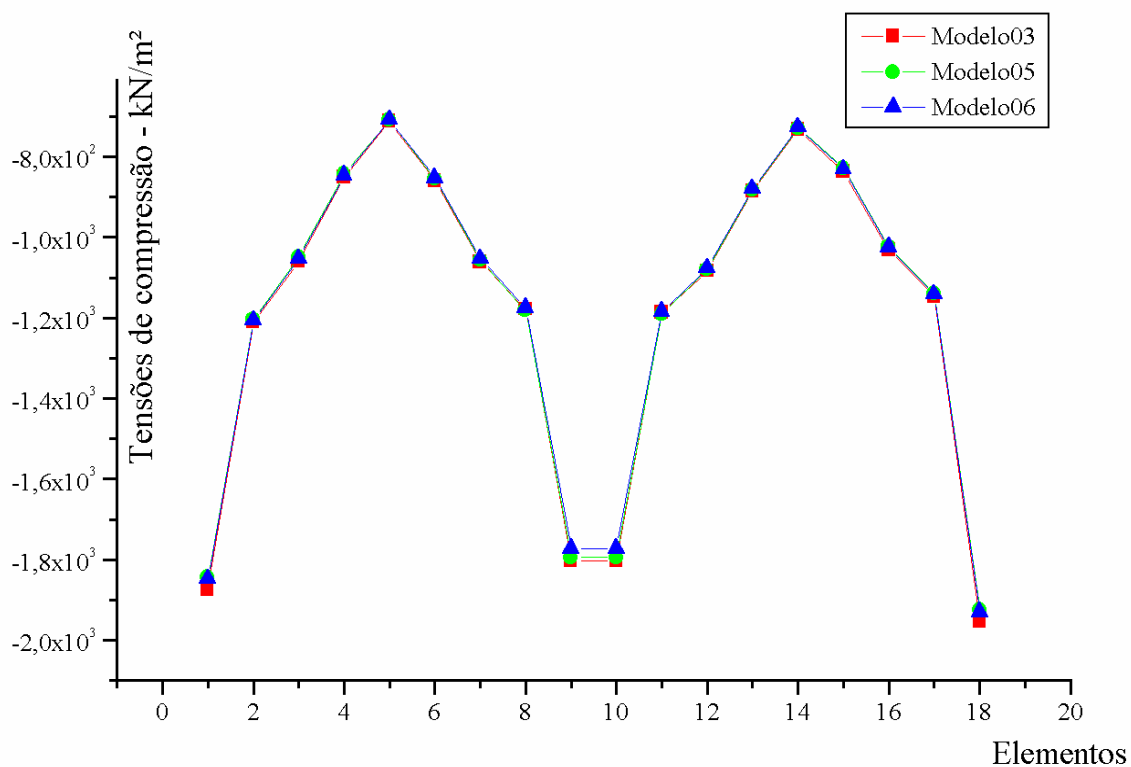


Figura 4.14 – Tensões na base da parede P1-X – Análise 02.

- Diminuição das tensões à medida que se considera o processo de carregamento nos elementos de apoio (elementos 1, 9, 10 e 18), sendo que nos apoios extremos a tensão diminui com o refinamento do processo e nos apoios intermediários o comportamento não é bem definido;
- Diminuição dos valores das tensões com o processo incremental nos elementos próximos às aberturas (elementos 3, 7, 12 e 16);
- Diminuição das tensões com o processo de carregamento incremental nos elementos abaixo das aberturas (elementos 4, 5, 6, 13, 14 e 15).

4.2.2 - Parede P2-X

Tabela 4.8 (Parede P2-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.106	-1.107	-1.100
2	-1.061	-1.076	-1.074
3	-1.061	-1.076	-1.074
4	-1.456	-1.464	-1.494
5	-1.829	-1.884	-1.850
6	-1.011	-1.037	-1.030
7	-962	-983	-982
8	-962	-982	-982
9	-1.023	-1.049	-1.042
10	-1.891	-1.945	-1.912
11	-1.422	-1.432	-1.460
12	-1.051	-1.071	-1.071
13	-1.032	-1.049	-1.046
14	-989	-992	-986

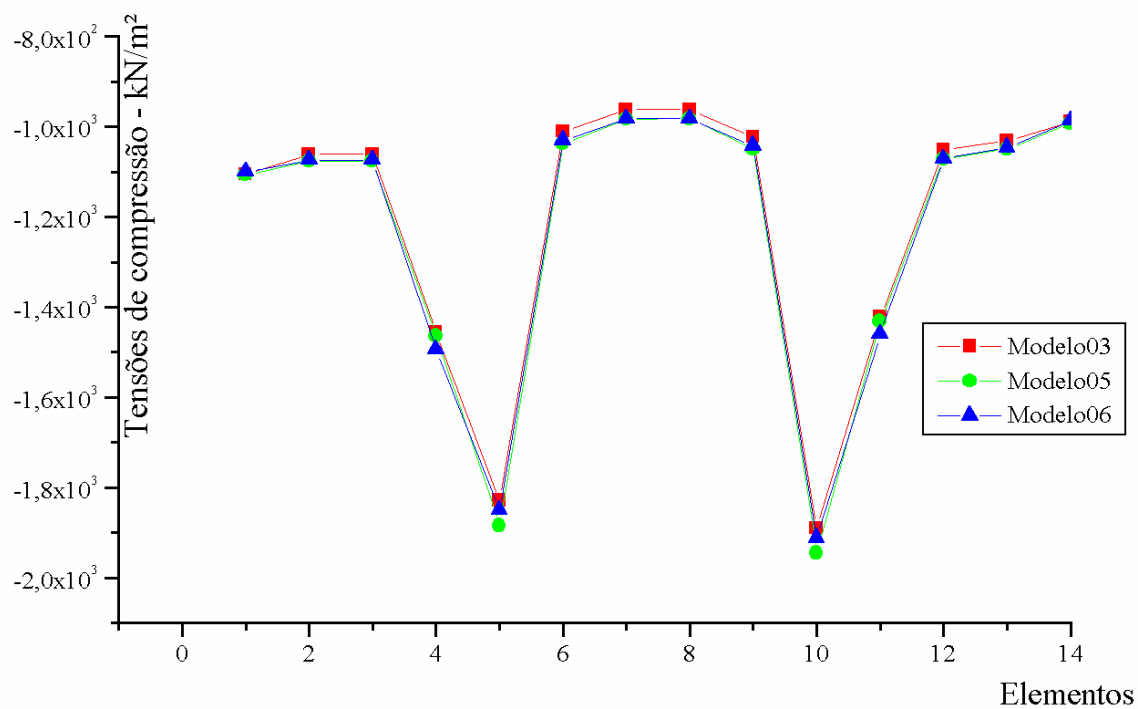


Figura 4.15 – Tensões na base da parede P2-X – Análise 02.

- Homogeneização das tensões quando se considera o processo incremental nos elementos dos apoios (elementos 1, 7, 8 e 14);
- Aumento nos valores das tensões nos elementos próximos às aberturas (elementos 4, 5, 10 e 11);
- Aumento nos valores das tensões com o refinamento do processo nos elementos 2, 3, 6, 9, 12 e 13.

4.2.3 - Parede P3-X

Tabela 4.9 (Parede P3-X) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.651	-1.633	-1.637
2	-905	-896	-900
3	-764	-753	-758
4	-683	-676	-679
5	-889	-884	-886
6	-1.234	-1.229	-1.238
7	-2.256	-2.242	-2.239
8	-1.472	-1.478	-1.464
9	-1.481	-1.486	-1.473
10	-930	-927	-934
11	-928	-916	-926
12	-787	-781	-785
13	-667	-661	-664
14	-788	-781	-784
15	-894	-887	-889
16	-894	-887	-889
17	-1.612	-1.596	-1.595

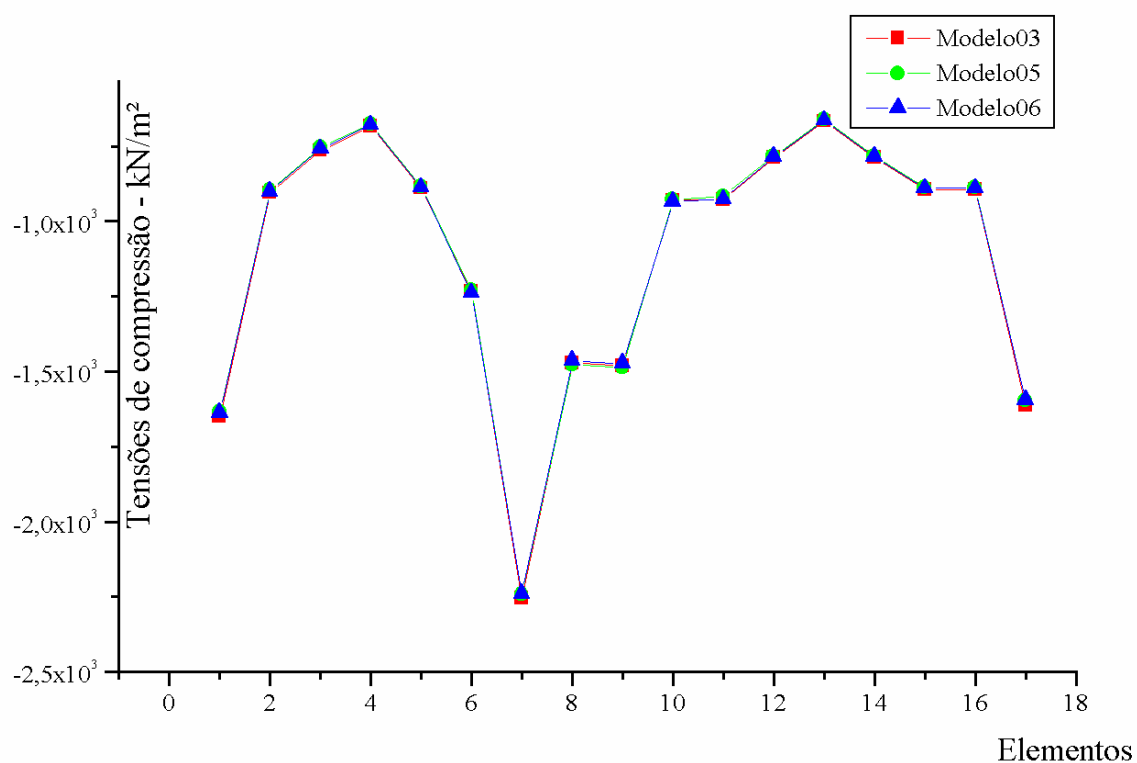


Figura 4.16 – Tensões na base da parede P3-X – Análise 02.

- Tendência à diminuição das tensões com a consideração do processo incremental de carregamento na maioria dos elementos;
- Diminuição dos valores das tensões à medida que o processo se torna mais refinado em quase todos os elementos.

4.2.4 - Parede P1-Y

Tabela 4.10 (Parede P1-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.999	-1.961	-1.966
2	-1.216	-1.206	-1.210
3	-892	-879	-883
4	-722	-716	-713
5	-904	-898	-892
6	-1.134	-1.138	-1.128
7	-1.737	-1.720	-1.690
8	-1.737	-1.720	-1.690
9	-1.119	-1.122	-1.114
10	-889	-881	-877
11	-715	-707	-706
12	-887	-875	-878
13	-1.159	-1.151	-1.153
14	-2.052	-2.014	-2.016

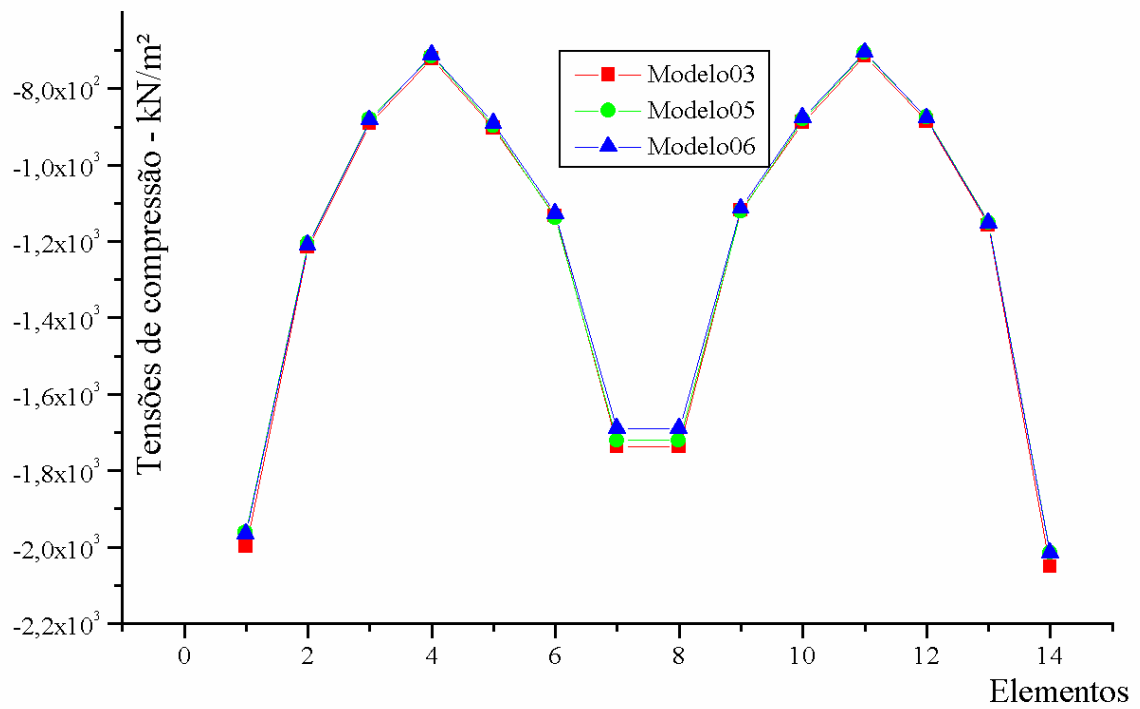


Figura 4.17 – Tensões na base da parede P1-Y – Análise 02.

- Diminuição das tensões à medida que se considera o processo de carregamento em quase todos os elementos;
- Diminuição dos valores com o refinamento do processo nos elementos de apoio intermediário (elementos 7 e 8).

4.2.5 - Parede P2-Y

Tabela 4.11 (Parede P2-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.522	-1.520	-1.510
2	-1.246	-1.228	-1.279
3	-2.125	-2.164	-2.120
4	-1.097	-1.115	-1.108
5	-992	-1.012	-1.009
6	-902	-919	-919
7	-931	-944	-944
8	-943	-954	-954
9	-947	-956	-955
10	-952	-959	-958
11	-959	-959	-959

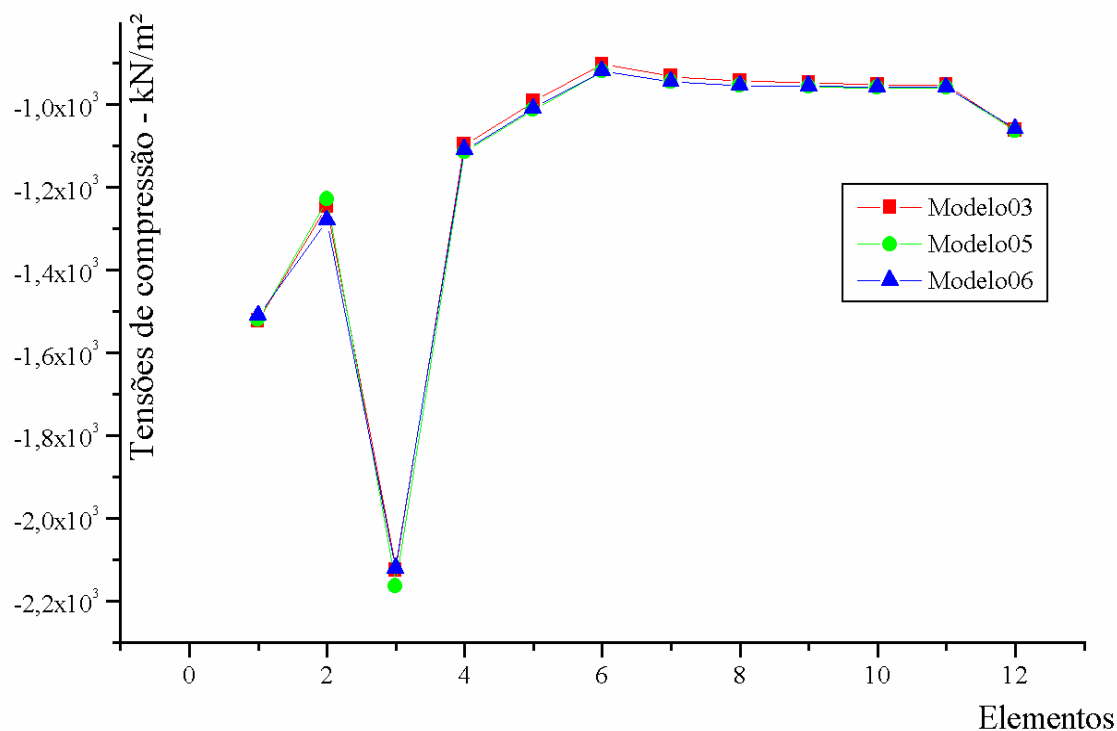


Figura 4.18 – Tensões na base da parede P2-Y – Análise 02.

- Homogeneização das tensões com a consideração do processo de carregamento incremental;

- Aumento das tensões quando se considera o processo incremental de carregamento em quase todos os elementos.

4.2.6 - Parede P3-Y

Tabela 4.12 (Parede P3-Y) – Valores das tensões normais de compressão em kPa.

Elemento	Modelo 03	Modelo 05	Modelo 06
1	-1.535	-1.523	-1.522
2	-941	-932	-935
3	-915	-903	-906
4	-933	-921	-926
5	-939	-928	-934
6	-939	-928	-934
7	-930	-921	-926
8	-922	-914	-919
9	-1.276	-1.283	-1.262
10	-1.276	-1.283	-1.262
11	-928	-920	-925
12	-940	-931	-936
13	-956	-945	-950
14	-956	-945	-950
15	-954	-942	-947
16	-930	-918	-921
17	-949	-939	-943
18	-1.521	-1.507	-1.510

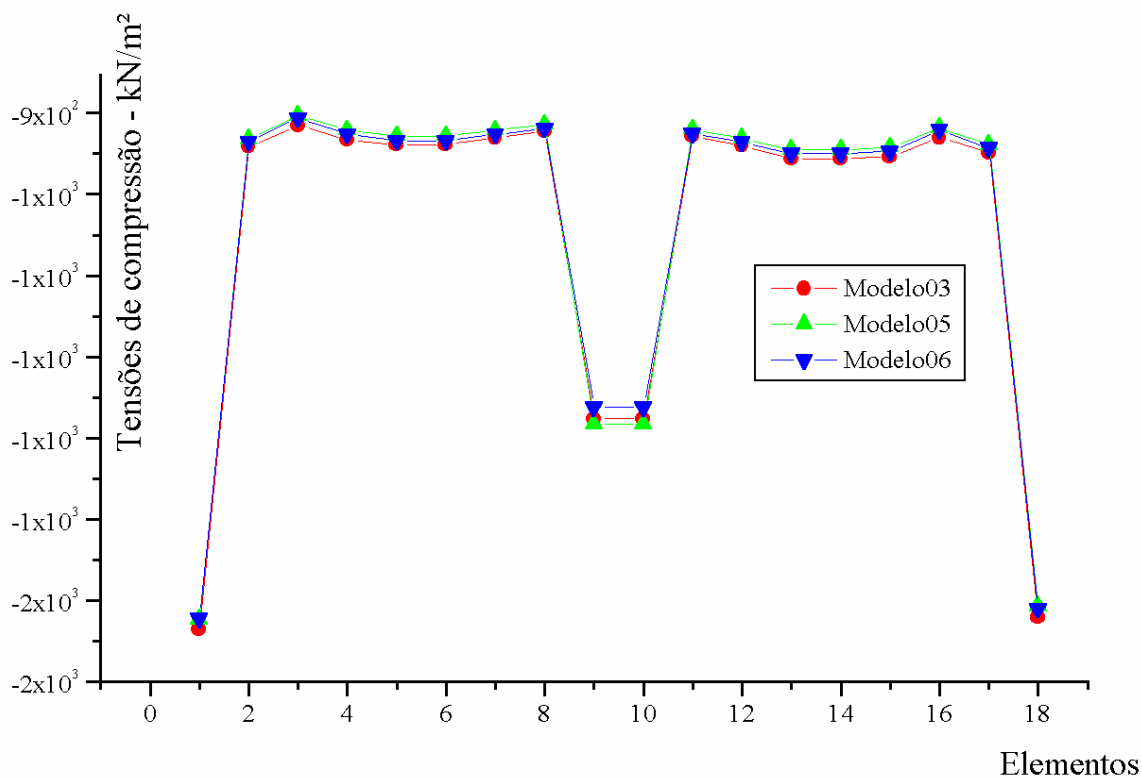


Figura 4.19 – Tensões na base da parede P3-Y – Análise 02.

- Diminuição das tensões quando se considera o processo incremental de carregamento em comparação com a hipótese de carregamento instantâneo em quase todos os elementos, exceto nos elementos 9 e 10;
- Diminuição dos valores das tensões com o refinamento do processo, exceto nos elementos 9 e 10.

5

Conclusões e Recomendações

Após as análises feitas anteriormente, pode-se concluir acerca da influência dos efeitos provocados pela consideração da existência do mecanismo da interação entre as partes integrantes de uma dada estrutura no processo de redistribuição de tensões verticais na base das paredes que:

- A consideração da interação entre a estrutura e o meio sobre o qual ela se apóia faz com que haja uma tendência a uma homogeneização entre as tensões, tornando menores as diferenças entre os valores das tensões máximas e mínimas obtidas nos elementos da base das paredes quando comparados com os valores obtidos no modelo onde o solo é considerado como apoio rígido. Nos elementos próximos aos encontros de paredes, geralmente os valores das tensões diminuem e, nos outros elementos, observa-se um aumento nos valores das tensões. Isso só ocorre graças à redistribuição de esforços provocada pelo efeito da ISE.
- A homogeneização das tensões 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).

- No presente trabalho, a redução dos valores das tensões máximas devido à consideração da ISE está em torno de 5 a 10%, podendo em alguns casos isolados atingir valores acima de 20%.
- 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.
- Na maioria dos elementos observa-se uma variação insignificante nos valores das tensões quando se compara os resultados obtidos com a consideração da seqüência de carregamento de quatro em quatro ou de andar em andar.

Portanto, para o edifício estudado, fica comprovado que a consideração do efeito da ISE e da hipótese de carregamento incremental leva a obtenção de valores para as tensões na base das paredes que resultariam em uma obra mais econômica, uma vez que são esses valores que determinam o valor da resistência requerida para os blocos de alvenaria, além de uma construção mais segura por representar de forma mais aproximada o comportamento real de toda a estrutura.

Como sugestões para novas pesquisas na área que poderiam comprovar e até melhorar os resultados obtidos neste trabalho poderiam ser citadas as seguintes:

- Utilização de outros programas computacionais que permitam a modelagem tridimensional do solo;
- Representação do meio solo por outros modelos diferentes do Modelo de molas de Winkler, que possam considerar o espalhamento das cargas através do solo de fundação;
- Estudar um edifício submetido a carregamentos horizontais, além dos carregamentos verticais estudados neste trabalho;

- Fazer uma avaliação da influência da ISE na deformada de recalques para uma estrutura apoiada em sapatas corridas.

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas [1980]. “*NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*”. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas [1989]. “*NBR 10837 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*”. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas [1996]. “*NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*”. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas [2003]. “*NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*”. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas [1984]. “*NBR 6489 – Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação*”. Rio de Janeiro.

Bowles, J.E. [1988]. “*Foundation Analysis and Design*.”. 4th Ed., McGraw-Hill Book co., New York, N.Y.

Correa, M.R.S.; Ramalho, M.A. [2003]. “*Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural*”. Editora PINI, 174p.

Cavalcante, S.P.P.; Gusmão Filho, J.A.; Gusmão, A.D. [2004]. “*Análise de Interação Solo-Estrutura de um Edifício Sobre um Perfil Arenoso e Heterogêneo de Jaboaão dos Guararapes – PE*”. SEFE V, São Paulo, ABEF/ABMS, v.2, 22 a 24 de novembro, pp.477-490.

Dutta, S.C.; Roy, R. [2002]. “*A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil-Foundation-Structure System*”. Computers and Structures, v.80, pp.1579-1594.

Fonte, A.O.C. [1992]. “*Análise Não-linear Geométrica de Edifícios Altos*”. Tese D.sc. COPPE/UFRJ.

Fonte, A.O.C.; Pontes Filho, I.; Jucá, J.F.T. [1994]. “*Interação Solo-Estrutura em Edifícios Altos*”. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, ABMS, v.1, Novembro, pp.239-246.

Fonte, F.L.F.; Fonte, A.O.C.; Pontes Filho, I.S. [2001]. “*Análise de Interação Solo-Estrutura em Edifícios*”. INFOGEO 2001.

Goschy, B. [1978]. “*Soil-Foundation-Structure Interaction*”. Journal of the Structural Division, v.104, May, pp.749-761.

Gusmão, A.D. [1989]. “*Estudo Paramétrico da Influência da Interação Solo-Estrutura na Uniformização de Recalques de Edificações*”, Seminário de Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, nov. 1989, Rio de Janeiro.

Gusmão, A.D. [1990]. “*Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*”, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J.A. [1990a]. “*Um Caso Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações*”. 6º CBGE – X COBRAMSEF, Salvador, ABGE/ABMS, v.2, 4 a 9 de novembro, pp.437-446.

Gusmão, A.D.; Lopes, F.R. [1990b]. “*Um Método Simplificado para Consideração da Interação Solo-Estrutura em Edificações*”. 6º CBGE – X COBRAMSEF, Salvador, ABGE/ABMS, v.2, 4 a 9 de novembro, pp.447-454.

Gusmão, A.D. [1994]. “*Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em Edificações*”, Solos e Rochas, São Paulo, v.17, Abril, pp.47-55.

Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J.A. [1994]. “*Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações*”. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, ABMS, v.1, Novembro, pp.67-74.

Horvath, J.S. [1993]. “*Beam-Column-Analogy Model for Soil-Structure Interaction Analysis*”. Journal of Geotechnical Engineering, v.119, n2, February, pp.358-364.

Lee, C.Y.; Small, J.C. [1991]. “*Finite Layer Analysis of Laterally Loaded Piles in Cross-Anisotropic Soils*”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v.15, February, pp.785-808.

Lourenço, P.B. [1996]. “*Computation Strategies for Masonry Structures*”. PhD-Thesis, Delft University of Technology.

Madureira, E.L.; Bezerra, J.E. [2000]. “*Influência da Interação Solo-Estrutura na Distribuição de Cargas em Pilares*”. SEFE IV, São Paulo, AFEF/ABMS, v.2, 17 a 20 de julho, pp.178-184.

Meyerhof, G.G. [1953]. “*Some Recent Foundation Research and its Application to Design*”. Structural Engineering, Vol. 13, pp.151-167, Londres.

Moura, U.R.L.A. [1995]. “*Interação Solo-Estrutura em Edifícios*”. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil/UFPE, Pernambuco.

Moura, U.R.L.A. [1999]. "*Análise Tridimensional de Interação Solo-Estrutura em Edifícios*". Solos e Rochas, v.22, n°2, Agosto, pp.87-100.

Pinto, C.D. [2002]. "*Curso Básico de Mecânica dos Solos*". São Paulo, Oficina de Textos, 2ª Edição.

Poulos, H.G. [1975]. "*Settlement of isolated foundation*", Proc. Of Symposium on Recent Developments on the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, v. 1, pp.181-214.

Rodrigues, M.A. [2001]. "*IsoRec – Programa para Estimativa de Recalques, Distribuição de Tensões e Cálculo de Coeficiente de Mola*". Infogeo 2001.

Scarlat, A.S. [1993]. "*Effect of Soil Deformability on Rigidity-Related Aspects of Multistory Buildings Analysis*". ACI Structural Journal, v.90, n2, Mar-Apr, pp.156-162.

Smolira, M. [1975]. "*Analysis of Tall buildings by the Force-Displacement Method*". McGraw-Hill, UK.

Soriano, H.L. [2003]. "*Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas*". São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo.

Terzaghi, K. [1955]. "*Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*". Geotechnique, v.5, n°4, pp.297-326.

Velloso, D.A.; Lopes, F.R. [1997]. "*Fundações*". Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ.