



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia


Flávio dos Ramos de Sousa Mendonça

**Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o
comportamento estrutural de edificações em aço e mistas
(aço - concreto)**

Rio de Janeiro
2012

Flávio dos Ramos de Sousa Mendonça

**Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento
estrutural de edificações em aço e mistas (aço – concreto)**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva
Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

2012

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M539 Mendonça, Flávio dos Ramos de Sousa.
Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço – concreto) / Flávio dos Ramos de Sousa Mendonça. - 2012.
131f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva; Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.

Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas mistas de aço e concreto - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada à fonte.

Assinatura

Data

Flávio dos Ramos de Sousa Mendonça

**Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento
estrutural de edificações em aço e mistas (aço – concreto)**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 06 de dezembro de 2012.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof.^a Dr. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Elvis Dinati Chantre Lopes
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Antônio Vicente de Almeida Mello
Centro Universitário Augusto Motta – UNISUAM

Rio de Janeiro

2012

DEDICATÓRIA

A Deus, por tudo o que tens feito e por tudo o que vais fazer em
minha vida.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe pelo amor e carinho incondicional.

Ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela amizade, paciência, compreensão, companherismo, aprendizado durante o curso de mestrado.

À minha orientadora, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira pela disponibilidade, dedicação, gentileza e suavidade em transmitir o conhecimento.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV - UERJ), pelos conhecimentos e pela atenção dispensada.

Aos amigos da pós-graduação Márcio, Rodrigo, Núria, Elvis, Genival e Jorge pelos momentos de descontração necessária.

Aos amigos Carlos, Rogério, José Francisco e Fernando por estarem sempre dispostos a escutar, compreender e ajudar.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Quero poder acreditar que mesmo se hoje eu fracassar,
amanhã será outro dia, e se eu não desistir dos meus
sonhos e propósitos, talvez obterei êxito e serei
plenamente feliz.

Mário Quintana

RESUMO

MENDONÇA, Flávio dos Ramos de Sousa Mendonça. *Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço – concreto)*. 2012. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

O conhecimento do tema da interação solo-estrutura permite que as edificações sejam projetadas de maneira mais realista com o comportamento físico. Há décadas atrás seria inviável um dimensionamento considerando a deformabilidade do solo de fundação, e as estruturas eram dimensionadas adotando-se as fundações como indeslocáveis, sob uma base rígida. Essa consideração conduz a respostas estruturais inadequadas, por vezes comprometendo a segurança e a estabilidade do conjunto estrutural. Atualmente, o avanço tecnológico permite a obtenção de resultados de milhões de cálculos matemáticos em questões de segundos, podendo-se obter soluções mais arrojadas e dinâmicas, facilitando o dimensionamento estrutural de forma a atender ao novo padrão de construção e arquitetura. A relevância de tal assunto motivou a análise numérica de um edifício de 4 pavimentos de estrutura mista (aço-concreto), considerando o efeito da interação solo-estrutura. As análises foram conduzidas com o programa ANSYS, de elementos finitos, substituindo-se os apoios indeslocáveis por molas discretas, lineares e elásticas, com rigidez equivalente ao solo, conforme hipótese de Winkler. Os parâmetros dos solos de fundação foram adquiridos a partir de correlações empíricas existentes na literatura e da utilização do programa computacional PLAXIS para a determinação das constantes elásticas das molas. Neste trabalho, foram comparados os resultados de reações verticais, esforços normais, momentos fletores e deslocamentos da estrutura obtidos pelo modelo clássico de projeto, que considera apoios indeslocáveis, e pelo modelo de Winkler, que considera a interação solo-estrutura. As análises foram executadas para seis diferentes tipos de solos argilosos, siltsos e arenosos. Os resultados obtidos mostraram claramente a redistribuição dos momentos fletores, esforços normais e reações verticais nos pilares com diferenças significativas para os pilares de canto e periféricos. Observou-se uma tendência de alívio dos esforços nos pilares mais solicitados, adotando a estrutura assentada em uma base rígida. As análises ressaltaram a relevância da interação solo-estrutura, com efeitos provenientes do rearranjo do solo de fundação nos elementos estruturais das edificações.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura; Coeficiente de reação vertical; Estruturas mistas; Fundações superficiais.

ABSTRACT

Knowledge of the subject matter soil–structure interaction (SSI) allows buildings to be designed in a more realistic manner, in line with physical interactions. Decades ago, it would be unfeasible to effect measurements taking into account the deformability of foundation soil, and thus structures were measured assuming foundations as unmovable, over a rigid basis. Such a consideration leads to inadequate structural findings, often compromising the safety and stability of the structural set. At present, technological advances permit grasping the results of millions of mathematical calculations in a matter of seconds, allowing for more advanced and dynamic solutions, and facilitating structural measurements in such a way as to cater to new standards in construction and architecture. The relevance of the subject motivated the numerical analysis of a four-store building of mixed (steel–concrete) structure, considering the effects of soil–structure interaction. Analyses were undertaken with ANSYS software, with finite elements, replacing unmovable supports with linear, elastic and discrete springs, with rigidity equivalent to that of soil, as in Winkler’s hypothesis. The parameters of foundation soils were obtained from empirical correlations encountered in literature and from the PLAXIS computer program, used to determine the springs’ elastic constants. In this work, the resulting vertical reactions, normal stress, bending moments and structure displacements were compared, all of which were obtained from the classical project model, which assumes unmovable supports, and from the Winkler model, which considers soil–structure interaction. The analyses have been executed for six different kinds of clay, silt and sand soils. Results showed clearly the redistribution of bending moments, normal stress and vertical reactions on pillars, with significant differences for corner and peripheral pillars. It was observed that there is a trend to relieve efforts on most demanded pillars, when the structure is assumed to be over a rigid basis. The analyses showed the importance of soil–structure interaction, with effects originating from rearranging foundation soil over structural elements of buildings.

Keywords: Soil–structure interaction; Vertical reaction coefficient; Mixed structures; Superficial foundations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Superfície indeslocável do Método de Winkler (1867)	27
Figura 2. Casos de interação solo-estrutura (Chamecki, 1969)	36
Figura 3. Efeito da sequência construtiva nos recalques	38
Figura 4. Elemento de Fundação Rasa.....	40
Figura 5. Correlações entre k_v e resultados de ensaios SPT (de Melo, 1971)	45
Figura 6. Geometria adotada nas análises numéricas	46
Figura 7. Malha de elementos finitos deformada.....	47
Figura 8. Comparação entre k_v (PLAXIS) e k_v (TEÓRICO).....	50
Figura 9. Planta baixa do modelo estrutural do edifício em estudo (dimensões em m)	52
Figura 10. Seção genérica dos perfis.....	55
Figura 11. Ilustração da ação da força do vento no plano XY.....	59
Figura 12. Ilustração da ação da força do vento no plano ZY.....	60
Figura 13. Dimensões da sapata isolada	62
Figura 14. Elemento BEAM44 (Ansys, 2009).....	66
Figura 15. Orientação dos eixos no elemento BEAM44 (Ansys, 2009).....	66
Figura 16. Elemento SHELL63.....	67
Figura 17. Visualização da excentricidade entre a laje e a viga (Mello,2005)	68
Figura 18. Modelo em elementos finitos.....	69
Figura 19. Modelo em elementos finitos (perspectiva aproximada)	69
Figura 20. Modelo em elementos finitos: vista superior	70
Figura 21. Modelo em elementos finitos: vista frontal	70
Figura 22. Modelo em elementos finitos: vista lateral.....	70
Figura 23. Momento fletor no pilar P1 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	79
Figura 24. Momento fletor no pilar P25 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)	81
Figura 25. Momento fletor no pilar P6 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	82
Figura 26. Momento fletor no pilar P17 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	84

Figura 27. Momento fletor no pilar P5 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	86
Figura 28. Momento fletor no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando no pilar P6 na direção do plano ZY)	87
Figura 29. Momento fletor no pilar P11 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando no pilar P11 na direção do plano XY)	89
Figura 30. Momento fletor no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal (ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)	90
Figura 31. Esforço normal no pilar P1 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	91
Figura 32. Esforço normal no pilar P5 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)	92
Figura 33. Esforço normal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	92
Figura 34. Esforço normal no pilar P6 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	92
Figura 35. Esforço normal no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	93
Figura 36. Esforço normal no pilar P6 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	93
Figura 37. Esforço normal no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	94
Figura 38. Esforço normal no pilar P17 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	94
Figura 39. Deslocamento horizontal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)	95
Figura 40. Deslocamento horizontal no pilar P5 considerando o vento como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)	96

Figura 41. Deslocamento horizontal no pilar P23 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	96
Figura 42. Deslocamento horizontal no pilar P19 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	97
Figura 43. Deslocamento horizontal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)	97
Figura 44. Deslocamento horizontal no pilar P25 considerando o vento como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)	98
Figura 45. Deslocamento horizontal no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY).....	98
Figura 46. Deslocamento horizontal no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY).....	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores de I_w para fundações rasas	41
Tabela 2. Valores de K_{SPT} (Teixeira e Godoy, 1996).....	42
Tabela 3. Valores típicos do Coeficiente de Poisson de solos (Bowles, 1998)	42
Tabela 4. Valores de k_v em kN/m^3 (Terzaghi, 1955).....	44
Tabela 5. Valores de k_v em kN/m^3 (Moraes,1976)	44
Tabela 6. Compacidade de solos granulares e consistência de solos argilosos de acordo com o N_{SPT}	48
Tabela 7. Comparação dos valores obtidos de k_v – sapata rígida.....	49
Tabela 8. Propriedades geométricas do prédio.....	53
Tabela 9. Propriedades do concreto	53
Tabela 10. Propriedades do aço	54
Tabela 11. Características geométricas dos perfis de aço.....	54
Tabela 12. Força de arrasto atuando de acordo com altura no modelo	60
Tabela 13. Módulo de elasticidade de areias e siltes arenosos	72
Tabela 14. Módulo de elasticidade de argilas e siltes argilosos.....	72
Tabela 15. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	74
Tabela 16. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos.....	75
Tabela 17. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	76
Tabela 18. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	77
Tabela 19. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos ...	78

Tabela 20. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	79
Tabela 21. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal: solos arenosos e siltosos	80
Tabela 22. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal: solos arenosos e siltosos	80
Tabela 23. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	81
Tabela 24. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos.....	82
Tabela 25. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltosos	83
Tabela 26. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltosos	83
Tabela 27. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos...	85
Tabela 28. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos	85
Tabela 29. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos...	86
Tabela 30. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos	87
Tabela 31. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	88

Tabela 32. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos	88
Tabela 33. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e silte argilosos	89
Tabela 34. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	90
Tabela A35. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Areia e silte arenoso pouco compacta (o)	108
Tabela A36. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Areia e silte arenoso medianamente compacta (o)	109
Tabela A37. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Areia e silte compacta (o).....	110
Tabela A38. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso pouco compacta (o).....	111
Tabela A39. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso medianamente compacta (o).....	112
Tabela A40. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso compacta (o).....	113
Tabela A41. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso média (o)	114
Tabela A42. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso rija (o)	115
Tabela A43. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso dura (o).....	116
Tabela A44. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso média (o)	117
Tabela A45. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso rija (o)	118
Tabela A46. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso dura(o).....	119

Tabela A47. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	120
Tabela A48. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos.....	121
Tabela A49. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	122
Tabela A50. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos.....	123
Tabela A51. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos .	124
Tabela A52. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos .	124
Tabela A53. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	125
Tabela A54. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	125
Tabela A55. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos..	126
Tabela A56. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos..	126
Tabela A57. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	127
Tabela A58. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	127
Tabela A59. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos .	128

Tabela A60. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos .	128
Tabela A61. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	129
Tabela A62. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos	129
Tabela A63. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos..	130
Tabela A64. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos..	130
Tabela A65. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	131
Tabela A66. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos	131

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e	área efetiva da estrutura sujeita à ação do vento
A_{fund}	área da base da fundação
A_{placa}	área da base da placa
a	comprimento da sapata retangular
a_p	área do perfil
B	largura da base ou diâmetro do elemento de fundação
b	Largura da sapata retangular
b_f	largura da mesa
B_{fund}	largura da base ou diâmetro do elemento de fundação
B_{placa}	largura da base ou diâmetro da placa
b	parâmetro meteorológico
b_p	largura do pilar
C_a	coeficiente de arrasto
d	altura do perfil
E_c	módulo de elasticidade tangente do concreto
E_{cs}	módulo de elasticidade secante do concreto
F_a	força de arrasto
F_r	fator de rajada
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_s	atrito lateral
GPa	gigapascal
h	altura do edifício
l_p	comprimento do pilar
l_w	Coefficiente de influência

kN	kilonewton
K_{ss}	rigidez relativa estrutura-solo
K_v	constante elástica da mola
k_v	coeficiente de reação vertical
k_{vfund}	coeficiente de reação corrigido
k_{vplaca}	coeficiente de reação determinado por ensaios de placa
K_{SPT}	parâmetro que correlaciona a resistência de ponta e o valor de N_{SPT}
L	comprimento da sapata retangular
m	metros
MPa	megapascal
m/s	metro por segundo
N	Newton
N_{SPT}	número de golpes obtido no ensaio de penetração dinâmica SPT
N_{60}	Correção da energia aplicada ao ensaio SPT
ρ	parâmetro da norma
q	pressão dinâmica do vento
q_{adm}	tensão, em kgf/cm ² , que produz um recalque de uma polegada
q_c	resistência de ponta
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
t_f	largura da mesa
t_w	largura da alma
V	reação vertical na base do pilar
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
w	deslocamento vertical

z	cota acima do terreno
ν	coeficiente de Poisson
σ_{adm}	tensão admissível do solo

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	22
OBJETIVOS	25
ESCOPO DO TRABALHO	26
1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	27
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	27
1.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)	33
1.2.1 NÚMERO DE PAVIMENTOS	33
1.2.2 INFLUÊNCIA DE EDIFICAÇÕES VIZINHAS	34
1.2.3 RIGIDEZ ESTRUTURA-SOLO	34
1.2.4 INFLUÊNCIA DO TEMPO	35
1.2.5 DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA	37
1.2.6 INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO	37
2 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL	39
2.1 GENERALIDADES	39
2.2 TEORIA DA ELASTICIDADE	40
2.3 CORRELAÇÕES EMPÍRICAS	43
2.4 CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE SONDAgens A PERCUSSÃO (NSPT)	45
2.5 METODOLOGIA PROPOSTA NO PRESENTE TRABALHO	46
2.5.1 PROCESSO DE ANÁLISE	46
2.5.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS	47
2.5.3 RESULTADOS	49
3 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL ADOTADO	51
3.1 MODELO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	51
3.2 DESCRIÇÃO DO CARREGAMENTO	55
3.2.1 CARGAS VERTICAIS	56

3.2.2	CARGAS DE VENTO	57
3.2.3	CONSTANTES ELÁSTICAS	61
4	MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS.....	64
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	64
4.2	DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS	65
4.3	HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS	68
4.4	MODELAGEM COMPUTACIONAL	68
5	RESULTADOS.....	72
5.1	REAÇÕES VERTICAIS NOS PILARES	73
5.2	MOMENTOS FLETORES NOS PILARES	77
5.2.1	SOLOS ARENOSOS E SILTE ARENOSOS	78
5.2.2	SOLOS ARGILOSOS E SILTO ARGILOSOS.....	84
5.3	ESFORÇOS NORMAIS	91
5.4	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	95
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	100
6.1	INTRODUÇÃO.....	100
6.2	CONCLUSÕES.....	100
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	REFERÊNCIAS	103
	ANEXO A - TABELAS A35 A A65	108

INTRODUÇÃO

Na maioria dos projetos de engenharia civil, a análise da interação entre os elementos estruturais e o solo de fundação é desconsiderada por ser tratada como irrelevante, dispendiosa, ou por puro desconhecimento do grau de importância do assunto.

O projeto convencionalmente é calculado considerando-se a hipótese de apoios indeslocáveis, ou seja, estruturas fixas na base trabalhando de forma independente da resposta da deformabilidade do solo aos carregamentos transmitidos pelo elemento de fundação. Esta hipótese pode conduzir a resultados físicos incompatíveis com a realidade.

Mesmo com uma quantidade de ferramentas e recursos computacionais bem maiores do que se dispunha há anos atrás, ainda é prática rotineira se calcular estruturas ignorando a presença de uma superfície deformável sob a base da edificação (Antoniazzi, 2011).

Mota (2009) relata que o projetista de estruturas e o projetista de fundações trabalham de forma independente um do outro. O projetista de estruturas desenvolve o projeto do edifício admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis. Por outro lado, o projetista de fundações parte das ações no nível da fundação, fornecidas pela análise da superestrutura, e projeta as fundações, de maneira que seus deslocamentos sejam compatíveis com a estrutura, não ocasionando danos que comprometam a estabilidade, a utilização, a integridade e a aparência estética.

O engenheiro geotécnico, ao analisar a interação entre a superestrutura e o solo, geralmente não considera mudanças na configuração que possam ocorrer na superestrutura. Estas mudanças podem levar a um estado de tensões não previsto no sistema formado pela infraestrutura e o solo. Em contrapartida, o engenheiro estrutural, por estar voltado aos fenômenos que ocorrem na superestrutura, dificilmente considera os efeitos que ocorrem no solo devido à absorção das ações. Estes efeitos causam modificações na superestrutura que nem sempre são desprezíveis (Ribeiro, 2005).

Hachich (1997) relata no seu estudo que não existe atualmente uma base profunda dos conhecimentos imediatos da interação entre os elementos estruturais. O autor frisa que pode se afirmar que a resposta do solo ao carregamento imposto nem sempre é igual ao previsto nas análises iniciais.

Na grande maioria das vezes, não existe um trabalho conjunto entre o projetista estrutural e o projetista de fundações, separando a edificação em duas partes: infraestrutura e superestrutura, ou seja, respectivamente, como sendo a parte enterrada e a parte acima do nível do terreno.

Iwamoto (2000) sugere que a terminologia diferenciando infraestrutura e superestrutura deveria ser revista. Para o autor, deveriam existir apenas as terminologias estrutura e maciço de solo, e os elementos estruturais que são denominados de fundações são parte integrante da estrutura como um todo em um conjunto inseparável.

Ao se considerar os elementos estruturais interagindo com o terreno de fundação, temos uma redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, visto que é considerada a deformabilidade do solo. Com isso, outros valores das reações de apoio são obtidos em comparação como o modelo simplista de base indeslocável. Esse processo da análise do conjunto dos elementos estruturais (vigas, pilares, lajes e fundações) e do solo em que se assentam as fundações é denominado de interação solo-estrutura.

O processo de interação solo-estrutura nada mais é do que a influência recíproca gerada entre a superestrutura e o sistema de fundação (elementos estruturais e solo), iniciando-se ainda na fase de construção e estendendo-se até que seja obtido um estado de equilíbrio: tensões e deformações estabilizadas, tanto da estrutura como do maciço de solo (Colares, 2006).

A interação solo-estrutura condiciona a forma como uma estrutura reage às solicitações, apresentando cargas nas fundações em função das condições particulares do solo de suporte e do tipo de estrutura (Araújo *et al*, 2012).

Mocayo (2011) considera a interação solo-estrutura como sendo a análise global da superestrutura e infraestrutura em conjunto e, nas palavras do autor, “um corpo único” considerando o solo em que a edificação está assentada.

Segundo Aoki e Cintra (2005) *apud* Porto (2010), o objeto de estudo da interação solo-estrutura é a ação recíproca entre os corpos materiais (ou elementos) componentes do conjunto tridimensional formado pelo sistema estrutural e pelo sistema geotécnico de uma obra de construção civil submetida às diversas ações externas.

A consideração da interação solo-estrutura na prática de projeto elimina esta “crença” de se analisar e projetar cada elemento separadamente, o que pode

comprometer e causar danos a superestrutura. Gusmão (1990) relata que é criado um verdadeiro “fosso” entre o terreno de fundação e a estrutura.

Segundo Soares (2004) o estudo da interação solo-estrutura é complexo nos casos frequentes de engenharia em razão da complexidade do perfil de solo. Sendo dada atenção a este mecanismo de interação, é possível minimizar os erros cometidos na determinação dos esforços e recalques, entre outras variáveis (Holanda Jr., 1998).

Aoki (2003) relata que a edificação começa com a instalação de cada elemento de fundação isolado no interior do solo e termina com a colocação da última peça na superestrutura. Logo, é um processo contínuo de mudança nos estados de tensão e de deformação dos materiais envolvidos.

Khoury (2001) frisa que a análise estrutural deve se aproximar tanto quanto possível do modelo físico. A autora ainda cita o item 14.1.2 da norma ABNT NBR 6118:

“A análise deve ser feita com um modelo estrutural realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não linear dos materiais. Em casos mais complexos a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo”.

Um das surpresas oriundas de um dimensionamento sem a contemplação da interação solo-estrutura é o surgimento de patologias e problemas estruturais graves nas edificações, na maioria das vezes, relacionados a recalques diferenciais das fundações, como trincas e fissuras indesejáveis nas alvenarias e elementos estruturais. Gusmão (1990) também relatou o caso de esmagamento de pilares periféricos em prédios de São Paulo e Recife provocados por sobrecarga oriunda da redistribuição dos esforços.

Considerando que o custo efetivo de uma boa investigação geotécnica e do projeto de fundações é inferior a 3% por cento do custo total da obra é inaceitável colocar a edificação em comprometimento em virtude de sinistros advindos da negligência do projeto ou inadequação a superestrutura. Segundo Militisky et al. (2005), os custos de reparo podem ser muitas vezes superiores ao custo inicial, além de abalar a imagem dos profissionais envolvidos, longos, e ocasionar desgastantes e caros litígios para identificação das causas e responsabilidades.

Adicionalmente, sabe-se que os esforços solicitantes dos elementos estruturais são verdadeiramente afetados pelas deformações adicionais que ocorrem na estrutura em virtude dos recalques diferenciais da fundação e que normalmente esse fenômeno é desconsiderado. Um erro normalmente cometido é admitir que prováveis modificações nos valores dos esforços possam ser absorvidas por excessos nas dimensões estruturais devido a coeficientes parciais de segurança. No entanto, esse fato não acontece sempre e as conseqüências desse tipo de problema são normalmente sérias (Fernandes *et al*, 2006).

Décadas atrás, seria inviável um dimensionamento estrutural que considerasse a interação solo-estrutura devido ao dispendioso tempo de se realizar as análises manualmente. Porém, com o avanço da tecnologia e desenvolvimento de softwares e hardwares capazes de efetuar milhões de cálculos em questões de segundo, o trabalho do projetista tornou-se mais ágil, com a capacidade de comparar modelos e métodos rapidamente. Com isso, surgem soluções mais arrojadas para projetos arquitetônicos diversos.

Segundo Porto (2010), um projeto idealizado considerando os efeitos da interação solo-estrutura pode trazer benefícios em relação à economia, segurança e confiabilidade das construções.

OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é analisar qualitativamente a influência da consideração da interação solo-estrutura sobre os elementos de uma estrutura mista (aço-concreto). As análises serão realizadas com o auxílio do programa computacional Ansys, considerando-se fundações diretas apoiadas em diferentes tipos de solo (areias e argilas). Para cada tipo de perfil de solo, pretende-se analisar de que forma ocorre a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, para diversos tipos de carregamentos, bem como a resposta estrutural variando-se o número de pavimentos. A ação da força do vento na estrutura também será levada em consideração de acordo com as orientações da norma NBR 6123.

Com isto, espera-se obter resultados que demonstrem as diferenças de uma análise convencional para uma análise que contempla o efeito da interação solo-estrutura, e conseqüentemente da deformabilidade do solo de fundação.

ESCOPO DO TRABALHO

Visando o alcance dos objetivos propostos de forma clara e organizada, o presente trabalho está dividido em seis capítulos.

No primeiro capítulo, é realizada uma introdução ao objeto da pesquisa. Inicialmente se apresenta a relevância do assunto tratado, e alguns problemas e patologias em edificações associados ao fato de um projeto não contemplar a interação solo-estrutura.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre o tema em questão, destacando alguns trabalhos desenvolvidos por autores que contribuíram para fomentar o desenvolvimento do estudo da interação solo-estrutura.

No terceiro capítulo são apresentadas soluções analíticas, semi-empíricas e numéricas para a obtenção do coeficiente de reação vertical, que representa a deformabilidade do solo em projetos que consideram a interação solo-estrutura.

O quarto capítulo apresenta o modelo adotado nas análises numéricas, executadas com o programa Ansys. São descritos as propriedades físicas e geométricas dos elementos, os carregamentos atuantes, correlações e a forma de obtenção da constante elástica utilizada nas análises de interação solo – estrutura.

O capítulo cinco descreve os elementos finitos utilizados, as hipóteses simplificadoras, o tamanho da malha utilizada e o e os números de nós, graus de liberdade e elementos utilizados nos modelos.

O capítulo seis reúne e discute os resultados obtidos nas análises numéricas com e sem interação solo – estrutura.

No último capítulo, são apresentadas as considerações finais e as propostas para trabalhos futuros.

1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O tema interação solo-estrutura vem sendo estudado por diversos pesquisadores do Brasil e do exterior há algumas décadas (Reis, 2000).

Um dos métodos mais adotados para a consideração da interação solo-estrutura baseia-se nas hipóteses do modelo desenvolvido por Winkler em 1867. Neste modelo, o solo é simulado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear. A rigidez das molas, designada pelo coeficiente de reação (k_v) apresentado na Equação 2.1, é definida como sendo a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário.

$$k_v = \frac{p}{y} \quad \text{Equação (2.1)}$$

Onde: p é a pressão aplicada (N/m^2) e y é o deslocamento do solo (deflexão, medida em m).

O valor de k_v é função da deformabilidade do terreno e sua determinação será abordada em detalhes no Capítulo 3 do presente trabalho.

No modelo de Winkler (1867), a estrutura permanece apoiada sobre apoios elásticos capazes de transmitir translações nos eixos cartesianos proporcionalmente ao carregamento aplicado, como ilustra a Figura 1.

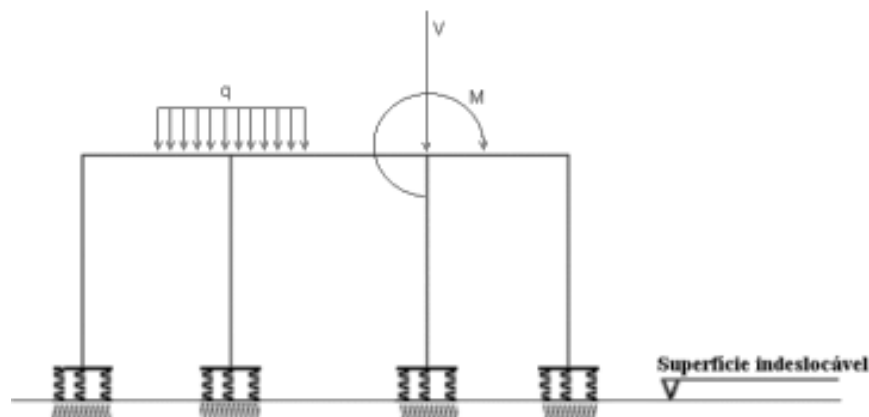


Figura 1. Superfície indesejável do Método de Winkler (1867)

Entretanto, a representação do solo por meio de molas, apesar de simplista e de fácil implementação computacional, tem pontos fracos contestados por diversos pesquisadores. Silva (2010) destaca que a determinação dos módulos de reação das molas não é uma tarefa fácil em virtude da complexidade do maciço de solos de fundação.

Entre os trabalhos mais recentes disponíveis na literatura, Holanda Jr. (1998) relata que a hipótese de Winkler é irreal em virtude de se implicar em falta de continuidade do maciço de solos. O autor sugere que o modelo mais adequado para se representar o solo é o modelo do meio contínuo.

Silva (2006) relata que as limitações do modelo residem no fato de não se levar em conta a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento de profundidade e considerar o solo como tendo um comportamento de tensão-deformação linear, o que na maioria dos solos não é verdadeiro.

Porto e Silva (2010) reportam que o grande problema para o uso do modelo é associar um único valor de rigidez a um perfil de solo altamente heterogêneo e complexo, com variação da capacidade de carga, cota do nível de água, entre outros fatores de influência.

Outros trabalhos foram desenvolvidos considerando o solo como um meio contínuo através da teoria de Mindlin (1936) que analisa a interação solo-estrutura através da consideração do solo como um semi-espaço infinito, isotrópico e homogêneo. A partir de uma determinada distância dos pontos de aplicação da carga, os efeitos não serão mais significativos para o solo e, assim, não ocorrerão mais deslocamentos. Deste ponto em diante, considera-se uma superfície de deslocamentos nulos.

Um trabalho que se destaca na década de 50 é o de Meyerhof (1953) que levou em consideração a rigidez da estrutura, da infraestrutura e do solo no cálculo dos recalques totais e diferenciais. Este trabalho foi um dos primeiros estudos a apontar a importância dos recalques totais no estado de uso da edificação. O autor concluiu que os recalques totais são poucos afetados em decorrência da rigidez da estrutura, porém os recalques diferenciais dependem, não apenas da rigidez do conjunto, e sim, da deformabilidade do maciço de fundação.

Chamecki (1954) adotou a solução por processo iterativo. Inicialmente, as reações verticais dos apoios são calculadas considerando os apoios indeslocáveis, e

a partir dos valores calculados para as reações de apoios, os recalques são obtidos através da escolha de um método usual. Em seguida, os recalques calculados são impostos na estrutura e, assim, calcula-se novamente as reações de apoio e novamente os novos recalques. O processo prossegue até que ocorra a convergência dos valores dos recalques e reações de apoio para uma tolerância adotada.

Poulos (1975), utilizando-se da teoria de Mindlin, desenvolveu matricialmente a análise dos recalques considerando a superestrutura e a infraestrutura como um sistema único interligado através de duas equações:

- Equação que correlaciona a superestrutura com os recalques dos elementos de fundação:

$$\{V\} = \{V_0\} + \{SM\}.\{\delta\} \quad \text{Equação (2.2)}$$

- Equação que correlaciona os elementos de fundação com as propriedades do maciço de solos:

$$\{\delta\} = \{FM\}.\{V\} \quad \text{Equação (2.3)}$$

Onde:

$\{V\}$ = vetor de reações considerando a interação solo-estrutura;

$\{V_0\}$ = vetor de reações de apoio, obtido pela análise convencional considerando os apoios indeslocáveis;

$\{\delta\}$ = vetor deslocamentos (translações e rotações) dos apoios com consideração da interação solo-estrutura;

$[SM]$ = matriz de rigidez da estrutura, determinada pela imposição de deslocamentos unitários nas três direções de apoio;

$[FM]$ = matriz de flexibilidade da fundação, determinada pela imposição de forças unitárias nas três direções de cada apoio.

Combinando-se as equações 1 e 2 tem-se:

$$\{V_0\} = (I - [SM]. [FM]). \{V\} \quad \text{Equação (2.4)}$$

A solução da equação (2.4) fornece todas as reações de apoio desconhecidas, e por meio da equação (2.3) determinam-se todos os deslocamentos desconhecidos. Na equação (2.4), I representa a matriz identidade.

Considerando o modelo tridimensional, em cada apoio existem seis componentes de reação (três forças e três momentos) e seis componentes de deslocamento (três translações e três rotações). Sendo n o número de apoios da estrutura, os vetores de reações e deslocamentos serão da ordem $6n$, e as matrizes de rigidez e flexibilidade, quadradas de dimensão $6n \times 6n$.

Diversos trabalhos recentes utilizaram a metodologia de Poulos (1975) como os de Gusmão (1990), Moura (1995), Holanda Jr. (1998), Mendonça (2000) e Reis (2000).

Gusmão (1990) analisou a influência da interação solo-estrutura através da instrumentação de medidas de recalque em pilares e comparação com estimativas convencionais. O autor destacou casos de esmagamento de pilares periféricos, devido à sobrecarga oriunda da redistribuição dos esforços em edificações.

Gusmão Filho (1995) estudou a influência da interação solo-estrutura em edifícios de conjunto habitacional de concreto armado na cidade de Recife. O autor constatou a redistribuição de cargas nos pilares, e concluiu que existe uma influência maior nos pavimentos mais próximos do nível do terreno, sugerindo a execução da alvenaria nas edificações após a conclusão da superestrutura.

Holanda Junior (1998) estudou a influência do processo construtivo em edifícios de concreto armado sobre fundações diretas do tipo sapatas através de dois modelos de carregamento. O primeiro modelo considera apenas as cargas verticais (peso próprio e sobrecargas) e o segundo modelo, acrescenta as cargas horizontais devido às forças do vento. A partir de métodos numéricos, Holanda Junior (1998) exemplificou a relevância de considerar as etapas do método construtivo em decorrência da variação dos esforços nos elementos estruturais e da inserção de uma camada indeslocável no interior do perfil de solo nas análises de interação solo-estrutura.

Reis (2000) estudou a influência do efeito de grupo de fundações superficiais, da rigidez da estrutura, do processo construtivo e das construções vizinhas em maço de solos de argila mole ao longo do tempo em análises utilizando o modelo reológico de Kelvin para três edifícios vizinhos construídos simultaneamente em

estruturas de concreto armado. Uma das conclusões do autor é que o mecanismo de transferência de carga entre os pilares provoca maiores recalques do que os calculados nos pilares periféricos, e menores recalques dos que os previstos nos pilares internos.

Iwamoto (2000) estudou um modelo de estrutura tridimensional em quatro exemplos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes, a existência de excentricidades nas vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento. O autor concluiu que a rigidez da estrutura contribuiu para diminuir os recalques diferenciais e distorções angulares.

Danziger *et al.* (2000) estudaram o comportamento de fundações profundas em solos arenosos, na cidade do Rio de Janeiro, constatando que à medida que se aumenta o carregamento da edificação, ocorre uma redistribuição das cargas e uma uniformização dos recalques.

Almeida (2003) estudou o tema da interação solo-estrutura através da avaliação da potencialidade de dois métodos: método de elementos finitos modelando a infraestrutura e a superestrutura, e método de elementos de contorno. As respostas obtidas para a análise do conjunto do solo de fundação e subestrutura demonstraram resultados coerentes ao uso do método de elementos de contorno para a representação do modelo.

Jordão (2003) apresentou uma metodologia para a análise global de estruturas de concreto armado sobre fundações profundas sob a ótica da interação solo-estrutura. Para isto, utilizou a linguagem FORTRAN aplicada em um programa denominado EDRR (Estaqueamento, Deslocamento horizontal, Recalque e Fundação). O programa calcula os esforços no topo do elemento estrutural de fundação profunda e os deslocamentos considerando a reação horizontal do solo, o efeito de grupo e a não-linearidade para a estimativa dos recalques.

Gonçalves (2004) estudou a distribuição das forças nos pilares em decorrência da deformabilidade do solo. O autor monitorou, desde o início da construção, os recalques e as deformações de um edifício construído na cidade do Rio de Janeiro, comparando os valores obtidos com o modelo de apoios indeslocáveis fornecido pelo programa computacional SAP 2000.

Crespo (2004) analisou o comportamento de um prédio de 4 andares de concreto armado através do método de elementos finitos utilizando o SAP 2000. Houve a redistribuição do carregamento dos pilares que sofrem os maiores

recalques para aqueles que sofrem os menores recalques. Além disso, considerando as paredes de alvenaria nas análises, observou-se um decréscimo nos recalques diferenciais provocado pelo aumento da rigidez global da estrutura.

Soares (2004) estudou os efeitos da interação solo-estrutura em dois edifícios localizados em Brasília-DF através do método de elementos finitos utilizando o programa computacional Plaxis 3D e do TQS. Através de dados de retroanálise da prova de carga e medição de recalque estimou através de interações nos dois programas o coeficiente de mola para a obtenção dos novos esforços.

Colares (2006) utilizou a linguagem Fortran para analisar edifícios com fundações rasas, as quais foram representadas por elementos finitos de casca planos para determinação dos deslocamentos, possibilitando uma avaliação dos efeitos gerados na superestrutura e nos elementos de fundação ao se considerar a deformabilidade do solo.

Silva (2006) estudou os efeitos da interação solo-estrutura nas paredes de um edifício de doze andares de alvenaria estrutural apoiado em fundação tipo sapata corrida, a partir do método dos elementos finitos. O autor utilizou o programa computacional SAP 2000 e o modelo de Winkler, considerando o carregamento instantâneo e por etapas.

Ribeiro (2009) modelou o solo a partir do método dos elementos de contorno em problemas numéricos tridimensionais. Um dos casos estudados foi um edifício de apenas um pavimento com fundações rasas apoiadas em blocos. Neste exemplo, o autor encontrou diferenças significativas nos momentos fletores e deslocamentos nas lajes e em um pilar comparando-se com valores calculados para uma fundação rígida.

Mota (2009) utilizou um código computacional denominado PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-estrutura) para avaliar os recalques e deformações nos pilares de um edifício de 26 pavimentos, confrontando com medidas de campo. Uma das conclusões alcançadas no estudo é a influência do efeito de grupo das estacas pela interação solo-estrutura por ser observado que as estacas da periferia recebem mais esforços que a estaca central.

Antoniazzi (2011) estudou exemplos numéricos modelando estruturas de concreto armado apoiadas em fundações rasas do tipo sapata em um programa desenvolvido na linguagem FORTRAN denominado ESPACIAL_ISE. O objetivo era

verificar as alterações de esforços e deslocamentos ocorridos ao se considerar a deformabilidade do solo e a sequência construtiva.

Além da sequência de trabalhos aqui expostos e de outros não mencionados, a preocupação com a idealização de um modelo adequado à dinâmica da estrutura e do perfil do subsolo já é mencionada em norma como comentado no capítulo anterior. A norma NBR 8800 prevê no item 4.9.1 a necessidade da consideração da interação solo-estrutura:

“A análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.”

1.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)

São diversos os fatores que influenciam a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, tais como o número de pavimentos, a influência de edificações vizinhas, a rigidez dos elementos estruturais, a distribuição da edificação em planta baixa, entre outros.

1.2.1 NÚMERO DE PAVIMENTOS

A estrutura apresenta uma maior rigidez nos andares mais próximos do nível do terreno e, segundo Goshy (1978), não apresenta uma linearidade com o aumento do número de pavimentos.

Gusmão e Gusmão Filho (1994) chegaram a conclusão que a partir de um determinado pavimento, a redistribuição dos esforços nos pilares decorrente da interação solo-estrutura é cessada.

Moura (1995) concluiu que os momentos fletores nos pilares e vigas são maiores nos primeiros andares, e tornam-se menores à medida que se aumenta o número de pavimentos da edificação.

Reis (2000) modelou prédios com 12 pavimentos tipos e concluiu que o esforço normal induzido pelo efeito de grupo nos pilares era menor à medida que se

aumentava o número de pavimentos. O autor também concluiu que no 1º pavimento a interação solo-estrutura provocou uma diferença de 360 % no momento fletor e que foi decrescendo com o aumento do número de pavimentos até chegar a aproximadamente 35 % no 11º pavimento.

Jordão (2003) analisou o comportamento global de uma estrutura de concreto armado sobre fundações profundas utilizando um programa computacional em linguagem FORTRAN. Em um dos dois exemplos utilizados pelo autor, com a ação da força do vento atuando na direção do y global adotado, houve um acréscimo no deslocamento médio do topo do pórtico de 46,6 %, passando de 2,70 cm para 3,96 cm.

1.2.2 INFLUÊNCIA DE EDIFICAÇÕES VIZINHAS

Com base em um estudo paramétrico realizado com dois edifícios vizinhos, Reis (2000) analisou os efeitos da interação solo-estrutura de um edifício sobre o outro, e dos dois edifícios com os vizinhos, para distâncias de 5, 10, 15 e 20 metros. O estudo concluiu que os recalques são maiores quando se considera os edifícios agrupados, e os resultados são mais significativos quando a distância é menor. Para maiores distâncias, o efeito da interação solo-estrutura é reduzido.

Ribeiro (2005) verificou a influência entre dois blocos adjacentes assentados sobre um perfil de solo elástico, linear e semi-infinito, comparando com a resposta para o caso de um bloco isolado apoiado sobre o mesmo meio. Observou-se um aumento de 6,7% do deslocamento vertical máximo do solo quando se considera dois blocos, em relação ao bloco isolado.

1.2.3 RIGIDEZ ESTRUTURA-SOLO

A rigidez da estrutura obtida pela vinculação dos elementos estruturais torna a estrutura menos suscetível aos recalques.

Gusmão (1990) desenvolveu um programa computacional na linguagem BASIC denominado INTERA utilizando o método de Poulos (1975), e em um dos casos analisou um pórtico plano para diferentes valores de rigidez relativa estrutura-solo. Como conclusão, o autor destaca que os valores dos recalques máximos absolutos e diferenciais diminuem à medida que se aumenta a rigidez relativa do

pórtico analisado de um andar. No método convencional de estimativa de recalques, a resposta dos mesmos independe do valor da rigidez relativa. Confirmou-se também que o recalque diferencial sofre maiores modificações quando se considera a interação solo-estrutura em comparação com o recalque absoluto.

Apesar do valor dos recalques diferenciais diminuírem à medida que cresce o valor da rigidez relativa, o recalque médio é o mesmo. A deformada da estrutura torna-se mais suave, com apoios mais carregados tendendo a recalcar menos que o previsto e os apoios menos carregados tendendo a recalcar mais que o previsto.

Cavalcante *et al* (2004) apud Silva (2006) 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, o aumento do número de pavimentos pouco contribui para a redistribuição de cargas.

1.2.4 INFLUÊNCIA DO TEMPO

Segundo Chamecki (1969) *apud* Antoniazzi (2011), quatro casos são possíveis para se demonstrar a interação que ocorre entre o solo e estruturas com diferentes valores de rigidez, com influência ou não do tempo no comportamento de recalques e pressões de contato, conforme ilustra a Figura 2.

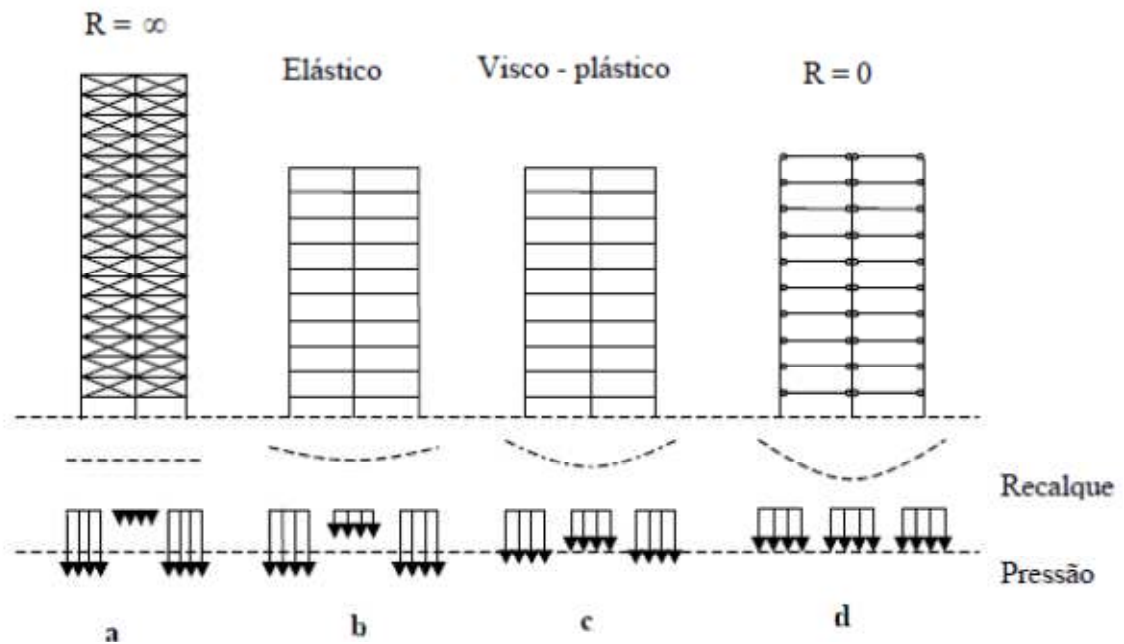


Figura 2. Casos de interação solo-estrutura (Chamecki, 1969)

No caso (a), as estruturas infinitamente rígidas apresentam recalques uniformes, em função da tendência do solo de se deformar mais no centro do que na periferia. Devido à continuidade parcial do solo, a distribuição de pressões de contato nos apoios é menor no centro e máxima nos cantos externos. Esta distribuição de pressões assemelha-se ao caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em meio elástico. O comportamento apresentado por este tipo de estrutura independe do tempo. Os edifícios muito altos e com fechamento das paredes resistentes trabalhando em conjunto com a estrutura podem apresentar comportamento semelhante a este modelo.

O caso oposto ao (a) é a estrutura que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais (caso d). Este tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica perante a progressão dos recalques. Este comportamento não sofre influência do tempo. As estruturas isostáticas e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal se aproximam deste tipo de comportamento.

O caso (b) ilustra uma estrutura perfeitamente elástica, que possui uma rigidez que não depende da velocidade da progressão dos recalques, que podem ser mais rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados. Os recalques diferenciais obviamente serão menores que os de rigidez nula (caso d) e a distribuição de

pressões de contato variam muito menos durante o processo de recalque. Estruturas de aço se assemelham a este comportamento.

O caso (c) representa uma estrutura visco-plástica, como a de concreto armado, que apresenta rigidez dependente da velocidade de progressão dos recalques diferenciais, ou seja, está vinculada ao tempo. Se os recalques acontecem em um curto espaço de tempo, a estrutura tem o comportamento elástico (caso b), mas se esta progressão é bastante lenta, a estrutura apresenta um comportamento como um líquido viscoso e tenderá ao caso (d). Esta última característica acontece devido ao fenômeno de fluência do concreto, que faz a redistribuição das tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas, relaxando significativamente as tensões locais.

1.2.5 DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA

Gusmão (1990) avaliou o efeito da dimensão em planta através de análises de pórtico espaciais com um pavimento variando-se apenas a relação entre a largura e o comprimento em planta da edificação. Observou que à medida que a relação entre o comprimento e a largura tende ao valor unitário o recalque diferencial máximo tende a diminuir.

Motta (2009) concluiu que a não redistribuição dos esforços nos pilares como se esperava na investigação da interação solo-estrutura foi resultado da locação dos pilares em planta da edificação, devido ao fato de serem quase todos de periferia e aos pequenos valores de recalques absolutos e diferenciais que ocorrem na estrutura.

1.2.6 INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Gusmão e Gusmão Filho (1994) avaliaram que durante a construção, à medida que vai aumentando o número de pavimentos, existe uma tendência a ocorrer uma uniformização dos recalques em decorrência do aumento da rigidez da estrutura (Figura 3). Entretanto, o aumento da rigidez não ocorre linearmente com o aumento do número de pavimentos.

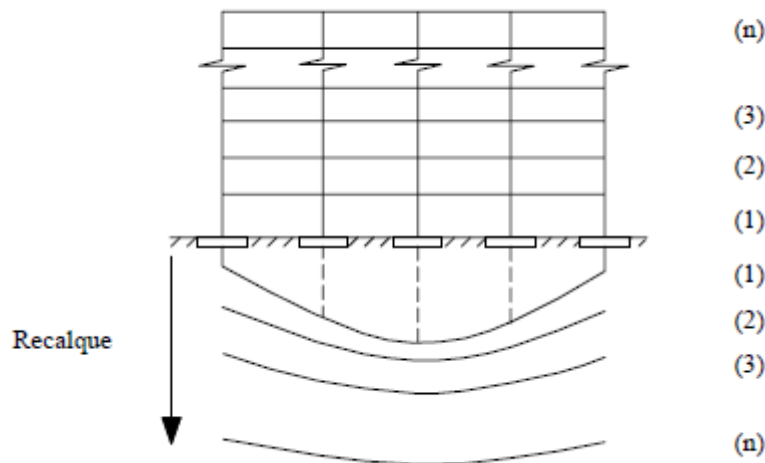


Figura 3. Efeito da sequência construtiva nos recalques

Fonte *et al.* (1994) analisaram um edifício de 14 pavimentos com fundações de sapatas através de um programa de elementos finitos. A aplicação gradual da carga faz com que o valor da rigidez sofra constantes modificações em cada seqüência de carregamento.

Holanda Jr. (1998) fez uma análise incremental da construção, concluindo que a análise que considera a interação solo-estrutura e o carregamento gradual (andar por andar) fornece resultados de deslocamentos verticais e reações nas bases dos pilares mais realistas.

Moura (1999) *apud* Silva (2006) analisou os efeitos do processo de carregamento em um edifício de dezenove andares para avaliação de recalques diferenciais e totais, além de 15 esforços introduzidos na estrutura devido à ISE e às cargas na fundação. Observou nos resultados a 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. Este fato pode levar o projetista a subestimar os esforços, sendo a causa de patologias futuras nestes pavimentos.

2 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

2.1 GENERALIDADES

A modelagem do conjunto estrutura-solo de fundação consiste em um grande desafio, em função da complexidade de se considerar a interação entre os diversos fatores que influenciam os perfis de solo (estratificação do solo, nível d'água, contribuição pontual das ações externas, etc.) e as condições peculiares de cada edificação.

Colares (2006) relatou que a complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, especialmente para a análise da interação solo-estrutura.

Nesse contexto, surgiram diversos modelos que apresentavam boa concordância com o comportamento real, entre tais, o elástico linear e não-linear discretizado, o do meio elástico contínuo, o elastoplástico, os visco-elásticos, hipoeelásticos, reológicos, entre outros.

Scarlat (1993) relata que a maneira mais simplificada de quantificar o efeito da deformabilidade dos solos, embora menos precisa que a análise interativa considerando o meio tridimensional, é a implantação de uma série de molas discretas sob a base de fundação.

No presente trabalho, será adotada a teoria de Winkler (1867), que considera as bases da fundação apoiadas em um meio elástico, molas discretas em finitos pontos. As molas são definidas fisicamente por uma constante elástica K_v diretamente proporcional à área carregada e a um coeficiente de reação vertical do solo (k_v).

A determinação do coeficiente de reação vertical do solo (k_v), que é função do tipo de solo que compõe o subsolo de fundação, pode ser obtida através da fórmula de Winkler (1867):

$$k_v = \frac{\sigma(x, y)}{w(x, y)} \quad \text{Equação (3.1)}$$

Onde:

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

$w(x, y)$ = deslocamento vertical, ou seja, o recalque.

O coeficiente de reação vertical k_v também é conhecido como módulo de reação vertical, coeficiente de mola, coeficiente de proporcionalidade e coeficiente de recalque. Este coeficiente pode ser obtido por correlações empíricas, fórmulas desenvolvidas por autores consagrados, ensaios de placa, correlações com resultados de sondagens a percussão, medições de recalques reais, correlações com a tensão admissível do solo, e correlações com as propriedades do maciço de solos. A seguir, serão descritas as formas mais usuais de determinação deste coeficiente.

2.2 TEORIA DA ELASTICIDADE

O coeficiente de reação vertical pode ser definido a partir de fórmulas que se utilizam da Teoria da Elasticidade, como a fórmula de Perloff (1975), que correlaciona o coeficiente de reação vertical aos parâmetros elásticos do solo e à forma geométrica do elemento de fundação:

$$k_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{I_w} \cdot \frac{1}{B} \quad \text{Equação (3.2)}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do solo ou módulo de Young;

ν = coeficiente de Poisson do solo;

I_w = coeficiente de influência;

B = largura da base ou diâmetro do elemento de fundação (Figura 4).

O coeficiente de influência (I_w) é função da forma e da rigidez do elemento de fundação rasa. Valores de I_w são apresentados na Tabela 1.

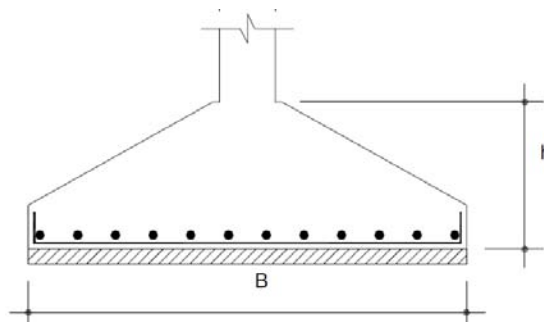


Figura 4. Elemento de Fundação Rasa

Tabela 1. Valores de I_w para fundações rasas

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

A variabilidade do módulo de elasticidade dos solos é muito grande, recomendando-se a execução de ensaios de laboratório (triaxiais) ou campo (ensaio de cone, CPT, ou ensaio de penetração dinâmica, SPT) para a sua determinação.

Em ensaios triaxiais, o valor do módulo de elasticidade é determinado diretamente como a inclinação da curva tensão *versus* deformação dos solos.

Os ensaios de cone (CPT) consistem na cravação de uma ponteira cônica no terreno com determinação da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral (f_s) do solo ensaiado (Schnaid, 2000). A partir do valor da resistência de ponta, Teixeira e Godoy (1996) propõem as seguintes correlações para a determinação do módulo de elasticidade do solo:

Para solos arenosos: $E = 3.q_c$ Equação (3.3)

Para solos siltosos $E = 5.q_c$ Equação (3.4)

Para solos argilosos: $E = 7.q_c$ Equação (3.5)

Quando não se dispõe de ensaios de cone, é possível estimar o valor de q_c a partir de correlações com ensaios de penetração dinâmica (SPT), pela equação:

$$q_c = K_{SPT} \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação (3.6)}$$

Onde:

N_{SPT} = número de golpes obtido no ensaio de penetração dinâmica (SPT), mais conhecido como sondagem a percussão;

K_{SPT} = parâmetro que correlaciona a resistência de ponta e o valor de N_{SPT} , conforme a Tabela 2.

Tabela 2. Valores de K_{SPT} (Teixeira e Godoy, 1996)

Tipo de Solo	K_{SPT} (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Scarlat (1993) reporta valores de k_v entre 20.000 e 30.000 kN/m^3 correspondentes a módulos de elasticidade entre 40.000 e 60.000 kN/m^2 , e valores de k_v entre 80.000 e 100.000 kN/m^3 para módulos de elasticidade de cerca de 200.000 kN/m^2 .

Com relação ao coeficiente de Poisson, ensaios mostram que este coeficiente em geral varia entre 0,30 e 0,35 para siltes, entre 0,10 e 0,50 para argilas e entre 0,15 e 0,40 para areias. Bowles (1998) apresenta valores típicos de coeficiente de Poisson, em função do tipo de solo (Tabela 3).

Tabela 3. Valores típicos do Coeficiente de Poisson de solos (Bowles, 1998)

Solo	ν
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 - 0,30
Argila arenosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,35
Areia, comumente usada	0,30 - 0,40

2.3 CORRELAÇÕES EMPÍRICAS

A utilização de valores empíricos é uma prática frequente de projeto quando não existem valores precisos do objeto em estudo e deseja-se obter uma aproximação inicial em termos de custos e necessidades. Assim, na determinação do coeficiente de reação vertical, vários autores propuseram faixas de valores de k_v , baseados na experiência profissional adquirida de trabalhos de campo.

Terzaghi (1955) correlacionou valores de k_v obtidos em ensaios realizados em uma placa quadrada de 30 cm de lado. Neste ensaio, aplicam-se carregamentos sucessivos e são realizadas medidas de recalque. O autor propôs os valores de k_v listados na Tabela 4, para diferentes tipos de solo. Na mesma Tabela, q_u corresponde à resistência à compressão não-drenada do solo. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e da dimensão da sapata. Essa correção faz-se necessária uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do solo, e sim, da rigidez relativa solo-estrutura.

Velloso e Lopes (2004) propõem as Equações (3.7) e (3.8) para correção de k_v .

Para solos arenosos:
$$k_{vfund} = k_{vplaca} \left(\frac{B_{fund} + B_{placa}}{2 \cdot B_{fund}} \right)^2 \quad \text{Equação (3.7)}$$

Para solos argilosos rijos
a muito rijos:
$$k_{vfund} = k_{vplaca} \cdot \left(\frac{A_{placa}}{A_{fund}} \right) \quad \text{Equação (3.8)}$$

Onde:

k_{vfund} = coeficiente de reação corrigido;

k_{vplaca} = coeficiente de reação determinado por ensaios de placa;

B_{fund} = largura da base ou diâmetro do elemento de fundação;

B_{placa} = largura da base ou diâmetro da placa;

A_{fund} = área da base da fundação;

A_{placa} = área da base da placa.

Moraes (1976) também recomenda faixas de valores padronizados para o coeficiente de reação vertical (Tabela 5).

Tabela 4. Valores de k_v em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Tabela 5. Valores de k_v em kN/m^3 (Moraes,1976)

Tipo de solo	k_v (kN.m^{-3})
Turfa leve - solo pantonoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantonoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila saturada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactada com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com areia compactada	200.000 a 250.000

2.4 CORRELAÇÕES COM RESULTADOS DE SONDAJENS A PERCUSSÃO (NSPT)

Terzaghi e Peck (1948 e 1967) correlacionaram o coeficiente de reação vertical com o número de golpes (N_{SPT}) definida a partir de sondagens a percussão. O mesmo estudo foi realizado por Mello (1971), que propôs a seguinte correlação para determinação da tensão que produz um recalque de uma polegada:

$$q_{adm} = 4,4 \cdot \left(\frac{N-3}{10}\right) \cdot \left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 \quad \text{Equação (3.9)}$$

Onde:

q_{adm} = tensão, em kgf/cm², que produz um recalque de uma polegada;

B = menor dimensão (em pés);

N = número de golpes no ensaio SPT.

A Figura 5 agrupa em um único gráfico os resultados de Terzaghi e Peck (1948 e 1967) e Mello (1971).

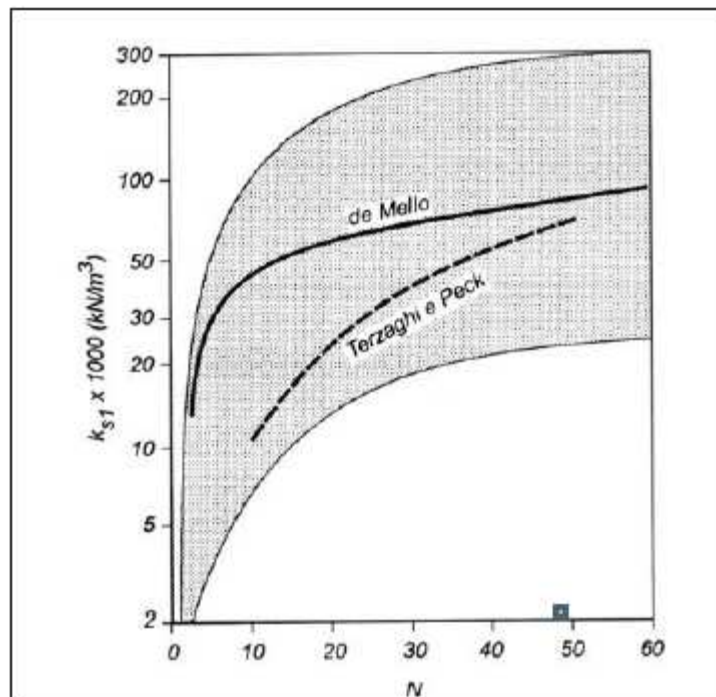


Figura 5. Correlações entre k_v e resultados de ensaios SPT (de Melo, 1971)

2.5 METODOLOGIA PROPOSTA NO PRESENTE TRABALHO

Diversos autores na literatura questionam o fato da teoria de Winkler não considerar o solo como um meio contínuo. Sendo assim, no presente trabalho, propõem-se a determinação do coeficiente de reação vertical a partir do programa computacional Plaxis v.8.2, de elementos finitos. Neste programa, o perfil de subsolo é considerado como um meio contínuo, e é permitido considerar a estratigrafia do subsolo a partir da introdução de camadas com diferentes propriedades de deformabilidade e resistência.

2.5.1 PROCESSO DE ANÁLISE

Inicialmente, são introduzidos no programa perfis de subsolo com diferentes valores de módulo de elasticidade, e imposição de um carregamento conhecido na superfície do terreno. As análises numéricas consideraram sapatas rígidas e flexíveis, com base quadrada, e a aplicação de um carregamento (AA) de 100 kPa, como mostra a Figura 6.

Com isso, o programa computacional é capaz de fornecer o recalque do terreno provocado pela imposição do carregamento. A **Figura 7** apresenta a configuração deformada da malha, fornecida pelo programa, juntamente com o valor máximo de recalque previsto no centro do carregamento.

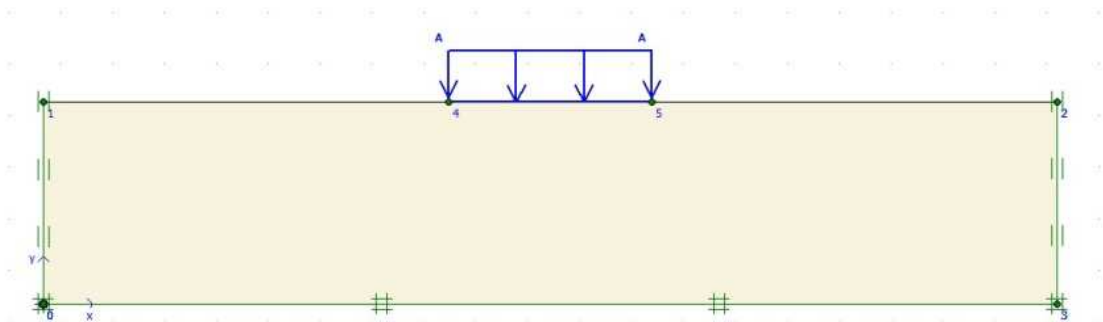


Figura 6. Geometria adotada nas análises numéricas

Uma vez conhecido o recalque (deslocamento vertical - w) e o valor do carregamento imposto (σ), é possível definir o valor do coeficiente de reação vertical pela Equação (3.1).

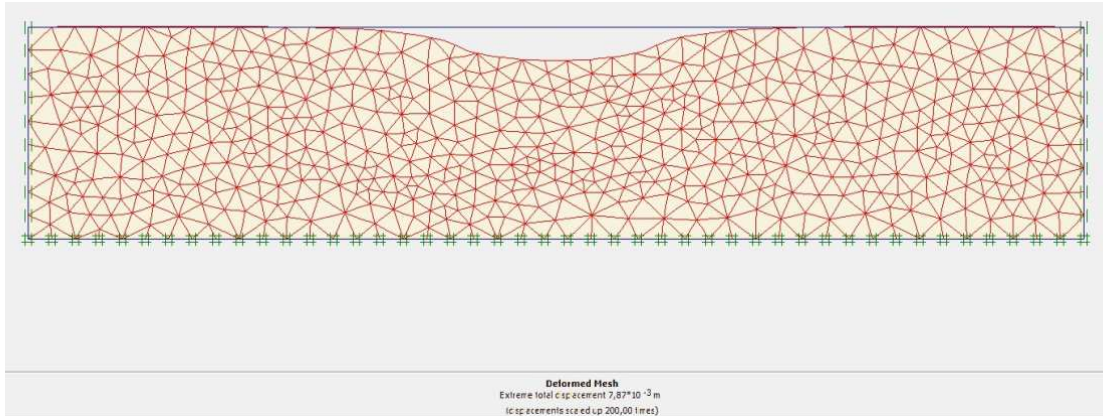


Figura 7. Malha de elementos finitos deformada

Finalmente, o valor de k_v determinado numericamente foi confrontado com os valores de coeficiente de reação vertical obtidos pela Equação (3.2). Esta etapa teve como objetivo investigar a concordância entre os resultados obtidos por diferentes metodologias.

2.5.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS

Nas análises numéricas, o solo foi representado pelo modelo linear elástico, sendo necessária a introdução dos parâmetros elásticos (E e ν).

Os módulos de elasticidade foram estimados a partir de correlações com resultados do ensaio SPT (*Stand Penetration Test*). Optou-se por fazer a correlação com este tipo de ensaio, tendo em vista a ampla utilização deste ensaio no Brasil para o reconhecimento das características das camadas de solo, e profundidade do nível d'água.

A norma NBR 6484 normaliza o ensaio, que é basicamente realizado através da cravação de um amostrador de 65 kgf caindo de uma altura de 75 cm. O número de golpes necessários para se atravessar os 45 cm do amostrador são anotados a cada 15 cm. O número de golpes necessários a cravação dos primeiros 15 cm são desprezados em virtude da perturbação no terreno produzida pela furação para cravação, e o número de golpes contabilizados para se cravar os outros 30 cm são considerados como o número N_{SPT} .

Esta mesma norma ainda prevê a classificação do tipo de solo quanto à consistência e compactidade de acordo com o número de golpes, conforme Tabela 6.

Tabela 6. Compactidade de solos granulares e consistência de solos argilosos de acordo com o N_{SPT}

Solo	N_{SPT}		Compactidade/Consistência
Areias e siltes			
arenosos	\leq	4	Fofa
	5 -	8	Pouco compacta
	9 -	18	Medianamente compacta
	19 -	40	Compacta
	>	40	Muito compacta
Argilas e siltes			
argilosos	\leq	2	Muito mole
	3 -	5	Mole
	6 -	10	Média
	11 -	19	Rija
	>	19	Dura

Para se determinar o módulo de elasticidade do solo a partir de correlações do ensaio do N_{SPT} , foram adotadas as seguintes expressões propostas na literatura (Schnaid, 2000):

Para solos arenosos: $E = 3,4.N_{60}$ Equação (3.10)

Para solos argilosos: $E = 2,0.N_{60}$ Equação (3.11)

Onde: N_{60} correção da energia aplicada aos resultados de N_{SPT} :

$$N_{60} = \frac{0,66.N_{SPT}}{0,60} \quad \text{Equação (3.12)}$$

Em virtude da dificuldade de se obter o coeficiente de Poisson, recorreu-se aos valores típicos apresentados na Tabela 3.

2.5.3 RESULTADOS

A Tabela 7 apresenta os valores do coeficiente de reação vertical (k_v) obtidos para solos com diferentes valores de E , a partir do programa Plaxis e da equação da teoria da elasticidade (Equação 3.2). Nesta tabela, também são apresentados os valores de recalques previstos numericamente.

Os resultados mostram diferenças máximas de 9,49% entre as duas metodologias, que podem ser consideradas aceitáveis em obras geotécnicas, em função da complexidade e da dificuldade de obtenção de parâmetros.

Tabela 7. Comparação dos valores obtidos de k_v – sapata rígida

Forma da fundação - Quadrada				
E (kN/m ²)	Recalque w (m)	k_v (kN/m ³)		Diferença %
		Plaxis v.8.2	Eq. 3.2	
10.000	0,068	14673,51	13401,23	9,49
20.000	0,035	29019,15	26802,47	8,27
30.000	0,023	43196,54	40203,70	7,44
40.000	0,018	57175,53	53604,93	6,66
50.000	0,014	71022,73	67006,16	5,99
60.000	0,012	84674,01	80407,40	5,31
70.000	0,010	98135,43	93808,63	4,61
80.000	0,009	111482,72	107209,86	3,99
90.000	0,008	124688,28	120611,10	3,38
100.000	0,007	137931,03	134012,33	2,92

Na Figura 8, os resultados de k_v previstos numericamente são confrontados com os resultados teóricos. Observa-se que os valores aproximam-se da reta $k_{v \text{ PLAXIS}} = k_{v \text{ TEÓRICO}}$, mostrando que a metodologia adotada é válida para a determinação do coeficiente de reação vertical dos solos, quando são consideradas fundações superficiais rígidas.

É interessante ressaltar que esta metodologia permite a determinação de um coeficiente de reação vertical equivalente, quando se consideram perfis estratificados, além de possibilitar a introdução do nível d'água nas análises numéricas para a definição de k_v . Estas são as principais críticas feitas na literatura quanto à adoção da teoria de Winkler e a definição do coeficiente de reação.

Como vantagem destaca-se que esta metodologia baseia-se apenas em boletins de sondagem a percussão, dispensando ensaios mais caros e demorados.

No presente trabalho, os coeficientes de reação dos diferentes solos serão definidos a partir da modelagem numérica com o programa computacional Plaxis v. 8.2. Os valores de k_v obtidos numericamente serão então introduzidos no programa Ansys para a representação do elemento de mola.

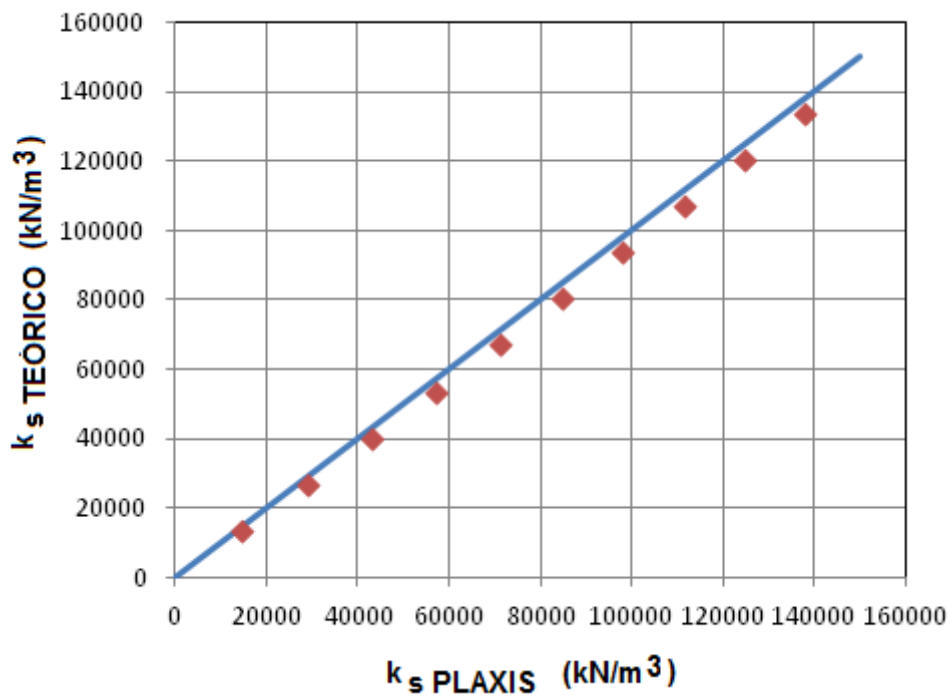


Figura 8. Comparação entre k_v (PLAXIS) e k_v (TEÓRICO)

3 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL ADOTADO

Neste capítulo são apresentados os dados abordados no projeto do edifício de estrutura mista (aço-concreto) desenvolvido no presente estudo. Serão apresentadas informações referentes às características geométricas da estrutura, os perfis metálicos adotados, propriedades físicas dos materiais e os carregamentos adotados.

3.1 MODELO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

O modelo estrutural utilizado no presente estudo consta de um prédio de estrutura mista aço-concreto de quatro pavimentos, com pé-direito de 4 m, e dimensões totais de largura e comprimento de 40 x 40 m. É composto por perfis de aço de alma cheia que constituem as vigas principais, as vigas secundárias com ligações flexíveis e ligações viga-viga.

As vigas principais são espaçadas entre os eixos de 10,00 m, no total de cinco vigas por pavimento. As vigas secundárias possuem o espaçamento de 2,50 m entre os eixos, no total de dezessete vigas. As colunas somam-se em vinte e cinco que recebem os esforços provenientes das vigas secundárias e principais. Os perfis utilizados foram do tipo W610*140 para as vigas principais, W460*60 para as vigas secundárias e HP250*85 para os pilares.

No sistema de painéis apoiam-se lajes de concreto armado com a espessura de 10 cm. A Figura 9 apresenta a planta baixo do pavimento tipo.

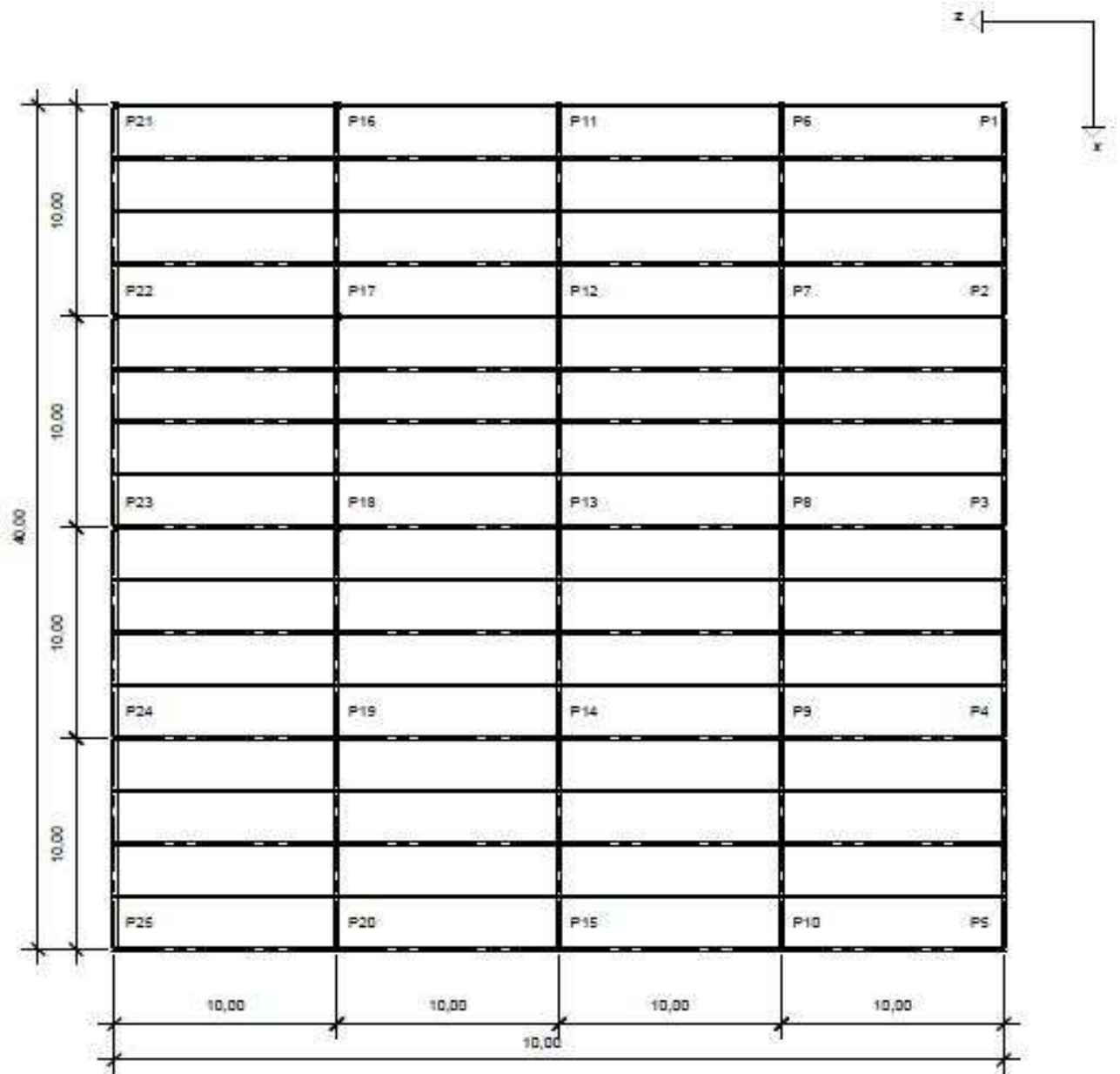


Figura 9. Planta baixa do modelo estrutural do edifício em estudo (dimensões em m)

O concreto das lajes possui uma resistência característica a compressão f_{ck} , aos 28 dias, de 30 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2 de acordo com o item 8.2.9 da norma ABNT NBR 6118. O módulo de elasticidade nas análises elásticas para determinação dos esforços solicitantes e verificação dos estados limites de utilização, de acordo com a norma, é o módulo secante, obtido utilizando a Equação 4.1 abaixo:

$$E_{cs} = 0,85 \times E_c \text{ [MPa]} \quad \text{Equação (4.1)}$$

Onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto;

E_c = módulo de elasticidade tangente do concreto;

Assim o módulo secante é determinado da seguinte maneira:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ [MPa]} \quad \text{Equação (4.2)}$$

A Tabela 8 a Tabela 10 resumem as propriedades físicas e geométricas do prédio, do concreto e do aço. Na Tabela 11, são apresentadas as características geométricas dos perfis de aço e a Figura 10 ilustra a seção genérica dos perfis.

Tabela 8. Propriedades geométricas do prédio

Propriedades geométricas da edificação	(m)
Comprimento	40,00
Largura	40,00
Espessura da Laje	0,10
Espaçamento entre as vigas principais	10,00
Espaçamento entre as vigas secundárias	2,50
Pé-direito	4,00

Tabela 9. Propriedades do concreto

Módulo de elasticidade secante (N/m ²)	26,1GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Massa Específica	2500 kg/m ³
Resistência característica a compressão	30MPa

Tabela 10. Propriedades do aço

Limite de escoamento	350 MPa
Tensão última	458 MPa
Módulo de elasticidade	205 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Massa específica	7850 kg/m ³

Tabela 11. Características geométricas dos perfis de aço

Tipo de perfil		Altura (d)	Largura da mesa (b _f)	Espessura da mesa superior (t _f)	Espessura da mesa inferior (t _f)	Espessura da alma (t _w)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Vigas principais	W 610 x 140	617	230	22,2	22,2	13,1
Vigas secundárias	W 460 x 60	455	153	13,3	13,3	8
Colunas	HP 250 x 85	254	260	14,4	14,4	14,4

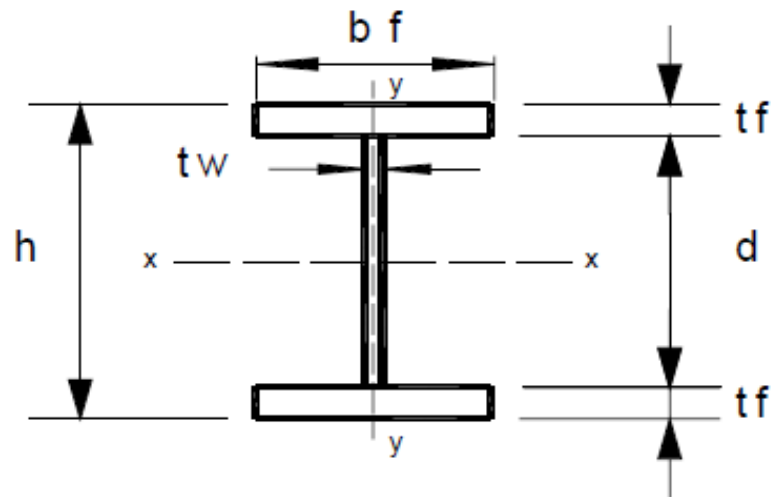


Figura 10. Seção genérica dos perfis

3.2 DESCRIÇÃO DO CARREGAMENTO

As cargas atuantes na estrutura foram definidas e calculadas de acordo com as normas NBR 8800. Na avaliação das ações utilizou-se os coeficientes de ponderação definidos para os estados limites de utilização para as ações permanentes e acidentais. Assim, a expressão do item 4.8.1 da NBR 8800 para as combinações últimas normais foram inseridas no contexto conforme Equação 4.3 abaixo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{G_{i,k}}) + \gamma_{q1} F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Q_{j,k}}) \quad \text{Equação (4.3)}$$

Onde:

$F_{G_{i,k}}$ = representa os valores característicos para as ações permanentes;

$F_{Q_{1,k}}$ = é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Q_{j,k}}$ = representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente coma ação variável principal.

Assim, para o a edificação em estudo foram feitas duas combinações de carregamento. A primeira considerando a sobrecarga como ação variável principal e ação da força do vento considerada como ação variável simultânea. A segunda considerando a ação da força do vento como ação variável principal e a ação da sobre carga atuando como simultânea. Logo, os coeficientes adotados em cada caso de acordo com as Tabelas 1 e 2 do item 4.7.6 da norma NBR 8800 foram os seguintes para o Estado Limite de Utilização (ELU):

1ª Combinação de carregamento:

$$\gamma_{gi} = 1,4$$

$$\gamma_{q1} = 1,5$$

$$\gamma_{qj} = 1,4$$

$$\Psi_{0j} = 0,6$$

2ª Combinação de carregamento:

$$\gamma_{gi} = 1,4$$

$$\gamma_{q1} = 1,4$$

$$\gamma_{qj} = 1,5$$

$$\Psi_{0j} = 0,8$$

3.2.1 CARGAS VERTICAIS

As cargas verticais atuantes em cada laje de piso da estrutura são formadas pela sobrecarga de 5,0 kN/m², pelo revestimento do piso de 1,1 kN/m², pelas divisórias dos compartimentos internos de 1,8 kN/m² e pelo peso próprio da laje de

concreto de 25 kN/m².

3.2.2 CARGAS DE VENTO

A norma NBR 6123 estabelece os parâmetros e procedimentos adequados para se obter a ação estática do vento sobre uma estrutura. Um deles é a velocidade básica do vento, V_0 , incidente na estrutura que é definida de acordo com a localização da estrutura dentro do território brasileiro através do gráfico de isopletas. A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos com probabilidade de 63% ser excedida pelo menos uma vez em 50 anos, em um campo aberto sem obstruções, e à altura de 10 m acima do terreno.

Identificando a região de análises da ação da força do vento nas edificações, e adotando a velocidade básica do vento correspondente ao local, é possível determinar a velocidade característica, V_k , que é o parâmetro utilizado nas análises da força do vento.

Assim, a velocidade característica pode ser obtida a partir da Equação 4.4 :

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação (4.4)}$$

Onde:

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = é um fator relativo a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura do terreno e às dimensões da edificação;

S_3 = fator estatístico.

Outro parâmetro a ser obtido para a determinação da ação da força do vento é coeficiente de arrasto, C_a . Segundo Gonçalves (2007), o coeficiente de arrasto leva em conta a superposição dos efeitos externos relativos à forma da edificação com os efeitos internos sintetizando o comportamento global.

De posse de todos os parâmetros, pode-se calcular a ação da força do vento

na edificação, que é denominada pela norma de força de arrasto, F_a , que é a componente global da força do vento na edificação que é calculada pela seguinte Equação 4.5.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{Equação (4.5)}$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica ou pressão de obstrução;

A_e = área efetiva, que é a área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento.

A pressão dinâmica é obtida de acordo com a Equação 4.6:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação (4.6)}$$

Sendo: V_k em m/s , e q em N/m^2 .

Assim, após as considerações da norma para o cálculo da ação do vento nas edificações, os seguintes parâmetros foram adotados no projeto:

a) velocidade característica do vento = 35 m/s. O valor da velocidade básica adotado é de acordo com a isopleta correspondente a cidade do Rio de Janeiro;

b) Fator topográfico: $S_1 = 1,0$, para terreno plano ou fracamente acidentado;

c) Fator de rugosidade S_2 determinado de acordo com a Equação 4.7 para a Categoria II, Classe B ($b = 1,0$, $p = 0,09$ e $F_r = 0,98$).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad \text{Equação (4.7)}$$

Onde:

b = parâmetro meteorológico;

F_r = fator de rajada;

z = cota acima do terreno;

p = expoente da lei potencial de variação de S_2 .

d) Fator característico $S_3 = 1,0$. Grupo 2.

Em virtude da estrutura ser duplamente simétrica, seria considerada a ação do vento em apenas uma direção, porém como as vigas principais e secundárias são de perfis metálicos diferentes, a ação do vento foi considerada nas duas direções, ou seja, no plano XY e no plano ZY conforme mostrado nas Figura 11 e Figura 12.

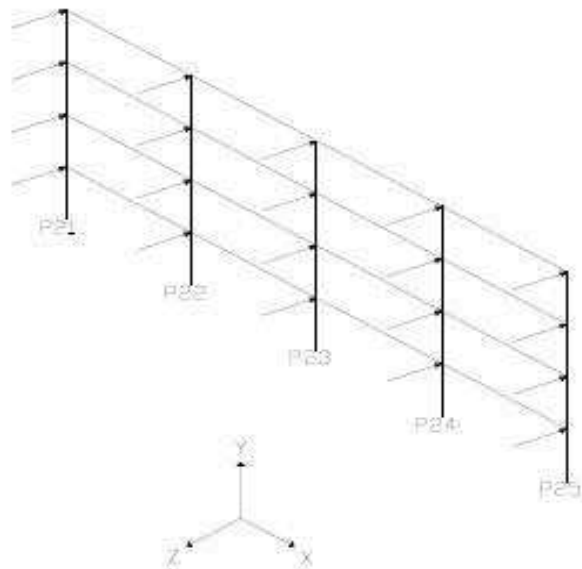


Figura 11. Ilustração da ação da força do vento no plano XY.

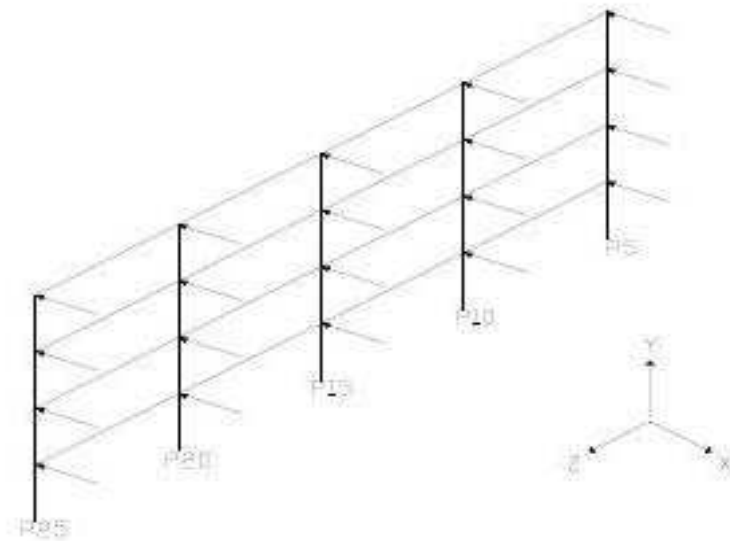


Figura 12. Ilustração da ação da força do vento no plano ZY.

A força de arrasto foi calculada de acordo com a altura de cada andar do modelo estrutural adotado e aplicada nos nós correspondente a cada pilar da estrutura proporcionalmente ao número de pilares de cada face da edificação. A Tabela 12 ilustra a ação do vento considerada em cada pavimento.

Tabela 12. Força de arrasto atuando de acordo com altura no modelo

Nível (m)	Pavimento	F_a (N)
4	Térreo / 1º andar	32875,98
8	1º andar / 2º andar	35026,27
12	2º andar / 3º andar	38641,77
16	3º andar / 4º andar	41122,34

3.2.3 CONSTANTES ELÁSTICAS

Para representação da interação solo-estrutura, foram inseridas na base de cada sapata, molas de constantes elásticas determinadas pela Equação 4.8:

$$K_v = k_v \cdot A \quad \text{Equação (4.8)}$$

Onde:

K_v = constante elástica da mola (kN/m);

k_v = coeficiente de reação vertical à translação no eixo y (detalhado no Capítulo 3);

A = área da base da sapata.

A área da base das sapatas foi determinada a partir da Equação 4.9:

$$A = l \times b = \frac{V}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação (4.9)}$$

Onde:

l, b = dimensões (comprimento e largura) da sapata retangular;

V = reação vertical na base do pilar;

σ_{adm} = tensão admissível do solo;

A tensão admissível do solo de fundação foi definida a partir das equações (4.10) e (4.11), propostas por Décourt (1992), para solos arenosos e argilosos, respectivamente. Estas expressões fornecem a tensão admissível a partir dos valores de N_{SPT} obtidos em boletins de sondagem.

- Para solos arenosos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,03} \left(\frac{kN}{m^2} \right) \quad \text{Equação (4.10)}$$

- Para solos argilosos:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{0,04} \left(\frac{kN}{m^2} \right) \quad \text{Equação (4.11)}$$

A norma NBR 6122 estabelece no item 6.2.1 que a tensão admissível pode se determinada por métodos teóricos, por meio de prova de carga sobre placa, por métodos semi-empíricos, e por métodos empíricos, como adotado na presente dissertação.

Na estimativa da reação vertical na base do pilar, o peso próprio da sapata foi desprezado por ser insignificante quando comparado às cargas transmitidas pelos pilares. A reação vertical na base do pilar é obtida a partir da modelagem da estrutura considerando apoios rotulados e indeslocáveis.

No dimensionamento das sapatas, adotou-se o critério de balanços iguais para o cálculo das dimensões da sapata com o intuito de obter o centro de gravidade da sapata coincidindo com o centro de gravidade do pilar. A Figura 13 apresenta um esquema da sapata em planta.

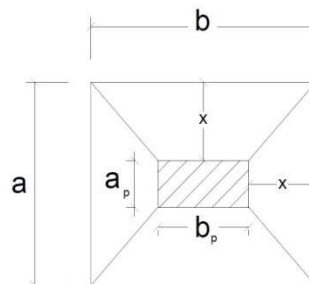


Figura 13. Dimensões da sapata isolada

Onde:

a_p, b_p = dimensões do pilar (comprimento e largura);

x = distância da face do pilar à extremidade da sapata.

As dimensões l (comprimento) e b (largura) da sapata são então definidas por:

$$a = a_p + 2.x \quad \text{Equação (4.12)}$$

$$b = b_p + 2.x \quad \text{Equação (4.13)}$$

As dimensões da sapata obtidas ainda foram arredondas para múltiplos de 5 cm conforme a prática utilizada na construção. Qualquer excentricidade provocada pela força do vento foi considerada desprezível e todos os carregamentos foram admitidos centrados no centro de gravidade da sapata.

Ressalta-se que as áreas das sapatas variaram em função do tipo de solo analisado, tendo em vista os diferentes valores de tensão admissível de cada solo. As dimensões e áreas das sapatas adotadas na presente dissertação podem ser visualizadas das Tabela A35 a Tabela A46 no Anexo A.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico que vem sendo utilizado em larga escala em análises estruturais. Este método tem apresentado resultados satisfatórios em problemas complexos em que a solução analítica é dispendiosa e, às vezes, desconhecida.

Segundo Azevedo (2003), apesar do método de elementos finitos ter seu uso bastante difundido, este pode ser considerado ainda um método relativamente novo. Assan (1999) afirma que o MEF surge como uma nova possibilidade para resolver problemas da Teoria da Elasticidade, superando as dificuldades dos métodos tradicionais de Rayleigh-Ritz, Galerkin, Diferenças Finitas, Resíduos Ponderados, e outros.

De acordo com Azevedo (2003), a publicação mais antiga em que a designação “elemento finito” é utilizada data de 1960 por Ray Clough. O autor relata que anteriormente a esta data já eram conhecidas algumas técnicas de discretização que foram incorporadas ao método dos elementos finitos.

Para o autor, o grande passo para o avanço do método foi o desenvolvimento dos microcomputadores ocorrido no final da década de 80 e 90, facilitando o processo de cálculo.

Segundo Bruch (2009), este método não consiste apenas em transformar o contínuo em uma associação de elementos discretos e escrever as equações de compatibilidade e equilíbrio entre eles. O MEF admite funções contínuas que representam, por exemplo, o campo de deslocamentos no domínio de um elemento. A partir daí, é possível obter o estado de deformações correspondentes que, associado às relações constitutivas do material, permitem definir o estado de tensões de todo o elemento.

No método dos elementos finitos, o meio contínuo é dividido em regiões que apresentam dimensões finitas, formando assim os elementos finitos, que conectados uns aos outros dão origem a malha de elementos finitos. Os pontos de ligação da malha representam os nós.

O tamanho da malha e os elementos utilizados devem ser capazes de simular o comportamento real da estrutura e seu estado tensão-deformação.

Existem diversos tipos de elementos, como o elemento de barra de dois nós, triangular com três nós, tetraédrico com quatro nós, entre outros. A escolha vai depender do tipo e da dimensão do problema (unidimensional, bidimensional ou tridimensional) a ser resolvido.

O mais importante é que o elemento e a malha escolhida possam apresentar convergência para a solução analítica se existente. Quanto maior a quantidade de elementos e mais refinada a malha, mais acurados serão os resultados obtidos.

O comportamento do elemento também é estudado pelo conceito de grau de liberdade de cada nó, assim o movimento de um corpo rígido é descrito, por exemplo, no espaço por seis graus de liberdade, três translações e três rotações possíveis de ocorrer. Já no caso de um elemento plano, por duas translações e duas rotações quaisquer.

Na presente dissertação, serão aplicadas as técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos, com a utilização do programa computacional Ansys (2009)

4.2 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os modelos numéricos computacionais adotados em cada análise foram implementados através do programa Ansys. As vigas foram discretizadas por elementos de viga, denominados BEAM44 e a laje com o uso do elemento de casca, SHELL63. Nas análises iniciais, em que se considerava os apoios das bases dos pilares indeslocáveis, com a base rotulada e seus momentos liberados nos três eixos, o elemento de mola, COMBIN39 não foi utilizado. Porém, nas análises seguintes, com a consideração da interação solo-estrutura utilizou-se este elemento para simular a influência da deformabilidade do solo nos elementos estruturais.

O elemento BEAM44 utilizado na modelagem das vigas principais e secundárias e das colunas dos perfis metálicos apresenta seis graus de liberdade em cada nó, ou seja, três translações e três rotações nos eixos x, y e z. Como definido no ANSYS (2009), o BEAM44 é um elemento uniaxial, linear com capacidade de atuar em tração, compressão, torção e flexão. A grande vantagem da utilização do elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centroide das vigas, em virtude da laje e da viga não estarem posicionadas no mesmo eixo. A Figura 14 ilustra o elemento BEAM44 com as

distâncias utilizadas na caracterização dos elementos. A orientação dos eixos no elemento está apresentada na Figura 15.

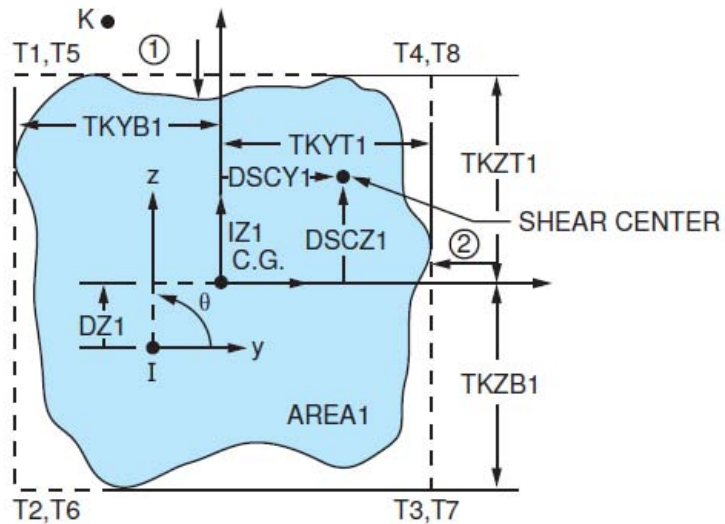


Figura 14. Elemento BEAM44 (Ansys, 2009)

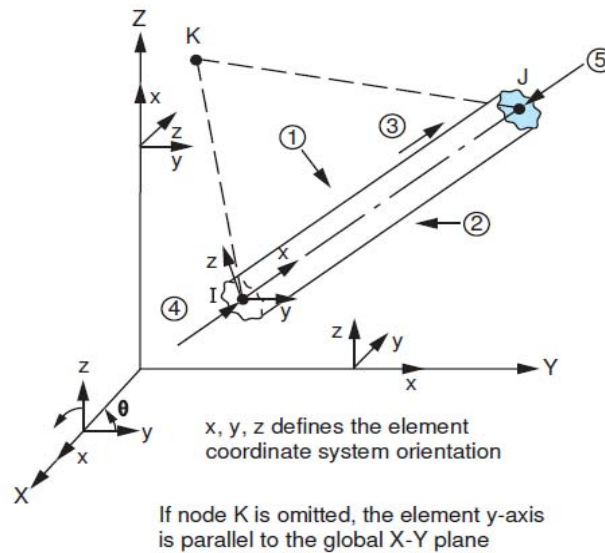


Figura 15. Orientação dos eixos no elemento BEAM44 (Ansys, 2009)

A laje, como dito anteriormente, foi modelada utilizando o elemento de placa SHELL63 que possui quatro nós e seis graus de liberdade por nó, translações nas direções dos eixos x , y e z e rotações em torno dos referidos eixos. Este elemento é

capaz de suportar esforços de flexão e de membrana. A Figura 16 ilustra o elemento SHELL63.

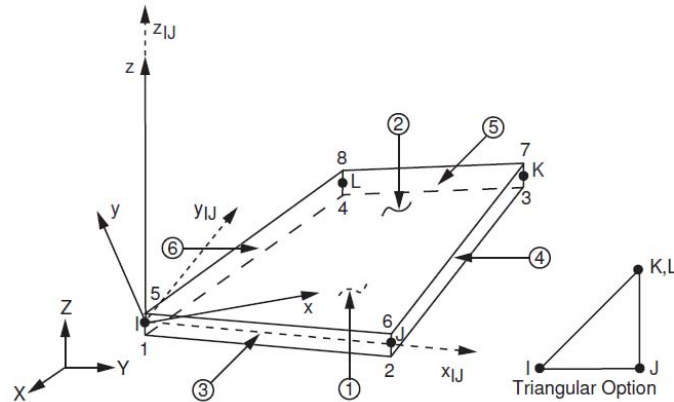


Figura 16. Elemento SHELL63

O elemento COMBIN39 é um elemento unidirecional que pode apresentar o comportamento não linear para relações força-deslocamento. com três graus de liberdade em cada nó: translações nos nós x , y e z . Este elemento foi utilizado para modelar as molas de apoio das bases dos pilares seguindo o modelo de Winkler, que substitui o solo por um conjunto de molas discretas.

Levando-se em conta a diferença existente entre o centróide da laje e os centróides das vigas de aço, é necessário a aplicação de um “off-set” na ligação entre a laje de concreto armado e as vigas de aço, assim os dois elementos funcionarão de forma integrada.

As ligações rígidas do tipo “off-set” são ideais para se garantir a compatibilidade das deformações entre os nós dos elementos de placa e os elementos de viga tridimensionais. A Figura 17 ilustra a excentricidade existente entre a laje e a viga.

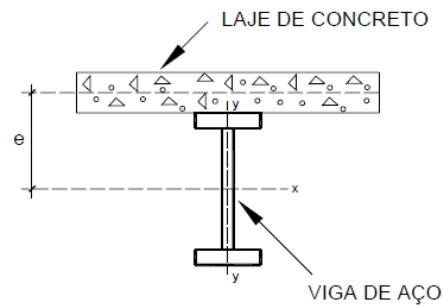


Figura 17. Visualização da excentricidade entre a laje e a viga (Mello,2005)

4.3 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

As seguintes hipóteses foram consideradas visando a implementação do método dos elementos finitos para a estrutura em análise:

- Hipótese de Bernoulli: em que a seção transversal dos elementos permanece plana e normal em relação ao eixo baricêntrico dos elementos mesmo após as deformações;
- Comportamento linear elástico dos materiais utilizados: aço e concreto;
- Consideração de que as tensões impostas não causam plastificação na seção transversal dos elementos.

4.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

A malha dos elementos adotada foi de 0,25 m para os elementos de viga e coluna, e 0,25 m x 0,25 m para os elementos de laje, em um total de 15680 elementos de viga, 102400 elementos de casca, e um total de 105209 nós, 631179 graus de liberdade e 118080 elementos para as análises considerando os apoios rotulados. Nas análises de interação solo – estrutura não houve alteração nos elementos de viga e de casca, apenas a inclusão de 25 elementos de mola, aumentando o número de nós, graus de liberdade e elementos respectivamente em 25 unidades.

As Figura 18 e Figura 19 apresentam o modelo estrutural discretizado em elementos finitos a partir do programa computacional Ansys.

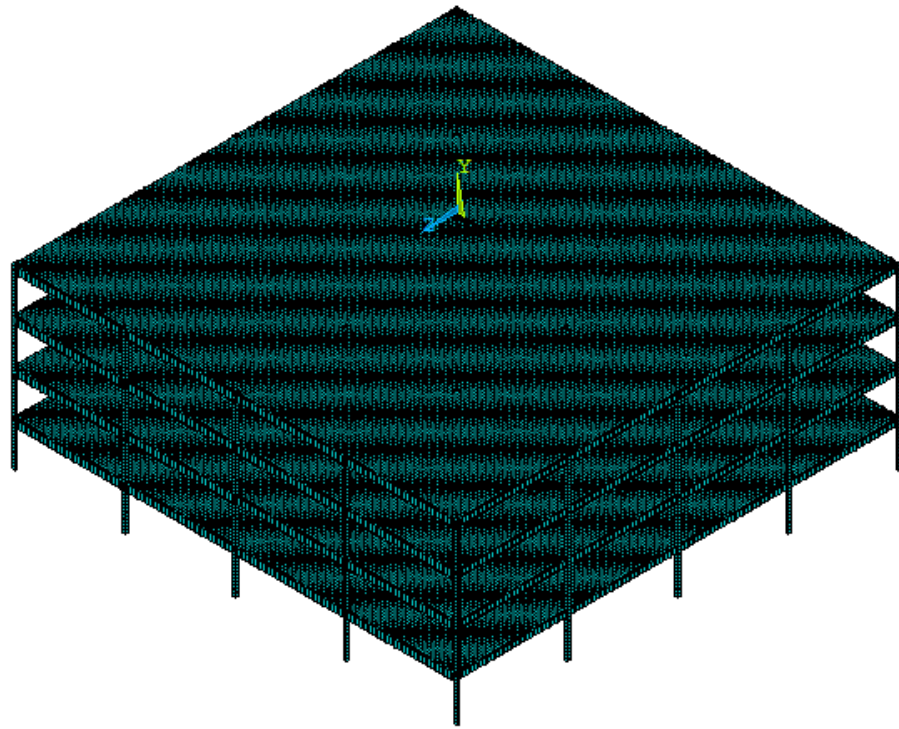


Figura 18. Modelo em elementos finitos

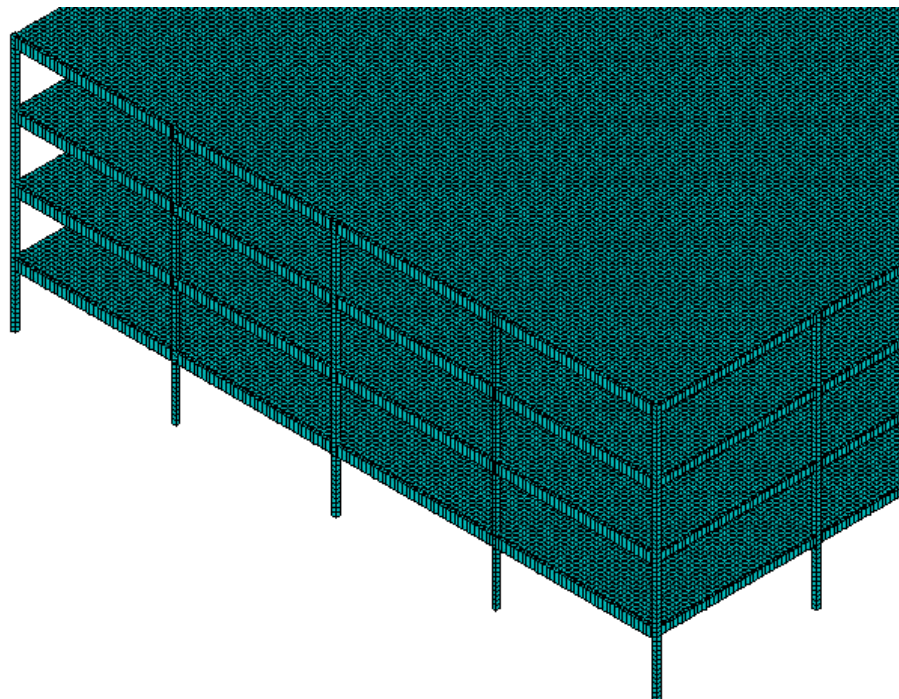


Figura 19. Modelo em elementos finitos (perspectiva aproximada)

As Figuras 20, 21 e 22 apresentam respectivamente, a vista superior, a vista frontal e a vista lateral do modelo em elementos finitos.

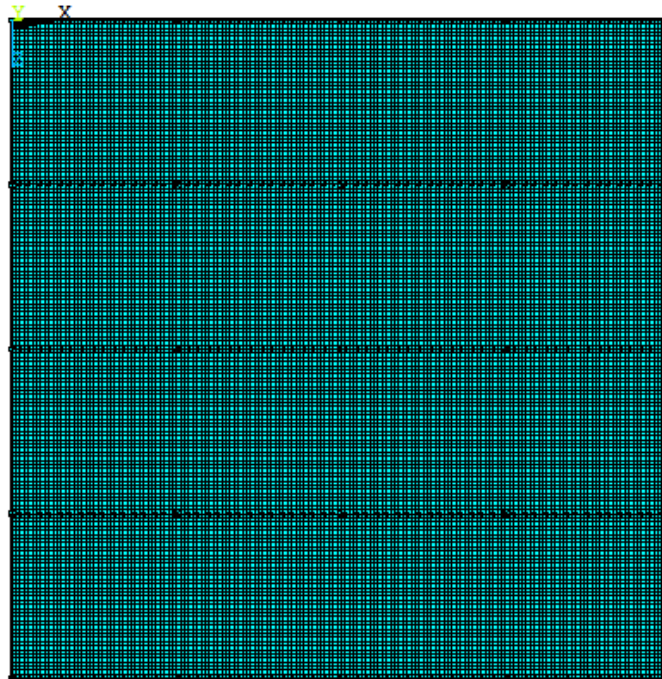


Figura 20. Modelo em elementos finitos: vista superior

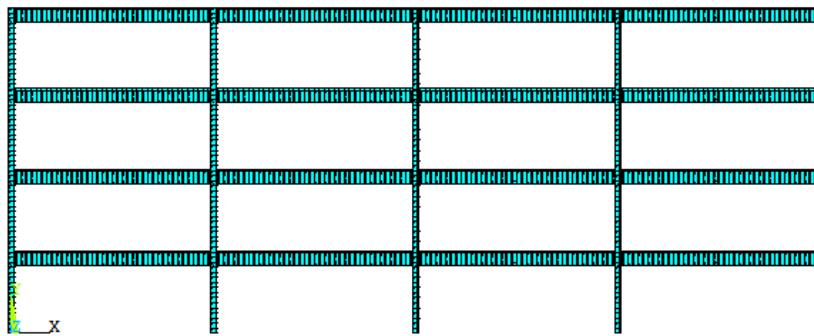


Figura 21. Modelo em elementos finitos: vista frontal

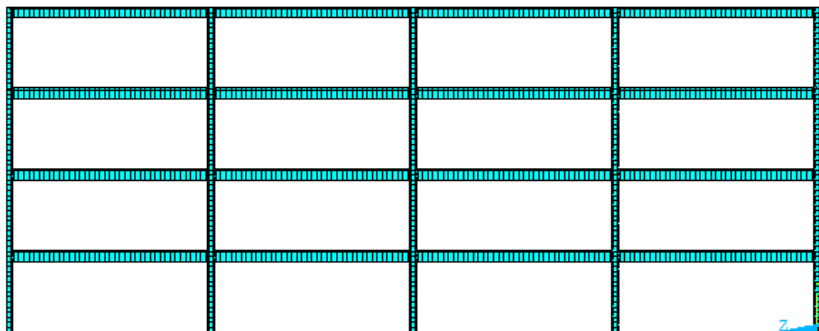


Figura 22. Modelo em elementos finitos: vista lateral

A dimensão da malha de elementos finitos adotada para os elementos associados às lajes, vigas e colunas no modelos numéricos teve base em pesquisas de Coimbra (2007) e Silva (2008) em virtude da coerência em relação as respostas estruturais adquiridas com esse tamanho (0,25 m) de malha.

As ligações viga-coluna são diferentes para o caso das vigas principais e vigas secundárias. São utilizadas ligações semi-rígidas e flexíveis nas ligações entre as vigas principais e secundárias e ligações rígidas entre as vigas principais e colunas.

5 RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados das análises dos casos analisados. Como comentado no Capítulo 4, o carregamento consiste do peso próprio, da sobrecarga atuante e da ação da força do vento na estrutura nas direções do plano XY e ZY.

Em cada caso, foram previamente obtidas as reações nos pilares considerando-se a estrutura apoiada sobre base rígida, indeslocável, com os apoios rotulados. Em seguida, a estrutura foi analisada considerando a deformabilidade do solo de fundação (interação solo-estrutura). Para tanto, foram inseridas molas em cada apoio da base das sapatas, com constantes elásticas previamente calculadas, como descrito no Capítulo 5.

As Tabela 13 e Tabela 14 apresentam os casos analisados considerando 6 tipos de solo de fundação. A análise numérica realizada com base nos modelos com apoios indeslocáveis, de acordo com a prática tradicional de projeto, foi convencionada como sendo o Caso 1. O valor dos módulos de elasticidade dos solos foi estimado em cada caso de acordo com as correlações estabelecidas no Capítulo 3.

Tabela 13. Módulo de elasticidade de areias e siltes arenosos

Caso	Tipo de solo	Compacidade	E (MPa)
2	Areia e silte pouco	compacta (o)	29,92
3	Areia e silte arenoso	medianamente compacta (o)	59,84
4	Areia e silte arenosos	compacta(o)	119,68

Tabela 14. Módulo de elasticidade de argilas e siltes argilosos

Caso	Tipo de solo	Consistência	E (MPa)
5	Argilas e siltes argilosos	média (o)	17,60
6	Argilas e siltes argilosos	rija (o)	35,20
7	Argilas e siltes argilosos	dura (o)	70,40

Para cada caso analisado, foram obtidos os esforços e os deslocamentos nodais nos pilares, de forma a avaliar a influência da consideração do efeito da interação solo-estrutura para diferentes tipos de solos.

5.1 REAÇÕES VERTICAIS NOS PILARES

As Tabela 15 e Tabela 16 apresentam os valores das reações verticais nas bases dos pilares, obtidas para análises de solos arenosos e siltosos com a ação da força do vento considerada atuando no plano XY. Os valores das reações obtidas através da consideração da ação da força do vento no plano ZY foram omitidas no escopo do trabalho para melhor organização e clareza do mesmo, evitando um número excessivo de informações, e também pelo fato de apresentar uma diferença desprezível em comparação com o outro plano. Estes resultados estão reunidos no Anexo A da Tabela A47 a Tabela A50.

Os valores das reações verticais nos pilares são modificados a partir da modelagem da interação solo estrutura nos casos investigados ao longo desta dissertação, caracterizando uma redistribuição dos esforços nos pilares em todos os casos investigados, de acordo com a variação da rigidez do solo e, bem como, das dimensões das sapatas utilizadas. Nos pilares onde a interação solo estrutura é representada numericamente pelos valores de rigidez mais elevados observa-se uma tendência de aumento nos valores das reações de apoio. Convém observar, ainda, que, para o modelo estrutural em estudo, estas variações não são significativas em relação aos resultados obtidos com a estrutura projetada em apoios indeslocáveis, ou seja, sem a consideração da interação solo estrutura.

Os resultados mostram, também, que as maiores diferenças apareceram nos pilares de canto, mesmo em ambos os casos em que é considerada a ação da força do vento em duas direções distintas (plano XY e plano ZY). Observa-se um alívio no valor das reações verticais em pilares adjacentes ao pilares de centro, por exemplo nos pilares P9, P7, 17 e P19 para os pilares menos carregados no Caso 1.

Ressalta-se que os pilares menos carregados no Caso 1 obtiveram o maior acréscimo de carregamento com as análises de interação solo-estrutura, entretanto apesar da redistribuição dos valores das reações verticais entre os pilares, a maior diferença observada em comparação com a hipótese de apoios indeslocáveis foi da ordem de 6% obtida nos pilares P21 P25 em ambas as direções de atuação do vento.

Tabela 15. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)	Diferença %	Diferença %	Diferença %
					Caso (1)/(2)	Caso (1)/(3)	Caso (1)/(4)
P1	1090,00	1146,80	1120,80	1106,20	4,95%	2,75%	1,46%
P2	2675,70	2644,30	2655,70	2664,30	1,19%	0,75%	0,43%
P3	2453,80	2538,10	2503,30	2480,90	3,32%	1,98%	1,09%
P4	2675,70	2644,30	2655,70	2664,30	1,19%	0,75%	0,43%
P5	1090,00	1146,80	1120,80	1106,20	4,95%	2,75%	1,46%
P6	2493,00	2533,60	2515,10	2504,60	1,60%	0,88%	0,46%
P7	6059,90	5878,60	5958,70	6006,10	3,08%	1,70%	0,90%
P8	5655,40	5690,70	5680,50	5670,40	0,62%	0,44%	0,26%
P9	6059,90	5878,60	5958,70	6006,10	3,08%	1,70%	0,90%
P10	2493,00	2533,60	2515,10	2504,60	1,60%	0,88%	0,46%
P11	2334,80	2434,40	2389,20	2363,40	4,09%	2,28%	1,21%
P12	5783,70	5725,20	5750,00	5765,40	1,02%	0,59%	0,32%
P13	5355,60	5504,00	5442,50	5402,90	2,70%	1,60%	0,88%
P14	5783,70	5725,20	5750,00	5765,40	1,02%	0,59%	0,32%
P15	2334,80	2434,40	2389,20	2363,40	4,09%	2,28%	1,21%
P16	2522,20	2559,60	2542,60	2532,90	1,46%	0,80%	0,42%
P17	6096,00	5910,90	5992,90	6041,30	3,13%	1,72%	0,91%
P18	5689,00	5720,40	5712,00	5702,90	0,55%	0,40%	0,24%
P19	6096,00	5910,90	5992,90	6041,30	3,13%	1,72%	0,91%
P20	2522,20	2559,60	2542,60	2532,90	1,46%	0,80%	0,42%
P21	1002,80	1060,70	1034,30	1019,30	5,46%	3,05%	1,62%
P22	2576,50	2548,00	2557,90	2565,70	1,12%	0,73%	0,42%
P23	2361,20	2446,40	2411,20	2388,60	3,48%	2,07%	1,15%
P24	2576,50	2548,00	2557,90	2565,70	1,12%	0,73%	0,42%
P25	1002,80	1060,70	1034,30	1019,30	5,46%	3,05%	1,62%

Tabela 16. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)	Diferença %	Diferença %	Diferença %
					Caso (1)/(2)	Caso (1)/(3)	Caso (1)/(4)
P1	1188,20	1250,40	1232,10	1221,40	4,97%	3,56%	2,72%
P2	2946,70	2911,70	2920,40	2926,80	1,20%	0,90%	0,68%
P3	2701,50	2793,60	2772,80	2752,00	3,30%	2,57%	1,84%
P4	2946,70	2911,70	2920,40	2926,80	1,20%	0,90%	0,68%
P5	1188,20	1250,40	1232,10	1221,40	4,97%	3,56%	2,72%
P6	2776,20	2817,40	2804,70	2798,10	1,46%	1,02%	0,78%
P7	6739,30	6544,70	6600,40	6633,80	2,97%	2,10%	1,59%
P8	6289,50	6327,70	6312,90	6310,80	0,60%	0,37%	0,34%
P9	6739,30	6544,70	6600,40	6633,80	2,97%	2,10%	1,59%
P10	2776,20	2817,40	2804,70	2798,10	1,46%	1,02%	0,78%
P11	2593,10	2699,70	2673,90	2650,80	3,95%	3,02%	2,18%
P12	6423,50	6361,00	6373,40	6387,60	0,98%	0,79%	0,56%
P13	5948,00	6108,90	6071,50	6043,50	2,63%	2,03%	1,58%
P14	6423,50	6361,00	6373,40	6387,60	0,98%	0,79%	0,56%
P15	2593,10	2699,70	2673,90	2650,80	3,95%	3,02%	2,18%
P16	2793,70	2833,00	2819,80	2815,20	1,39%	0,93%	0,76%
P17	6761,00	6564,60	6621,40	6655,30	2,99%	2,11%	1,59%
P18	6309,60	6345,20	6332,70	6329,50	0,56%	0,36%	0,31%
P19	6761,00	6564,60	6621,40	6655,30	2,99%	2,11%	1,59%
P20	2793,70	2833,00	2819,80	2815,20	1,39%	0,93%	0,76%
P21	1135,90	1200,50	1183,60	1170,60	5,38%	4,03%	2,96%
P22	2887,10	2848,20	2857,80	2862,10	1,37%	1,03%	0,87%
P23	2645,90	2746,20	2719,20	2704,80	3,65%	2,70%	2,18%
P24	2887,10	2848,20	2857,80	2862,10	1,37%	1,03%	0,87%
P25	1135,90	1200,50	1183,60	1170,60	5,38%	4,03%	2,96%

As Tabela 17 e Tabela 18 apresentam os valores das reações nas bases dos pilares para as análises de solos argilosos e siltosos. Pode-se constatar que as maiores diferenças observadas também foram obtidas nos pilares de canto da mesma forma como observado nas Tabela 15 e Tabela 16. Porém, as discrepâncias obtidas foram maiores e com valor máximo da ordem de 13%, também nos pilares P21 e P25 para ambas as direções da atuação da ação da força do vento.

Tabela 17. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (4)	Caso (5)	Caso (6)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(5)	Caso (1)/(6)	Caso (1)/(7)
P1	1090,00	1161,90	1152,40	1135,10	6,19%	5,41%	3,97%
P2	2675,70	2632,90	2639,70	2643,50	1,63%	1,36%	1,22%
P3	2453,80	2561,40	2545,70	2528,00	4,20%	3,61%	2,94%
P4	2675,70	2632,30	2639,70	2643,50	1,65%	1,36%	1,22%
P5	1090,00	1166,10	1152,40	1135,10	6,53%	5,41%	3,97%
P6	2493,00	2546,10	2532,20	2522,80	2,09%	1,55%	1,18%
P7	6059,90	5824,90	5869,00	5925,10	4,03%	3,25%	2,28%
P8	5655,40	5684,80	5693,20	5684,60	0,52%	0,66%	0,51%
P9	6059,90	5822,80	5869,00	5925,10	4,07%	3,25%	2,28%
P10	2493,00	2550,60	2532,20	2522,80	2,26%	1,55%	1,18%
P11	2334,80	2469,00	2438,40	2413,80	5,44%	4,25%	3,27%
P12	5783,70	5687,80	5723,30	5728,20	1,69%	1,06%	0,97%
P13	5355,60	5505,70	5512,20	5475,90	2,73%	2,84%	2,20%
P14	5783,70	5642,60	5723,30	5728,20	2,50%	1,06%	0,97%
P15	2334,80	2445,20	2438,40	2413,80	4,51%	4,25%	3,27%
P16	2522,20	2563,40	2560,60	2549,30	1,61%	1,50%	1,06%
P17	6096,00	5870,20	5910,70	5959,20	3,85%	3,13%	2,30%
P18	5689,00	5849,10	5714,50	5716,20	2,74%	0,45%	0,48%
P19	6096,00	6012,30	5910,70	5959,20	1,39%	3,13%	2,30%
P20	2522,20	2632,50	2560,60	2549,30	4,19%	1,50%	1,06%
P21	1002,80	1032,60	1064,00	1050,30	2,89%	5,75%	4,52%
P22	2576,50	2796,80	2542,30	2544,00	7,88%	1,35%	1,28%
P23	2361,20	2181,90	2453,20	2436,70	8,22%	3,75%	3,10%
P24	2576,50	2362,00	2542,30	2544,00	9,08%	1,35%	1,28%
P25	1002,80	1148,90	1064,00	1050,30	12,72%	5,75%	4,52%

Tabela 18. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (4)	Caso (5)	Caso (6)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(5)	Caso (1)/(6)	Caso (1)/(7)
P1	1188,20	1266,30	1251,70	1235,00	6,17%	5,07%	3,79%
P2	2946,70	2897,60	2909,50	2918,50	1,69%	1,28%	0,97%
P3	2701,50	2818,40	2800,10	2771,40	4,15%	3,52%	2,52%
P4	2946,70	2896,80	2909,50	2918,50	1,72%	1,28%	0,97%
P5	1188,20	1271,10	1251,70	1235,00	6,52%	5,07%	3,79%
P6	2776,20	2831,60	2818,10	2807,30	1,96%	1,49%	1,11%
P7	6739,30	6486,20	6544,80	6594,00	3,90%	2,97%	2,20%
P8	6289,50	6325,00	6319,50	6322,70	0,56%	0,47%	0,53%
P9	6739,30	6484,00	6544,80	6594,00	3,94%	2,97%	2,20%
P10	2776,20	2836,90	2818,10	2807,30	2,14%	1,49%	1,11%
P11	2593,10	2739,40	2700,20	2677,30	5,34%	3,97%	3,14%
P12	6423,50	6319,80	6358,10	6364,50	1,64%	1,03%	0,93%
P13	5948,00	6108,50	6116,20	6078,00	2,63%	2,75%	2,14%
P14	6423,50	6265,90	6358,10	6364,50	2,52%	1,03%	0,93%
P15	2593,10	2711,50	2700,20	2677,30	4,37%	3,97%	3,14%
P16	2793,70	2832,80	2833,80	2824,00	1,38%	1,42%	1,07%
P17	6761,00	6520,20	6565,30	6613,50	3,69%	2,98%	2,23%
P18	6309,60	6492,90	6338,50	6340,30	2,82%	0,46%	0,48%
P19	6761,00	6689,40	6565,30	6613,50	1,07%	2,98%	2,23%
P20	2793,70	2911,10	2833,80	2824,00	4,03%	1,42%	1,07%
P21	1135,90	1161,40	1201,10	1181,20	2,20%	5,43%	3,84%
P22	2887,10	3142,50	2849,80	2862,70	8,13%	1,31%	0,85%
P23	2645,90	2448,30	2745,10	2715,60	8,07%	3,61%	2,57%
P24	2887,10	2621,40	2849,80	2862,70	10,14%	1,31%	0,85%
P25	1135,90	1305,20	1201,10	1181,20	12,97%	5,43%	3,84%

5.2 MOMENTOS FLETORES NOS PILARES

O desenvolvimento do momento fletor ao longo dos pilares alterou-se significativamente nas análises considerando a flexibilidade do solo em comparação

com as respostas obtidas com a estrutura analisada com apoios indeslocáveis (Caso 1).

Em todas as análises observam-se variações relevantes nos pilares de canto e periféricos em ambas as direções da atuação da força do vento e nas duas combinações de carregamento com acréscimo do valor do momento fletor. Nos pilares centrais ocorreu o contrário, um alívio do valor do momento fletor.

A apresentação dos resultados foi separada de acordo com o tipo de solo e apenas alguns resultados foram tabelados para ter uma melhor clareza na observação de comportamento apresentado nas análises.

5.2.1 SOLOS ARENOSOS E SILTE ARENOSOS

As Tabela 19 e Tabela 20 reúnem os resultados dos momentos fletores máximos negativos e positivos dos três modelos iniciais analisados considerando a deformabilidade do solo.

Observa-se que o comportamento dos momentos fletores em relação ao eixo z prosseguiu com o mesmo comportamento verificado para as reações verticais, apresentando uma diferença máxima de 16% para o Caso 2 nos pilares P1 e P5 e diminuindo à medida que se aumentava a rigidez do solo de fundação. A Figura 23 ilustra o momento fletor na direção do eixo z ao longo no pilar P1.

Tabela 19. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P1	119,79	109,99	142,85	131,5	132,11	121,48	126,2	115,96
P5	109,99	119,79	131,5	142,85	121,48	132,11	115,96	126,2
P6	225,68	208,89	259,61	240,96	243,68	225,91	234,99	217,69
P10	208,89	225,68	240,96	259,61	225,91	243,68	217,69	234,99
P20	209,13	225,87	241	259,59	226,04	243,76	217,87	235,12

Tabela 20. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso		Caso		Caso	
	(1)/(2)	(1)/(2)	(1)/(3)	(1)/(3)	(1)/(4)	(1)/(4)
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P1	16,14%	16,36%	9,33%	9,46%	5,08%	5,15%
P5	16,36%	16,14%	9,46%	9,33%	5,15%	5,08%
P6	13,31%	13,07%	7,53%	7,39%	4,04%	3,96%
P10	13,07%	13,31%	7,39%	7,53%	3,96%	4,04%
P20	13,22%	12,99%	7,48%	7,34%	4,01%	3,93%

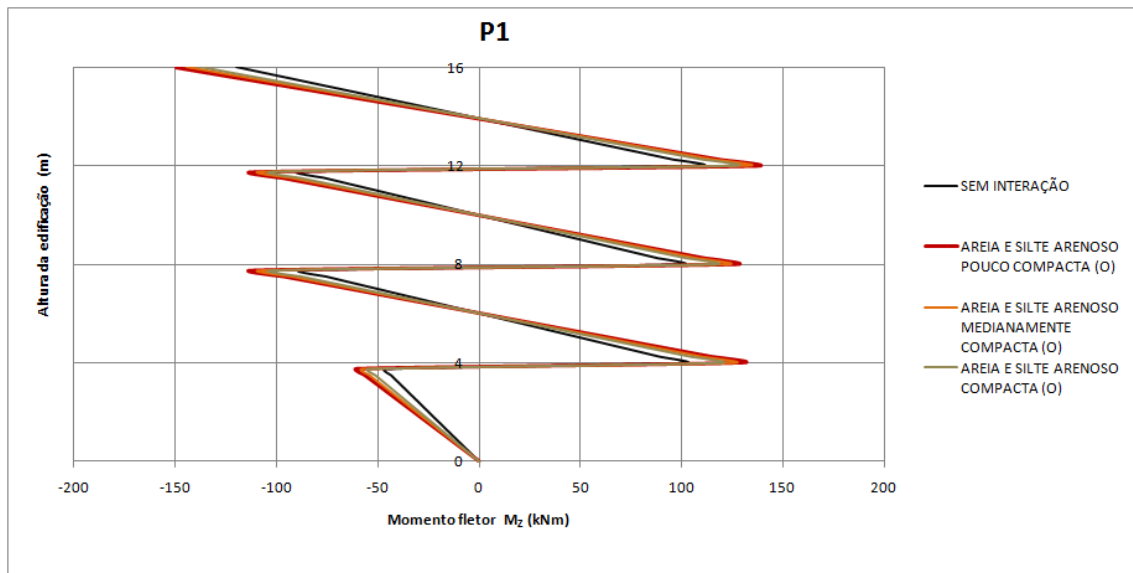


Figura 23. Momento fletor no pilar P1 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

As Tabela 21 e Tabela 22 apresentam os valores dos momentos fletores máximos positivos e negativos e a variação percentual obtida para os pilares que apresentaram as maiores diferenças com a força de atuação do vento no plano ZY.

Pode-se observar que o comportamento dos momentos fletores em relação ao eixo Z permaneceu da mesma forma verificada anteriormente diferenciando apenas com um leve aumento da diferença máxima de 12% para 19% nos pilares P5

e P25. A Figura 6.1 ilustra o momento fletor na direção do eixo Z ao longo no pilar de canto P25.

Tabela 21. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal: solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P5	97,81	106,25	120,90	131,00	110,16	119,49	104,23	113,13
P6	241,36	223,02	274,50	254,35	258,94	239,64	250,45	231,61
P15	193,08	208,15	227,74	244,85	211,42	227,57	202,54	218,18
P16	241,36	223,02	274,49	254,34	258,94	239,64	250,45	231,62
P25	97,81	106,25	119,99	130,02	109,69	118,99	103,99	112,88

Tabela 22. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal: solos arenosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso		Caso		Caso	
	(1)/(2)		(1)/(3)		(1)/(4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P5	19,10%	18,89%	11,21%	11,08%	6,16%	6,08%
P6	12,07%	12,32%	6,79%	6,94%	3,63%	3,71%
P15	15,22%	14,99%	8,67%	8,53%	4,67%	4,60%
P16	12,07%	12,31%	6,79%	6,94%	3,63%	3,71%
P25	18,49%	18,28%	10,83%	10,71%	5,94%	5,87%

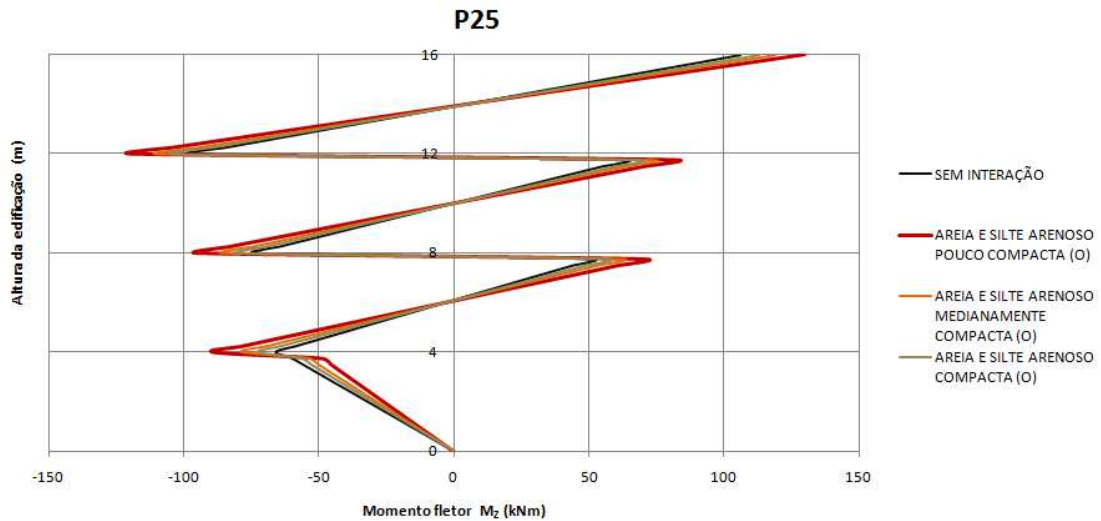


Figura 24. Momento fletor no pilar P25 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

As Tabela 23 e Tabela 24 apresentam os resultados obtidos para os momentos fletores máximos e a variação percentual ao longo dos pilares que apresentaram as maiores diferenças para a força de atuação do vento no plano XY e sobrecarga adotada como ação variável principal.

Tabela 23. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P6	250,7	232,07	286,46	265,86	276,28	256,25	269,61	249,93
P11	247,2	228,83	285,15	264,67	275,23	255,3	267,24	247,75
P15	228,83	247,2	264,67	285,15	255,3	275,23	247,75	267,24
P23	0	0	0	0	0	0	0	0
P25	119,77	131,06	143,38	156,36	137,05	149,57	132,38	144,59

Tabela 24. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Máx - (1)/(2)	Máx +	Máx - (1)/(3)	Máx +	Máx - (1)/(4)	Máx +
P6	12,48%	12,71%	9,26%	9,44%	7,01%	7,15%
P11	13,31%	13,54%	10,18%	10,37%	7,50%	7,64%
P15	13,54%	13,31%	10,37%	10,18%	7,64%	7,50%
P23	-	-	-	-	-	-
P25	16,47%	16,18%	12,61%	12,38%	9,53%	9,36%

Observa-se o mesmo padrão de comportamento apresentado na combinação de carregamento considerando o vento como ação variável principal. Os pilares de canto e periféricos (P25 e P11) absorvem grande parte da variação no momento fletor em relação ao eixo Z. O pilar P23 apesar de ter o momento nulo em Z apresenta uma variação máxima de 13% em relação ao Caso 2 na direção do eixo Y, passando de -85,95 kN para 90,37 kN. Na Figura 25, pode-se verificar o desenvolvimento do momento ao longo do pilar P6.

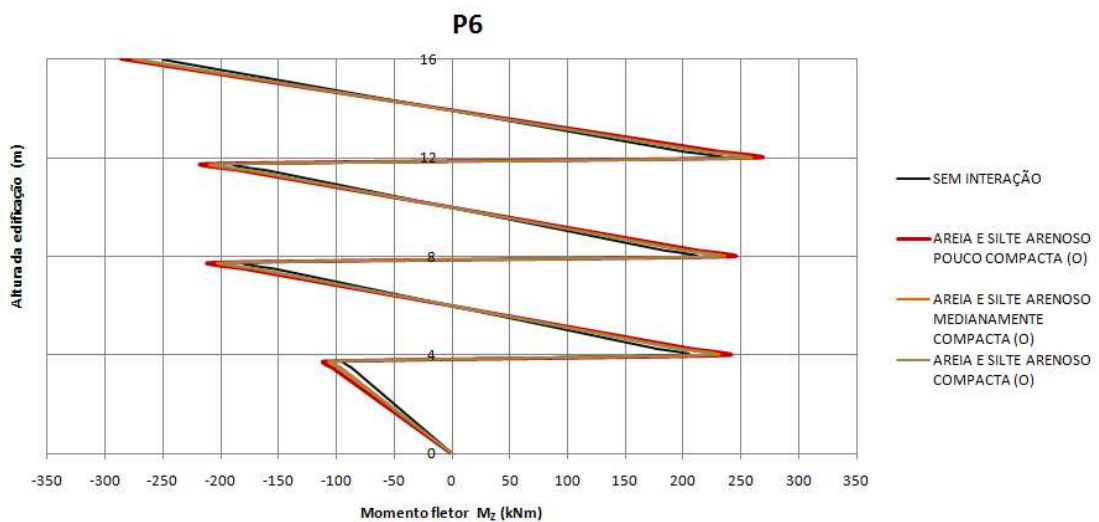


Figura 25. Momento fletor no pilar P6 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

Os resultados obtidos para os momentos fletores máximos e a variação percentual para a força de atuação do vento no plano ZY e sobrecarga como ação variável principal estão apresentados nas Tabela 25 e Tabela 26.

Tabela 25. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Máx		Máx		Máx		Máx	
	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P2	65,51	15,52	71,58	27,65	69,46	23,41	68,66	21,82
P7	60,61	7,35	69,47	25,06	66,99	20,09	65,16	16,44
P9	86,43	55,28	77,74	37,88	80,18	42,77	81,97	46,36
P17	60,61	7,35	69,45	25,03	66,99	20,11	65,14	16,41
P19	86,43	55,28	77,76	37,92	80,17	42,75	81,99	40,78

Tabela 26. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal: solos arenosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso (1)/(2)		Caso (1)/(3)		Caso (1)/(4)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P2	8,48%	43,88%	5,68%	33,71%	4,59%	28,87%
P7	12,76%	70,68%	9,52%	63,42%	6,98%	55,30%
P9	11,19%	45,93%	7,80%	29,24%	5,44%	19,25%
P17	12,74%	70,63%	9,53%	63,46%	6,96%	55,22%
P19	11,16%	45,77%	7,81%	29,31%	5,42%	35,56%

Analisando-se as Tabela 25 e Tabela 26, verifica-se um padrão de comportamento diferente do observado anteriormente. Os pilares P9 e P19 apresentaram momento fletor máximo inferior ao Caso 1, absorvendo uma parcela

menor de aproximadamente - 13% em relação ao eixo Z. A **Figura 26** mostra a distribuição do momento ao longo do pilar P17.

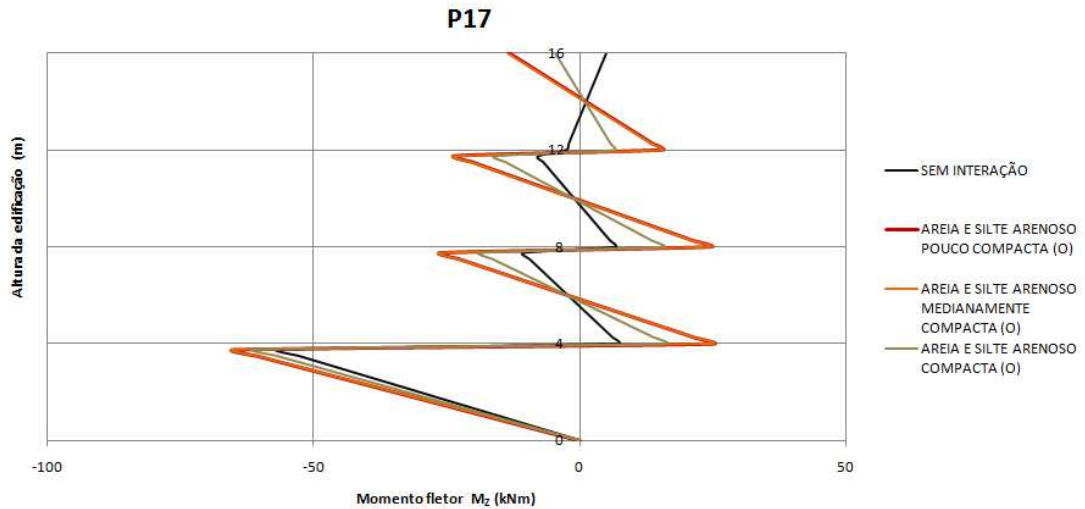


Figura 26. Momento fletor no pilar P17 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

5.2.2 SOLOS ARGILOSOS E SILTO ARGILOSOS

Apresentam-se nas Tabela 27 e Tabela 28 os resultados dos momentos fletores máximos negativos e positivos dos pilares que apresentaram as maiores diferenças e a variação percentual. Observa-se que as discrepâncias encontradas chegaram a 22% em comparação com o Caso 1 de apoios indeslocáveis, Os pilares de canto e periféricos apresentaram as maiores diferenças no momento fletor em relação ao eixo Z em todos os casos, não apresentando uma diferença entre os dois tipos. A Figura 27 ilustra o desenvolvimento do momento fletor ao longo da altura do pilar P5.

Tabela 27. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P1	119,79	109,99	149,27	137,43	144,59	133,12	137,65	126,64
P5	109,99	119,79	141,14	153,26	133,12	144,59	126,64	137,65
P6	225,68	208,89	270,64	251,39	260,54	241,83	251,11	232,92
P10	208,89	225,68	254,79	274,23	241,83	260,54	232,92	251,11
P20	209,13	225,87	260,67	280,45	241,98	260,62	233,04	251,17

Tabela 28. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso (1)/(5)		Caso (1)/(6)		Caso (1)/(7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P1	19,75%	19,97%	17,15%	17,38%	12,97%	13,15%
P5	22,07%	21,84%	17,38%	17,15%	13,15%	12,97%
P6	16,61%	16,91%	13,38%	13,62%	10,13%	10,32%
P10	18,01%	17,70%	13,62%	13,38%	10,32%	10,13%
P20	19,77%	19,46%	13,58%	13,33%	10,26%	10,07%

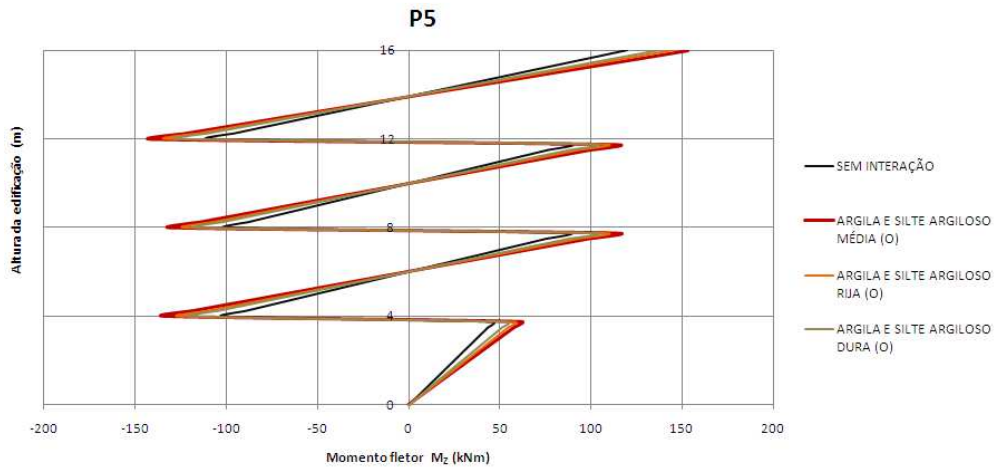


Figura 27. Momento fletor no pilar P5 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

As Tabela 29 e Tabela 30 apresentam os resultados para os momentos fletores máximos e a variação percentual na direção do eixo Z considerando o vento como ação variável principal. Nota-se, como nos outros casos, uma considerável alteração no momento fletor em relação ao eixo Z dos pilares de canto e periféricos.

Tabela 29. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P5	97,81	106,25	131,18	142,09	122,53	132,75	115,65	125,39
P6	241,36	223,02	285,2	264,61	275,38	255,18	266,18	246,48
P15	193,08	208,15	242,16	260,11	228,71	245,88	219,94	236,59
P16	241,36	223,02	286,73	266,14	275,51	255,3	266,22	246,52
P25	97,81	106,25	173,35	187,68	121,38	131,53	115,65	125,39

Tabela 30. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso (1)/(5)	Máx +	Caso (1)/(6)	Máx +	Caso (1)/(7)	Máx +
P5	25,44%	25,22%	20,18%	19,96%	15,43%	15,26%
P6	15,37%	15,72%	12,35%	12,60%	9,32%	9,52%
P15	20,27%	19,98%	15,58%	15,34%	12,21%	12,02%
P16	15,82%	16,20%	12,40%	12,64%	9,34%	9,53%
P25	43,58%	43,39%	19,42%	19,22%	15,43%	15,26%

Ao longo da altura do pilar P5 ocorreram variações relevantes no momento fletor em torno do eixo Y, aumentando em 14,84% o valor do máximo valor positivo para o Caso 1. A Figura 28 ilustra a distribuição do momento fletor no eixo Z ao longo do pilar P25.

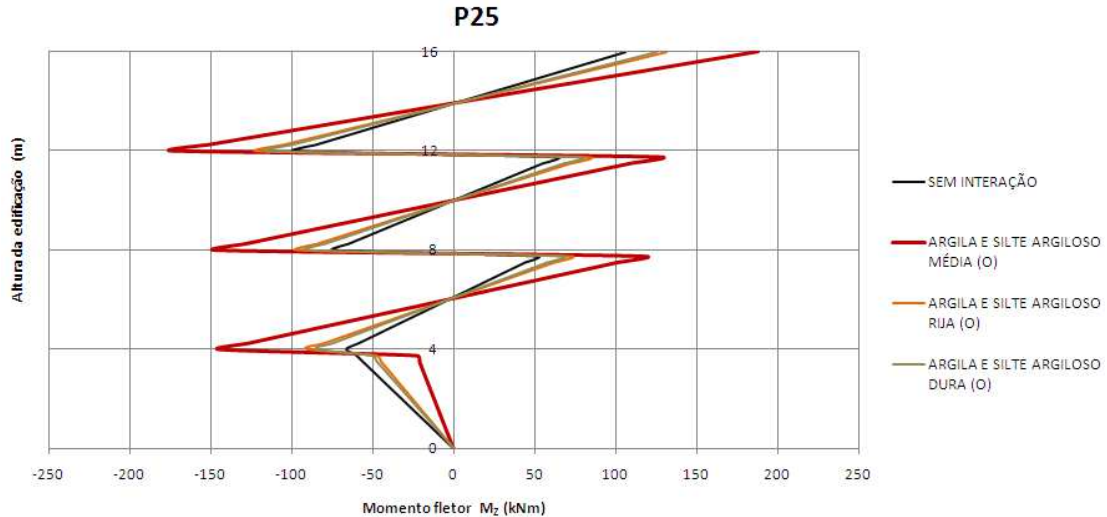


Figura 28. Momento fletor no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando no pilar P6 na direção do plano ZY)

Nas Figura 41 e Figura 42, são apresentados os resultados dos momentos fletores máximos e variação percentual considerando a sobrecarga atuando como ação variável principal. Observa-se uma diferença de quase 41% no pilar de canto P25, passando o momento máximo negativo de -119,77 kN para -202,69 kN. O pilar

P23 não apresentou momento no eixo Z, porém apresentou uma variação do momento fletor no eixo Y de 16,25%.

Tabela 31. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P6	250,7	232,07	298,46	277,20	287,03	231,81	277,65	257,53
P11	247,2	228,83	299,11	277,84	285,7	265,19	276,81	256,79
P15	228,83	247,20	279,95	301,32	265,19	285,70	256,79	276,81
P23	0	0	0	0	0	0	0	0
P25	119,77	131,06	202,69	220,46	143,74	156,75	136,43	148,91

Tabela 32. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal argilosos e siltosos

Pilar	Diferença % Caso (1)/(5)		Diferença % Caso (1)/(6)		Diferença % Caso (1)/(7)	
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
	P6	16,00%	16,28%	12,66%	0,11%	9,71%
P11	17,35%	17,64%	13,48%	13,71%	10,70%	10,89%
P15	18,26%	17,96%	13,71%	13,48%	10,89%	10,70%
P23	-	-	-	-	-	-
P25	40,91%	40,55%	16,68%	16,39%	12,21%	11,99%

A Figura 29 mostra o desenvolvimento do momento fletor no eixo Z ao longo do eixo Z do pilar P11.

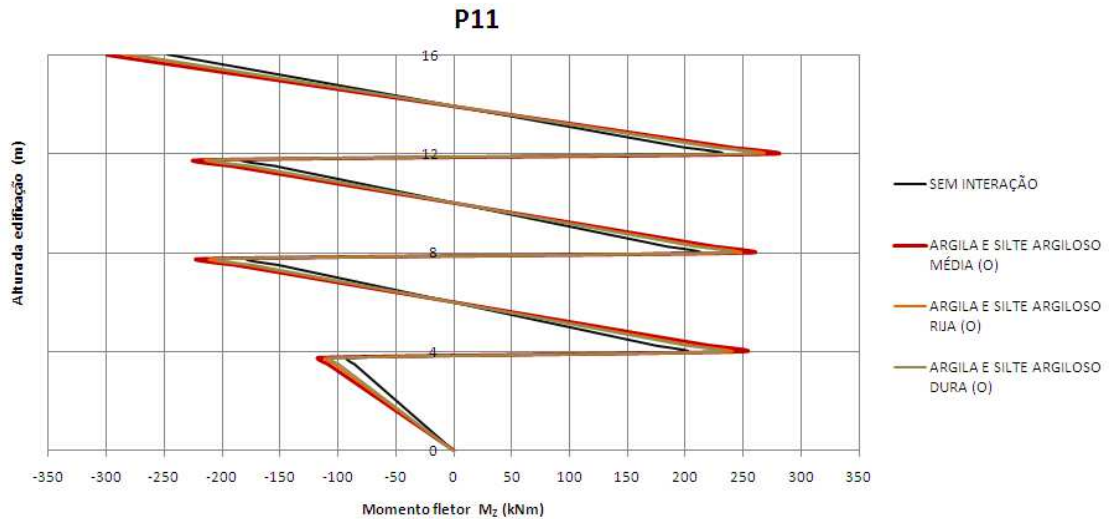


Figura 29. Momento fletor no pilar P11 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando no pilar P11 na direção do plano XY)

As Tabela 33 e Tabela 34 apresentam os resultados obtidos para os momentos fletores máximos e variação percentual para a ação da sobrecarga como ação variável principal atuando e o vento atuando na direção do plano ZY. Observa-se que o vento atuando no plano ZY provoca uma redução do momento nos pilares centrais mais acentuada que quando atua no plano XY. As diferenças chegaram a 110% no pilar P19, reduzindo de 55,28 kNm para 26,26 kNm do Caso 1 para o Caso 5.

Tabela 33. Momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e silte argilosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Máx		Máx		Máx		Máx	
	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+	Máx -	+
	M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)		M_z (kNm)	
P2	65,51	15,52	72,86	30,07	71,53	27,55	70,00	24,50
P7	60,61	7,35	72,48	31,06	69,82	25,75	67,15	20,43
P9	86,43	55,28	72,24	27,02	77,39	37,21	80,02	42,45
P17	60,61	7,35	74,69	35,84	69,82	25,75	67,13	20,40
P19	86,43	55,28	72,00	26,26	77,39	37,21	80,04	42,48

Tabela 34. Diferença % do momento fletor M_z (kNm) - Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Diferença %		Diferença %		Diferença %	
	Caso	Caso	Caso	Caso	Caso	Caso
	(1)/(5)	(1)/(6)	(1)/(6)	(1)/(7)	(1)/(7)	(1)/(7)
	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +	Máx -	Máx +
P2	10,08%	48,40%	8,41%	43,67%	6,42%	36,66%
P7	16,38%	76,34%	13,20%	71,46%	9,74%	64,02%
P9	19,65%	104,58%	11,68%	48,58%	8,01%	30,24%
P17	18,85%	79,49%	13,20%	71,46%	9,72%	63,96%
P19	20,04%	110,52%	11,68%	48,55%	7,99%	30,13%

A Figura 30 mostra o desenvolvimento do momento fletor ao longo do eixo Z no pilar P9. Há uma inversão de momentos entre o 3º e o 4º pavimento.

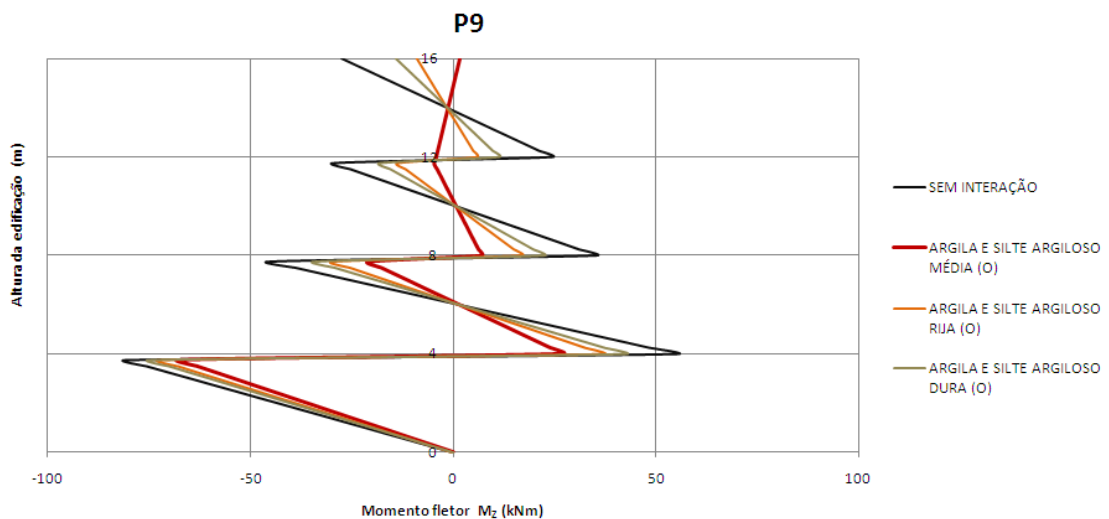


Figura 30. Momento fletor no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal (ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

5.3 ESFORÇOS NORMAIS

Observou-se uma mudança considerável nos esforços normais com a consideração da interação solo estrutura. Houve o aumento do esforço normal nos primeiros pavimentos com a ação da força do vento considerada como ação variável principal no plano XY e ZY. Os pilares de centro novamente tiveram um alívio do esforço normal e os pilares de canto e periféricos um aumento do esforço. As Figura 31 a Figura 38 ilustram os esforços normais obtidos em solos arenosos e silte arenosos.

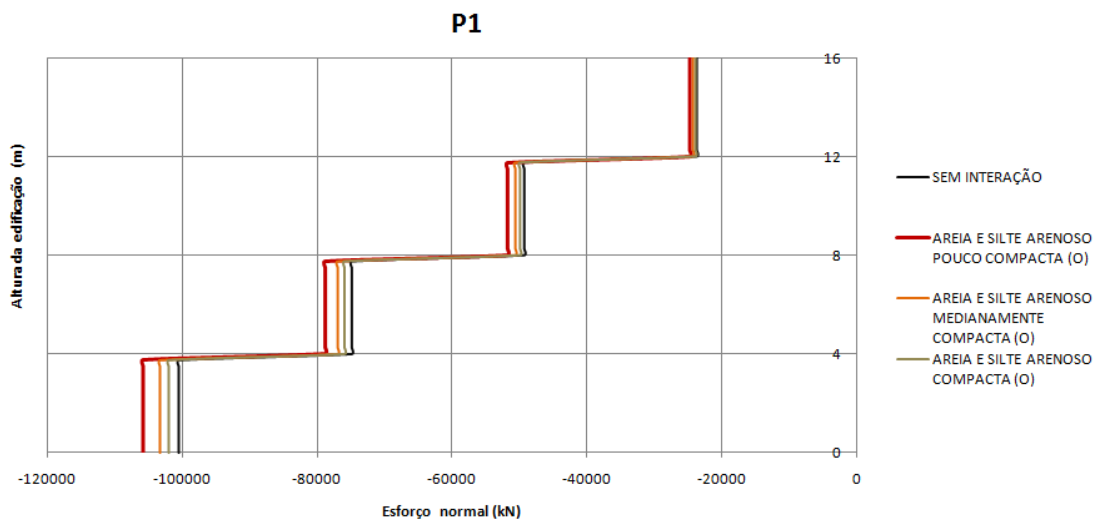


Figura 31. Esforço normal no pilar P1 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

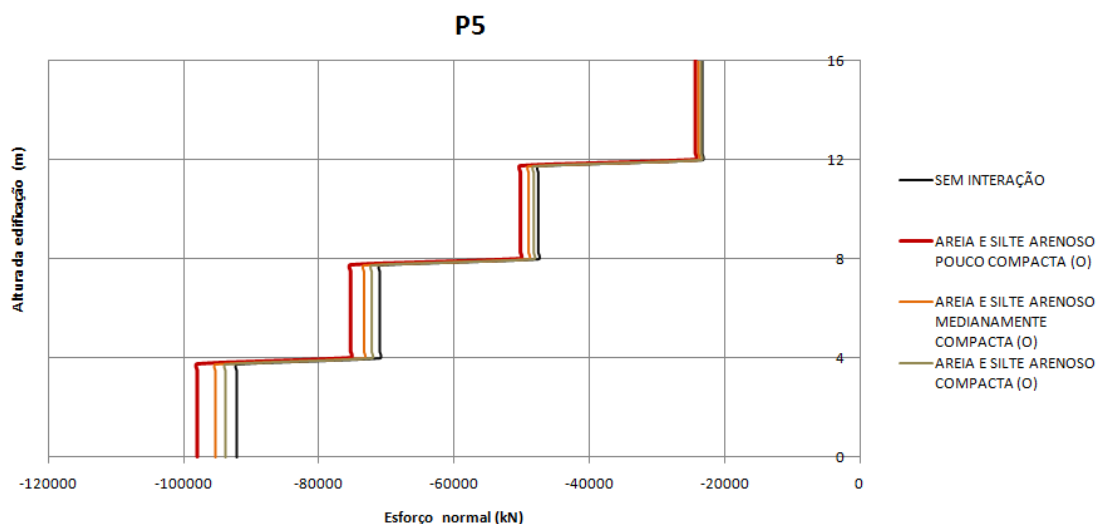


Figura 32. Esforço normal no pilar P5 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

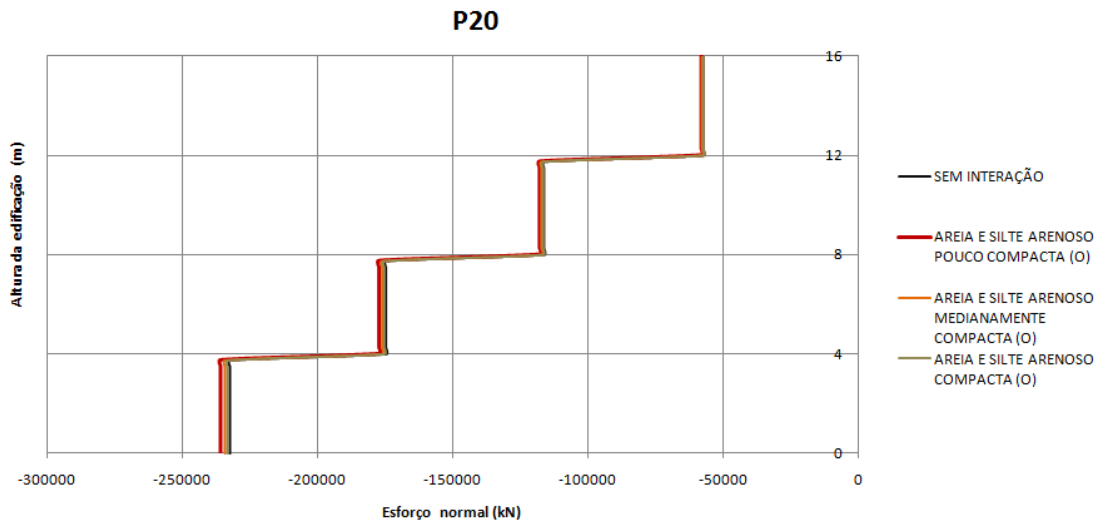


Figura 33. Esforço normal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

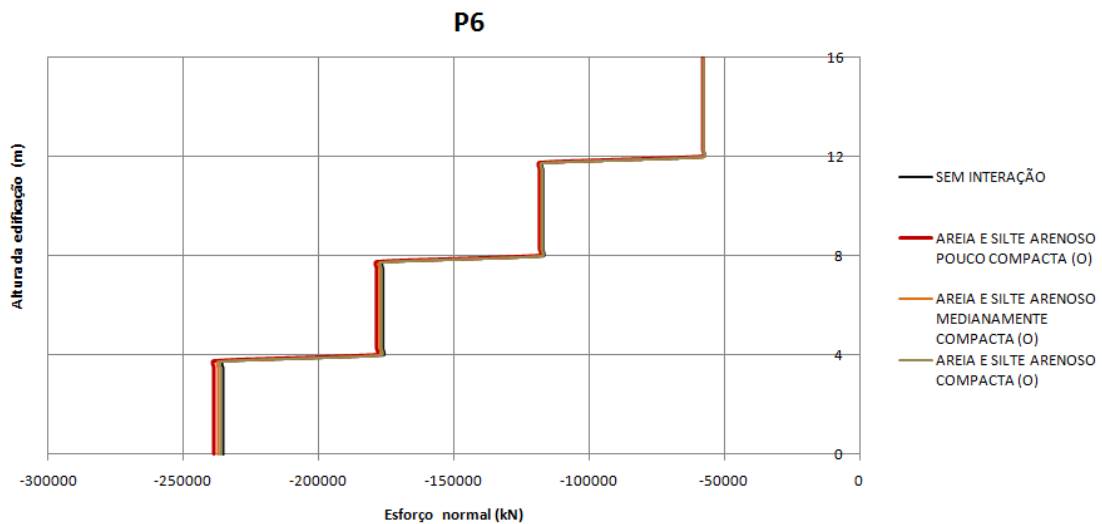


Figura 34. Esforço normal no pilar P6 considerando o vento como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

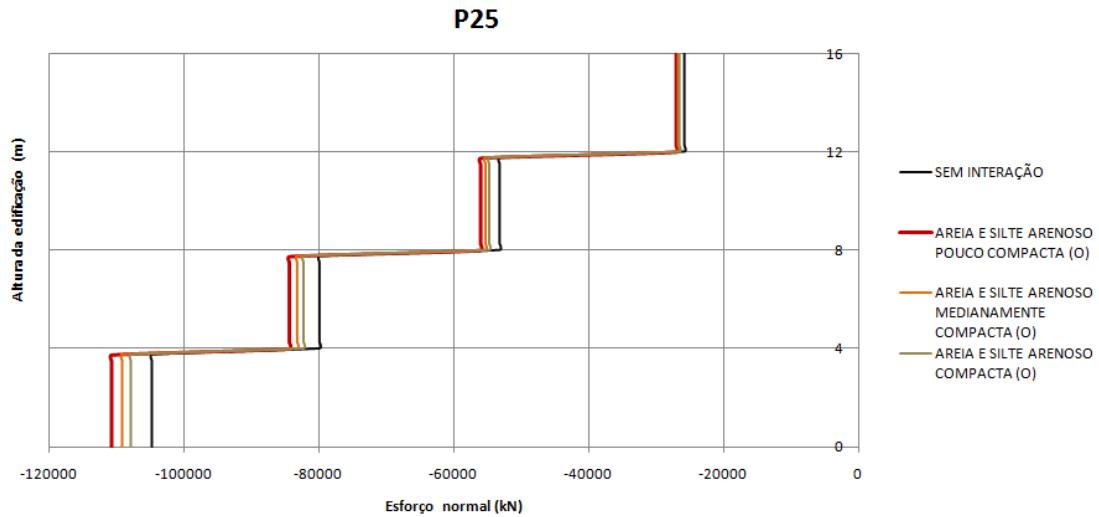


Figura 35. Esforço normal no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

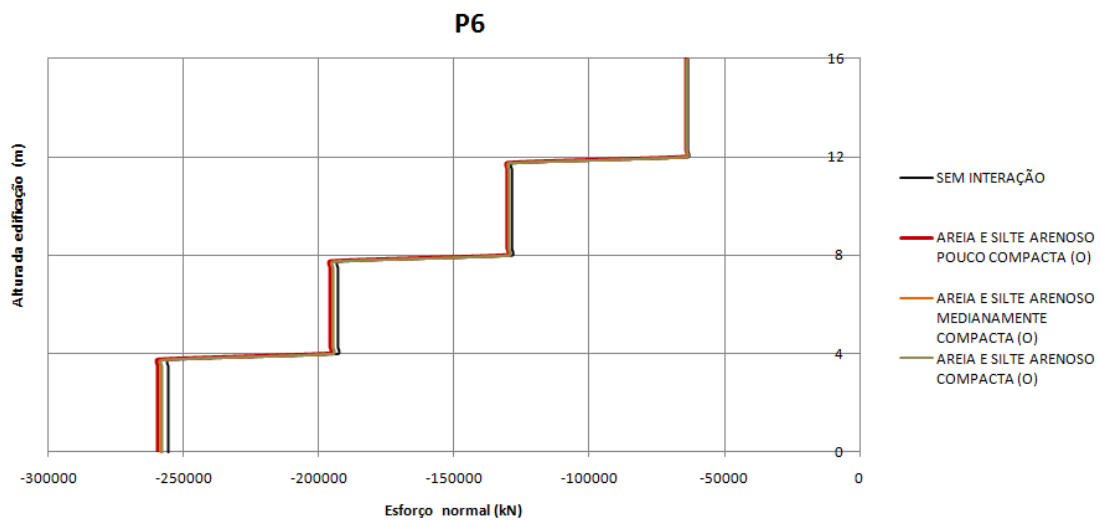


Figura 36. Esforço normal no pilar P6 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

Nos casos analisados de solos argilosos e silto argilosos, o padrão de comportamento permaneceu o mesmo que o observado para os solos arenosos e silto arenosos. O interessante é observar o fato da diminuição do esforço normal nos pilares periféricos concordando com a redução das reações verticais conforme se pode observar nas Figura 37 e Figura 38, em que os pilares P9 e P17 tiveram a redução de aproximadamente 4% no esforço normal.

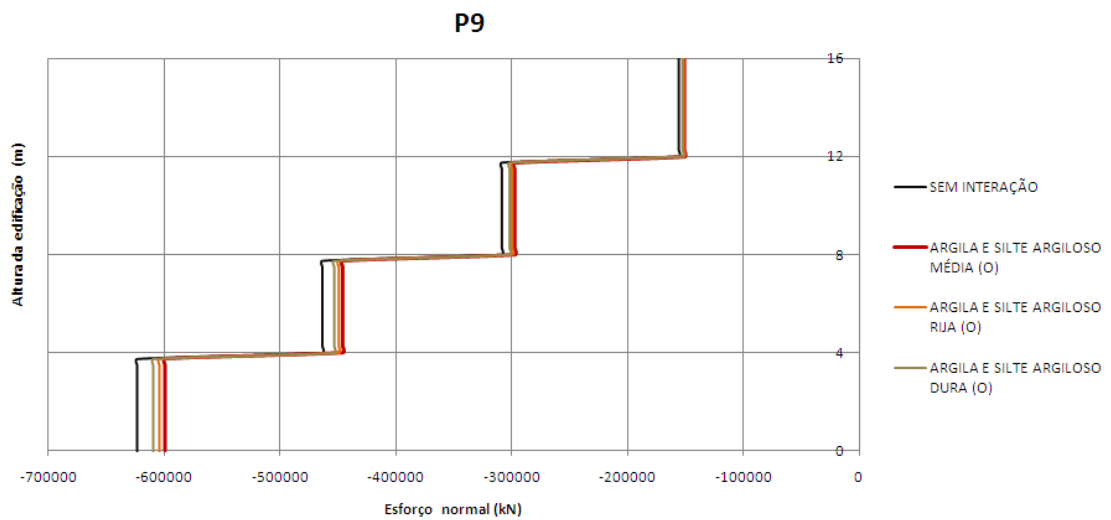


Figura 37. Esforço normal no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

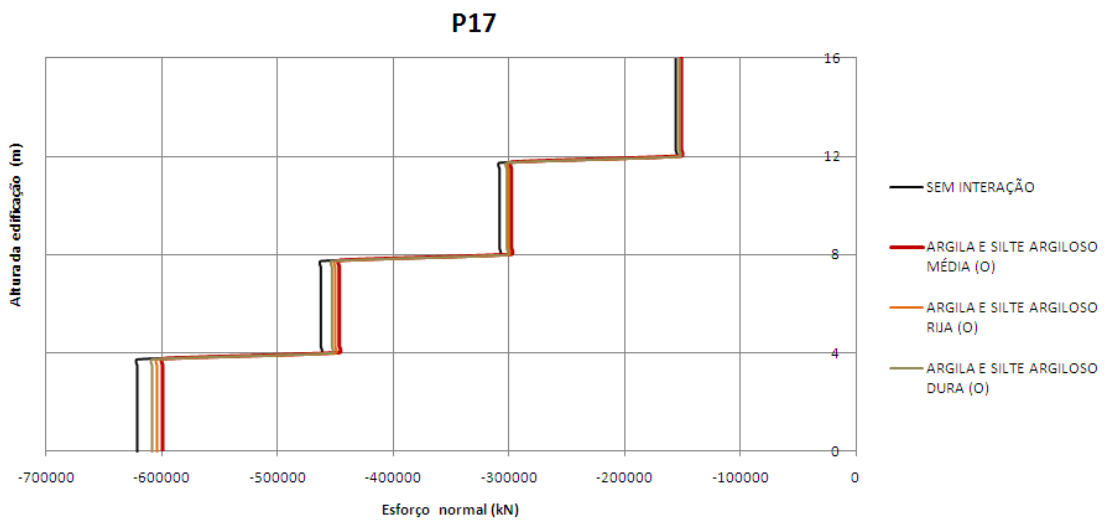


Figura 38. Esforço normal no pilar P17 considerando a sobrecarga como ação variável principal (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

No Anexo A das Tabela A51 a Tabela A58 são mostrados os valores obtidos para o esforço normal.

5.4 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais desenvolvidos ao longo dos pilares nas análises considerando a interação solo-estrutura não apresentaram uma mudança relevante quando comparado à hipótese de base rígida. Aparentemente, em todas as análises, os valores obtidos foram semelhantes, apresentando diferenças desprezíveis. Da Figura 39 a Figura 46 apresentam alguns resultados obtidos. No Caso 4, pode-se observar uma pequena diferença no deslocamento horizontal quando a ação da força do vento atua no plano XY nas duas combinações de carregamento de ação variável principal.

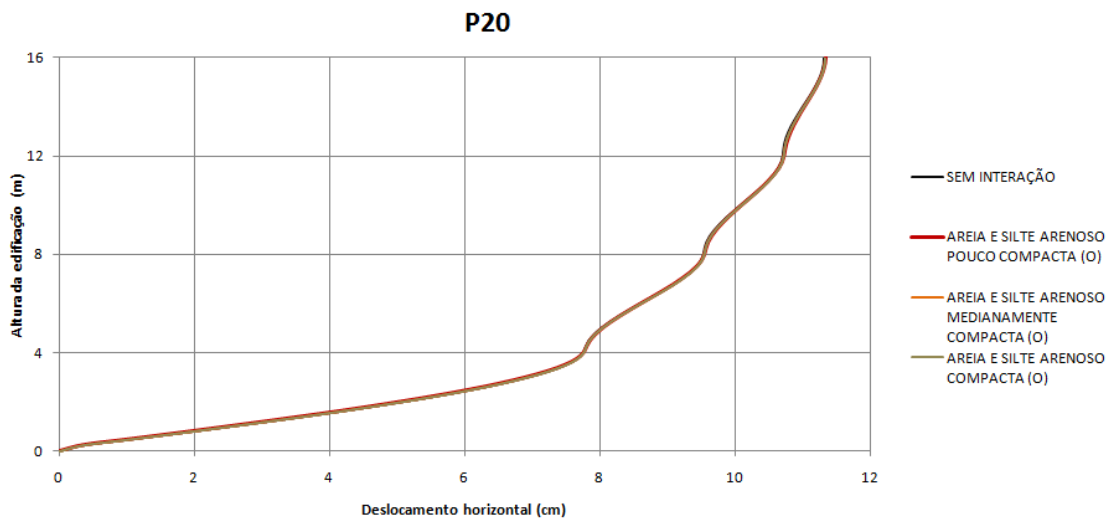


Figura 39. Deslocamento horizontal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

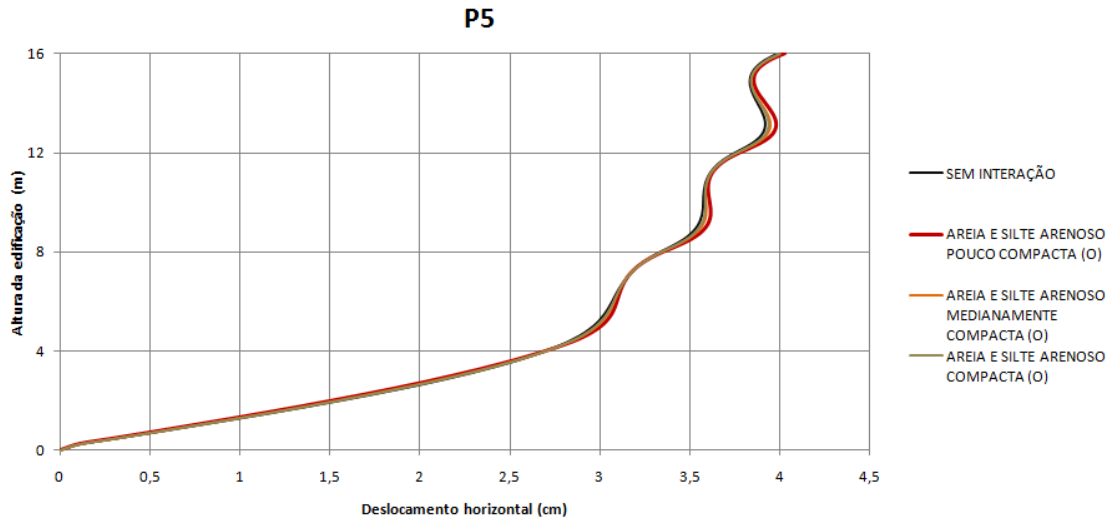


Figura 40. Deslocamento horizontal no pilar P5 considerando o vento como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

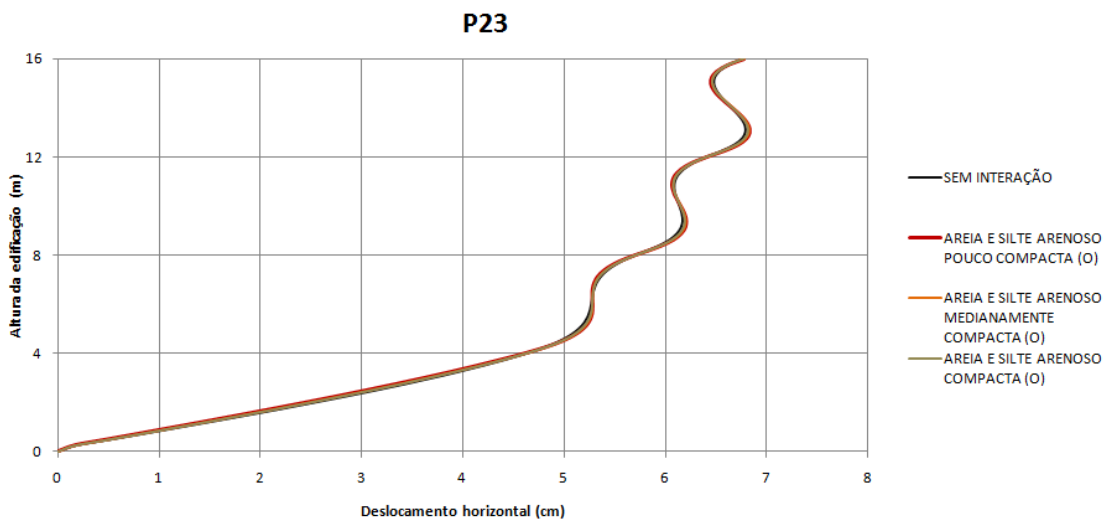


Figura 41. Deslocamento horizontal no pilar P23 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

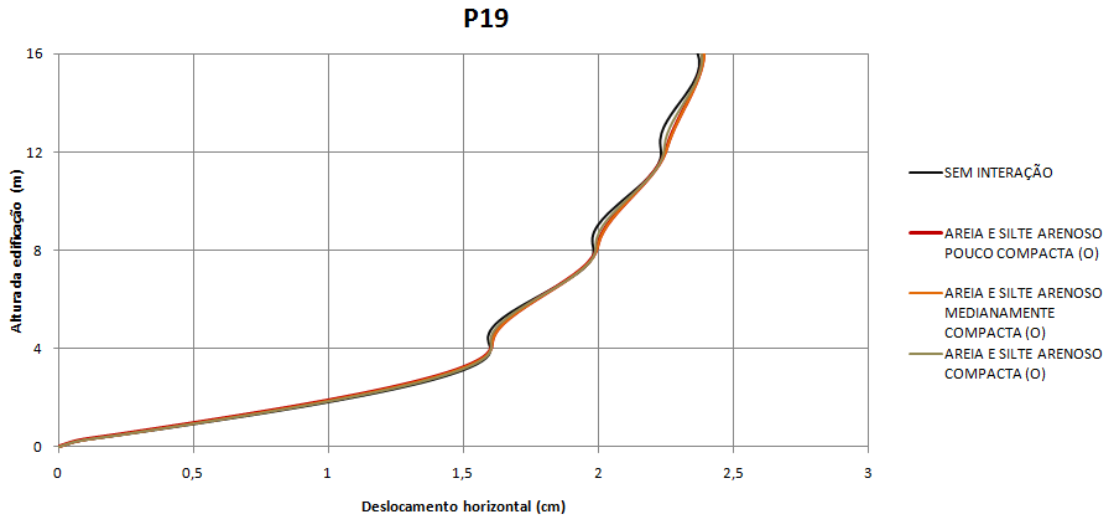


Figura 42. Deslocamento horizontal no pilar P19 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo arenoso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

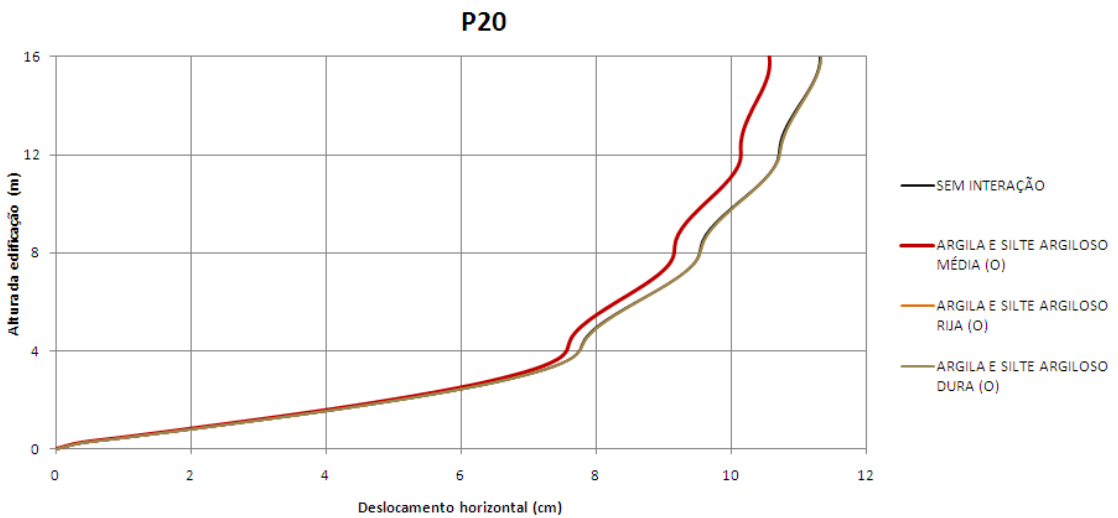


Figura 43. Deslocamento horizontal no pilar P20 considerando o vento como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

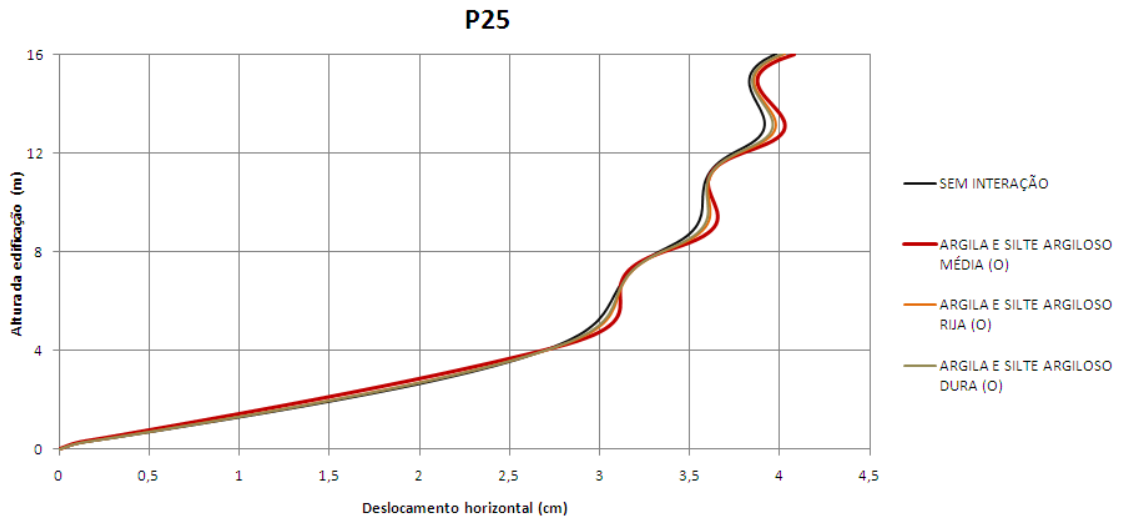


Figura 44. Deslocamento horizontal no pilar P25 considerando o vento como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

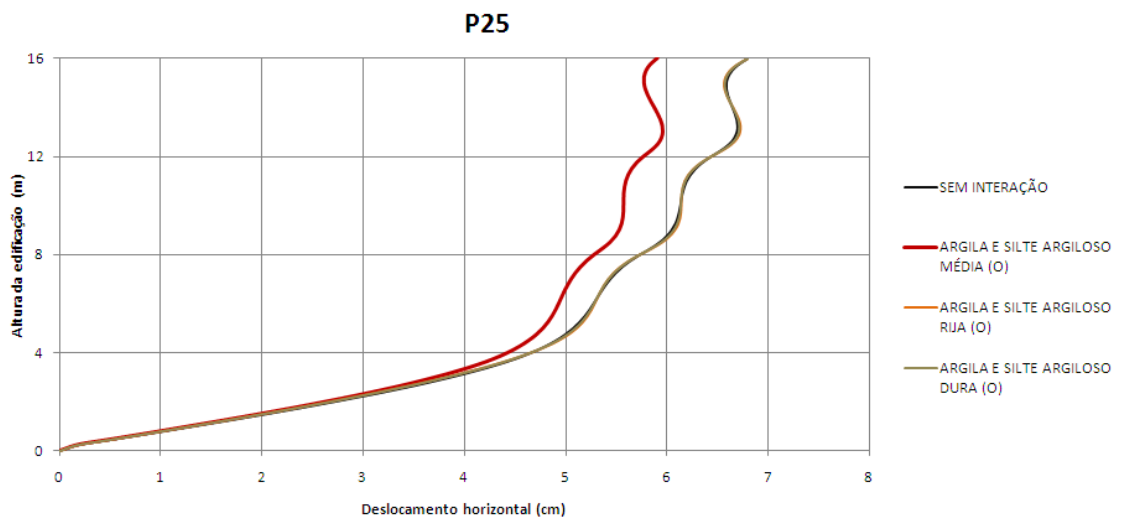


Figura 45. Deslocamento horizontal no pilar P25 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano XY)

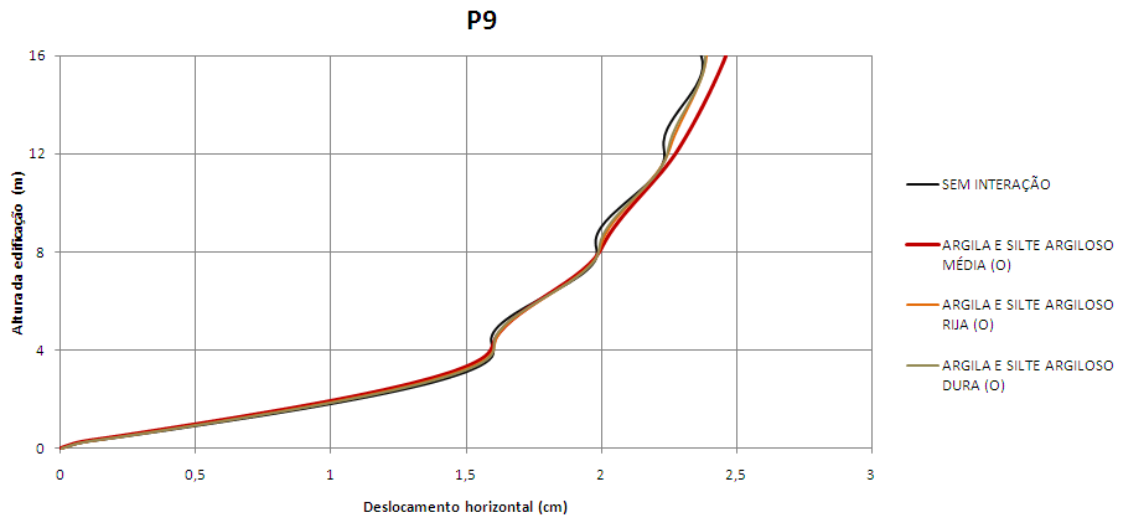


Figura 46. Deslocamento horizontal no pilar P9 considerando a sobrecarga como ação variável principal solo argiloso (Ação da força do vento atuando na direção do plano ZY)

Observa-se nas Figura 44 e Figura 45 a diferença do deslocamento horizontal máximo do pilar P25 através da alteração do plano de atuação da ação do vento e a ação variável principal, resultando em uma diferença de aproximadamente 66%.

A Tabela A59 a Tabela A66 do Anexo A mostra os valores de deslocamento horizontal máximo.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 INTRODUÇÃO

A presente dissertação teve como objetivo analisar o comportamento de estruturas mistas (aço-concreto) considerando a interação solo-estrutura. Para tanto, foram adotados modelos numéricos computacionais tridimensionais com base no método de elementos finitos a partir da utilização do programa Ansys (2009). Os resultados obtidos em análises da estrutura com base em apoios indeslocáveis foram comparados com os resultados obtidos para a estrutura assentada em solos de diferentes rigidezes, compacidade e consistência. A interação solo-estrutura foi considerada a partir da adoção de molas lineares e elásticas sob a base da fundação, segundo a teoria de Winkler (1867).

Os parâmetros de deformabilidade dos solos, adotados na modelagem, foram obtidos por meio de correlações empíricas existentes na literatura. A partir do programa computacional Plaxis, foram obtidos os valores de coeficiente de reação vertical (k_v) das molas. Este programa considera o solo como um meio contínuo, permitindo a consideração de perfis estratificados e nível d'água. Os valores de k_v obtidos numericamente foram validados por formulações empíricas disponíveis na literatura para seis diferentes tipos de solo.

Os esforços foram obtidos para os pilares em duas combinações de carregamento para o estado limite último, ora considerando a sobrecarga atuando como ação variável principal e ora considerando a ação do vento como ação variável principal e aplicando a força de atuação do vento em duas direções ortogonais distintas.

6.2 CONCLUSÕES

A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo da dissertação, de acordo com os modelos analisados e resultados alcançados, de forma itemizada:

- a) Obtenção do Coeficiente de Reação Vertical do Solo com a utilização do Plaxis

O Plaxis (2011) mostrou-se uma ferramenta útil para a determinação do coeficiente de reação vertical do solo em comparação com as expressões provindas de correlações com propriedades elásticas do solo. A diferença entre os resultados obtidos foi da ordem de 10% para solos de rigidez baixa, diminuindo à medida que se aumentava o módulo de elasticidade do solo.

b) Reações Verticais

Observou-se uma mudança das reações verticais que são transmitidas às fundações. Em geral, os pilares mais carregados na análise sem interação tiveram valores de reações verticais menores nas análises de interação solo- estrutura. As diferenças foram significativas, chegando a cerca de 13% para o caso da base de fundação apoiada em solos argilosos ou silto argilosos.

c) Esforços Normais

Em todos os casos analisados ocorreu a modificação nos esforços normais atuantes nos pilares com diferenças significativas nos primeiros pavimentos. Os pilares de canto tiveram o maior aumento do esforço normal, e os pilares centrais foram aliviados nas análises de deformabilidade do solo. O maior acréscimo obtido foi de 14,9% no pilar P25 para a sobrecarga como ação variável principal. Nos pilares periféricos observou-se um alívio de aproximadamente 4% (pilares P7 e P9).

d) Momentos Fletores

Observou-se uma modificação efetiva dos momentos fletores ao longo do desenvolvimento dos pilares de canto e periféricos. A consideração da força do vento como ação variável principal, provocou as maiores diferenças nos pilares atingidos diretamente pela rajada de vento. Em alguns casos, o aumento foi superior

a 40% do momento em comparação com as respostas obtidas através da estrutura simulada com apoios indeslocáveis.

Além de acréscimos e reduções no valor do momento fletor, em alguns casos observou-se a inversão do valor do momento. A interação solo-estrutura não provocou uma alteração significativa nos momentos fletores ao longo dos pilares nos pavimentos inferiores, como observado por outros autores. As diferenças mais significativas aconteceram entre o 3º e o 4º pavimentos.

e) Deslocamentos horizontais da estrutura

Na maioria dos casos analisados, não se observou uma alteração significativa nos deslocamentos horizontais da estrutura com a consideração da interação solo-estrutura.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Realizar um estudo paramétrico variando parâmetros da geometria do modelo e materiais envolvidos, tais como espessura da laje, perfis adotados, e espaçamento das vigas principais e secundárias;
- b) Considerar modelos de carregamento dinâmico para as ações do vento;
- c) Analisar a interação solo-estrutura em edificações com fundações em estacas;
- d) Adotar o elemento de placa para as sapatas;
- e) Estudar modelos de análise do comportamento considerando a sequência construtiva.

REFERÊNCIAS

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

ANTONIAZZI, J.P. Interação solo – estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ANSYS, INC. Theory Reference (version 12.1), 2009.

AZEVEDO, A.F.M. Método dos elementos finites. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2003. p.258.

ARAÚJO, C.R.S.; CARVALHO, E.M.L.C.; DANZIGER. Estudo das fundações de um caso de obra em estaca raiz envolvendo a interação solo x estrutura. Engevista, v. 14, n. 1. p. 104-123, abril 2012.

BAGORRO, M.B. Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do campus da FCT/UNL. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2009.

BARBOZA, R. R. Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos submetidos à ação do vento. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

BOWLES, J.E. [1988]. "Foundation Analysis and Design." 4th Ed., McGraw-Hill Book co., New York, N.Y.

CHAMECKI, S. Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1954, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre, RS. v.1, 1954.

COIMBRA, W. DE P. Comportamento Estrutural de Lajes Nervuradas de Concreto Armado com Base no Emprego do Programa ANSYS. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, 2007

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

COSTA, Y.D.J. Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

CRESPO, V.A.S. Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2004.

DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R; CRISPEL, F. A. A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. IV Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia , 2000, São Paulo. Anais...São Paulo, v.1, p.191-202, 2000.

DÓRIA, L.E.S. Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

GUSMÃO, A.D. Estudo da interação solo estrutura e sua influência em recalques de edificações. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, 1990.

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.

GONCALVES, J.C. Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 2004.

GOSCHY, B. [1978]. "Soil-Foundation-Structure Interaction". Journal of the Structural Division, v.104, May, pp.749-761.

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

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

JORDÃO, D.R. Estabilidade global de edifícios de fundações profundas, considerando a interação solo – estrutura. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KHOURI, M. E. Contribuição ao Projeto de Pilares de Pontes de Concreto Armado com Consideração das Não-linearidades Física e Geométrica e Interação Solo – estrutura. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LANGER, N.A.S. Estudo do conforto humano em pisos mistos (aço-concreto) submetidos a ações humanas rítmicas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2009.

MORAES, M.C. Estruturas de Fundações. São Paulo: MCGRAW-HILL, 1976.

MOTA, M.M.C. Interação solo – estrutura em edifícios de fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

NBR 6118. Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2007.

NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1980.

NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2010.

NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.

NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

PORTO, T.B. Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.

PORTO, T.B.;SILVA , R.M. Study of a structural masonry building with the analysis of soil – structure interaction. Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Mecánica Computacional , Buenos Aires, v.29, p. 1555- 15574, 2010.

REIS, J.H.C. Interação solo – estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIBEIRO, D.B. Análise da interação solo – estrutura via acoplamento MEC-MEF. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

RUSSO NETO, L. Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto armado com fundação em estaca cravada. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SILVA, N.U.P. Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo – estrutura. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

SILVA, N. M T. F. Análise Estática e Dinâmica de Lajes Nervuradas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, 2008

SILVA, W. Q. Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SOARES, J.C. Estudo numérico experimental da interação solo – estrutura em dois edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

TERZAGHI, K. [1955]. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique, v.5, nº4, p. 297-326.

VITORETI, M.M. Análise da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo Método de Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

ANEXO A

**Tabela A35. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal:
vento Areia e silte arenoso pouco compacta (o)**

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	4,20	2,05	2,05
P2	2675,70	10,24	3,20	3,20
P3	2453,80	9,30	3,05	3,05
P4	2675,70	10,24	3,20	3,20
P5	1090,00	4,20	2,05	2,05
P6	2493,00	9,61	3,10	3,10
P7	6059,90	23,04	4,80	4,80
P8	5655,40	21,62	4,65	4,65
P9	6059,90	23,04	4,80	4,80
P10	2493,00	9,61	3,10	3,10
P11	2334,80	9,00	3,00	3,00
P12	5783,70	22,09	4,70	4,70
P13	5355,60	20,25	4,50	4,50
P14	5783,70	22,09	4,70	4,70
P15	2334,80	9,00	3,00	3,00
P16	2522,20	9,61	3,10	3,10
P17	6096,00	23,04	4,80	4,80
P18	5689,00	21,62	4,65	4,65
P19	6096,00	23,04	4,80	4,80
P20	2522,20	9,61	3,10	3,10
P21	1002,80	3,80	1,95	1,95
P22	2576,50	9,92	3,15	3,15
P23	2361,20	9,00	3,00	3,00
P24	2576,50	9,92	3,15	3,15
P25	1002,80	3,80	1,95	1,95

Tabela A36. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Areia e silte arenoso medianamente compacta (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	2,10	1,45	1,45
P2	2675,70	5,06	2,25	2,25
P3	2453,80	4,62	2,15	2,15
P4	2675,70	5,06	2,25	2,25
P5	1090,00	2,10	1,45	1,45
P6	2493,00	4,84	2,20	2,20
P7	6059,90	11,56	3,40	3,40
P8	5655,40	10,89	3,30	3,30
P9	6059,90	11,56	3,40	3,40
P10	2493,00	4,84	2,20	2,20
P11	2334,80	4,41	2,10	2,10
P12	5783,70	10,89	3,30	3,30
P13	5355,60	10,24	3,20	3,20
P14	5783,70	10,89	3,30	3,30
P15	2334,80	4,41	2,10	2,10
P16	2522,20	4,84	2,20	2,20
P17	6096,00	11,56	3,40	3,40
P18	5689,00	10,89	3,30	3,30
P19	6096,00	11,56	3,40	3,40
P20	2522,20	4,84	2,20	2,20
P21	1002,80	1,96	1,40	1,40
P22	2576,50	4,95	2,25	2,20
P23	2361,20	4,62	2,15	2,15
P24	2576,50	4,95	2,25	2,20
P25	1002,80	1,96	1,40	1,40

Tabela A37. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Areia e silte compacta (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	1,10	1,05	1,05
P2	2675,70	2,56	1,60	1,60
P3	2453,80	2,40	1,55	1,55
P4	2675,70	2,56	1,60	1,60
P5	1090,00	1,10	1,05	1,05
P6	2493,00	2,40	1,55	1,55
P7	6059,90	5,76	2,40	2,40
P8	5655,40	5,52	2,35	2,35
P9	6059,90	5,76	2,40	2,40
P10	2493,00	2,40	1,55	1,55
P11	2334,80	2,25	1,50	1,50
P12	5783,70	5,52	2,35	2,35
P13	5355,60	5,06	2,25	2,25
P14	5783,70	5,52	2,35	2,35
P15	2334,80	2,25	1,50	1,50
P16	2522,20	2,40	1,55	1,55
P17	6096,00	5,76	2,40	2,40
P18	5689,00	5,52	2,35	2,35
P19	6096,00	5,76	2,40	2,40
P20	2522,20	2,40	1,55	1,55
P21	1002,80	1,00	1,00	1,00
P22	2576,50	2,56	1,60	1,60
P23	2361,20	2,25	1,50	1,50
P24	2576,50	2,56	1,60	1,60
P25	1002,80	1,00	1,00	1,00

Tabela A38. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso pouco compacta (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	4,62	2,15	2,15
P2	2946,70	11,22	3,35	3,35
P3	2701,50	10,24	3,20	3,20
P4	2946,70	11,22	3,35	3,35
P5	1188,20	4,62	2,15	2,15
P6	2776,20	10,56	3,25	3,25
P7	6739,30	25,50	5,05	5,05
P8	6289,50	24,01	4,90	4,90
P9	6739,30	25,50	5,05	5,05
P10	2776,20	10,56	3,25	3,25
P11	2593,10	9,92	3,15	3,15
P12	6423,50	24,50	4,95	4,95
P13	5948,00	22,56	4,75	4,75
P14	6423,50	24,50	4,95	4,95
P15	2593,10	9,92	3,15	3,15
P16	2793,70	10,56	3,25	3,25
P17	6761,00	25,50	5,05	5,05
P18	6309,60	24,01	4,90	4,90
P19	6761,00	25,50	5,05	5,05
P20	2793,70	10,56	3,25	3,25
P21	1135,90	4,41	2,10	2,10
P22	2887,10	10,89	3,30	3,30
P23	2645,90	10,08	3,20	3,15
P24	2887,10	10,89	3,30	3,30
P25	1135,90	4,41	2,10	2,10

Tabela A39. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso medianamente compacta (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	2,25	1,50	1,50
P2	2946,70	5,76	2,40	2,40
P3	2701,50	5,29	2,30	2,30
P4	2946,70	5,76	2,40	2,40
P5	1188,20	2,25	1,50	1,50
P6	2776,20	5,29	2,30	2,30
P7	6739,30	12,96	3,60	3,60
P8	6289,50	11,90	3,45	3,45
P9	6739,30	12,96	3,60	3,60
P10	2776,20	5,29	2,30	2,30
P11	2593,10	5,06	2,25	2,25
P12	6423,50	12,25	3,50	3,50
P13	5948,00	11,22	3,35	3,35
P14	6423,50	12,25	3,50	3,50
P15	2593,10	5,06	2,25	2,25
P16	2793,70	5,29	2,30	2,30
P17	6761,00	12,96	3,60	3,60
P18	6309,60	11,90	3,45	3,45
P19	6761,00	12,96	3,60	3,60
P20	2793,70	5,29	2,30	2,30
P21	1135,90	2,25	1,50	1,50
P22	2887,10	5,52	2,35	2,35
P23	2645,90	5,06	2,25	2,25
P24	2887,10	5,52	2,35	2,35
P25	1135,90	2,25	1,50	1,50

Tabela A40. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Areia e silte arenoso compacta (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	1,21	1,10	1,10
P2	2946,70	2,89	1,70	1,70
P3	2701,50	2,56	1,60	1,60
P4	2946,70	2,89	1,70	1,70
P5	1188,20	1,21	1,10	1,10
P6	2776,20	2,72	1,65	1,65
P7	6739,30	6,50	2,55	2,55
P8	6289,50	6,00	2,45	2,45
P9	6739,30	6,50	2,55	2,55
P10	2776,20	2,72	1,65	1,65
P11	2593,10	2,56	1,60	1,60
P12	6423,50	6,25	2,50	2,50
P13	5948,00	5,76	2,40	2,40
P14	6423,50	6,25	2,50	2,50
P15	2593,10	2,56	1,60	1,60
P16	2793,70	2,72	1,65	1,65
P17	6761,00	6,50	2,55	2,55
P18	6309,60	6,00	2,45	2,45
P19	6761,00	6,50	2,55	2,55
P20	2793,70	2,72	1,65	1,65
P21	1135,90	1,10	1,05	1,05
P22	2887,10	2,72	1,65	1,65
P23	2645,90	2,56	1,60	1,60
P24	2887,10	2,72	1,65	1,65
P25	1135,90	1,10	1,05	1,05

Tabela A41. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso média (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	5,52	2,35	2,35
P2	2675,70	13,69	3,70	3,70
P3	2453,80	12,60	3,55	3,55
P4	2675,70	13,69	3,70	3,70
P5	1090,00	5,52	2,35	2,35
P6	2493,00	12,60	3,55	3,55
P7	6059,90	30,80	5,55	5,55
P8	5655,40	28,62	5,35	5,35
P9	6059,90	30,80	5,55	5,55
P10	2493,00	12,60	3,55	3,55
P11	2334,80	11,90	3,45	3,45
P12	5783,70	29,16	5,40	5,40
P13	5355,60	27,04	5,20	5,20
P14	5783,70	29,16	5,40	5,40
P15	2334,80	11,90	3,45	3,45
P16	2522,20	12,96	3,60	3,60
P17	6096,00	30,80	5,55	5,55
P18	5689,00	28,62	5,35	5,35
P19	6096,00	30,80	5,55	5,55
P20	2522,20	12,96	3,60	3,60
P21	1002,80	5,06	2,25	2,25
P22	2576,50	12,96	3,60	3,60
P23	2361,20	2,56	1,60	1,60
P24	2576,50	2,72	1,65	1,65
P25	1002,80	1,69	1,30	1,30

Tabela A42. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso rija (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	2,89	1,70	1,70
P2	2675,70	6,76	2,60	2,60
P3	2453,80	6,25	2,50	2,50
P4	2675,70	6,76	2,60	2,60
P5	1090,00	2,89	1,70	1,70
P6	2493,00	6,25	2,50	2,50
P7	6059,90	15,21	3,90	3,90
P8	5655,40	14,44	3,80	3,80
P9	6059,90	15,21	3,90	3,90
P10	2493,00	6,25	2,50	2,50
P11	2334,80	6,00	2,45	2,45
P12	5783,70	14,82	3,85	3,85
P13	5355,60	13,69	3,70	3,70
P14	5783,70	14,82	3,85	3,85
P15	2334,80	6,00	2,45	2,45
P16	2522,20	6,50	2,55	2,55
P17	6096,00	15,60	3,95	3,95
P18	5689,00	14,44	3,80	3,80
P19	6096,00	15,60	3,95	3,95
P20	2522,20	6,50	2,55	2,55
P21	1002,80	2,56	1,60	1,60
P22	2576,50	6,50	2,55	2,55
P23	2361,20	6,00	2,45	2,45
P24	2576,50	6,50	2,55	2,55
P25	1002,80	2,56	1,60	1,60

Tabela A43. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: vento Argila e silte argiloso dura (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1090,00	1,44	1,20	1,20
P2	2675,70	3,42	1,85	1,85
P3	2453,80	3,24	1,80	1,80
P4	2675,70	3,42	1,85	1,85
P5	1090,00	1,44	1,20	1,20
P6	2493,00	3,24	1,80	1,80
P7	6059,90	7,84	2,80	2,80
P8	5655,40	7,29	2,70	2,70
P9	6059,90	7,84	2,80	2,80
P10	2493,00	3,24	1,80	1,80
P11	2334,80	3,06	1,75	1,75
P12	5783,70	7,29	2,70	2,70
P13	5355,60	6,76	2,60	2,60
P14	5783,70	7,29	2,70	2,70
P15	2334,80	3,06	1,75	1,75
P16	2522,20	3,24	1,80	1,80
P17	6096,00	7,84	2,80	2,80
P18	5689,00	7,29	2,70	2,70
P19	6096,00	7,84	2,80	2,80
P20	2522,20	3,24	1,80	1,80
P21	1002,80	1,32	1,15	1,15
P22	2576,50	3,24	1,80	1,80
P23	2361,20	3,06	1,75	1,75
P24	2576,50	3,24	1,80	1,80
P25	1002,80	1,32	1,15	1,15

Tabela A44. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso média (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	6,00	2,45	2,45
P2	2946,70	14,82	3,85	3,85
P3	2701,50	13,69	3,70	3,70
P4	2946,70	14,82	3,85	3,85
P5	1188,20	6,00	2,45	2,45
P6	2776,20	14,06	3,75	3,75
P7	6739,30	34,22	5,85	5,85
P8	6289,50	31,92	5,65	5,65
P9	6739,30	34,22	5,85	5,85
P10	2776,20	14,06	3,75	3,75
P11	2593,10	13,32	3,65	3,65
P12	6423,50	32,49	5,70	5,70
P13	5948,00	30,25	5,50	5,50
P14	6423,50	32,49	5,70	5,70
P15	2593,10	13,32	3,65	3,65
P16	2793,70	14,06	3,75	3,75
P17	6761,00	34,22	5,85	5,85
P18	6309,60	31,92	5,65	5,65
P19	6761,00	34,22	5,85	5,85
P20	2793,70	14,06	3,75	3,75
P21	1135,90	5,76	2,40	2,40
P22	2887,10	14,82	3,85	3,85
P23	2645,90	2,72	1,65	1,65
P24	2887,10	2,72	1,65	1,65
P25	1135,90	1,82	1,35	1,35

Tabela A45. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso rija (o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	3,06	1,75	1,75
P2	2946,70	7,56	2,75	2,75
P3	2701,50	7,02	2,65	2,65
P4	2946,70	7,56	2,75	2,75
P5	1188,20	3,06	1,75	1,75
P6	2776,20	7,02	2,65	2,65
P7	6739,30	17,22	4,15	4,15
P8	6289,50	16,00	4,00	4,00
P9	6739,30	17,22	4,15	4,15
P10	2776,20	7,02	2,65	2,65
P11	2593,10	6,50	2,55	2,55
P12	6423,50	16,40	4,05	4,05
P13	5948,00	15,21	3,90	3,90
P14	6423,50	16,40	4,05	4,05
P15	2593,10	6,50	2,55	2,55
P16	2793,70	7,02	2,65	2,65
P17	6761,00	17,22	4,15	4,15
P18	6309,60	16,00	4,00	4,00
P19	6761,00	17,22	4,15	4,15
P20	2793,70	7,02	2,65	2,65
P21	1135,90	2,89	1,70	1,70
P22	2887,10	7,29	2,70	2,70
P23	2645,90	6,76	2,60	2,60
P24	2887,10	7,29	2,70	2,70
P25	1135,90	2,89	1,70	1,70

Tabela A46. Carga na fundação, área e dimensões da sapata – Ação variável principal: sobrecarga – Argila e silte argiloso dura(o)

PILAR	Carga na	Área da sapata	Sapata	
	fundação (kN)	(m ²)	a (m)	b (m)
P1	1188,20	1,56	1,25	1,25
P2	2946,70	3,80	1,95	1,95
P3	2701,50	3,42	1,85	1,85
P4	2946,70	3,80	1,95	1,95
P5	1188,20	1,56	1,25	1,25
P6	2776,20	3,61	1,90	1,90
P7	6739,30	8,70	2,95	2,95
P8	6289,50	8,12	2,85	2,85
P9	6739,30	8,70	2,95	2,95
P10	2776,20	3,61	1,90	1,90
P11	2593,10	3,42	1,85	1,85
P12	6423,50	8,12	2,85	2,85
P13	5948,00	7,56	2,75	2,75
P14	6423,50	8,12	2,85	2,85
P15	2593,10	3,42	1,85	1,85
P16	2793,70	3,61	1,90	1,90
P17	6761,00	8,70	2,95	2,95
P18	6309,60	8,12	2,85	2,85
P19	6761,00	8,70	2,95	2,95
P20	2793,70	3,61	1,90	1,90
P21	1135,90	1,44	1,20	1,20
P22	2887,10	3,80	1,95	1,95
P23	2645,90	3,42	1,85	1,85
P24	2887,10	3,80	1,95	1,95
P25	1135,90	1,44	1,20	1,20

Tabela A47. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(2)	Caso (1)/(3)	Caso (1)/(4)
P1	1091,70	1147,20	1121,80	1107,50	4,84%	2,68%	1,43%
P2	2611,80	2586,50	2595,00	2602,00	0,98%	0,65%	0,38%
P3	2406,70	2493,00	2457,40	2434,50	3,46%	2,06%	1,14%
P4	2643,00	2605,50	2619,50	2629,60	1,44%	0,90%	0,51%
P5	1000,20	1062,90	1034,30	1018,10	5,90%	3,30%	1,76%
P6	2553,70	2590,20	2573,70	2564,20	1,41%	0,78%	0,41%
P7	6061,80	5882,40	5961,70	6008,60	3,05%	1,68%	0,89%
P8	5671,80	5704,60	5695,60	5686,10	0,57%	0,42%	0,25%
P9	6094,00	5905,30	5989,00	6038,30	3,20%	1,75%	0,92%
P10	2460,90	2500,30	2482,30	2472,10	1,58%	0,86%	0,45%
P11	2381,90	2478,60	2434,80	2409,70	3,90%	2,17%	1,15%
P12	5767,80	5714,00	5736,60	5750,80	0,94%	0,54%	0,30%
P13	5355,40	5503,80	5442,30	5402,70	2,70%	1,60%	0,88%
P14	5800,10	5736,70	5763,80	5780,40	1,11%	0,63%	0,34%
P15	2287,80	2390,40	2343,80	2317,20	4,29%	2,39%	1,27%
P16	2553,70	2592,60	2575,00	2564,90	1,50%	0,83%	0,44%
P17	6061,80	5884,10	5962,60	6009,00	3,02%	1,66%	0,88%
P18	5671,80	5705,90	5696,30	5686,40	0,60%	0,43%	0,26%
P19	6094,00	5907,00	5989,90	6038,70	3,17%	1,74%	0,92%
P20	2460,90	2502,50	2483,40	2472,70	1,66%	0,91%	0,48%
P21	1091,70	1143,70	1119,90	1106,50	4,55%	2,52%	1,34%
P22	2611,80	2588,90	2596,40	2602,70	0,88%	0,59%	0,35%
P23	2406,70	2490,50	2455,90	2433,70	3,36%	2,00%	1,11%
P24	2643,00	2607,50	2620,60	2630,20	1,36%	0,85%	0,49%
P25	1000,20	1059,80	1032,70	1017,30	5,62%	3,15%	1,68%

Tabela A48. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(2)	Caso (1)/(3)	Caso (1)/(4)
P1	1189,20	1250,60	1232,50	1222,00	4,91%	3,51%	2,68%
P2	2908,30	2876,80	2884,60	2890,30	1,09%	0,82%	0,62%
P3	2673,20	2766,50	2745,50	2724,40	3,37%	2,63%	1,88%
P4	2927,00	2888,50	2898,00	2905,20	1,33%	1,00%	0,75%
P5	1134,40	1199,90	1180,80	1169,30	5,46%	3,93%	2,98%
P6	2812,60	2851,50	2839,40	2833,30	1,36%	0,94%	0,73%
P7	6740,50	6547,00	6602,40	6635,50	2,96%	2,09%	1,58%
P8	6299,30	6336,10	6321,70	6319,90	0,58%	0,35%	0,33%
P9	6759,80	6560,90	6617,80	6652,10	3,03%	2,15%	1,62%
P10	2756,90	2797,40	2784,90	2778,40	1,45%	1,01%	0,77%
P11	2621,40	2726,30	2701,00	2678,20	3,85%	2,95%	2,12%
P12	6414,00	6354,20	6365,80	6379,50	0,94%	0,76%	0,54%
P13	5947,90	6108,70	6071,40	6043,40	2,63%	2,03%	1,58%
P14	6433,30	6368,00	6381,20	6395,90	1,03%	0,82%	0,58%
P15	2565,00	2673,20	2647,00	2623,60	4,05%	3,10%	2,23%
P16	2812,60	2852,80	2839,30	2834,50	1,41%	0,94%	0,77%
P17	6740,50	6548,30	6603,90	6637,00	2,94%	2,07%	1,56%
P18	6299,30	6336,40	6323,50	6320,00	0,59%	0,38%	0,33%
P19	6759,80	6562,30	6619,40	6653,50	3,01%	2,12%	1,60%
P20	2756,90	2798,70	2784,80	2779,60	1,49%	1,00%	0,82%
P21	1189,20	1250,50	1234,50	1222,20	4,90%	3,67%	2,70%
P22	2908,30	2872,50	2881,30	2885,10	1,25%	0,94%	0,80%
P23	2673,20	2772,80	2745,90	2731,70	3,59%	2,65%	2,14%
P24	2927,00	2884,00	2894,70	2899,80	1,49%	1,12%	0,94%
P25	1134,40	1200,00	1182,70	1169,60	5,47%	4,08%	3,01%

Tabela A49. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(5)	Caso (1)/(6)	Caso (1)/(7)
P1	1091,70	1161,80	1152,70	1135,70	6,03%	5,29%	3,87%
P2	2611,80	2577,40	2582,10	2584,30	1,33%	1,15%	1,06%
P3	2406,70	2516,90	2500,70	2482,40	4,38%	3,76%	3,05%
P4	2643,00	2591,40	2600,80	2606,10	1,99%	1,62%	1,42%
P5	1000,20	1084,40	1068,60	1049,70	7,76%	6,40%	4,72%
P6	2553,70	2600,90	2588,50	2580,40	1,81%	1,34%	1,03%
P7	6061,80	5829,50	5872,90	5928,50	3,98%	3,22%	2,25%
P8	5671,80	5697,60	5706,90	5699,10	0,45%	0,62%	0,48%
P9	6094,00	5846,40	5895,40	5953,70	4,24%	3,37%	2,36%
P10	2460,90	2516,80	2498,90	2489,70	2,22%	1,52%	1,16%
P11	2381,90	2512,10	2482,50	2458,80	5,18%	4,05%	3,13%
P12	5767,80	5678,20	5712,30	5715,90	1,58%	0,97%	0,91%
P13	5355,40	5504,60	5512,00	5475,70	2,71%	2,84%	2,20%
P14	5800,10	5651,20	5734,70	5740,80	2,63%	1,14%	1,03%
P15	2287,80	2401,90	2394,40	2369,10	4,75%	4,45%	3,43%
P16	2553,70	2596,80	2593,70	2581,90	1,66%	1,54%	1,09%
P17	6061,80	5846,90	5884,20	5930,60	3,68%	3,02%	2,21%
P18	5671,80	5838,40	5700,10	5701,10	2,85%	0,50%	0,51%
P19	6094,00	6011,00	5906,80	5955,80	1,38%	3,17%	2,32%
P20	2460,90	2577,30	2503,60	2491,10	4,52%	1,71%	1,21%
P21	1091,70	1112,40	1146,80	1134,70	1,86%	4,80%	3,79%
P22	2611,80	2844,20	2583,30	2583,60	8,17%	1,10%	1,09%
P23	2406,70	2221,50	2497,30	2481,20	8,34%	3,63%	3,00%
P24	2643,00	2412,20	2601,50	2605,10	9,57%	1,60%	1,45%
P25	1000,20	1152,10	1063,20	1049,10	13,18%	5,93%	4,66%

Tabela A50. Reações verticais nas bases dos pilares (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)	Diferença	Diferença	Diferença
					%	%	%
					Caso (1)/(5)	Caso (1)/(6)	Caso (1)/(7)
P1	1189,20	1266,20	1251,90	1235,40	6,08%	5,01%	3,74%
P2	2908,30	2864,10	2874,80	2882,80	1,54%	1,17%	0,88%
P3	2673,20	2791,60	2773,10	2744,10	4,24%	3,60%	2,58%
P4	2927,00	2872,40	2886,20	2896,10	1,90%	1,41%	1,07%
P5	1134,40	1222,00	1201,40	1183,70	7,17%	5,58%	4,16%
P6	2812,60	2864,60	2852,00	2842,00	1,82%	1,38%	1,03%
P7	6740,50	6488,80	6547,10	6596,00	3,88%	2,95%	2,19%
P8	6299,30	6332,70	6327,80	6331,40	0,53%	0,45%	0,51%
P9	6759,80	6498,40	6560,90	6611,30	4,02%	3,03%	2,25%
P10	2756,90	2816,70	2798,00	2787,50	2,12%	1,47%	1,10%
P11	2621,40	2765,40	2726,70	2704,30	5,21%	3,86%	3,07%
P12	6414,00	6313,90	6351,30	6357,10	1,59%	0,99%	0,90%
P13	5947,90	6107,80	6116,10	6077,90	2,62%	2,75%	2,14%
P14	6433,30	6271,20	6365,00	6372,30	2,58%	1,07%	0,96%
P15	2565,00	2685,40	2673,70	2650,30	4,48%	4,07%	3,22%
P16	2812,60	2852,70	2853,50	2843,60	1,41%	1,43%	1,09%
P17	6740,50	6505,90	6549,20	6596,10	3,61%	2,92%	2,19%
P18	6299,30	6486,40	6329,80	6331,10	2,88%	0,48%	0,50%
P19	6759,80	6688,70	6563,00	6611,40	1,06%	3,00%	2,24%
P20	2756,90	2877,90	2799,50	2789,00	4,20%	1,52%	1,15%
P21	1189,20	1209,60	1250,90	1232,00	1,69%	4,93%	3,47%
P22	2908,30	3170,80	2874,20	2886,40	8,28%	1,19%	0,76%
P23	2673,20	2472,20	2771,70	2742,20	8,13%	3,55%	2,52%
P24	2927,00	2651,50	2885,50	2899,50	10,39%	1,44%	0,95%
P25	1134,40	1307,20	1200,50	1180,40	13,22%	5,51%	3,90%

Tabela A51. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P1	23672	100460	24713	105700	24241	103300	23972	101950
P5	23672	100460	24713	105700	24241	103300	23972	101950
P6	57284	229770	57954	233520	57650	231810	57477	230840
P10	57284	229770	57954	233520	57650	231810	57477	230840
P20	57419	232460	58023	235910	57751	234340	57594	233450

Tabela A52. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P5	23215	92185	24372	97967	23847	95326	23548	93833
P6	57559	235370	58143	238730	57881	237200	57729	236340
P15	52991	210860	54998	220310	54092	216020	53570	213570
P16	57559	235370	58195	238950	57908	237320	57743	236400
P25	23215	92185	24312	97681	23816	95178	23532	93757

Tabela A53. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P6	63652	255870	64325	259670	64113	258500	64009	257890
P11	59101	239000	61187	248820	60686	246450	60233	244320
P15	59101	239000	61187	248820	60686	246450	60233	244320
P23	61318	243860	63399	253100	62838	250610	62541	249290
P25	25918	104690	27109	110650	26798	109080	26561	107890

Tabela A54. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (2)		Caso (3)		Caso (4)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P2	67442	268050	66857	265150	66996	265860	67105	266380
P7	155850	621240	152020	603410	153120	608510	153770	611570
P9	155910	623020	151970	604690	153100	609940	153770	613090
P17	155850	621240	152050	603530	153150	608660	153800	611700
P19	155910	623020	152000	604820	153130	610080	153800	613230

Tabela A55. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P1	23672	100460	25013	107090	24821	106210	24503	104610
P5	23672	100460	25077	107480	24821	106210	24503	104610
P6	57284	229770	58154	234670	57919	233380	57773	232520
P10	57284	229770	58221	235080	57919	233380	57773	232520
P20	57419	232460	59415	242630	58038	236000	57852	234960

Tabela A56. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P5	23215	92185	24780	99948	24481	98488	24133	96750
P6	57559	235370	58306	239710	58103	238570	57984	237830
P15	52991	210860	55116	221370	55079	220680	54582	218350
P16	57559	235370	58187	239340	58211	239050	58015	237960
P25	23215	92185	26015	106180	24374	97991	24120	96690

Tabela A57. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P6	63652	255870	64553	260980	64338	259730	64161	258740
P11	59101	239000	61968	252480	61193	248860	60747	246750
P15	59101	239000	61297	249900	61193	248860	60747	246750
P23	61318	243860	57287	225650	63376	253010	62763	250280
P25	25918	104690	29054	120290	27117	110700	26752	108870

Tabela A58. Esforno normal (kN) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Caso (1)		Caso (5)		Caso (6)		Caso (7)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	N		N		N		N	
	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
P2	67442	268050	66655	263980	66815	264960	66963	265690
P7	155850	621240	150870	598050	152030	603420	152990	607930
P9	155910	623020	150710	598930	151970	604690	152970	609340
P17	155850	621240	151300	599620	152070	603610	153000	607940
P19	155910	623020	154770	616470	152020	604880	152980	609350

Tabela A59. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)
P1	11,35	11,39	11,37	11,36
P5	11,35	11,39	11,37	11,36
P6	11,25	11,28	11,27	11,26
P10	11,25	11,28	11,27	11,26
P20	11,32	11,34	11,33	11,32

Tabela A60. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)
P5	3,92	4,02	4,00	3,99
P6	4,16	4,23	4,20	4,18
P15	3,94	3,98	3,96	3,95
P16	4,16	4,23	4,20	4,18
P25	3,98	4,03	4,01	3,99

Tabela A61. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)
P6	6,74	6,75	6,75	6,74
P11	6,77	6,78	6,78	6,77
P15	6,77	6,78	6,78	6,77
P23	6,78	6,78	6,78	6,77
P25	6,79	6,80	6,80	6,79

Tabela A62. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos arenosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (2)	Caso (3)	Caso (4)
P2	2,38	2,40	23,98	2,39
P7	2,38	2,41	2,40	2,40
P9	2,37	2,39	2,38	2,38
P17	2,38	2,41	2,40	2,40
P19	2,37	2,39	2,38	2,38

Tabela A63. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)
P1	11,35	10,69	11,39	11,38
P5	11,35	10,64	11,39	11,38
P6	11,25	10,56	11,27	11,27
P10	11,25	10,50	11,27	11,27
P20	11,32	10,56	11,33	11,33

Tabela A64. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando o vento como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)
P5	3,98	4,01	4,03	4,01
P6	4,16	4,23	4,23	4,21
P15	3,94	4,00	3,98	3,97
P16	4,16	4,25	4,23	4,21
P25	3,98	4,08	4,03	4,01

Tabela A65. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano XY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)
P6	6,74	5,95	6,74	6,75
P11	6,77	5,98	6,78	6,78
P15	6,76	5,90	6,77	6,78
P23	6,78	6,77	6,77	6,78
P25	6,79	5,91	6,79	6,80

Tabela A66. Deslocamento horizontal (cm) – Ação da força do vento no plano ZY considerando a sobrecarga como ação variável principal em solos argilosos e siltosos

Pilar	Deslocamento horizontal			
	(cm)			
	Caso (1)	Caso (5)	Caso (6)	Caso (7)
P2	2,38	2,43	2,41	2,40
P7	2,38	2,47	2,41	2,40
P9	2,37	2,46	2,39	2,38
P17	2,38	2,48	2,41	2,40
P19	2,37	2,48	2,39	2,38