

MAGNÓLIA MARIA CAMPÊLO MOTA

***INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS COM  
FUNDAÇÃO PROFUNDA: MÉTODO NUMÉRICO E  
RESULTADOS OBSERVADOS NO CAMPO***

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

Co-Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki

São Carlos

2009

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento  
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

M788i Mota, Magnólia Maria Campêlo  
Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda : método numérico e resultados observados no campo / Magnólia Maria Campêlo Mota ; orientador Libânio Miranda Pinheiro, co-orientador Nelson Aoki. -- São Carlos, 2009.

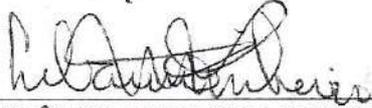
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Interação solo-estrutura. 2. Método numérico. 3. Edifícios com fundação profunda. 4. Monitoramento de recalques. 5. Instrumentação de campo. 6. Desempenho estrutural. I. Título.

**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidata: Engenheira **MAGNÓLIA MARIA CAMPÊLO MOTA**.

Tese defendida e julgada em 21/10/2009 perante a Comissão Julgadora:



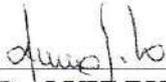
Prof. Dr. **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



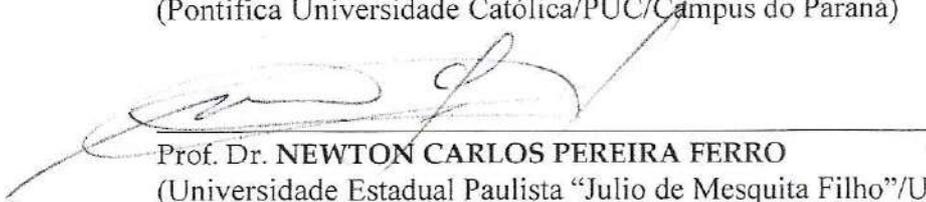
Prof. Dr. **NELSON AOKI**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



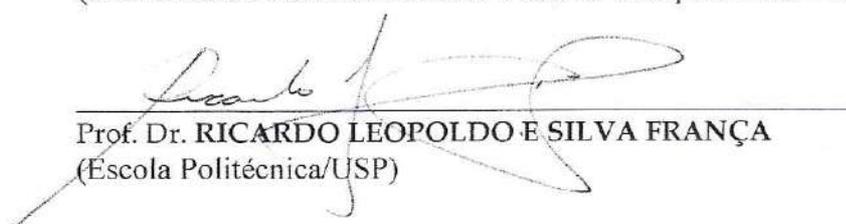
Prof. Dr. **LUIZ RUSSO NETO**  
(Pontifca Universidade Católica/PUC/Campus do Paraná)

APROVADA



Prof. Dr. **NEWTON CARLOS PEREIRA FERRO**  
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP/Campus de Bauru)

Aprovada



Prof. Dr. **RICARDO LEOPOLDO E SILVA FRANÇA**  
(Escola Politécnica/USP)

APROVADA

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



À minha fonte de inspiração na engenharia, meu pai, Valdir Campelo, e  
à minha adorável família, Joaquim e filhos Lígia, Hugo e Bárbara.



## **AGRADECIMENTOS**

A *DEUS* e a *VIRGEM MARIA* por estarem sempre presentes ao meu lado.

Ao Prof. Libânio Miranda Pinheiro, cuja amizade e apoio incondicional viabilizaram esta pesquisa.

Ao Prof. Nelson Aoki, pela objetiva e fundamental orientação e sobretudo à sua simplicidade, sabedoria e amizade que sempre nos dedicou.

A todos que formam a minha família, citando nominalmente, meu companheiro de sempre Joaquim; meus lindos filhos, Lígia, Hugo e Bárbara; minha mãe Lourdinha e meus irmãos Mônica, Magda, José, Campelo e Maria Eugênia; meus sogros Hugo e Madalena, a tia Nisa e a Cleide por todo apoio.

Aos colegas de São Carlos, de maneira especial ao casal Alex e Silvana sempre tão amáveis e prestativos.

Aos Professores e funcionários do Departamento de Estruturas e do Departamento de Geotecnia, em especial as minhas amigas Rosi, e Nadir.

À SCOPA ENGENHARIA LTDA, empresa responsável pela construção do Edifício San Carlo, objeto de estudo desta pesquisa, particularmente ao Dr. Dário, Marcelo e Dr. Vilter que tudo facilitaram para consecução de nossos objetivos.

À minha amiga Hilda Pamplona pelos ensaios em sua empresa Beton das resistências dos corpos de prova de concreto.

Aos Engenheiros José Ramalho, do Núcleo de Tecnologia do Ceará, e ao Prof. Aldo, da Universidade Federal do Ceará, que cederam seus laboratórios para ensaios de módulo de elasticidade e determinação dos pesos específicos do concreto respectivamente.

Ao Eng. André Mourão que analisou o edifício no programa da TQS informática.

Aos Topógrafos do IBGE-Ce, Sr. Vieira e Sr. Ademar pelo auxílio nas medições de campo.

À CAPES e à Universidade Federal do Ceará pelo apoio financeiro.



## **RESUMO**

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

Considera-se neste trabalho o projeto de estruturas de concreto para edifícios de múltiplos andares, com fundação profunda, levando-se em conta a interação solo-estrutura. Essa interação é analisada por meio de um método numérico em que a superestrutura (lajes, vigas e pilares) e os elementos estruturais de fundação (blocos e estacas) são considerados uma estrutura única, modelada pelo método dos elementos finitos e implementada no código computacional **PEISE (Pórtico Espacial com Interação Solo-Estrutura)**, desenvolvido nesta pesquisa. O maciço de solos é representado por um modelo geotécnico proposto por Aoki e Lopes, em 1975, que utiliza a solução de Mindlin para o cálculo de deslocamentos em meio semi-infinito, elástico, contínuo e isotrópico, e que considera a existência de uma superfície indeslocável, abaixo da qual as deformações do maciço podem ser desprezadas. A resposta elástica da interação solo-estrutura é subordinada a valores limites, observados em ensaios de capacidade de carga das estacas. Como forma de validar o programa e mostrar sua aplicação em problemas práticos de engenharia, resultados de exemplos foram comparados com os obtidos por outras metodologias presentes na literatura. Também, acompanhou-se o desempenho estrutural de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em estaca hélice contínua, em sua fase construtiva, com o monitoramento de recalques e a medida de deformações em pilares, para obtenção indireta de suas solicitações normais. Os recalques foram obtidos por meio de nivelamento ótico de precisão, e as solicitações normais nos pilares foram avaliadas indiretamente, pela variação de seu comprimento, utilizando-se extensômetro mecânico removível e considerando-se as variações dos fatores ambientais e a reologia do concreto.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Método numérico. Edifícios com fundação profunda. Monitoramento de recalques. Instrumentação de campo. Desempenho estrutural.



## **ABSTRACT**

MOTA, M. M. C. **Soil-structure interaction in buildings with deep foundation: numerical method and results observed in field.** 2009. 222 p. Thesis (Doctoral) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

Design of concrete structures for multi-story buildings with deep foundation is considered in this work, taking in account the soil-structure interaction. This interaction is analysed with a numerical method where the superstructure (slabs, beams, and columns), and the foundation structural elements (blocks and piles) are considered a unique structure, modeled by the finite element method and implemented in the PEISE (soil-structure interaction in spatial frame), software that was developed in this search. The geo-technical model proposed by Aoki and Lopes (1975) represents the soil, where Mindlin's solution is used to calculate displacements in a semi-infinite, elastic, continuous, and isotropic environment. This solution also considers the existence of an unmovable surface, under which the soil deformations shall be neglected. The elastic response of soil-structure interaction is subordinated to limit values observed in "in situ" loading capacity piles tests. The examples elaboration proves the developed formulation validity through results comparison with others methodologies. Also the structural performance of a 26 story building with augercast piles was observed during the construction by measurement of settlements and columns length variation. Settlements were measured by means of optical level. Loads over columns were indirectly evaluated through column length variation, using a demountable mechanical extensometer and considering corrections due to the variation of environmental conditions and to the concrete's rheology.

Keywords: Soil-structure interaction. Numerical method. Buildings with deep foundation. Settlement. Field instrumentation. Structural performance.



## **LISTA DE FIGURAS**

Figura - 1.1	Estrutura e maciço de solos (Aoki – 1997).....	27
Figura - 2.1	Efeito da seqüência de construção nos recalques..... (Gusmão Filho, 1994)	43
Figura - 2.2	Zona de influência de danos devido a recalques..... (Gusmão Filho, 1995)	47
Figura - 3.1	Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação (Aoki, 2004)....	51
Figura - 3.2	Modelo de equilíbrio estrutura e maciço de solos (Aoki, 2004)..	52
Figura - 3.3	Modelo de equilíbrio do sistema global (Aoki, 2004).....	52
Figura - 3.4	Representação da estrutura (Iwamoto, 2000).....	53
Figura - 3.5	Deslocamentos e esforços solicitantes ..... em elemento de pórtico espacial	54
Figura - 3.6	Discretização da estrutura e do maciço de solos.....	57
Figura - 3.7	Forças no interior de um espaço semi-infinito (Mindlin, 1936)...	60
Figura - 3.8	Força vertical P e horizontal Q aplicada no interior do solo.....	63
Figura - 3.9	Recalques (mm) na superfície $S_1$ , para força vertical.....	63
Figura - 3.10	Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície $S_1$ ..... para força vertical	64
Figura - 3.11	Deslocamentos verticais (mm) na Superfície $S_1$ . .... para força horizontal.	64
Figura - 3.12	Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície..... $S_1$ para força horizontal.	65
Figura - 3.13	Deslocamentos verticais (mm) na Superfície $S_2$ ..... para força vertical	65
Figura - 3.14	Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície $S_2$ ..... para força vertical	66
Figura - 3.15	Deslocamentos verticais (mm) na Superfície $S_2$ , para força horizontal	66
Figura - 3.16	Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície $S_2$ ..... para força horizontal	67
Figura - 3.17	Procedimento de Steinbrenner (1934) ..... para solos estratificados (Iwamoto, 2000)	68
Figura - 3.18	Divisão da base em $n_1 \times n_2$ subáreas (Aoki-Lopes, 1975).....	70
Figura - 3.19	Divisão do fuste da estaca em $n_1 \times n_3$ subáreas..... (Aoki-Lopes, 1975)	71
Figura - 3.20	Discretização da força unitária nos nós da estaca.....	74
Figura - 3.21	Diagrama de transferência de força: estaca isolada .....	75

(Aoki, 1997)

Figura - 3.22	Modelo de transferência de carga (Aoki, 1997).....	77
Figura - 3.23	Fluxograma do código computacional PEISE.....	79
Figura - 3.24	Fluxograma do programa que monta a matriz de flexibilidade...	80
Figura - 3.25	Nove estacas imersas na camada finita (Ribeiro, 2009).....	81
Figura - 3.26	Discretização da estrutura analisada.....	82
Figura - 3.27	Deslocamento vertical da estaca central (Ribeiro, 2009).....	83
Figura - 3.28	Deslocamento vertical da estaca central.....	83
Figura - 3.29	Deslocamento vertical e horizontal da estaca 1.....	84
Figura - 3.30	Momentos fletores na estaca 1.....	85
Figura - 3.31	Modelo com bloco de coroamento de nove estacas.....	86
Figura - 3.32	Pórtico espacial (Zambrozuski et al, 1985).....	88
Figura - 3.33	Pórtico espacial gerado no programa PEISE.....	89
Figura - 3.34	Seção transversal do viaduto metroviário.....	91
Figura - 3.35	Estrutura independente de final de linha.....	92
Figura - 3.36	Modelo de para-choque auto-frenante móvel de final de linha..	93
Figura - 3.37	Discretização do pórtico longitudinal no programa PEISE.....	95
Figura - 3.38	Elástica da estaca no plano “xz”, deslocamento horizontal.... (mm) e momento fletor na estaca, direção longitudinal (kN.m)	96
Figura - 3.39	Pórtico Plano.....	98
Figura - 4.1	Referência fixa de nível.....	103
Figura - 4.2	Nível ótico WILD NA3.....	103
Figura - 4.3	Mira com chapa invar.....	105
Figura - 4.4	Par de pinos idealizados na pesquisa.....	106
Figura - 4.5	Mira posicionada no pilar e na referência fixa de nível.....	106
Figura - 4.6	Extensômetro mecânico removível em Alonso (1991).....	108
Figura - 4.7	Relógio comparador Mitutoyo 543-250B.....	111
Figura - 4.8	Extensômetro removível.....	112
Figura - 4.9	Barra de referência padrão e extensômetro removível.....	113
Figura - 4.10	Pino superior fixado no pilar.....	113
Figura - 4.11	Termohigrômetro ALLA FRANCE.....	114
Figura - 5.1	Mapa de Fortaleza.....	115
Figura - 5.2	Obra no 1º tipo .....	116

Figura - 5.3	Obra no 15.º tipo.....	116
Figura - 5.4	Planta de situação e localização do edifício San Carlo.....	117
Figura - 5.5	Localização das investigações do subsolo.....	120
Figura - 5.6	Sondagem SP-01.....	121
Figura - 5.7	Sondagem SP-02.....	121
Figura - 5.8	Sondagem SP-03.....	122
Figura - 5.9	Sondagem SP-04.....	122
Figura - 5.10	Sondagem SP-05.....	123
Figura - 5.11	Perfil geotécnico.....	124
Figura - 5.12	Seção da laje nervurada.....	125
Figura - 5.13	Comprimento de estacas e localização de furos de sondagem	130
Figura - 5.14	Superfície resistente.....	131
Figura - 5.15	Execução das estacas hélices contínuas.....	133
Figura - 5.16	Quadro resumo do ensaio da prova de carga.....	135
Figura - 5.17	Valores de recalques medidos	135
Figura - 5.18	Curva carga-recalque extraída do relatório da prova de carga..	136
Figura - 5.19	Transferência de carga da estaca isolada.....	138
Figura - 5.20	Características do maciço de solos.....	139
Figura - 5.21	Curva carga versus recalque estimado e ..... medido na prova de carga	140
Figura - 5.22	Ensaio de determinação do módulo de elasticidade.....	141
Figura - 5.23	Relatório de ensaio de determinação..... do módulo de elasticidade.	142
Figura - 5.24	Relatório de ensaio da curva tensão-deformação.....	143
Figura - 5.25	Etapas do monitoramento de recalques.....	146
Figura - 5.26	Localização dos pontos de monitoramento dos recalques.....	147
Figura - 5.27	Curvas de evolução dos recalques medidos.....	148
Figuras 5.28	Bacia de recalques em 31/03/2007 (15 dias).....	149
Figura - 5.29	Bacia de recalques em 14/04/2007 (29 dias).....	150
Figura - 5.30	Bacia de recalques em 28/04/2007 (43 dias).....	150
Figura - 5.31	Bacia de recalques em 12/05/2007 (57 dias).....	151
Figura - 5.32	Bacia de recalques em 26/05/2007 (71 dias).....	151
Figura - 5.33	Bacia de recalques em 09/06/2007 (85 dias) .....	152

Figura - 5.34	Bacia de recalques em 23/06/2007 (99 dias).....	152
Figura - 5.35	Bacia de recalques em 07/07/2007 (113 dias).....	153
Figura - 5.36	Bacia de recalques em 21/07/2007 (127 dias).....	153
Figura - 5.37	Bacia de recalques em 04/08/2007 (141 dias).....	154
Figura - 5.38	Bacia de recalques em 18/08/2007 (155 dias).....	154
Figura - 5.39	Bacia de recalques em 01/09/2007 (169 dias).....	155
Figura - 5.40	Bacia de recalques em 15/09/2007 (183 dias).....	155
Figura - 5.41	Bacia de recalques em 06/10/2007 (204 dias).....	156
Figura - 5.42	Bacia de recalques em 15/12/2007 (274 dias).....	156
Figura - 5.43	Bacia de recalques em 01/03/2008 (351 dias).....	157
Figura - 5.44	Bacia de recalques em 29/03/2008 (379 dias).....	157
Figura - 5.45	Bacia de recalques em 10/05/2008 (421 dias).....	158
Figura - 5.46	Valores médios de recalque observados e.....	159
	coeficientes de variação	
Figura - 5.47	Comparação dos limites de distorção angular.....	159
Figura - 5.48	Localização dos pontos de medida de deformação em pilares..	161
Figura - 5.49	Etapas de medições.....	162
Figura - 5.50	Deformações medidas no pilar P2.....	164
Figura - 5.51	Deformações medidas no Pilar P3.....	164
Figura - 5.52	Deformações medidas no pilar P4.....	165
Figura - 5.53	Deformações medidas no pilar P5.....	165
Figura - 5.54	Deformações medidas no pilar P6.....	165
Figura - 5.55	Deformações medidas no pilar P7.....	166
Figura - 5.56	Deformações medidas na caixa do elevador.....	166
Figura - 5.57	Deformações medidas no pilar PFP5.....	166
Figura - 5.58	Deformações medidas no pilar PFP6.....	167
Figura - 5.59	Deformações medidas no pilar PFP8.....	167
Figura - 5.60	Valores de temperatura e umidade medidos.....	175
Figura - 5.61	Armadura dos Pilares.....	175
Figura - 5.62	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P2.....	176
Figura - 5.63	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P3.....	176
Figura - 5.64	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P4.....	177
Figura - 5.65	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P5.....	177

Figura - 5.66	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P6.....	178
Figura - 5.67	Evolução da deformação com o tempo no Pilar P7.....	178
Figura - 5.68	Evolução da deformação com o tempo na Caixa do elevador...	179
Figura - 6.1	Edifício San Carlo - estrutura finalizada (TQS).....	182
Figura - 6.2	Etapa construtiva no pavimento tipo 2 (TQS).....	182
Figura - 6.3	Visão espacial do pavimento tipo (TQS).....	183
Figura - 6.4	Discretização do edifício San Carlo no programa PEISE.....	186
Figura - 6.5	Discretização do pavimento tipo ..... do edifício San Carlo no PEISE	187
Figura - 6.6	Esforços axiais nos pilares em 14/04/2007.....	188
Figura - 6.7	Esforços axiais nos pilares em 30/04/2007.....	188
Figura - 6.8	Esforços axiais nos pilares em 15/05/2007.....	189
Figura - 6.9	Esforços axiais nos pilares em 29/05/2007.....	189
Figura - 6.10	Esforços axiais nos pilares em 12/06/2007.....	190
Figura - 6.11	Esforços axiais nos pilares em 26/06/2007.....	190
Figura - 6.12	Esforços axiais nos pilares em 10/07/2007.....	191
Figura - 6.13	Esforços axiais nos pilares em 24/07/2007.....	192
Figura - 6.14	Esforços axiais nos pilares em 07/08/2007.....	193
Figura - 6.15	Esforços axiais nos pilares em 04/09/2007.....	194
Figura - 6.16	Esforços axiais nos pilares em 08/04/2008.....	195
Figura - 6.17	Esforços axiais nos pilares P3 , P4 e P5.....	196
Figura - 6.18	Esforços axiais nos pilares P6, P7 e caixa do elevador.....	197
Figura - 6.19	Soma dos esforços axiais na base dos pilares.....	198
Figura - 6.20	Recalques nos pilares P3, P4 e P5.....	199
Figura - 6.21	Recalques nos pilares P6, P7 e na caixa do elevador.....	200



## ***LISTA DE TABELAS***

Tabela - 3.1	Forças resistentes laterais nas estacas.....	89
Tabela - 3.2	Reações de apoio nas estacas do pórtico.....	90
Tabela - 3.3	Força normal e momentos máximos no topo das estacas.....	96
Tabela - 3.4	Resultados das análises do pórtico plano.....	99
Tabela - 5.1	Controle Tecnológico das lajes e vigas.....	127
Tabela - 5.2	Controle Tecnológico dos pilares.....	129
Tabela - 5.3	Controle tecnológico das estacas.....	132



# SUMÁRIO

<b>1.0</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>25</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	25
1.2	OBJETIVOS.....	26
1.3	JUSTIFICATIVA.....	28
1.4	METODOLOGIA EMPREGADA.....	29
1.5	RESUMO DOS CAPÍTULOS.....	30
<b>2.0</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>33</b>
2.1	METODOLOGIAS DE ESTUDO DA.....	33
	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	
2.2	FATORES INFLUENTES NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	40
<b>2.2.1</b>	<b>Rigidez relativa estrutura-solo.....</b>	<b>40</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Número de pavimentos da edificação.....</b>	<b>41</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Influência da seqüência construtiva.....</b>	<b>43</b>
2.3	TRABALHOS PRÁTICOS NO BRASIL.....	45
<b>3.0</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA – MODELO ADOTADO.....</b>	<b>51</b>
3.1	MODELOS BÁSICOS.....	51
3.2	MODELO ESTRUTURAL ADOTADO.....	53
3.3	OBTENÇÃO DA MATRIZ DE FLEXIBILIDADE DO SOLO.....	60
<b>3.3.1</b>	<b>Equações de Mindlin.....</b>	<b>60</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Aplicação das equações de Mindlin.....</b>	<b>62</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Solos estratificados.....</b>	<b>67</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Método Aoki-Lopes (1975)–Integração das equações de Mindlin..</b>	<b>69</b>
<b>3.3.5</b>	<b>Montagem da matriz de flexibilidade.....</b>	<b>72</b>
3.4	COMPATIBILIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ANÁLISE.....	74
3.4.1	<b>Transferência de força estaca-solo.....</b>	<b>74</b>
3.4.2	<b>Compatibilização da solução elástica com o modelo.....</b>	<b>78</b>
	<b>geotécnico de transferência de forças</b>	
3.5	FLUXOGRAMA DO PROGRAMA COMPUTACIONAL.....	79
3.6	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO NUMÉRICO.....	80
<b>3.6.1</b>	<b>Exemplo 1 – Nove estacas imersas em uma camada finita.....</b>	<b>81</b>

<b>3.6.2</b>	<b>Exemplo 2 – Nove estacas imersas em uma camada finita com bloco de coroamento</b> .....	85
<b>3.6.3</b>	<b>Exemplo 3 – Pórtico espacial</b> .....	87
<b>3.6.4</b>	<b>Exemplo 4 - Pórtico longitudinal do trecho final do viaduto metroviário de Teresina-PI</b> .....	91
<b>3.6.5</b>	<b>Exemplo 5 – Pórtico Plano</b> .....	97
<b>4.0</b>	<b>METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS</b> .....	101
4.1	MEDIDAS DE RECALQUES.....	101
<b>4.1.1</b>	<b>Referência fixa de nível</b> .....	102
<b>4.1.2</b>	<b>Nível ótico</b> .....	103
<b>4.1.3</b>	<b>Mira</b> .....	104
<b>4.1.4</b>	<b>Pino de recalque</b> .....	104
4.2	MEDIDAS DE DEFORMAÇÃO.....	107
<b>4.2.1</b>	<b>Extensômetro removível</b> .....	111
<b>4.2.2</b>	<b>Barra padrão</b> .....	112
<b>4.2.3</b>	<b>Pinos de apoio do extensômetro</b> .....	113
<b>4.2.4</b>	<b>Termohigrômetro</b> .....	114
<b>5.0</b>	<b>MONITORAMENTO DO EDIFÍCIO SAN CARLO</b> .....	115
5.1	LOCAL DE ESTUDO.....	115
5.2	GEOTECNIA LOCAL.....	118
<b>5.2.1</b>	<b>Geologia</b> .....	118
<b>5.2.2</b>	<b>Características geotécnicas da região</b> .....	118
<b>5.2.3</b>	<b>Geotecnia do local de estudo</b> .....	119
5.3	ESTRUTURA.....	124
<b>5.3.1</b>	<b>Superestrutura</b> .....	125
<b>5.3.2</b>	<b>Infra-estrutura</b> .....	128
5.4	CARGA NAS ESTACAS VERSUS RECALQUE	133
<b>5.4.1</b>	<b>Prova de carga estática</b>	134
<b>5.4.2</b>	<b>Capacidade de carga (Aoki-Velloso) e Recalque (Aoki-Lopes)</b>	137
5.5	DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	141
5.6	PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS.....	144
<b>5.6.1</b>	<b>Concreto</b> .....	144
<b>5.6.2</b>	<b>Alvenarias</b> .....	144
<b>5.6.3</b>	<b>Formas e escoramentos</b> .....	144

5.7	CAMPANHA DE MONITORAMENTO DOS RECALQUES.....	145
5.8	MEDIÇÕES DE DEFORMAÇÕES.....	160
<b>5.8.1</b>	<b>Apresentação das medidas de deformações.....</b>	<b>163</b>
<b>5.8.2</b>	<b>Modelo reológico do concreto NBR 6118:2003.....</b>	<b>167</b>
5.8.2.1	Fluência do concreto.....	168
5.8.2.2	Retração do concreto.....	171
5.8.2.3	Deformação total do concreto.....	173
5.8.2.4	Efeito da temperatura.....	173
<b>5.8.3</b>	<b>Considerações adotadas no edifício San Carlo.....</b>	<b>174</b>
<b>6.0</b>	<b>ESFORÇOS AXIAIS E RECALQUES.....</b>	<b>181</b>
6.1	MODELOS ADOTADOS.....	181
<b>6.1.1</b>	<b>Modelo I - Método dos elementos finitos e apoios indeslocáveis..</b>	<b>181</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Modelo II - Estimativa a partir de deformações medidas.....</b>	<b>183</b>
<b>6.1.3</b>	<b>Modelo III - Código computacional desenvolvido (PEISE).....</b>	<b>185</b>
6.2	RESULTADO NAS ETAPAS CONSTRUTIVAS.....	187
<b>6.2.1</b>	<b>Esforços axiais nos pilares.....</b>	<b>187</b>
<b>6.2.2</b>	<b>Recalques.....</b>	<b>198</b>
<b>7.0</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>203</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	203
7.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	205
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>207</b>
	<b>APÊNDICE A – MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE.....</b>	<b>213</b>
	<b>PÓRTICO ESPACIAL</b>	
	<b>ANEXO A - FORMAS DO EDIFÍCIO SAN CARLO.....</b>	<b>215</b>



# 1. INTRODUÇÃO

---

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos sistemas estruturais em edifícios de concreto, podem ser identificadas três partes: a superestrutura (lajes, vigas e pilares), a estrutura de fundação ou subestrutura (sapatas, blocos, estacas, vigas de equilíbrio, etc.) e o maciço de solos, no qual se assentam as fundações. Tem-se a superestrutura suportando as ações, que por sua vez as transferem para as fundações, e estas, para o maciço de solos.

A interação dessas três partes gera o mecanismo denominado interação solo-estrutura. É ele um dos fatores que controla o desempenho dos sistemas estruturais de edifícios.

Na prática de projeto, esse mecanismo é, na maioria das vezes, desprezado. Tem-se, de um lado, o projetista de estruturas, que desenvolve o projeto do edifício, admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis e, do outro lado, o projetista de fundações, que 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 ou a aparência estética. Desprezam-se os efeitos da rigidez da estrutura bem como os do processo construtivo, ao se considerar a estrutura pronta, embora os esforços sejam aplicados progressivamente, ao longo da construção do edifício.

O tratamento dos sistemas estruturais em edifícios, considerando-se a interação solo-estrutura, depara-se com várias dificuldades na modelagem. Para a estrutura tem-se: sequência construtiva, propriedades reológicas dos materiais e tipo de carregamento. Para a fundação: transferência de esforços ao solo e aspectos de execução. E, para o maciço de solos: heterogeneidade vertical e horizontal, representatividade dos ensaios e influência do tempo nos parâmetros geotécnicos.

Tentando-se contornar essas dificuldades na análise da interação solo-estrutura, várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas nos últimos anos. Até então, poucos trabalhos foram realizados, pela falta de equipamentos adequados para essas análises, que conduziam a um esforço computacional elevado. Hoje, com o nível dos equipamentos existentes, têm-se métodos numéricos bastante refinados que permitem a análise da interação solo-estrutura, porém com pouco uso prático.

## 1.2 OBJETIVOS

Seguindo a linha de pesquisa de interação solo-estrutura que vem sendo desenvolvida no Departamento de Engenharia de Estruturas e no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, EESC-USP, elaborou-se um programa computacional de análise das estruturas de edifícios com fundação profunda, considerando-se a interação solo-estrutura. No código computacional desenvolvido, estrutura é todo o conjunto formado pela superestrutura e pela estrutura de fundação. Na modelagem, é considerado o método dos elementos finitos e, na análise, é levada em conta a compatibilização geotécnica.

Também, acompanhou-se o desempenho estrutural de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em estaca hélice contínua, por meio do monitoramento

de recalques e medidas de deformação nos pilares, para obtenção, de forma indireta, de suas solicitações normais. As medições reais encontradas permitiram não só validar o programa elaborado, como também servir de parâmetro de comparação com os valores determinados pela análise convencional da estrutura, isto é, sem a consideração da interação solo-estrutura, admitindo-se apoios indeslocáveis.

O diferencial entre as pesquisas já realizadas e a que foi desenvolvida é o fato de que, nos modelos numéricos anteriores, a superestrutura e a subestrutura são modeladas de forma independente, sendo o equilíbrio atingido após algumas iterações, até que se igualem os deslocamentos nos pontos de contato entre subestrutura e superestrutura. No modelo proposto, superestrutura e subestrutura ou estrutura de fundação constituem uma estrutura única, eliminando-se a necessidade de iterações (figura 1.1).

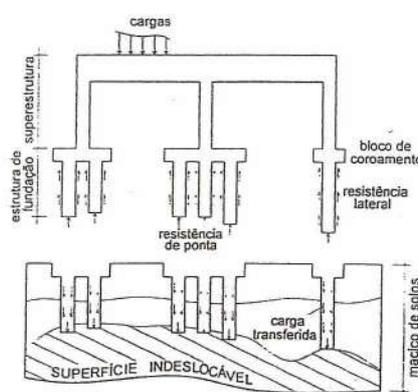


Figura 1.1 - Estrutura e maciço de solos (Aoki – 1997)

Quanto à medição de deformações em pilares, para obtenção indireta de solicitações, tem-se o estudo de Russo (2005), que acompanhou, com êxito, o desempenho de um edifício de concreto armado com estrutura pré-moldada isostática, apoiada em fundações do tipo estaca cravada.

Nesta pesquisa ora apresentada, o edifício estudado é uma estrutura de concreto hiperestática, apoiada em estacas hélice contínua.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Recorrendo-se a estudos já realizados em sistemas estruturais de edifícios que consideram a interação solo-estrutura, algumas observações importantes podem ser ressaltadas.

- Em um edifício, o recalque dos apoios provoca uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, em especial nas cargas dos pilares, podendo provocar o aparecimento de danos na edificação. Há uma transferência de carga, dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos (Chamecki, 1954; Poulos, 1975; Goschy, 1978; Gusmão, 1990; Gusmão Filho, 1995).

- A ligação entre os elementos estruturais resulta em uma considerável rigidez, que restringe o movimento relativo dos apoios. Com isto, os recalques diferenciais observados são menores do que os estimados convencionalmente (Meyerhof, 1959; Gusmão, 1990; Lopes e Gusmão, 1991). A consideração desse efeito pode viabilizar fundações, que não seriam possíveis em uma análise convencional (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

- Enquanto o recalque diferencial diminui com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, o recalque absoluto médio é praticamente independente, ou seja, a distribuição ou dispersão dos recalques é governada pela interação solo-estrutura (Meyerhof, 1959).

A consideração da interação solo-estrutura na análise de estruturas de edifícios pode levar a projetos otimizados, mais realistas e, sob determinadas

condições, viabilizar projetos de fundações que seriam inaceitáveis em uma análise convencional (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

Testemunha-se a importância do uso deste tipo de análise nos sistemas estruturais de edifícios e percebe-se a necessidade de tornar esta metodologia prática usual nos escritórios de projeto onde o mecanismo de interação solo-estrutura é relevante.

#### **1.4 METODOLOGIA EMPREGADA**

No modelo desenvolvido de análise da interação solo-estrutura, a superestrutura (lajes, vigas e pilares) e os elementos estruturais de fundação (blocos e estacas) em contato com o maciço de solos são considerados integrados, formando uma estrutura única, modelada pelo método dos elementos finitos.

Para representação do maciço de solos, empregou-se modelo geotécnico, que permite compor a matriz de flexibilidade do solo partindo das equações de Mindlin (1936), para meio contínuo, homogêneo, isótropo e semi-infinito. Utiliza-se a técnica de Steinbrenner (1934) para representação de solos estratificados e considera a existência de uma superfície indeslocável.

Segundo essa metodologia, as forças aplicadas nas estacas são discretizadas em um sistema estaticamente equivalente de forças pontuais, distribuídas de acordo com o diagrama de transferência de carregamento ao longo do fuste e na base da estaca, cujos efeitos são superpostos para determinação dos deslocamentos do solo, imediatamente abaixo da base da estaca.

O diagrama de transferência de carregamento nas estacas pode ser determinado a partir do conhecimento da força na estaca, por exemplo, uma força unitária, e do diagrama de ruptura do método semi-empírico Aoki-Velloso (1975), ou

outro, com base nos valores de sondagem do SPT e nos coeficientes tabelados para determinado tipo de solo e estaca. Admite-se que a força na base da estaca só é despertada após a total mobilização da capacidade máxima de resistência no contato fuste da estaca-solo (Aoki, 1979).

Para acompanhamento de desempenho da estrutura do edifício San Carlo, objeto da pesquisa, fez-se o monitoramento de recalques e medições de deformações nos pilares.

Procedeu-se o monitoramento dos recalques nivelando-se pontos de referência, constituídos por pinos engastados nos pilares do edifício, em relação a uma referência fixa de nível, *bench mark*, instalada de forma a não sofrer influência da própria obra ou de outras causas. Os pinos servem de apoio para a mira. Com nivelamentos periódicos, obtiveram-se valores de recalques em diferentes fases de carregamento e de construção do edifício.

Para medições de deformação em pilares, utilizou-se um extensômetro removível, desenvolvido para esta pesquisa. Um par de pinos foi fixado em cada pilar do edifício, devidamente afastados, na linha central de uma de suas faces, onde se faziam as medições de encurtamento elástico, nas várias fases de construção e carregamento. Com essas medidas, por meio da metodologia proposta por Russo (2005), as solicitações normais em pilares foram determinadas de modo indireto, levando-se em conta as variações dos fatores ambientais e a reologia do concreto.

## 1.5 RESUMO DOS CAPÍTULOS

No próximo capítulo apresenta-se a revisão da literatura referente ao estudo da interação solo-estrutura, destacando-se os trabalhos que utilizam fundações profundas e os que consideram o acompanhamento de desempenho das estruturas.

No terceiro capítulo, faz-se uma explanação sobre a análise numérica desenvolvida, com alguns exemplos de validação dessa análise.

No quarto capítulo, é estabelecida uma metodologia geral para monitoramento de recalques e deformações em pilares.

No quinto capítulo, mostra-se todo o estudo do edifício San Carlo, desenvolvido no campo, e os resultados de recalques e deformações obtidos em seus pilares.

No sexto capítulo, apresenta-se o estudo numérico do edifício analisado por três metodologias distintas, e com ênfase especial no método numérico desenvolvido nesta pesquisa.

Por fim, no último capítulo, apresentam-se as conclusões gerais deste trabalho e sugestões para futuras pesquisas.



## *2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA*

---

Nesta pesquisa bibliográfica, selecionaram-se preferencialmente os trabalhos ligados a interação solo-estrutura e acompanhamento de desempenho estrutural em edifícios com fundação profunda, já que este é o objeto principal deste trabalho.

Nota-se uma escassez de casos de medições de recalques e de estimativa de cargas em pilares de edifício, particularmente para o caso de estacas escavadas e do tipo hélice contínua. Essa ausência de medições talvez seja explicada pelo fato de os projetistas acreditarem que os recalques em fundações profundas são menores que em fundações rasas e, portanto, aceitáveis.

### *2.1 METODOLOGIAS DE ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA*

A metodologia de análise considerando interação solo-estrutura teve como precursores os trabalhos de Meyerhof (1953) e de Chameki (1954).

Meyerhof (1953) apresentou trabalho considerando efeitos da interação solo-estrutura em edificações. Mostrou que o solo, a subestrutura e a superestrutura poderiam ser considerados uma estrutura integrada, no cálculo da estimativa de recalques totais e diferenciais dos elementos de fundações, ao considerar as características do solo e a rigidez da estrutura. Concluiu que os recalques totais são pouco afetados pela rigidez da estrutura, mas os diferenciais não só dependem dos

fatores que governam os recalques totais, como também do tipo e da rigidez da estrutura e da variação de compressibilidade do solo.

Recalques diferenciais, mais difíceis de serem previstos, segundo o autor, podem alterar a estabilidade da edificação sob carga de trabalho. Baseando-se no fato que as estruturas, na prática, apresentam rigidez da subestrutura bem menor do que a da superestrutura, ele desenvolveu expressões para estimativa da rigidez de estruturas rígidas abertas ou fechadas com painéis de vedação, e sugeriu expressões que permitem substituir uma edificação real por outra mais simples, com rigidez equivalente.

Relata-se, como primeira manifestação no Brasil, com tema interação solo-estrutura, o trabalho de Chameki (1954), apresentado no 1º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Esse autor elaborou processo iterativo. Primeiro, calculam-se as reações de apoio da superestrutura, considerando-se apoios indeslocáveis e coeficientes de transferência de carga, que são as reações verticais dos apoios, provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado. Em seguida, calculam-se os recalques para as reações de apoio da estrutura indeslocável. Inicia-se, então, processo iterativo com consideração da rigidez da estrutura, no qual, por meio da utilização de expressões estabelecidas, são fornecidas as novas reações de apoio, sendo obtidos novos valores de recalques. O processo é repetido até que os valores de reações de apoio e recalques convirjam entre si. Observou, com seu trabalho, que a consideração da rigidez da estrutura, no cálculo dos recalques da fundação, influencia os recalques diferenciais, tornando-os menos acentuados que os calculados por métodos convencionais e mais próximos dos recalques medidos.

Um dos primeiros estudos do comportamento de estacas, considerando a interação solo-estrutura, deve-se a Poulos e Davis (1968), que estudaram o problema de uma estaca cilíndrica incompressível isolada, submetida à ação de carga axial, imersa em meio semi-infinito, isótropo e homogêneo.

No citado trabalho, a tensão cisalhante ao longo do fuste da estaca foi admitida constante, e, na base, foi considerada atuando, apenas, tensão axial. Foi empregada a solução de Mindlin para os cálculos dos deslocamentos verticais. As integrais foram resolvidas analiticamente, na direção do eixo da estaca, e numericamente, ao longo de seu contorno.

Posteriormente, Poulos (1968) apresentou análise de grupo de estacas. Fez um estudo da interação de duas estacas idênticas, com carregamentos semelhantes e, a partir dos resultados obtidos, aplicou o método a um grupo de estacas, onde considerava a superposição elástica da influência de todos os elementos do grupo, tomados sempre dois a dois.

Utilizando as equações de Mindlin para representar o maciço de solos, e discretizando a estaca pelo método das diferenças finitas, Poulos (1971) estudou uma estaca submetida a uma força horizontal e a um momento.

Poulos (1975) propôs, para estimativa de recalques de fundações, uma metodologia de análise baseada no cálculo matricial, que incorporava a interação solo-estrutura. Para análise tem-se:

- Equação relacionando comportamento da superestrutura com recalques de apoio-interação superestrutura-fundação:

$$\{V\} = \{V_o\} + [SM] \{\delta\} \quad (2.1)$$

- Equação relacionando comportamento da fundação e do maciço de solos, interação fundação-macijo de solos:

$$\{\delta\} = [FM] \{V\} \quad (2.2)$$

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

$\{V_o\}$  – vetor de reações de apoio, obtido pela análise convencional, 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 cada apoio;

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

Combinando-se a Eq. (2.1) e a Eq. (2.2), a interação solo-estrutura é estabelecida:

$$\{V_o\} = (I - [SM] [FM]) \{V\} \quad (2.3)$$

A solução da Eq. (2.3) fornece as reações de apoio desconhecidas  $\{V\}$ , e por meio da Eq. (2.2) determinam-se os deslocamentos  $\{\delta\}$ . Na Eq. (2.3),  $I$  representa a matriz identidade.

Considerando-se o modelo tridimensional, em cada apoio existem seis componentes de reação (três de forças e três de 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 de ordem  $6n$ , e as matrizes de rigidez e flexibilidade, quadradas de dimensão  $6n \times 6n$ .

O deslocamento em um apoio pode não depender apenas do seu carregamento, mas também do carregamento dos demais apoios, já que o solo é modelado como meio contínuo e perfeitamente elástico, significando que os termos da matriz de flexibilidade, fora da diagonal principal, podem ser não nulos.

Os resultados de um estudo paramétrico, realizado por Poulos (1975), em um pórtico plano, mostraram que, em geral, a rigidez da estrutura tende a reduzir os recalques diferenciais.

Paiva (1993) apresenta uma formulação do método dos elementos de contorno (MEC) para fundações tipo radier enrijecidas por estacas, levando em conta a simultaneidade de todas as interações no sistema radier-estaca-solo. Paiva utiliza a solução fundamental de Mindlin (1936), para cálculo dos recalques; equações integrais de placas, da teoria clássica de placas, para representar o radier flexível, e um único elemento de contorno para representar cada estaca, onde as tensões cisalhantes ao longo do fuste são interpoladas por um polinômio do segundo grau. Na extremidade inferior da estaca, as tensões normais são admitidas uniformes; um nó funcional adicional é definido nessa região. Na modelagem, admite-se a compatibilidade entre a superfície de contato estaca-solo. A interface radier-solo é dividida em elementos de contorno triangulares, com um nó funcional em cada vértice; a força de superfície de contato varia linearmente ao longo do elemento. Baseando-se na metodologia anterior, Mendonça (1997) trabalha com estacas flexíveis e o radier modelado pelo método dos elementos finitos de placa DKT e HMS. Em Mendonça e Paiva (2000), as abordagens anteriores são

estendidas para problemas modelados pelo MEC, em que todos os componentes do sistema, formado pelos elementos estruturais e pelo maciço de solos são admitidos flexíveis.

Aoki (1989, 1997) propôs um modelo simples de transferência de carga vertical isolada para o maciço de solos e, posteriormente, para o caso de grupo de estacas e de grupo de blocos interligados pela superestrutura. Para o cálculo das estruturas considerando a interação solo-estrutura, sugeriu o seguinte procedimento:

- inicialmente, o engenheiro estrutural calcula as cargas nos pilares, considerando que as fundações são indeslocáveis:

- a partir dessas cargas, o engenheiro de fundações calcula os recalques, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo a bacia de recalques;

- o engenheiro estrutural divide as cargas pelos recalques e obtém os coeficientes de mola iniciais em cada pilar, e recalcula as cargas nos pilares, considerando a estrutura sobre apoios elásticos;

- a partir dessas novas cargas, o engenheiro de fundações recalcula os recalques, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo nova bacia de recalques;

- o engenheiro estrutural reavalia os novos coeficientes de mola, a partir dessa nova bacia de recalques, recalcula as cargas e as envia ao engenheiro geotécnico.

O processo é iterativo, até que se atinja a convergência desejada.

Matos Filho (1999) desenvolveu um modelo de estaca isolada, ou grupo de estacas, submetida à ação de um carregamento horizontal, vertical e momento em

duas direções, sendo o solo modelado pelo método dos elementos de contorno, com uso das equações de Mindlin, e as estacas modeladas como elementos de barra.

Almeida (2003) estudou o problema da interação solo-estrutura através de uma combinação entre o método dos elementos de contorno e o dos elementos finitos. O solo e o elemento estrutural de fundação foram modelados pelo método dos elementos de contorno, e a superestrutura, pelo método dos elementos finitos. Posteriormente, Ribeiro (2005) introduziu mais recursos nessa modelagem numérica.

Oshima (2004) usa formulação onde as estacas são modeladas pelo método dos elementos finitos-elemento de barra-, e o solo pelo método dos elementos de contorno, com a solução de Mindlin. Os sistemas de equações do solo e das estacas, para elementos verticais, são apresentados como uma combinação de ambos, originando um único sistema final de equações.

Colares (2006) desenvolveu um programa computacional para avaliação da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado assentes em sapatas. Utilizou o método de Aoki e Lopes (1975), para cálculo de recalques, e o método dos elementos finitos, para modelar os elementos estruturais de fundação.

Ribeiro (2009) elaborou uma ferramenta numérica para a simulação estática de problemas tridimensionais da interação solo-estrutura, onde o solo é modelado com o método dos elementos de contorno, empregando as soluções de Kelvin, válidas para sólidos tridimensionais, e uma técnica alternativa na consideração do maciço não-homogêneo, e o método dos elementos finitos para representar todas as estruturas que interagem com o solo.

## **2.2 FATORES INFLUENTES NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Serão considerados três fatores: rigidez relativa estrutura-solo, número de pavimentos e influência da seqüência construtiva.

### **2.2.1 RIGIDEZ RELATIVA ESTRUTURA-SOLO**

Análises desenvolvidas por Meyerhof (1953), Gosch (1978), Barata (1986) e Gusmão (1990) mostraram que o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo e que os recalques total e diferencial máximo diminuem com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, sendo que os recalques diferenciais são mais influenciados por essa rigidez do que os recalques totais.

Ramalho e Corrêa (1991) analisaram dois edifícios com fundações em sapatas, sendo um edifício com sistema laje-cogumelo e o outro com sistema laje, viga e pilar, fazendo uma comparação entre considerar o solo como totalmente rígido ou admitir comportamento elástico. Os resultados da análise mostraram que é grande a influência da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura. Observaram que, nos pilares, os esforços normais e os momentos fletores tendem a uma redistribuição. Os edifícios com sistema estrutural laje-cogumelo mostram-se mais sensíveis a fundações flexíveis do que aqueles com sistema laje, viga e pilar.

Ferro e Venturini (1995) apresentaram uma formulação que considera a rigidez do meio contínuo infinito para fundações constituídas de grupo de estacas, onde o meio contínuo é resolvido a partir de representações integrais dos elementos de contorno, e a estrutura de fundação em estacas é tratada através de elementos finitos, obtendo-se um elemento de “fundação”, cuja rigidez do conjunto meio semi-

infinito mais a estrutura de fundação é levada em conta na análise do edifício. A combinação entre os métodos é obtida pela condição de compatibilidade de deslocamentos, sem o deslizamento ao longo das interfaces estaca-meio contínuo. Analisaram, então, edifícios de 4, 7, 10, 15, 20, 25, 30 e 40 pavimentos, comparando a fundação rígida e o elemento de fundação desenvolvido pelos autores. Os resultados mostram que este tipo de fundação apresenta deslocamentos superiores aos observados com fundação rígida. Os momentos fletores nas seções de ligação dos pilares com a fundação sofreram redução, por conta do movimento da fundação elástica.

Iwamoto (2000) utilizou procedimento computacional, em que um modelo tridimensional de interação solo-estrutura, que considera a contribuição da rigidez a flexão das lajes com elementos de vigas e pilares, aliado ao modelo de interação com efeitos de grupo de estacas, para estudar o comportamento de edifícios. Analisando um edifício de 15 pavimentos, ele verificou que a rigidez da estrutura contribui para diminuir recalques diferenciais e distorções angulares, tornando-se um fator mais favorável do que se tratar estrutura e solo separadamente. Concluiu, ainda, que os esforços secundários provenientes da interação são maiores nos pavimentos inferiores, mas, dependendo da rigidez relativa estrutura-solo, podem, em alguns casos, propagar-se para os pavimentos superiores.

### ***2.2.2 NÚMERO DE PAVIMENTOS DA EDIFICAÇÃO***

Goshy (1978), utilizando a analogia de vigas-parede, observou que quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior será sua rigidez na direção vertical. Porém essa rigidez não cresce linearmente com o número de pavimentos.

Percebe-se que há maior influência dos primeiros pavimentos, que se deve ao fato de que as estruturas abertas com painéis, nos planos verticais, comportam-se como vigas paredes. As partes mais baixas da estrutura sofrerão apenas deformações por flexão.

Gusmão e Gusmão Filho (1994) e Gusmão Filho (1995) concluíram que existe uma rigidez limite e que, uma vez atingida essa rigidez limite nos primeiros pavimentos, o aumento do número de andares não altera o valor da parcela de carga no apoio, devido à interação solo-estrutura. Terminada a redistribuição de carga nos apoios, por efeito da interação solo-estrutura, os recalques são função apenas do carregamento.

Moura (1995) observou que os momentos fletores nos pilares, introduzidos pela interação solo-estrutura, são maiores nos primeiros andares e diminuem à medida que aumenta o número de pavimentos. Ele concluiu que, embora a distribuição de solicitações seja bem mais significativa nos primeiros andares, dependendo da rigidez da superestrutura, essa distribuição pode propagar-se para os andares superiores.

Jordão (2003) estudou o efeito da interação solo-estrutura no comportamento global de uma estrutura de concreto armado sobre fundações profundas. A análise envolveu os seis graus de liberdade dos apoios modelados por meio de molas. Esse autor observou que a consideração da interação solo-estrutura leva a uma deslocabilidade maior da estrutura; portanto, os parâmetros de avaliação da estabilidade global de uma estrutura de concreto também são maiores, se comparados aos valores preconizados pela NBR 6118: 2003.

### 2.2.3 INFLUÊNCIA DA SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

A maior parte dos estudos sobre interação solo-estrutura, segundo Gusmão e Gusmão Filho (1994), assume a hipótese de não haver carregamento durante a construção. Entretanto, a rigidez da estrutura é influenciada por sua altura; a seqüência construtiva passa a ser importante na análise das estruturas de edifício que levam em conta a interação solo-estrutura. Esses autores observaram que, durante a construção, à medida que vai crescendo o número de pavimentos, ocorre uma tendência à uniformização dos recalques, devido ao aumento da rigidez da estrutura; porém, essa rigidez não cresce linearmente com o número de pavimentos, (figura 2.1).

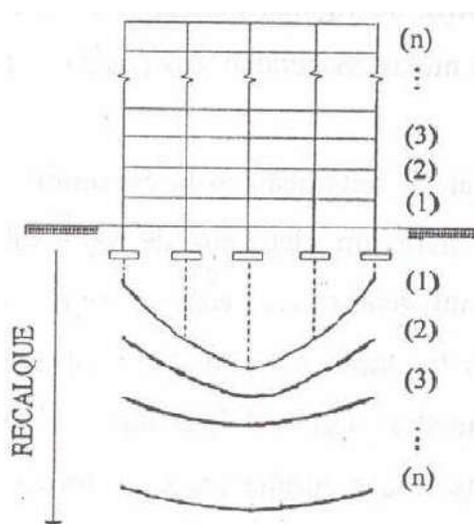


Figura 2.1 – Efeito da seqüência de construção nos recalques (Gusmão Filho, 1994)

Fonte *et al.* (1994) fizeram um estudo em um edifício de 14 andares, considerando a influência do processo construtivo, utilizando programa computacional que modela a estrutura pelo método dos elementos finitos.

Concluíram que, com relação aos recalques, o modelo que considera carregamento instantâneo, sem levar em conta a interação solo-estrutura, superestima os recalques diferenciais. Já o modelo que considera o efeito da interação solo-estrutura e aplica carregamento instantâneo subestima os recalques diferenciais por considerar para a estrutura uma rigidez maior que a real.

Levando em conta o efeito da seqüência construtiva, com o programa Módulo Interação, Moura (1999) analisou um edifício de 19 andares e observou uma grande influência do efeito construtivo na redistribuição das cargas nos pilares.

Holanda Júnior (1998), com programa computacional desenvolvido por Ramalho (1991), fez estudo em dois edifícios, sendo um de 21 pavimentos e o outro de 13, nos quais a superestrutura era representada por pórtico tridimensional, e o conjunto subestrutura-macício de solos, modelado por elemento de sapata rígida.

Esse autor observou que os deslocamentos verticais dos nós de um pavimento não são afetados pelo carregamento dos pavimentos inferiores. Deslocamentos diferenciais entre nós de um mesmo pavimento diminuem nos andares superiores, sendo máximos à meia altura do edifício. As deformações axiais dos pilares seguem o mesmo raciocínio.

Reis (2000) estudou o efeito da influência recíproca de um grupo de três edifícios, com fundações superficiais, em maciço de argila mole, com a consideração da interação solo-estrutura. Para simular o comportamento da argila mole ao longo do tempo, aplicou o modelo reológico de Kelvin em suas implementações. Os resultados obtidos mostraram que os recalques calculados levando em conta a influência do grupo de edifícios foram maiores que os obtidos considerando cada

bloco isolado. Por outro lado, o efeito de grupo diminuiu com o aumento da distância entre os blocos vizinhos.

### *2.3 TRABALHOS PRÁTICOS NO BRASIL*

Apresentam-se nesta seção os trabalhos práticos realizados no Brasil, sobre acompanhamento de desempenho de estruturas de edifícios de concreto armado com fundação profunda.

Segundo Alonso (1991), quando as cargas mais importantes nas fundações são as verticais, o acompanhamento da evolução dessas cargas, bem como dos seus correspondentes recalques, constitui um importante conhecimento para avaliação do comportamento da estrutura.

A NBR 6122:1996 “Projeto e execução de fundações” ressalta que o acompanhamento e a instrumentação de fundações têm os seguintes objetivos:

- acompanhar o funcionamento da fundação, durante e após a execução da obra, para permitir tomar, em tempo, as providências eventualmente necessárias;
- esclarecer anormalidades constatadas em obras;
- ganhar experiência local quanto ao comportamento do solo sob determinados tipos de fundação e de carregamento;
- permitir comparação de valores medidos com valores calculados, com objetivo de aperfeiçoar os métodos de previsão de recalques e de fixação das cargas admissíveis.

Vargas e Leme de Moraes (1989) mostraram medidas de recalques, desde o início da construção, em algumas obras situadas na cidade de São Paulo. Em

medições feitas em fundações profundas nas areias basais paulistas, esses autores perceberam valores significativos de recalques durante e após a construção, por efeito da fluência do solo.

Gusmão Filho (1995) acompanhou as leituras de recalques, feitas quinzenalmente e durante 18 meses de construção, em sete edifícios de um conjunto habitacional na cidade do Recife. Fez, também, o levantamento das fissuras na estrutura e na alvenaria dos prédios, durante esse período. Os edifícios possuíam a mesma estrutura de concreto armado com 18 lajes e fundações em estacas pré-moldadas de concreto. Apesar dos prédios serem idênticos, os desempenhos mostraram-se diferentes, uma vez que o perfil geotécnico do terreno era bastante variável. Percebeu para os sete edifícios, o efeito da interação solo-estrutura na redistribuição de cargas nos pilares, além da maior influência dos primeiros pavimentos, na rigidez da estrutura.

Gusmão Filho pode confirmar que os danos, devidos a recalques, diminuem de intensidade de baixo para cima do edifício, e que raramente alcançam mais de cinco pavimentos. Ele recomenda, então, que se adie a execução das alvenarias nos primeiros pavimentos, para após o término da execução da estrutura (figura 2.2).

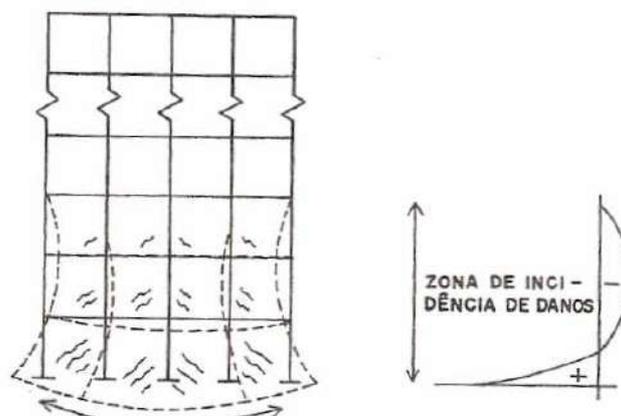


Figura 2.2 – Zona de influência de danos devidos a recalques (Gusmão Filho, 1995)

Lobo, Ferreira e Albiero (1994) documentaram medições de recalques em um edifício de concreto armado na cidade de Bauru, SP, constituído de um pavimento térreo de garagem, primeiro andar e dez pavimentos tipos, com fundações profundas em tubulões.

Os recalques de todos os pilares foram medidos desde agosto de 1994, logo após a concretagem da primeira laje do andar tipo e desforma dos pilares do pavimento térreo. O último levantamento foi realizado em agosto de 1996.

Foi observado que, apesar do edifício apresentar relativa simetria em planta, tal simetria não foi verificada nos valores dos recalques.

Nas regiões de maiores recalques, ocorria acúmulo de águas pluviais durante a época de chuva, pois houve escavação de aproximadamente dois metros para se fazer o subsolo.

O maior umedecimento nessa região pode ter provocado redução na resistência lateral ao longo do fuste, com aumento da parcela de carga na base e

consequente aumento de recalques nessas regiões. Lobo, Ferreira e Albiero associaram tal fato à colapsibilidade do solo de Bauru.

Danziger *et al.* (2000) apresentaram medidas de recalques, desde o início da construção, para um prédio com fundações em estacas tipo Franki, na cidade do Rio de Janeiro.

Os resultados mostraram que, mesmo se tratando de uma obra em fundações profundas assentes em areia, os recalques continuaram a ocorrer após o término da construção e a ocupação do prédio, embora de menor importância, indicando a ocorrência da fluência do solo.

Também foi constatada a uniformização dos recalques e a redistribuição das cargas, à medida que a construção avançava, em função da interação solo-estrutura.

Costa (2003) analisou um edifício, no Rio de Janeiro, com fundação profunda em solo estratificado, a partir de medições de recalques acompanhados desde o início da construção.

Ele estudou a redistribuição de cargas nos pilares, quando se considera a interação solo-estrutura, a uniformização de recalques, bem como a previsão do comportamento da estrutura e o do desempenho global da obra.

Russo( 2005) apresentou resultados de medidas de carga e de recalque em 20 pilares contíguos de uma estrutura pré-moldada de concreto armado, composta de um pavimento térreo, três pisos tipos e cobertura. Essa estrutura, executada na cidade de Curitiba, era apoiada em fundações do tipo estaca cravada. Os recalques foram medidos por meio de nivelamento ótico de precisão, e as solicitações normais

em pilares foram avaliadas indiretamente por meio da variação de seu comprimento, utilizando-se extensômetro mecânico removível.

Utilizando metodologia proposta por Dunicliff (1993), Russo (2005) interpretou os valores de deformação medidos no extensômetro mecânico, com a consideração das variações de fatores ambientais e a reologia do concreto, e determinou as solicitações verticais nos pilares, obtendo uma boa concordância entre os valores medidos e os valores fornecidos pelo cálculo estrutural.



### 3. ANÁLISE NUMÉRICA – MODELO ADOTADO

---

#### 3.1 MODELOS BÁSICOS

Segundo Aoki & Cintra (2004), os modelos básicos de análise da interação solo-estrutura, que adotam como origem dos eixos de referência qualquer ponto sobre a superfície indeslocável, superfície da rocha sã ou superfície abaixo da qual as deformações do maciço de solos podem ser desprezadas, compreendem:

a) Dois corpos em equilíbrio: a superestrutura, com contorno inferior limitado pela superfície das bases dos pilares, e a fundação, com contorno limitado pela superfície das bases dos pilares e o maciço indeslocável (figura 3.1):

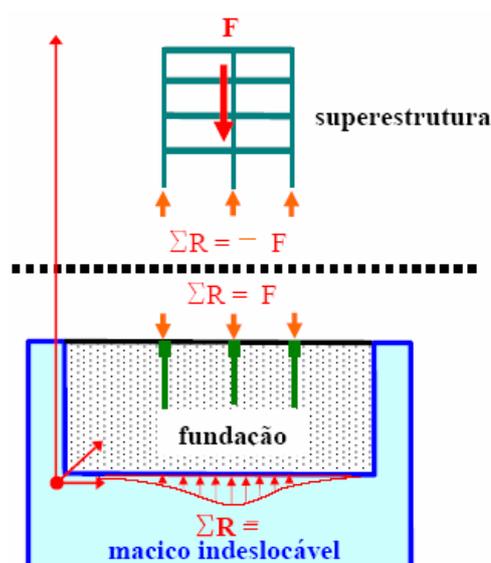


Figura 3.1 – Modelo de equilíbrio superestrutura e fundação (Aoki, 2004)

b) Dois corpos em equilíbrio: a estrutura, com o contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação, e o maciço de solos com contorno limitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação e o maciço indeslocável (figura 3.2).

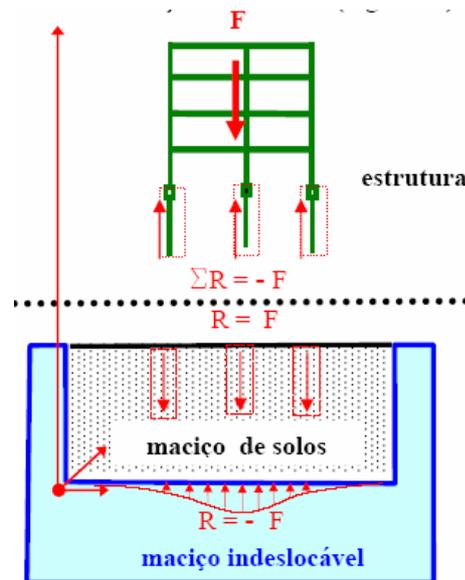


Figura 3.2 – Modelo de equilíbrio estrutura e maciço de solos (Aoki, 2004)

c) Um só corpo em equilíbrio: o sistema global formado pela estrutura e pelo maciço de solos, com contorno limitado pelo maciço indeslocável (figura 3.3):

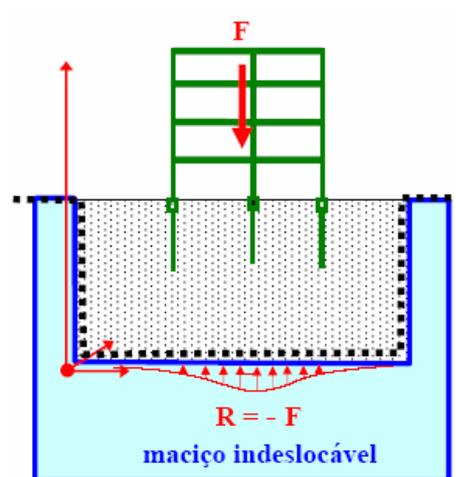


Figura 3.3 – Modelo de equilíbrio do sistema global (Aoki, 2004)

O modelo (a), utilizado nas pesquisas de Chameki (1956), Moura (1995) e Iwamoto (2000), considera o equilíbrio no topo dos elementos estruturais de fundação e utiliza processo iterativo: as forças aplicadas nas fundações geram recalques e estes geram, deslocabilidade da superestrutura e vice-versa.

Já o modelo (c) trabalha considerando a estrutura total, formada por: superestrutura, elementos estruturais de fundação e maciço de solos. Nesta metodologia, a superestrutura, os elementos estruturais de fundação e o maciço de solos são, geralmente, modelados pelo método dos elementos finitos, ou a superestrutura e os elementos estruturais de fundação são modelados por elementos finitos, e o maciço de solos, por elementos de contorno, com fizeram Coda (2000) e Dimas (2009). As incógnitas, constituídas pelas reações do solo ao longo das superfícies de contato solo-estrutura, são determinadas através da compatibilidade de deslocamentos na interface estrutura-solo, com a utilização de convenientes elementos de interface.

### **3.2 *MODELO ESTRUTURAL ADOTADO***

Nesta pesquisa, empregou-se o modelo básico de interação solo-estrutura comentado na seção 3.1(b), em que a estrutura é o conjunto formado pela superestrutura e pelos elementos estruturais de fundação, sendo estes últimos constituídos pelos blocos de coroamento das estacas e pelas estacas (figura 3.4).

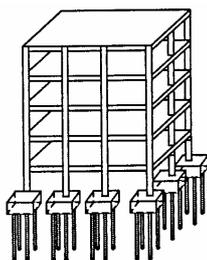


Figura 3.4 – Representação da estrutura (Iwamoto, 2000)

A estrutura será representada por um modelo de pórtico espacial, sendo seus elementos formados por barras, idealizadas por seus eixos geométricos, e definidas pela posição de seus pontos nodais extremos.

Cada ponto nodal extremo da barra terá seis graus de liberdade no espaço tridimensional, sendo três translações ( $u_1, u_2, u_3$ ) e três rotações ( $u_4, u_5, u_6$ ).

A cada nó de extremidade da barra estão associados seis esforços seccionais: força normal,  $N$ ; força cortante segundo o eixo  $y$ ,  $V_y$ ; força cortante segundo o eixo  $z$ ,  $V_z$ ; momento fletor de vetor representativo segundo o eixo  $y$ ,  $M_y$ ; momento fletor de vetor representativo segundo o eixo  $z$ ,  $M_z$ ; e momento de torção  $T$ , como ilustrado na figura 3.5.

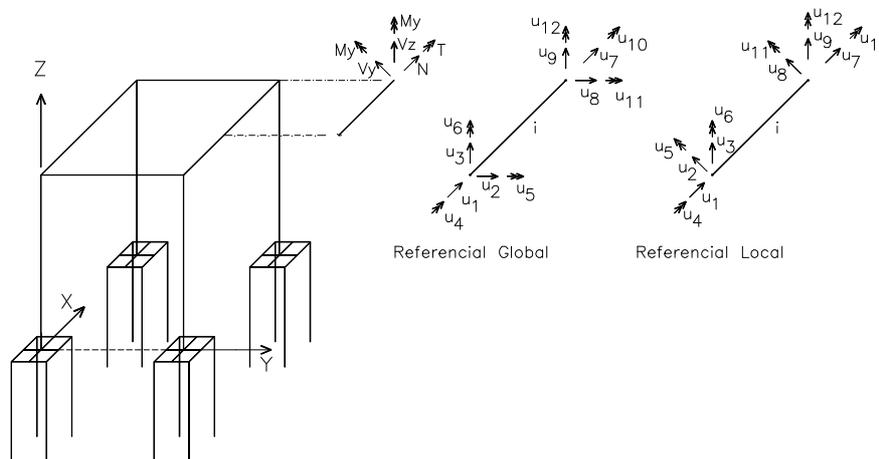


Figura 3.5 – Deslocamentos e esforços solicitantes em elemento de pórtico espacial

Particularmente, os blocos de coroamento serão definidos por um reticulado plano, composto por barras rígidas interligando o topo das estacas e o pilar correspondente.

Na modelação da estrutura de edifícios por elementos finitos de barra, faz-se necessário representar o comportamento das lajes como diafragma rígido.

Para simular a ação do diafragma das lajes, no modelo proposto, a rigidez à flexão das vigas no plano da laje é majorada até que não se verifiquem deslocamentos relativos entre os nós de um mesmo pavimento.

A dedução da relação deslocamentos versus esforços locais, para o elemento de barra de pórtico espacial, encontra-se bem documentada, por exemplo, em Soriano (2005). Seguindo a técnica do método dos elementos finitos, matricialmente, essa relação pode ser expressa por:

$$[K_{i,L}] \{u_L\} = \{a_L\} \quad (3.1)$$

onde:

$[K_{i,L}]$  é a matriz de rigidez da barra  $i$ , relacionada ao seu referencial local;

$\{u_L\}$  é o vetor de deslocamentos nas extremidades da barra  $i$ ;

$\{a_L\}$  é o vetor das ações nas extremidades do barra  $i$ .

No apêndice (A) apresenta-se a matriz de rigidez,  $[K_{i,L}]$ , da barra de pórtico espacial de forma expandida.

A relação entre os deslocamentos e as forças externas do modelo estrutural é obtida pela associação adequada das matrizes de rigidez de todas as barras. Esta associação consiste, inicialmente, na projeção da equação (3.1), definida no sistema de eixo local da barra, para o sistema de eixos globais da estrutura (X, Y, Z).

Posteriormente, com todas as matrizes no mesmo referencial global, compõe-se a matriz de rigidez global da estrutura, a partir da relação entre os deslocamentos

locais e os globais.

Obtém-se, assim, a equação matricial de equilíbrio global da estrutura, relativa a seus eixos globais:

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (3.2)$$

Nesta equação:

$[K]$  é a matriz de rigidez global da estrutura;

$\{u\}$  é o vetor de deslocamentos nodais globais da estrutura;

$\{F\}$  é o vetor de forças nodais externas aplicadas na estrutura.

A equação (3.2) pode ser particionada, considerando os graus de liberdade associados aos nós das estacas e os graus de liberdade associados aos nós dos demais elementos da estrutura, sendo que, para o equilíbrio estrutural, tem-se:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{se} \\ K_{es} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_s \\ F_e \end{Bmatrix} \quad \text{ou} \quad \begin{aligned} [K_{ss}]\{u_s\} + [K_{se}]\{u_e\} &= \{R_s\} \\ [K_{es}]\{u_s\} + [K_{ee}]\{u_e\} &= \{F_e\} \end{aligned} \quad (3.3)$$

$$(3.4)$$

Nestas equações matriciais, tem-se:

$[K_{ss}]$  submatriz de rigidez da estrutura, relacionando forças em nós que pertencem ao contato estrutura-solo, forças essas devidas a deslocamentos em nós de contato estrutura-solo;

$[K_{se}]$  submatriz de rigidez da estrutura relacionando forças em nós de contato estrutura-solo, devidas a deslocamentos em nós da estrutura, fora do maciço de solos;

$[K_{es}]$  submatriz de rigidez da estrutura, relacionando forças em nós da estrutura, fora do maciço de solos, com deslocamentos em nós da estrutura, que

pertencem ao contato estrutura-solo;

$[K_{ee}]$  submatriz de rigidez da estrutura, relacionando forças em nós da estrutura, fora do maciço, com deslocamentos de nós também fora do maciço;

$\{u_s\}$  vetor deslocamento dos nós da estrutura, que pertencem ao contato estrutura-solo;

$\{u_e\}$  vetor deslocamento dos nós da estrutura, fora do maciço de solos;

$\{R_s\}$  vetor de forças reativas do maciço de solos na estrutura;

$\{F_e\}$  vetor de forças externas aplicadas em nós da estrutura, fora do maciço de solos;

Esse particionamento pode ser visualizado no esquema da figura 3.6.

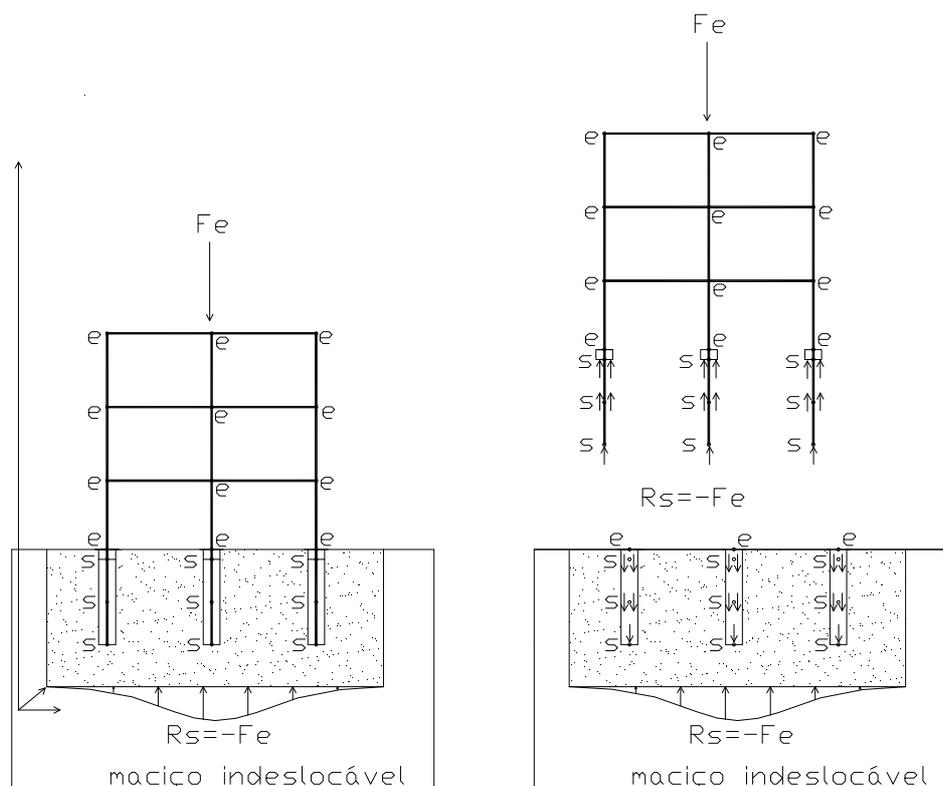


Figura 3.6 – Discretização da estrutura e do maciço de solos

Considerando o maciço de solos como material elástico linear, é possível determinar uma matriz de rigidez que associe deslocamentos e forças no seu interior.

A matriz de rigidez do solo,  $[S_{ss}]$ , é obtida com a inversão da matriz de flexibilidade do solo,  $[M_{ss}]$ , determinada pelas equações de Mindlin (1936), para meio contínuo, homogêneo, isótropo e semi-infinito. Assunto apresentado na próxima seção.

Sendo, então,  $[S_{ss}]$  a matriz de rigidez do solo associada aos pontos nodais das estacas do modelo, pode-se escrever:

$$[S_{ss}]\{u_s\} = \{-R_s\} \quad (3.5)$$

Substituindo-se a equação (3.5) em (3.3) e fazendo-se algumas operações matriciais, chega-se à equação:

$$[K_{ss}]\{u_s\} + [K_{se}]\{u_e\} = -[S_{ss}]\{u_s\} \quad (3.6)$$

$$[K_{ss}]\{u_s\} + [S_{ss}]\{u_s\} + [K_{se}]\{u_e\} = 0 \quad (3.7)$$

$$[[K_{ss}] + [S_{ss}]]\{u_s\} + [K_{se}]\{u_e\} = \{0\} \quad (3.8)$$

E reescrevendo o sistema apresentado em (3.3) e (3.4), fica-se com:

$$\begin{bmatrix} (K_{ss} + S_{ss}) & K_{se} \\ K_{es} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_e \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

ou  $[K^*]\{u\} = \{F^*\}$

Este sistema representa a equação de equilíbrio global da estrutura, considerando a compatibilização dos deslocamentos nos pontos nodais de contato

estaca-solo.

Se a condição de compatibilidade, anteriormente descrita, elimina a possibilidade de movimento de corpo rígido, da estrutura como um todo e de qualquer uma de suas partes, o sistema (3.9) terá solução única, e os esforços em cada barra poderão ser obtidos pela equação (3.1).

Do ponto de vista físico, pode-se interpretar que o papel da matriz  $[S_{ss}]$  na equação (3.9) é o de introduzir vinculações no modelo estrutural.

Se, por exemplo, a matriz de rigidez do solo,  $[S_{ss}]$ , só tem termos na sua diagonal, então, de acordo com a equação (3.5), a reação do solo em um ponto nodal de contato com a estaca é proporcional apenas ao deslocamento nesse ponto. Esse caso particular corresponde ao modelo de Winkler (1867) apud Velloso (2004), no qual a interação solo-estrutura é representada por molas independentes, dispostas em cada ponto nodal de contato estaca-solo.

No modelo proposto, a matriz de rigidez do solo tem termos não nulos fora da diagonal, e, portanto, a reação do solo em um ponto nodal depende dos deslocamentos de todos os pontos nodais de contato estaca-solo.

Utilizando-se a relação  $[S_{ss}]^{-1} = [M_{ss}]$ , na qual  $[M_{ss}]$  é a matriz de flexibilidade do solo, a equação (3.9) pode ser expressa diretamente por:

$$\begin{bmatrix} (M_{ss} K_{ss} + I) & M_{ss} K_{se} \\ K_{es} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_e \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Embora essa alternativa use diretamente a matriz  $[M_{ss}]$ , ela não é vantajosa do ponto de vista computacional, uma vez que se quebra a simetria da matriz de rigidez global da estrutura.

A utilização da equação (3.9) exige a inversão da matriz de flexibilidade do solo, porém ela é mais interessante uma vez que é preservada a simetria da matriz de rigidez global do modelo, e ainda permite a aplicação desta técnica de representação da interação solo-estrutura em análises não-lineares e dinâmicas.

### 3.3 OBTENÇÃO DA MATRIZ DE FLEXIBILIDADE DO SOLO

Neste item consideram-se: as equações de Mindlin (1936) para cálculo de deslocamentos no solo, exemplos de sua aplicação, procedimento para o caso de solos estratificados, o método de Aoki-Lopes (1975) para integração das equações de Mindlin e a montagem da matriz de flexibilidade.

#### 3.3.1 EQUAÇÕES DE MINDLIN

Para cálculo dos deslocamentos provocados por uma força vertical pontual  $P$  e por uma força horizontal  $Q$ , as quais podem estar aplicadas em qualquer ponto do interior do meio semi-infinito, têm-se as equações propostas por Mindlin (1936), que considera o solo como material elástico, homogêneo e isótropo (figura 3.7). Para cada tipo de força, vertical ou horizontal, há um conjunto de equações:

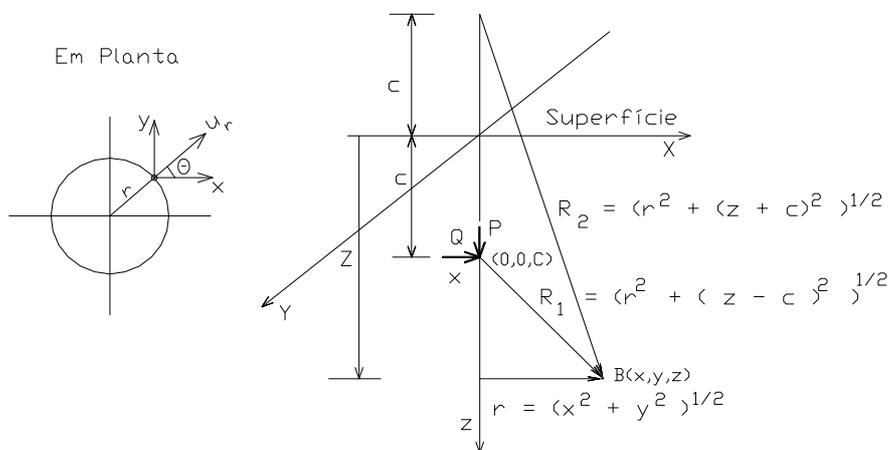


Figura 3.7 – Forças no interior de um espaço semi-infinito (Mindlin, 1936)

a) Para força vertical P aplicada, têm-se:

$$u_r = \frac{Pr}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} \right] \quad (3.11)$$

$$u_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.12)$$

$$u_y = u_r \sin \Theta$$

$$u_x = u_r \cos \Theta$$

b) E para força horizontal Q:

$$u_x = \frac{Q}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{(3-4\nu)}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2}\right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+c} \times \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)}\right) \right] \quad (3.13)$$

$$u_y = \frac{Qxy}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{1}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \quad (3.14)$$

$$u_z = \frac{Qx}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \quad (3.15)$$

Nesses dois conjuntos de equações:

$u_r$  é o deslocamento radial;

$u_x$  é o deslocamento na direção x;

$u_y$  é o deslocamento na direção y;

$u_z$  é o deslocamento na direção vertical  $z$  (recalque);

$\Theta$  é o ângulo entre a direção do deslocamento radial e a direção  $x$ ;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

$G$  é o módulo de elasticidade transversal do maciço, sendo  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ ;

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do maciço;

$P$  é a força vertical atuante;

$Q$  é a força horizontal atuante;

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad ; \quad R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2} \quad ; \quad R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2}$$

Salienta-se que as expressões de Mindlin (1936) estão definidas para um sistema de eixos locais.

### 3.3.2 APLICAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MINDLIN

Apresentam-se exemplos de aplicação direta das equações de Mindlin, nos quais analisam-se os deslocamentos verticais (recalques) e os horizontais em pontos do solo, ora na superfície, ora no interior. Primeiro, considera-se uma força Vertical  $P = 100$  kN, aplicada a 1 m da superfície e, posteriormente, uma força horizontal  $Q = 100$  kN, aplicada na mesma posição de  $P$ , apontando para direita, conforme ilustra a figura 3.8. Admite-se que o solo possua módulo de elasticidade transversal  $38.461$  kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,3.

Quatro casos são analisados: 1a, 1b, 2a e 2b.

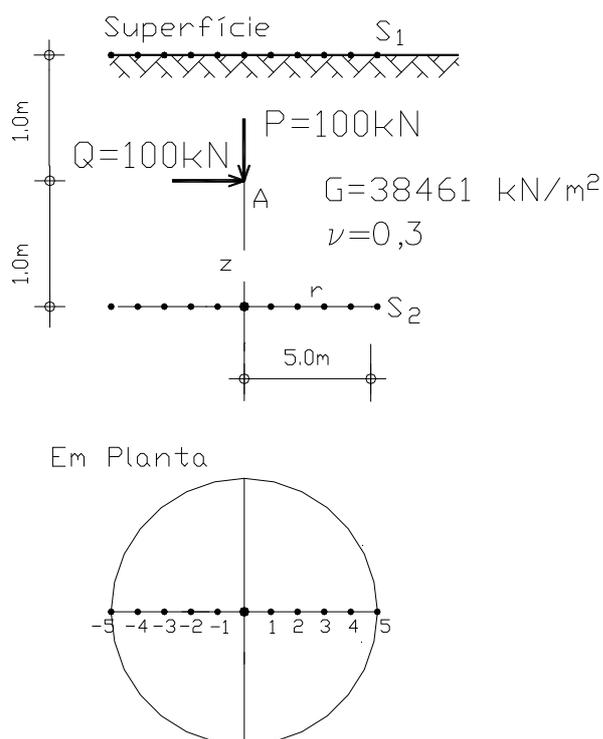


Figura 3.8 – Força vertical  $P$  e horizontal  $Q$  aplicada no interior do solo

Caso 1a – Recalques ( $w$ ) e deslocamentos horizontais ( $u$ ) na superfície  $S_1$  ( $z=0$ ), para a força vertical  $P=100\text{ kN}$ , aplicada a 1 m da superfície (figuras 3.9 e 3.10, respectivamente):

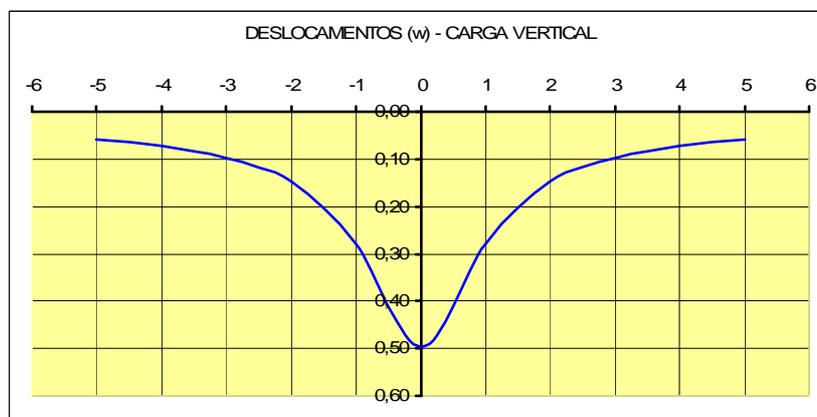


Figura 3.9 – Recalques (mm) na superfície  $S_1$ , para força vertical

Na figura 3.9, pode-se observar, como era de se esperar, que o máximo recalque ( $w = 0,50$  mm) ocorre sob o ponto de aplicação da força, com os valores diminuindo à medida que se afasta desse ponto.

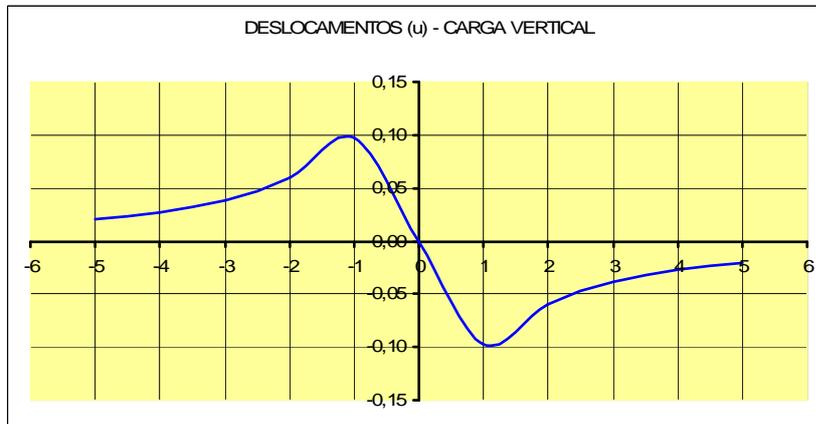


Figura 3.10 – Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície  $S_1$ , para força vertical

Os deslocamentos horizontais apontam para o centro do ponto de aplicação da força (figura 3.10), assumindo valores máximos 0,10 mm e -0,10 mm respectivamente a -1 m e a +1 m do ponto de aplicação da força.

Caso 1b – Recalques ( $w$ ) e deslocamentos horizontais ( $u$ ) na superfície  $S_1$  ( $z=0$ ), para força horizontal  $Q=100$  kN, aplicada a 1 m da superfície, (figura 3.11 e 3.12, respectivamente):

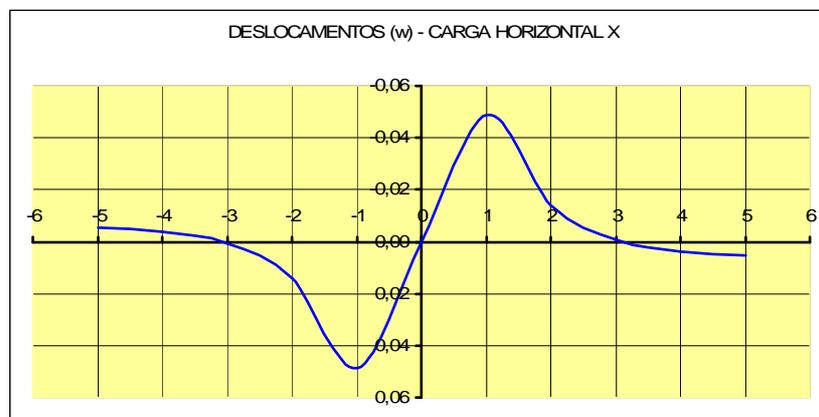


Figura 3.11– Deslocamentos verticais (mm) na Superfície  $S_1$ , para força horizontal

Na figura 3.11, nota-se que os deslocamentos são descendentes, à esquerda do ponto de aplicação da força, e ascendentes, do lado contrário, sendo que seus valores vão diminuindo, à medida que se afasta do ponto de aplicação da força.

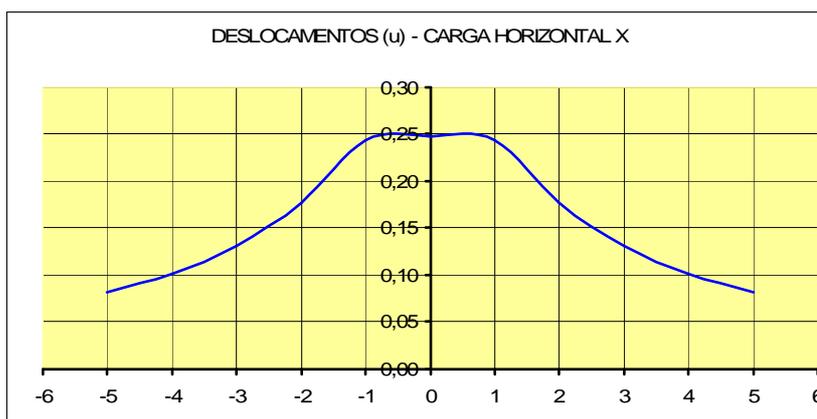


Figura 3.12 – Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície  $S_1$  para força horizontal

Já os deslocamentos horizontais caminham na mesma direção da força horizontal (figura 3.12) com valores decrescentes do centro para as extremidades.

Caso 2a – Recalques ( $w$ ) e deslocamentos horizontais ( $u$ ) na superfície  $S_2$  ( $z = 2$  m) para força vertical  $P = 100$  kN, aplicada a 1 m da superfície (figura 3.13 e 3.14, respectivamente).

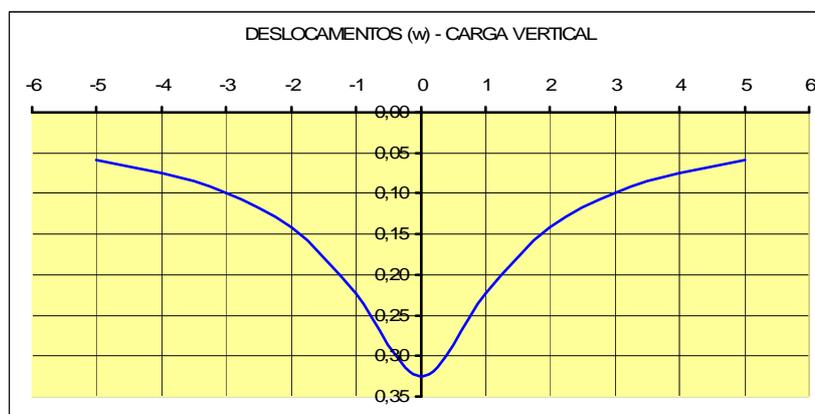


Figura 3.13– Deslocamentos verticais (mm) na Superfície  $S_2$ , para força vertical

Pode-se observar, na figura 3.13, que os deslocamentos verticais têm o mesmo comportamento do exemplo (1a) só que com valores 35% menores. Na figura 3.14, verifica-se que, para os deslocamentos horizontais, os valores são 65% menores que os do caso (1a), e caminham do centro para as extremidades.

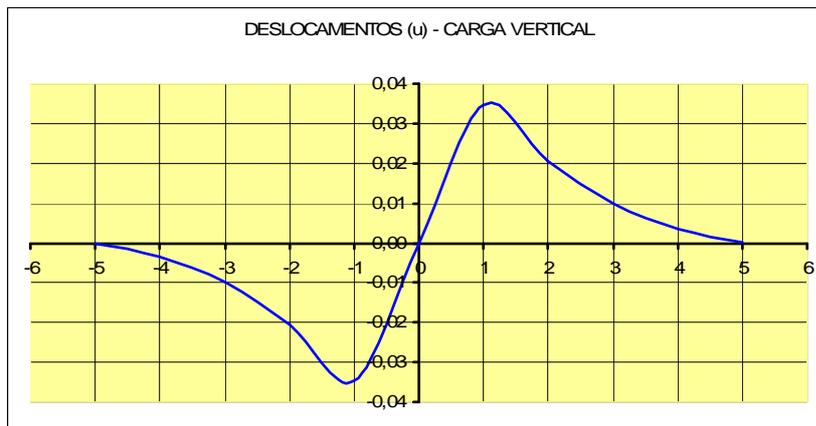


Figura 3.14– Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície  $S_2$ , para força vertical

Caso 2b – Recalques ( $w$ ) e deslocamentos horizontais ( $u$ ) na superfície  $S_2$ , ( $z = 2$  m), para a força horizontal  $Q=100$  kN, aplicada a 1 m da superfície (figuras 3.15 e 3.16, respectivamente).

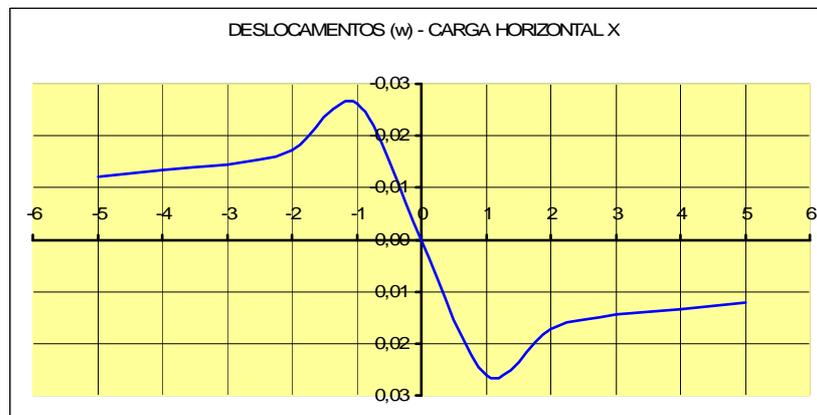


Figura 3.15– Deslocamentos verticais (mm) na Superfície  $S_2$ , para força horizontal

Pode-se observar, na figura 3.15, deslocamentos ascendentes do lado esquerdo da força, e descendentes do lado contrário, sendo que seus valores vão diminuindo à medida que se afasta da força e são 50% menores que os do caso (1b).

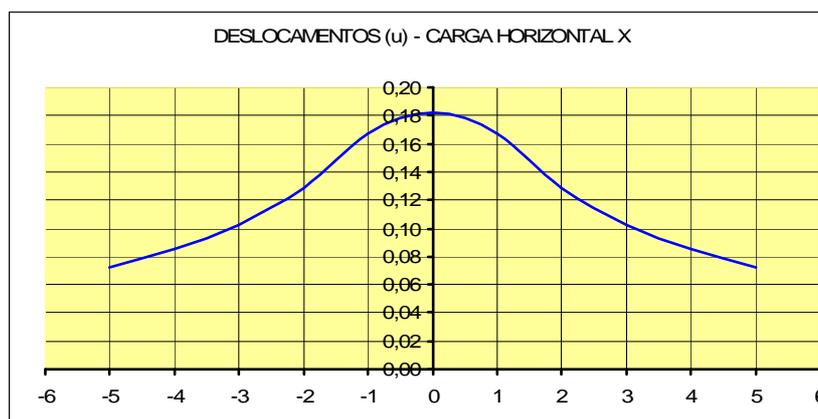


Figura 3.16– Deslocamentos horizontais (mm) na Superfície  $S_2$  para força horizontal

Os deslocamentos horizontais (figura 3.16) caminham na mesma direção da força horizontal, com valores decrescentes do centro para as extremidades, e são 28% menores que os do caso (1b).

### 3.3.3 SOLOS ESTRATIFICADOS

Para o caso de maciços estratificados e espessura finita, já que Mindlin (1936) considera o meio semi-infinito, Aoki e Lopes (1975) sugerem adotar o procedimento de Steinbrenner (1934), no qual o recalque ( $u_z$ ,  $w$  ou  $r$ ) pode ser obtido a partir da consideração de espessura infinita, pela diferença entre o recalque no ponto em estudo e o ponto onde se considera a superfície indeslocável (figura 3.17).

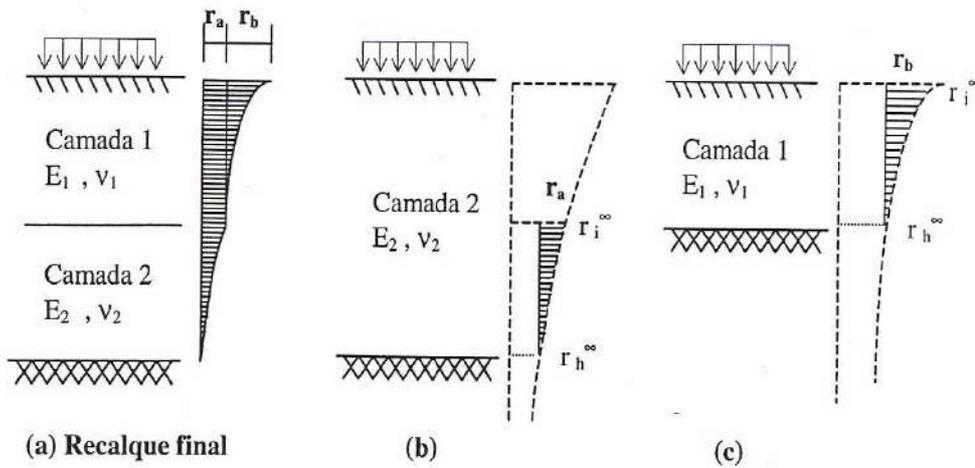


Figura 3.17 – Procedimento de Steinbrenner (1934) para solos estratificados  
(Iwamoto, 2000)

Calcula-se o recalque  $r_i^\infty$  na profundidade “i” no nível entre a superfície e o indeslocável e o recalque  $r_h^\infty$ , na profundidade “h”, escolhida como nível indeslocável. Como neste nível o recalque é teoricamente nulo, qualquer recalque no nível “i” acima será obtido pela diferença entre os recalques dos dois níveis:

$$r_i = r_i^\infty - r_h^\infty \quad (3.16)$$

A proposição de Steinbrenner (1934) pode ser generalizada para o caso em que existam várias camadas antes do indeslocável. Faz-se o cálculo de baixo para cima. Admite-se que todo solo, do indeslocável para cima, seja do mesmo material da camada 2 (figura 3.17b). Em seguida, calcula-se o recalque no nível do indeslocável e, depois, no topo da camada 2. O recalque dessa camada será:

$$r_a = r_i^\infty - r_h^\infty \quad (3.17)$$

O procedimento é repetido trasladando-se o indeslocável para o topo da camada já calculada. Utilizando-se as características do solo imediatamente acima, calcula-se o recalque  $r_b$  (figura 3.17c). O recalque no nível de aplicação da carga será obtido pela superposição dos recalques das camadas (figura 3.17a).

Chega-se, então, ao recalque total na base da estaca “i”:

$$r_i = r_{si} + r_{pi} \quad (3.18)$$

onde:  $r_{si}$  é o recalque da base da estaca “i”, formado pela somatória de todos os recalques de n camadas abaixo do nível da base da estaca, calculados, como exposto anteriormente, pelas equações de Mindlin, com a consideração de Steinbrenner; e a parcela  $r_{pi}$ , que corresponde a deformação elástica do fuste, calculada pela lei de Hooke, a partir do diagrama de esforço normal da estaca.

### 3.3.4 MÉTODO AOKI-LOPES (1975) - INTEGRAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MINDLIN

Segundo Aoki-Lopes (1975), as forças verticais que um grupo de estacas transmitem ao solo podem ser decompostas em um sistema equivalente de forças concentradas, cujos efeitos são superpostos para determinação de recalques em pontos determinados. O método utiliza as equações de Mindlin (1936), porém reescritas de tal modo a permitir a integração numérica.

A força na base da estaca, admitida uniforme, é transformada em um sistema estaticamente equivalente de forças pontuais, atuando em cada uma das subáreas divididas em  $n_1 \times n_2$  partes iguais, sendo que  $n_1$  é o número de divisões da

circunferência e  $n_2$  o número de divisões do raio da base  $R_b$  (figura 3.18b).

A força  $P_b$  atuante na base da estaca é subdividida em cada subárea:

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 n_2} \text{ aplicado no ponto } l_{i,j} \text{ na profundidade } c=Z_A \text{ (figura 3.18b)}$$

Os índices  $i, j$  servem para indicar a posição de cada sub-área.

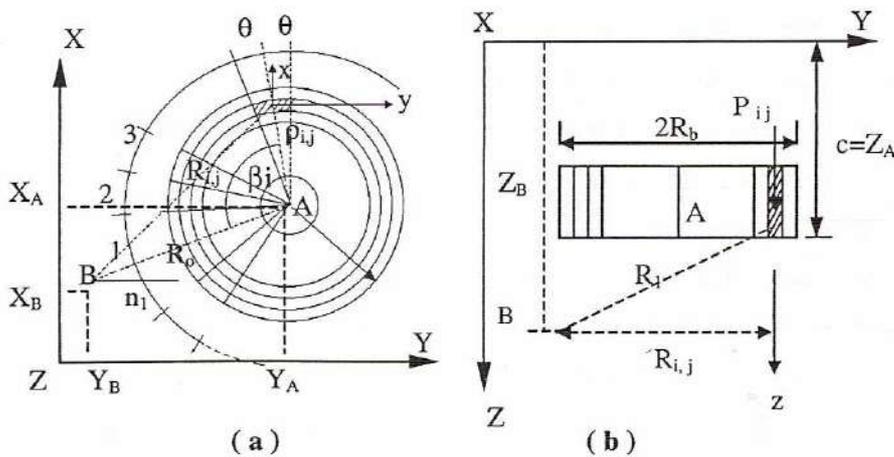


Figura 3.18 – Divisão da base em  $n_1 \times n_2$  subáreas (AOKI-LOPES, 1975)

A distância  $R_1$  entre o ponto aplicado  $P_{i,j}$  e o ponto B, onde se quer o recalque, é (figura 3.18b):

$$R_1 = \sqrt{R_{i,j}^2 + (z - c)^2} \quad z = Z_B \quad (3.19)$$

$R_{i,j}$  é a distância projetada no plano XY entre o ponto de aplicação  $P_{i,j}$  e o ponto B (figura 3.18a):

$$R_{i,j} = \left( R_0^2 + \rho_{i,j}^2 - 2R_0\rho_{i,j} \cos \beta_i \right)^{1/2} \quad (3.20)$$

$$\text{Onde: } R_0 = \left[ (X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2 \right]^{1/2} \quad (3.21)$$

$$\rho_{i,j} = \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{3\theta} \frac{R_b}{\sqrt{n_2}} [j\sqrt{j} - (j-1)\sqrt{j-1}] \quad (3.22)$$

$$\beta_i = \frac{180^\circ}{n_1} (2i-1) \quad (3.23)$$

$$\theta = \frac{180^\circ}{n_1} = \left( \frac{\pi}{n_1} \right) rd \quad (3.24)$$

A força no fuste da estaca é admitida com distribuição linear. A circunferência de raio  $R_s$  é subdividida em  $n_1$  partes iguais, e o trecho do fuste entre as profundidades  $D_1$  e  $D_2$  é subdividido em  $n_3$  partes iguais. Os índices  $i,k$  correspondem à posição do ponto  $i_{i,k}$  da superfície do fuste (figura 3.19).

A força  $P_{i,k}$  aplicada na profundidade  $c_k$  que varia entre  $D_1$  e  $D_2$  é:

$$P_{i,k} = \frac{(D_2 - D_1)}{2n_3} \left[ 2f_1 - \frac{2k-1}{n_3} (f_1 - f_2) \right] \quad (3.25)$$

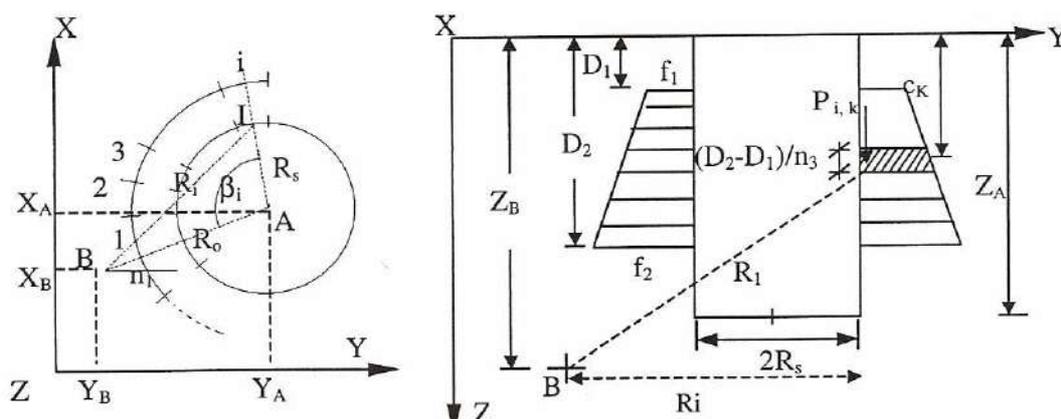


Figura 3.19 – Divisão do fuste da estaca em  $n_1 \times n_3$  subáreas (AOKI-LOPES, 1975)

A distância  $R_1$ , entre o ponto em que é aplicada  $P_{i,k}$  na profundidade  $c_k$  e o ponto B onde se quer o recalque, é:

$$R_i = \sqrt{R_i^2 + (z - c_k)^2} \quad z = Z_B \quad (3.26)$$

O valor de  $R_i$  é a distância projetada no plano XY entre os pontos de aplicação de força  $P_{i,k}$  e o ponto B onde se procura o recalque:

$$R_i = \left( R_0^2 + R_s^2 - 2R_0R_s \cos \beta_i \right)^{1/2} \quad (3.27)$$

$R_s$  é o raio do fuste e  $R_0$  é a distância projetada no plano XY entre o ponto A, centro da base, e o ponto B.

Obtêm-se os recalques devido à aplicação de um conjunto de forças verticais pontuais, em um ponto em estudo "B", pelo somatório de recalques devido às forças verticais atuantes nos fustes de um grupo de estacas e o somatório dos recalques devido às forças verticais atuantes nas bases de um grupo de estacas.

### 3.3.5 MONTAGEM DA MATRIZ DE FLEXIBILIDADE

Expressa-se a matriz de flexibilidade do solo  $[M_{ss}]$  por:

$$[M_{ss}] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nm} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

O coeficiente  $\delta_{i,j}$  representa o deslocamento na direção  $i$  para uma força unitária aplicada na direção  $j$ .

A matriz de flexibilidade é montada percorrendo-se todos os nós da discretização da estrutura, comuns ao solo e às estacas, e na sequência de numeração global dada aos nós das estacas. Para cada nó da estaca são considerados três graus de liberdade, correspondentes aos deslocamentos nas

direções x, y e z. Os graus de liberdade correspondentes às rotações não foram considerados na montagem da matriz de flexibilidade do solo.

Os termos  $\delta_{i,j}$  são obtidos aplicando-se uma força unitária na direção  $j$  e calculando-se, através das equações de Mindlin (1936), combinadas com o processo de Steinbrenner (1934), o deslocamento na direção  $i$ .

Para contornar a singularidade dada pelas equações de Mindlin (1936), para o cálculo de deslocamento no próprio ponto de aplicação da força, dividiu-se, para cada nó do fuste da estaca, a força unitária em quatro partes iguais a 0.25, aplicadas na face externa do fuste, ou seja, a uma distância correspondente ao raio do fuste da estaca, em cada direção, como se visualiza na figura 3.20.

Como o solo é considerado com comportamento elástico, resulta válido o princípio da reciprocidade, para o qual  $\delta_{i,j} = \delta_{j,i}$ , ou seja, a matriz de flexibilidade do solo  $[M_{ss}]$  será simétrica, sendo essa simetria preservada na matriz de rigidez do solo  $[S_{ss}]$ .

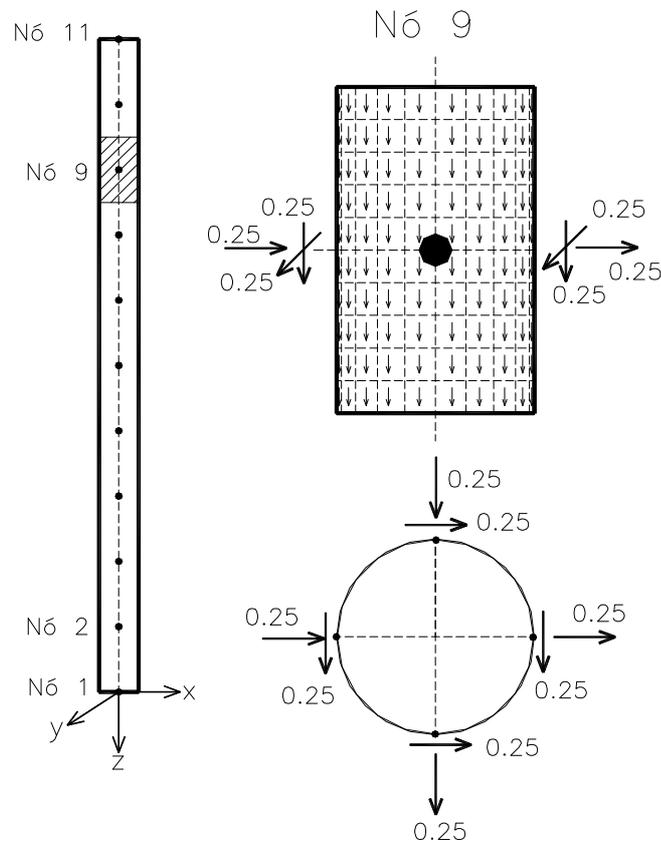


Figura 3.20 – Discretização da força unitária nos nós da estaca

### 3.4 COMPATIBILIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ANÁLISE

Este item considera a transferência de força estaca-solo e a compatibilização da solução elástica com o modelo geotécnico de transferência de força.

#### 3.4.1 TRANSFERÊNCIA DE FORÇA ESTACA-SOLO

O problema da interação solo-estrutura apresenta elevado grau de indeterminação ou de hiperstaticidade, uma vez que as reações de apoio são continuamente distribuídas ao longo do fuste e da base da estaca (Aoki, 1997). Essa indeterminação pode ser levantada se for conhecido o mecanismo de transferência de força vertical estaca-solo.

Um modelo simples de transferência de força da estaca isolada para o maciço do solos, no caso em que o comportamento é governado pelo solo, encontra-se em Aoki (1975), que considera conhecidos os diagramas de atrito local  $Q(z)$ , atrito lateral  $PI(z)$ , força normal  $N(z)$  e recalque  $\bar{\delta}(z)$  (figura 3.21).

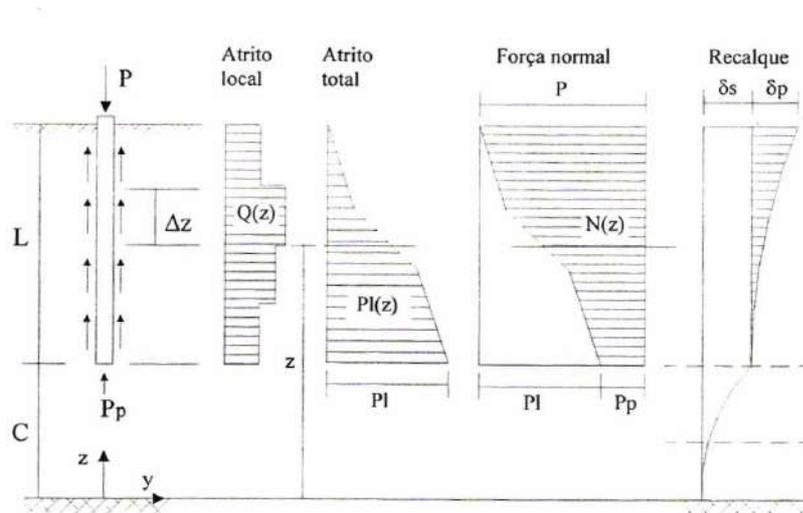


Figura 3.21 – Diagrama de transferência de força: estaca isolada (Aoki, 1997)

$$PI(z) = \int_{L+C}^z Q(z) dz; \quad N(z) = P - PI(z) \quad \text{e} \quad \bar{\delta}_0 = \bar{\delta}_s + \bar{\delta}_p$$

A transferência de força de compressão  $N_i$  da estaca “i” para o solo, dá-se basicamente por meio de duas parcelas: atrito ao longo do fuste e efeito de ponta da estaca.

Ao longo do fuste, pequenos movimentos relativos entre a estaca e o solo dão origem a tensões de cisalhamento e, portanto, à força lateral  $PI$ . Na ponta da estaca, à pressão de contato com o solo provoca o aparecimento da força de ponta  $P_p$ .

As parcelas de resistência de ponta ( $P_p$ ) e de atrito lateral ( $PI$ ), bem como a

distribuição deste ao longo do fuste da estaca, na ruptura podem ser calculadas por métodos de capacidade de carga em estaca, como AOKI-VELLOSO (1975). Os métodos de capacidade de carga baseiam-se nos resultados de sondagem à percussão, nos tipos de solo e no tipo de estaca. Portanto, só podem ser aplicados aos tipos de estacas e às regiões geotécnicas para os quais foram estabelecidos.

Dependendo do nível de força  $P$ , aplicada na estaca, o diagrama de atrito local  $Q(z)$  pode não ser compatível com o atrito local na ruptura. Uma solução simples para o problema foi apresentada por Aoki (1997), que determina os diagramas de atrito  $Q(z)$  e a força  $P_p$ , a partir dos fatos experimentais:

- o atrito total na ruptura  $PI$  é quase completamente mobilizado para pequenos deslocamentos do topo da estaca, 4 mm a 10 mm, aparentemente independente do tipo ou da dimensão da estaca;

- a resistência de ponta na ruptura  $P_p$  é mobilizada para grandes deslocamentos, sendo dependente das dimensões da estaca, ou seja, 8% do diâmetro para as estacas cravadas e até 30% para as estacas escavadas.

Observa-se que o atrito lateral é mobilizado antes da força na base, podendo-se admitir, de forma simplificada, que a reação na base da estaca só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.

Para a força aplicada  $P$ , aplicada na estaca, maior que o atrito lateral total na ruptura e menor que a carga de ruptura  $PR$ , admite-se que toda resistência lateral é mobilizada no fuste, e a diferença vai para base da estaca (figura 3.22a):

$$P_p = P - PI$$

O diagrama de força normal na profundidade  $z$  da estaca é:

$$N_0(z) = P - PI(z)$$

Para força aplicada  $P$  menor que o atrito lateral total na ruptura, os recalques seriam de alguns milímetros, e toda força seria suportada pelo fuste. Portanto, na ponta da estaca, resultaria  $P_p = 0$ .

Têm-se, então, duas hipóteses:

- admite-se a distribuição parcial da força, à medida que se vai vencendo a resistência lateral máxima ao longo do fuste (figura 3.22b);
- ou admite-se que a distribuição se manifeste ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as forças (figura 3.22c).

O diagrama de transferência de força vai depender somente do conhecimento do diagrama de ruptura estaca-solo e da força no topo da estaca. O problema deixa de ser indeterminado e o diagrama de transferência de força passa a ser conhecido.

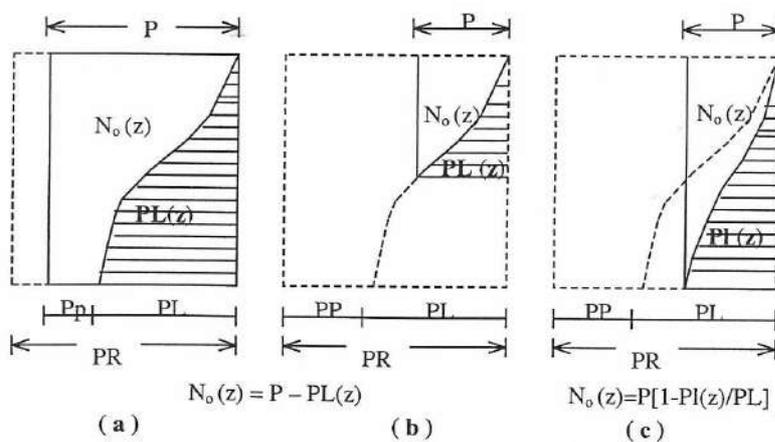


Figura 3.22 – Modelo de transferência de carga (Aoki, 1997)

### *3.4.2 COMPATIBILIZAÇÃO DA SOLUÇÃO ELÁSTICA COM O MODELO GEOTÉCNICO DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS*

Para haver compatibilização geotécnica entre o modelo numérico proposto e o comportamento real de transferência de forças estaca-solo, têm-se duas possibilidades:

#### Caso 1 – Estaca trabalhando somente por atrito

Neste caso em que a resistência é toda por atrito lateral, não havendo a parcela relativa à ponta, optou-se por trabalhar com a hipótese de redistribuição de forças de atrito lateral ao longo do fuste da estaca,  $P \leq P_I$  (figura 3.22c). No modelo proposto, as forças verticais em nós pertencentes aos fustes das estacas são desconhecidas. Como consequência, todos os pontos do fuste são compatibilizados com os deslocamentos do solo.

#### Caso 2 – Estaca trabalhando com atrito máximo e resistência de ponta

A resistência por atrito lateral máxima é conhecida, tendo-se como valor desconhecido sua resistência de ponta. Então, no modelo proposto, os nós da estrutura pertencentes aos fustes das estacas possuem forças conhecidas aplicadas em seus nós, representando as forças de atrito lateral, e as forças verticais nos nós das pontas das estacas são valores a serem determinados na análise. Como consequência, só os pontos da base da estaca são compatibilizados com os deslocamentos do solo. Os pontos do fuste recebem as ações verticais correspondentes ao atrito lateral.

### 3.5 FLUXOGRAMA DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

Apresenta-se, nesta seção, o fluxograma do código computacional desenvolvido (figura 3.23), que faz a análise estática linear de pórtico espacial, com a opção de considerar ou não a interação solo-estrutura. Esse código foi denominado **PEISE** (**P**órtico **E**spacial com **I**nteração **S**olo-**E**strutura).

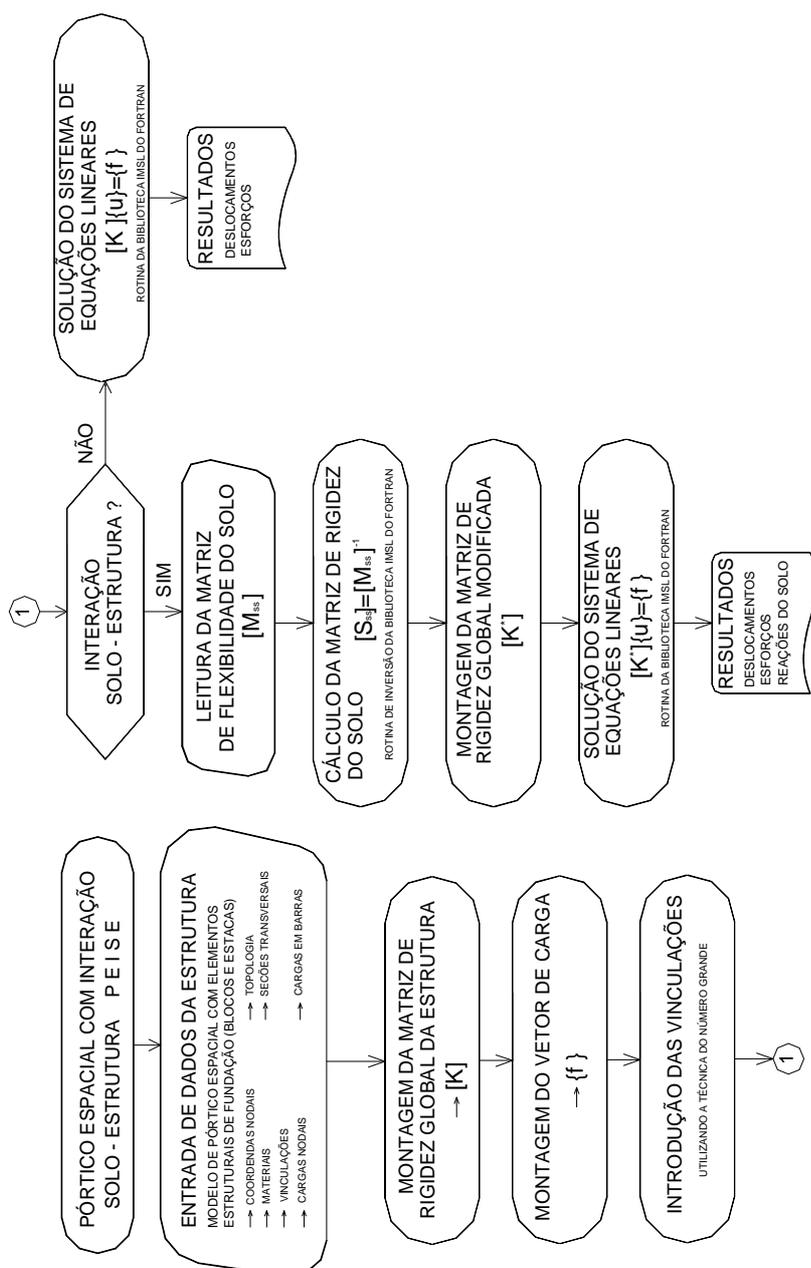


Figura 3.23 – Fluxograma do código computacional PEISE

Para geração da matriz de flexibilidade do solo, fez-se um outro programa em separado, de modo a permitir outras aplicações de análise, como por exemplo recalques e deslocamentos horizontais de grupo de estacas, utilizando o processo AOKI-LOPES (1975). Na figura 3.24, mostra-se o fluxograma desse outro programa desenvolvido.

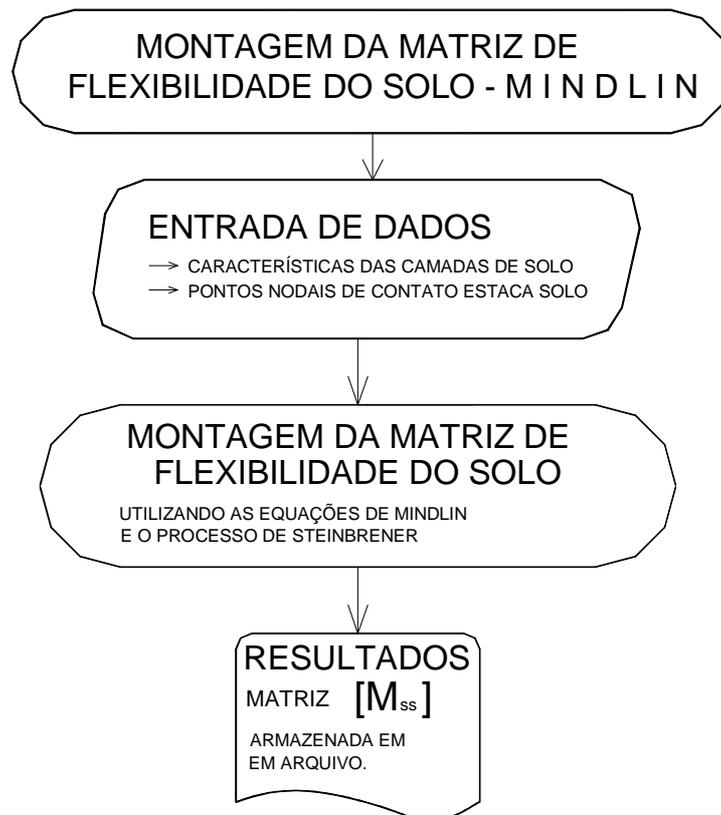


Figura 3.24 – Fluxograma do programa que monta a matriz de flexibilidade

### 3.6 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO NUMÉRICO

Os exemplos apresentados a seguir foram elaborados como forma de validar os resultados encontrados pelo programa desenvolvido e mostrar sua aplicação em problemas práticos de engenharia.

### 3.6.1 EXEMPLO 1- NOVE ESTACAS IMERSAS EM UMA CAMADA FINITA

Ribeiro (2009) analisou a interação de nove estacas cilíndricas com uma camada finita de solo, sendo este discretizado por elementos de contorno e por elementos de contorno infinitos, e as estacas, por elementos finitos. Em seguida compararam-se seus resultados com os obtidos por outros autores. Também foi observada a influência de uma estaca sobre as outras.

As estacas encontram-se espaçadas de 4 m, apresentando módulo de elasticidade de  $2 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>, diâmetro de 1,273 m e comprimento de 20 m. No topo de cada estaca, é aplicada uma força vertical de 100 kN. Representa-se o solo como meio infinito nas direções radiais, com 30 m de espessura, módulo de elasticidade  $2,5 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,45 (figura 3.25).

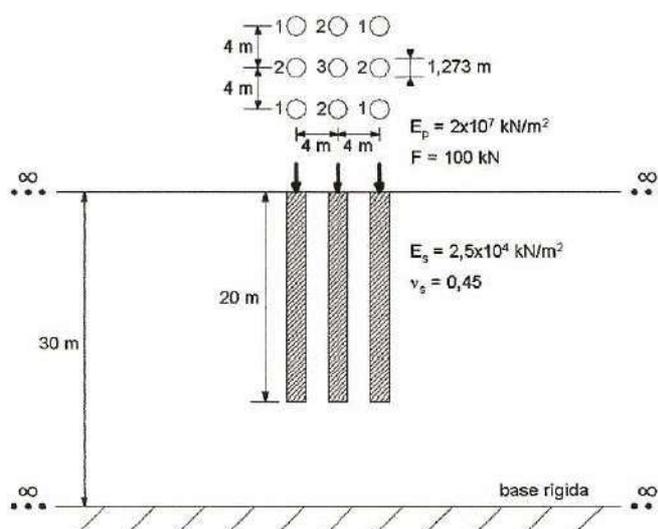


Figura 3.25 – Nove estacas imersas na camada finita (Ribeiro, 2009)

Pode-se visualizar na figura 3.26 a representação gráfica da entrada de dados no programa, para o modelo analisado.

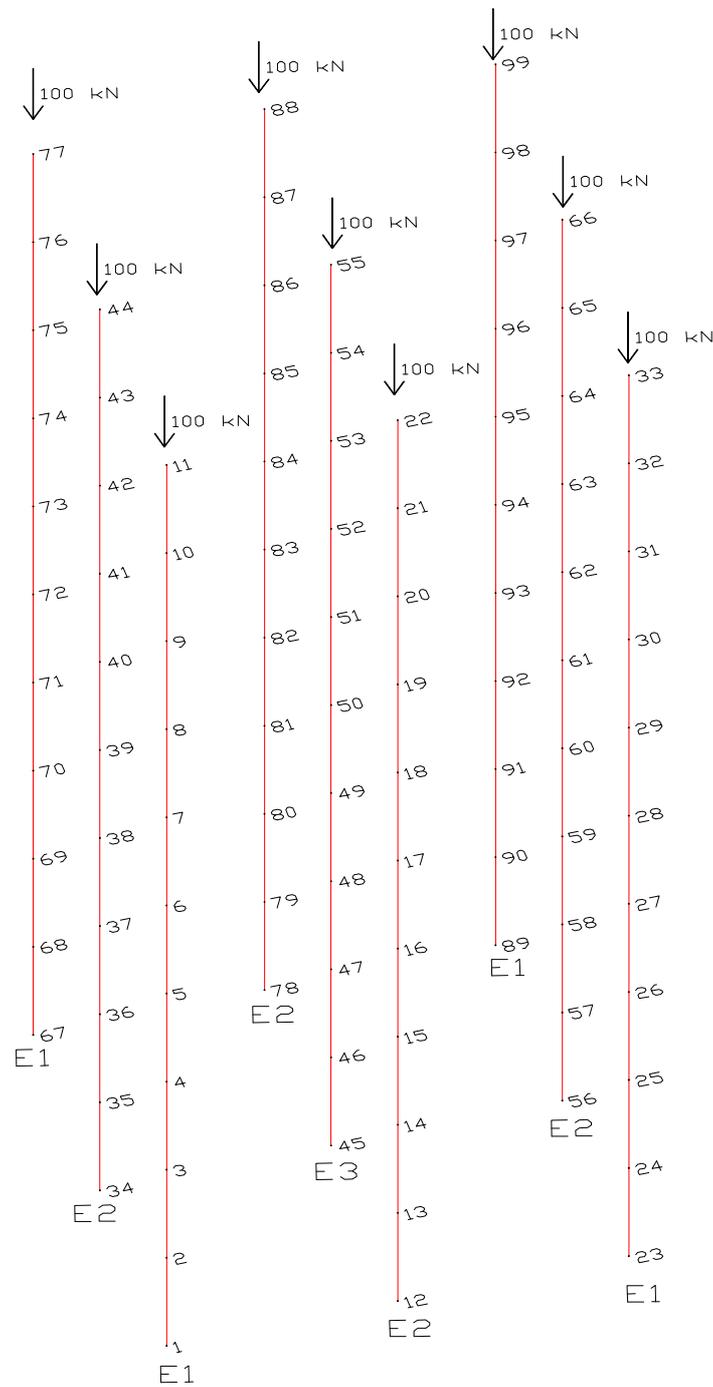


Figura 3.26 – Discretização da estrutura analisada

Na figura 3.27, extraída do trabalho de Ribeiro (2009), é apresentado o deslocamento vertical da estaca central, de número 3, juntamente com o resultado de outros autores. Pode-se verificar que o deslocamento no topo da estaca é de 0,865 mm, segundo Ribeiro (2009).

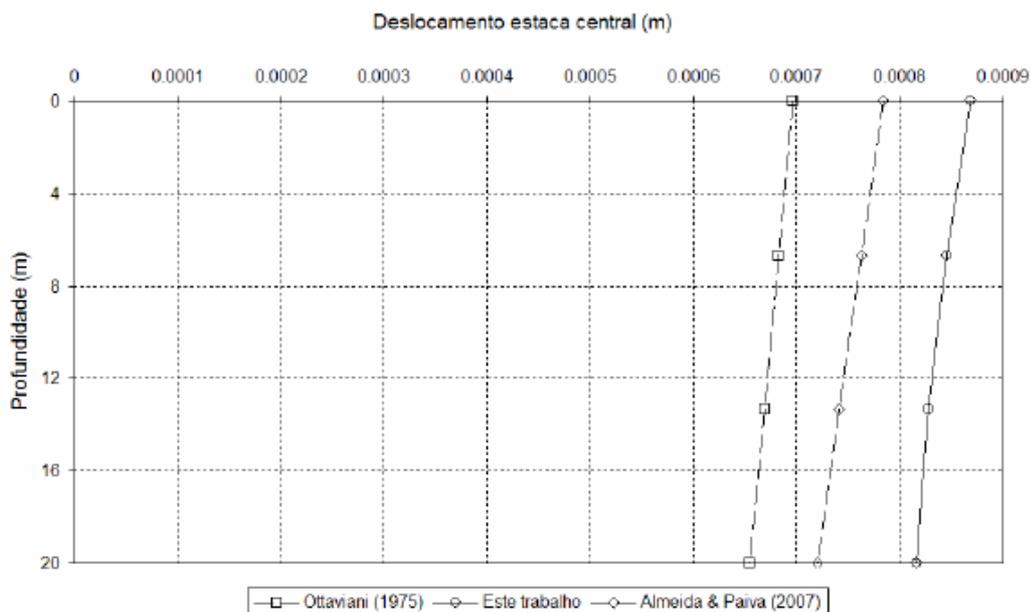


Figura 3.27 – Deslocamento vertical da estaca central (Ribeiro, 2009)

No método numérico proposto, encontrou-se o valor 0,853 mm para o deslocamento no topo da estaca central, como pode ser visto na figura 3.28. Esse valor corresponde a 98,6% do obtido por Ribeiro (2009), observando-se uma boa concordância entre eles. A mudança de sinal do deslocamento, no modelo implementado, é mera questão de escolha de referência positiva para os eixos (figura 3.28).



Figura 3.28 – Deslocamento vertical da estaca central

Para estaca de canto, a número 1, Ribeiro (2009) encontrou deslocamento no topo da estaca 0,689 mm, e na metodologia proposta resultou 0,680 mm, guardando a mesma relação de 98,6% entre os valores relativos aos dois métodos.

Nas figuras 3.29 e 3.30, apresentam-se os resultados de deslocamentos verticais, horizontais e de momentos fletores da estaca de canto, estaca 1, encontrados na metodologia proposta.

Neste exemplo, fica bem visualizada a influência de uma estaca sobre a outra. As estacas de canto tendem a se deslocar horizontalmente para a estaca central, com valores de deslocamentos verticais da ordem de 25,5% menores que o da estaca central.

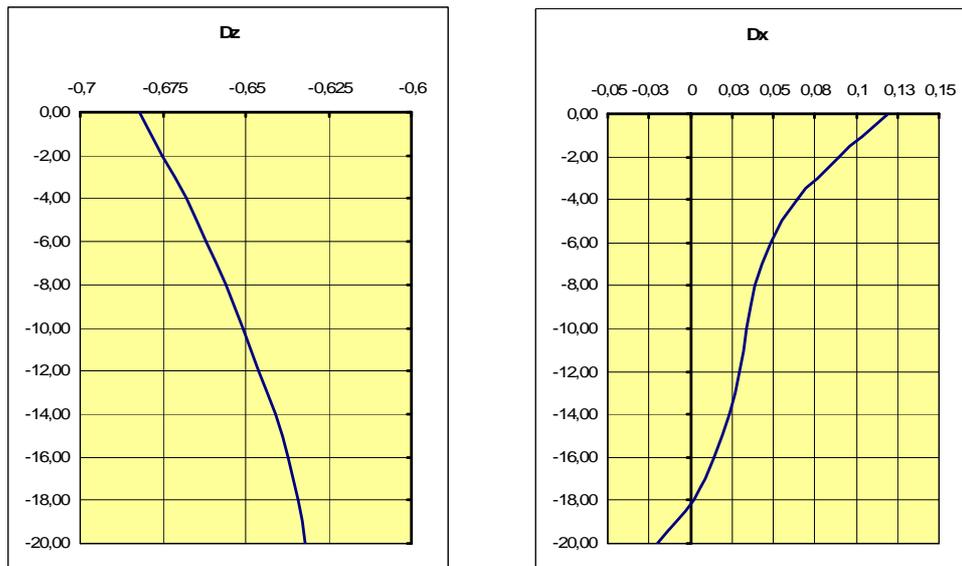


Figura 3.29 – Deslocamento vertical e horizontal da estaca 1

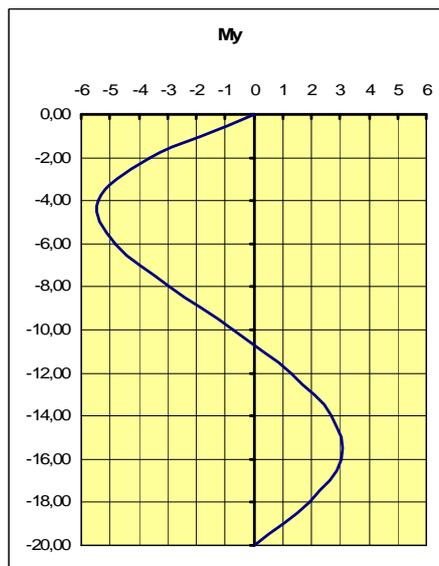


Figura 3.30 – Momentos fletores na estaca 1

### 3.6.2 EXEMPLO 2 - NOVE ESTACAS IMERSAS EM UMA CAMADA FINITA, COM BLOCO DE COROAMENTO

Neste exemplo, aplicaram-se os mesmos dados do exemplo 1, mas com a introdução de um bloco de coroamento, para analisar o efeito do grupo de estacas. O bloco de coroamento foi discretizado por barras rígidas ligadas entre si e com as estacas. A figura 3.31 mostra o modelo implementado.

Percebe-se, nos resultados da análise, deslocamentos verticais no topo das estacas de mesmo valor,  $w = 0,711$  mm, mas os esforços nas estacas variaram com valores de 128,12 kN para as estacas E1, 86,07 kN para as estacas E2 e 43,24 kN para a estaca central, totalizando 900 kN, ( $4 \times 128,12 + 4 \times 86,07 + 43,24 = 900$  kN).

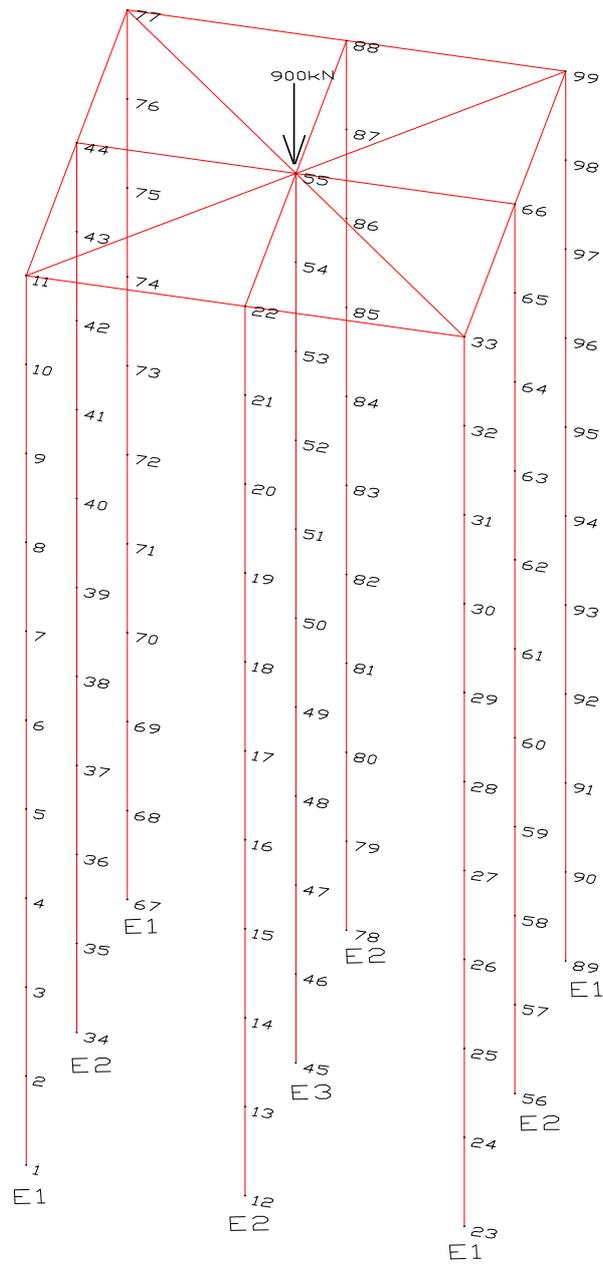


Figura 3.31 – Modelo com bloco de coroamento de nove estacas .

Verifica-se, com este exemplo, que não é recomendável à utilização de estacas centrais no projeto de blocos de coroamento. A solução ideal é aquela com estacas dispostas nos vértices de polígonos regulares, garantindo a distribuição uniforme de força vertical entre as mesmas.

### 3.6.3 EXEMPLO 3 – PÓRTICO ESPACIAL

O pórtico espacial modelado foi retirado do trabalho de Zambrozuski et al (1985). Ele possui dois pavimentos, sendo o primeiro a 1,0 m do nível zero com carregamento distribuído em suas barras horizontais de 10 kN/m nos dois primeiros tramos e 20 kN/m no terceiro tramo, e o segundo a 4,0 m do nível zero e carregamento distribuído em suas barras horizontais de 15 kN/m nos dois primeiros tramos e 20 kN/m no terceiro tramo. Cada barra vertical do pórtico liga-se a uma estaca. As estacas de numeração de nós 1 e 4 têm 6 m de comprimento, a de nó 2 de 7,48 m e a de nó 3 de 8,48m, estando as mesmas representadas por molas de rigidez  $K_i$ . Os deslocamentos horizontais na direção x e y foram impedidos nos nós 1, 2, 3 e 4.

O maciço de solos tem duas camadas: a primeira, a partir da superfície, uma argila siltosa mole de 600 cm de profundidade, módulo de elasticidade 6.600 kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,40; a segunda, com 19 m de extensão, formada por uma areia de módulo de elasticidade 40.000 kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,25.

O indeslocável foi considerado a 25,0m da superfície (figura 3.32).

As características de material e seção das barras são:

- Estaca: Área = 625 cm<sup>2</sup> ; E = 25000 MPa;
- Pilares: Seção (30x30) cm no primeiro lance e (20x30) cm no segundo, E = 26000 MPa;
- Vigas: Seção (20x60) cm no primeiro pavimento e (20x40) cm no segundo, E = 26000 MPa.

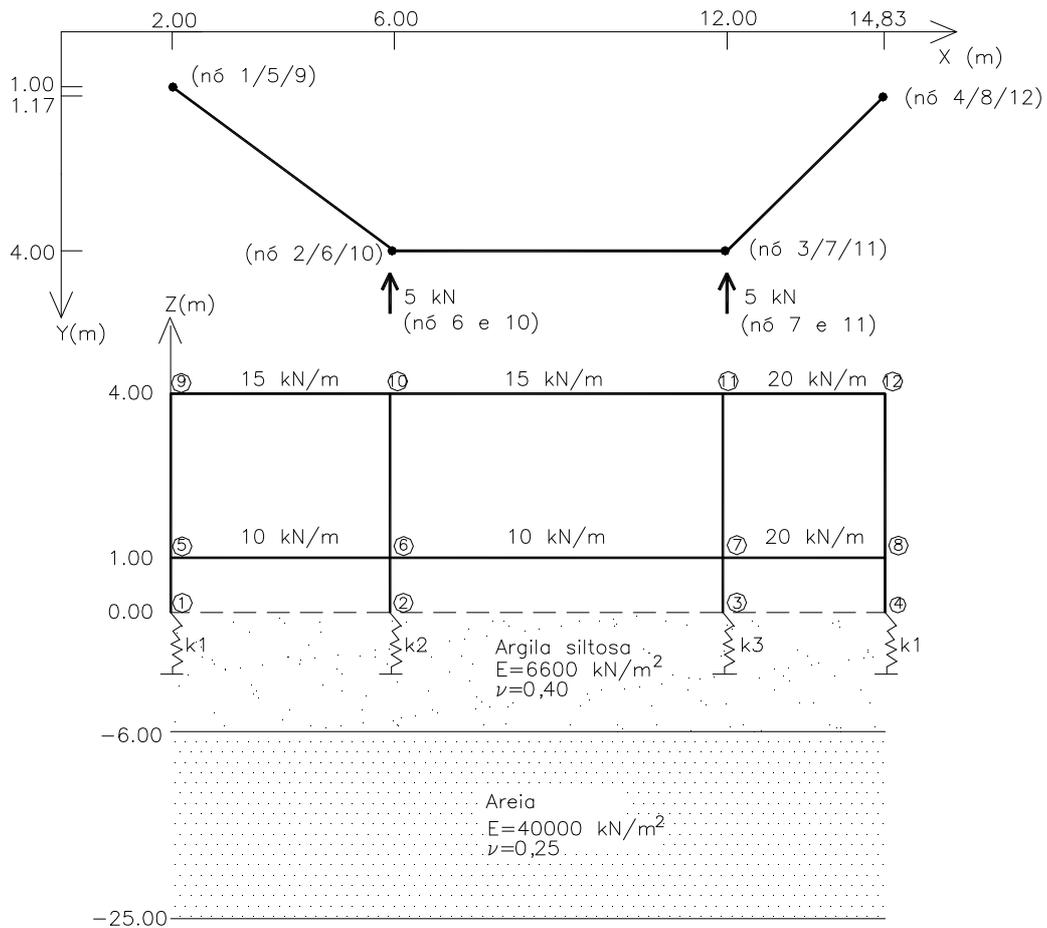


Figura 3.32 – Pórtico espacial (Zambrozuski et al, 1985)

No trabalho de Zambrozuski et al (1985), o pórtico espacial é calculado com a consideração da interação solo-estrutura com apoios elásticos, molas verticais. O processo de cálculo é iterativo:

- calcula-se o pórtico e determinam-se as reações nos apoios elásticos,  $R_i$ ;
- com as reações calculam-se os deslocamentos verticais do conjunto estaca-solo pelo método Aoki-Lopes (1975),  $(\delta_i)$ ;
- obtém-se as novas rigidezes dos apoios elásticos  $K_j = R_i / \delta_i$  e recomeça novo ciclo de análise. O processo é concluído quando se alcança a convergência entre reações ou deslocamentos dentro da tolerância estabelecida.

Na figura 3.33, apresenta-se o pórtico discretizado para análise no programa PEISE.

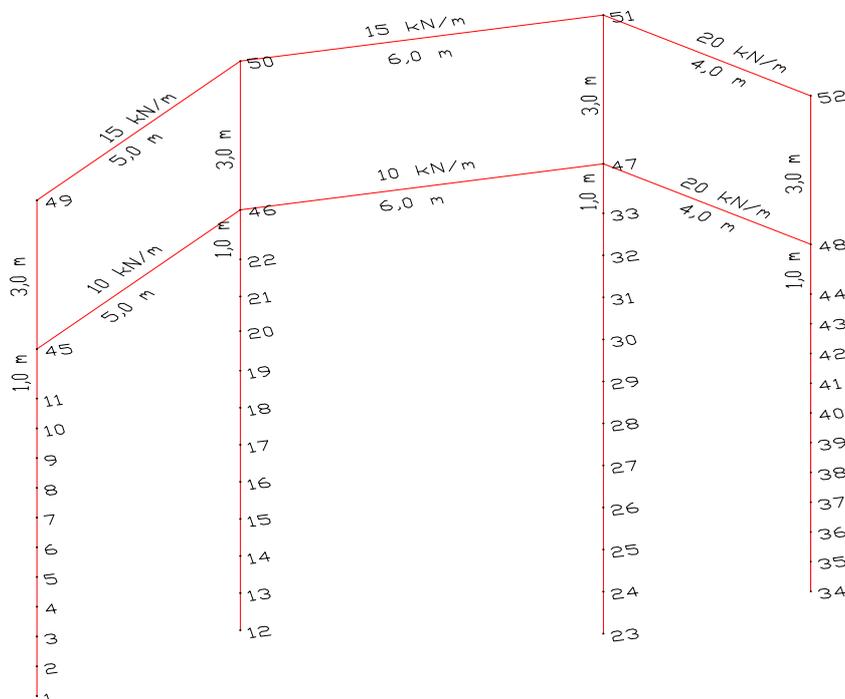


Figura 3.33 – Pórtico espacial gerado no programa PEISE

Conhecidas as características do maciço de solos, determinou-se o diagrama de transferência de força vertical estaca-solo, pelo método de Aoki-Velloso (1975), para as três estacas de comprimentos diferentes, para poder verificar a compatibilidade geotécnica, obtendo-se para o somatório das forças resistentes laterais em cada estaca os valores mostrados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Forças resistentes laterais nas estacas

	ESTACA (cm)	$\sum Pl$ (kN)
E1 / E4	600	50
E2	748	95
E3	848	125

Procedeu-se à análise do pórtico pelo programa PEISE, em duas etapas: na primeira, analisou-se o pórtico sem a consideração da compatibilidade geotécnica, encontrando-se, para forças verticais totais nas estacas, valores que superavam a resistência lateral. Na segunda etapa, então, consideraram-se as forças laterais redistribuídas ao longo das estacas, com seus valores conhecidos, mostrados na tabela 3.2, e determinaram-se as novas reações de apoio, comparando-as com as encontrados em Zambrozuski (1985), na sua terceira e última iteração (tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Reações de apoio nas estacas do pórtico

	<b>REAÇÕES VERTICAIS NAS ESTACAS (kN)</b>		
	ETAPA 1	ETAPA 2	
	PEISE	ZAMBROZUSKI	PEISE
E1	69,05	70,84	72,66
E2	130,66	127,74	126,71
E3	147,10	147,55	147,67
E4	88,28	88,83	88,05
$\Sigma$	435,09	434,96	435,09

A diferença nas respostas obtidas, entre as duas metodologias que consideram a interação solo-estrutura, é de 2,56% para a estaca E1, 0,8% para as estacas E2 e E4 e 0,08% para estaca E3.

Constatou-se que o programa foi capaz de avaliar as forças verticais nas estacas com interação solo-estrutura sem a necessidade de processo iterativo.

### 3.6.4 EXEMPLO 4 - PÓRTICO LONGITUDINAL DO TRECHO FINAL DO VIADUTO METROVIÁRIO DE TERESINA-PI

Neste exemplo, analisou-se o pórtico longitudinal do trecho final do viaduto metroviário, no ramal da Praça da Bandeira do Metrô de Teresina-PI, desenvolvido pela empresa Hugo A. Mota Consultoria e Engenharia de Projetos (2006). A estrutura, em concreto armado, pode ser visualizada nas figuras 3.34 e 3.35.

O objetivo deste exemplo foi o de avaliar a capacidade do programa na determinação de esforços em estacas submetidas a ações horizontais.

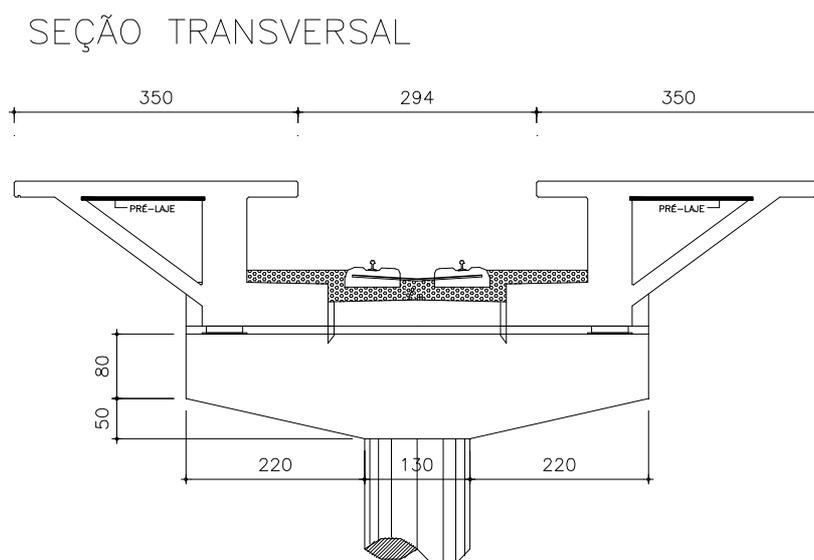


Figura 3.34 – Seção transversal do viaduto metroviário

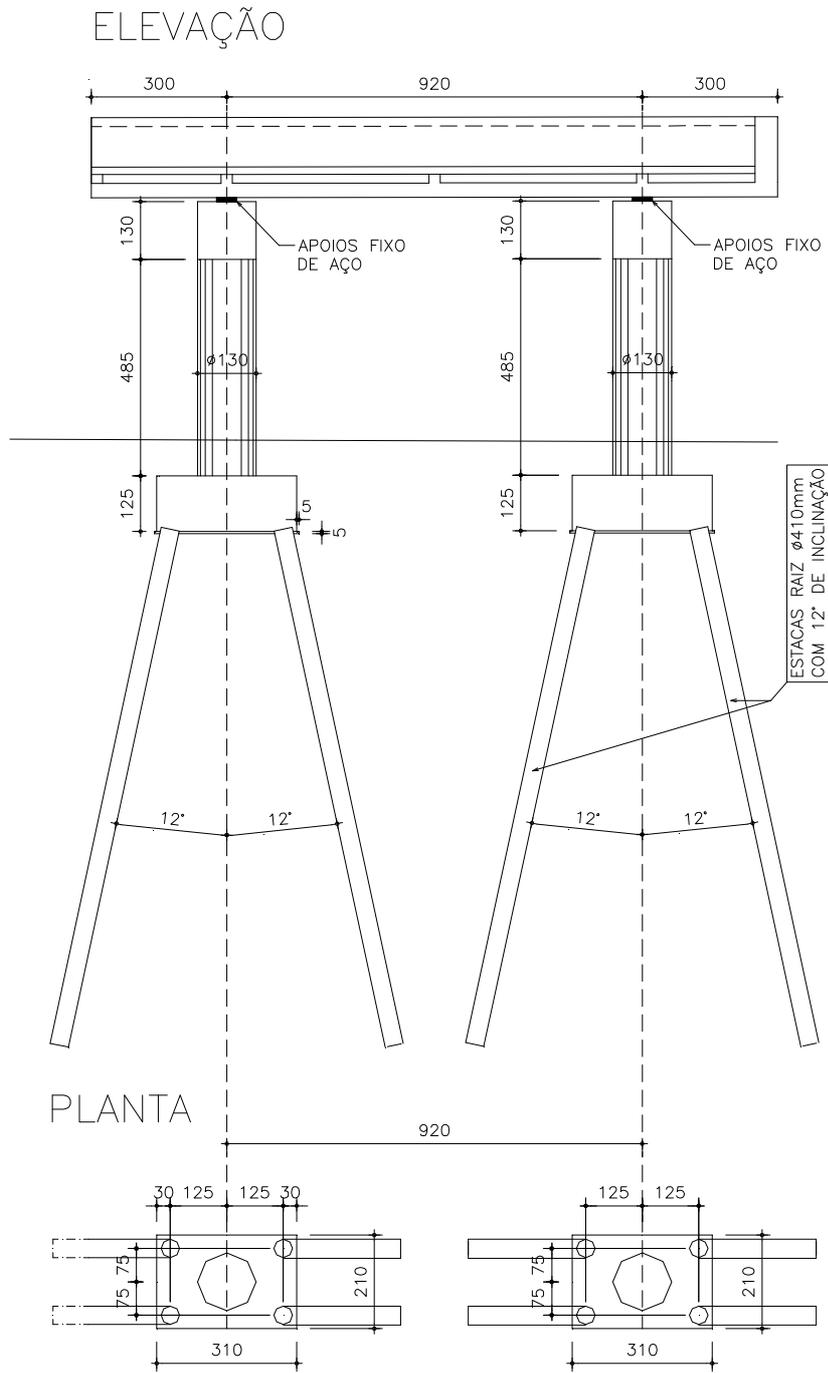


Figura 3.35 – Estrutura independente de final de linha

Tendo em vista que a parada do trem metropolitano se dava sobre o elevado, foi necessário projetar um sistema de esbarro, no término da via-férrea.

A citada empresa, responsável pelo projeto estrutural, concluiu pela adoção do pára-choque de final de linha do tipo auto-frenante móvel. Este sistema é constituído por uma estrutura metálica que transmite as ações horizontais da colisão para as sapatas frenantes, que estão abraçadas ao próprio trilho da via. O princípio de funcionamento do sistema é o da dissipação da energia cinética do comboio, por meio do atrito desenvolvido pelas sapatas, que se deslocam em contato com o trilho. Ver o modelo do pára-choque na figura 3.36.



Figura 3.36 – Modelo de para-choque auto-frenante móvel de final de linha

O cálculo da força horizontal transmitida à estrutura depende do peso do comboio e de sua velocidade. No caso dos trens urbanos, pode-se adotar para o peso total do comboio 3000 kN e velocidade de 15 km/h, resultando nos seguintes

valores fornecidos por um fabricante desse tipo de dispositivo:

Distância da parada .....= 8,8 m

Comprimento do para-choque .....= 3,0 m

Comprimento mínimo da via .....= 8,8 + 3,0 = 11,8 m

Força horizontal máxima no choque .....= 480 kN

O projetista, conforme memória de cálculo, adotou para análise desta estrutura um modelo de pórtico com a discretização das estacas com deslocamentos verticais impedidos nas bases e com molas horizontais, de rigidez crescente com a profundidade, distribuídas ao longo do fuste. Adotou, portanto, um modelo de Winkler. As estacas são do tipo raiz com 410 mm de diâmetro e 10 m de comprimento.

Na figura 3.37, pode-se ver a discretização adotada para análise da estrutura pelo programa PEISE.

O maciço de solos, conforme pode-se constatar nas sondagens a percussão extraídas da memória de cálculo, é formado por duas camadas: a primeira, um silte pouco argiloso com 5 m de profundidade a partir do topo das estacas e uma segunda, uma areia fina siltosa de 3 m de extensão, sendo esta a profundidade limite do furo de sondagem. Adotou-se, então, para o silte um módulo de elasticidade de 15.500 kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,4 e para a areia um módulo de elasticidade 46.200 kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson 0,4.

De forma a garantir a compatibilização geotécnica, aplicaram-se os dados da sondagem para determinação da capacidade de carga da estaca isolada pelo método Aoki-Velloso (1975). Obteve-se para estaca de 10 m, uma resistência lateral total de 870 kN.

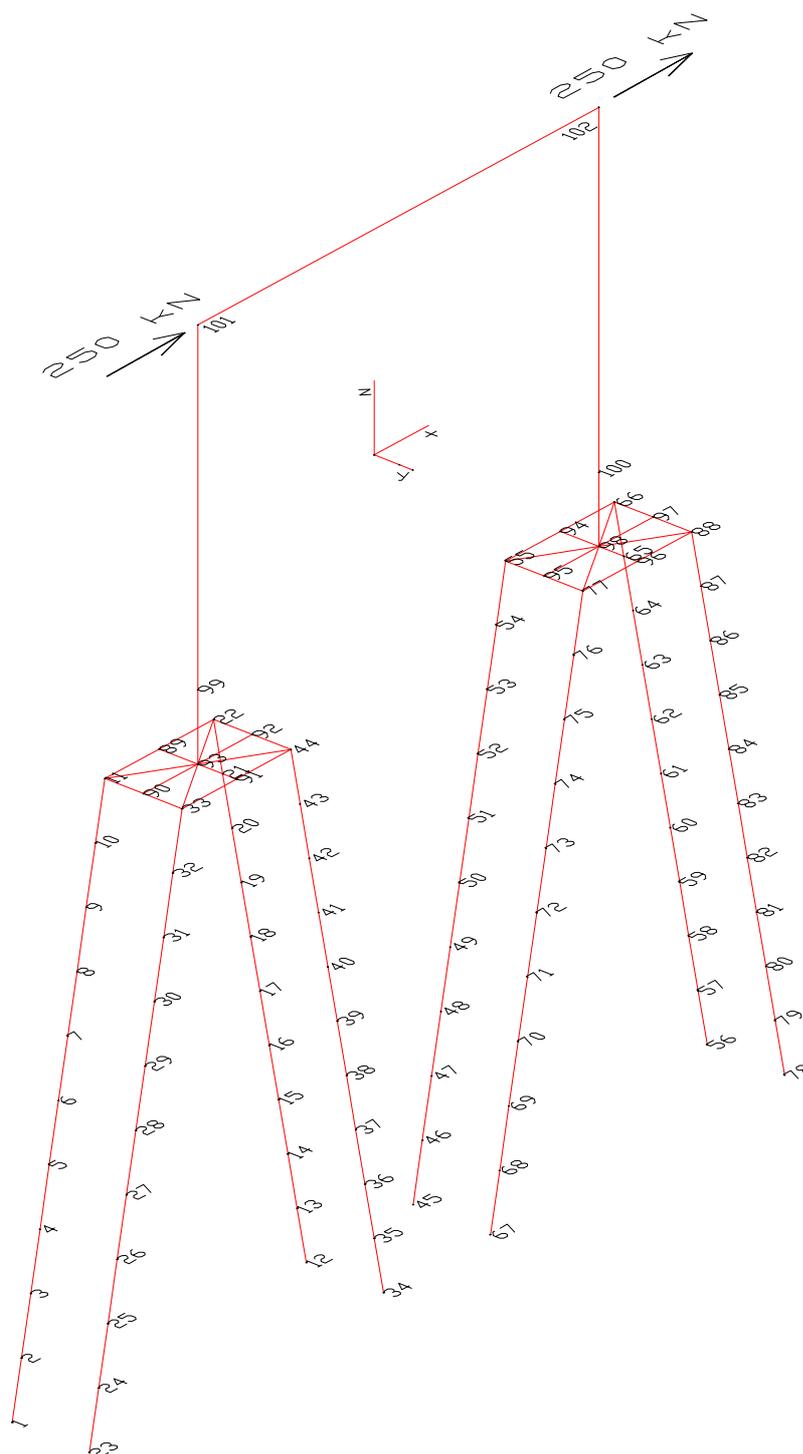


Figura 3.37 – Discretização do pórtico longitudinal no programa PEISE

Mostram-se, a seguir, os resultados para forças normais e momentos máximos no topo das estacas de nós 12-22, 34-44, 56-66 e 78-88 pelo programa PEISE e pelo modelo de Winkler usado pelo projetista estrutural (tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Força normal e momentos máximos no topo das estacas

	WINKLER	PEISE	ERRO (%)
N (kN)	352,43	354,13	0,5
M <sub>max</sub> (kN.m)	28,74	26,96	6,6

Pode-se observar, pelos resultados encontrados, que as estacas trabalham só por atrito lateral, para este valor de força horizontal aplicada.

Na figura 3.38, visualizam-se os deslocamentos horizontais ao longo do comprimento da estaca, e seus momentos fletores respectivamente.

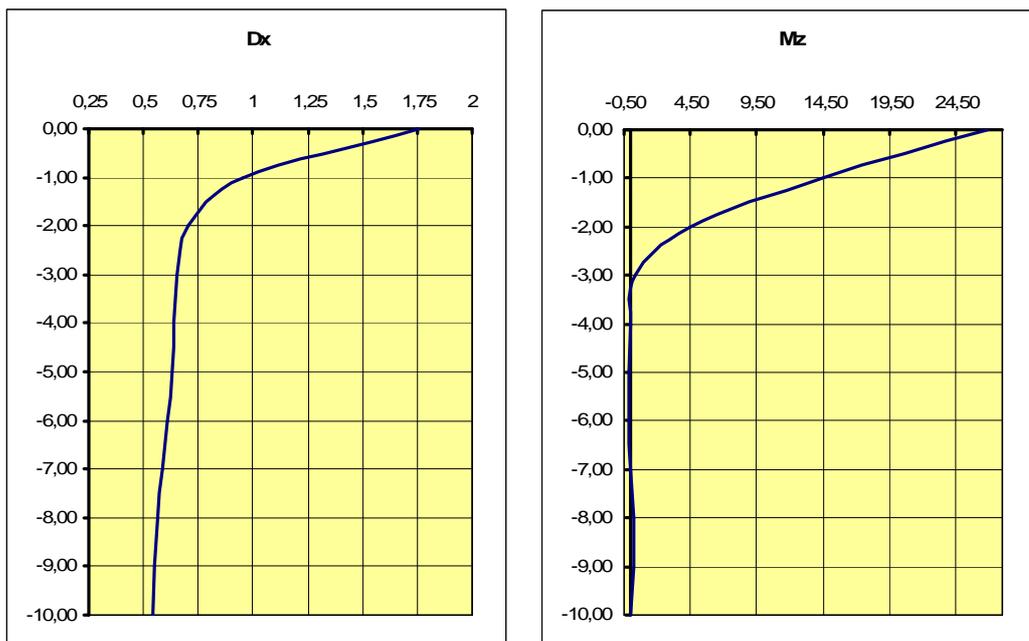


Figura 3.38 – Elástica da estaca no plano “xz”, deslocamento horizontal (mm) e momento fletor na estaca, direção longitudinal (kN.m)

### 3.6.5 EXEMPLO 5 – PÓRTICO PLANO

O objetivo deste exemplo foi o de avaliar alguns fatores influentes na interação solo-estrutura, como deformabilidade do maciço de solos e comprimento de estacas.

Analisou-se um pórtico plano de 5 pavimentos e dois pilares, ligados cada um deles a um bloco rígido de duas estacas com comprimentos de 15m e 10m (figura 3.39), em três situações distintas:

I - Pórtico engastado nos blocos de coroamento das estacas, modelo convencional, sem consideração da interação solo-estrutura.

II - Pórtico formado pela superestrutura e estrutura de fundação com consideração da interação solo-estrutura, módulo de elasticidade para o maciço de solos de 50.000 kPa, coeficiente de Poisson 0,3 e posição do indeslocável a 18m do topo dos blocos de coroamento das estacas.

III – Pórtico com as mesmas considerações da situação II, mas com módulo de elasticidade do solo de 10.000 kPa.

As características de material e seção das barras do pórtico são:

Vigas: Área =  $0,20\text{m}^2$  ; Momento de inércia a flexão =  $0,05\text{m}^4$

Pilares: Área =  $0,13\text{m}^2$  ; Momento de inércia a flexão =  $0,732\text{m}^4$

Módulo de Elasticidade longitudinal do concreto = 25.000 MPa

Estacas: Diâmetro = 60 cm

Módulo de Elasticidade transversal do concreto = 10.500 MPa

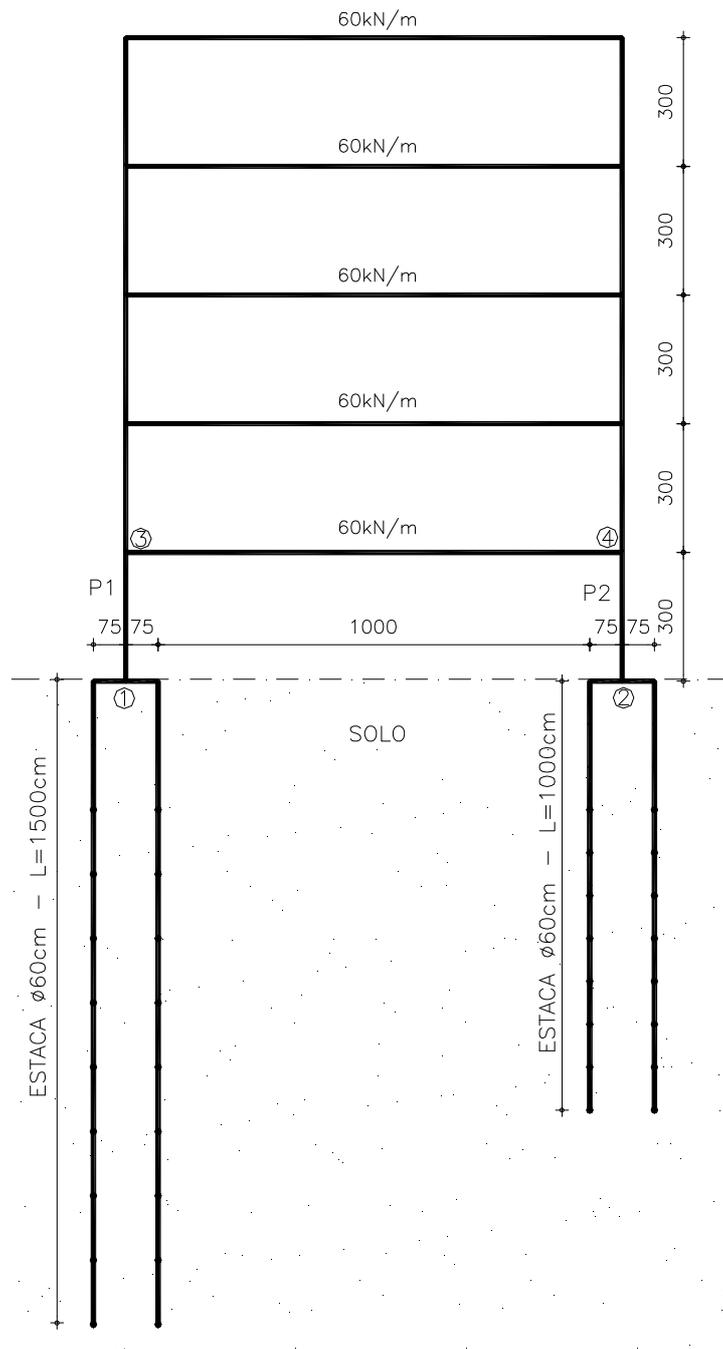


Figura 3.39 – Pórtico Plano

Os resultados das três análises são mostrados na tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resultados das análises do pórtico plano

	$\delta_1$ (mm)	$\delta_2$ (mm)	$N_1$ (kN)	$N_2$ (kN)	$M_3$ (kN.m)	$M_4$ (kN.m)
I	0	0	1725	1725	657	657
II	2,7	3,7	1734	1716	669	639
III	10,3	16,4	1747	1703	693	615

Como o carregamento e a geometria da superestrutura tem simetria, na análise sem interação solo-estrutura, modelo I, apoios indeslocáveis, recalques nulos, os esforços axiais nas bases dos dois pilares e os momentos fletores nos extremos da viga são iguais independentes do solo e do bloco de coroamento das estacas aos quais se ligam.

No modelo II, onde o solo tem maior módulo de elasticidade, e é considerada a interação solo-estrutura, há uma redistribuição de forças axiais nos pilares, sendo que o que está ligado às estacas de comprimentos maiores (P1) recalcam menos ( $\delta_1=2,7\text{mm}$ ), recebem maior parcela de esforço axial ( $N_1=1734$  kN) e o extremo da viga que a ele se liga (nó 3) maior momento fletor ( $M_3=669$  kN.m).

No modelo III, onde o solo tem menor módulo de elasticidade e, portanto, é mais deslocável, devido a interação solo-estrutura há uma redistribuição de forças axiais nas bases dos pilares sendo que o que se liga à estaca de comprimento maior (P1) recalca menos ( $\delta_1=10,3\text{mm}$ ) mas 3,82 vezes maior que no modelo II, recebe maior parcela de força que P2, e de valor maior que no modelo II. Para os momentos fletores na viga, também ocorre redistribuição de momentos em suas extremidades sendo maiores no nó 3 ligado ao P1 e maiores que no modelo II.

Verifica-se, com esse exemplo, que a desconsideração da interação solo-estrutura pode levar a análises que se afastam da realidade e podem comprometer a segurança estrutural.

## ***4. METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS***

---

Neste capítulo, apresentam-se a metodologia e a descrição dos equipamentos utilizados na instrumentação de campo, para medições de recalques e de deformações, visando à avaliação indireta da sollicitação normal nos pilares.

No caso dos edifícios, nos quais as forças mais importantes nos pilares e nas fundações são as verticais, o acompanhamento da evolução dessas forças e de seus respectivos recalques permitirão avaliar o comportamento real da estrutura.

### ***4.1 MEDIDAS DE RECALQUES***

O monitoramento dos recalques é feito nivelando-se pontos de referência, constituídos por pinos engastados nos pilares do edifício, em relação a uma referência fixa de nível, ou “bench mark”, instalada de modo a não sofrer influência da própria obra ou de outras causas. Os pinos servem de apoio para a mira. Procedendo-se a nivelamentos periódicos, obtêm-se valores de recalques em diferentes fases de carregamento e de construção.

O nivelamento ótico de precisão envolve o uso dos seguintes equipamentos:

- Referência fixa de nível;
- Nível ótico;
- Mira;
- Pinos de recalque.

#### 4.1.1 REFERÊNCIA FIXA DE NÍVEL

A referência fixa de nível, que é a base para o nivelamento dos pinos que se encontram engastados nos pilares, deve ser profunda, isto é, deve penetrar no maciço de solos até a camada considerada indeslocável, de forma a não sofrer influência da própria obra ou de outras causas. Geralmente são engastadas em camadas profundas, com a injeção de nata de cimento. Segundo Alonso (1991), esse tipo de referência de nível consiste em um tubo de uma polegada de diâmetro, instalado em um furo de sondagem à percussão, e protegido por outro externo, com duas polegadas de diâmetro. De forma a evitar influência do tubo externo sobre o interno, injeta-se graxa grafitada anti-corrosiva entre eles. A referência de nível profunda é normalmente instalada em local de pouco movimento e sua extremidade superior deve ser protegida por uma caixa com tampa removível. A caixa protetora é também de muita importância, pois, durante a construção, pode haver queda de materiais ou mesmo pancadas dos trabalhadores, o que prejudicaria as medições. Referências superficiais, tipo meio-fio ou postes, devem ser evitadas, pois estão sujeitas a deslocamentos que não serão percebidos.

Neste estudo, a referência de nível foi fixada a uma profundidade de 18 m, utilizando-se, para abertura do furo, equipamento de sondagem à percussão. A haste central de aço galvanizado era um tubo de uma polegada de diâmetro externo, que foi chumbada na camada considerada indeformável, com uso de calda de cimento, e tendo no seu topo um elemento semi-esférico para apoio da mira. O tubo protetor externo de três polegadas utilizado foi de PVC, e entre os dois tubos, preencheu-se com graxa grafitada. Foi construída uma caixa protetora com tampa removível. A figura 4.1 mostra a referência fixa de nível instalada na obra.



Figura 4.1 – Referência fixa de nível

#### 4.1.2 NÍVEL ÓTICO

Segundo Russo (2005), o nível ótico a ser empregado deve ser dotado de placa plano paralela, munida de micrômetro. Os modelos empregados normalmente são o Wild NA2/NA3 ou o Zeiss NI002. Deve ser evitado qualquer tipo de choque ou queda do aparelho, pois isso provoca o desvio do eixo ótico. Recomenda-se, ainda, que o instrumento, após ser instalado e calado, seja protegido contra eventuais variações de temperatura. A aferição do aparelho é efetuada por empresas especializadas, com uso de colimador, devendo-se proceder anualmente à sua calibração.

O nível ótico utilizado nas medições foi o WILD NA3 dotado de placa plano-paralela e de micrômetro, que pode ser visualizado na figura 4.2.



Figura 4.2 – Nível ótico WILD NA3

### 4.1.3 MIRA

A mira a ser utilizada deve ter sua escala graduada em chapa de ínvar, evitando-se efeitos de dilatação térmica, e dotada de nível de bolha fixa a seu corpo. As miras podem ter graduação a cada 1 cm ou a cada 0,5 cm. Algumas miras apresentam dupla escala de graduação.

Recomenda-se que as leituras sejam feitas, sempre que possível, com o mesmo operador, tanto para o nível como para a mira. O operador deve ter o cuidado de manter a base da mira sempre limpa. Deve-se proceder a calibração anual da mira por empresas especializadas. A leitura é realizada buscando-se a coincidência de traços entre o fio horizontal do nível e a marca na mira. Obtida essa coincidência de traços, a leitura complementar é feita no micrômetro do interior do nível.

Empregou-se, nesta pesquisa, mira duplamente graduada a cada 0,5 cm, em chapa de ínvar, com 2 m de extensão. Na figura 4.3, mostra-se a mira utilizada.

### 4.1.4 PINOS DE RECALQUE

Russo (2005) explica que o pino de recalque materializa uma posição fixa à estrutura. Pretende-se que esse pino mova-se de forma solidária com a estrutura. Ele serve de apoio para mira, sendo constituído, tradicionalmente, com duas partes: a fêmea, que fica fixa à estrutura, e o macho, que é rosqueado somente durante as leituras. Normalmente, a parte fêmea do pino é fixada próxima à base dos pilares, seguindo um dos procedimentos:



Figura 4.3 – Mira com chapa ínvar

a) Perfuração do concreto já endurecido, limpeza do furo, colocação do pino e preenchimento do furo com argamassa.

b) Deixar janelas nos pilares, com o emprego de recortes na forma, e, logo no início do processo de pega do concreto, instalar o pino.

Pinos diferentes dos mencionados anteriormente foram idealizados, já que esta pesquisa envolvia, também, medidas de encurtamento no pilar, para determinação indireta de sua solicitação normal.

Tratam-se de dois pinos fixos, sendo um superior e um inferior, feitos de aço galvanizado. Para medições de recalque só o pino inferior interessa, servindo de apoio para a mira. A fixação dos pinos nos pilares foi feita pelo procedimento (a).

Também foram feitas caixas protetoras removíveis para os pinos, com a finalidade de evitar quaisquer danos a eles e prejuízo das leituras, e uma caixa de comprimento maior que as protetoras, que era trocada por ocasião do nivelamento,

com a finalidade de evitar o esbarro da mira no pino superior. A figura 4.4 apresenta os pinos idealizados, sendo o inferior indicado pela seta, e a figura 4.5 mostra o pino já instalado, com a colocação da mira no momento de uma leitura, ora no pilar ora na referência fixa de nível.



Figura 4.4 – Par de pinos idealizados na pesquisa



Figura 4.5 – Mira posicionada no pilar e na referência fixa de nível

## 4.2 MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES

As medidas de deformações nos pilares de um edifício de concreto armado, após as devidas correções dos efeitos de temperatura, flexão, fluência e retração, permitem a avaliação das cargas nesses pilares. Uma vez conhecida a deformação no pilar e a relação tensão versus deformação do material, pode-se transformar a tensão em carga atuante no elemento estrutural.

Como o concreto armado é um material composto pela associação de dois materiais, concreto e aço, com comportamentos tensão versus deformação distintos, não é tarefa fácil à determinação das cargas reais atuantes nos pilares.

Segundo Takeya (2000), as medidas de tensão não são feitas diretamente pelos instrumentos atualmente disponíveis; o que se faz é a medida de deformação, a qual é posteriormente transformada em tensão.

Os medidores de deformação podem ser fixados externamente ao elemento estrutural, ou embutidos em seu interior, de modo a medir alongamentos e encurtamentos na estrutura.

Gonçalves (2004) concluiu em sua pesquisa que medições de deformações através da instalação de extensômetros elétricos imersos no concreto armado não conduzem a valores satisfatórios. O uso de extensômetro mecânico instalado na superfície do elemento estrutural, entretanto, permitiu avaliações com maior grau de precisão.

No trabalho de Russo (2005), o uso de extensômetro mecânico de haste removível, instalado na superfície do pilar, permitiu a medida de deformações com sucesso.

Em linhas gerais, esse equipamento é composto por uma haste de ínvar, na qual é fixada, na sua extremidade, um relógio comparador ou um extensômetro mecânico, sendo que esse conjunto irá medir as variações de comprimento entre dois pontos fixos do elemento estrutural. O uso do material ínvar visa diminuir os efeitos de variação de temperatura. Além da haste, uma base de referência de comprimento padrão, também de ínvar, complementam a instrumentação.

Encontra-se representado na figura 4.6 um modelo genérico de extensômetro mecânico removível, extraído de Alonso (1991).

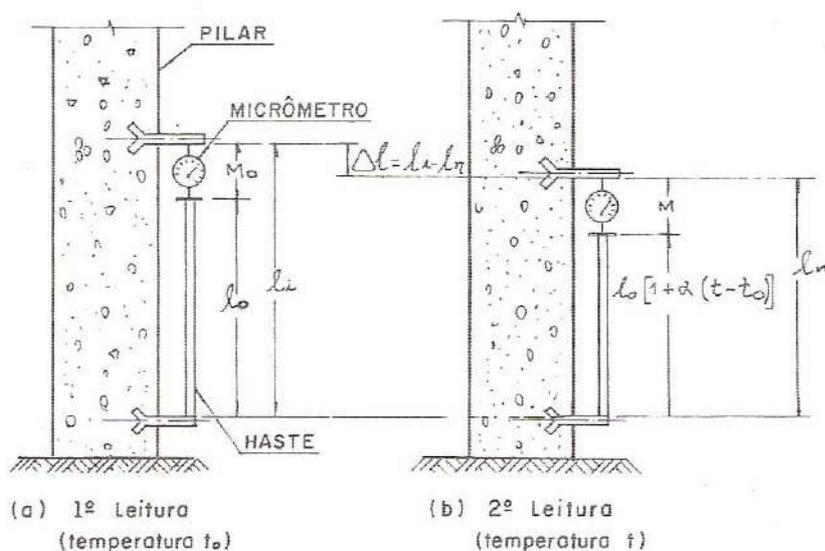


Figura 4.6 – Extensômetro mecânico removível (Alonso, 1991)

Para uma boa precisão dos resultados, Alonso (1991) recomenda que a haste deva ter comprimento de dois a três metros. Para cada leitura, deve-se medir a temperatura para correção do comprimento da haste, devido à variação de temperatura, que deverá ser medida com termômetro de precisão de décimo de grau celsius.

A menos do efeito da temperatura, o valor  $l_0$  da haste é uma constante, e o encurtamento  $\Delta l$  será obtido pela variação das medidas efetuadas pelo relógio comparador.

O objetivo principal, ao se fazer às leituras de deformação, é poder obter a sollicitação ou a tensão que está atuando no elemento estrutural. Para o material concreto, as deformações não dependem apenas das respectivas variações de tensão, mas, também, da variação da temperatura, da fluência do concreto e dos efeitos da retração.

Outra dificuldade encontrada para obtenção da relação tensão-deformação do concreto é a obtenção do seu módulo de elasticidade, que pode variar de ponto a ponto, devido a variações nas propriedades do material, influenciadas pelo adensamento do concreto, pela presença de vazios e pela umidade retida.

Russo (2005) sugere que, para o caso de monitoramento da sollicitação normal em um conjunto de pilares, é possível determinar uma relação tensão-deformação média, desde que seja conhecido o valor total da ação aplicada (peso total), estabelecida pela relação:

$$E_{cm} = \frac{\sum P_i}{\sum \varepsilon_i} \quad (4.1)$$

$E_{cm}$  é o módulo de elasticidade médio do concreto armado;

$\sum P_i$  é a ação externa total;

$\sum A_i$  é o somatório das seções transversais dos elementos;

$\sum \varepsilon_i$  é o somatório de deformações medidas.

Tem-se, então, para as solicitações normais individuais ( $P_i$ ):

$$P_i = E_{cm} \times \varepsilon_{ci} \times A_i \quad (4.2)$$

As deformações decorrentes apenas da variação de tensões ( $\varepsilon_{ci}$ ) podem então ser determinadas ao se subtraírem dos valores medidos ( $\varepsilon_i$ ) os valores calculados de deformação por variação de temperatura ( $\varepsilon_{cT}$ ), retração ( $\varepsilon_{cs}$ ) e fluência ( $\varepsilon_{cc}$ ).

$$(\varepsilon_{ci} = \varepsilon_i - \varepsilon_{cT} - \varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cc}) \quad (4.3)$$

Os valores de deformação resultantes da fluência do concreto, da retração e do efeito de temperatura podem ser calculados de acordo com a norma NBR 6118:2003 da Associação Brasileira de Normas técnicas (ABNT), com o Código Modelo do Comitê Euro-International du Beton (CEB):(1990) ou com outro código equivalente.

Durante o período de medições de deformações da estrutura, como se está diante de condições de ensaio não controladas, faz-se necessário medir ou mesmo acessar dados das condições ambientais, como temperatura e umidade.

A seguir, serão detalhados os equipamentos fabricados e os adquiridos para realização desta pesquisa, no que diz respeito às medições de deformações nos pilares.

São eles: extensômetro removível, barra padrão, pinos de apoio do extensômetro e termohigrômetro.

#### 4.2.1 EXTENSÔMETRO REMOVÍVEL

O extensômetro desenvolvido consta de uma haste de ínvar, NIFe36, de diâmetro  $\varnothing 21\text{mm}$ , coeficiente de dilatação térmica  $1,4 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  e o comprimento 1,80m. Na extremidade é fixado um relógio comparador digital, marca Mitutoyo, tipo 543-250B, com precisão de milésimo de milímetro. A haste apresenta duas reentrâncias em suas extremidades, sendo a superior rosqueada, para encaixe do relógio, e a inferior com cavidade semi-esférica, para encaixe no pino inferior, que se encontra fixo ao pilar. A figura 4.7 apresenta o relógio comparador isolado e a figura 4.8 o instrumento encaixado em uma das faces de um pilar, no momento de uma medição.



Figura 4.7 – Relógio comparador Mitutoyo 543-250B

O equipamento de cor amarela, indicada pela seta na figura 4.8, corresponde a dois níveis de bolha acoplados à haste de ínvar, para garantir a verticalidade dela

no momento da leitura. O extensômetro mede a variação da distância entre os dois pontos de referência, fixados na face do pilar. Também pode-se visualizar que as caixas protetoras dos pinos encontram-se retiradas nesta face, para encaixe da haste, já nas outras faces elas continuam acopladas.



Figura 4.8 – Extensômetro removível

#### 4.2.2 BARRA PADRÃO

A barra de comprimento padrão, também feita com material invar, foi produzida para servir de aferição do extensômetro removível, sempre que se fizerem leituras no relógio comparador nas faces dos pilares. O comprimento medido entre os dois extremos da barra padrão é fixo de 1,892m. A figura 4.9 apresenta a barra padrão fabricada ao lado do extensômetro removível.



Figura 4.9 – Barra de referência padrão e extensômetro removível

### 4.2.3 PINOS DE APOIO DO EXTENSÔMETRO

Os pinos superiores e inferiores produzidos de aço galvanizado servem de apoio para o extensômetro removível. No pino inferior encontra-se uma moesa esférica, saliente para encaixe da haste, e no pino superior, uma cavidade para encaixe do relógio comparador.

Apresenta-se na figura 4.10 o pino superior servindo de apoio para o relógio comparador. A figura 4.4, já apresentada, permitiu a visualização dos pinos.



Figura 4.10 – Pino superior fixado no pilar

#### 4.2.4 TERMOHIGRÔMETRO

Para controle das condições ambientais de temperatura e umidade, adquiriu-se um termohigrômetro digital do fabricante ALLA FRANCE (figura 4.11), com faixa de medição de umidade de 20% a 99%, e de temperatura com precisão de décimo de grau, podendo variar de  $-50^{\circ}\text{C}$  a  $70^{\circ}\text{C}$ , sendo o instrumento submetido a prévia calibração.



Figura 4.11 – Termohigrômetro ALLA FRANCE

## 5. MONITORAMENTO DO EDIFÍCIO SAN CARLO

### 5.1 LOCAL DE ESTUDO

O edifício residencial San Carlo, objeto deste estudo, situa-se na cidade de Fortaleza, no Estado do Ceará, no bairro Meireles, esquina das Ruas Carlos Vasconcelos e Tenente Benévolo.

A Figura 5.1 apresenta a localização do edifício, indicada por uma seta, no mapa de Fortaleza.

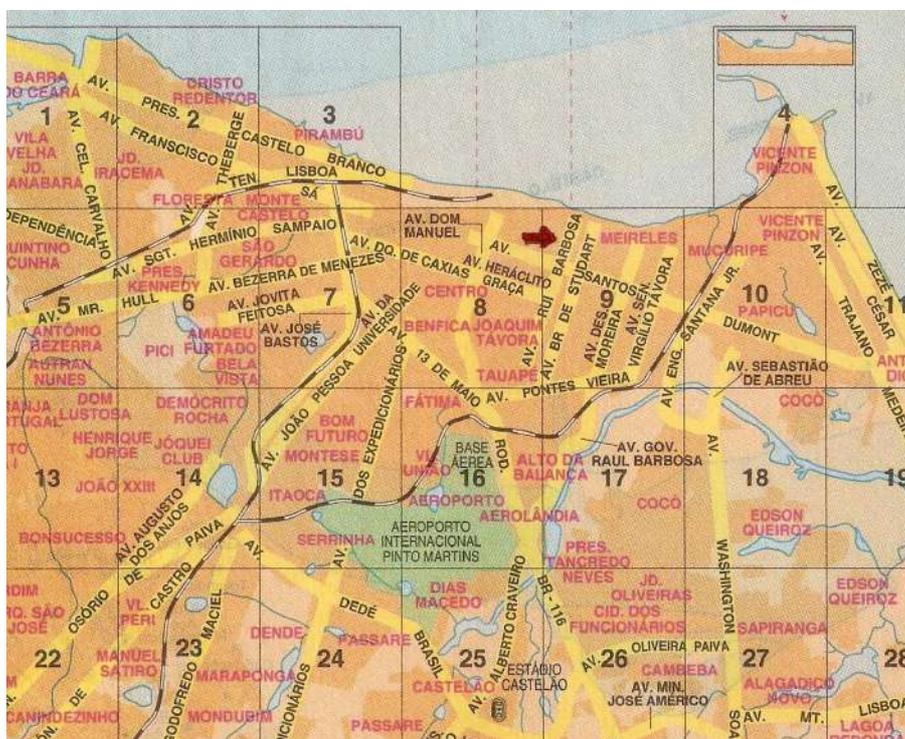


Figura 5.1 – Mapa de Fortaleza

Esse edifício é composto por vinte e oito pavimentos, sendo dois subsolos, pilotis, um mezanino, vinte e dois pavimentos tipos, cobertura com caixa d'água e casa de máquinas, e coberta.

Os elementos estruturais de fundação são compostos por estacas hélices contínuas, para os pilares da torre, e sapatas, para os demais pilares.

As Figuras 5.2 e 5.3 mostram a obra em duas fases da construção, após a execução do 1º e do 15º pavimento tipo, respectivamente.

Apresenta-se na Figura 5.4 a planta de situação e de locação dos pilares.

As observações de campo foram efetuadas em seis pilares da torre (P2, P3, P4, P5, P6 e P7), na caixa do elevador e em três pilares que ligam o subsolo 2 ao pilotis (PFP5, PFP6 e PFP8).



Figura 5.2 – Obra no 1º tipo



Figura 5.3 – Obra no 15º tipo

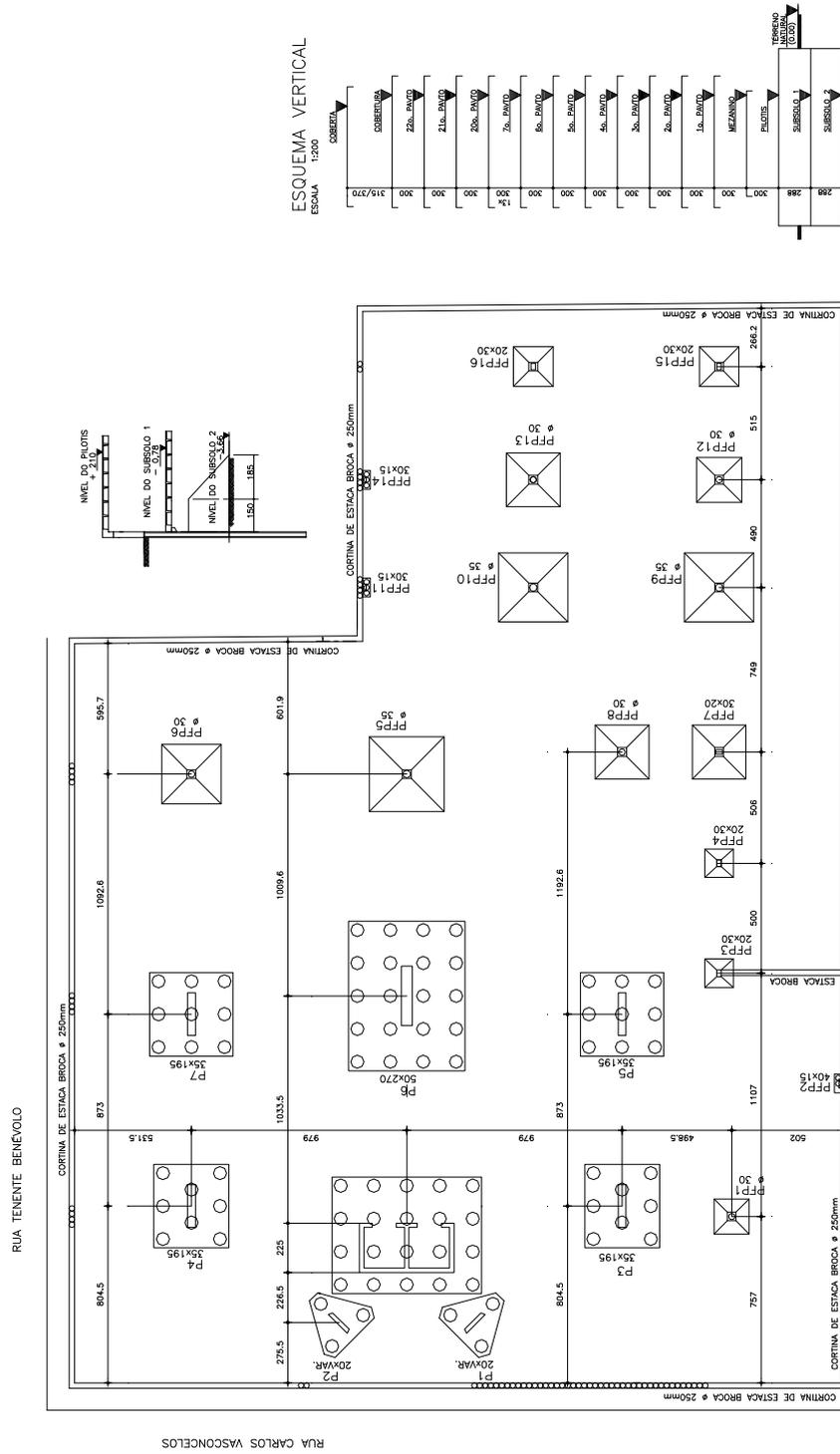


Figura 1.2 – Planta de situação e locação dos Pilares

Figura 5.4 – Planta de situação e de locação do edifício San Carlo

## **5.2 GEOTECNIA LOCAL**

Trata-se neste item da geologia da região, das características geotécnicas e da geotecnia do local de estudo.

### **5.2.1 GEOLOGIA**

Miranda (2005) enfatiza que a geologia da região metropolitana de Fortaleza é caracterizada pela presença de rochas cristalinas (metamórficas e ígneas) do Complexo Nordestino, sedimentos terciários do Grupo Barreiras e dunas (edafizadas e móveis).

Todas essas feições são cortadas pelos cursos d'água do sistema fluvial, ao longo dos quais sedimentos recentes estão depositados.

### **5.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO**

Ainda segundo Miranda (2005), a região cristalina apresenta-se recoberta por um manto de solo, resultante da alteração da rocha local, disposto em três horizontes distintos. Um superficial, areno-argiloso com pedregulhos, marron, com presença de raízes e de matérias orgânicas, de pequena espessura e sem importância para as obras de engenharia. O segundo horizonte, denominado de solo residual maduro, constituído por areia argilosa com pedregulhos, marron ou amarelo, e o terceiro horizonte caracterizado como solo residual jovem (ou saprolito), que mantém a aparência da rocha gnáissica, sendo constituído por frações variáveis de areia, silte e argila.

Esses horizontes residuais apresentam excelentes características para suporte de edificações.

Os solos do Grupo Barreiras são misturas de areia, silte e argila, em proporções variáveis, formando camadas de areias argilosas, areias siltosas e argilas areno-siltosas, com níveis ricos em cascalhos, com coloração variando de cinza claro ao vermelho, passando pelo amarelo e pelo laranja, algumas vezes variegada, com presença irregular de todos esses tons. Essas camadas dispõem-se de forma errática, não só em relação à profundidade, como também no que diz respeito a granulometria.

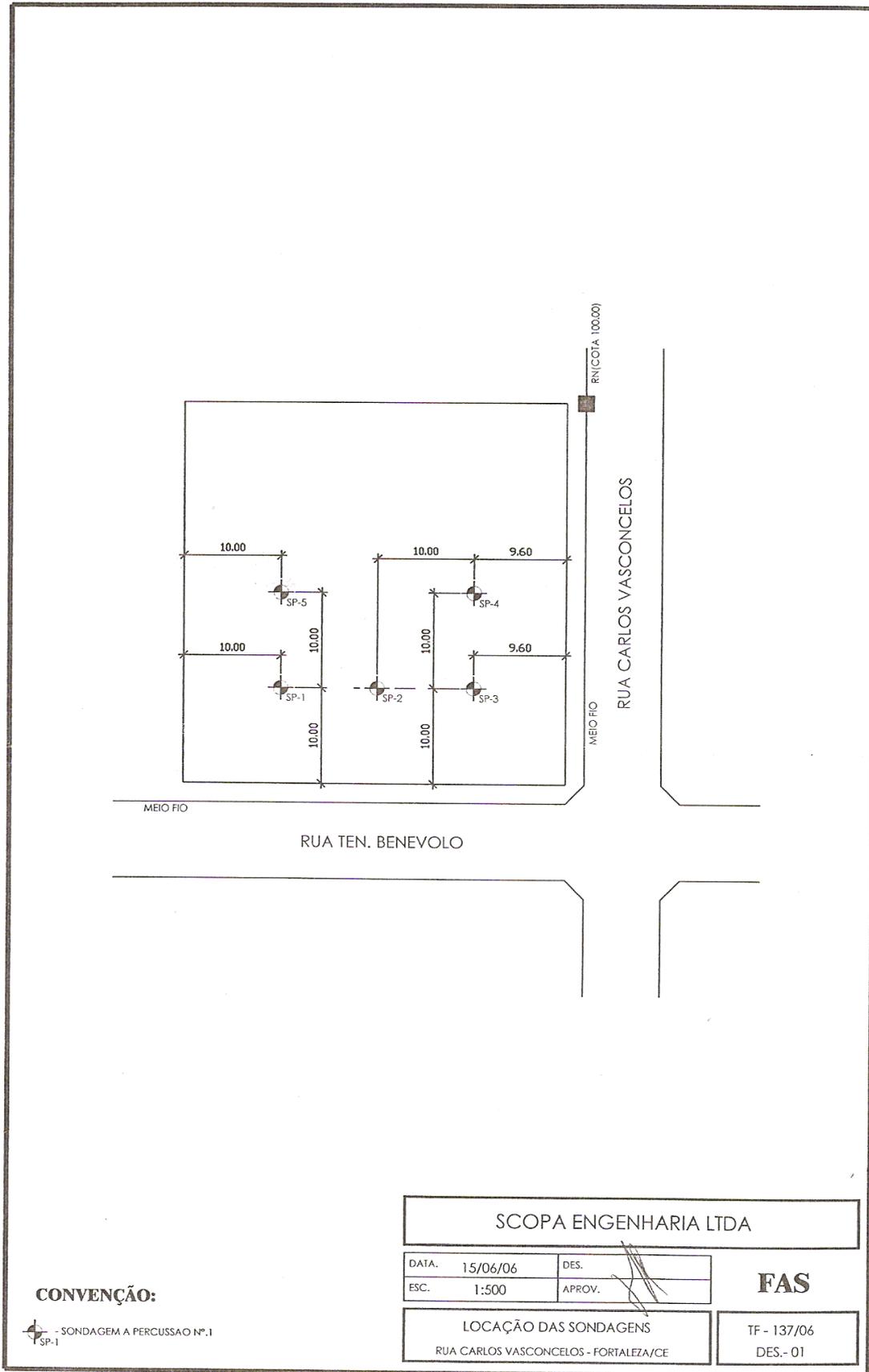
Esses solos não constituirão problema para as fundações de obras de pequeno porte, mas exigirão fundações profundas ou tubulões, em obras com maior concentração de esforços.

A formação Dunas está representada pelas areias finas e médias, as vezes siltosas, de coloração cinza claro, amarelo e laranja. Aparecem recobrimdo os sedimentos do Grupo Barreiras, com espessuras de até 15 m e compacidade crescente. Já que é baixa a compressibilidade das areias, esses solos serão bons suportes para pequenas edificações, que poderão ser assentes em fundações diretas. Para obras com maior concentração de carga, serão necessárias fundações profundas.

### ***5.2.3 GEOTECNIA DO LOCAL DE ESTUDO***

Para análise do subsolo da obra construída, foram executados cinco furos de sondagem à percussão, cuja localização e resultados apresentam-se nas Figuras 5.5 a 5.10.

O formato de apresentação das investigações de campo é o utilizado pela empresa que realizou o respectivo serviço.



**CONVENÇÃO:**

⊕ - SONDAGEM A PERCUSSAO Nº.1  
 ⊕ SP-1

SCOPA ENGENHARIA LTDA

DATA.	15/06/06	DES.	<i>[Signature]</i>
ESC.	1:500	APROV.	<i>[Signature]</i>

**FAS**

LOCAÇÃO DAS SONDAGENS  
 RUA CARLOS VASCONCELOS - FORTALEZA/CE

TF - 137/06  
 DES.- 01

Figura 5.5 – Locação das investigações do subsolo

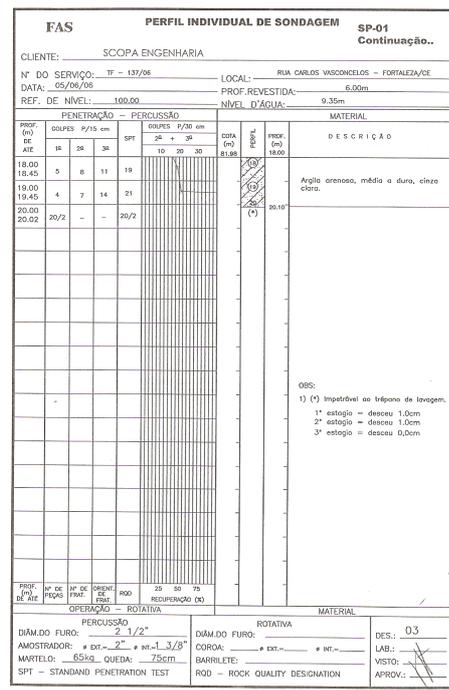
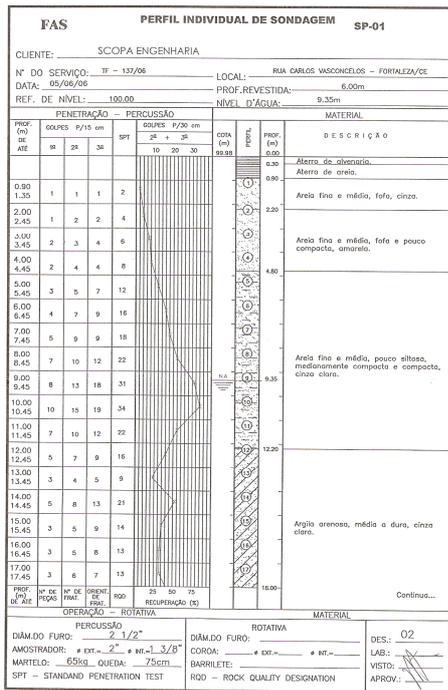


Figura 5.6 – Sondagem SP-01

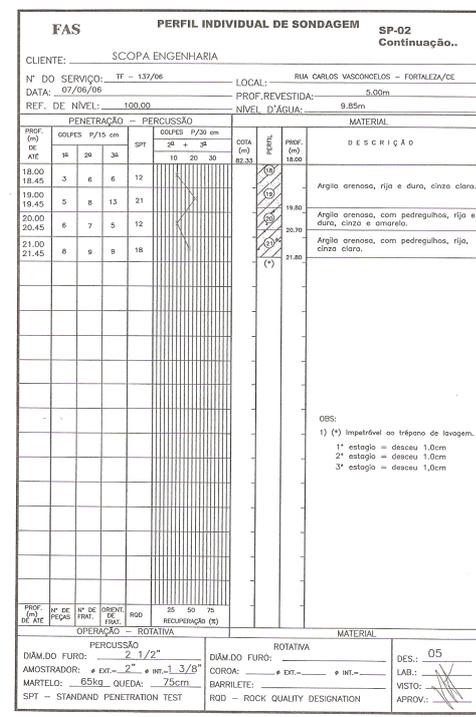
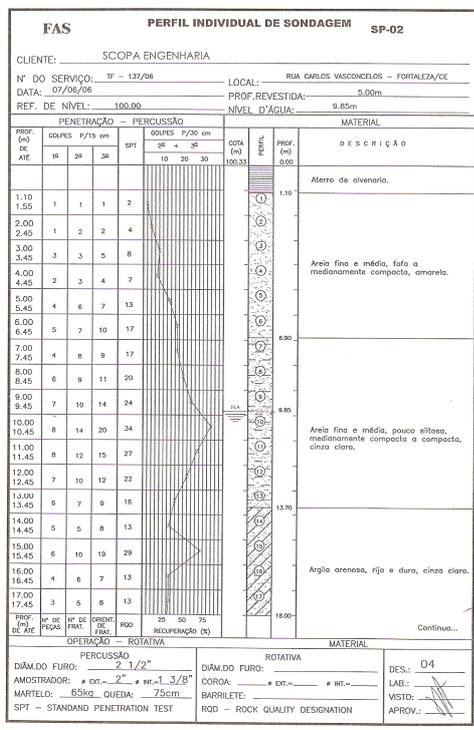


Figura 5.7 – Sondagem SP-02

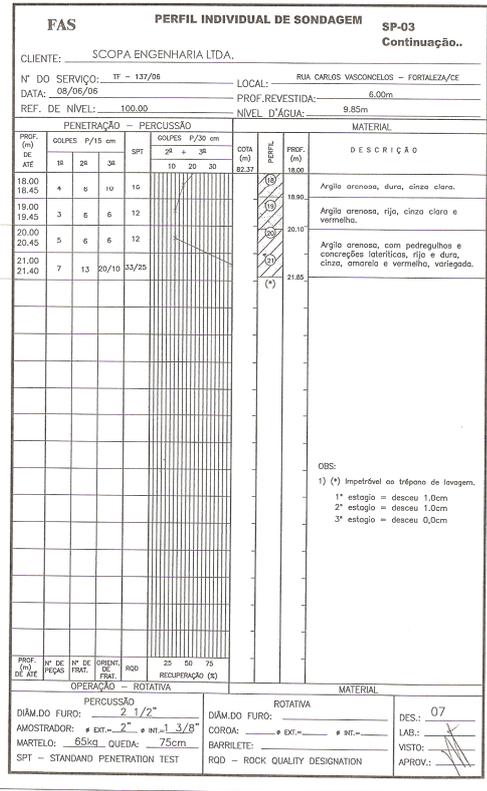
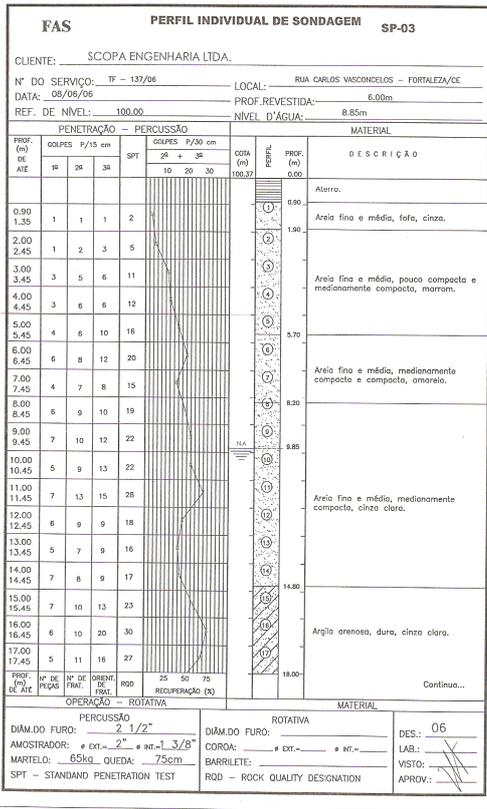


Figura 5.8 – Sondagem SP-03

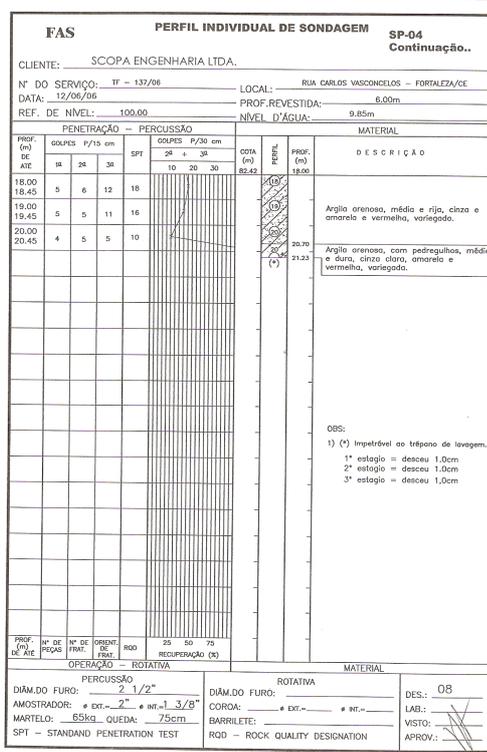
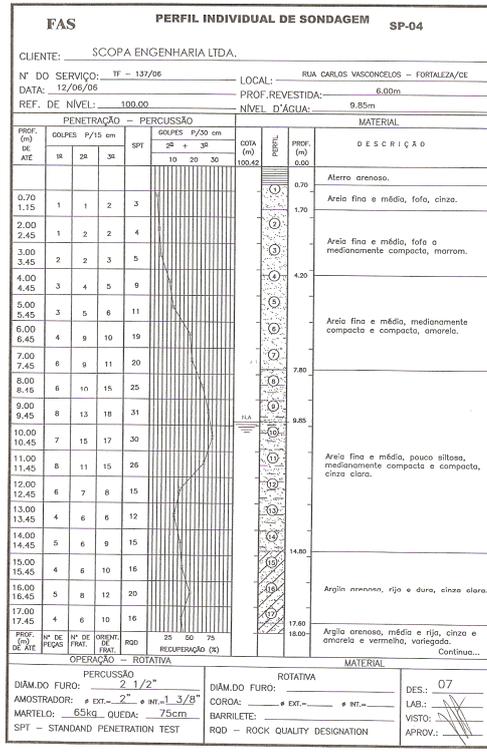


Figura 5.9 – Sondagem SP-04

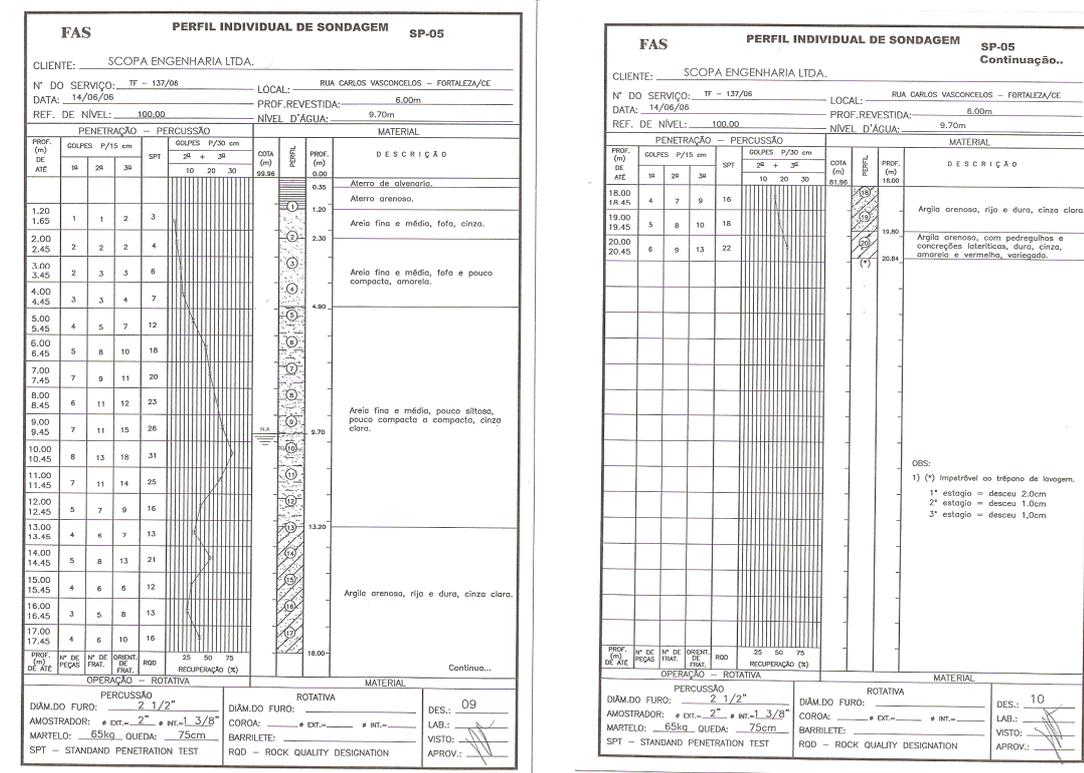


Figura 5.10 – Sondagem SP-05

Embora a empresa de sondagem não tenha fornecido, pode-se construir um perfil geotécnico do subsolo, para melhor visualização dos estratos presentes no local. Esse perfil geotécnico é indicado na Figura 5.11, traçado entre os furos de sondagem SP-01 a SP-04.

Analisando-se os furos de sondagem e o perfil geotécnico apresentado, nota-se que, de um modo geral, ao longo de uma profundidade variando de 0,70 m a 14,80 m, tem-se a presença de solos tipo Dunas, areias finas e médias, pouco silteadas, fofas, de pouco compactas a compactas, de cores variando entre cinza, amarelo e marrom. Subjacente a essas camadas granulares, encontram-se solos da formação Barreiras, até uma profundidade de 21,85 m (limite da sondagem).

Esses solos são formados por argilas arenosas rijas a duras, podendo apresentar pedregulhos, nas camadas mais profundas, e de cores que variam entre cinza, amarelo e vermelho.

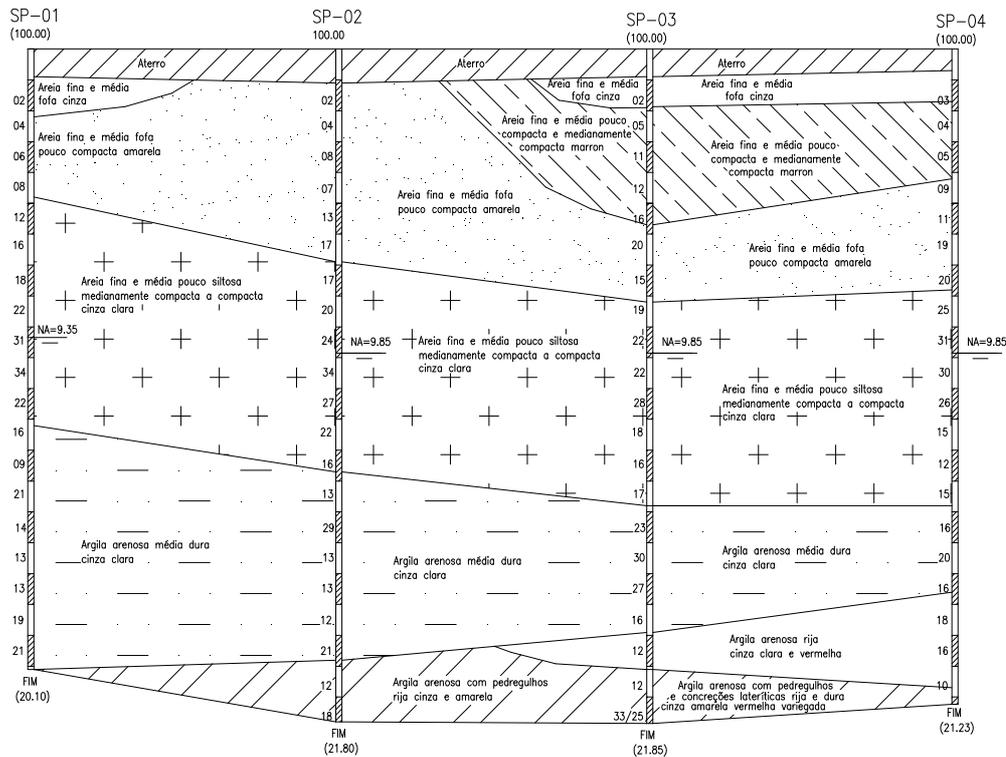


Figura 5.11 – Perfil geotécnico

### 5.3 ESTRUTURA

Na estrutura do edifício San Carlo utilizou-se concreto armado e concreto protendido, com resistências características à compressão  $f_{ck} = 20$  MPa para infraestrutura – elementos de fundação (estacas e sapatas), contenção (cortina de estacas brocas) e blocos de coroamento das estacas –, e  $f_{ck} = 30$  MPa para a superestrutura –lajes, vigas e pilares. Trata-se de uma estrutura monolítica,

hiperestática, não apresentando juntas de dilatação. No Anexo A apresentam-se as plantas baixas estruturais dos pavimentos do edifício.

### 5.3.1 SUPERESTRUTRA

Como já foi visto, a superestrutura é formada por lajes, vigas e pilares.

#### a) LAJES

Foram usadas lajes de concreto armado maciças e nervuradas. A figura 5.12 apresenta uma seção típica dessas lajes nervuradas, com 5 cm de capa, nervura com 26 cm abaixo da capa, 31 cm de altura total e intereixos de 70 cm (distância entre eixos das nervuras), correspondendo a uma espessura média de 13 cm.

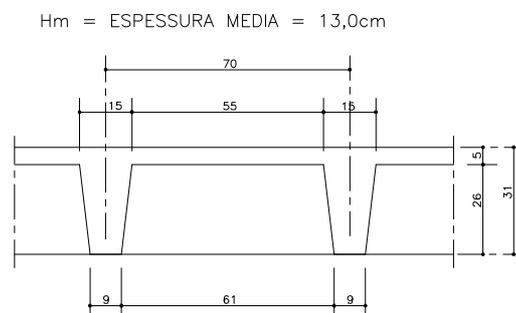


Figura 5.12 – Seção da laje nervurada

#### b) VIGAS

As vigas principais são de concreto protendido, tipo vigas-faixa, com dimensões em centímetros que variam entre (100X33) e (100x45) no subsolo e no pilotis, (80x33) e (100x33) no mezanino e nos pavimentos tipos, sendo de (50x55) na cobertura.

A armadura protendida utilizada é composta por cordoalhas engraxadas não aderentes, com diâmetro de 12,5mm e aço 190RB-EP, com força inicial de protensão de 150 kN por cabo. A protensão é dada após 10 dias da concretagem das vigas-faixa, para uma resistência mínima do concreto  $f_{ckj} = 25$  MPa.

Utilizou-se o concreto armado para as vigas das escadas, das caixas d'água, da cobertura e para as vigas secundárias dos outros pavimentos. Apresentam-se na Tabela 5.1 os resultados do controle tecnológico do concreto das vigas e das lajes: resistências médias aos 28 dias, em corpos-de-prova cilíndricos de (10x20), coeficiente de variação (CV) e valor estimado da resistência característica à compressão ( $f_{ckest}$ ), de acordo com a NBR 12655:2006 e com o tamanho da amostra.

Observa-se uma lacuna para o controle tecnológico do concreto entre os pavimentos tipos 16 e 19, por extravio do relatório.

### c) PILARES

Todos os pilares da torre foram executados em concreto armado, com seções constantes até a laje de cobertura, e sofrendo uma redução entre este pavimento e a cobertura.

Também se utilizou concreto armado para os pilares que ligam o subsolo 2 ao pilotis.

Tabela 5.1 – Controle Tecnológico das lajes e vigas

Lajes e Vigas	$f_{c28}$ (MPa)	CV (%)	$f_{ckest}$ (MPa)
Subsolo 1	33,7	4,6	31,1
Pilotis	33,8	5,2	30,9
Mezanino	33,5	6,9	30,3
Tipo 1	31,3	4,8	29,6
Tipo 2	34,8	4,6	31,5
Tipo 3	32,8	4,8	30,5
Tipo 4	34,1	4,8	31,8
Tipo 5	33,7	4,3	31,6
Tipo 6	35,1	5,6	32,0
Tipo 7	34,3	4,6	31,0
Tipo 8	35,7	5,1	33,0
Tipo 9	33,4	4,2	31,1
Tipo 10	35,5	5,1	32,2
Tipo 11	33,3	3,7	31,0
Tipo 12	31,3	2,6	30,1
Tipo 13	35,9	3,8	33,6
Tipo 14	32,1	3,4	30,5
Tipo 15	31,7	2,1	30,6
Tipo 20	34,3	7,5	30,9
Tipo 21	32,8	4,3	30,2
Tipo 22	32,3	2,6	31,3
Cobertura	33,3	5,3	30,4
Coberta	32,8	3,6	30,8

O traço para resistência característica igual a 30 MPa, empregado em todos os pilares, vigas e lajes, é dado a seguir:

Cimento CII 32 – RS

Consumo de cimento – 385 kg/m<sup>3</sup>

Areia: natural de rio / artificial de quartzo – 384 kg/m<sup>3</sup> / 180 kg /m<sup>3</sup>

Brita: fonólito 0 / fonólito 1 – 208 kg/m<sup>3</sup> / 772 kg/m<sup>3</sup>

Água – 187 l/m<sup>3</sup> (fator água-cimento 0,486)

Aditivo REALT 110 – 1,155 l/m<sup>3</sup>

Slump – 100 mm ± 20 mm

A Tabela 5.2 resume os resultados do controle tecnológico do concreto dos pilares, determinados em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm. Para cada tramo dos pilares, apresentam-se: resistência média aos 28 dias, coeficiente de variação e valor estimado da resistência característica à compressão ( $f_{ck,est}$ ), calculada de acordo com a ABNT NBR 12655:2006, dependendo do número de corpos-de-prova da amostra ensaiada. Devido a extravio do relatório, não se encontram na Tabela 5.2 os resultados relativos aos pavimentos tipos 16 a 19.

### **5.3.2 INFRA-ESTRUTURA**

A solução adotada para os elementos de fundação, que transmitem as cargas dos pilares da torre e da caixa de elevador para o maciço de solos, foi o uso de estacas tipo hélice contínua, diâmetro 600 mm, carga nominal 1600 kN, armadura longitudinal 5 $\varnothing$ 20 mm (CA-50) com 4 m de comprimento, armadura transversal de  $\varnothing$ 6,3 mm em espiral de passo 15cm (CA-50), num total de 80 estacas.

Tabela 5.2 – Controle Tecnológico dos Pilares

Pilares	$f_{c28}$ (MPa)	CV (%)	$f_{ck,est}$ (MPa)
Subsolo 1	29,9	11,6	28,4
Pilotis	33,5	5,8	30,3
Mezanino	33,5	6,9	30,3
Tipo 1	31,8	4,4	29,6
Tipo 2	31,0	4,1	28,9
Tipo 3	33,6	6,4	30,8
Tipo 4	34,4	5,1	32,2
Tipo 5	34,1	4,6	31,4
Tipo 6	35,1	5,2	32,2
Tipo 7	34,9	5,5	31,5
Tipo 8	35,4	4,8	33,2
Tipo 9	33,2	4,2	30,9
Tipo 10	35,4	4,8	32,4
Tipo 11	33,7	4,8	31,4
Tipo 12	31,5	3,0	30,2
Tipo 13	34,8	7,1	30,1
Tipo 14	31,9	3,6	30,2
Tipo 15	31,6	2,1	30,6
Tipo 20	34,2	7,5	30,9
Tipo 21	32,9	4,6	30,3
Tipo 22	32,4	2,6	31,3
Cobertura	33,1	5,2	30,6
Coberta	33,4	4,7	31,4

O comprimento previsto para as estacas, a partir do nível do subsolo 2 (cota -3,66 m), variava entre 15,2 m (sondagem SP-1), 16,2 m (SP-3) e 17 m (SP-2, SP-4 e SP-5). Esses comprimentos foram avaliados pela empresa que elaborou o projeto de fundações. Para pilares não pertencentes a torre do edifício utilizaram-se sapatas com tensão admissível do solo 0,15 MPa, na cota -5,16 m, ou seja, a 1,50 m abaixo do subsolo 2.

Na Figura 5.13 apresenta-se a disposição em planta do grupo de estacas de cada pilar, conforme o projeto de fundação, sendo 1,5 m a distância entre os eixos das estacas. Elas encontram-se numeradas e, próximo a cada uma delas, é indicado o comprimento L efetivamente executado e a localização dos furos de sondagem.

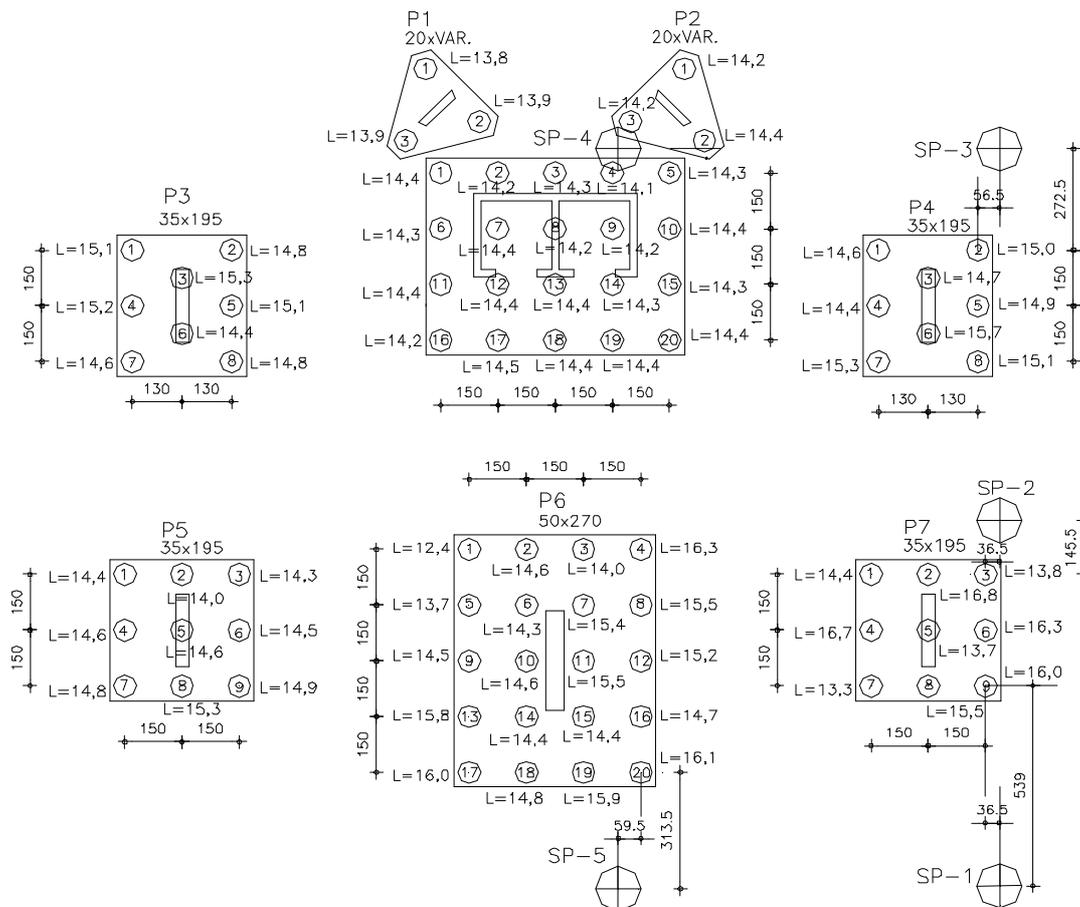


Figura 5.13 – Comprimento de estacas e localização de furos de sondagem

O controle da cravação das estacas era feito com o monitoramento do trado de perfuração, pressão de injeção, vazão do concreto e seu consumo. Os comprimentos resultantes da execução encontram-se resumidos a seguir:

Máximo – 16,70m (E2 / P7)

Mínimo – 12,40m (E1 / P6)

Médio – 14,70m

Desvio padrão – 0,75m

Coefficiente de variação – 5,1%

Com os dados referentes ao comprimento executado de cada estaca, é possível definir uma superfície que une as pontas desses elementos, denominada superfície resistente, a qual se encontra representada na Figura 5.14.

As pontas das estacas encontram-se representadas por suas posições, com a numeração do pilar correspondente.

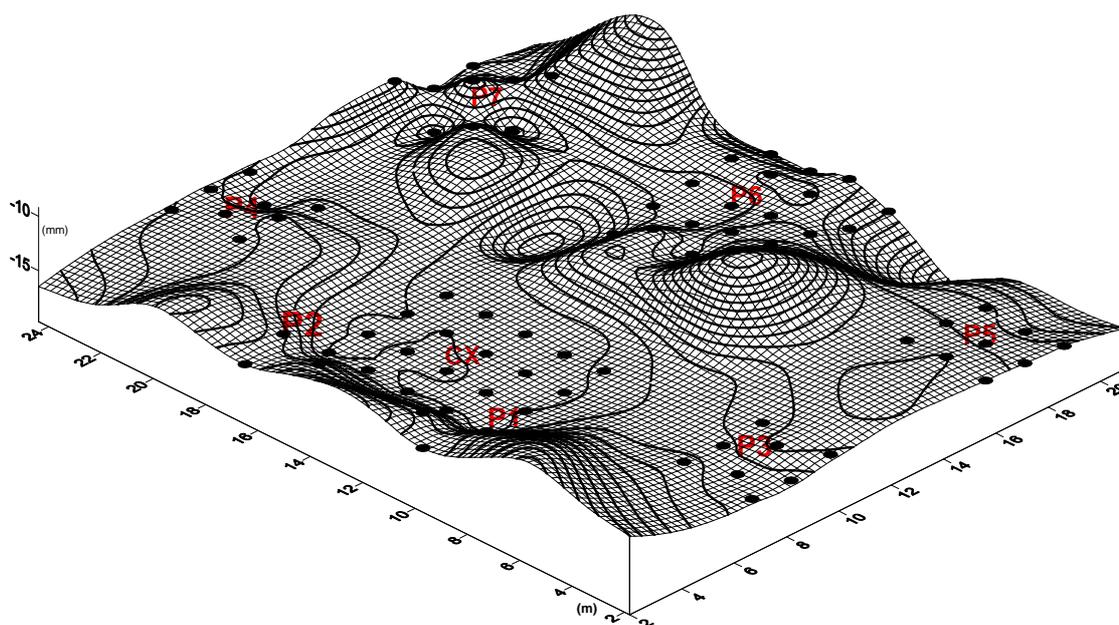


Figura 5.14 – Superfície resistente

O traço para resistência característica de 20 MPa, empregado nos elementos estruturais de fundação (estacas e sapatas), é indicado a seguir:

Cimento CII 32 – RS

Consumo de cimento - 271 kg/m<sup>3</sup>

Areia: Natural de rio / Artificial de quartzo – 440 kg/m<sup>3</sup> / 205 kg/m<sup>3</sup>

Brita: fonolito 0 / fonolito 1 – 205 kg/m<sup>3</sup> / 764 kg/m<sup>3</sup>

Água – 187 l/m<sup>3</sup> ( fator água-cimento 0,69)

Aditivo REALT 110 – 0,81 l/m<sup>3</sup>

Slump – 100 mm ± 20 mm

De acordo com os dados fornecidos pelo relatório do controle tecnológico do concreto empregado nas estacas, e adotando-se a ABNT NBR 12655:2006 para a amostra dada, indica-se na Tabela 5.3 o valor médio da resistência característica do concreto aos 28 dias, o coeficiente de variação e o valor estimado da resistência característica à compressão.

Tabela 5.3 – Controle tecnológico das estacas

	$f_{c28}$ (MPa)	CV (%)	$f_{ckest}$ (MPa)
Estacas	20,9	5,4	19,1

Nas fotos da Figura 5.15 pode-se visualizar uma estaca em execução.



Figura 5.15 – Execução das estacas hélices contínuas

#### 5.4 CARGA NAS ESTACAS VERSUS RECALQUE

A capacidade de carga, carga última ou carga de ruptura de um elemento de fundação é aquela que, aplicada nesse elemento, provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte, ou a ruptura do próprio elemento estrutural de fundação, neste caso, da própria estaca.

Segundo a ABNT NBR 6122:1996, o valor da capacidade de carga de um elemento de fundação pode ser determinado de três maneiras:

- a partir de provas de carga;
- a partir de método semi-empírico ou empírico;
- empregando-se métodos teóricos.

No projeto de fundação do edifício San Carlo, a capacidade de carga dos elementos de fundação foi avaliada a partir do método semi-empírico ANTUNES/CABRAL (1996), pela empresa contratada, sendo definidos os

comprimentos das estacas, e realizada uma prova de carga monotônica, com carregamento lento, em uma estaca da própria obra, sendo definido o gráfico carga versus recalque.

Com a finalidade de comparar os valores de recalques encontrados na prova de carga com os estimados por método semi-empírico, desenvolveu-se, nesta pesquisa, um programa computacional baseado na metodologia de Aoki-Velloso (1975), para determinação da transferência de carga da estaca isolada para o maciço de solos, e o método Aoki-Lopes (1975) para estimativa de recalques, com a consideração da estratificação do solo e a existência do indeslocável por meio do artifício proposto por Steinbrenner (1936).

#### ***5.4.1 PROVA DE CARGA ESTÁTICA***

A prova de carga estática foi realizada na estaca E-05 do pilar P7, durante a fase construtiva da obra (ver posicionamento da estaca na Figura 5.13).

A aplicação da carga na estaca foi feita por intermédio de um conjunto de bomba e macaco hidráulico de 4000 kN. Esse dispositivo atuou contra um sistema de reação estável, ancorado em quatro estacas do mesmo bloco. As estacas de reação tinham características idênticas às da estaca ensaiada e foram equipadas, cada uma, com quatro barras de aço CA-50, diâmetro de 5 mm, com 12 m de comprimento.

A transferência de carga do macaco hidráulico para os elementos de tração foi feita através de três vigas metálicas, sendo uma principal de 4 m de comprimento e duas transversais duplas, com 2 m de comprimento. O quadro resumo do ensaio encontra-se na figura 5.16.

Características	Descrição
Denominação da estaca	Estaca 05
Tipo da estaca	Hélice contínua $\phi$ 600mm
Comprimento da estaca	15,0 m
Carga máxima atingida no ensaio	2.400 kN
Deslocamento na carga máxima	24,42 mm
Deslocamento residual	22,26 mm

Figura 5.16– Quadro resumo do ensaio da prova de carga

Os valores de recalques efetivamente medidos na prova de carga encontram-se representados na figura 5.17.

CARGA (kN)	RECALQUE (mm)
240	0,20
480	0,70
720	1,44
960	2,16
1200	3,40
1440	7,61
1680	13,13
1920	19,16
2160	29,96
2300	40,57

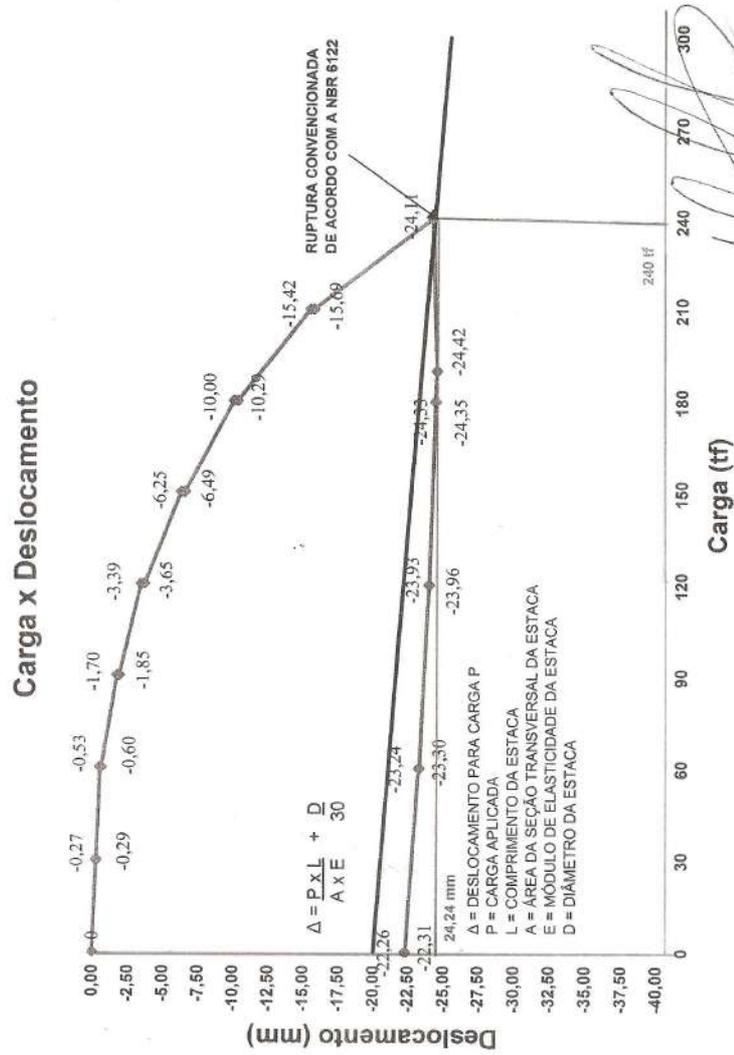
Figura 5.17 – Valores de recalques medidos

A Figura 5.18 mostra a curva carga versus recalque, proposta por Van der Veen (1953), também extraída do relatório da prova de carga.

ESTACA HÉLICE CONTÍNUA Ø 600mm PARA 120 t

CARREGAMENTO	
Estágio	Carga (tf)
1	30,00
2	60,00
3	90,00
4	120,00
5	150,00
6	180,00
7	210,00
8	240,00
	180,00

DESCARREGAMENTO	
Estágio	Carga (tf)
1	180,00
2	120,00
3	60,00
4	0,00



Manoel Nélcio Figueiredo Scarpão  
Eng. Civil  
CREA 15.010/D-CE

Figura 5.18 – Curva carga-recalque extraída do relatório da prova de carga

Após a análise dos resultados, de posse dos valores de deformações, da curva carregamento-recalque e da baixa recuperação da estaca (cerca de 2 mm, correspondendo somente à elasticidade do elemento), a empresa concluiu que houve ruptura da ligação estaca-solo. Porém, não foi possível identificar graficamente o ponto de ruptura.

Baseando-se na ABNT NBR 6122:1996, “nos casos onde a estaca apresentar recalque considerável, mas a curva carga-recalque não indicar uma carga de ruptura, mas crescimento contínuo do recalque com a carga, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como a carga para um recalque igual  $1/30$  (um trinta avos) do diâmetro da estaca acrescido de sua deformação elástica”, foi obtida a carga de ruptura de 2400 kN, confirmando a carga de trabalho (admissível) de 1600 kN, com fator de segurança igual a 1,5 (um e meio).

#### ***5.4.2 CAPACIDADE DE CARGA (AOKI-VELLOSO) E RECALQUE (AOKI-LOPES)***

De posse da sondagem e da planta de locação dos blocos de fundação, pode-se constatar que o furo de sondagem mais próximo da estaca ensaiada era o SP-02, e assim procedeu-se o cálculo da capacidade de carga da estaca pelo método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975), com uso de uma planilha eletrônica desenvolvida pelo próprio autor. A Figura 5.19 mostra o gráfico da transferência de carga da estaca isolada, onde o nível zero da estaca corresponde à cota -4,00 no furo de sondagem, nível do subsolo 2.

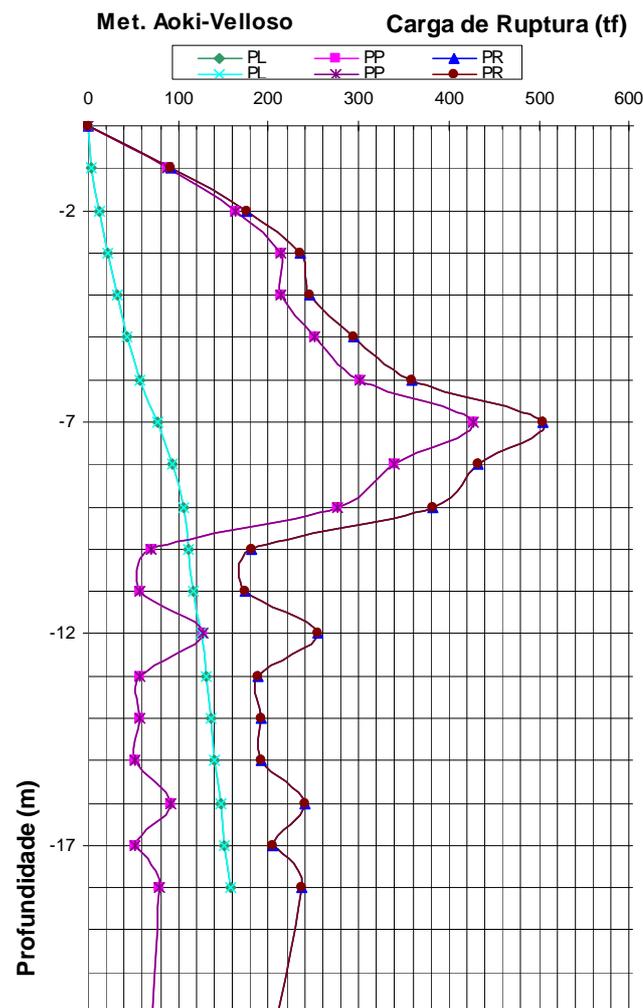


Figura 5.19 – Transferência de carga da estaca isolada

Com o diagrama de transferência de carga acumulada  $PL(z)$  e as características de deformabilidade do solo e da estaca, aplicou-se o programa computacional, desenvolvido nesta pesquisa, para os mesmos níveis de carga, utilizados na prova de carga, para determinação dos correspondentes recalques estimados.

Para transferência de carga estaca-solo, admitiu-se três trechos: triangular no primeiro, com fatores carga/comprimento  $f_1 = 0$  e  $f_2 = 160$  kN/m entre as cota -1 a -5, constante no segundo, com  $f_1 = f_2 = 150$  kN/m entre as cotas -5 e -8, e constante no terceiro trecho, com valores  $f_1 = f_2 = 84$  kN/m, entre a cota -8 e o fim da estaca.

Para determinação das características de deformabilidade do solo, utilizou-se a correlação empírica proposta por Teixeira e Godoy apud Cintra et al. (2003):

$$E = \alpha \cdot K \cdot N \quad (5.1)$$

Nessa equação:

$\alpha$  é um coeficiente empírico, assumindo valor 3 para as areias, 5 para os siltes e 7 para as argilas;

$K$  é um coeficiente empírico que correlaciona valores de resistência de ponta do cone  $q_c$ , do ensaio de campo CPT, com a resistência à penetração  $N$  da sondagem SPT, com valores 0,9 para as areias e 0,3 para as argilas arenosas;

$N$  é o valor da resistência média à penetração da sondagem SPT no trecho considerado.

No caso em estudo, o maciço de solos foi dividido em três camadas:

Camada Cotas	$\alpha$	$K$	$N_{med}$	E(kPa)	$\nu$
0 a -3 m Areia p.compacta	3	0,9	10	27.000	0,2
-3 m a -10 m Areia compacta	3	0,9	23	62.100	0,4
-10m a -19 m Argila arenosa	7	0,3	16	33.600	0,1

Figura 5.20 – Características do maciço de solos

Encontra-se na Figura 5.21 o gráfico carga versus recalque estimado pelo método Aoki-Lopes (1975), medido na prova de carga e por Van der Veen (1953).

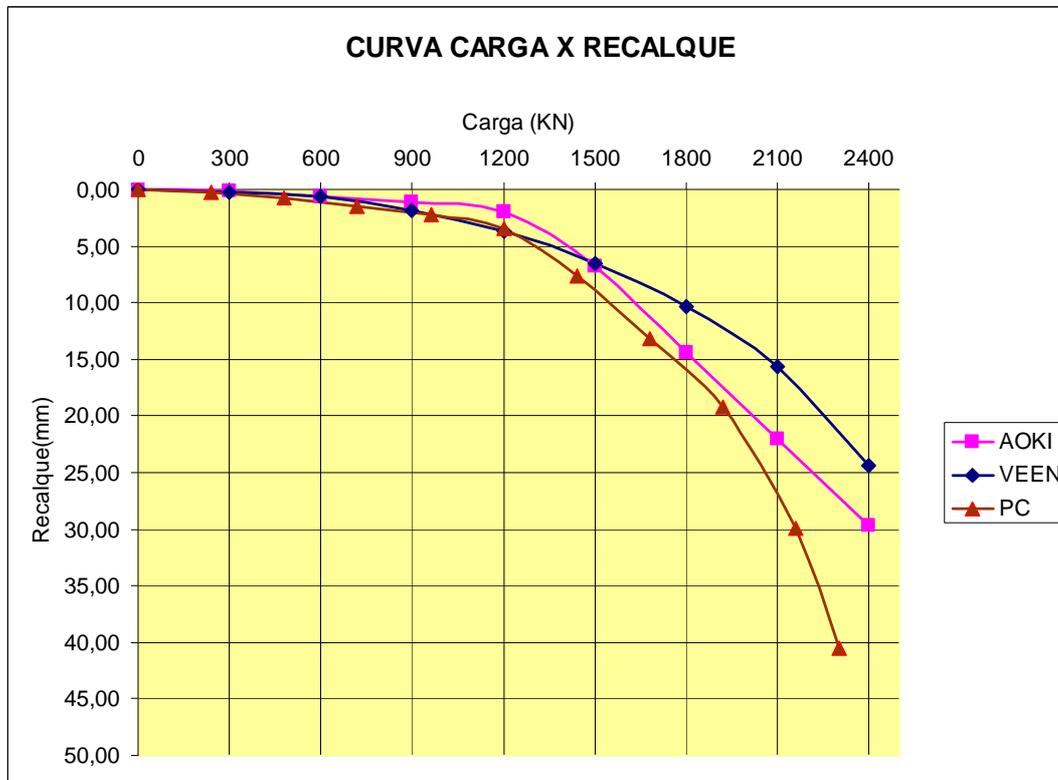


Figura 5.21– Curva carga versus recalque estimado e medido na prova de carga

Observa-se coincidência relativa entre as três metodologias, nas medidas de recalque para níveis de carga até 700 kN.

Para valores acima de 700 kN, o método de Aoki-Lopes (1975) subestima os recalques em relação aos valores medidos e superestima a partir de 1500 kN, em relação aos resultados referentes a Van der Veen (1953).

No período das medições, no pilar P7, onde se encontra a estaca E5, trabalhou-se com níveis de carga até um máximo de 7067 kN.

Sendo o bloco de fundação deste pilar formado por nove estacas, tem-se a carga de 785 kN por estaca, dentro da faixa onde as três metodologias se aproximam.

## 5.5 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Para determinação do módulo de elasticidade do concreto utilizado na obra, contou-se com a colaboração do Núcleo de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará (NUTEC), que adquiriu a máquina EMIC DL 100000, própria para o ensaio padrão da NBR 8522:2003 – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação.

Como se aguardava a aferição do equipamento, o ensaio foi realizado para corpos-de-prova extraídos do concreto da última laje executada, pavimento de cobertura e caixa d'água, de mesmo traço e resistência característica à compressão estabelecida para toda superestrutura. Observa-se na figura 5.22 uma foto do equipamento e do corpo-de-prova posicionado para o ensaio.

O relatório do ensaio encontra-se transcrito nas figuras 5.23 e 5.24, no seu formato original.



Figura 5.22 – Ensaio de determinação do módulo de elasticidade





$$E_{ci} = 5.600\sqrt{30} = 30.672 \text{ MPa} = 30,67 \text{ GPa} \quad (5.3)$$

Este valor é 11,46% maior que o valor médio obtido no ensaio.

## 5.6 PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS

São considerados os materiais: concreto, alvenarias, formas e escoramentos.

### 5.6.1 CONCRETO

O peso específico do concreto, sem armadura, foi avaliado por pesagem de 12 corpos-de-prova, sendo seis de (10x20) e seis de (15x30), retirados de forma aleatória, obtendo-se valor médio de 22,4 kN/m<sup>3</sup> e coeficiente de variação de 1,1%.

### 5.6.2 ALVENARIAS

Para se obter o peso específico das alvenarias de tijolos cerâmicos vazados de (9x19x19), sem revestimento, construiu-se seis painéis de aproximadamente (9x40x60), utilizando-se a argamassa rodada na obra, e os resultados indicaram um valor médio de 11,5 kN/m<sup>3</sup> e coeficiente de variação de 4%.

### 5.6.3 FORMAS E ESCORAMENTOS

Na construção do edifício, foram utilizadas formas de chapas de madeirite de 2,44 m por 1,22 m, com 18 mm de espessura, e escoramento tubular metálico. Pela dificuldade de avaliação do peso total do escoramento por metro quadrado, recorreu-se a uma pesquisa local entre os representantes de formas e de escoramentos e os construtores, chegando-se um valor médio de 35 kg/m<sup>2</sup>.

## 5.7 CAMPANHA DE MONITORAMENTO DE RECALQUES

O edifício San Carlo teve seus recalques medidos no período de 17/03/2007 a 10/05/2008. No início desse período (17/03/2007), em que foi feita a leitura considerada de referência, encontrava-se concretada e escorada a segunda laje estrutural: o pilotis. No final do período (10/05/2008), a estrutura de concreto e as alvenarias já tinham sido executadas, mas algumas ainda não estavam rebocadas. A figura 5.25 mostra as diversas etapas do monitoramento. Seguiu-se um intervalo de tempo entre as medições de aproximadamente quinze dias, até a concretagem do último pavimento. Depois disso as medições foram mais espaçadas.

Os pinos de recalque foram instalados em cinco pilares da torre e da caixa do elevador e em três pilares intermediários, que morrem no pilotis, em uma altura de 20 cm do nível do subsolo 2. A figura 5.26 mostra a disposição em planta dos pilares monitorados, bem como a posição da referência de nível profunda e a posição aproximada de instalação do nível ótico. Também é indicada nessa figura a face do pilar em que foi realizada a medida, a qual é representada por uma letra (A, B, C ou D), acrescentada ao final da designação do pilar.

Cada conjunto de leitura envolvia nivelamento em circuito fechado, ou seja, era feita uma primeira visada, obtendo-se duas leituras (a mira utilizada era duplamente graduada) para a referência de nível profunda. Procedia-se a visada a cada um dos pontos de monitoramento. Ao final, retornava-se a visada à referência de nível profunda. Com a retirada do nível ótico de sua posição inicial e a recolocação em outro ponto próximo, refazia-se o mesmo procedimento para a obtenção de novas leituras.

DATA	DIAS	ETAPA DA OBRA
17/03/2007	0	Pilotis Concretado e escorado
31/03/2007	15	Tipo 1 escorado mas não concretado
14/04/2007	29	Tipo 2 concretado e escorado
28/04/2007	43	Tipo 4 concretado e escorado
12/05/2007	57	Tipo 6 concretado e escorado
26/05/2007	71	Tipo 8 concretado e escorado
09/06/2007	85	Tipo 10 concretado e escorado
23/06/2007	99	Tipo 12 concretado e escorado
07/07/2007	113	Tipo 14 concretado e escorado
21/07/2007	127	Tipo 16 concretado e escorado
04/08/2007	141	Tipo 18 concretado e escorado
18/08/2007	155	Tipo 20 concretado e escorado
01/09/2007	169	Tipo 22 concretado e escorado
15/09/2007	183	Cobertura concretada e escorada
06/10/2007	204	Estrutura de concreto finalizada
15/12/2007	274	Alvenarias de fachada executadas sem reboco
01/03/2008	351	Alvenarias executadas sem reboco
29/03/2008	379	Alvenarias executadas sem reboco
10/05/2008	421	Alvenarias executadas sem reboco

Figura 5.25 – Etapas do monitoramento de recalques

Empregando-se uma planilha de cálculos, desenvolvida para a pesquisa, as leituras de campo foram transformadas em cotas e estas em recalques. Apresentam-se na Figura 5.27 as curvas de evolução dos recalques com o tempo, para cada pilar monitorado da torre.

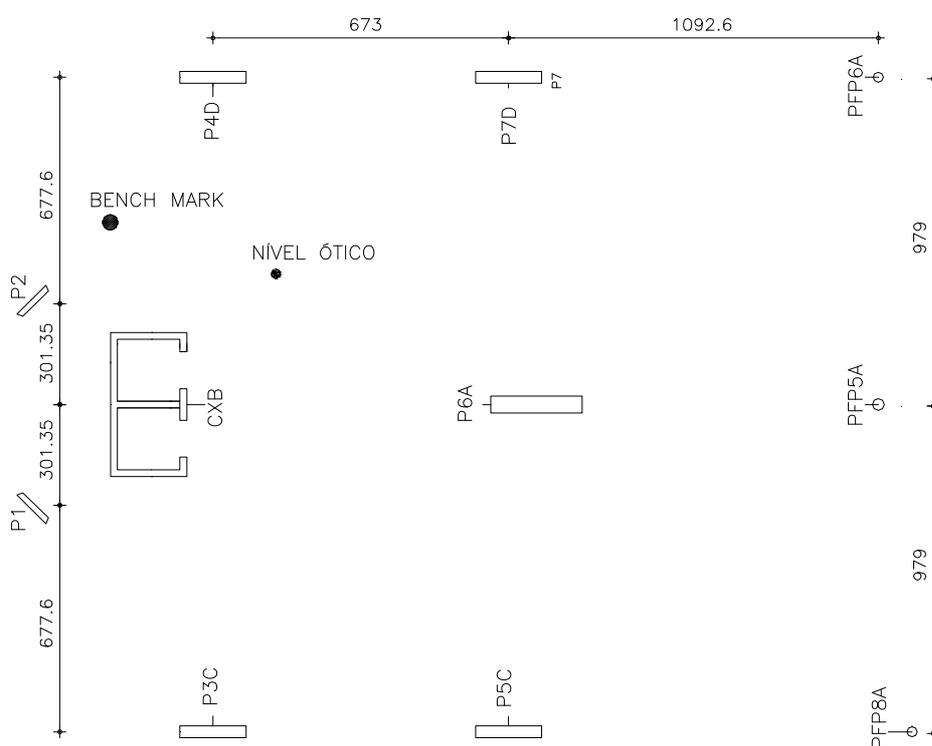


Figura 5.26 – Localização dos pontos de monitoramento dos recalques

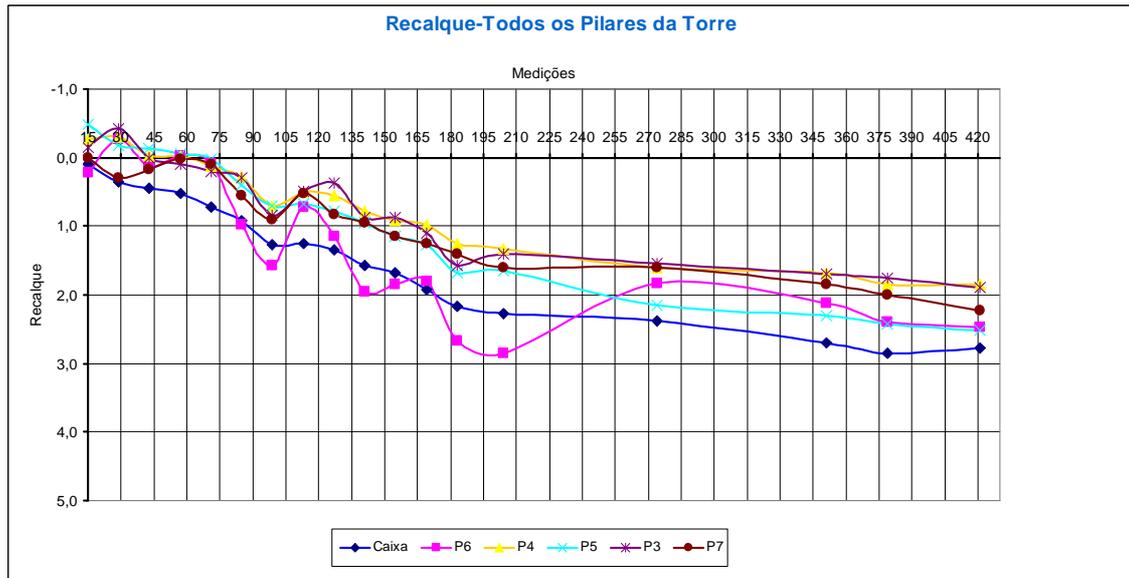


Figura 5.27 – Curvas de evolução dos recalques medidos em milímetros

Acerca da Figura 5.27, percebe-se que durante a fase construtiva da estrutura de concreto, que vai até 204 dias, os valores de recalque mostraram uma oscilação entre os valores medidos, mas dentro do previsto, pois os pilares mais carregados recalçaram mais (P6 e caixa do elevador), e os pilares que guardam simetria, P3-P4, menos carregados, recalçaram numa faixa de variação menor.

Na fase posterior, em que o crescimento da carga era pequeno, os recalques tenderam a se estabilizar, mas ainda guardando a relação de que pilar mais carregado recalça mais e vice-versa.

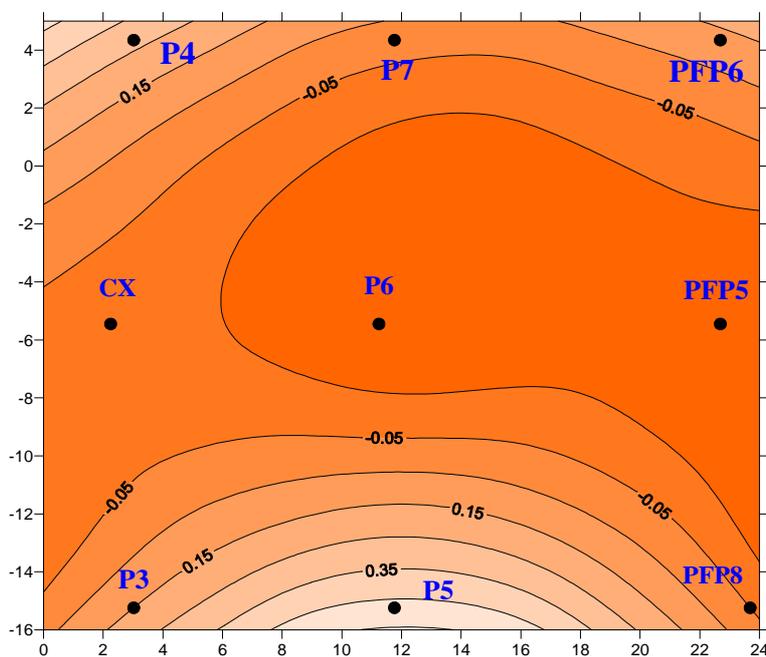
A única surpresa foi o pilar P5, que acompanhou, nesta fase, valores de recalque maiores que P6, e igualando-se a ele na fase final, não guardando simetria com o P7, como era esperado.

Fazendo-se uma retrospectiva da construção da obra, para tentar justificar esse comportamento do pilar P5, percebeu-se que toda movimentação de carga da obra dava-se pela rampa que fica ao lado do P5, e foi também o local escolhido para

colocação da betoneira, que rodava argamassa para rejunte das alvenarias e para execução do reboco.

De modo a facilitar a visualização dos recalques, para cada medição, foram elaboradas representações gráficas desses recalques (figuras 5.28 a 5.45), indicando curvas de iso-recalques (curvas de igual valores de recalques ou bacia de recalques), incluindo-se as medições dos pilares PFP6, PFP5 e PFP8.

As medidas de recalques em milímetros foram tomadas sempre em relação à primeira medida, efetuada em 17/03/2007.



Figuras 5.28 – Bacia de recalques em 31/03/2007 (15 dias)

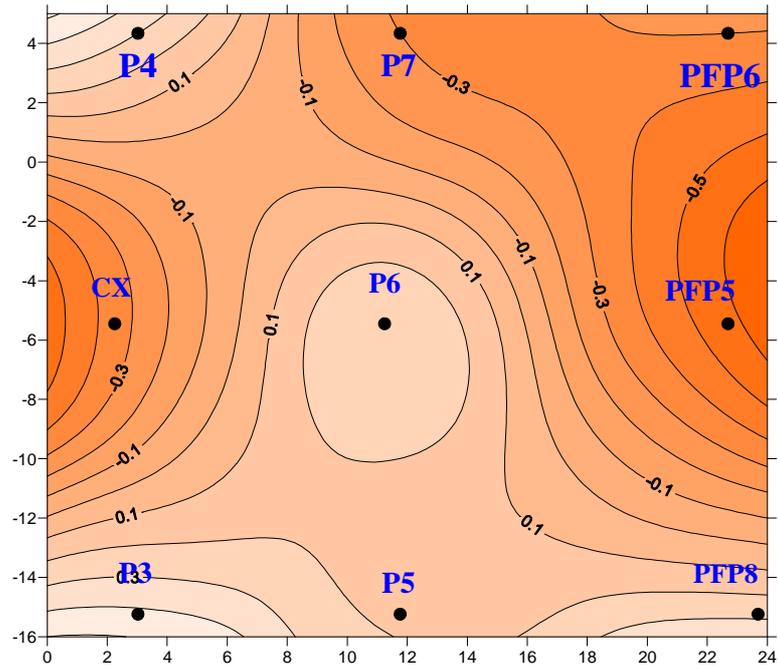


Figura 5.29 - Bacia de recalques em 14/04/2007 (29 dias)

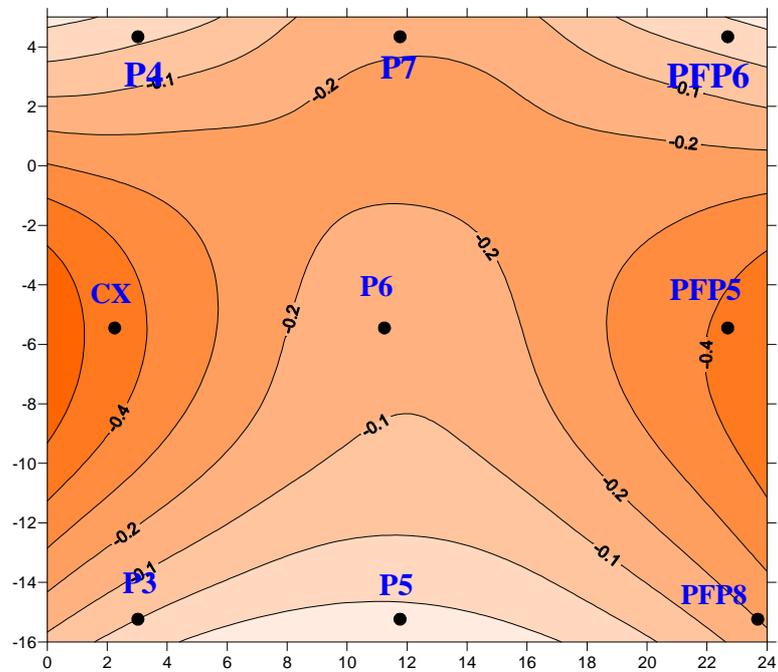


Figura 5.30 - Bacia de recalques em 28/04/2007 (43 dias)

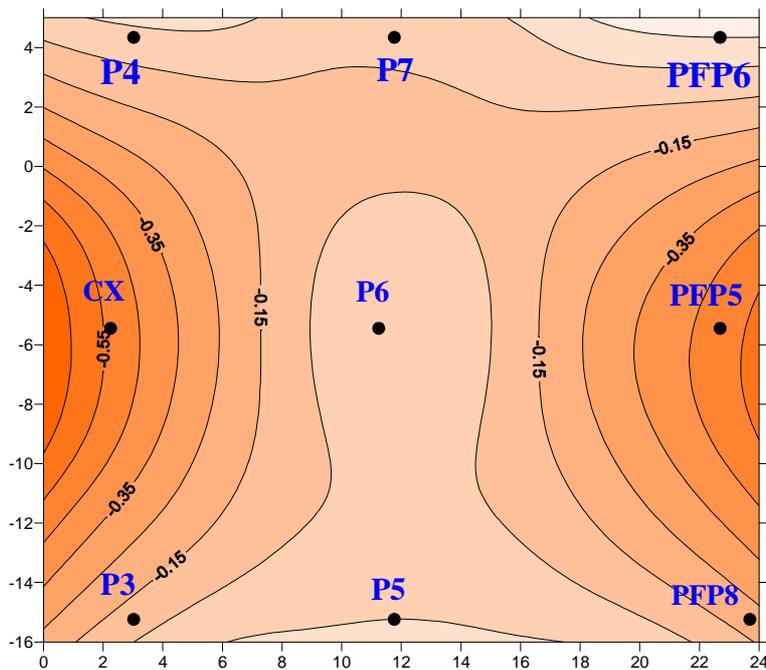


Figura 5.31 - Bacia de recalques em 12/05/2007 (57 dias)

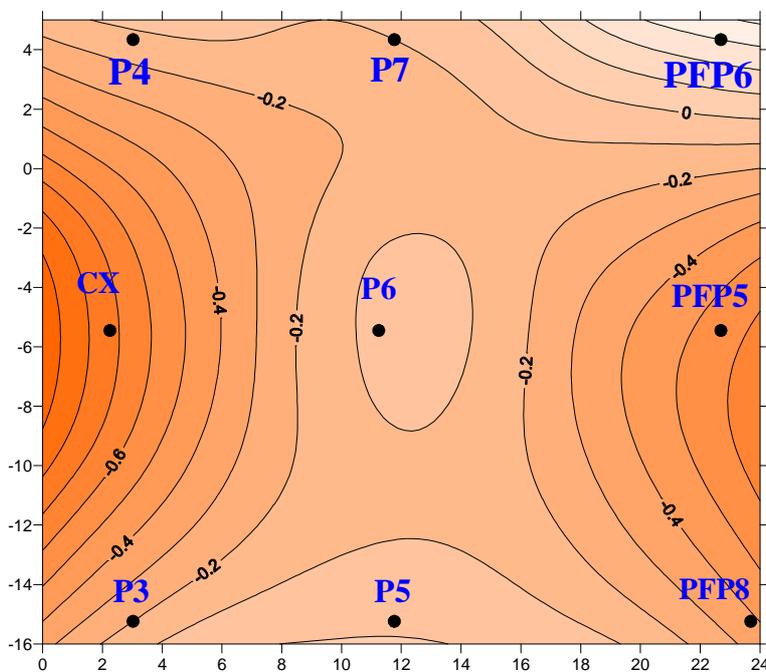


Figura 5.32 - Bacia de recalques em 26/05/2007 (71 dias)

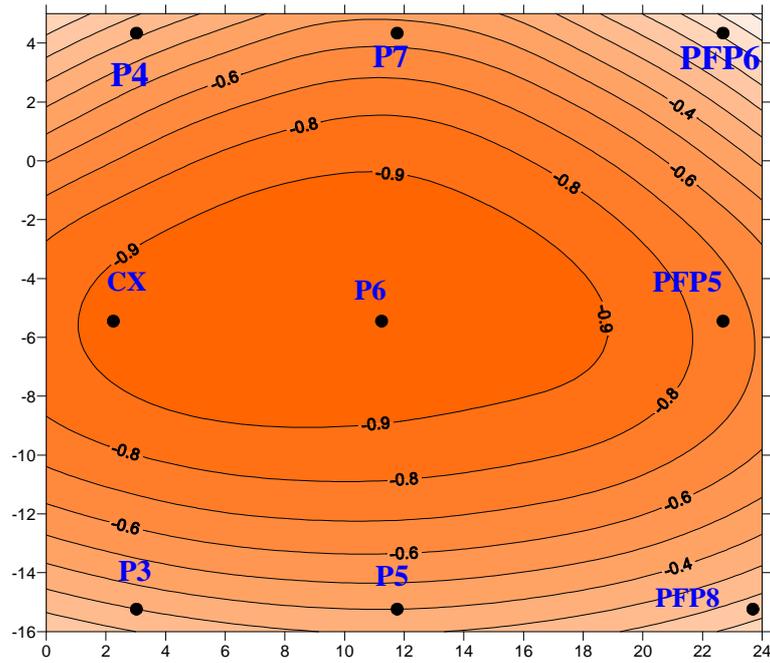


Figura 5.33 - Bacia de recalques em 09/06/2007 (85 dias)

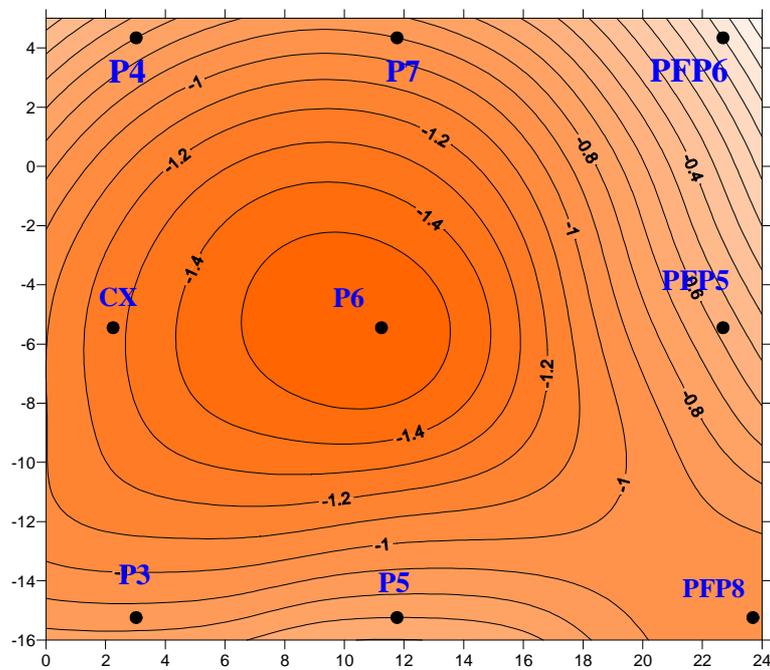


Figura 5.34 - Bacia de recalques em 23/06/2007 (99 dias)

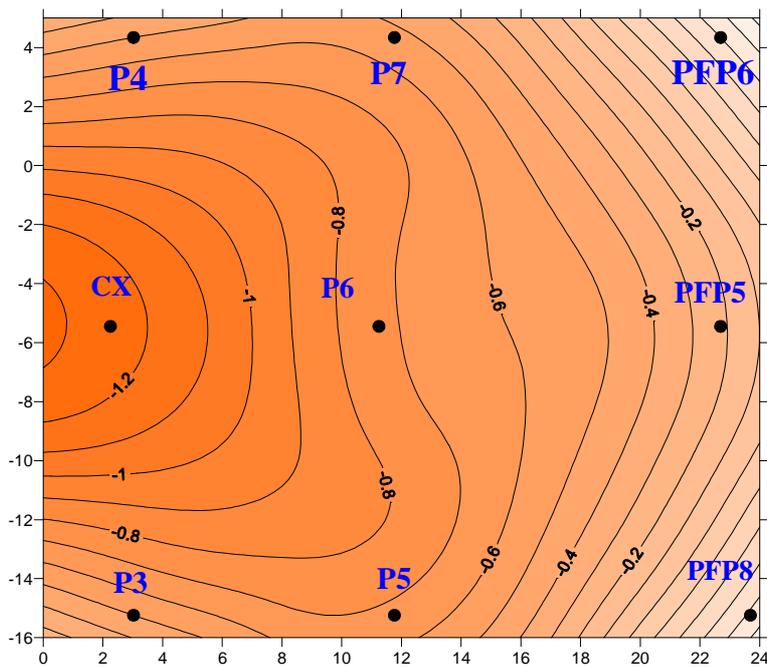


Figura 5.35 - Bacia de recalques em 07/07/2007 (113 dias)

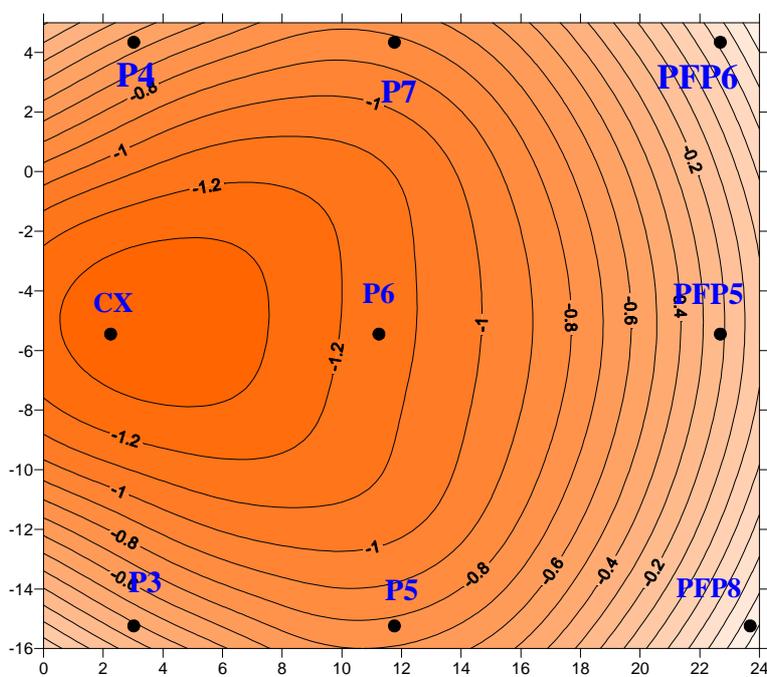


Figura 5.36 - Bacia de recalques em 21/07/2007 (127 dias)

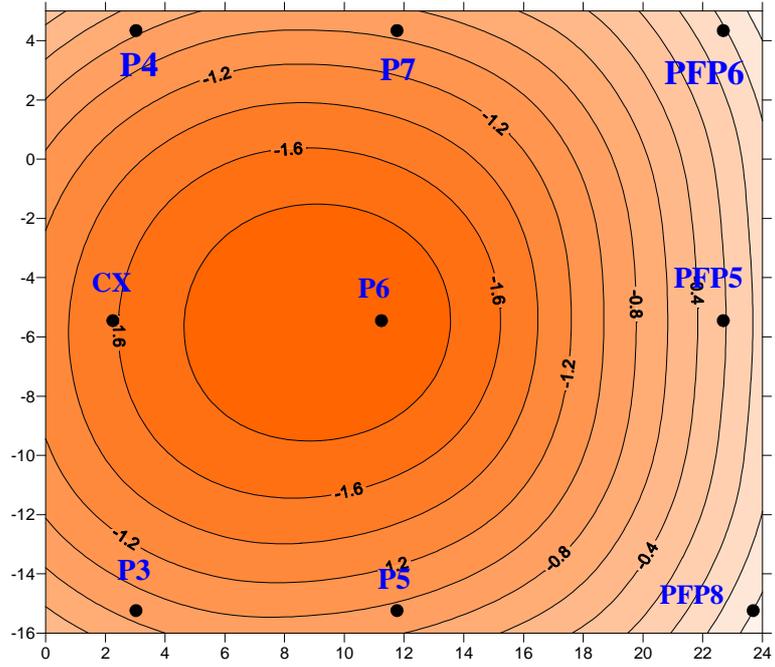


Figura 5.37 - Bacia de recalques em 04/08/2007 (141 dias)

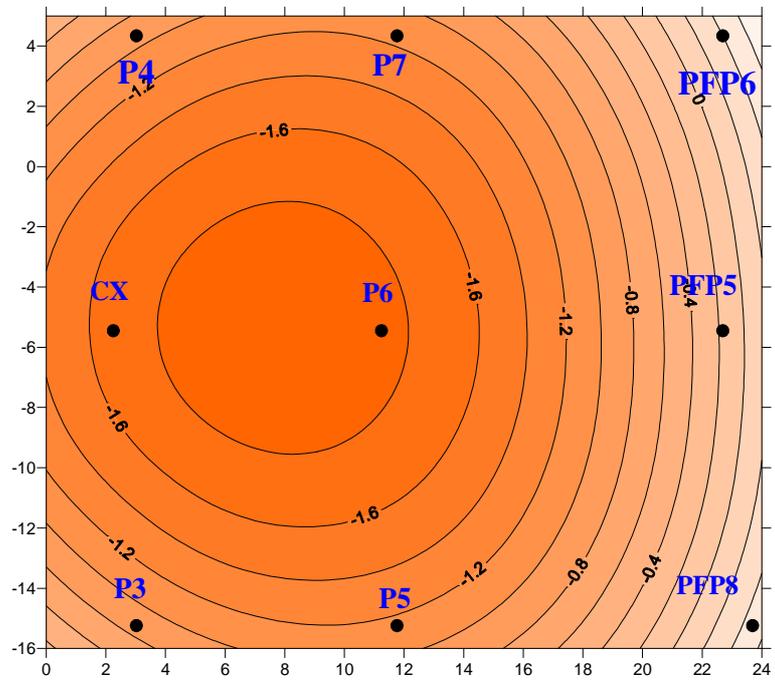


Figura 5.38 - Bacia de recalques em 18/08/2007 (155 dias)

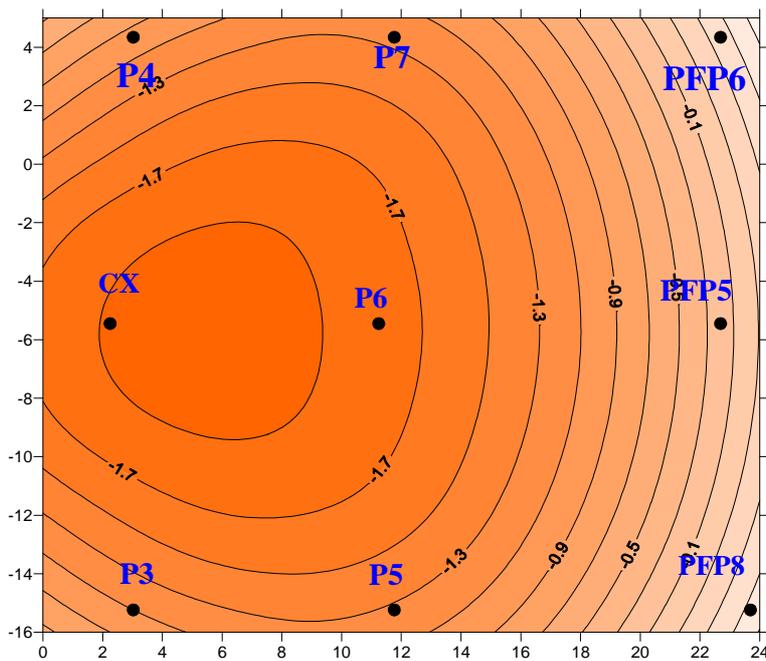


Figura 5.39 – Bacia de recalques em 01/09/2007 (169 dias)

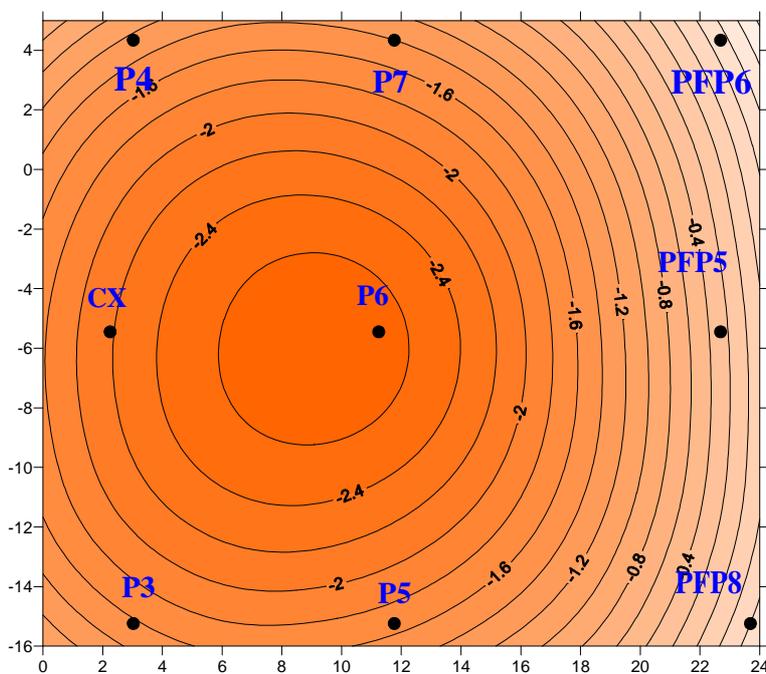


Figura 5.40 – Bacia de recalques em 15/09/2007 (183 dias)

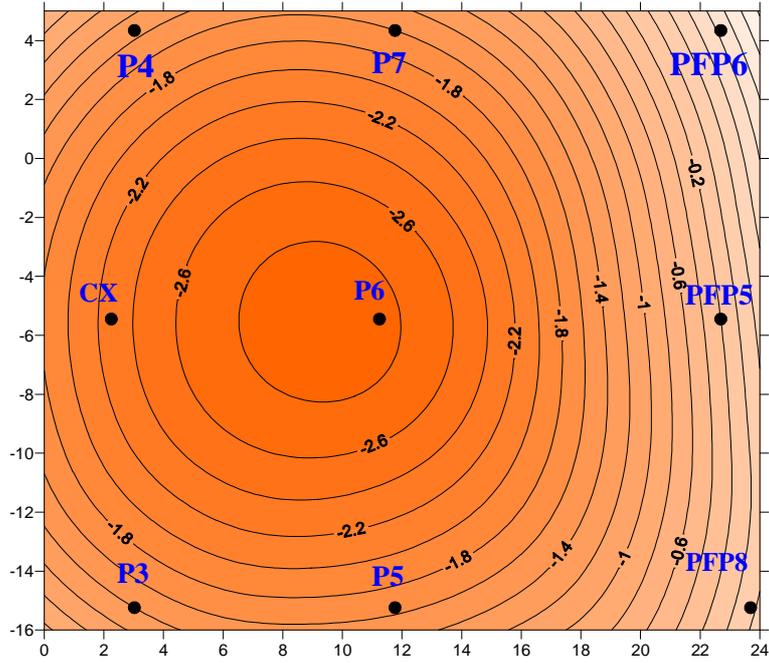


Figura 5.41 – Bacia de recalques em 06/10/2007 (204 dias)

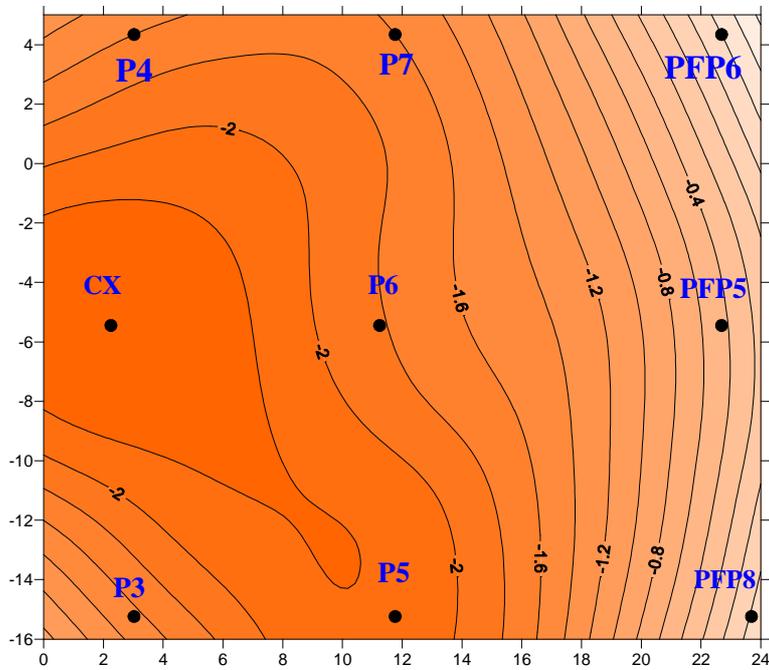


Figura 5.42 – Bacia de recalques em 15/12/2007 (274 dias)

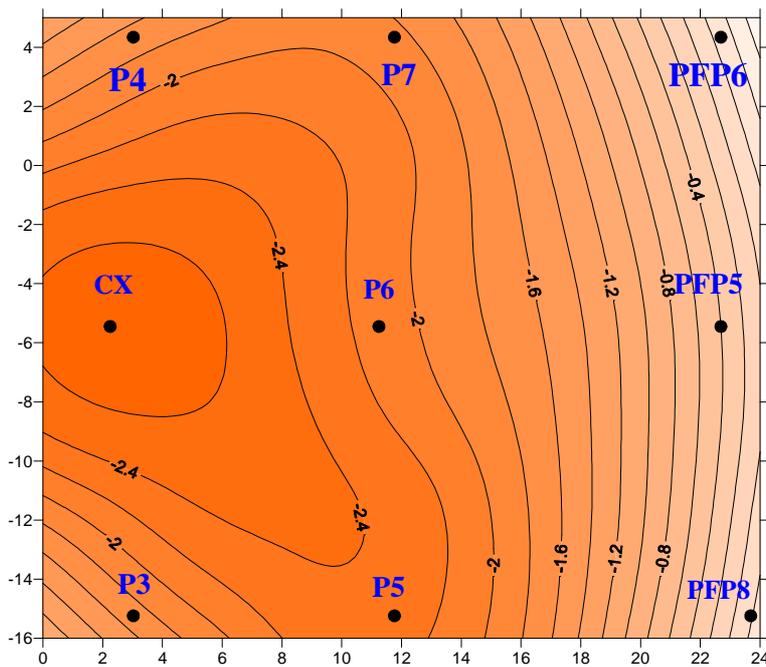


Figura 5.43 – Bacia de recalques em 01/03/2008 (351 dias)

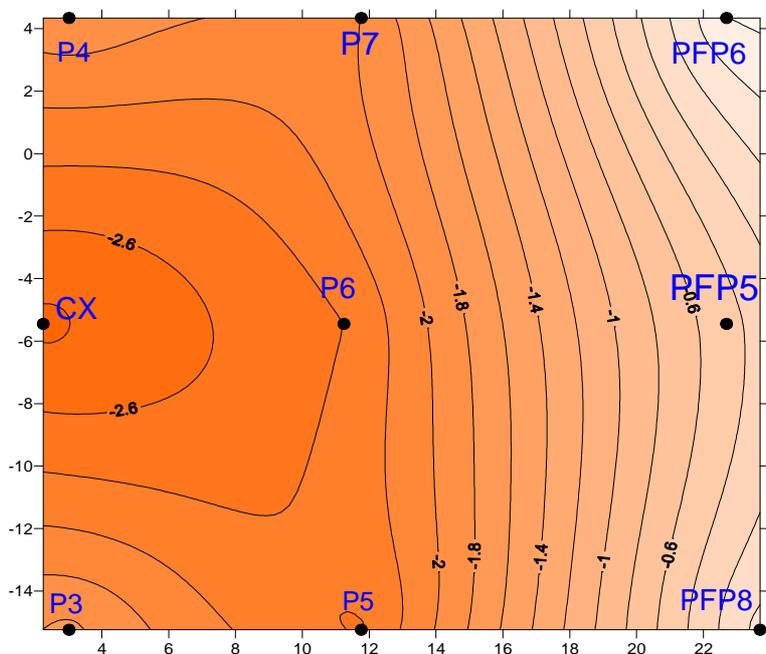


Figura 5.44 – Bacia de recalques em 29/03/2008 (379 dias)

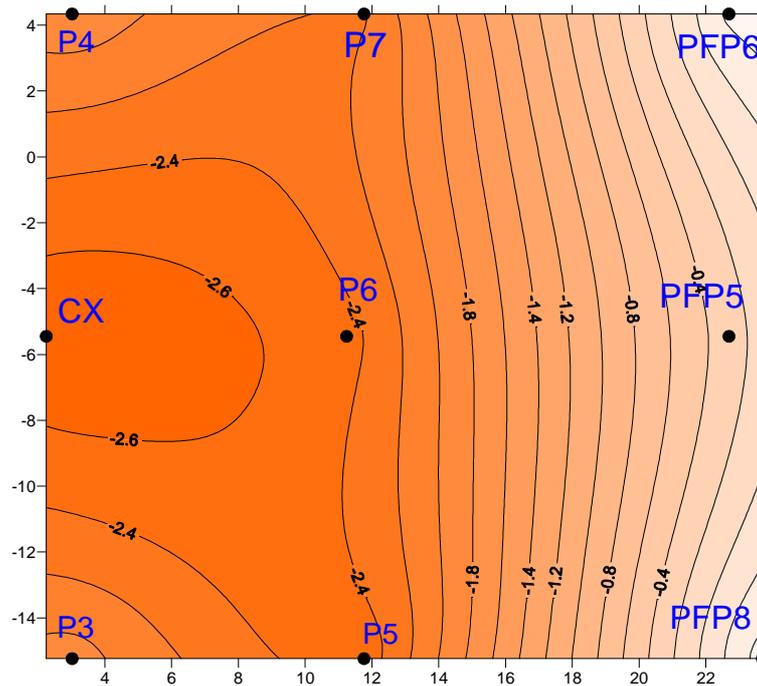


Figura 5.45 – Bacia de recalques em 10/05/2008 (421 dias)

Analisando-se as bacias de recalques, pode-se observar que ocorre uma evolução da depressão no pilar P6 e na caixa do elevador, com o prédio inclinándose mais para este lado.

As velocidades dos recalques, calculadas para os pilares da edificação, mostram-se de pequena magnitude, da ordem de  $25 \mu\text{m}/\text{dia}$  na fase de execução da estrutura de concreto e  $5 \mu\text{m}/\text{dia}$  na fase posterior, tomando-se como referência a caixa do elevador.

Segundo Alonso (1991), os valores de velocidades de recalque, utilizados nessa atividade profissional e considerados normais em prédios com fundação profunda, são de  $100 \mu\text{m}/\text{dia}$  na fase construtiva e de  $30 \mu\text{m}/\text{dia}$  em prédios construídos há mais de um ano, e inferiores a  $20 \mu\text{m}/\text{dia}$  em prédios estabilizados, construídos há mais de cinco anos.

A Figura 5.46 sumariza os valores médios de recalques dos pilares da torre, medidos em cada fase, bem como os respectivos coeficientes de variação.

Dias	43	57	71	85	99	113	127	141
Média(mm)	0,100	0,092	0,208	0,571	1,00	0,696	0,837	1,179
CV(%)	20	23	12	54	35	41	43	40

Dias	155	169	183	204	274	351	379	421
Média(mm)	1,271	1,387	1,792	1,850	1,850	2,058	2,212	2,292
CV(%)	31	28	30	32	32	19	18	16

Figura 5.46 – Valores médios de recalque e coeficientes de variação

Pode-se observar uma tendência à uniformização dos recalques à medida que a obra evoluiu. Embora os recalques médios tenham aumentado com a construção de novos pavimentos, o coeficiente de variação diminuiu.

Para as distorções angulares, razão entre o recalque diferencial de dois pilares e a distância entre seus centros, observou-se valores muito pequenos quando comparados com a escala de distorções angulares limites, proposta por Skempton e Macdonald (1956), como se pode ver na figura 5.47.

Situação	Limite de distorção angular	Distorção angular da estrutura
Trincas em paredes	0,003	0,00009
Inclinação visível	0,004	0,00009
Danos estruturais	0,006	0,00009

Figura 5.47 – Comparação dos limites de distorção angular

## 5.8 MEDIÇÕES DE DEFORMAÇÕES

Foram instrumentados seis pilares da torre, a caixa do elevador e três pilares que ligam a fundação ao pilotis, tendo sido avaliado o comprimento entre dois pontos de referências fixados no concreto na face monitorada, no trecho do pilar entre o subsolo 2 e subsolo 1. A variação de comprimento entre os dois pontos de referência permite avaliar a deformação que ocorre no elemento estrutural.

Os pilares da torre, de números P3, P4, P5, P6 e P7, e a caixa do elevador tiveram medições feitas em suas quatro faces, já o pilar P2, em duas faces opostas, e os pilares PFP5, PFP6 e PFP8, em apenas uma face.

As observações de campo foram realizadas entre os dias 31/03/07 (laje do mezanino concretada e escoramento para laje do tipo 1 preparada) e 26/06/08 (estrutura finalizada e alvenarias executadas sem reboco).

A Figura 5.48 mostra a disposição em planta dos pilares e suas respectivas faces instrumentadas.

Nas etapas de alvenarias prontas, sem reboco, os funcionários passaram a trabalhar na execução da cisterna que fica enterrada, tendo sua tampa no nível do subsolo 2, e na colocação de revestimento do piso desse pavimento.

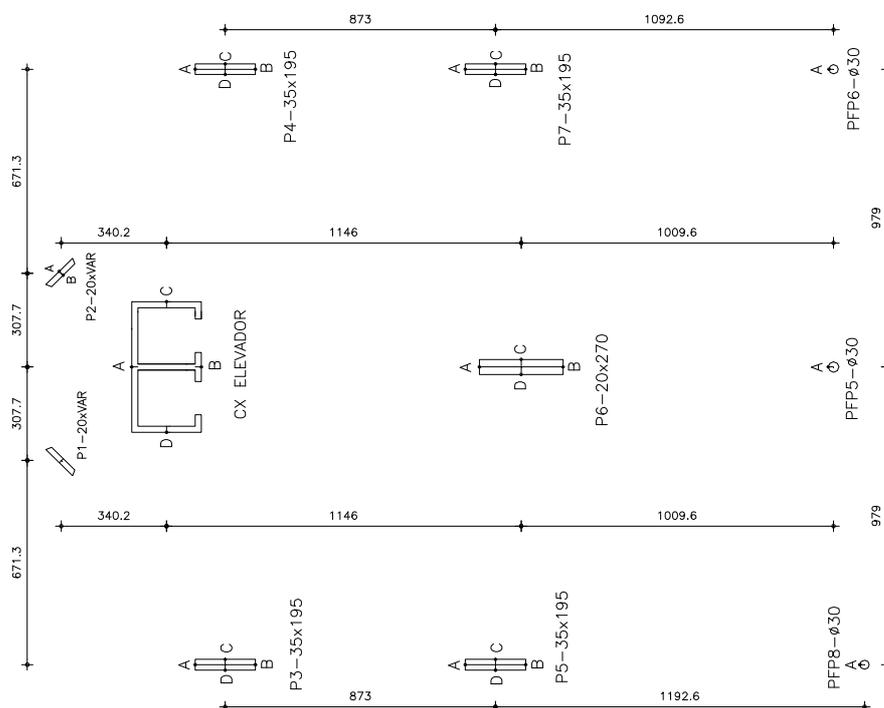


Figura 5.48 – Localização dos pontos de medida de deformação em pilares

O quadro da Figura 5.49 mostra as fases de medições efetuadas.

A abreviação “Alv” refere-se à alvenaria executada sem reboco no pavimento tipo “T” indicado pela numeração.

DATA	DIAS	ETAPA DA OBRA
31/03/2007	0	Tipo 1 escorado mas não concretado
14/04/2007	15	Tipo 2 concretado e escorado
17/04/2007	18	Tipo 2 concretado e escorado
24/04/2007	25	Tipo 3 concretado e escorado
30/04/2007	31	Tipo 4 concretado e escorado
08/05/2007	39	Tipo 5 concretado e escorado
15/05/2007	46	Tipo 6 concretado e escorado+alv. no mezi
22/05/2007	53	Tipo 7 concretado e escorado

29/05/2007	60	Tipo 8 concretado e escorado+alv no T1
05/06/2007	67	Tipo 9 concretado e escorado+alv. no T2
12/06/2007	74	Tipo 10 concretado e escorado+alv. no T3
19/06/2007	81	Tipo 11 concretado e escorado+alv no T4
26/06/2007	88	Tipo 12 concretado e escorado+alv. no T5
03/07/2007	95	Tipo 13 concretado e escorado+alv. no T6
10/07/2007	102	Tipo 14 concretado e escorado+alv. no T7
16/07/2007	108	Tipo 15 concretado e escorado+alv. no T8
24/07/2007	116	Tipo 16 concretado e escorado+alv. no T9
31/07/2007	123	Tipo 17 concretado e escorado+aAlv no T10
07/08/2007	130	Tipo 18 concretado e escorado+alv no T11
14/08/2007	137	Tipo 19 concretado e escorado+alv no T12
28/08/2007	151	Tipo 21 concretado e escorado+alv no T13/T14
04/09/2007	158	Tipo 22 concretado e escorado+alv no T15
11/09/2007	165	Cobertura concretada e escorada+alv no T16
18/09/2007	172	Cobertura concretada e escorada+alv no T17
02/10/2007	186	Coberta concretada e escorada (estrutura de concreto finalizada)
28/02/2008	335	Alvenarias executadas sem reboco
18/03/2008	354	Alvenarias executadas sem reboco
24/03/2008	360	Alvenarias executadas sem reboco
08/04/2008	374	Alvenarias prontas sem reboco
26/06/2008	453	Alvenarias prontas sem reboco

Figura 5.49 – Etapas de medições

### 5.8.1 APRESENTAÇÃO DAS MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES

Em dias de medições, executavam-se os seguintes passos:

Mediam-se a temperatura e a umidade, no início e fim do intervalo de medição;

Faziam-se três leituras com o extensômetro removível à base da referência padrão de comprimento 1892 mm;

Tomavam-se três medidas com o extensômetro removível, entre os pinos de cada face do pilar monitorado;

Após percorrer todas as faces dos pilares, novas medidas eram tomadas em relação à referência padrão.

Os dados, então, eram registrados em uma planilha, elaborada para a pesquisa, que calculava as médias de leituras corrigidas, em cada face do pilar, e estas eram convertidas em comprimentos, tomando-se como base a barra padrão. Assim, o comprimento entre os dois pinos instalados nas faces dos pilares, numa determinada medição ( $L_{pi}$ ), era determinado por:

$$L_{pi} = 1892mm + l_{mbp} + l_{mp} \quad (5.4)$$

Na equação 5.4:

$l_{mbp}$  é média das leituras corrigidas feitas na medição  $i$  com o extensômetro na barra padrão;

$l_{mp}$  é a média das leituras corrigidas na medição  $i$  com o extensômetro na face do pilar.

As deformações totais em cada face do pilar ( $\varepsilon_i$ ) foram calculadas tendo como base os comprimentos encontrados na primeira medição, em 31/03/2007.

O conjunto de gráficos das Figuras 5.50 a 5.59 apresenta a evolução, com o tempo, das medidas de deslocamentos entre dois pontos das faces dos pilares monitorados, já convertidas em deformações totais.

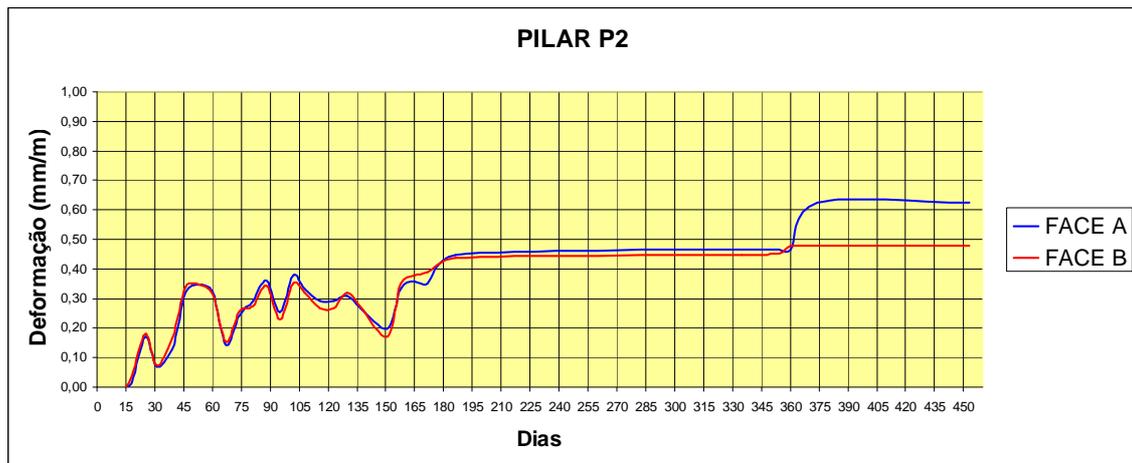


Figura 5.50 – Deformações medidas no pilar P2

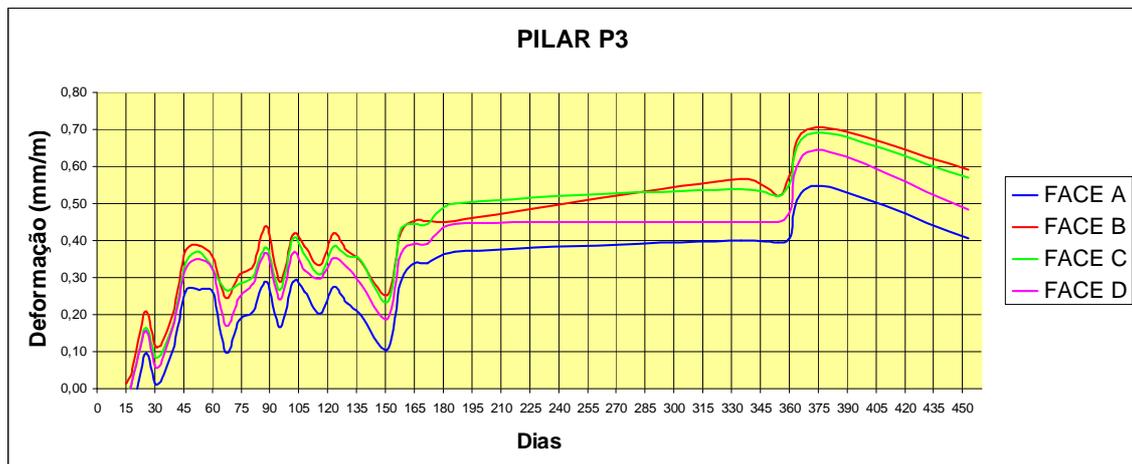


Figura 5.51 – Deformações medidas no Pilar P3

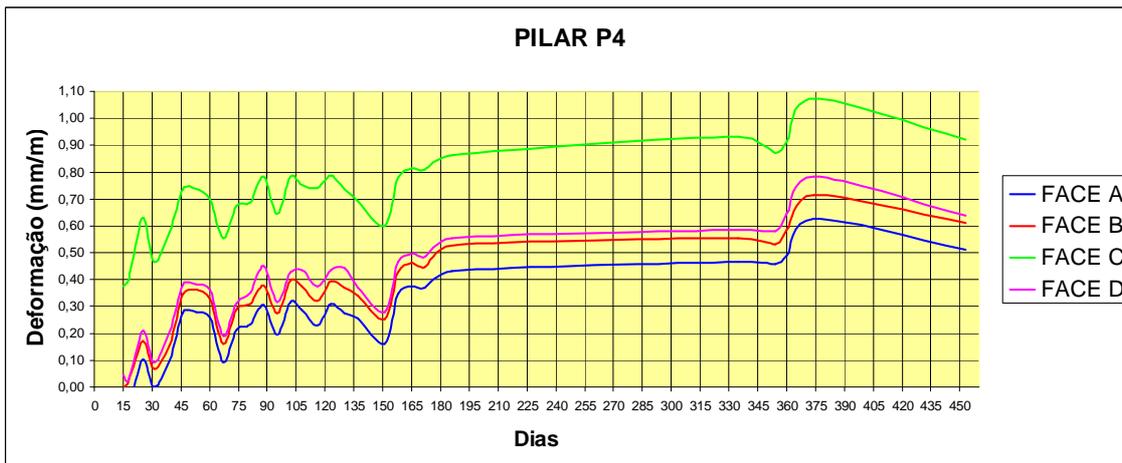


Figura 5.52 – Deformações medidas no pilar P4

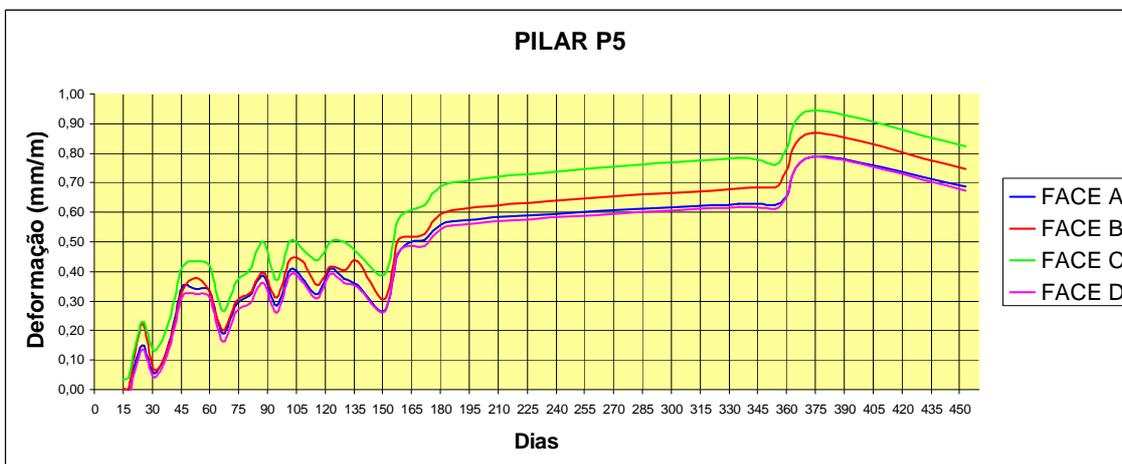


Figura 5.53 – Deformações medidas no pilar P5

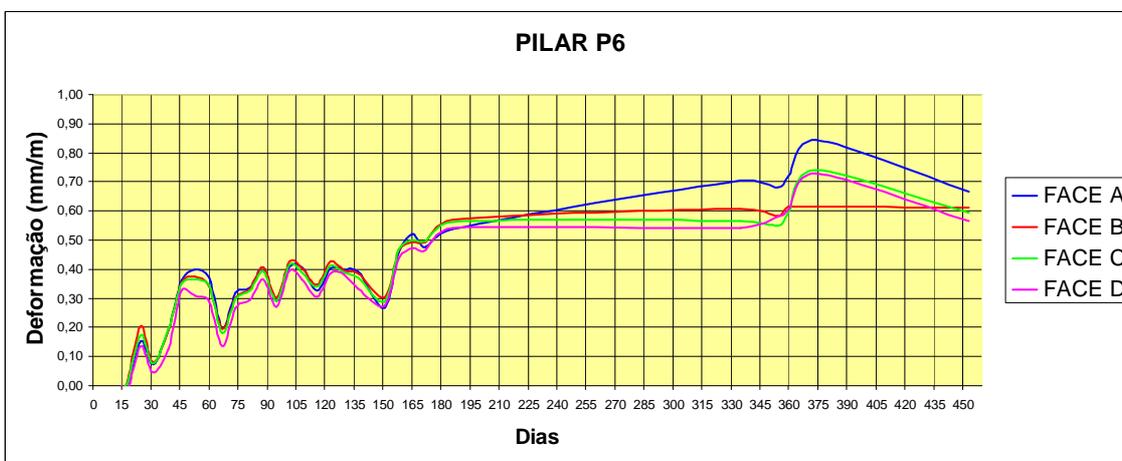


Figura 5.54 – Deformações medidas no pilar P6

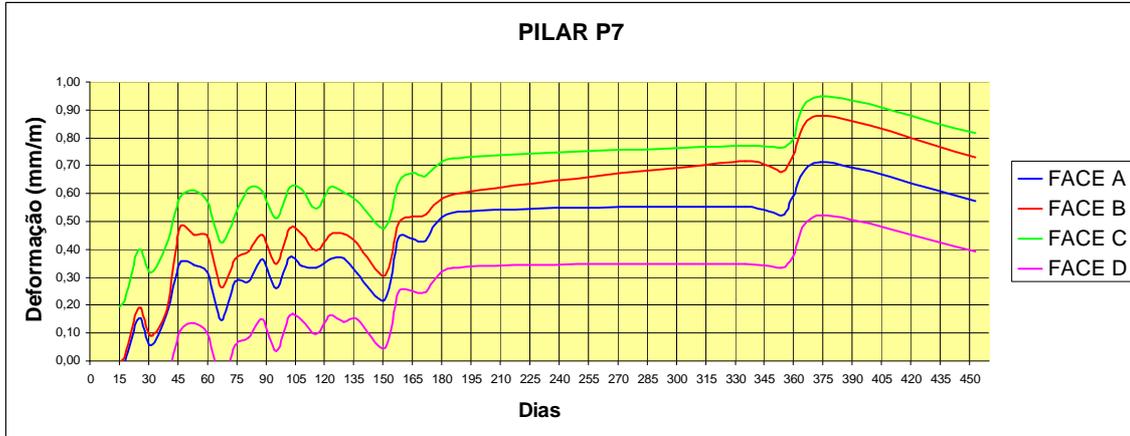


Figura 5.55 – Deformações medidas no pilar P7

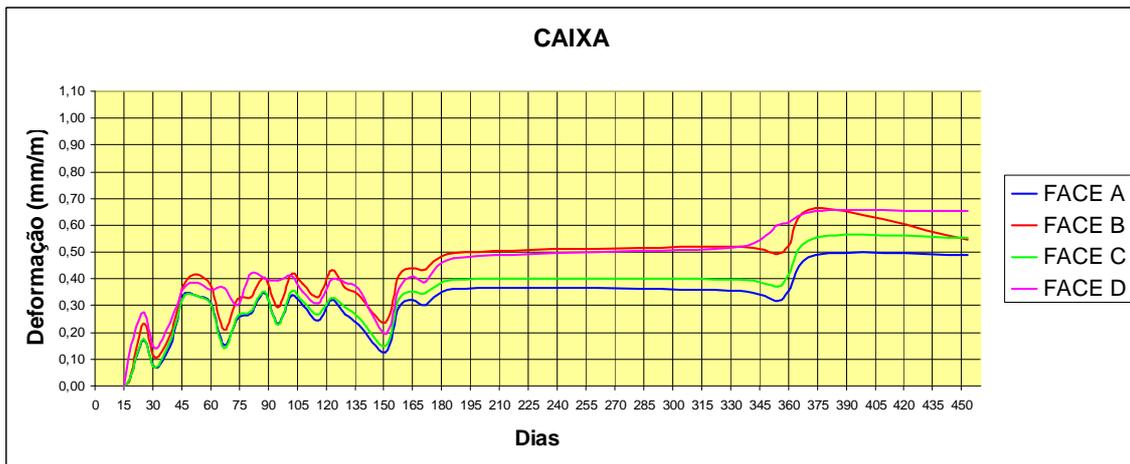


Figura 5.56 – Deformações medidas na caixa do elevador

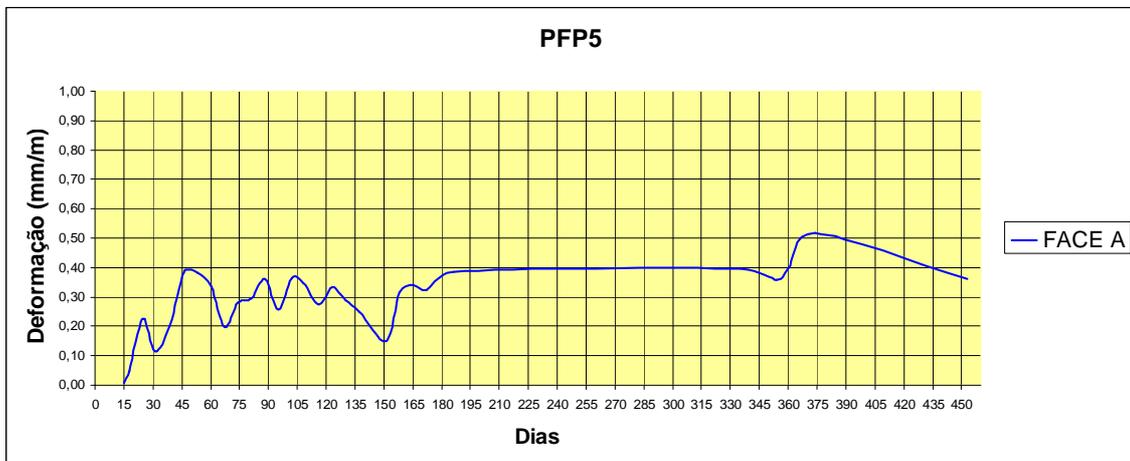


Figura 5.57 – Deformações medidas no pilar PFP5

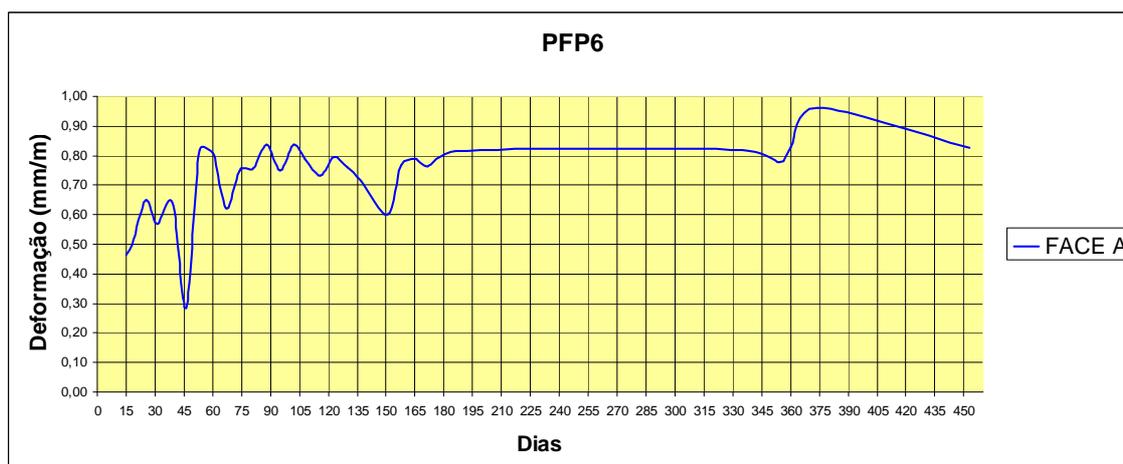


Figura 5.58 – Deformações medidas no pilar PFP6

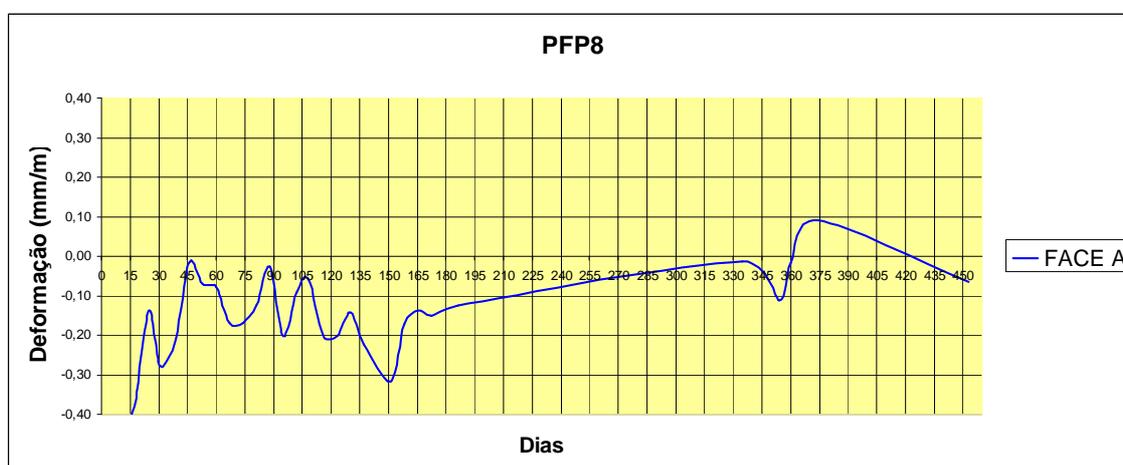


Figura 5.59 – Deformações medidas no pilar PFP8

## 5.8.2 *MODELO REOLÓGICO DO CONCRETO - NBR 6118: 2003*

Com as medidas de deformação, objetiva-se estimar as cargas nos pilares, nas diferentes etapas da obra. Esses valores, entretanto, além das deformações por variações de tensões, incorporam outras deformações: retração, deformação lenta e efeitos da temperatura, os quais precisam ser determinados ou estimados.

Vários códigos e normas apresentam modelos para o cálculo dessas componentes de deformação. Entre os que consideram as condições ambientais, e

tratam as deformações por retração e fluência como constantes em uma seção transversal, estão o Comitê Euro International du Beton CEB-FIP (1991), a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2003, o American Concrete Institute ACI (1997) e o Eurocode 2 (1998) apud Santos (2004). Nesses modelos, é limitado o nível de tensão aplicado à estrutura, devido à não linearidade das deformações acima de certo limite. Também é válido o princípio da superposição dos efeitos: para acréscimos de tensão em instantes distintos, os respectivos efeitos de deformações se superpõem.

Optou-se, nesta tese, pelo modelo da ABNT NBR 6118:2003. Quando não há impedimento à livre deformação do concreto, e a ele é aplicada, no tempo  $t_0$ , uma tensão constante no intervalo  $t - t_0$ , sua deformação total, no tempo  $t$ , vale:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t)$$

$\varepsilon_c(t_0) = \sigma_c(t_0) / E_{ci}(t_0)$  é a deformação imediata, por ocasião do carregamento,

com  $E_{ci}(t_0)$  calculado para  $j = t_0$ , pela expressão:  $E_{ci}(t_0) = 5600 f_{ckj}^{1/2}$ ;

$\varepsilon_{cc}(t) = [\sigma_c(t_0) / E_{ci28}] \varphi(t, t_0)$  é a deformação por fluência, no intervalo de tempo  $(t, t_0)$ , com  $E_{ci28}$  calculado pela mesma expressão anterior, para  $j = 28$  dias;

$\varepsilon_{cs}(t)$  é a deformação por retração, no intervalo de tempo  $(t, t_0)$

### 5.8.2.1 FLUÊNCIA DO CONCRETO

A deformação do concreto por fluência ( $\varepsilon_{cc}$ ) compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida ( $\varepsilon_{cca}$ ) é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é por

sua vez composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível ( $\varepsilon_{ccf}$ ) e a deformação lenta reversível ( $\varepsilon_{ccd}$ ).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd}$$

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c (1 + \varphi)$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

onde:

$\varphi_a$  é o coeficiente de deformação rápida;

$\varphi_f$  é o coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_d$  é o coeficiente de deformação lenta reversível.

No instante t, a deformação devida à fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = (\sigma_c / E_{c28}) \varphi(t, t_0)$$

com  $E_{c28}$  calculado para j = 28 dias, pela expressão  $E_{c28} = E_{ci,28} = 5600 f_{ck}^{1/2}$

O coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$ , é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$$

t é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

$t_0$  é a idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento único, em dias;

$t_{0i}$  é a idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias;

$\varphi_a$  é o coeficiente de fluência rápida, determinado pela expressão:

$$\varphi_a = 0,8 [1 - f_c(t_0) / f_c(t_\infty)]$$

$f_c(t_0)/f_c(t_\infty)$  é a função do crescimento da resistência do concreto com a idade

Quando a verificação se faz em data  $j$  igual ou superior a 28 dias:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Quando a verificação se faz em data  $j$  inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \beta_1 (f_{ck} / \gamma_c)$$

$$\beta_1 = \exp[s(1 - (28/t)^{1/2})]$$

A variável  $s$  é função do tipo de cimento empregado. Para o CII, utilizado no edifício San Carlo,  $s = 0,25$ .

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \varphi_{2c}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_{1c}$  é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente  $U$ , em porcentagem, e da consistência do concreto, sendo que, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm e  $U \leq 90\%$ , caso da obra em estudo:

$$\varphi_{1c} = 1.25(4,45 - 0,035U)$$

$\varphi_{2c}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia  $h_{fic}$  da peça definida por:

$$h_{fic} = \gamma(2A_c / u_{ar})$$

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U) ;$$

$A_c$  é a área da seção transversal da peça;

$u_{ar}$  é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça de concreto em contato com o ar.

$$\varphi_{2c} = (42 + h_{fic} / 20 + h_{fic})$$

$h_{fic}$  é a espessura fictícia em centímetros;

$\beta_f(t)$  ou  $\beta_f(t_0)$  é o coeficiente relativo a deformação lenta irreversível, função da idade do concreto, dado por:

$$\beta_f(t) = [(t^2 + At + B)/(t^2 + Ct + D)]$$

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113;$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23;$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183;$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931 ;$$

$h$  é a espessura fictícia, em metros,

e  $t$  é o tempo, em dias, e sempre maior ou igual a 3.

$\varphi_{d\infty}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, que é considerado igual a 0,4;

$\beta_d(t) = [(t - t_0 + 20)/(t - t_0 + 70)]$  é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo  $(t - t_0)$

### 5.8.2.2 RETRAÇÃO DO CONCRETO

Entre os instantes  $t_0$  e  $t$ , a retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \varepsilon_{2s}$$

$\varepsilon_{cs\infty}$  é o valor final da retração;

$\varepsilon_{1s}$  é o coeficiente dependente da umidade relativa ambiente e da consistência do concreto, sendo:

$$1,25 \cdot 10^4 \varepsilon_{1s} = -6,16 - (U / 484) + (U^2 / 1590)$$

para abatimentos entre 10 cm e 15 cm e  $U \leq 90\%$ , caso da obra em estudo.

$\varepsilon_{2s}$  é o coeficiente dependente da espessura fictícia (em centímetros) da peça:

$$\varepsilon_{2s} = (33 + 2h_{fic}) / (20,8 + 3h_{fic})$$

$\beta_s(t)$  ou  $\beta_s(t_0)$  é o coeficiente relativo a retração, no instante  $t$  ou  $t_0$ ;

$t$  é a idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

$t_0$  é a idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias;

$$\beta_s(t) = \left[ \frac{((t/100)^3 + A(t/100)^2 + B(t/100))}{((t/100)^3 + C(t/100)^2 + D(t/100) + E)} \right]$$

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$$

com  $h$ , espessura fictícia, em metros.

A idade fictícia é dada por:

$$t = \alpha \sum ((T_i + 10) / 30) \Delta t_{ef,i}$$

$\alpha$  é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; para o CII vale 2;

$T_i$  é a temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius;

$\Delta t_{ef,i}$  é o período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente  $T_i$  pode ser admitida como constante.

### 5.8.2.3 DEFORMAÇÃO TOTAL NO CONCRETO

Quando há variação de tensão ao longo do intervalo, induzida por ações externas ou agentes de diferentes propriedades reológicas (incluindo-se armadura, concretos de diferentes idades etc.), a deformação total no concreto pode ser calculada pela expressão da Norma:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(t) = & \sigma_c(t_0) \left[ (1/E_c(t_0) + \varphi(t, t_0)/E_{c28}) \right] + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \\ & + \Delta \sigma_c(t, t_0) \left[ 1/E_c(t_0) + \varphi(t, t_0)/E_{c28} \right] \end{aligned}$$

$\Delta \sigma_c(t, t_0)$  é a variação total de tensão no concreto, no intervalo  $(t, t_0)$ .

### 5.8.2.4 EFEITO DA TEMPERATURA

A ABNT NBR 6118:2003 considera que é uniforme a variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta. Essa variação de temperatura da estrutura depende do local

de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem. Para elementos cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C.

No edifício San Carlo, as menores dimensões dos pilares não ultrapassam 50 cm, e nas medições de temperatura atmosféricas efetuadas, o valor médio encontrado foi de 27,3°C, com coeficiente de variação de 2%. Adotou-se, então, a expressão para cálculo das deformações por retração:

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_T \Delta T$$

$\varepsilon_{cT}$  é a deformação por dilatação térmica;

$\alpha_T$  é o coeficiente de dilatação térmica do concreto, adotado  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ;

$\Delta T$  é a variação de temperatura no intervalo considerado.

### 5.8.3 CONSIDERAÇÕES ADOTADAS NO EDIFÍCIO SAN CARLO

Com a finalidade de se obter o gráfico das deformações, com as correções devidas aos efeitos da retração, da deformação lenta e da temperatura, elaborou-se uma planilha de cálculo para cada pilar da torre do edifício, com as suas características. Foram adotados os modelos reológicos da ABNT NBR 6118:2003.

Na Figura 5.60, apresentam-se os valores de temperatura e de umidade máximos, mínimos e médios medidos, bem como os coeficientes de variação.

	Máximo	Mínimo	Médio	C.V (%)
Temperatura (° C)	28,9	26,0	27,3	2
Umidade (%)	93	61	77	10

Figura 5.60 – Valores de temperatura e umidade medidos

Os valores de armadura dos pilares, nos trechos onde foram realizadas as medições, encontram-se na Figura 5.61.

PILAR	Dimensões (cm)	Armadura
P2	20x115	18ø25
P3=P4	35x195	44ø25
P5=P7	35x195	54ø25
P6	50x270	98ø25
Cx do Elevador	Área = 2,40 cm <sup>2</sup>	252ø25

Figura 5.61 – Armadura dos Pilares

O efeito da temperatura, na barra do extensômetro desenvolvido para esta pesquisa, foi minimizado pelo uso do material ínvar, que apresenta coeficiente de dilatação da ordem de  $1,4 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Apresenta-se, nas Figuras 5.62 a 5.68, o conjunto de gráficos relativos à deformação total corrigida, em cada pilar da torre. Partindo-se da média dos valores de deformação medidos nas quatro faces do pilar, primeiro fez-se uma regressão nas deformações totais medidas, por uma expressão logarítmica do tipo  $y = a \ln x + b$ , corrigindo-se, posteriormente, o efeito da temperatura e subtraindo-

se as componentes de deformação por retração e por deformação lenta através de uma planilha eletrônica desenvolvida para este fim.

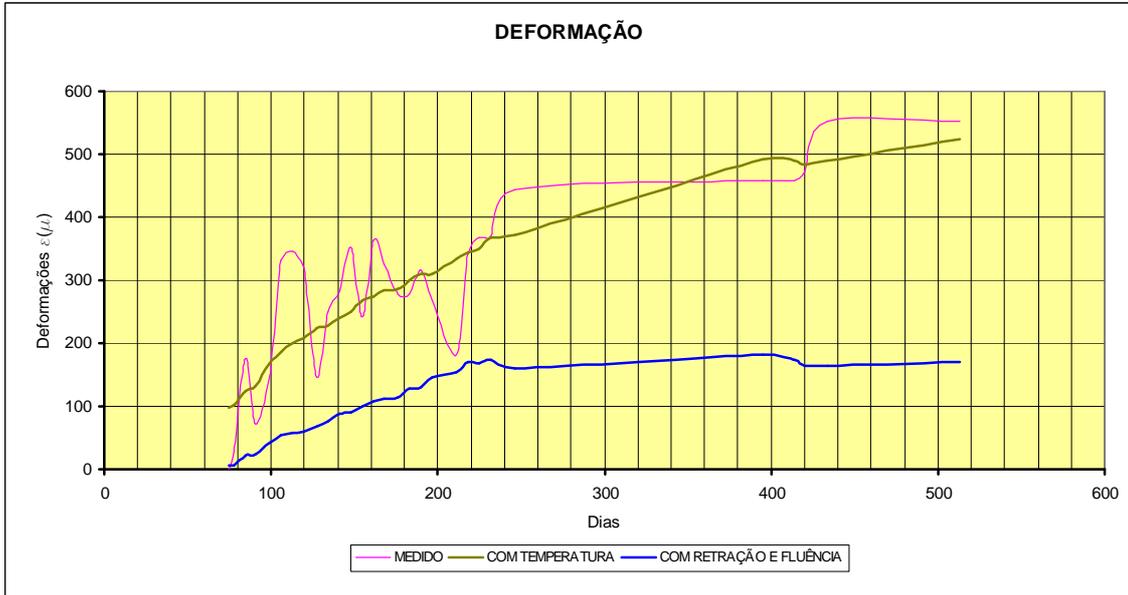


Figura 5.62- Evolução da deformação com o tempo no Pilar P2

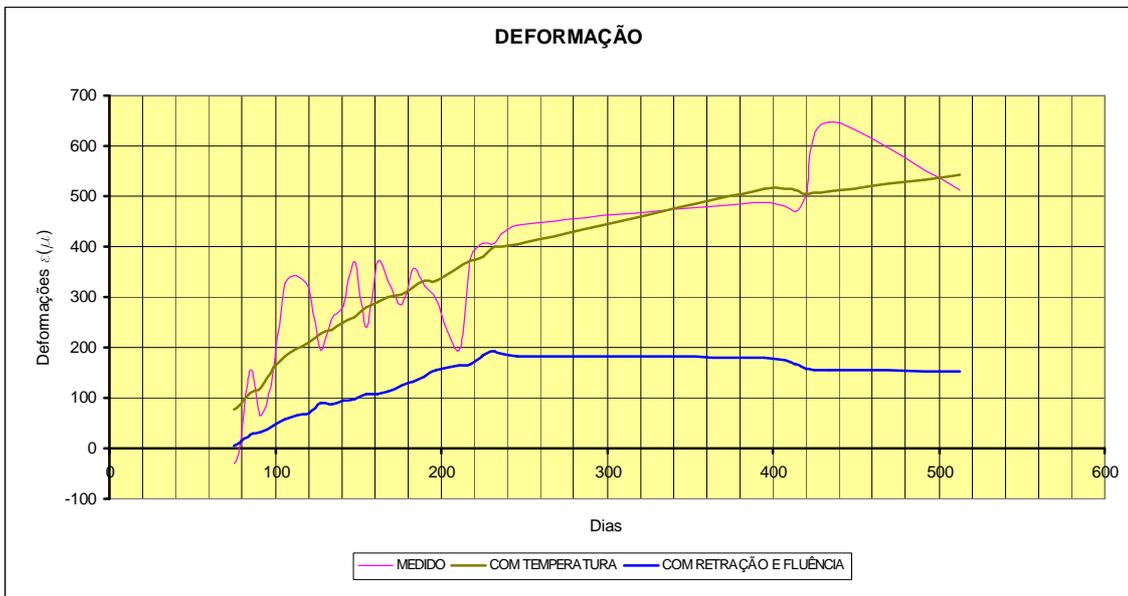


Figura 5.63 - Evolução da deformação com o tempo no Pilar P3

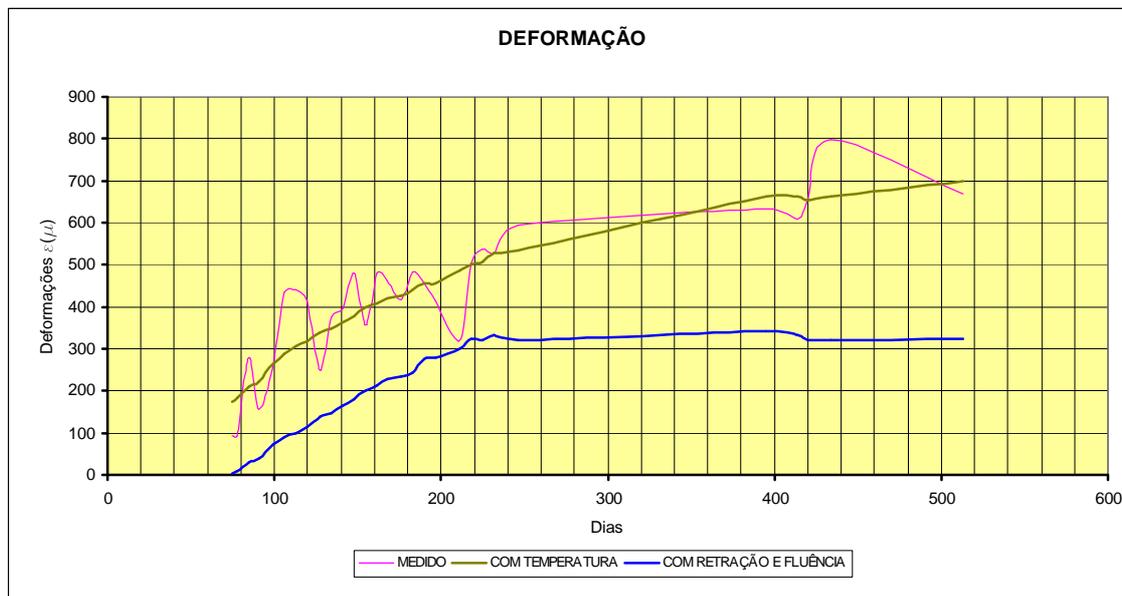


Figura 5.64 Evolução da deformação com o tempo no Pilar P4

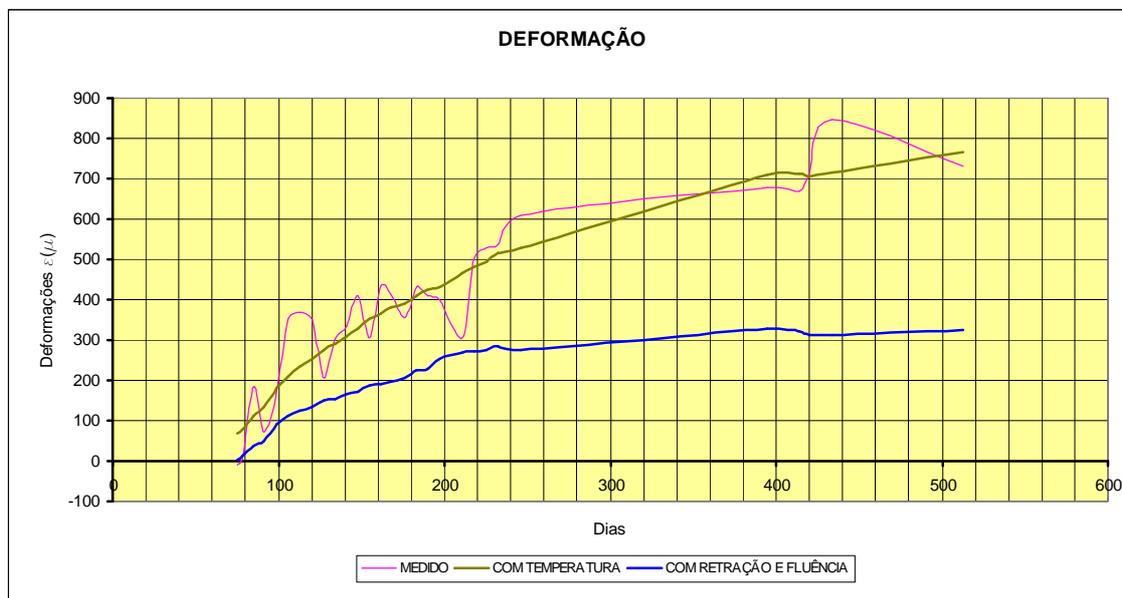


Figura 5.65 – Evolução da deformação com o tempo no Pilar P5

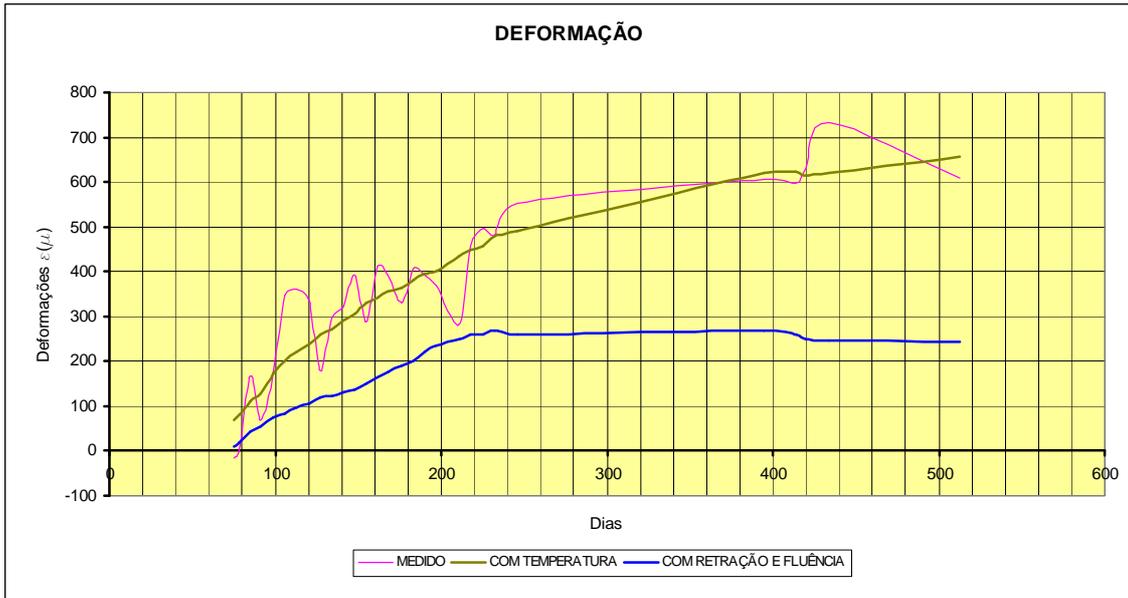


Figura 5.66– Evolução da deformação com o tempo no Pilar P6

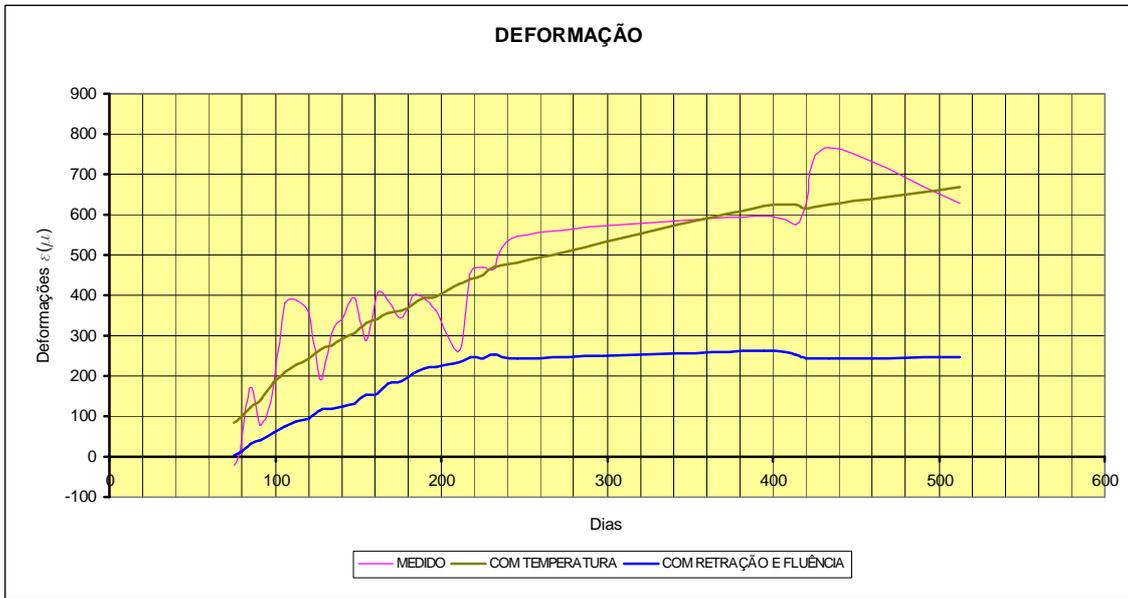


Figura 5.67 - Evolução da deformação com o tempo no Pilar P7

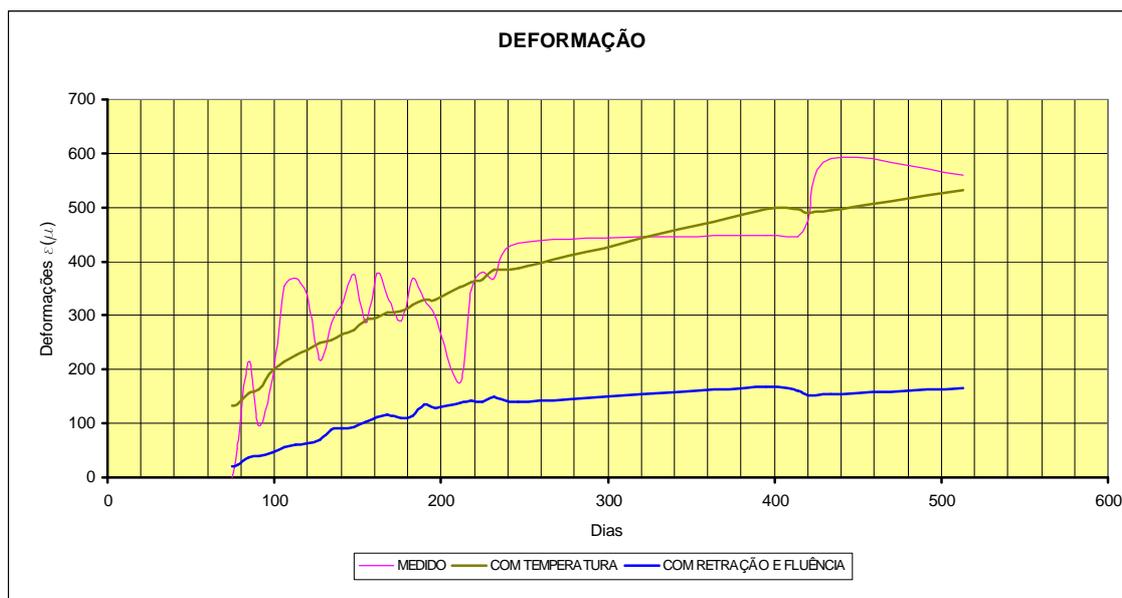


Figura 5.68 – Evolução da deformação com o tempo na Caixa do elevador



## **6. ESFORÇOS AXIAIS E RECALQUES**

---

Neste capítulo são apresentados e comparados os esforços axiais e os recalques na base dos pilares da torre do edifício San Carlo obtidos nas diversas etapas construtivas.

### **6.1 MODELOS ADOTADOS**

Foram utilizados, para cada etapa construtiva, três processos de análise descritos a seguir.

#### **6.1.1 MODELO I (MI) - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E APOIOS INDESLOCÁVEIS**

Neste modelo, a estrutura foi analisada no programa comercial elaborado pela empresa TQS Informática Ltda (2009) que discretiza por elementos finitos de barra o pórtico espacial com os carregamentos das vigas oriundos da resolução do pavimento por grelhas, simulando o comportamento conjunto das vigas e lajes. O pórtico foi considerado engastado nos blocos de fundação, sem consideração da interação solo-estrutura. Nas figuras 6.1 a 6.3 pode-se ter uma visão tridimensional da estrutura concluída, em uma fase construtiva e do pavimento tipo resultante dessa análise computacional.

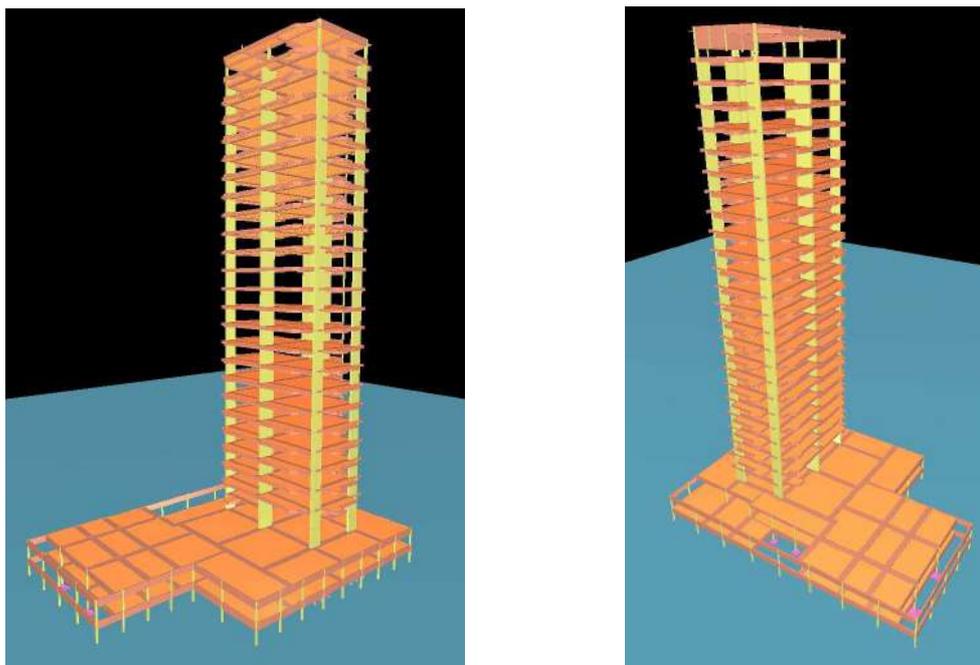


Figura 6.1 – Edifício San Carlo - estrutura finalizada (TQS)

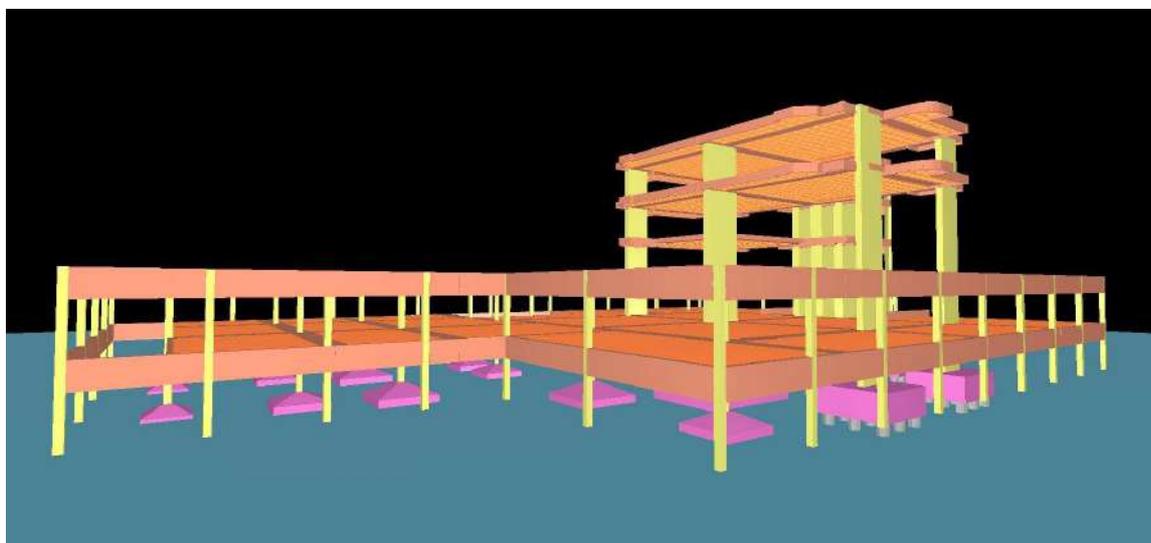


Figura 6.2 – Etapa construtiva no pavimento tipo 2 (TQS)

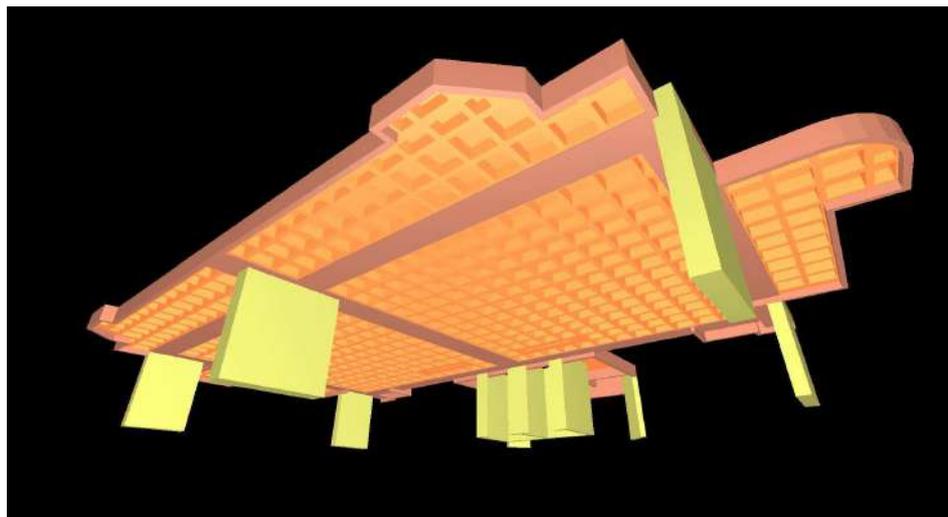


Figura 6.3 – Visão espacial do pavimento tipo (TQS)

Esse modelo foi analisado com a finalidade de complementar os resultados do modelo do calculista com os resultados das fases construtivas.

### ***6.1.2 MODELO II (MII) - ESTIMATIVA A PARTIR DAS DEFORMAÇÕES MEDIDAS***

No modelo II, os esforços axiais na base dos pilares foram obtidos indiretamente a partir dos valores de deformações medidos ao longo das etapas construtivas, descontados dos efeitos reológicos do concreto e da temperatura. As medições foram realizadas nos pilares P2 a P7 e caixa do elevador, como mostradas na capítulo 5.

Para se chegar aos esforços axiais na base dos pilares ( $N_i$ ) partiu-se dos valores de deformações decorrentes apenas da variação de tensões ( $\varepsilon_{ci}$ ), já descontados das deformações totais medidas ( $\varepsilon_i$ ) as parcelas de deformação por variação de temperatura ( $\varepsilon_{cT}$ ), retração ( $\varepsilon_{cs}$ ) e fluência ( $\varepsilon_{cc}$ ), e pela equação de equilíbrio de forças verticais no pilar tem-se:

$$N_i = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (6.1)$$

E a partir da relação tensão versus deformação do material concreto ( $c$ ) e aço ( $s$ ) fica-se com:

$$N_i = A_c E_c \varepsilon_{ci} + A_s E_s \varepsilon_{ci} \quad (6.2)$$

Reordenando a equação (6.2) chega-se a:

$$N_i = A_c \varepsilon_{ci} \left( E_c + \frac{A_s}{A_c} E_s \right) \quad (6.3)$$

$$N_i = A_c \varepsilon_{ci} E_{misto} \quad (6.4)$$

Nestas equações:

$N_i$  é o esforço axial no pilar;

$A_c$  é a área da seção transversal do pilar de concreto;

$A_s$  é a área da seção de armadura no pilar;

$E_c$  é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

$E_s$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$\varepsilon_{ci}$  é a deformação por variação de tensões no pilar;

$E_{misto} = \left( E_c + \frac{A_s}{A_c} E_s \right)$  é o módulo de elasticidade misto.

Na mesma planilha, desenvolvida na pesquisa, para cálculo das deformações finais nos pilares, incorporou-se o cálculo dos esforços axiais nos mesmos com uso da equação (6.3).

Deve-se comentar que para o cálculo da parcela corretiva da fluência ( $\varepsilon_{cc}$ ) já é necessário se ter uma aproximação da evolução do esforço axial no pilar, que é justamente o que se procura determinar com o cálculo das deformações. A evolução do esforço axial no pilar é, assim, causa e efeito no problema. Uma solução mais precisa exige aplicação de um processo iterativo.

### *6.1.3 MODELO III (MIII)- CÓDIGO COMPUTACIONAL DESENVOLVIDO (PEISE)*

Com o código computacional desenvolvido na pesquisa, PEISE, que considera a interação solo-estrutura e trabalha com o pórtico espacial formado pelo conjunto superestrutura e estrutura de fundação, determinaram-se os esforços axiais na base dos pilares nas diversas etapas construtivas. Na figura 6.4, têm-se uma visão espacial da discretização da estrutura no programa PEISE em sua etapa final tendo a estrutura 1458 nós e 1834 barras.

Os dados para caracterização dos elementos do pórtico espacial foram apresentados no capítulo 5 e no anexo A, e na figura 6.5 mostra-se a discretização do pavimento tipo em planta. Foram criados elementos de barra rígidos na ligação viga-pilar e viga-caixa do elevador para representar as excentricidades.

As estacas foram modeladas com os comprimentos resultantes do relatório de cravação das mesmas, também apresentados no capítulo 5.

Estabeleceu-se uma correlação entre os recalques médios medidos na obra e os encontrados no programa PEISE, na etapa construtiva final, de forma a tornar esses valores convergentes para os valores medidos. O módulo de compressibilidade do solo foi afetado de um valor multiplicativo de 2,5. As

comparações entre os três modelos terão como base os valores encontrados no programa PEISE considerando o módulo de compressibilidade do solo devidamente calibrado.

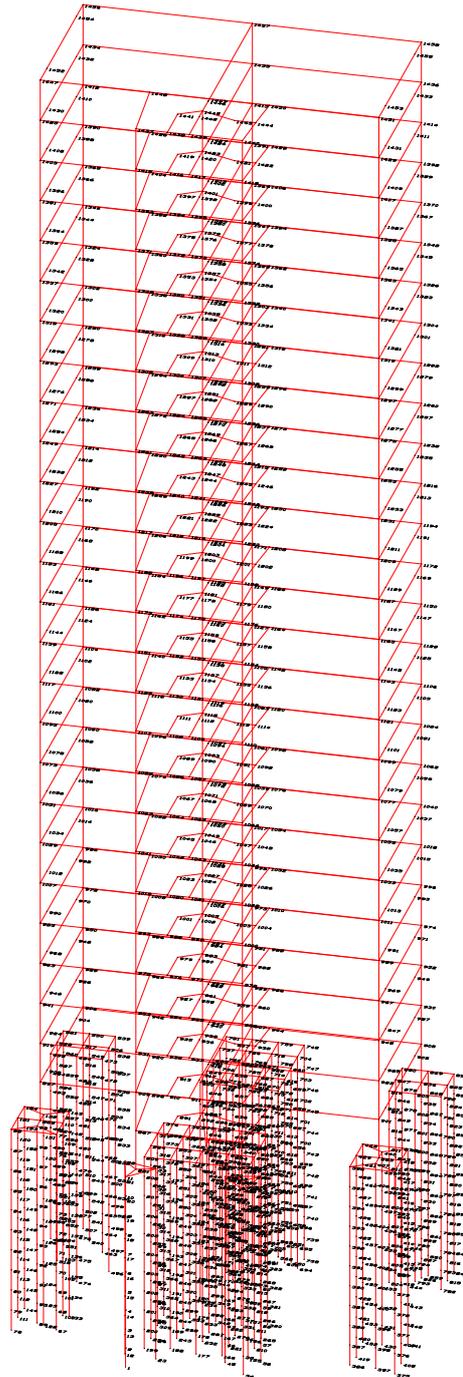


Figura 6.4 – Discretização do edifício San Carlo no programa PEISE

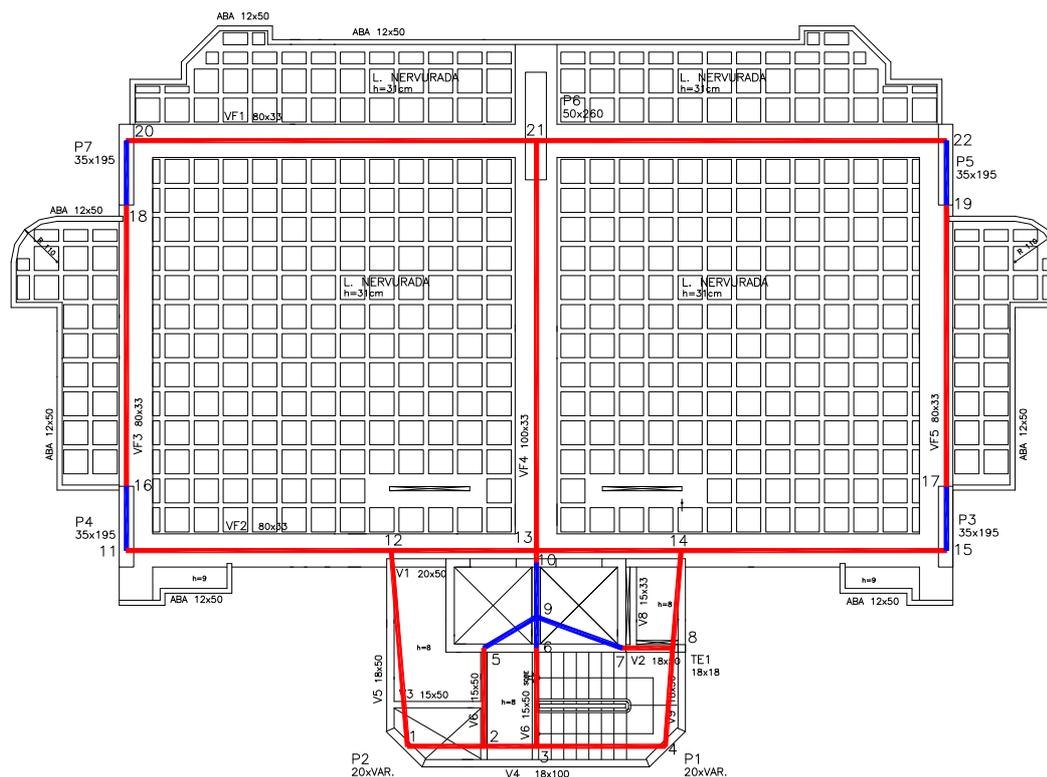


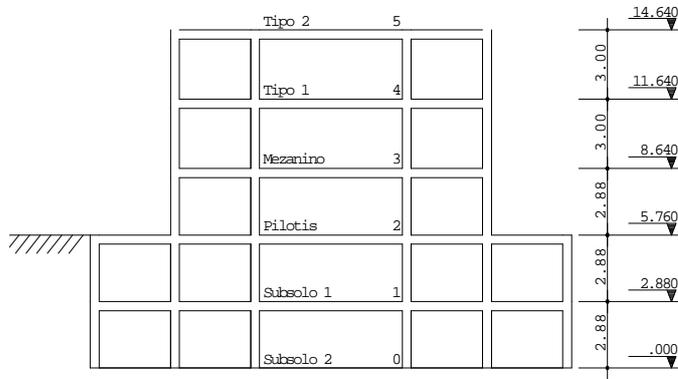
Figura 6.5 – Discretização do pavimento tipo do edifício San Carlo no PEISE

## 6.2 RESULTADOS NAS ETAPAS CONSTRUTIVAS

### 6.2.1 ESFORÇOS AXIAIS NOS PILARES

Para cada etapa construtiva, apresenta-se um corte longitudinal da estrutura e uma tabela de esforços axiais na base dos pilares para os três modelos (figuras 6.6 a 6.16). A hachura no pavimento indica a presença de alvenaria construída sem reboco.

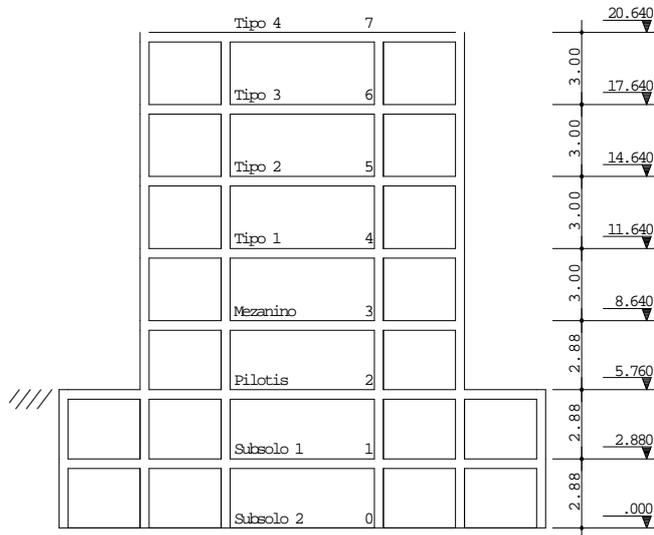
14-04-2007 - Tipo 02 (Peso Próprio)



Elem	MI (kN)	MII (kN)	MIII (kN)
	Fz	Fz	Fz
P1	147	-	183
P2	128	54	156
P3	619	209	643
P4	484	79	474
P5	692	54	673
P6	1163	582	1238
P7	536	82	501
CAIXA	1386	2003	1427

Figura 6.6– Esforços axiais nos pilares em 14/04/2007

30-04-2007 - Tipo 04



Elem	MI (kN)	MII (kN)	MIII (kN)
	Fz	Fz	Fz
P1	241	-	306
P2	212	255	266
P3	1054	1176	1076
P4	919	704	902
P5	1183	1268	1128
P6	2092	3133	2233
P7	1025	1146	957
CAIXA	2369	3620	2458

Figura 6.7 – Esforços axiais nos pilares em 30/04/2007

## 15-05-2007 - Tipo 06 (Alvenaria no Mezanino)

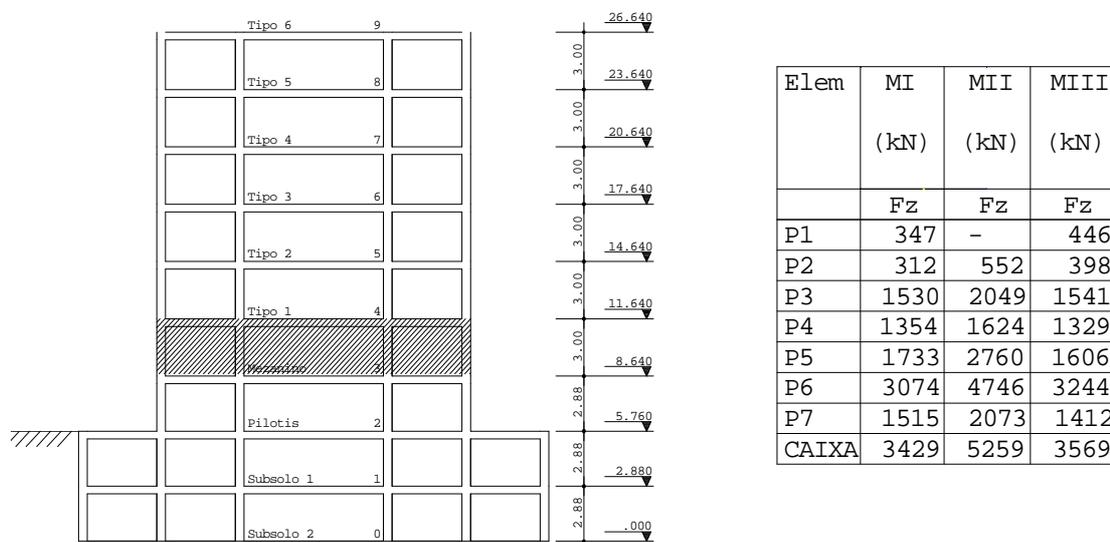


Figura 6.8 – Esforços axiais nos pilares em 15/05/2007

## 29-05-2007 - Tipo 08 (Alvenaria N° 1)

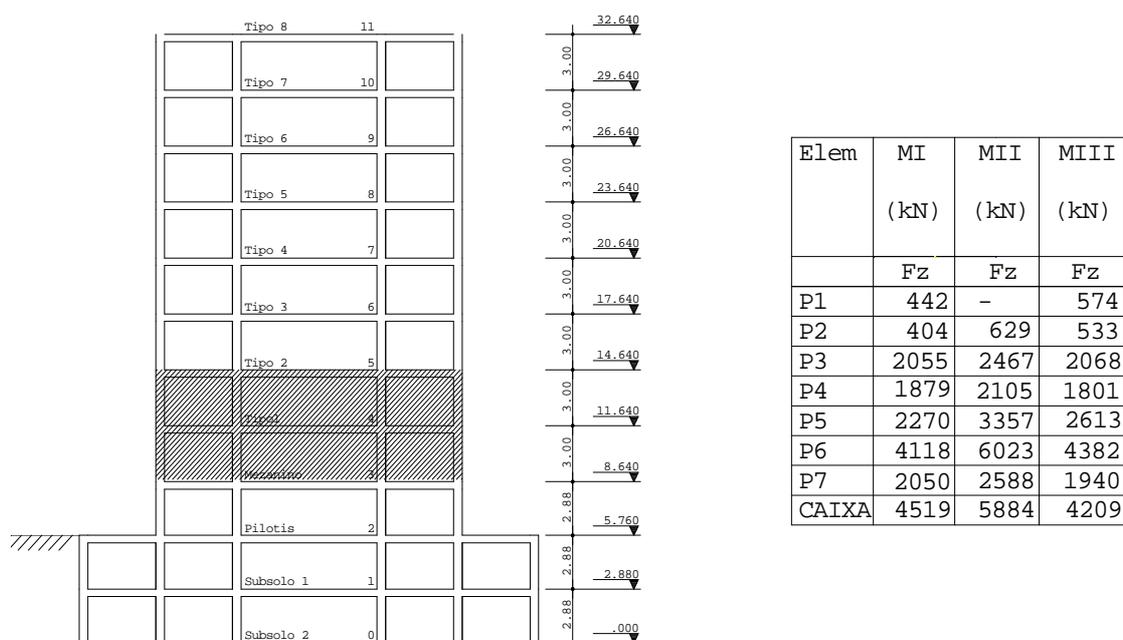
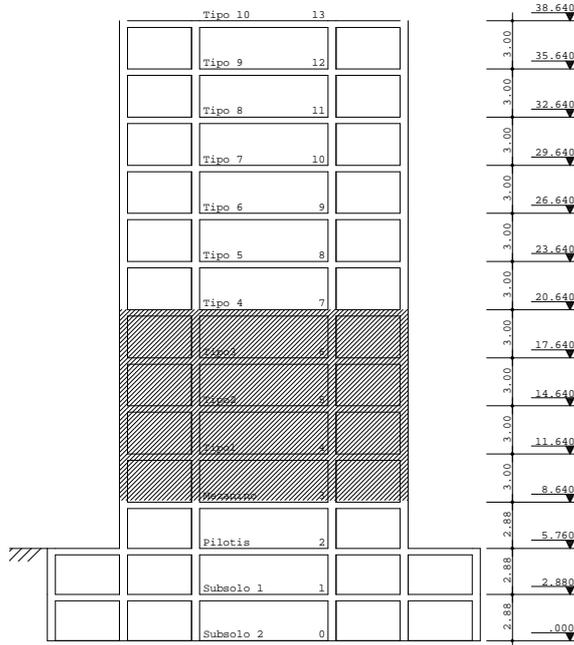


Figura 6.9 – Esforços axiais nos pilares em 29/05/2007

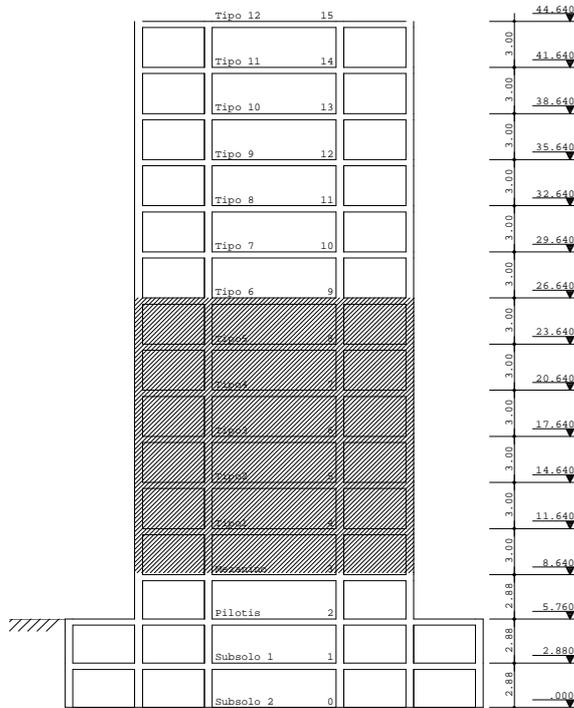
12-06-2007 - Tipo 10 (Alvenaria N° 3)



Elem	MI (kN)	MII (kN)	MIII (kN)
	Fz	Fz	Fz
P1	535	-	720
P2	504	784	682
P3	2667	3130	2602
P4	2492	2702	2333
P5	2856	3831	3211
P6	5280	7019	5671
P7	2633	3258	2543
CAIXA	5720	8231	5465

Figura 6.10 – Esforços axiais nos pilares em 12/06/2007

26-06-2007 - Tipo 12 (Alvenaria N° 5)



Elem	MI (kN)	MII (kN)	MIII (kN)
	Fz	Fz	Fz
P1	618	-	861
P2	595	935	826
P3	3276	3408	3135
P4	3100	3276	2865
P5	3445	4247	3810
P6	6447	7887	6957
P7	3219	3601	3148
CAIXA	6932	8726	6736

Figura 6.11 – Esforços axiais nos pilares em 26/06/2007

## 10-07-2007 - Tipo 14 (Alvenaria Nº 7)

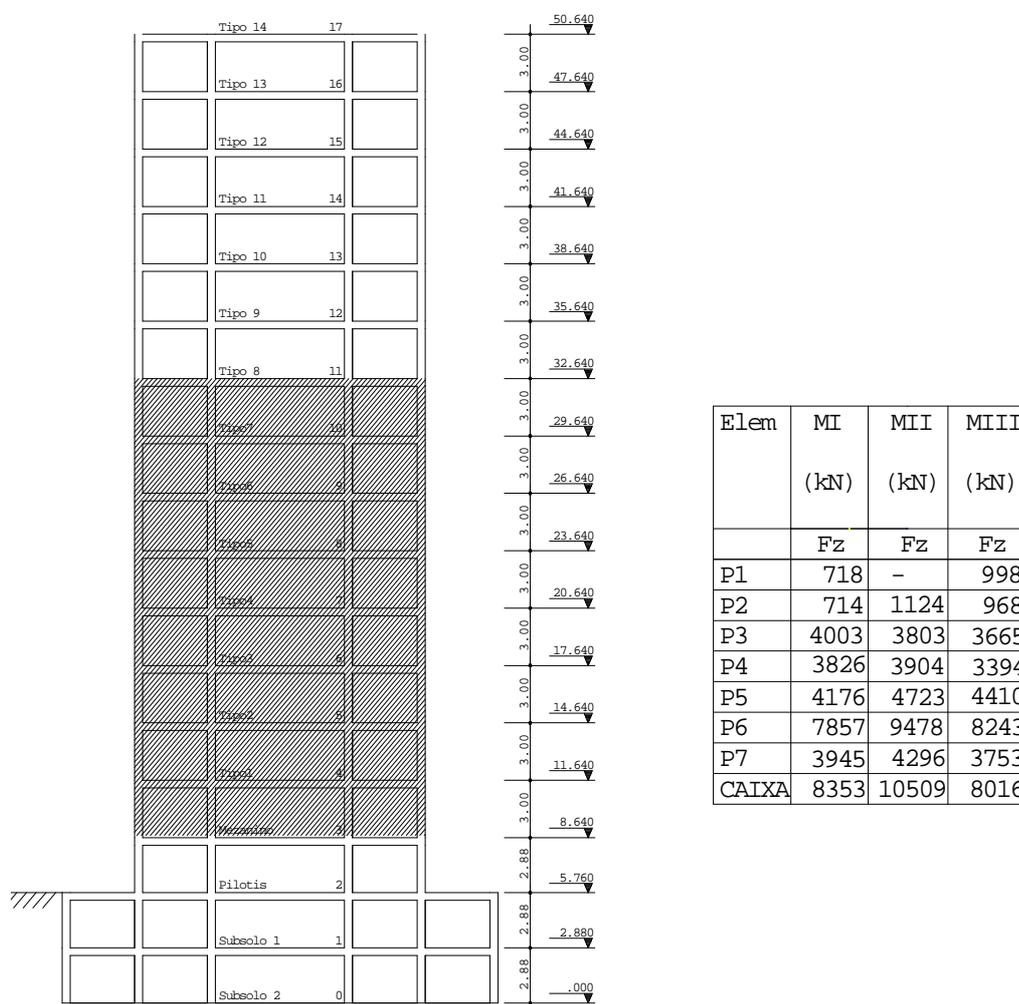


Figura 6.12 – Esforços axiais nos pilares em 10/07/2007

24-07-2007 - Tipo 16 (Alvenaria Nº 9)

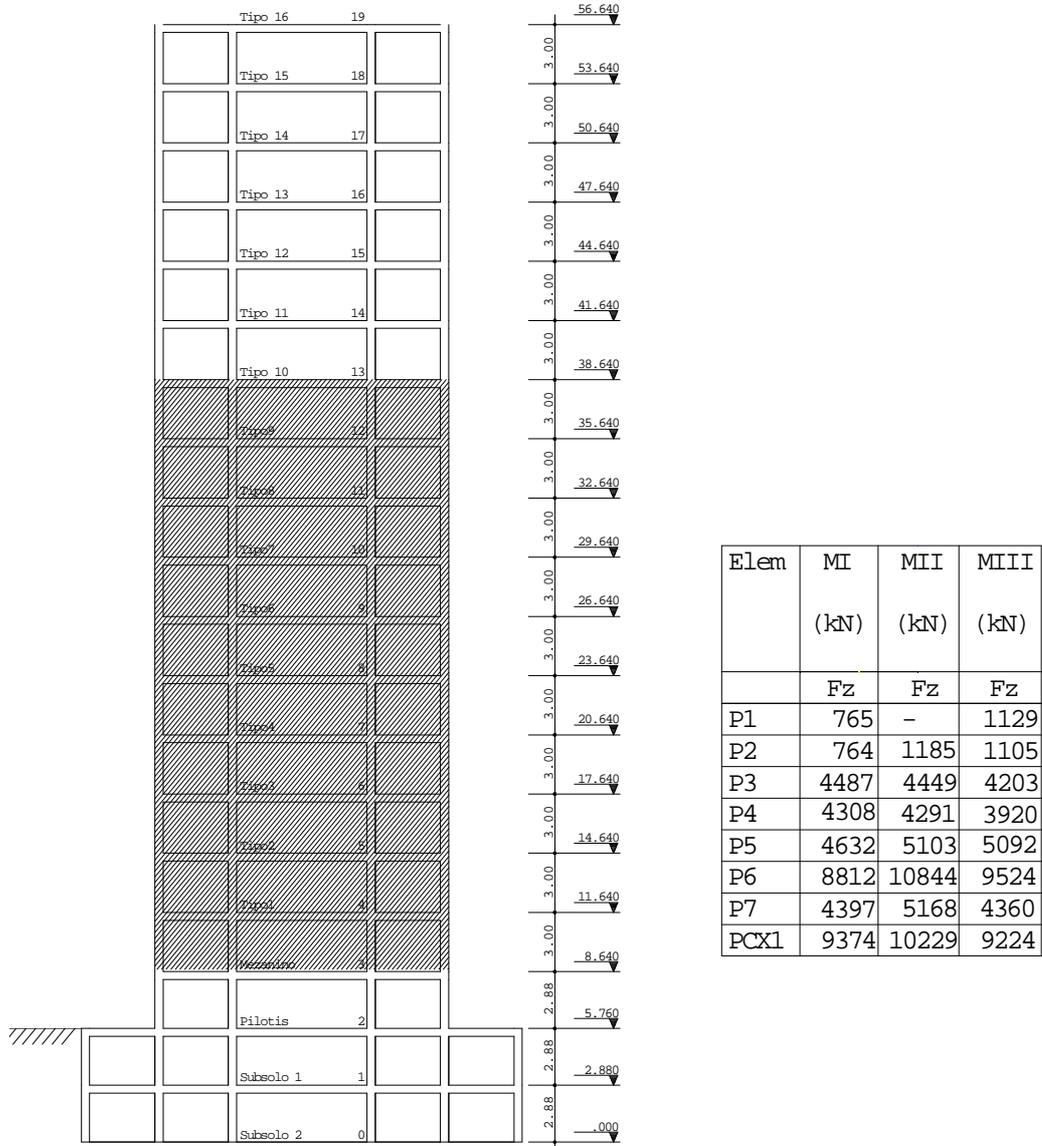


Figura 6.13 – Esforços axiais nos pilares em 24/07/2007

## 07-08-2007 - Tipo 18 (Alvenaria Nº 11)

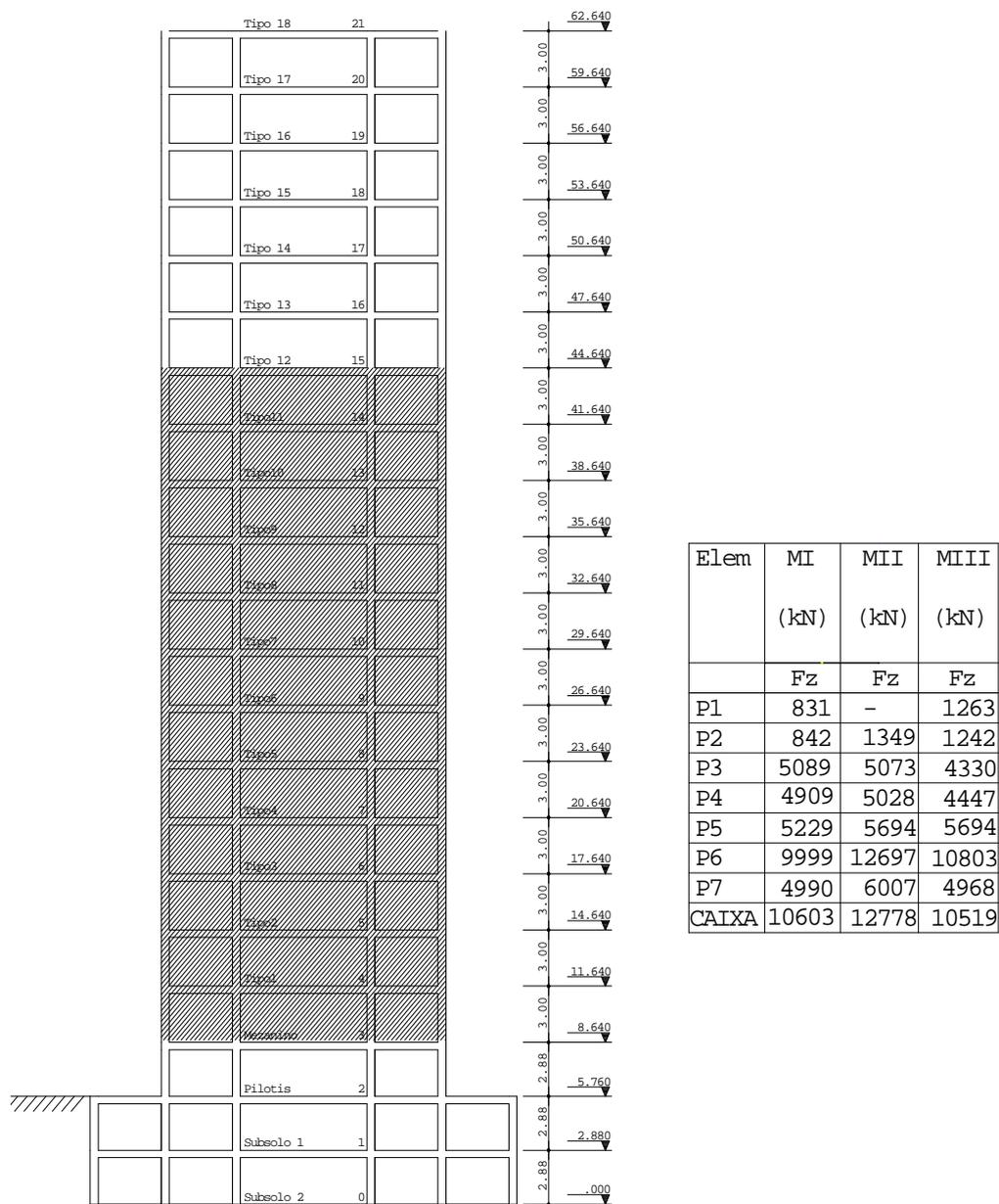


Figura 6.14 – Esforços axiais nos pilares em 07/08/2007

04-09-2007 - Tipo 22 (Alvenaria N° 15)

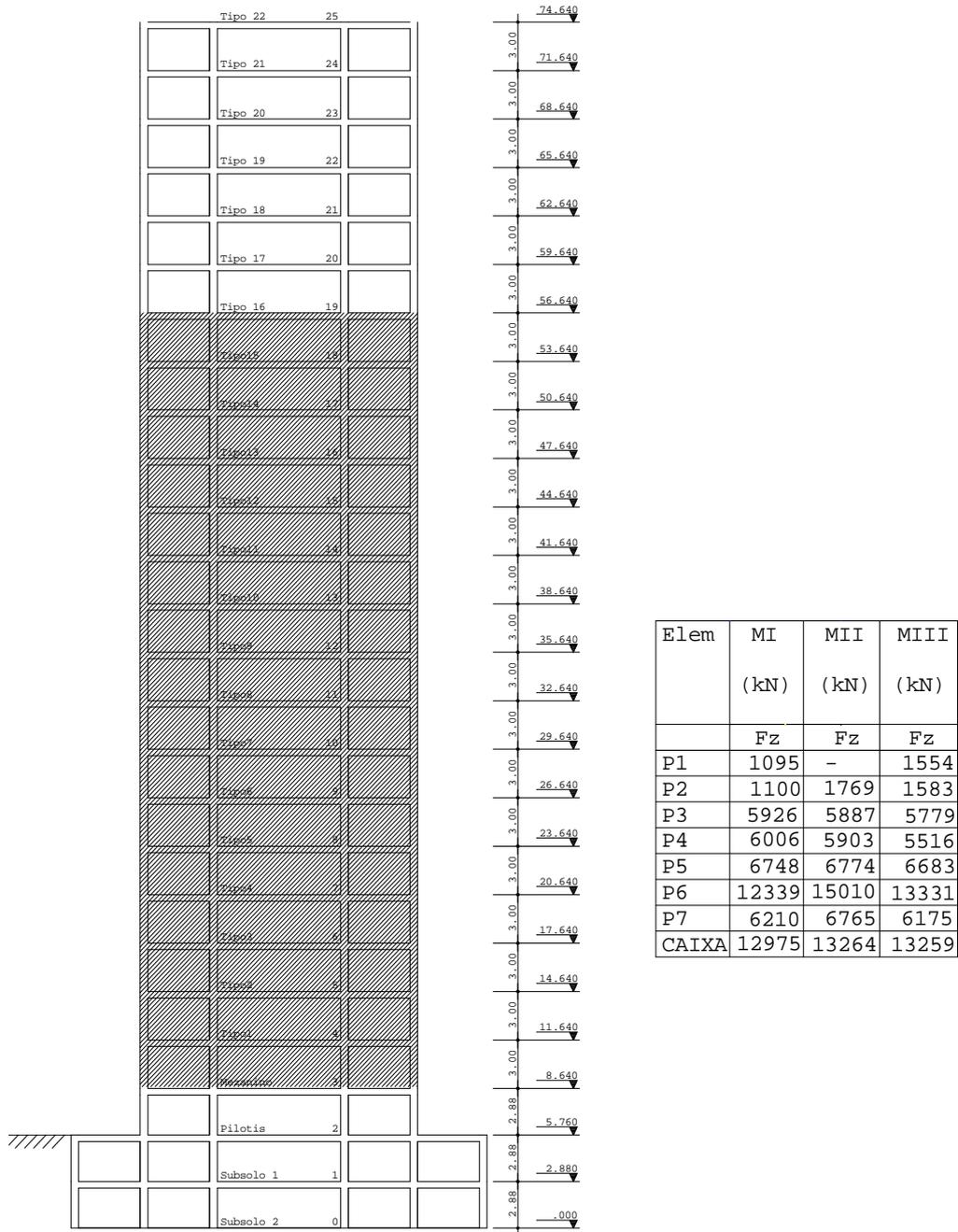


Figura 6.15 – Esforços axiais nos pilares em 04/09/2007

08-04-2008 - Todas as alvenarias sem reboco

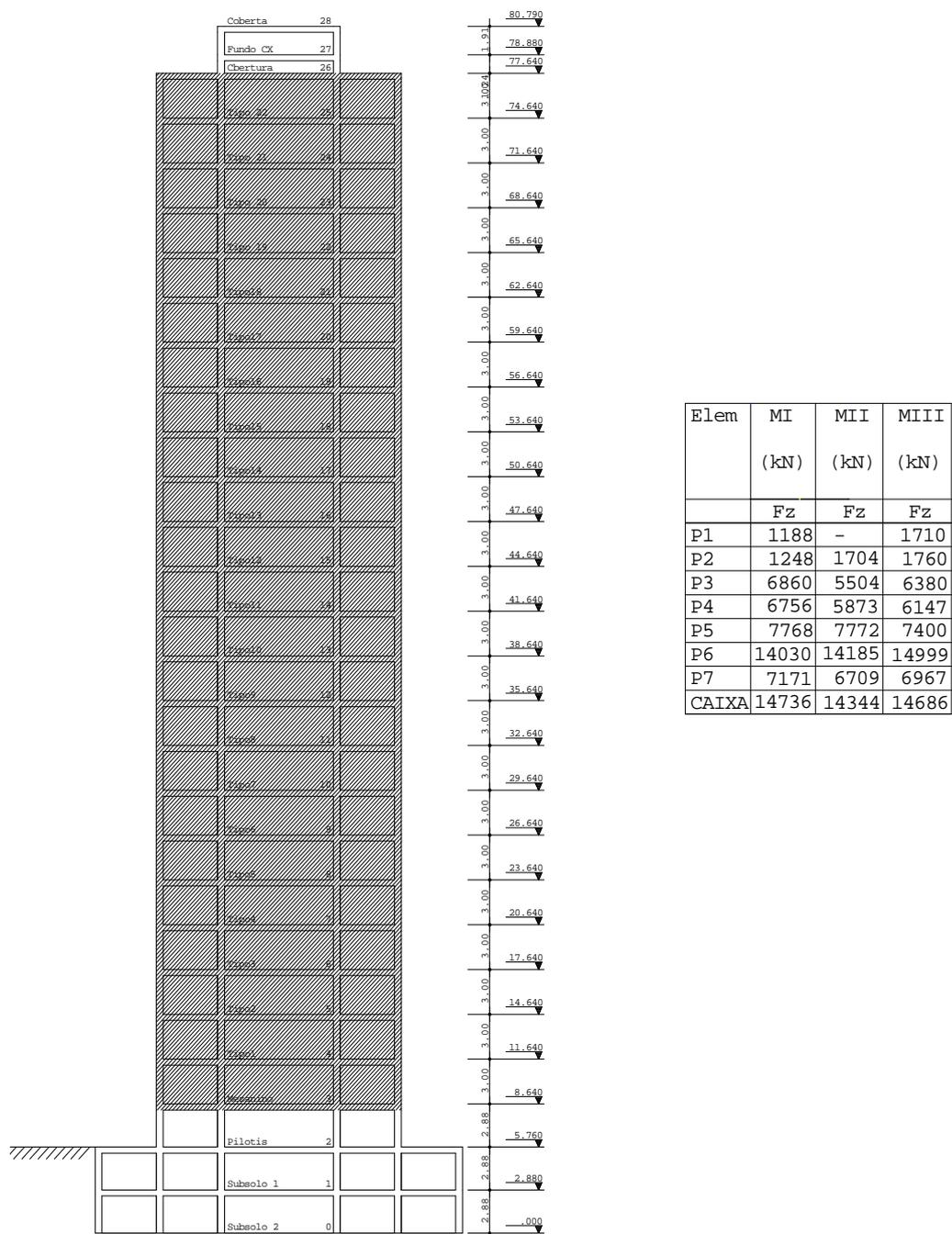


Figura 6.16 – Esforços axiais nos pilares em 08/04/2008

Mostram-se a seguir (figuras 6.17 e 6.18), em forma de gráficos, os esforços axiais na base dos pilares que foram contemplados com análises nos três modelos.

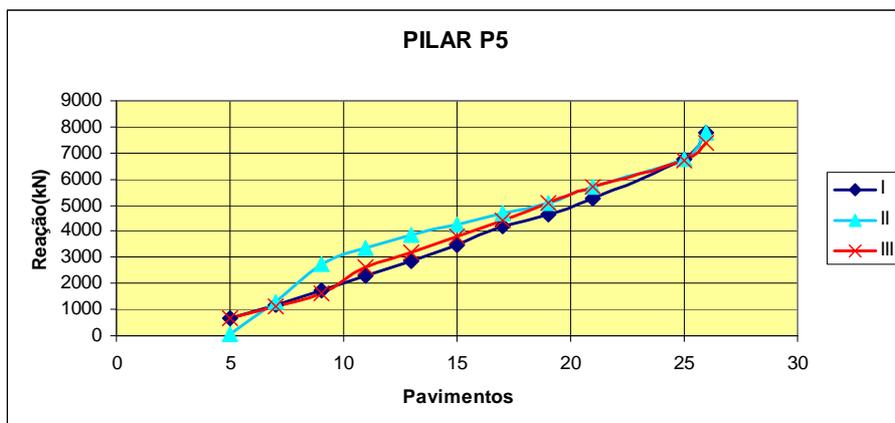
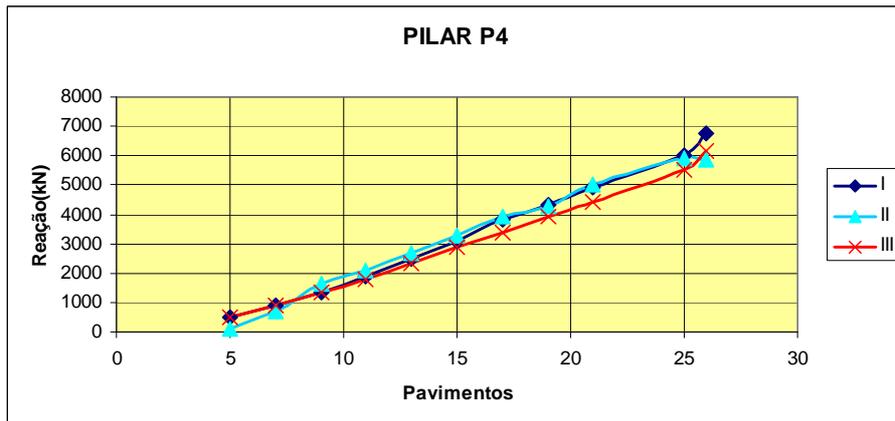
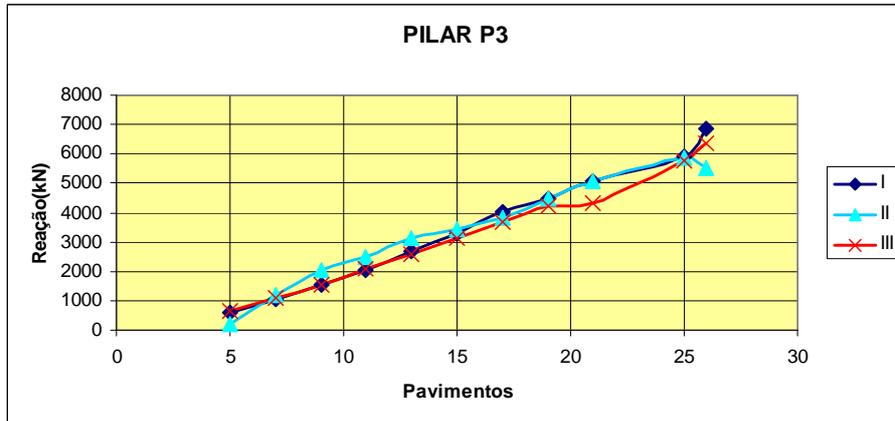


Figura 6.17 – Esforços axiais nos pilares P3, P4 e P5

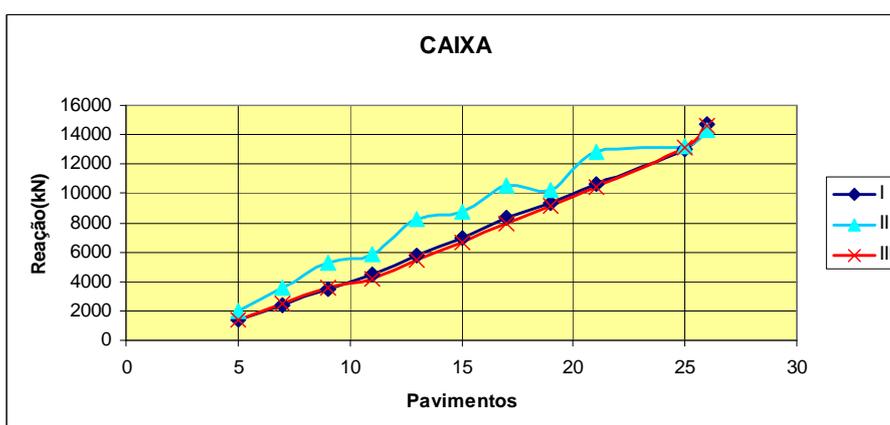
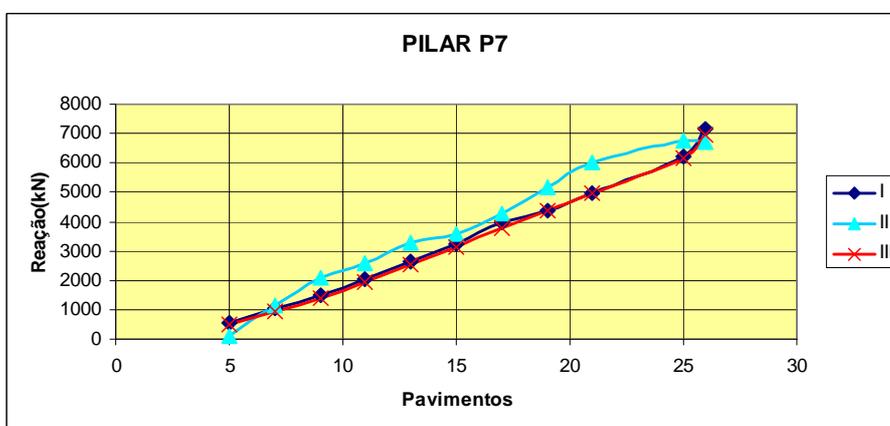
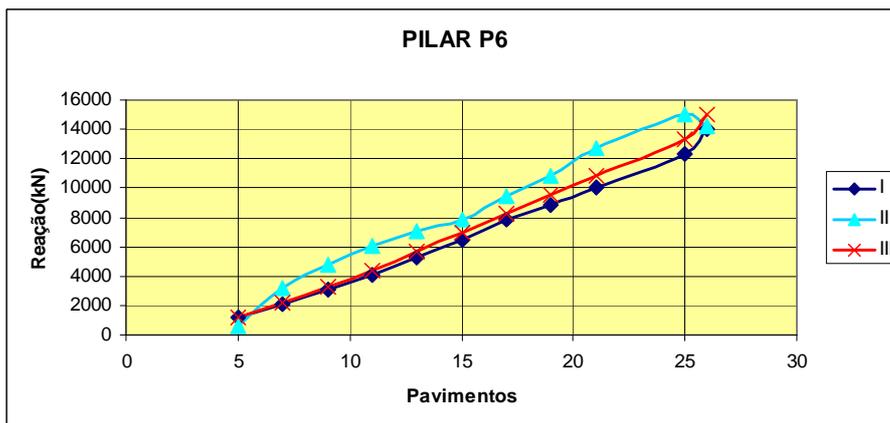


Figura 6.18 – Esforços axiais nos pilares P6, P7 e na caixa do elevador

Quando se compara o modelo II com o modelo III, a maior variação percentual entre os esforços axiais nos pilares ocorre na caixa do elevador com valor de 48,1% e entre os modelo I e o III um valor de 17,5% no pilar P3.

O gráfico da figura 6.19 representa a soma dos esforços axiais na base dos pilares P2 a P7 e caixa do elevador em cada etapa construtiva e para cada modelo analisado.

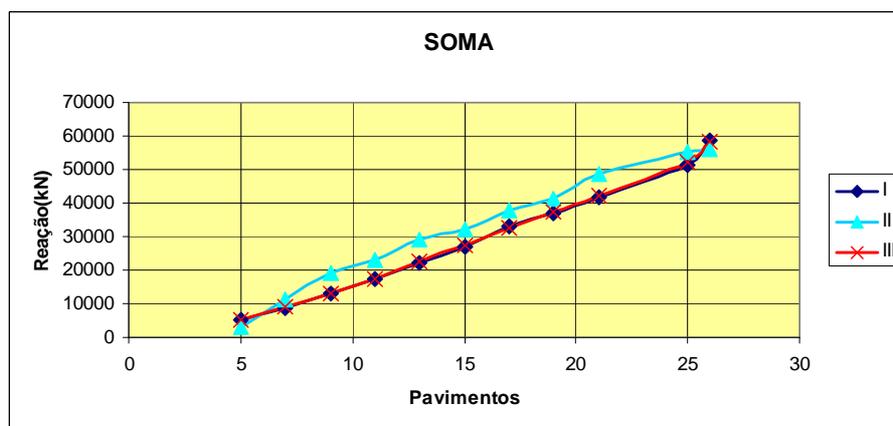


Figura 6.19 – Soma dos esforços axiais na base dos pilares

Observa-se que o somatório dos esforços axiais nos pilares para o modelo I e III são praticamente iguais. Já o modelo II apresenta o somatório de esforços axiais nos pilares superestimados na fase construtiva, mas mostrando uma tendência a convergir para os modelos I e II e alcançando os mesmos quando a estrutura de concreto e as alvenarias estavam concluídas, cerca de 65% da carga total do edifício.

### 6.2.2 RECALQUES

Apresentam-se a seguir (figuras 6.20 a 6.21) os recalques dos pilares obtidos nas medições e pelo programa PEISE.

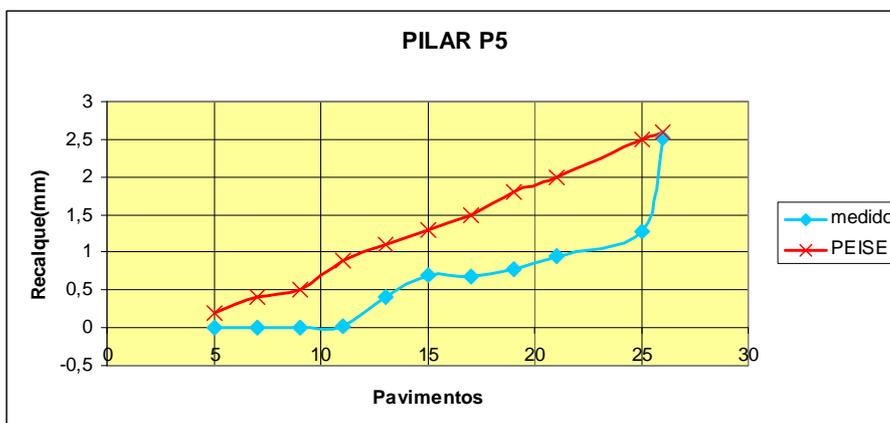
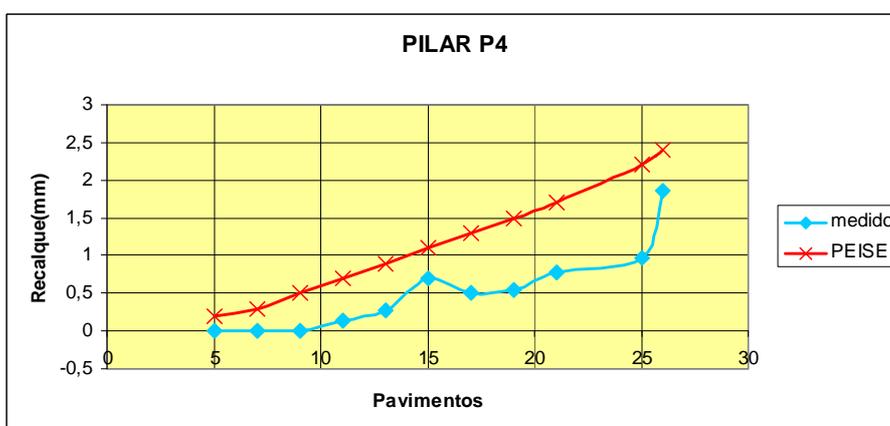
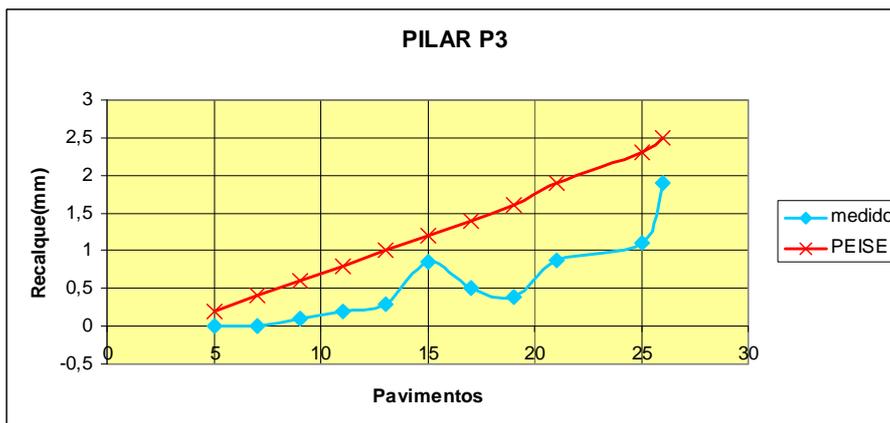


Figura 6.20 – Recalques nos pilares P3, P4 e P5

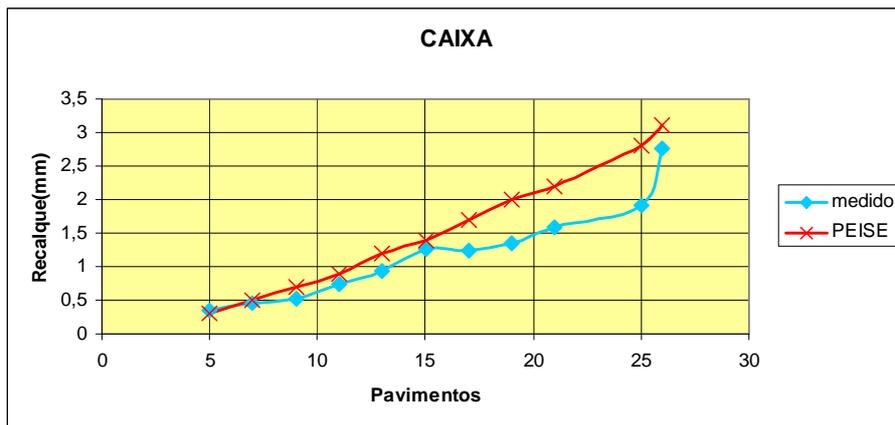
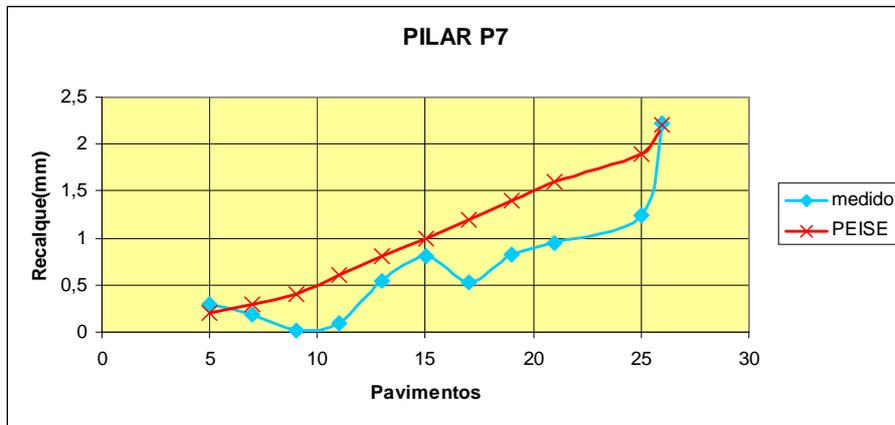
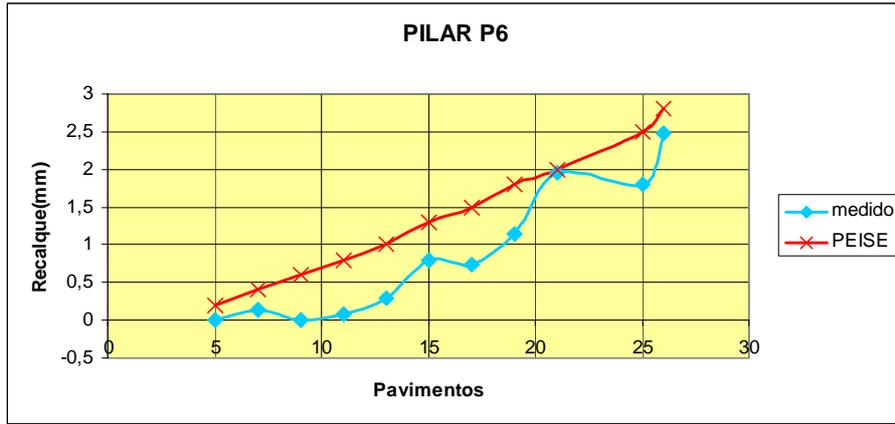


Figura 6.21 – Recalques nos pilares P6, P7 e na caixa do elevador

Os recalques resultantes da análise no programa PEISE mostram-se mais conservadores que os medidos nas diversas etapas construtivas e convergentes com eles na etapa final de análise.

Outra observação é que a evolução dos recalques não se dá em forma de curva suave, ela ocorre de forma crescente, mas com oscilações indicando um comportamento não linear e de acomodação do maciço de solos na fase construtiva.

O programa não consegue captar as oscilações de recalques medidos nas etapas construtivas por trabalhar com modelo elástico linear.

Os maiores recalques observados durante o período de medições foram na caixa do elevador e no pilar P6 com valores máximos de 2,8mm e 2,5mm respectivamente, sendo que eles são os elementos de maior esforço axial em suas bases.



## 7. CONCLUSÃO

---

### 7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentado teve por objetivo elaborar um programa computacional de análise estática linear de estruturas com fundação profunda, considerando a interação solo-estrutura. Na modelagem, a estrutura tridimensional é todo o conjunto formado pela superestrutura e pela estrutura de fundação, sendo utilizado o método dos elementos finitos e levado em consideração a compatibilização geotécnica.

O desempenho estrutural de um edifício de 26 pavimentos, com fundação em estaca hélice contínua, foi acompanhado por meio de medidas de deslocamentos verticais na base de seus pilares (recalque de fundação) e medida indireta da solicitação normal nesses elementos.

Pode ser visto nos exemplos apresentados no capítulo 3, que o código computacional desenvolvido mostrou funcionamento eficiente e eficaz e de aplicabilidade em problemas práticos de engenharia que consideram a interação solo-estrutura em suas análises com a vantagem de não se utilizar processo iterativo.

Na aplicação do programa desenvolvido ao exemplo do bloco de coroamento rígido sobre nove estacas pode-se constatar o efeito de grupo das estacas pela interação solo-estrutura onde estacas de periferia recebem mais esforços axiais que a estaca central, não havendo uma distribuição uniforme de esforços axiais por

estaca como se considera normalmente na prática da engenharia.

A análise tridimensional completa para o edifício estudado apresentou resultados de recalques que fogem do comportamento clássico bidimensional do efeito da interação solo-estrutura que faz aumentar os esforços axiais dos pilares periféricos e diminuir os dos pilares centrais.

Os maiores recalques observados durante a campanha de monitoramento foram na caixa do elevador e no pilar P6 com valores máximos de 2,8mm e 2,5mm respectivamente para uma carga na estrutura correspondente a 65% de sua carga total de serviço, composta pelo peso próprio do concreto e alvenarias sem reboco. Os 35% de carga restante correspondem a revestimento de pisos e alvenarias e sobrecargas de ocupação.

As velocidades de recalques calculadas para os pilares da edificação mostraram-se de pequena magnitude, da ordem de 25  $\mu$  dia na fase de execução da estrutura de concreto e 5  $\mu$  dia na fase posterior, tomando-se a caixa do elevador como referência.

O modelo numérico da estrutura do edifício considerando os apoios rígidos apresenta distribuição de forças verticais na base dos pilares bem próximas das encontradas no programa PEISE, que considera a interação solo-estrutura. A não redistribuição de esforços nos pilares, como era esperado na análise que considera a interação solo-estrutura, deve ser atribuída à distribuição em planta dos pilares do edifício sendo praticamente todos de periferia e aos pequenos valores de recalques absolutos e diferenciais que ocorrem na estrutura.

Foi estabelecida uma correlação entre os recalques medidos e os calculados no programa PEISE, na etapa construtiva final, de forma que seus valores

convergissem com os medidos. O módulo de compressibilidade do solo apresentou fator multiplicativo de 2,5 para a estrutura do edifício analisado.

## 7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para pesquisas futuras indica-se o aperfeiçoamento do código computacional PEISE através de:

- Armazenamento da matriz de rigidez global da estrutura pela técnica do perfil para análise de problemas com elevado número de nós. Isso implica em utilizar rotinas específicas para solução do sistema de equações e para inversão da matriz de flexibilidade do solo.
- Consideração automática do modelo geotécnico de transferência de força vertical. Deve-se somar à matriz de rigidez da estrutura somente os termos referentes aos graus de liberdade associados a deslocamentos horizontais. Nos graus de liberdade na direção vertical devem ser aplicadas as forças do modelo geotécnico. O problema passa a ser não-linear o que exige um processo iterativo.
- Aplicação do programa em outros problemas clássicos geotécnicos como, por exemplo, o efeito “Tschebotarioff”.
- Interpretação matemática desse modelo de discretização do solo e comparação com o método dos elementos finitos e método dos elementos de contorno.

E para acompanhamento de desempenho de estruturas sugere-se:

- Melhorar o sistema de aferição da barra padrão.

- Na medição de deslocamentos entre dois pontos dos pilares, para medida indireta de sua solitação normal, utilizar um elemento de referência, similar ao que está sendo observado, que não esteja submetido a carregamento para permitir avaliar apenas os efeitos ambientais e os efeitos reológicos no sistema monitorado.
- Criar um banco de dados de monitoramento de edifícios de forma a ganhar experiência local e poder otimizar as análises estruturais.
- Com os dados coletados na pesquisa, e conhecendo-se a carga real na base dos pilares e os valores de resistência do material concreto armado, aplicá-los na análise de confiabilidade na verificação da segurança do edifício.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

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

ALONSO, U. R. (1991). **Previsão e controle de fundações**, Editora Edgard Blucher Ltda. São Paulo, 142p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles, **Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan American CSMFE**, Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.

AOKI, N; LOPES, F. R. (1975). Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity, **Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan American CSMFE**, Buenos Aires, v. 1, pp. 377-386.

AOKI, N. (1979). Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas. **Seminário de Fundações. Sociedade Mineira de Engenharia**, Belo Horizonte, 29p.

AOKI, N. (1989). Discussion to Session 14, **Proceedings, 12<sup>th</sup> ICSMFE**, Rio de Janeiro, v. 5, pp. 2963-2966.

AOKI, N. (1997). Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macizo de solos, **XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, vol. 1, São Carlos, pp. VII – XX.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. (1999). **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos, EESC-USP, 1999, 61p.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. (2004). **Notas de aula disciplina SGS-404 Fundações**, – EESC-USP Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Carlos.

ÁVILA, I. A. (2001). **Análise do comportamento de estacas metálicas cravadas na Bacia de Taubaté através de provas de carga dinâmica de energia crescente**. 87 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil. 2001.

BARATA, F. E. (1986). **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CEB-FIP (1990). Comitê Euro-International du Beton, 1990, **Model Code, Design Code**, Thomas Telford.

CHAMECKI, S. (1954). Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação, separata dos **Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos** – v. 1, Porto Alegre, RS, pp. 35-80.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. e ALBIERO, J. H. (2003). **Tensão admissível em fundações diretas**. Editora RiMa. São Carlos, 142p.

CODA, H. B. (2000). Interação estática solo-estrutura através do acoplamento entre o método dos elementos de contorno e o método dos elementos finitos. **(CD-ROM)**. In: **Simpósio interação solo-estrutura em edifícios**, São Carlos, 27-28 nov. 2000. Artigos completos. São Carlos, EESC-Programa de Pós-graduação em Geotecnia e Engenharia de Estruturas, 19p.

COLARES, G. M. (2006). **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 82 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

COSTA, R. V. (2003). **Estudo de casos de obra envolvendo o monitoramento dos recalques desde o início da construção**. Tese de M. Sc., UFF, Niterói, Rio de Janeiro, Brasil.

COVAS, N. (2006). Interação solo-estrutura – SISEs. **TQSNEWS**, São Paulo, ano X - nº 23, julho de 2006, 9p.

DANZIGER, B. R.; DANZIGER, F. A. B. ; CRISPEL, F. A. (2000). A medida de recalque desde o início da construção como um indicador da interação solo-estrutura. **Simpósio Interação Estrutura-Solo em Edifícios**, EESC, Departamento de Geotecnia, São Carlos, São Paulo, em CD-ROM.

DUNNICLIFF, J. (1993). **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**, John Wiley & Sons, Inc., New York, 577p.

FONTE, A.O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. F. T. (1994). Interação solo-estrutura em edifícios altos, **Anais, X COBRAMSEG**, v. 1, pp. 239-246.

FERRO, N. C. P.; VENTURINI, W. S. (1995). Estudos de efeitos de segunda ordem em estruturas de edifícios considerando-se a ligação elástica com o semi-espaço infinito. In. **XXVII Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estructural**, Tucumán, Argentina.

GONÇALVES, J. C. (2004). **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação das cargas dos pilares de um edifício**. Dissertação (Mestrado), COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 104p.

GOSHY, B. (1978). Soil-foundation-structure interaction. **Journal of the Structural Division**, ASCE, vol. 104, nº ST5, pp. 749-761.

GUSMÃO, A. D., (1990). **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A., (1994). Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, v. 2, pp. 447-454, Salvador, Bahia, Brasil.

GUSMÃO FILHO, J. A., (1995). **Contribuição à prática de fundações: a experiência do Recife**. Tese para concurso de Professor Titular, UFPE, Recife, Brasil, 251p.

HOLANDA JÚNIOR, O.G. (1998). **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 191 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

HUGO A. MOTA CONSULT. E ENG. DE PROJETOS (2006). Memória de Cálculo do viaduto metroviário em Teresina, Ramal Praça da Bandeira. Fortaleza, Ceará, v2A, 36p.

IWAMOTO, R. K. (2000). **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 140 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, Brasil.

JORDÃO, D. R. (2003). **Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas considerando a interação estrutura-solo**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 142p.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. (1994). Comportamento de tubulões através da medida de recalques em um edifício no interior de São Paulo, **Anais X COBRAMSEF**, v. 1, Foz do Iguaçu.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. (1991). On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **Proc. 10<sup>th</sup> ECSMFE**, Florence, Italy, vol. 1, pp. 475-478.

MATOS FILHO, R. F. (1999). **Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com método dos elementos de contorno**. São Carlos, 116p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDONÇA, A. V. (1997). **Análise da interação placa-estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com elementos de contorno**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDONÇA, A. V.; PAIVA, J. B. (2000). A boundary element method for static analysis of raft foundations piles. **Eng. Boundary Elements**, v. 24, pp. 237-247.

MEYERHOF, G. G. (1953). Some recent foundation research and its application to design. **Structural Engineering**, v. 31, pp. 151-167, Londres.

MEYERHOF, G. G. (1959). Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 85, SM6, pp. 1-29.

MINDLIN, R. D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v. 7, pp.195-202.

MIRANDA, A. N. (2005). **Geotecnia no Nordeste**. Cap. 5, Prática de Fundações no Ceará. Editora Universitária da UFPE, Recife, pp 294-308.

MOURA, A. R. L. U. (1995). **Interação solo-estrutura em edifícios**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 135p.

MOURA, A. R. L. U. (1999). Análise tridimensional de interação solo-estrutura em edifícios, **Solos e Rochas**, v. 22, nº 2, agosto, pp. 87-100.

OSHIMA, S.T. (2004). **Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo**. 84 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PAIVA, J. B. (1993). **Formulação do método dos elementos de contorno para análises da interação solo-estrutura**. Tese de Livre Docência, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

POULOS, H. G.; DAVIS, H. G. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. **Geotechnique**, v. 18, pp. 351-371.

POULOS, H. G. (1971). Behavior of laterally loaded piles II-Piles groups. **Journal of soil mechanics and foundations division**, ASCE, v.97, n.SM5, pp. 733-751.

POULOS (1975). Settlements analysis of structural foundation systems. **Proceedings, IV South – East Asian Conference on Soil Engineering**, Kuala Lumpur, Malásia, v. IV, pp. 52-62.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (1991). Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundação direta. In: **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, 25, Porto Alegre, 1991. **Anais**, v. 2, pp. 433-444.

REIS, J. H. C. (2000). **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 148 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RIBEIRO, B. D. (2005). **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF**. 120p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RIBEIRO, B. D. (2009). **Estudo e aplicação de um elemento de contorno infinito na análise da interação solo-estrutura via combinação MEC/MEF**. 214p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RUSSO NETO, L. (2005). **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada**. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 279p.

SANTOS, S. B. (2004). Deformações por retração e fluência. In: Isaia, G. C. **Concreto, ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005.

SORIANO, H. L. (2005). **Análise de estruturas – Formulação matricial e implementação computacional**, Editora Ciência Moderna Ltda. Rio de Janeiro, 346p.

STEINBRENNER, W. (1934). **Tafeln sur Setzungberechnung**. Die Strasse, v. 1, 121p.

TAKEYA, T. (2000). **Notas de aula de análise experimental de estruturas**. EESC, Departamento de estruturas, São Carlos, 50p.

TQS Informática Ltda (2009). Programa computacional CAD/TQS 9.0. São Paulo. [www.tqs.com.br](http://www.tqs.com.br)

VARGAS, M., LEME, M. J. T., (1989). Long Term Settlements of Tall Buildings on Sand. In: **Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, pp. 765-768, Rio de Janeiro.

VELLOSO, A. D. e LOPES, F. R. (2004). **Fundações**, Editora Oficina de textos. São Paulo, 226p.

ZAMBROZUSKI, N.J.M., BASSILI, A.D., GRACIO, A.M. e SALES, R.J.M. (1985). **Estudo da interação solo-estrutura**. Trabalho de fim de curso. Instituto Militar de engenharia, Rio de Janeiro, 73p.

## APÊNDICE A – MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE PÓRTICO ESPACIAL

$$[S]_{i,L} = \begin{bmatrix} a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ b & 0 & 0 & 0 & bl/2 & 0 & -b & 0 & 0 & 0 & 0 & bl/2 \\ c & 0 & -cl/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c & 0 & -cl/2 & 0 & 0 \\ d & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -d & 0 & 0 & 0 \\ & & cl^2/3 & 0 & 0 & 0 & cl/2 & 0 & cl^2/6 & 0 & 0 & 0 \\ & & & bl^2/3 & 0 & -bl/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & bl^2/6 & 0 \\ & & & & a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & b & 0 & 0 & 0 & 0 & -bl/2 & 0 \\ & & & & & & c & 0 & bl/2 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & d & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & cl^2/3 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & bl^2/3 & 0 \end{bmatrix}$$

*simetria*

onde:  $a = EA/l$ ;  $b = 12EI_z/l^3$ ;  $c = 12EI_y/l^3$ ;  $d = GI_x/l$

sendo:

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal;

$G$  é o módulo de elasticidade transversal;

$A$  é a área da seção transversal da barra;

$l$  é o comprimento da barra  $i$ ;

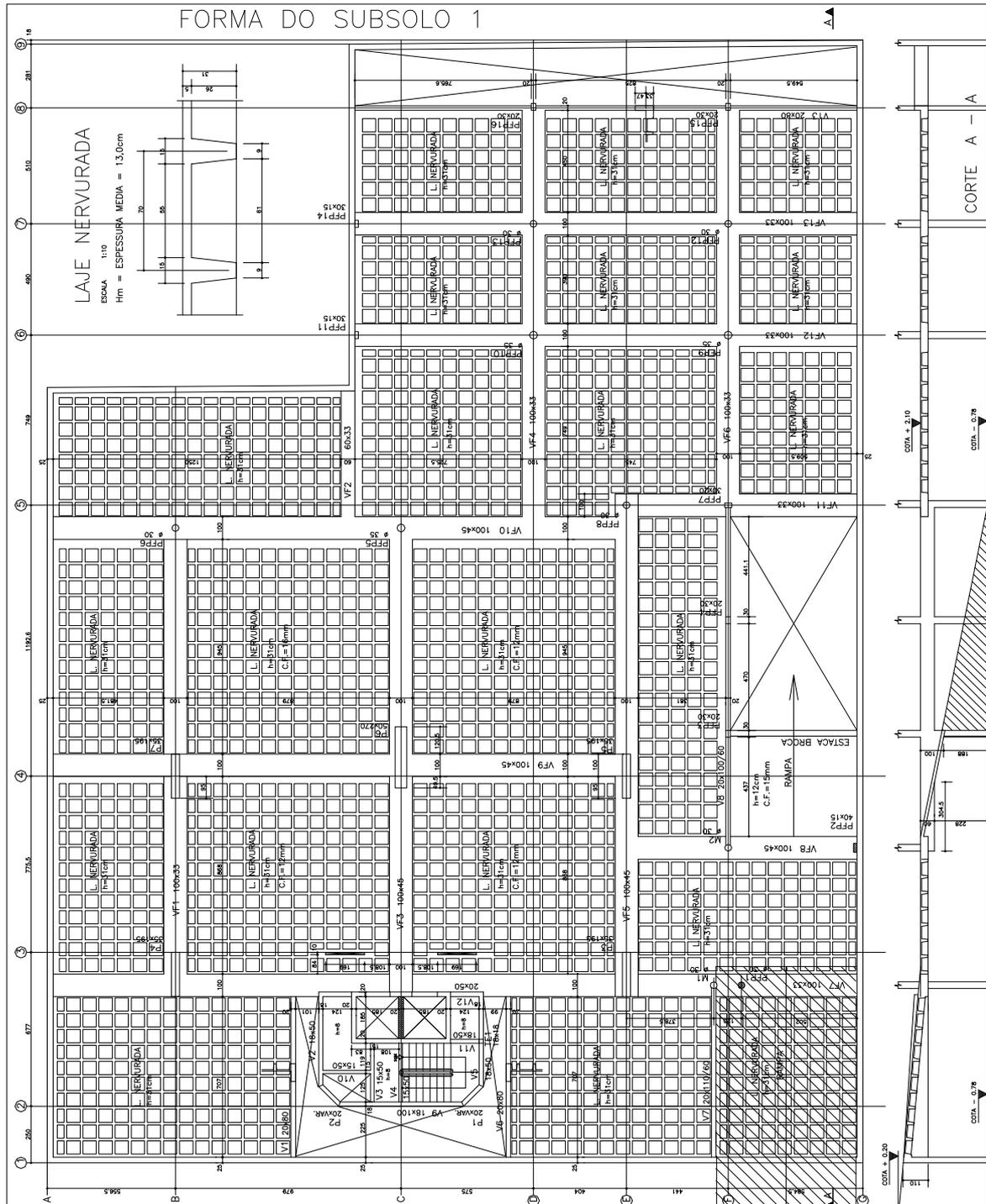
$I_z$  é o momento de inércia à flexão da seção relativo ao eixo  $z$ ;

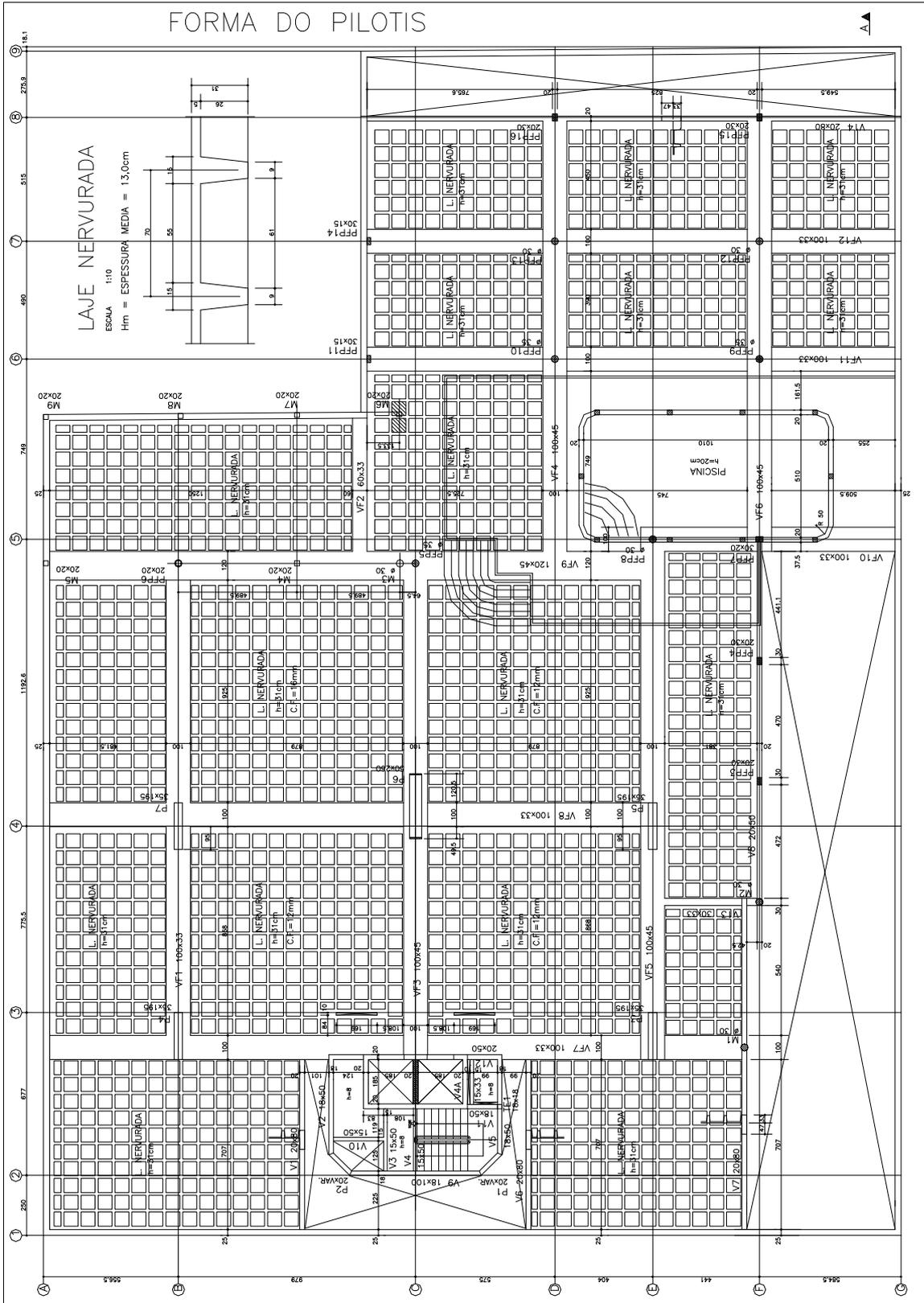
$I_y$  é o momento de inércia à flexão da seção relativo ao eixo  $y$ ;

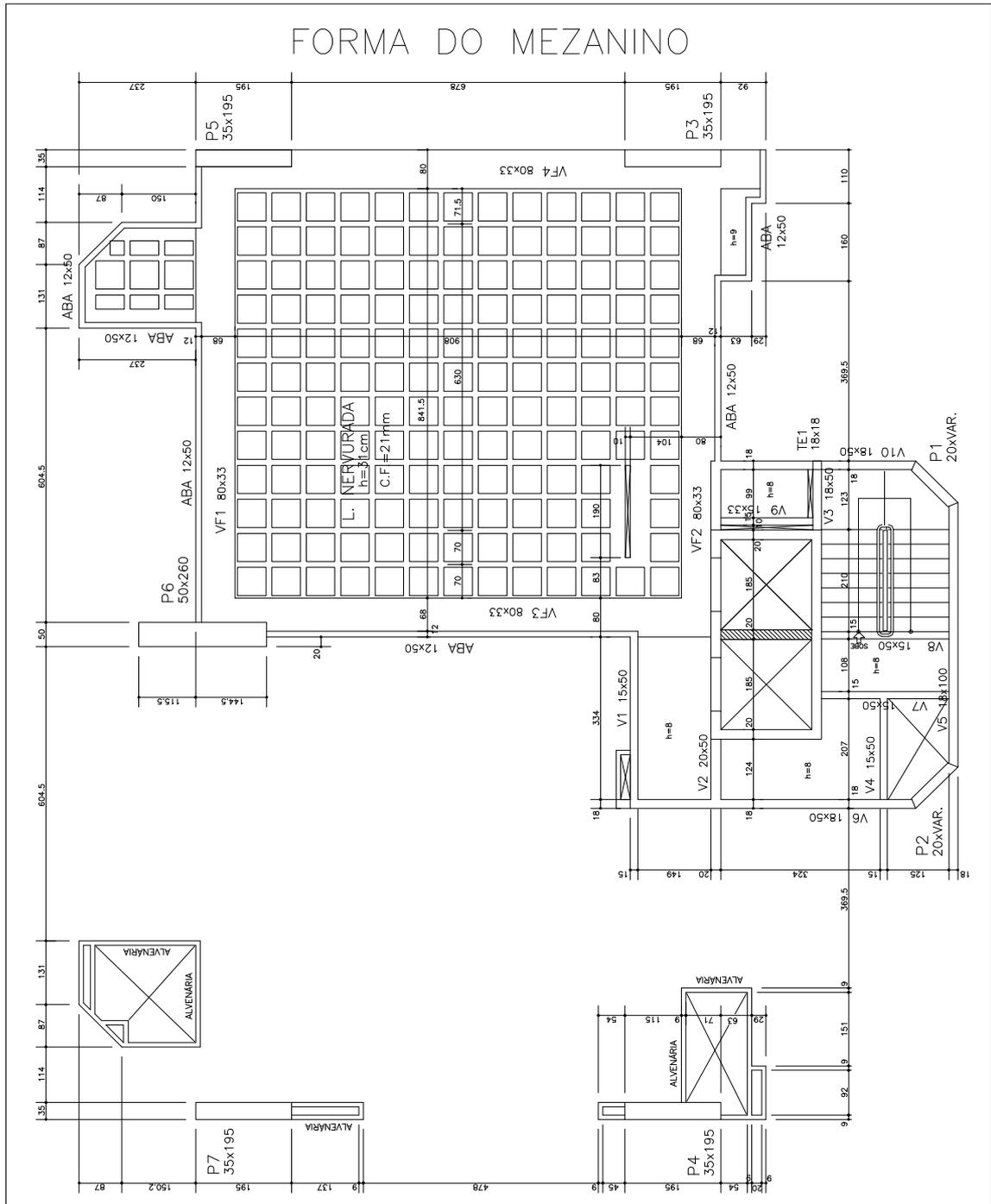
$I_x$  é o momento de inércia à torção da seção relativo ao eixo  $z$ .



# ANEXO A – FORMAS DO EDIFÍCIO SAN CARLO







# FORMA DO TIPO 1/12

