



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Maurício José Azevedo Pinto dos Santos


**INTERAÇÃO SOLO x ESTRUTURA:  
ANÁLISE DE UM CASO DE OBRA COM ACOMPANHAMENTO DOS  
RECALQUES DESDE O INÍCIO DA CONSTRUÇÃO**

Rio de Janeiro

2016

Maurício José Azevedo Pinto dos Santos

**Interação solo x estrutura:  
análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o  
início da construção**



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

Orientadoras: Prof.<sup>a</sup> Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc  
Prof.<sup>a</sup> Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc

Rio de Janeiro

2016

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

S237 Santos, Maurício José Azevedo Pinto dos.  
Interação solo x estrutura: análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o início da construção / Maurício José Azevedo Pinto dos Santos. – 2016.  
139f.

Orientadores: Bernadete Ragoni Danziger e Eliane Maria Lopes Carvalho.

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

1. Engenharia civil. 2. Fundações (Engenharia) - Dissertações. 3. Geotecnia - Dissertações. 4. Solos - Construção civil - Dissertações. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Carvalho, Eliane Maria Lopes. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.15

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

---

Assinatura

---

Data

Maurício José Azevedo Pinto dos Santos

**Interação solo x estrutura: análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o início da construção.**

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

Aprovado em: 07 de julho de 2016.

Banca Examinadora:

---

Prof<sup>a</sup>. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof<sup>a</sup>. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UFF

---

Prof. Marcus Peigas Pacheco, D.Sc  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Paulo César de Almeida Maia, D.Sc  
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF

Rio de Janeiro

2016

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Márcia e Paulo, por todo o amor e incentivo.

## AGRADECIMENTOS

A minha orientadora, Prof. Dr<sup>a</sup>. Bernadete Ragoni Danziger, por toda a dedicação, paciência e atenção na orientação e condução desse trabalho. Registro aqui o meu muitíssimo obrigado.

A minha orientadora, Prof. Dr<sup>a</sup>. Eliane Maria Lopes Carvalho, por ser a grande incentivadora, um exemplo de profissional e de compromisso com a educação, do qual admiro desde os tempos da graduação.

Ao Professor Fernando Danziger por disponibilizar as medições de recalques.

Ao Professor Nelson Aoki por ter cedido o uso do programa Aoki-Lopes e ter fornecido materiais preciosos de consulta.

Ao Engenheiro Flávio Crispel e a Construtora Ben por ter autorizado a utilização dos dados e as plantas da estrutura.

Ao Engenheiro Gustavo Braune pelas informações cedidas.

Aos professores da graduação e do mestrado, os quais tenho profunda admiração e que foram fundamentais para o meu crescimento profissional, que contribuíram e contribuem para minha formação, em especial: Magno Hecksher, Justino Vieira, Roberto Jermann, Jobel Freitas, Celso Romanel, Denise Gersccovich, Marcus Pacheco, Armando Prestes, Regina Souza e Rodrigo Burgos.

À todos os amigos que fiz no mundo da engenharia e, em especial: Alessandro Torres, Luiz Octavio Oliveira, Rafael Costa, Adriana Cavalcanti, Rafael Berbert, José Carlos Zaroni, Eduardo Cabral, Gustavo Coquet, Liana Madeira, Rodolfo Lima e Gláucia Azevedo (in memoriam).

À Eizen Monteiro e Solange Benassi por todo o carinho, apoio e compreensão.

À minha madrinha Maria Luiza Tinoco e aos amigos Glória Villas Boas e Otelo Villas Boas pelo carinho.

Aos amigos que estiveram sempre ao meu lado em especial: Hildo, Massa, Cheregatti, Fabrini, Jurandir, Gabi e Thais Mesquita.

Aos meus colegas de mestrado pelo apoio e incentivo incondicionais.

À UERJ, por permitir mais esta realização.

Ao Labbas pelo apoio estrutural incondicional e de extrema importância.

À CAPES, pelo incentivo financeiro.

## RESUMO

SANTOS, Maurício José Azevedo Pinto dos. **Interação solo x estrutura**: análise de um caso de obra com acompanhamento dos recalques desde o início da construção. 2016. 139f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

O controle de recalques desde o início da construção tem contribuído para o melhor conhecimento da compressibilidade dos diferentes depósitos sedimentares do subsolo do Rio de Janeiro, permitindo a aferição de propostas de correlações que resultam em estimativas de recalque com menores incertezas. Ao mesmo tempo, estes controles têm possibilitado a observação da uniformização da bacia de recalque e a redistribuição das cargas e sua quantificação quando se considera no projeto de fundações a interação solo x estrutura. Recentemente, a versão mais atualizada da Norma de Fundações 6122 (2010) já contempla, em seu item 5.5, o estudo da interação solo x estrutura. “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo x estrutura ou fundação x estrutura. Esta dissertação trata da interação solo x estrutura de mais um caso de obra que vem sendo analisado e que contempla a instrumentação dos recalques desde o início da construção. Trata-se de uma obra de poucos pavimentos em estacas tipo Franki curtas em solo arenoso, caso este onde os recalques esperados são muito pequenos, ou seja, onde o efeito da interação não é muito relevante. A análise inclui a aferição de correlações mais atuais para a compressibilidade de solos arenosos e a tendência de uniformização dos recalques e redistribuição das cargas. De fato, como previsto, face aos pequenos recalques observados, a relevância da interação solo x estrutura não foi muito evidenciada. Observou-se também que a região da obra onde os recalques previstos foram maiores, face à maior grandeza dos carregamentos, não coincidiu com a região da construção onde os maiores recalques foram medidos. Como os recalques são muito pequenos, esta diferença de comportamento pode ser atribuída tanto à pequena acurácia dos valores medidos, bem como à variabilidade do solo. O autor verificou que a região dos maiores recalques instrumentados coincidiu com uma região não caracterizada pelo reduzido número de sondagens executadas. O autor ressalta, portanto, sobre a importância de um número adequado de sondagens, mesmo que a área da construção em planta seja reduzida, para um estudo mais rigoroso da interação solo x estrutura.

Palavras-chave: Interação solo estrutura; Modelos numéricos; Monitoramento de recalques; Instrumentação de campo; Fundação profunda; Concreto armado.

## ABSTRACT

SANTOS, Maurício José Azevedo Pinto dos. **The soil x structure interaction:** analysis of a construction work case with monitoring of the settlements since the beginning of construction. 2016. 139f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

The control of settlement instrumentation since the start of construction has contributed to the better understanding of the compressibility of different sedimentary deposits on Rio de Janeiro, allowing the measurement of correlations proposals that result in estimates of settlement with smaller uncertainties. In the present thesis emphasizes to contribute to more a case of construction and extending the existing database. Beside to the measurement of soil compressibility, the settlements instrumentation helps the designer of structures in obtaining more real load distribution and its comparison with the originally previous loads. In fact, the new recommendations of the updated standard foundations, NBR 6122 (2010) recommend, in its item 5.5 that "In structures in which the deformability of the foundations can influence the load distribution, should be studied the soil structure interaction". In this building, specifically, the expected settlements are small, and it is a case where it is not expected significant load redistribution. The building in this thesis is a residential of two floors type, a penthouse, water tank and engine room, ground floor without underground, situated on a site of 780 m<sup>2</sup>, located in the neighborhood of Recreio dos Bandeirantes, in Rio de Janeiro. The building contain the structural elements that are reinforced concrete with characteristic strength the concrete compression major or equal to 20 MPa and CA-50 steel. The slabs are massive with variable thickness from 8 to 13 centimeters and the internal and external walls in ceramic bricks. The other elements such as beams and columns have very different geometrical sections. As a structure of small height and unconventional plan, its numerical modeling does not always provide loads on similar support to other simpler considerations distribution load. The foundations are in Franki type piles of short length, based on sandy soil with high compactness. The compression resistance characteristic of the concrete is 20 MPa. The building has 22 columns and 41 piles, and the measurements of the settlement were made on 18 columns since the start of construction. The piles have average lengths of about 4.20m and are composed of piles 24 with 350mm of diameter, and 17 piles with 400mm diameter. The loads on the foundations are between 600 and 1900 kN, as reported in the project. The geotechnical investigation was accomplish through 3 SPT (Standard Penetration Test). The drilling were made to an approximate depth of 18 meters and revealed a relatively homogeneous geotechnical profile with layers of sand throughout the profile. The water level was found at an average depth of 4.50 m. In this construction, specifically, the expected settlements are small, and a case where it is not expected significant load redistribution. The analysis of this building is relevant in comparing its results with the new premises of NBR 6122 (2010).



Keywords: Soil-structure interaction; Numeric models; Settlement; Field instrumentation; Deep foundation; Reinforced concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elaboração dos projetos estrutural e de fundações (Adaptado de GUSMÃO, 1990) .....	18
Figura 2 – Mecanismo de Transferência de Carga considerado .....	32
Figura 3 – Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975).....	33
Figura 4 – Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975). .....	33
Figura 5 – Parâmetros das equações de MINDLIN (adptado de Aoki e Lopes, 1975). .....	34
Figura 6 – Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975). .....	34
Figura 7 – Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975).....	35
Figura 8 – Aplicação de STEINBRENNER (1934) para solos estratificados (IWAMOTO, 2000) .....	36
Figura 9 – Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo (LOPES e GUSMÃO, 1991) .....	39
Figura 10 – Vista Geral da edificação durante a sua construção (BRAUNE et al 2008). .....	41
Figura 11 – Vista Geral da edificação (fonte: googlemaps).....	42
Figura 12 – Locação das Sondagens SPT (Standard Penetration Test).....	43
Figura 13 – Perfil geotécnico do local da obra (BRAUNE et al 2008) .....	44
Figura 14 – Arranjo esquemático de medida de recalques com uso de nivelamento ótico (adaptado de RUSSO NETO , 2005).....	48
Figura 15 – Pontos de visadas (EST.A, EST.B, EST.C, EST.D, e EST.E) e localização dos pinos de recalque, e localização das referências fixas (RN1, RN2 e RN3). Adaptado de Relatório da COPPE.....	50
Figura 16 – Conjunto pino de latão empregado; (a) sede e pino; (b) sede instalada no concreto e conjunto montado para medição.....	51
Figura 17 – Modelo 3D em elementos finitos sobre apoio indeslocável.....	57
Figura 18 – “Modelo A” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.....	59
Figura 19 – “Modelo 1” em elementos finitos sobre apoio indeslocável. ....	60
Figura 20 – “Modelo B” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.....	60
Figura 21 – “Modelo 2” em elementos finitos sobre apoio indeslocável. ....	61
Figura 22 – “Modelo 3” em elementos finitos sobre apoio indeslocável. ....	61

Figura 23 – Evolução do carregamento no tempo.....	65
Figura 24 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 08/12/2002 (Modelo 1) .....	77
Figura 25 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 23/02/2003 (Modelo 2) .....	78
Figura 26 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 13/05/2003 (Modelo 3) .....	79
Figura 27 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo A” .....	80
Figura 28 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 1” .....	81
Figura 29 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo B” .....	82
Figura 30 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 2” .....	83
Figura 31 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 3” .....	84
Figura 32 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo A” .....	85
Figura 33 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 1” .....	86
Figura 34 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo B” .....	87
Figura 35 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 2” .....	88
Figura 36 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 3” .....	89
Figura 37 – Curva iso-recalque obtido na análise com as cargas do projetista. ....	90
Figura 38 – Curva iso-recalque previsto por BRAUNE et al (2008).....	91
Figura 39 – Recalques médios calculados e medidos: interpretação inicial.....	94
Figura 40 – Recalques médios calculados e medidos: interpretação adicional .....	95
Figura 41 – Recalques médios calculados e medidos: indicando a carga informada em projeto .....	96
Figura 42 – Recalques médios calculados e medidos .....	99
Figura 43 – Pilares internos: redistribuição de esforços.....	100
Figura 44 – Pilares Externos: redistribuição dos esforços.....	101
Figura 45 – Variação máxima do aumento e alívio de carga nos pilares durante a construção.....	103
Figura 46 – Variação, em termos médios, do aumento e alívio de carga nos pilares durante a construção.....	103
Figura 47 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 1”) –.....	105
Figura 48 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 2”) –.....	106
Figura 49 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 3”) –.....	108
Figura 50 – Sondagem F-1.....	119
Figura 51 – Sondagem F-2.....	120
Figura 52 – Sondagem F-3.....	121
Figura 53 – Planta de Estaqueamento do Prédio.....	133

Figura 54 – Planta de Formas do 1º Teto.....	134
Figura 55 – Planta de Formas do 2º Teto.....	134
Figura 56 – Planta de Formas do 3º Teto.....	135
Figura 57 – Planta de Formas do 4º Teto.....	136
Figura 58 – Planta de Formas da Cobertura .....	137
Figura 59 – Planta de Arquitetura.....	138
Figura 60 – Planta do Telhado .....	139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores Típicos do coeficiente $C_p$ .....	29
Tabela 2 – Características das Estacas Franki como executadas .....	45
Tabela 3 – Recalques medidos .....	52
Tabela 4 – Tabela comparativa entre a carga do projetista e a carga obtida na modelagem numérica. ....	58
Tabela 5 – Propriedades básicas dos materiais utilizados na modelagem numérica	62
Tabela 6 – Reação nos apoios indeslocáveis para o “modelo matemático 3D final”.	63
Tabela 7 – Reações de Apoio para os modelos numéricos em análise .....	64
Tabela 8 – Valores calculados para o módulo de elasticidade do solo conforme as sondagens F1, F2 e F3: .....	67
Tabela 9 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978): Recalque nas estacas do “Modelo 1” .....	70
Tabela 10 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978): Recalque nas estacas do “Modelo 2” .....	70
Tabela 11 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978): Recalque nas estacas do “Modelo 3” .....	71
Tabela 12 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 1” .....	72
Tabela 13 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 2” .....	73
Tabela 14 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 3” .....	73
Tabela 15 – Interpretação dos resultados utilizando DÉCOURT-QUARESMA (1978) .....	74
Tabela 16 – Interpretação dos resultados utilizando AOKI-VELLOSO (1975). .....	75
Tabela 17 – Recalques calculados nessa dissertação e comparados com os previstos por BRAUNE et al (2008) e com os recalques medidos. ....	93
Tabela 18 – Redistribuição de carga dos pilares para os modelos numéricos.....	102
Tabela 19 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978) .....	122
Tabela 20 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975 e Velloso et al., 1978).....	123
Tabela 21 – Valores de k e $\alpha$ (Aoki e Velloso, 1975).....	124

Tabela 22 – Atrito Lateral Disponível – Método Décourt - Quaresma .....	125
Tabela 23 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F1 .....	126
Tabela 24 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F2 .....	127
Tabela 25 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F3 .....	128
Tabela 26 – Modelo 1 – Redistribuição das Cargas nos Pilares .....	129
Tabela 27 – Modelo 2 – Redistribuição das Cargas nos Pilares .....	130
Tabela 28 – Modelo 3 – Redistribuição das Cargas nos Pilares .....	131
Tabela 29 – Comparação sem interação e com interação para o cálculo dos recalques.....	132

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPT	Cone Penetration Test
EST. A	ponto de visada A
EST. B	ponto de visada B
EST. C	ponto de visada C
EST. D	ponto de visada D
EST. E	ponto de visada E
RN 1	referência fixa 1
RN 2	referência fixa 2
RN 3	referência fixa 3
SPT	Standard Penetration Test

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_p$	área da base da estaca
$A_s$	área do fuste da estaca
$C_p$	coeficiente empírico proposto por VESIC (1977)
$C_s$	coeficiente empírico proposto por VESIC (1977)
$E_s$	módulo de elasticidade estático do solo
$f_s$	resistência por atrito lateral
$Q_{rup}$	capacidade de carga de estacas
$q_{p, rupt}$	resistência à ruptura na ponta
$w_0$	recalque total em estaca isolada
$w_s$	recalque devido à deformação elástica do fuste
$w_{pp}$	recalque no nível da ponta causado pela carga transmitida pela ponta
$w_{ps}$	recalque no nível da ponta causado pela carga transmitida ao longo do fuste



## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>21</b>
1.1 Histórico.....	21
1.2 Recalques em estacas isoladas.....	27
1.3 Capacidade de Carga.....	29
1.4 Transferência de Carga.....	30
1.5 Previsão de recalques em grupo de estacas .....	32
1.6 Análise da Interação Solo-Estrutura.....	37
1.7 Fatores influentes na interação solo-estrutura segundo a literatura .....	38
<b>2 DESCRIÇÃO DA OBRA</b> .....	<b>41</b>
2.1 Características Gerais da Construção .....	41
2.2 Características Geotécnicas .....	42
2.3 Características da Estrutura.....	46
2.4 Monitoramento dos Recalques .....	48
<b>3 MODELOS ESTRUTURAI</b> S.....	<b>53</b>
3.1 Metodologia de análise e premissas adotadas.....	53
3.2 Modelos Numéricos .....	55
3.3 Carregamentos adotados .....	62
3.4 Reações de Apoio .....	63
<b>4 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO E DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA</b> .....	<b>66</b>
4.1 Determinação dos Módulos de Elasticidade do Solo.....	66
4.2 Cálculo da Capacidade de Carga das Estacas .....	68
4.3 Transferência de Carga considerando DÉCOURT e QUARESMA (1978). ....	69
4.4 Transferência de Carga considerando AOKI e VELLOSO (1975).....	69
4.5 Ajuste do módulo de elasticidade do solo.....	74
<b>5 ESTIMATIVA DOS RECALQUES E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS</b> ....	<b>76</b>
5.1 Estimativa dos recalques .....	76
5.2 Recalques Medidos.....	77
5.3 Recalques Calculados sem interação solo-estrutura .....	80
5.4 Recalques Calculados considerando interação solo-estrutura .....	85

<b>5.5 Recalques Calculados para a carga fornecida pelo projetista.....</b>	<b>90</b>
<b>5.6 Recalques Previstos por BRAUNE et al (2008).....</b>	<b>91</b>
<b>5.7 Interpretações com relação à medida dos recalques .....</b>	<b>94</b>
<b>5.8 Interpretações com relação aos coeficientes de variação .....</b>	<b>98</b>
<b>5.9 Interpretações com relação à redistribuição das cargas nos pilares.....</b>	<b>100</b>
<b>5.10 Interpretações em relação às curvas de iso-recalques .....</b>	<b>103</b>
<b>6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>110</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>112</b>
<b>ANEXO 1 – INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO 2 – CÁLCULOS GEOTÉCNICOS – CAPACIDADE E TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....</b>	<b>122</b>
<b>ANEXO 3 – ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA: RESULTADOS.</b>	<b>129</b>
<b>ANEXO 4 – PROJETO DE ESTRUTURAS E DAS FUNDAÇÕES: PLANTAS.....</b>	<b>133</b>

## INTRODUÇÃO

### Considerações Iniciais

Os projetos estruturais são elaborados, muitas vezes, através de análises numéricas por meio de modelos matemáticos. O dimensionamento das estruturas através da modelagem numérica considera, na maioria dos casos usuais da prática dos escritórios de cálculo, apoios indeslocáveis nos modelos matemáticos, desprezando assim o efeito da interação solo-estrutura. Sabe-se, pela literatura, que a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição dos esforços da superestrutura. Portanto, a análise da interação solo-fundação-superestrutura deve ser levada em conta no cálculo dos deslocamentos e esforços internos do conjunto superestrutura / infraestrutura, principalmente em casos especiais. A análise que considera esses fatores na etapa de projeto é denominada interação solo-estrutura.

O termo interação solo-estrutura é extremamente amplo e envolve uma gama de situações de obras de engenharia que se encontram em contato ou fazem uso do solo (estruturas enterradas). Assim, por exemplo, a interação solo-estrutura é adequada e necessária em diversos projetos como edifícios, pontes, viadutos, estruturas de contenção, dutos enterrados, túneis, barragens, cais, píer e docas secas, dentre outros.

De forma geral, a verificação das seguranças aos estados limites último e de utilização dos elementos estruturais e o cálculo das cargas verticais atuantes nos elementos de fundações são efetuados pelo engenheiro projetista estrutural. De posse dessas cargas e a partir das investigações geotécnicas realizadas, o engenheiro projetista de fundações determina os elementos de fundação e suas características geométricas. Segundo essa prática comum na maioria dos projetos de engenharia, não há relação entre os dois profissionais projetistas. Porém, sabe-se pela literatura e, de acordo com os preceitos da norma brasileira atualizada de fundações, NBR 6122 (2010), em seu item 5.5, que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação – estrutura”, os projetos devem considerar os efeitos das análises da interação solo x estrutura.

Para o estudo de interação solo-estrutura a compreensão do mecanismo de transferência de carga para o solo de uma estaca vertical isolada, sujeita a cargas axiais de compressão, atravessando diferentes camadas de solos que compõem o

maciço, é um passo importante. Esse mecanismo de transferência de carga para o solo de uma estaca será apresentado com mais detalhes nos capítulos que se seguem nessa dissertação.

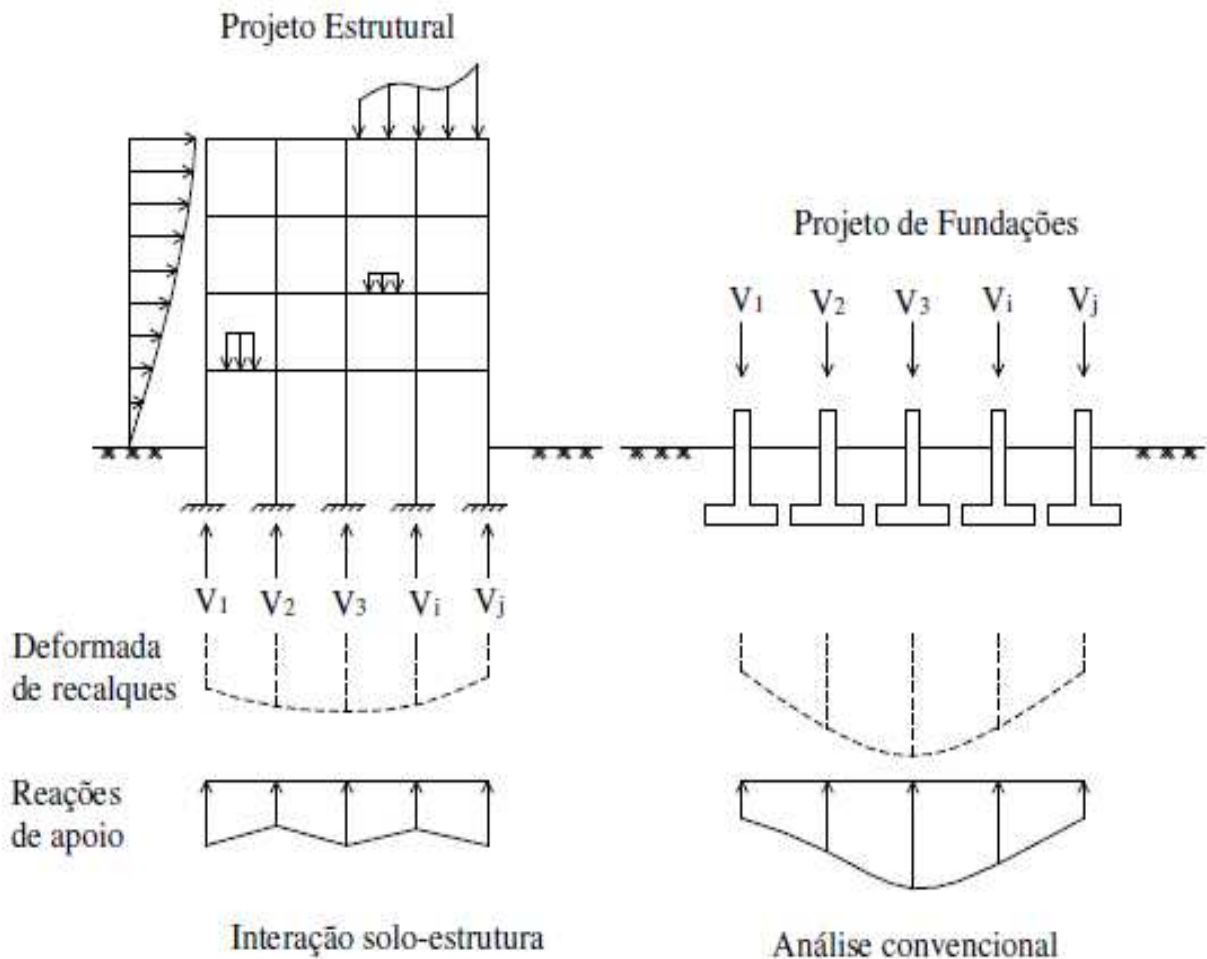
Como se sabe, os vínculos ou apoios que são considerados nos projetos estruturais sofrem deslocamentos verticais devido às cargas oriundas da superestrutura. Esses deslocamentos verticais são denominados de recalques nas fundações. Os recalques que ocorrem nos apoios provocam uma redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e, dependendo da sua magnitude, podem causar danos na superestrutura. O que se observa nas análises e estudos na área de interação solo-estrutura é que, de forma geral, ocorre uma transferência de carga dos apoios que tendem a recalcar mais para os que recalcam menos, ou seja, os apoios mais rígidos tendem a receber mais cargas que os apoios mais flexíveis. Ao observar as análises que consideram o estudo de interação solo-estrutura verifica-se que os pilares externos das edificações tendem a ter um acréscimo de carga e os pilares internos um decréscimo de carga. O acréscimo de carga nos pilares desconsiderado nas análises simplistas, ou seja, não previstos nesse tipo de análise, pode representar um risco à estrutura dependendo da magnitude do acréscimo.

No caso da obra em apreço, com solo predominantemente arenoso, o modelo considerado é mais facilmente compreensível do que em solos mais heterogêneos. Portanto, o comportamento do maciço de solo pode ser analisado através de uma equação simplificada, a Lei de Hooke ( $\sigma = E\varepsilon$ ), que significa que as tensões são diretamente proporcionais às deformações, variando linearmente, onde E é o módulo de elasticidade de valor constante.

No caso do maciço de solo contemplar a presença de solo argiloso de compressibilidade lenta, o modelo visco-elástico tem sido utilizado em estudos de casos de obra anteriores, com muito bom resultado. A utilização do modelo visco-elástico foi descrita de forma detalhada em SANTA MARIA et al (1999), REIS e AOKI (2005) e ROSA (2005).

Diversas pesquisas demonstram que mesmo a utilização de apoios elásticos podem conduzir a esforços muito diferentes dos esforços considerados com fundação assente em apoios indeslocáveis. Como citado em GUSMÃO (1990), um dos efeitos provocados pela interação solo-estrutura é uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, em especial as cargas nos pilares. GUSMÃO (1990) citou também que as análises teóricas e de casos reais de obras comprovam

a importância da consideração da interação solo-estrutura em projetos de edificações, podendo levar a projetos mais econômicos e seguros. A **Figura 1** ilustra, de forma simples, a diferença entre a elaboração de projetos estrutural e de fundações considerando a interação solo-estrutura de uma análise convencional.



**Figura 1 – Elaboração dos projetos estrutural e de fundações (Adaptado de GUSMÃO, 1990)**

### Motivação e Objetivo

O tema amplo, repleto de desafios e de embasamentos teóricos complexos, foi, sem dúvida, o grande motivador para a produção dessa dissertação. A busca constante do autor em aperfeiçoar seus conhecimentos e ampliar suas ferramentas

no mundo da engenharia também contribui para o desejo da produção de uma dissertação na área de interação solo-estrutura.

O estudo da interação solo-estrutura faz parte de uma linha específica de pesquisa do Programa de Pós-Graduação da UERJ.

O objetivo principal da dissertação é apresentar um modelo físico-matemático capaz de representar as análises de interação solo-estrutura, além da contribuição para mais um caso de obra para o banco de dados já disponível nesta linha de pesquisa.

### **Estrutura da Dissertação**

Este trabalho está organizado em capítulos de forma a apresentar as metodologias, resultados e conclusões para o estudo de interação solo-estrutura de um caso de obra com instrumentação de recalques.

No capítulo 1 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o tema interação solo estrutura, envolvendo especificamente obras de engenharia de estruturas de edifícios. A revisão bibliográfica apresentada aborda com maior ênfase os casos de solução de fundação do tipo profunda por ser de maior interesse e da similaridade com o projeto em questão. Apresentam-se também conceitos importantes na análise de interação solo-estrutura como a definição de recalque em fundações profundas, os métodos para cálculo da capacidade de carga em estacas e o estudo da transferência de carga entre a estaca e o maciço do solo. Há ainda tópicos que mencionam os fatores que influenciam na interação solo-estrutura, segundo a literatura.

No capítulo 2 descreve-se a obra, suas características gerais, da superestrutura, das fundações e características geotécnicas com base nas investigações de campo disponíveis. Apresenta-se também a instrumentação utilizada na obra para obtenção das medidas dos recalques e os pontos de leitura.

Os modelos matemático-numéricos elaborados para a estrutura e o acompanhamento dos recalques ao longo da execução da edificação são apresentados no capítulo 3.

No capítulo 4 apresentam-se os cálculos preliminares importantes no estudo de interação solo-estrutura como o cálculo da capacidade de carga e da transferência de carga das estacas e a determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo.

A estimativa dos recalques e a comparação com os recalques experimentais registrados, bem como os procedimentos de análise de interação solo-estrutura estão apresentados no capítulo 5 desta dissertação. Este capítulo contempla também a apresentação e a interpretação dos resultados.

E por fim, a conclusão e sugestões de trabalhos futuros são descritas no capítulo 6 deste trabalho.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 1.1 Histórico

O reconhecimento do fato de que obras de engenharia recalcam é fundamental para o processo de interação solo-estrutura. RUSSO NETO (2005) atribui o início dos estudos de interação solo-estrutura a TERZAGHI (1936) em seu discurso de abertura no I Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado na Universidade de Harvard, em junho de 1936. Naquele discurso, encontram-se relatos de sua experiência relativa a recalques de estruturas, conforme tradução apresentada a seguir:

*“...um observador pode garantir que um edifício não apresenta quaisquer sinais de recalque e, no entanto, a estrutura pode ter recalcado de um décimo de polegada até quatro polegadas, desde que o recalque tenha sido uniforme e a distância das estruturas vizinhas apreciável...”*

MEYERHOF (1953) apresentou um dos primeiros trabalhos que consideraram os efeitos de interação solo-estrutura em edificações. Ele mostrou que o solo, a infraestrutura 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. MEYERHOF (1953) levou em conta as características do solo, das fundações e da rigidez da superestrutura para estimar os recalques totais e propôs substituir a superestrutura por uma viga de rigidez equivalente como simplificação da análise. Aquele autor observou que os recalques diferenciais dependem não apenas dos fatores que governam os recalques totais, mas também do tipo e rigidez da estrutura e, ainda, da variação da compressibilidade do solo.

CHAMEKI (1956) propôs uma rotina de cálculo sistematizada para análise da interação solo-estrutura. Num processo iterativo, o autor propôs o cálculo dos recalques da fundação a partir das reações de apoio da estrutura considerada sobre base indeslocável e dos coeficientes de transferência de carga.

Um dos primeiros estudos do comportamento de estacas, considerando a interação solo-estrutura, deve-se também à 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. 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 (1936) para os cálculos dos deslocamentos verticais. As integrais foram resolvidas analiticamente, na direção do eixo da estaca, e numericamente, ao longo de seu contorno.

LEE e HARRISON (1970) apresentaram soluções baseadas na hipótese de WINKLER e em técnicas analíticas simples. Os autores observaram que, na falta de uma lei fundamental de tensão-deformação para os solos, é necessário recorrer a modelos matematicamente simples. Esta consideração, apesar das limitações da hipótese de WINKLER (1867), é aceitável em alguns casos.

POULOS (1975) apresentou um método para estimativa do recalque de uma fundação similar ao proposto por CHAMECKI (1956), na qual a superestrutura, a fundação e o terreno, são considerados como um sistema único, baseado no cálculo matricial de estruturas. O autor observou que o número de pavimentos é um dos fatores que influencia na rigidez.

BROWN (1977) considerou o efeito da fluência do solo em análise de interação solo-estrutura através da aplicação numérica para um pórtico plano com um pavimento e três vãos sobre fundações do tipo sapatas corridas. BROWN (1977) analisou o efeito da fluência do solo na variação de três grandezas: o recalque diferencial da sapata corrida; o momento fletor nos elementos estruturais da superestrutura e a carga axial dos pilares periféricos.

SANTA MARIA et al (1999) apresentaram uma metodologia aplicando a Teoria da Viscoelasticidade Linear na análise de vigas contínuas com apoios viscoelásticos, a qual permite o estudo de interação solo-estrutura.

REIS (2000) analisou um grupo de edifícios com fundações superficiais assentes em argila mole. O autor considerou a estrutura como um material elástico linear e o maciço de solo composto por dois materiais: um elástico linear para simular as camadas arenosas e o outro um material visco-elástico para simular as camadas de argila mole. Os resultados obtidos mostraram maiores recalques calculados com a influência de grupo de edifícios. REIS (2000), observou, ao analisar três edifícios de 12 pavimentos na cidade de Santos, estado de São Paulo, que a distribuição dos esforços nos elementos estruturais ao longo do tempo variava de 25%, nos andares inferiores, e de 15% nos superiores.

MENDONÇA (2000) apresentou uma solução computacional geral e expansível de análise do comportamento de estruturas aporricadas de concreto

armado com fundações profundas, considerando a influência da interação solo-estrutura. Os materiais foram considerados com comportamento elástico-linear, enquanto o mecanismo de transferência de carga estrutura-solo foi não linear. Os resultados obtidos confirmaram os efeitos de interação solo-estrutura, ou seja, tendência à uniformização dos recalques diferenciais e redistribuição de carga nos elementos estruturais, entretanto mostraram também que nem sempre ocorre transferência das cargas dos pilares centrais para os pilares periféricos, a não ser para o caso de solo homogêneo horizontalmente com a fundação apoiada na mesma cota e dimensionada para o mesmo coeficiente de segurança.

HOLLANDA JÚNIOR (2002) pesquisou a influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural. Os edifícios de alvenaria estrutural são mais suscetíveis a apresentar fissuras devidas a recalques que edifícios com estrutura de concreto armado ou aço. O autor, inicialmente, avaliou os efeitos dos recalques através de uma análise numérica. A partir desta análise, definiram-se alguns casos de painéis constituídos por parede de alvenaria sobre viga de concreto armado, para serem submetidos a ensaios em laboratório. O autor observou experimentalmente o comportamento desses painéis. Para isso, variou-se alguns dos parâmetros mais importantes: existência e tipo de abertura do painel e rigidez da viga. Avaliou também algumas alternativas para a minimização de fissuras.

COSTA (2003) elaborou modelos matemáticos para um edifício em fundação direta com medições de recalques desde o início da construção e analisou a distribuição de cargas nas fundações comparando-as com as retiradas das plantas de projeto e concluiu que os modelos simplificados da prática corrente não representam de forma adequada o comportamento das estruturas, sendo necessário modelos mais refinados. COSTA (2003) analisou também um prédio em fundações profundas, onde concluiu que o maior acréscimo de carga nos pilares obtido foi de 9% e o maior alívio de carga nos pilares foi de 8%. Ele observou também que nos pilares externos houve predominância de sobrecarregamento, embora alguns deles tenham apresentado alívio. Já para os pilares centrais, alguns foram sobrecarregados enquanto outros tiveram sua carga aliviada, com uma tendência de comportamento uniforme em todas as etapas ao longo da construção.

GONÇALVES (2004) analisou a distribuição de cargas em pilares de um edifício com medições de recalques e deformações em pilares desde o início da construção. A autora realizou uma análise comparativa entre os recalques estimados

convencionalmente através dos métodos de BARATA (1967), de SCHMERTMANN (1970) e SCHMERTMANN, HARTMAN, BROWN (1978) e do programa AOKI-LOPES (1975) com os recalques medidos na edificação. A autora também elaborou um modelo numérico refinado para a realização da análise comparativa. Todas essas análises contribuíram para reforçar a importância da análise da interação solo-estrutura.

RIBEIRO (2005) utilizou um código computacional para avaliar os recalques nos pilares de um edifício de 26 pavimentos, confrontando com medidas em campo. Uma das conclusões alcançadas no estudo é a influência do efeito de grupo das estacas pela interação solo-estrutura por ser observado que as estacas da periferia recebem mais esforços que as estacas centrais.

ROSA (2005) analisou um caso específico de um edifício de cinco andares, em fundações superficiais, assentes sobre uma camada arenosa subjacente a um horizonte argiloso de consistência mole que apresentou, ao longo dos anos, danos decorrentes de recalques excessivos. ROSA (2005) observou que o desvio padrão e o coeficiente de variação diminuíram quando se considera o efeito da rigidez da estrutura e sua interação com o solo de fundação. ROSA (2005) concluiu que os esforços nos elementos estruturais aumentaram para aqueles localizados entre o centro e os fundos da edificação, e em alguns casos até dobrando de valor.

COLARES (2006) apresentou uma ferramenta para análise de edifícios de concreto armado, assentes sobre sapatas, capaz de avaliar os efeitos decorrentes da deformabilidade do maciço de solos nas peças da superestrutura e nos elementos estruturais de fundação, segundo o método proposto por AOKI-LOPES (1975). O programa faz uso das equações apresentadas por MINDLIN (1936), com base na Teoria da Elasticidade. COLARES (2006) observou que a desconsideração dos efeitos resultantes da interação solo-estrutura no projeto estrutural é uma atitude contra a segurança e a economia.

SAVARIS (2008) desenvolveu um sistema de monitoração de recalques de edifícios com leitura de dados através de fotografias digitais ao longo do processo construtivo. Este sistema foi utilizado na monitoração dos recalques de um edifício residencial composto de 12 andares. As medições experimentais serviram para calibração de um modelo numérico tridimensional para análise da estrutura, via Método dos Elementos Finitos, considerando a interação solo-estrutura. Os resultados obtidos por SAVARIS (2008) comprovam a redistribuição das cargas entre

os pilares devido aos recalques, evidenciando a transferência de cargas dos pilares apoiados sobre fundações que apresentam maiores recalques para os de menores recalques e também a maior influência dos recalques nas primeiras etapas da obra, constatando que quanto menor a rigidez da estrutura, maior a variação de cargas entre pilares.

Segundo MOTA (2009), 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:

a) inicialmente, o engenheiro estrutural calcula as cargas nos pilares, considerando que as fundações são indeslocáveis;

b) a partir dessas cargas, o engenheiro de fundações calcula os recalques, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo o formato dos recalques ao longo do maciço do solo;

c) 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;

d) 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;

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

e) 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;

Esse processo acima descrito torna-se iterativo até que atinja a convergência desejada.

O autor da presente dissertação destaca que o procedimento acima é válido apenas para comportamento elástico linear do solo, o que é uma aproximação válida apenas para solos arenosos e com comportamento afastado da ruptura. No caso de solos argilosos, o mesmo procedimento é válido, mas o cálculo do recalque envolve

um modelo de solo que contemple não só o valor de recalque, mas também sua velocidade, o que está relacionado ao coeficiente de adensamento do solo.

ARAUJO (2010) apresentou um caso de obra de uma edificação em estacas tipo raiz em solo de natureza arenosa, com recalques instrumentados desde o início da construção. Ele observou que as fundações em estacas tipo raiz, por absorverem cargas basicamente por atrito lateral, apresentam recalques muito pequenos, o que ocasiona um menor efeito da interação solo-estrutura. ARAUJO (2010) percebeu também uma redistribuição das cargas nos pilares embora a grandeza dos recalques tenha sido pequena. ARAUJO (2010) notou que, nos pilares periféricos houve um maior número de pilares com acréscimo de carga com a interação solo x estrutura, enquanto nos pilares centrais houve um maior número de pilares com decréscimo da carga quando se considerou a interação solo x estrutura.

ANTONIAZZI (2011) estudou exemplos numéricos modelando estruturas de concreto armado assentes em fundações rasas do tipo sapata em um programa elaborado na linguagem FORTRAN denominado ESPACIAL\_ISE. O autor analisou comparativamente resultados entre os modelos com e sem a consideração da interação solo estrutura e pode concluir que a consideração da deformabilidade do solo nos projetos estruturais gera uma redistribuição nos esforços ao longo da estrutura. Essa redistribuição pode trazer mudanças significativas no dimensionamento das peças estruturais. O autor observou a influência que a sequência construtiva exerce sobre o dimensionamento de uma estrutura. O autor concluiu também, a partir das modelagens estudadas, que houve uma suavização na deformada de recalques ao se considerar o modelo integrado estrutura-solo, devido à redistribuição de cargas ocorrida.

MENDONÇA (2012) comparou o comportamento de estruturas mistas de aço-concreto considerando a interação solo estrutura com os resultados obtidos em análise para base em apoios indeslocáveis. A interação solo-estrutura foi considerada a partir da adoção de molas lineares e elásticas sob a base da fundação, segundo a Teoria de WINKLER (1867). O autor observou diferenças da ordem de 13% para reações verticais e uma modificação efetiva dos momentos fletores ao longo do desenvolvimento dos pilares de canto e periféricos. Segundo o autor, a interação solo-estrutura não provocou uma alteração significativa nos momentos fletores ao longo dos pilares nos pavimentos inferiores, como observado

por outros autores, sendo que as diferenças mais significativas aconteceram entre o 3º e o 4º pavimentos.

## 1.2 Recalques em estacas isoladas

Seja uma estaca qualquer, de comprimento  $L$ , embutida no terreno, com seu assentamento distante  $A$  da profundidade da superfície indeslocável. A aplicação de uma carga vertical na cabeça desta estaca provocará um recalque vertical. Para efeito de projeto, considera-se três componentes do recalque no nível do topo da estaca, que podem ser determinadas separadamente. As parcelas representadas na equação são descritas a seguir:

$$w_0 = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (1.1)$$

- a) Recalque devido à deformação axial do fuste,  $w_s$  ;
- b) Recalque no nível da ponta causado pelas cargas transmitidas pela ponta,  $w_{pp}$ ;
- c) Recalque no nível da ponta da estaca causado pelas cargas transmitidas ao longo do fuste,  $w_{ps}$ .

O recalque total é considerado em relação a um referencial supostamente fixo (horizonte indeslocável).

O recalque devido à deformação do fuste da estaca ( $w_s$ ), pode ser determinado facilmente se a magnitude e distribuição do atrito lateral é conhecido, ou assumido. A tão conhecida fórmula da resistência dos materiais para deformação axial de uma barra pode ser utilizada neste caso, chegando-se a:

$$w_s = (Q_p + \alpha Q_s) \frac{L}{AE_p} \quad (1.2)$$

sendo  $Q_p$  e  $Q_s$  , respectivamente, a carga de ponta e atrito lateral transmitida pela estaca, para o nível de carregamento considerado,  $L$  o comprimento da estaca,  $A$  a sua seção transversal e  $E_p$  o módulo de elasticidade do material do fuste da estaca. O coeficiente  $\alpha$  é um número que depende da distribuição de atrito lateral ao longo da profundidade. Para distribuições uniformes e parabólicas,  $\alpha = 0,5$ , enquanto se o

atrito variar linearmente, seja aumentando, seja diminuindo com a profundidade,  $\alpha$  pode variar de  $2/3$  a  $1/3$ . Valores de  $\alpha$  ainda menores podem ser observados em estacas cravadas, por conta de tensões residuais. Um valor típico para estacas esbeltas cravadas em areia, em condições de cravação difícil, pode ser da ordem de  $0,1$ . Valores ainda menores podem ser observados no caso de estacas flutuantes longas nas quais, sob condições de trabalho, somente uma pequena fração do comprimento do fuste efetivamente transmite o carregamento.

VESIC (1977) propôs expressões gerais para o cálculo das outras duas parcelas do recalque:  $w_{pp}$  e  $w_{ps}$ :

$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_0} \quad (1.3)$$

$$w_{ps} = \frac{C_s Q_s}{D q_0} \quad (1.4)$$

nas quais  $Q_p$  é a parcela de carga na ponta e  $Q_s$  no fuste da estaca mobilizados no solo sob condições de trabalho da estaca,  $B$  o diâmetro ou largura da base da estaca,  $D$  é a profundidade da estaca embutida no solo,  $C_p$  e  $C_s$  são coeficientes empíricos que dependem do tipo de solo e do método executivo da estaca, estando apresentados na Tabela 1.

O coeficiente  $C_s$  é relacionado com  $C_p$  pela expressão:

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{D}{B}}) C_p \quad (1.5)$$

Deve ser enfatizado que  $q_0$  nas expressões acima representa a tensão de ruptura na ponta da estaca particular para a qual a estimativa de recalque é feita. O valor de  $q_0$  não é o mesmo para diferentes tipos de fundação no mesmo solo e é, também, afetado pelo efeito de escala. Deste modo, fatores de escala são introduzidos, na determinação de  $q_0$ , de tal forma que os coeficientes  $C_p$  e  $C_s$  praticamente independem das dimensões da estaca.

Os valores dos coeficientes  $C_p$  dados na Tabela 1 fornecem recalques a longo prazo em estacas em condições onde o horizonte de solo sob a base da estaca se estende a pelo menos 10 diâmetros abaixo de sua ponta e onde o solo abaixo é de rigidez comparável ou superior. Tais valores são significativamente menores se uma camada resistente (rocha) existir nas proximidades da ponta (horizonte indeslocável próximo à ponta). Há que se ressaltar que a redução do recalque depende da relação entre a profundidade do extrato compressível sob a ponta da estaca e o diâmetro  $B$ . Se esta relação cair para 5, o recalque é 88% do valor obtido pela expressão de  $w_{pp}$ . Quando a relação cai para 1 o recalque é ainda cerca de 51% deste valor.

**Tabela 1 - Valores Típicos do coeficiente  $C_p$**

Tipo de Solo	Estacas Cravadas	Estacas Escavadas
Areia (densa a fofa)	0.02 a 0.04	0.09 a 0.18
Argila (rija a mole)	0.02 a 0.03	0.03 a 0.06
Silte (denso a fofo)	0.03 a 0.06	0.09 a 0.12

No caso do perfil ser estratificado, como é o caso comum da prática, o projetista deve assumir uma função de transferência de carga compatível com a estratigrafia e o nível de carregamento.

### 1.3 Capacidade de Carga

Há diversos métodos para a estimativa da capacidade de carga de estacas descritos na literatura, entre eles o método semi-empírico, que se baseia em ensaios *in situ* de penetração SPT (Standard Penetration Test) e CPT (Cone Penetration Test).

Uma vez que estes métodos são bastante conhecidos no Brasil, o autor apresentará o detalhamento dos mais utilizados na prática brasileira no **Anexo 2 – Cálculos Geotécnicos – Capacidade e Transferência de Carga**.

A importância do conhecimento da capacidade de carga no cálculo dos recalques se dá também para estimativa da transferência de carga. O estudo do



mecanismo de transferência de carga é extremamente importante para a previsão dos recalques.

#### 1.4 Transferência de Carga

O mecanismo de transferência de carga entre a estaca e o solo adjacente representa um fenômeno relativamente complexo, afetado pelo comportamento tensão x deformação x tempo e características de resistência de todos os elementos do sistema estaca-solo, incluindo peculiaridades provenientes dos procedimentos de instalação das estacas. Alguns parâmetros que afetam a transferência de carga são difíceis, senão impossíveis, de serem expressos numericamente. No entanto, o conhecimento das características de transferência de carga da estaca ao solo é essencial ao cálculo de recalque e ao projeto racional de fundações em estacas (VESIC, 1977).

A utilização da equação  $Q_{rup} = q_{p,rupt} A_p + f_s A_s$  para a análise da capacidade de carga de estacas, contém a premissa básica de que a ponta da estaca e todos os elementos do fuste se moveram o suficiente em relação ao solo adjacente para mobilizar tanto a resistência à ruptura na ponta como a resistência por atrito lateral. Porém, sabe-se que para mobilizar o atrito lateral é necessário deslocamentos relativamente menores, e que, por outro lado, o deslocamento necessário para a mobilização da resistência de ponta pode ser relativamente elevado, particularmente para estacas de grande diâmetro. Assim, mesmo no caso de estacas muito rígidas, para as quais o deslocamento da ponta não é muito menor do que o do topo, o atrito lateral limite é mobilizado muito antes da resistência de ponta, e a fração da carga total resistida pela ponta é muito menor, para a carga de trabalho, do que por ocasião da ruptura. A transferência de carga é ainda mais complexa no caso de estacas deformáveis, para as quais o deslocamento do topo pode ser consideravelmente superior ao deslocamento da ponta. Assim o atrito lateral pode ser mobilizado muito antes nos trechos superiores da estaca do que nos trechos inferiores.

A transferência de carga é um tema complexo, mas é necessário que se tenha uma idéia da transferência de carga pois ela afeta a estimativa de recalques. No caso da aplicação do método AOKI E LOPES (1975) que se verá mais adiante, é

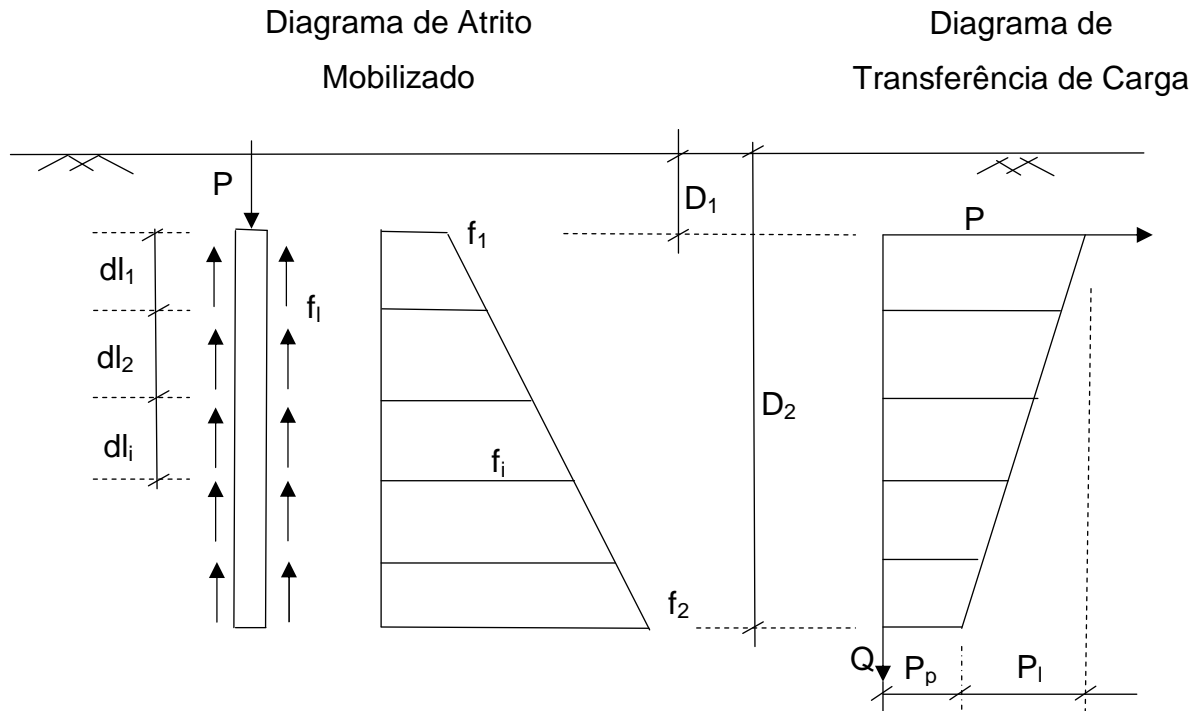
necessário que se forneça a forma de transferência da carga de serviço entre as parcelas de ponta e atrito. É comum se assumir que toda a capacidade de carga disponível do solo no fuste seja mobilizada antes de iniciada a mobilização da resistência de ponta. Sendo assim, apenas a parcela da carga de trabalho que excede o atrito lateral é transmitida à ponta.

Ao recalque previsto do solo deve ser acrescida a parcela referente ao encurtamento elástico do fuste, considerando-se o módulo de elasticidade do material da estaca, como se verá oportunamente.

No estudo do mecanismo de transferência de carga, o autor considerou, como hipótese, que a mobilização da parcela de atrito lateral se dá ao longo de todo o comprimento do fuste. Considerou-se também que a mobilização da parcela de ponta da estaca se dá a partir do esgotamento do atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Além disso, a transferência de carga foi considerada distribuída linearmente ao longo do fuste das estacas, mobilizando todo trecho da estaca enterrada. Essas premissas consideradas podem ser melhor compreendida através da **Figura 2**, onde  $f_1$  e  $f_2$  são as ordenadas do diagrama de transferência de carga e  $L$  o comprimento da estaca.

O autor considerou para a estimativa do atrito lateral disponível os métodos de capacidade de carga conhecidos: o método AOKI-VELLOSO (1975) e o método DECOURT-QUARESMA (1978).



**Figura 2 – Mecanismo de Transferência de Carga considerado**

$$P_l = \sum f_i \times dl_i \times \pi D \quad (1.6)$$

$$P_p = P - P_l \quad (1.7)$$

$$\left[ \frac{(f_1 + f_2)}{2} \right] \times L = \text{Atrito Lateral Disponível} = f_l \quad (1.8)$$

### 1.5 Previsão de recalques em grupo de estacas

Para a previsão de recalques do grupo, na presente pesquisa foi utilizado o método de AOKI e LOPES (1975), o qual estima tensões e recalques no interior do maciço de solo através de um processo numérico em que as cargas que um conjunto de estacas transmite ao solo são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas (**Figura 3**), cujos efeitos são superpostos nos pontos em estudo.

Admite-se que a carga na estaca seja dividida numa parcela de ponta,  $P_b$ , e outra de atrito lateral,  $P_a$ . Admite-se que o atrito lateral é linearmente distribuído ao longo de cada trecho, definindo-se  $F_2$  como o valor do atrito lateral na profundidade

$D_2$  e  $F_1 = \xi F_2$  na profundidade  $D_1$ . A carga na base é suposta uniformemente distribuída (Figura 4).

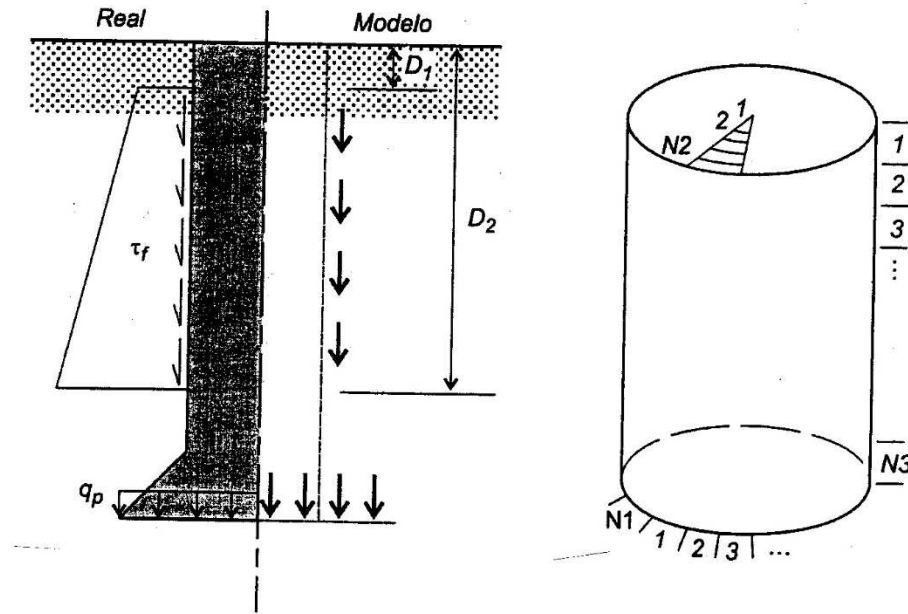


Figura 3 – Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975).

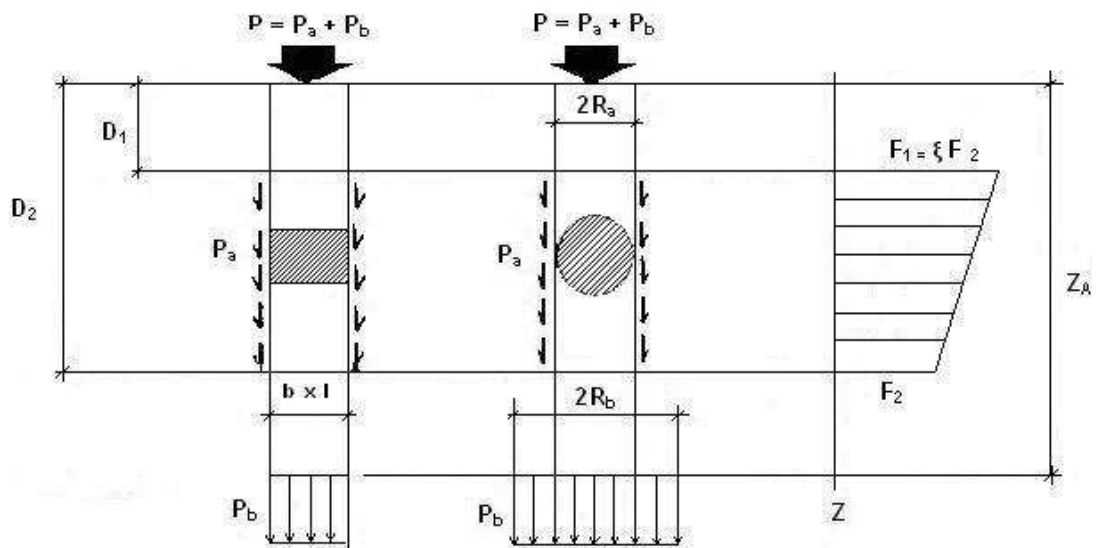
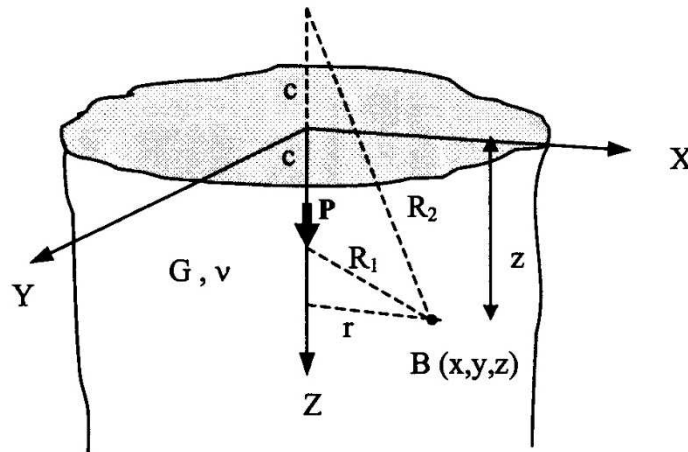


Figura 4 – Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

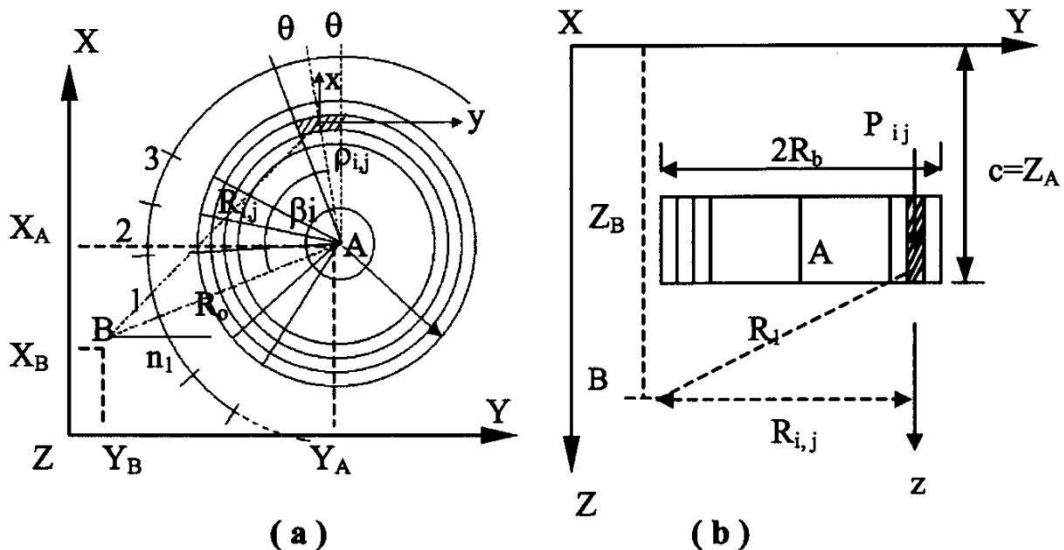
As tensões e os deslocamentos verticais produzidos por uma carga concentrada no interior do semi-espaco infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico podem ser obtidos pelas equações de MINDLIN (1936). Para isso é preciso conhecer a força concentrada ( $P$ ), a profundidade ( $c$ ) do ponto em estudo ( $B$ ), as

coordenadas  $(x, y)$  do ponto B, a distância horizontal ( $r$ ) do ponto B ao eixo da estaca, o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson do meio (**Figura 5**).

A estaca é definida pelas coordenadas cartesianas  $(X_A, Y_A, Z_A)$ , centro da área da base, além do raio da base ( $R_B$ ) e do raio do fuste ( $R_S$ ). A base é dividida em  $n_1 \times n_2$  subáreas iguais, sendo  $n_1$  e  $n_2$ , respectivamente, o número de divisões da circunferência e do raio (**Figura 6**).



**Figura 5 – Parâmetros das equações de MINDLIN (adptado de Aoki e Lopes, 1975).**



**Figura 6 – Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975).**

A carga de atrito  $P_s$  é equivalente a um sistema de forças  $P_{i,k}$  aplicadas no ponto  $i,k$ , na profundidade  $c_k$  (**Figura 7**).

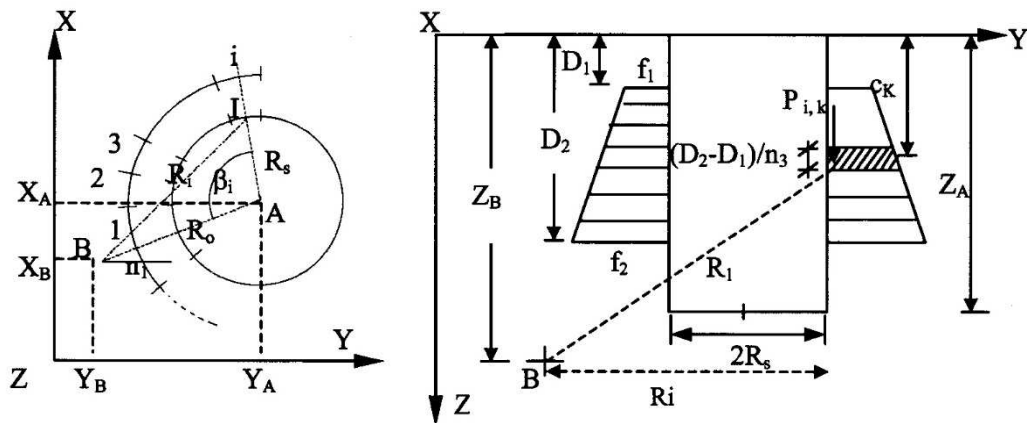


Figura 7 – Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

As equações que descrevem a decomposição das forças, as coordenadas dos diversos pontos onde se deseja calcular os recalques, bem como outras informações necessárias para a aplicação das equações de MINDLIN (1936) são desenvolvidas e detalhadas por AOKI E LOPES (1975). Como os perfis de solos na natureza encontram-se em geral estratificados e as equações de MINDLIN (1936) admitem apenas um semi-espaço infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico, AOKI E LOPES (1975) sugerem a adoção do procedimento de STEINBRENNER (1934).

Para perfis de solos estratificados, STEINBRENNER (1934) utilizou MINDLIN (1936) e, considerando o solo como um semi-espaço infinito e de natureza heterogênea, adotou um procedimento para determinar os recalques em qualquer ponto do maciço do solo, conforme apresentado por MOTA (2009) nos parágrafos que se seguem.

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:

$$r_i = r_i^\infty - r_h^\infty \quad (1.9)$$

O procedimento de STEINBRENNER (1934) pode ser generalizado para o caso em que existam várias camadas antes do indeslocável. Faz-se o cálculo de baixo para cima. Admite-se que todo o maciço, do indeslocável para cima, seja do

mesmo material da camada 2. Em seguida, calcula-se o recalque no nível do indeslocável e, depois, no topo da camada 2. O recalque dessa camada será:

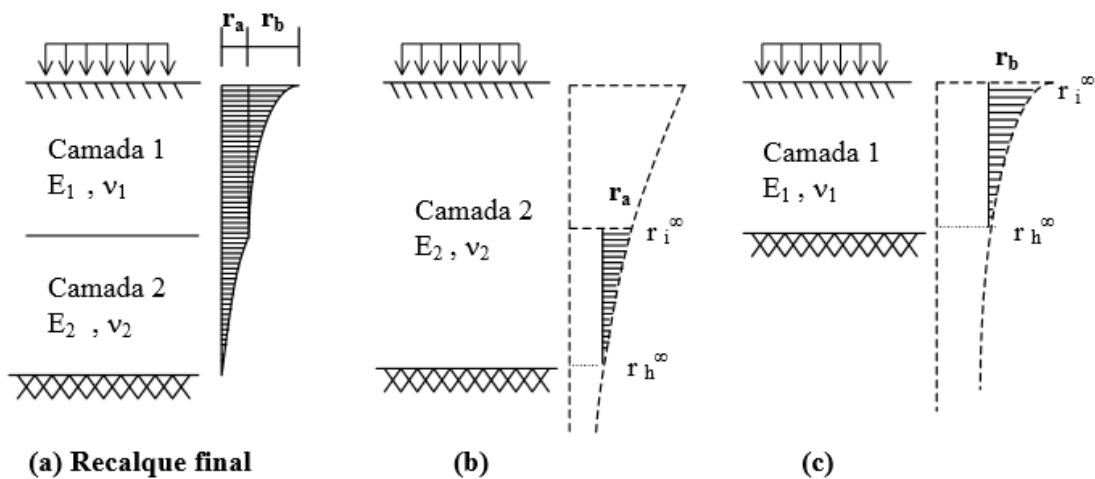
$$r_a = r_i^\infty - r_h^\infty \quad (1.10)$$

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 recalque,  $r_b$ . O recalque no nível de aplicação da carga será obtido pela superposição dos recalques das camadas, conforme mostrado na **Figura 8**.

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

$$r_i = r_{si} - r_{pi} \quad (1.11)$$

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 pelas equações de MINDLIN (1936), com a consideração de STEINBRENNER (1934); 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 (MOTA 2009).



**Figura 8 – Aplicação de STEINBRENNER (1934) para solos estratificados (IWAMOTO, 2000)**

## 1.6 Análise da Interação Solo-Estrutura

CHAMECKI (1956) apresentou uma solução bastante consistente com os fundamentos da engenharia estrutural e de fundações. A partir das reações dos apoios da estrutura, considerados como indeslocáveis, e dos coeficientes de transferência de carga, que consistem nas reações verticais adicionais dos apoios provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado, o autor calculou, de forma iterativa, os recalques da fundação levando em consideração a rigidez da estrutura. Através do uso de expressões estabelecidas, são fornecidas as novas reações de apoio, e, em seguida, são obtidos os novos valores de recalques. Esse processo é repetido diversas vezes até que os valores das reações de apoio e recalques convirjam entre si. Com o uso dessa metodologia, o autor observou que os recalques diferenciais são influenciados pela rigidez da estrutura, sendo menos acentuados que aqueles calculados através de métodos convencionais. Os recalques calculados pela proposta de CHAMECKI (1956) costumam se aproximar mais dos recalques medidos. O trabalho de CHAMECKI (1956) é considerado como uma das primeiras tentativas de se modelar o mecanismo da interação solo-estrutura em uma edificação.

Mais recentemente, AOKI E CINTRA (2003) resumem o roteiro de análise que se costuma adotar nos estudos de interação solo x estrutura, cuja concepção se originou da proposta de CHAMECKI(1956). Neste resumo, AOKI E CINTRA (2003) reconhecem a existência de duas especialidades que tratam do problema, que são a da engenharia estrutural e a da mecânica dos solos, sendo o ponto de convergência o cálculo das cargas nos pilares. Isso decorre do fato de que sem as cargas não se pode prever a bacia de recalques e sem os recalques não se pode estimar a rigidez das molas da estrutura. Para resolver esta situação de interdependência procede-se de forma iterativa, como descrito por AOKI (1997) e mencionado nas páginas 28 e 29.



### 1.7 Fatores influentes na interação solo-estrutura segundo a literatura

GUSMÃO (1990) elaborou uma análise dos fatores que influenciam o mecanismo de interação solo-estrutura em edificações, e a sua repercussão no desempenho das mesmas. Através da utilização de um modelo proposto por POULOS (1975), que considera a edificação (superestrutura, infraestrutura e solo onde a fundação está assente) como um sistema único, fez-se um estudo paramétrico dos principais fatores influentes na interação solo-estrutura, como a rigidez relativa estrutura-solo; o número de pavimentos; efeito tridimensional de pórtico. GUSMÃO (1990) apresenta ainda um banco de dados de diversas obras monitoradas na cidade de Recife para acompanhamento de recalques. GUSMÃO (1990) observou o aumento dos recalques absolutos decorrente do aumento das cargas nos pilares. À medida que a construção progredia, a rigidez da estrutura também aumentava e os recalques tendiam a se uniformizar ocorrendo assim uma redistribuição de cargas entre os pilares. Sendo assim, pode-se considerar três fatores importantes influentes na interação solo-estrutura: rigidez relativa estrutura-solo, número de pavimentos e influência da sequência construtiva. Há ainda outros três fatores importantes também como: o efeito das alvenarias na rigidez global da estrutura e o efeito tridimensional de pórtico.

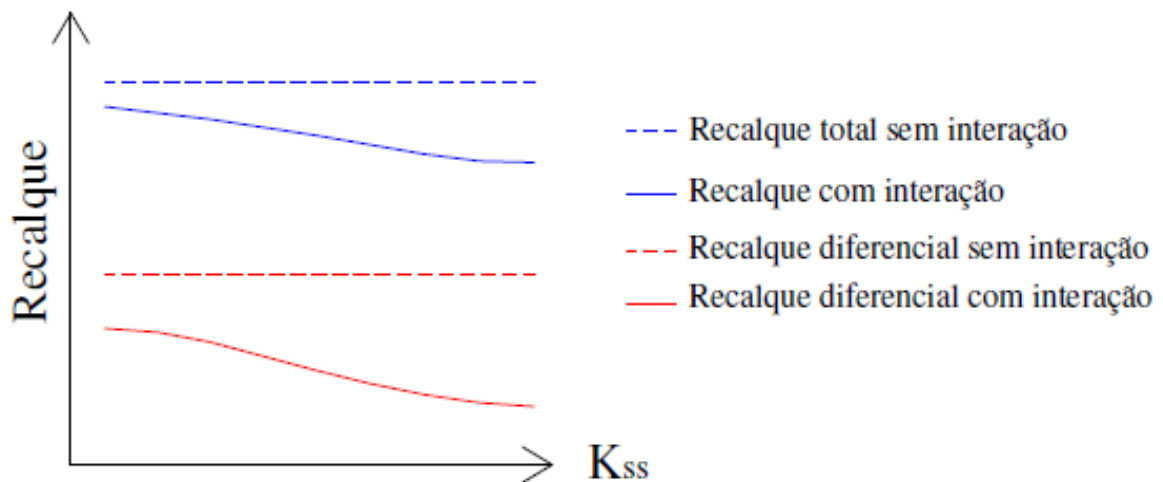
Análises desenvolvidas por MEYERHOF (1953), GOSHY (1978), BARATA(1986) e GUSMÃO (1990) mostraram que o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura x solo e que os recalques total e diferencial máximo diminuem com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, sendo que os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

LOPES e GUSMÃO (1991), após analisarem o comportamento de um pórtico modelado como edifício de concreto armado, apoiado sobre meio elástico, propuseram, segundo a equação (1.12), o parâmetro rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{ss}$ ) para avaliar, de forma aproximada, a variação da ordem de grandeza dos recalques.

$$K_{ss} = \frac{E_c \times I_b}{E_s \times l^4} \quad (1.12)$$

O parâmetro ( $K_{ss}$ ) definido depende do módulo de elasticidade do material da estrutura ( $E_c$ ), do módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ), do momento de inércia da viga típica ( $I_b$ ) e do comprimento do vão entre pilares ( $l$ ), conforme apresentado na equação (1.12).

LOPES e GUSMÃO (1991) concluíram que, como mostra a **Figura 9**, o aumento do valor da rigidez relativa solo-estrutura ( $k_{ss}$ ) reduz os valores dos recalques, afetando de modo mais acentuado o recalque diferencial.



**Figura 9 – Recalque versus rigidez relativa estrutura-solo (LOPES e GUSMÃO, 1991)**

Segundo GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1994), a maior parte dos estudos de interação solo-estrutura assume a hipótese de não haver carregamento durante a construção. Entretanto, a rigidez da estrutura é influenciada por sua altura. Sendo assim, a sequência 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.

GUSMÃO FILHO (1995) concluiu 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 da carga no apoio, devido à interação solo-estrutura. Terminada a redistribuição de cargas nos apoios, por efeito da interação solo-estrutura, os recalques são função apenas do carregamento.

MOURA (1995) afirma que as solicitações nos elementos da superestrutura, principalmente os momentos fletores nas vigas e nos pilares, originadas pela interação com o solo, são mais significantes nos primeiros andares e diminuem nos pavimentos superiores.

MOURA (1999) mostrou a viabilidade prática de análise de interação solo-estrutura para um edifício de dezenove andares em concreto armado em um modelo tridimensional. A adoção do modelo tridimensional permite conhecer o comportamento estrutural de modo mais realista em termos globais da superestrutura, elemento de fundação e solo durante a fase de projeto. A autora observou que a deformada de recalque do modelo considerava a interação solo-estrutura e ainda a sequência construtiva por etapa (andar por andar) e apresentou, de um modo geral, tendência à suavização em decorrência da transferência de cargas dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos.

GONÇALVES (2004) verifica como ocorre a distribuição de forças em pilares, por ação da deformabilidade do solo, por meio de monitoramento de recalques e de deformações desde o início da construção de um edifício situado na cidade do Rio de Janeiro – RJ. Para comparação com as medições realizadas, a estrutura foi modelada em elementos finitos no software SAP2000, em cada uma das etapas da sequência construtiva, o que possibilitou a checagem das forças nos pilares, supondo apoios indeslocáveis e prescrevendo os deslocamentos medidos.

ROSA (2015) destacou que a maior redistribuição de cargas e recalques costuma acontecer no início da construção, quando a rigidez da estrutura aumenta até os primeiros pavimentos.

## 2 DESCRIÇÃO DA OBRA

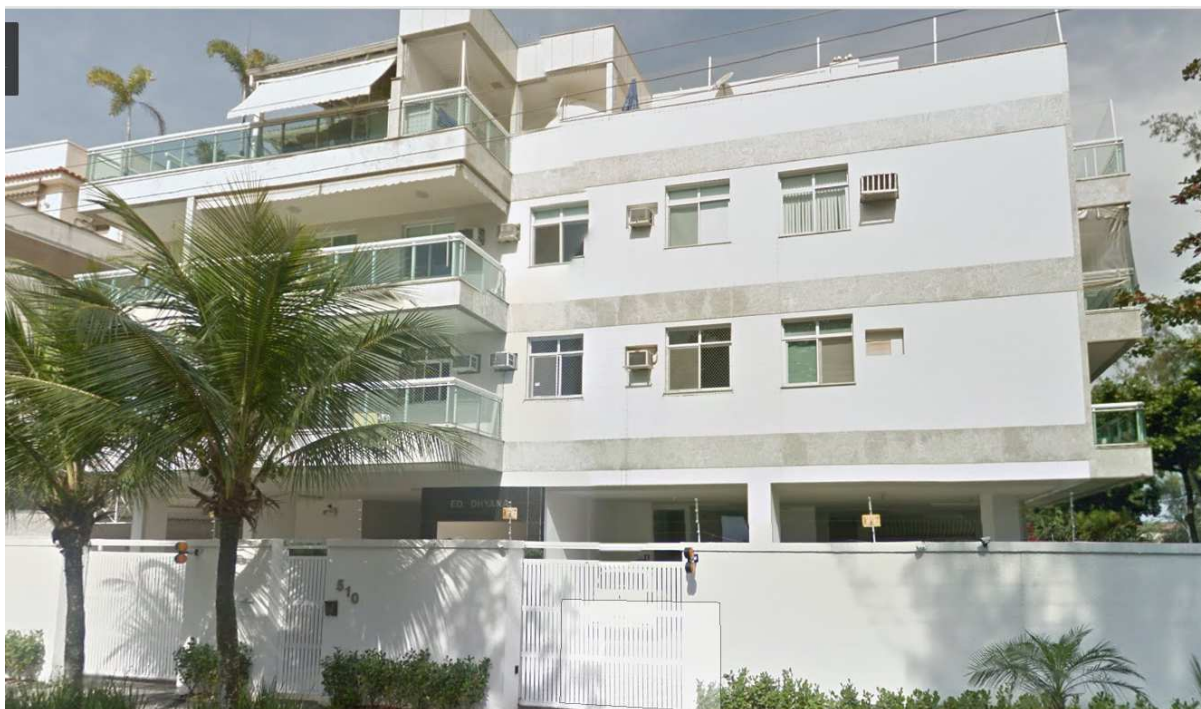
### 2.1 Características Gerais da Construção

A construção em análise é um edifício residencial composto por um pavimento térreo, não contendo subsolo, dois pavimentos tipo, uma cobertura, além da caixa d'água e da casa de máquinas situadas no último pavimento. O prédio situa-se num terreno de 780 m<sup>2</sup> localizado na Rua Desembargador Paulo Alonso número 510 no bairro do Recreio dos Bandeirantes, na cidade do Rio de Janeiro. A **Figura 10** ilustra uma foto do prédio durante a sua construção e a **Figura 11** ilustra a edificação já concluída.

De acordo com as informações do projeto de arquitetura, o andar térreo é composto de portaria, hall de entrada, vagas de garagem e um pequeno apartamento do porteiro ou zelador. Os dois pavimentos tipo possuem quatro apartamentos por andar. A cobertura é composta por três apartamentos distintos entre si com presença de terraço.



**Figura 10 – Vista Geral da edificação durante a sua construção (BRAUNE et al 2008).**



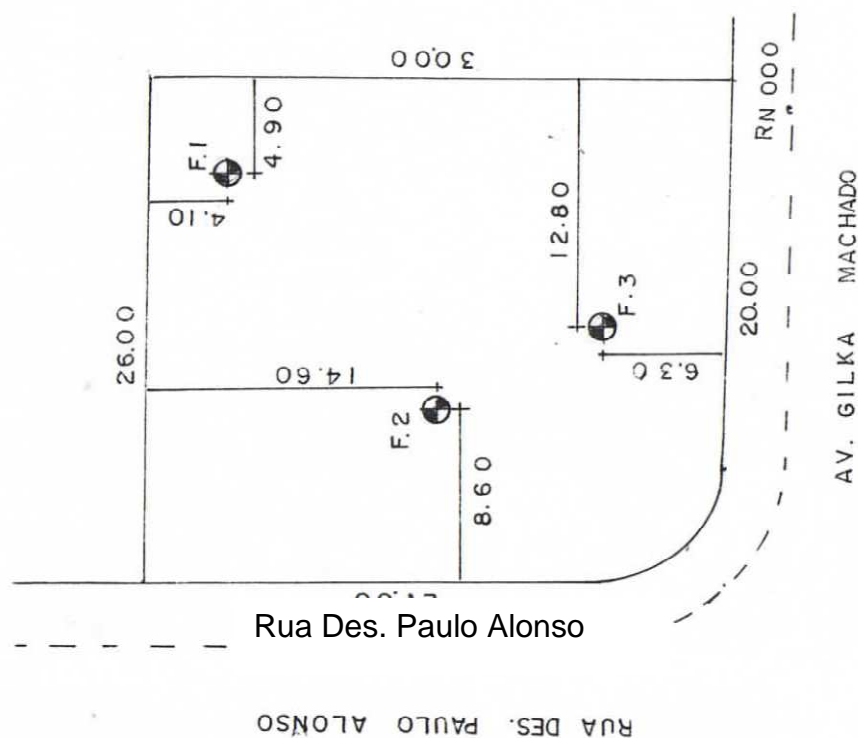
**Figura 11 – Vista Geral da edificação (fonte: googlemaps).**

## 2.2 Características Geotécnicas

A investigação geotécnica foi realizada através de 3 ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). As sondagens a percussão foram realizadas até uma profundidade média aproximada de 18 metros, relatado nos boletins de sondagens como limite de perfuração, e revelaram um perfil geotécnico relativamente homogêneo, com camadas de areia ao longo de todo o perfil. O nível d'água foi verificado a uma profundidade média de 4,50 m. O horizonte indeslocável foi considerado na profundidade de cerca de 18 metros onde o  $N_{spt}$  das três sondagens realizadas indicaram valores extremamente altos em penetrações sucessivas.

É apresentada na **Figura 12** a locação das sondagens executadas na região da obra em estudo. No Anexo – 1 são apresentados os respectivos boletins de sondagens. Observa-se a predominância de camadas de solos arenosos em todos os boletins de sondagens.

Com base nas sondagens disponíveis obteve-se um perfil geotécnico do local da obra, conforme ilustrado na **Figura 13**.



**Figura 12 – Localização das Sondagens SPT (Standard Penetration Test)**

As fundações da edificação em análise são compostas por estacas do tipo Franki de pequeno comprimento assentes em solo arenoso, em horizonte com  $N_{SPT}$  variando na faixa de 5 a 37 golpes. As estacas próximas ao furo de sondagem F1 deveriam ter sido executadas com comprimentos de 7,0 metros, conforme estudo de capacidade de carga. Os resultados esperados se deveram, a meu ver, principalmente ao fato de não se dispor dos dados da execução das estacas. Porém, de acordo com as informações no “*as built*”, as estacas dessa região possuem, em média, o mesmo comprimento das demais estacas. Portanto, conclui-se que a sondagem possa ter sido executada incorretamente ou a sondagem pode não ser tão representativa.

A resistência característica a compressão do concreto das estacas é igual a 20 MPa. A edificação possui 22 pilares e 41 estacas, sendo que as medições dos recalques foram realizadas em 20 pilares desde o início da construção. As estacas possuem comprimentos médios de cerca de 4,20m e são compostas por 24 estacas com diâmetro do fuste iguais a 350mm e 17 estacas com diâmetro de 400mm. As

cargas de trabalho das fundações estão entre 600 e 1900 kN conforme informações de projeto.

A planta de estaqueamento do prédio, com as respectivas cargas nos elementos de fundação, está apresentada na **Figura 53 do Anexo 4 – Projeto de Estruturas e das Fundações: Plantas**. O comprimento e o diâmetro do fuste das estacas, conforme construído, está fornecido na Tabela 2, assim como as sondagens mais próximas referenciadas.

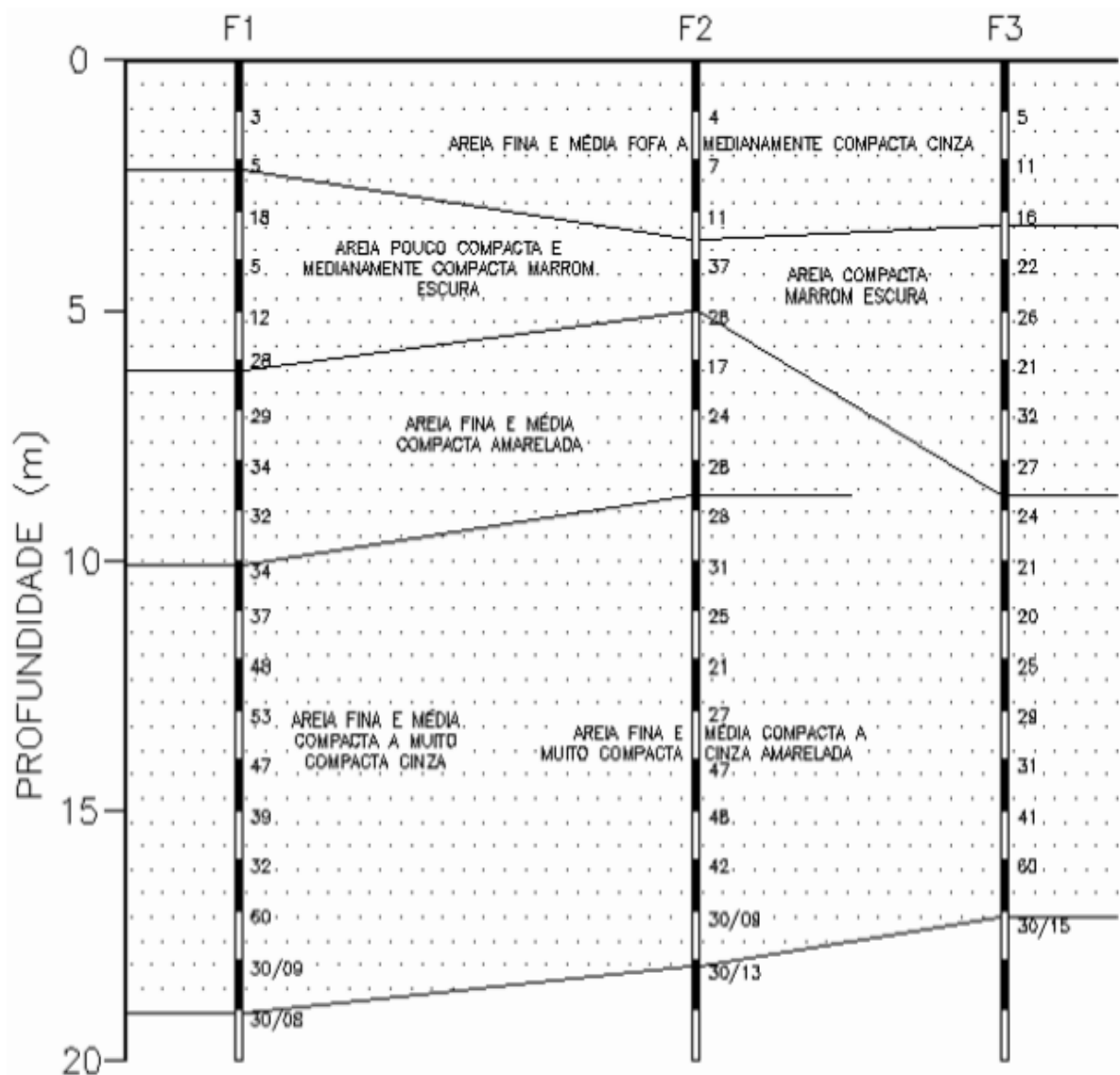


Figura 13 – Perfil geotécnico do local da obra (BRAUNE et al 2008)

Cabe destacar que a sondagem 1 apresenta, na faixa de profundidade de assentamento das fundações, valores de  $N_{SPT}$  bastante inferiores aos dos demais furos de sondagem, além de um “horizonte indeslocável” um pouco mais profundo. No entanto, não se observou nos registros de profundidade cravada qualquer variabilidade que sugerisse diferente comportamento do solo. BRAUNE (2008) desconsiderou a sondagem F1 em suas análises. BRAUNE (2008) estudou esta mesma obra, mas sem considerar a interação solo x estrutura. Na análise em apreço, o autor não descartou qualquer sondagem, face a seu número reduzido. O autor preferiu manter o conjunto de sondagens e verificar posteriormente, através da interpretação das análises, se esta irá identificar, de fato, a não representatividade da sondagem F1.

**Tabela 2 – Características das Estacas Franki como executadas**



Pilar	Estaca	Sondagem	Diâmetro (m)	Comprimento L (m)
P1	E1	F1	0,40	4,30
P2	E2	F3	0,40	4,30
P3	E3	F3	0,40	4,00
P4	E4	F1	0,40	4,60
P5	E5	F1	0,40	4,50
P6	E6	F1	0,35	4,10
P6	E7	F1	0,35	4,20
P8	E8	F1	0,35	4,20
	E9	F1	0,35	4,20
P9	E10	F1	0,35	4,20
	E11	F1	0,35	4,20
P10	E18	F2	0,35	4,30
	E19	F2	0,35	4,30
P12	E16	F1	0,35	4,20
	E17	F1	0,35	4,10
P13	E27	F3	0,40	4,00
	E28	F3	0,40	4,00
	E29	F3	0,40	4,00
P15	E20	F1	0,35	4,10
	E21	F1	0,35	4,10
P17	E25	F2	0,40	4,00
	E26	F2	0,40	4,00
P19	E34	F2	0,40	4,40
P22	E39	F2	0,35	4,20
	E40	F2	0,35	4,30
	E41	F2	0,35	4,30
P23	E12	F3	0,35	4,10
	E13	F3	0,35	4,10
P24	E14	F3	0,35	4,20
	E15	F3	0,35	4,20
P25	E30	F3	0,40	4,10
	E31	F3	0,40	4,10
P26	E22	F2	0,35	4,20
	E23	F2	0,35	4,20
	E24	F2	0,35	4,20
P27	E32	F3	0,40	4,00
	E33	F3	0,40	4,00
P28	E35	F2	0,35	4,20
	E36	F2	0,35	4,30
P29	E37	F2	0,40	4,30
	E38	F2	0,40	4,20

### 2.3 Características da Estrutura

A edificação é constituída de peças usuais de concreto armado como lajes, vigas, pilares, varandas sobre vigas em balanço, núcleo rígido composto pelos pilares do poço de elevador e paredes de bloco de concreto em torno da escada. Sua geometria é bastante esconsa, seguindo o projeto de arquitetura e indicando apartamentos distintos e a ocorrência de não simetria na planta baixa.

Os elementos estruturais que compõem a edificação são em concreto armado com resistência característica a compressão do concreto, a nível de projeto, maior ou igual a 20 MPa. As barras de aço adotadas para o concreto armado são

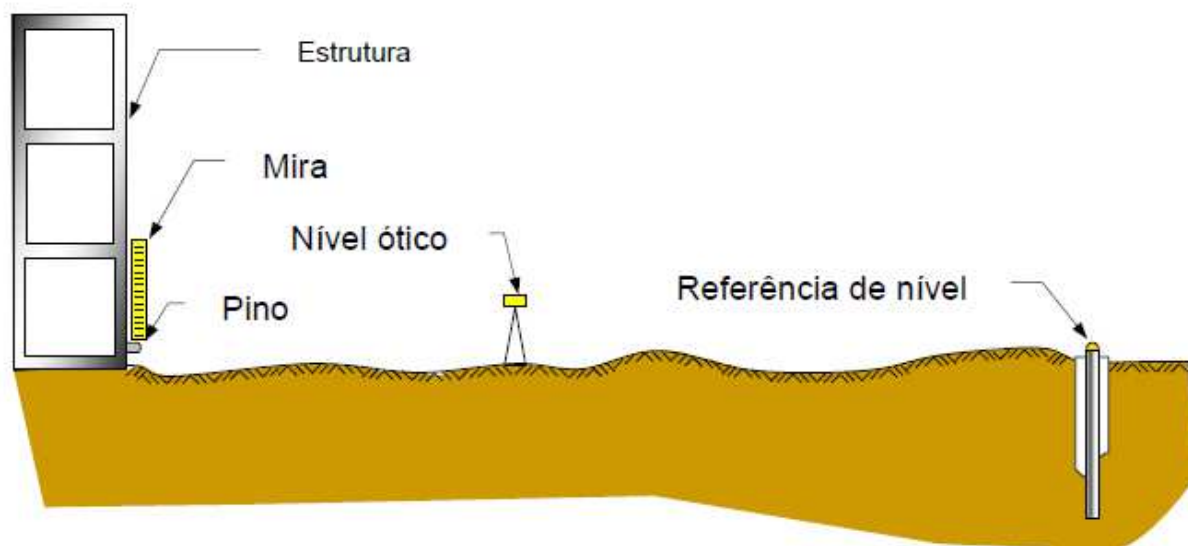
constituídas do aço 50A especificado nos desenhos de armadura das estruturas. As lajes dos pavimentos são maciças com espessura variáveis de 8 a 13 centímetros. Os pilares apresentam seções variáveis conforme projeto de forma. Alguns pilares apresentam também alteração de sua seção transversal ao longo do seu comprimento. No primeiro teto há seis vigas de transição capazes de viabilizar a utilização do pavimento térreo como garagem.

Os apartamentos são providos de varandas em balanço de cerca de 2,0 metros. Há também um vão de ventilação praticamente no centro do prédio, permitindo a utilização de janelas nos cômodos interiores.

A edificação apresenta núcleo rígido composto por pilares que contornam o poço do elevador e paredes de bloco de concreto simples que circundam o vão da escada. Devido à marcante assimetria do prédio, o núcleo rígido está localizado próximo às faces externas da edificação, ao contrário do usual, onde sua localização costuma se encontrar na região central do edifício. As alvenarias internas e externas são constituídas por tijolos cerâmicos. A presença de varandas em boa parte da edificação contribui para a presença relativamente pequena de alvenarias de fechamento. A caixa d'água é constituída de paredes de concreto armado com espessura de 12 centímetros.

## 2.4 Monitoramento dos Recalques

A prática atual de medidas de recalques envolve a realização de um nivelamento ótico de precisão, tomando-se por base uma referência de nível profunda, conforme esquema apresentado na **Figura 14**.



**Figura 14 – Arranjo esquemático de medida de recalques com uso de nivelamento ótico (adaptado de RUSSO NETO , 2005)**

Para a realização das leituras foram previamente instalados nos pilares, a uma altura de cerca de 80 centímetros do piso, pinos de latão que funcionam como referência para os deslocamentos das fundações. A Construtora optou por instalar pinos em 20 pilares da obra, sendo tais pilares representados na **Figura 15**. Externamente à obra foram instalados 3 pinos em postes, os quais situam-se supostamente fora da área de influência da ação do carregamento do prédio. Tais pinos têm a finalidade de referências fixas para as leituras e sua localização também está apresentada na **Figura 15**. Portanto, nessa figura apresentam-se os pontos de visadas e a localização dos pinos de recalque para as leituras. Apenas os pilares P10 e P17 não obtiveram leitura de recalques devido a impossibilidade da leitura da mira em função de terem sido instalados em cotas muito elevadas.

O equipamento utilizado constituiu-se de Nível Wild NA-2, Micrômetro de placa paralela Wild GPM3, e Miras de Invar de 1 m e 2 m de comprimento.

O procedimento de medição realizado consistiu em se nivelar os pinos dos pilares em relação às referências externas. Cabe ressaltar que um novo tipo de pino

de menor custo foi pela primeira vez empregado pela Construtora, o que possibilitou à Construtora a instalação de um maior número de pinos do que se fazia anteriormente, gerando mais confiabilidade às análises. O novo pino tem suas dimensões indicadas na **Figura 16**.

Foram realizadas leituras nos pinos de recalque instalados nos pilares da obra nos dias 12 de outubro e 8 de dezembro de 2002, 23 de fevereiro e 13 de maio de 2003. Tais leituras visam a medida dos recalques das fundações desde o início da construção e inserem-se no sistema de controle de qualidade da Construtora.

A primeira medição dos recalques, realizada em 12 de outubro de 2002, em pinos instalados nos pilares do prédio, conforme apresentado na **Figura 15**, foi considerada a leitura zero. Essas leituras, também denominadas leituras de referência ou leituras iniciais, foram obtidas após a concretagem dos arranques dos pilares. Conforme ressaltado no relatório elaborado pela equipe mobilizada para a realização das leituras, adotou-se como referência de nível mais confiável a RN2. A Referência RN1 apresentou significativas variações de cotas trazendo dúvidas quanto à confiabilidade de seu emprego.

Na sequência construtiva da obra foram realizadas leituras nos pinos instalados em pilares do prédio. Essas leituras foram efetuadas nas seguintes etapas da obra:

08/12/2002 – Segundo teto concretado;

23/02/2003 – Estrutura concluída, incluindo caixa d'água e casa de força;

13/05/2003 – Estrutura e alvenaria (sem emboço) concluídas. Cisterna e piscina concretadas.

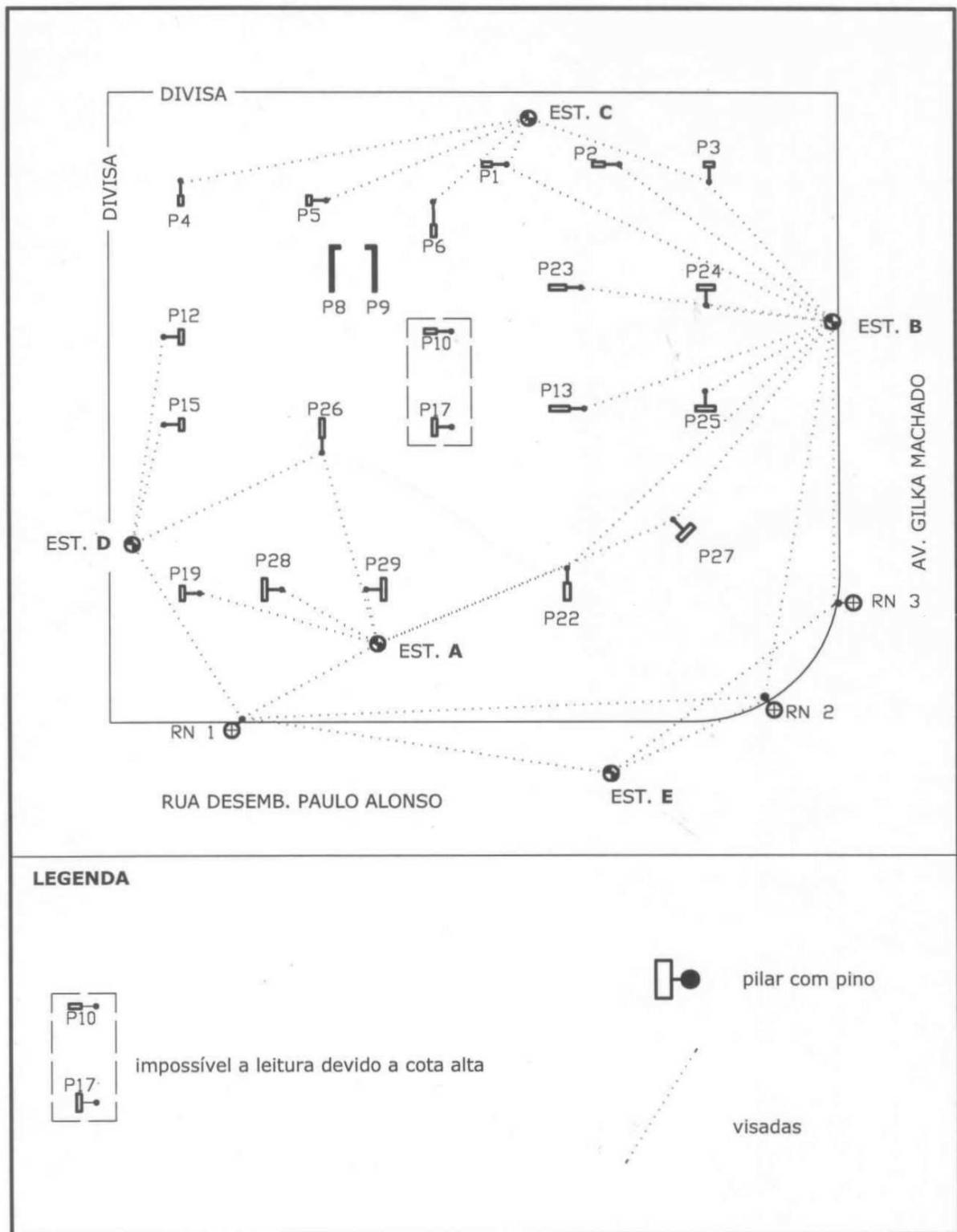
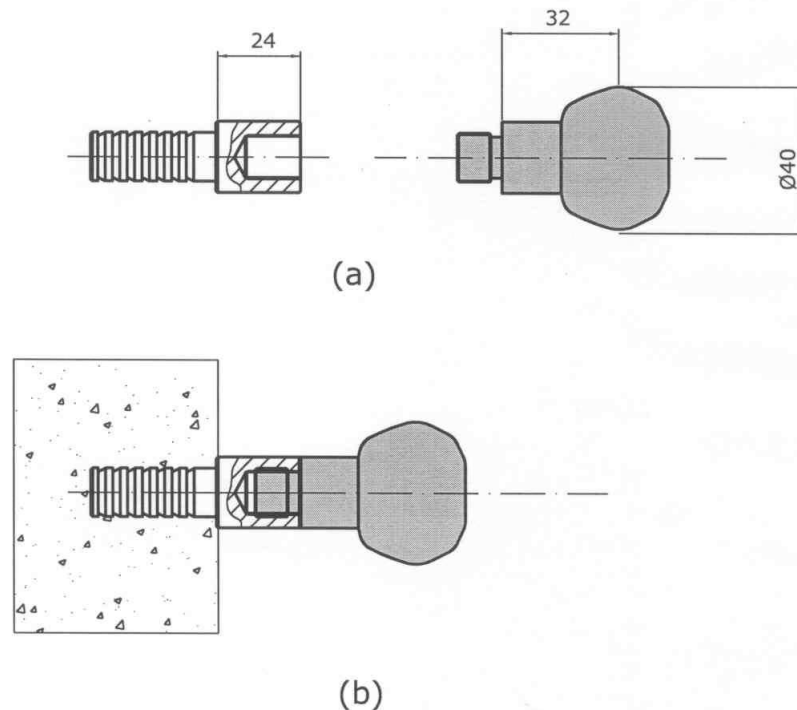


Figura 15 – Pontos de visadas (EST.A, EST.B, EST.C, EST.D, e EST.E) e localização dos pinos de recalque, e localização das referências fixas (RN1, RN2 e RN3). Adaptado de Relatório da COPPE.



**Figura 16 – Conjunto pino de latão empregado; (a) sede e pino; (b) sede instalada no concreto e conjunto montado para medição.**

A Tabela 3 apresenta um resumo das leituras de recalques obtidas nas etapas da obra. Vale ressaltar que as leituras nas etapas construtivas tomam como referência as leituras elaboradas após a concretagem dos arranques dos pilares. Sendo assim, considerou-se que as cargas até esta etapa de referência são muito pequenas e desprezou-se a parcela dos recalques devido ao peso próprio dessa estrutura no instante da leitura de referência. Os pilares P8, P9, P10 e P17 não apresentaram leituras de recalques por conta da dificuldade de realização das medições na obra.

Tabela 3 – Recalques medidos

Recalques medidos (m)			
Pilar	Leitura de 08/12/2002 Segundo Teto Concretado	Leitura de 23/02/2003 Estrutura Concluída	Leitura de 13/05/2003 Estrutura e Alvenarias concluídas
P19	1,430E-03	2,460E-03	5,700E-03
P28	1,460E-03	2,570E-03	3,730E-03
P29	1,520E-03	2,750E-03	6,060E-03
P22	1,080E-03	2,480E-03	2,500E-03
P1	4,800E-04	5,900E-04	3,020E-03
P2	6,500E-04	1,180E-03	
P3	9,000E-05	4,700E-04	2,900E-03
P4	3,100E-04	3,100E-04	1,220E-03
P5	4,200E-04	8,900E-04	2,060E-03
P6	1,700E-04	6,200E-04	3,610E-03
P8			
P9			
P23	6,900E-04	1,350E-03	3,480E-03
P24	4,700E-04	8,900E-04	3,630E-03
P12	1,140E-03	2,080E-03	5,620E-03
P10			
P15	1,090E-03	1,940E-03	4,370E-03
P26	1,550E-03	2,940E-03	5,070E-03
P17			
P13	3,700E-04	1,240E-03	5,000E-05
P25	4,700E-04	1,300E-03	4,820E-03
P27	1,130E-03	9,900E-04	5,140E-03

### 3 MODELOS ESTRUTURAIS

#### 3.1 Metodologia de análise e premissas adotadas

Primeiramente elaborou-se um modelo matemático 3D em elementos finitos no software SAP2000, com apoios indeslocáveis, com base nas informações do projeto. A partir desse modelo retirou-se as cargas nas fundações e as comparou com as cargas fornecidas pelo projetista.

Posteriormente, determinou-se a parcela de carga lateral disponível pelos métodos de Decourt-Quaresma (DECOURT e QUARESMA 1978) e de Aoki-Velloso (AOKI e VELLOSO 1975) com base nas sondagens disponíveis e nas informações da profundidade das estacas executadas fornecidas na Tabela 2. Em seguida, obteve-se as parcelas de carga de ponta solicitantes na base das estacas e a parcela de transferência de carga ao longo do fuste das estacas, que diferem para cada etapa de leitura dos recalques. Esse procedimento está ilustrado pela **Figura 2**.

Conforme apresentado, foram realizadas quatro medições de recalques ao longo da construção da edificação, sendo a primeira medição uma leitura de referência. Com base nisso e nas características físicas e geométricas dos materiais, elaborou-se outros três modelos matemáticos 3D em elementos finitos no software SAP2000 para a determinação das cargas atuantes nas fundações nas etapas construtivas da obra e de medição dos recalques.

A partir do estudo de transferência de carga fez-se as análises dos recalques pelo método Aoki-Lopes com as cargas nas fundações retiradas da modelagem computacional para cada etapa de leitura dos recalques. Em seguida, determinaram-se também os recalques elásticos de cada estaca de acordo com as suas características físicas e geométricas. O módulo de elasticidade do concreto do fuste foi considerado como 24 GPa. Os recalques totais calculados são, então, a soma do recalques do solo determinados no procedimento Aoki-Lopes, no nível da ponta da estaca, somado ao recalque elástico do fuste das estacas, que depende de seu comprimento e da transferência de carga, para a estatigrafia do furo mais próximo à estaca considerada.

Na sequência dessas análises, foram ajustados os módulos de elasticidade do solo, a partir da correlação adotada. Observou-se a necessidade de uma redução de 50% do valor do módulo de elasticidade considerado originalmente



conforme correlação proposta por FREITAS (2010). Essa redução se fez necessária face à comparação dos recalques calculados com os recalques medidos a partir da correlação proposta por FREITAS (2010). A partir dessa análise inicial constatou a exigência de redução do módulo de elasticidade do solo.

De posse do ajuste do módulo de elasticidade do solo, iniciou-se a análise de interação solo-estrutura. Primeiramente elaborou-se um modelo matemático numérico em elementos finitos com apoios indeslocáveis para cada etapa de leitura dos recalques. Para cada etapa, com base nas cargas obtidas nas modelagens, calculou-se os recalques nos apoios indeslocáveis, que se denominou de iteração zero. A iteração zero é aquela cujo modelo estrutural em elementos finitos possui apoio indeslocável. A partir desse modelo calculou-se o recalque pelo procedimento Aoki-Lopes e determinou-se o coeficiente de mola vertical das estacas. O coeficiente de mola vertical é um artifício usado para simular a compressibilidade do maciço do solo. Com o valor de coeficiente de mola vertical ajustou-se o modelo matemático 3D em elementos finitos e verificou-se a nova redistribuição das cargas. Após isso, recalculou-se os novos recalques. A partir daí, calcularam-se as novas molas verticais, denominado etapa de iteração 1. Sendo assim, realizou-se esse procedimento repetitivo por  $n$  vezes, ou seja, por  $n$  iterações, até a convergência do método. O critério de convergência adotado foi a diferença entre a carga calculada na etapa  $j$  com a carga calculada na etapa anterior,  $j-1$ , menor que 5%, para cada um dos pilares. Esse procedimento foi realizado para todos os modelos numéricos em elementos finitos elaborados nessa dissertação. O número máximo de iterações necessárias à convergência nesse caso de obra foi de duas iterações.

Após todas as análises, fez-se um estudo estatístico entre a média dos recalques medidos com a média dos recalques calculados. Determinou-se também o desvio padrão e o coeficiente de variação dos recalques calculados e dos recalques medidos.

Para as análises considerou-se que os blocos de coroamento das estacas são blocos suficientemente rígidos para transferir igualmente as cargas provenientes da superestrutura para as estacas.

### 3.2 Modelos Numéricos

Nos modelos estruturais, elaborados através do método dos elementos finitos, foram considerados, para simular os elementos estruturais de toda a edificação, os elementos de barra (frame) representando as vigas e os pilares; elementos de placa (shell) representando as lajes lisas maciças. O núcleo rígido composto por pilares paredes e blocos de concreto simples foram modelados como elementos de casca. A escada também foi modelada como elementos de casca e suas paredes foram adotadas como concreto simples. As alvenarias não foram modeladas, portanto, não contribuíram, nesse trabalho, para a rigidez da estrutura, sendo representadas apenas por cargas aplicadas sobre os elementos estruturais. As lajes foram discretizadas de forma mais uniforme possível com variações próximas a um elemento quadrático de 30 x 30 centímetros.

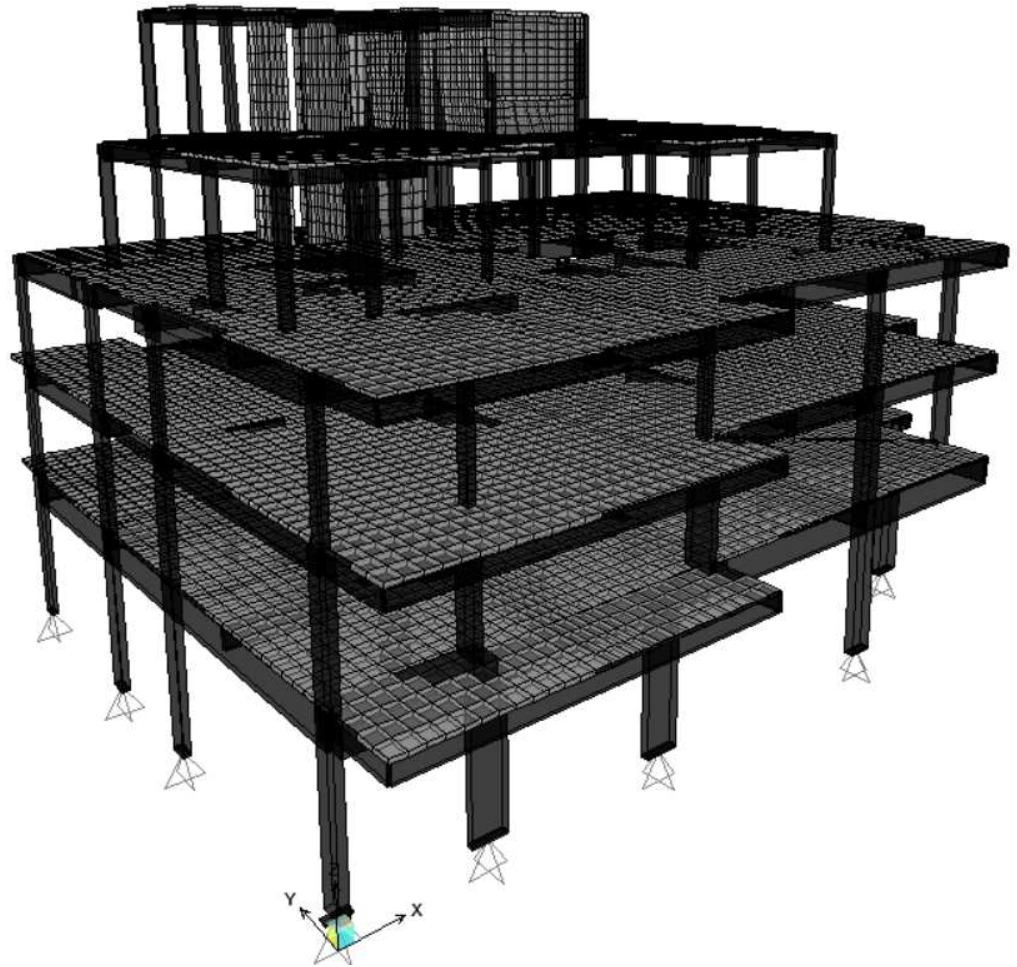
A seguir apresentam-se os modelos matemáticos 3D em elementos finitos elaborados no SAP2000:

- a) “Modelo A” – modelo numérico sem medições de recalque – estrutura concluída até a concretagem do primeiro teto.
- b) “Modelo 1” – modelo numérico até a concretagem do segundo teto com leitura em 08/12/2002;
- c) “Modelo B” – modelo numérico sem medições de recalque – estrutura concluída até a concretagem do terceiro teto.
- d) “Modelo 2” – modelo numérico na leitura 23/02/2003 – Estrutura concluída, incluindo caixa d’água e casa de força;
- e) “Modelo 3” – modelo numérico na leitura 13/05/2003 – Estrutura e alvenaria (sem emboço) concluídas. Cisterna e piscina concretadas.
- f) “Modelo numérico 3D final” – modelo numérico do prédio totalmente construído e em uso, considerando, portanto, as sobrecargas de utilização.

Primeiramente, elaborou-se um modelo matemático 3D em elementos finitos no software SAP2000 para a edificação inteiramente construída e em uso, ou seja, na fase final de projeto considerando todas as ações atuantes ao longo da vida útil da edificação, como ilustrado na **Figura 17**, denominado aqui de “Modelo numérico 3D final”. As reações de apoio obtidas na análise para este modelo estão mostradas na Tabela 6. Calculou-se manualmente o peso próprio de cada bloco de

coroamento. Com base nas reações de apoio obtidas na análise, constatou-se uma diferença entre a carga obtida na análise de elementos finitos com as cargas fornecidas no projeto das fundações obtidas pelo projetista. As cargas informadas pela projetista foram, em média, 30% maiores do que as cargas obtidas pela modelagem numérica por elementos finitos, como pode ser observado na Tabela 4. Em virtude da diferença apresentada entre a carga do projetista e a obtida na modelagem numérica, buscou-se algumas prováveis causas que justificassem tal desigualdade. A primeira possibilidade é com relação as informações dos projetos de estruturas relativos ao pavimento térreo. O projetista estrutural pode ter considerado na sua análise as sobrecargas de ocupação do pavimento térreo, principalmente devido a presença de garagens de veículos, como cargas transferidas aos elementos de fundação. De posse dos projetos estruturais disponíveis não pode-se confirmar se as cargas provenientes do térreo estão de fato sendo transferidas para os elementos de fundação. A segunda possibilidade é que o projetista estrutural possa ter considerado as cargas nos elementos de fundação majoradas, ao invés das cargas características, ou seja, sem coeficientes de majoração.

Observa-se também na Tabela 4 que a diferença de cargas não foi constante para todos os pilares, demonstrando que a distribuição de cargas obtida a partir do modelo numérico, onde todos os elementos foram representados com sua rigidez real, foi diferente da obtida pelo calculista através de um modelo simplificado.



**Figura 17 – Modelo 3D em elementos finitos sobre apoio indeslocável.**

**Tabela 4 – Tabela comparativa entre a carga do projetista e a carga obtida na modelagem numérica.**

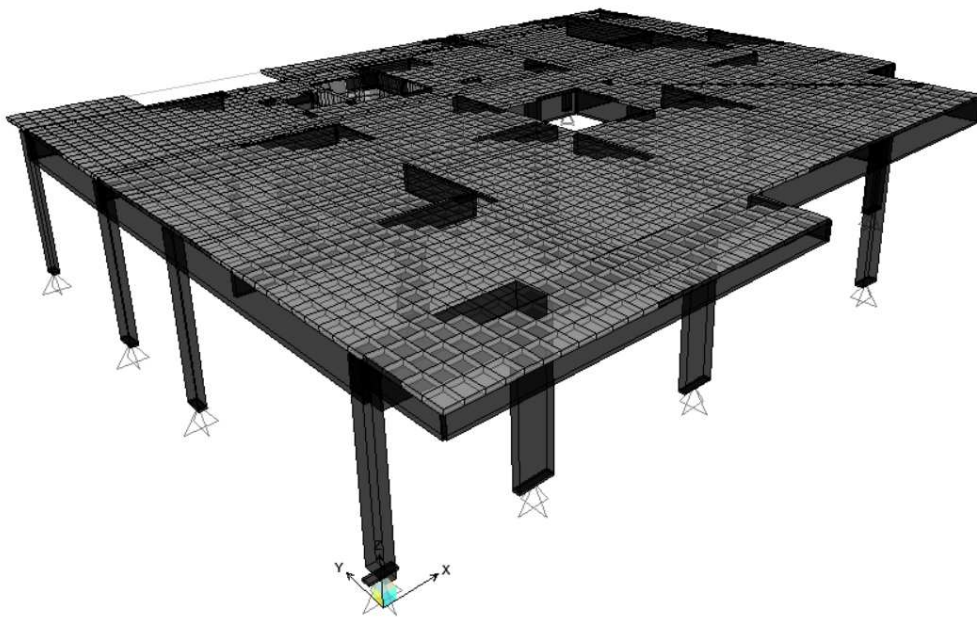
	<b>Cargas de Projeto</b>	<b>Cargas do Modelo</b>	
<b>Pilar</b>	<b>Reação</b>	<b>Reação</b>	
num.	kN	KN	diferença
P1	588,6	334,6	75,92%
P2	735,8	555,4	32,48%
P3	686,7	411,6	66,83%
P4	588,6	359,6	63,68%
P5	588,6	304,0	93,63%
P6	784,8	937,6	-16,30%
P8	981,0	897,1	9,35%
P9	686,7	738,2	-6,98%
P10	1079,1	1069,2	0,92%
P12	784,8	565,2	38,86%
P13	1863,9	1618,1	15,19%
P15	981,0	697,3	40,69%
P17	1471,5	1172,9	25,45%
P19	686,7	356,6	92,56%
P22	1667,7	1046,9	59,30%
P23	882,9	824,7	7,05%
P24	1079,1	574,9	87,72%
P25	1520,6	1064,3	42,87%
P26	1569,6	1402,7	11,90%
P27	1128,2	704,1	60,22%
P28	1079,1	759,9	42,01%
P29	1226,3	858,6	42,82%
Soma:	22661,1	17253,6	31,34%

Posteriormente, foram elaborados os modelos que representavam as fases de leitura dos recalques. O primeiro modelo numérico representa a estrutura até o segundo teto concretado, conforme leitura dos recalques do dia 08/12/2002 (denominado "Modelo 1"). O segundo modelo numérico é com a estrutura concluída, incluindo caixa d'água e casa de força, porém sem as sobrecargas de utilização e

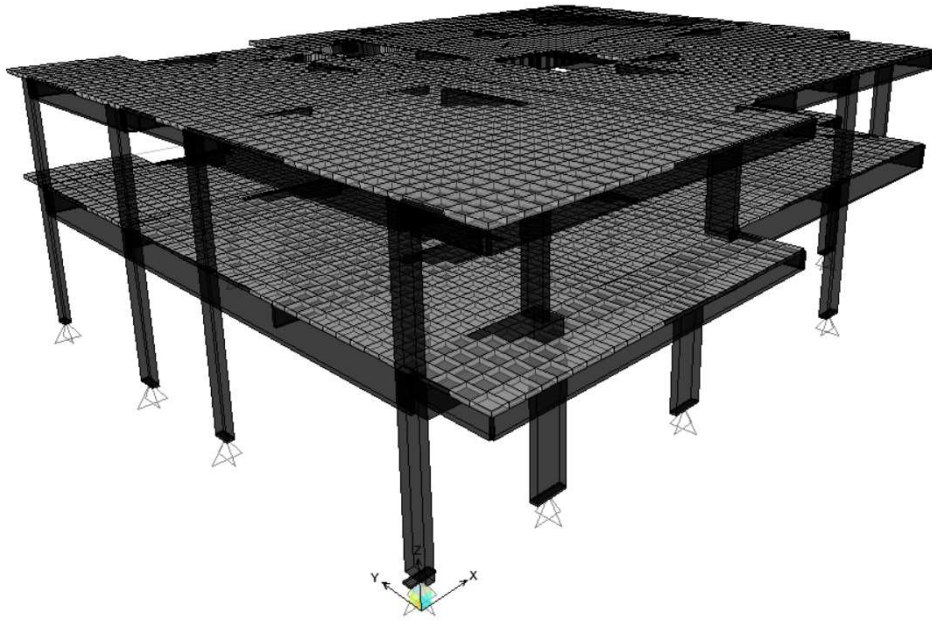
sem as alvenarias todas prontas e com leituras de recalques do dia 23/02/2003 (denominado “Modelo 2”). E por fim, o último modelo com a estrutura e as alvenarias (sem emboço) concluídas, com as cisternas e as piscinas concretadas, com leituras do dia 13/05/2003 (denominado “Modelo 3”).

Os modelos numéricos seguidos por letra, “Modelo A” e “Modelo B”, são modelos elaborados para cálculo dos recalques nas etapas construtivas intermediárias às leituras de recalque.

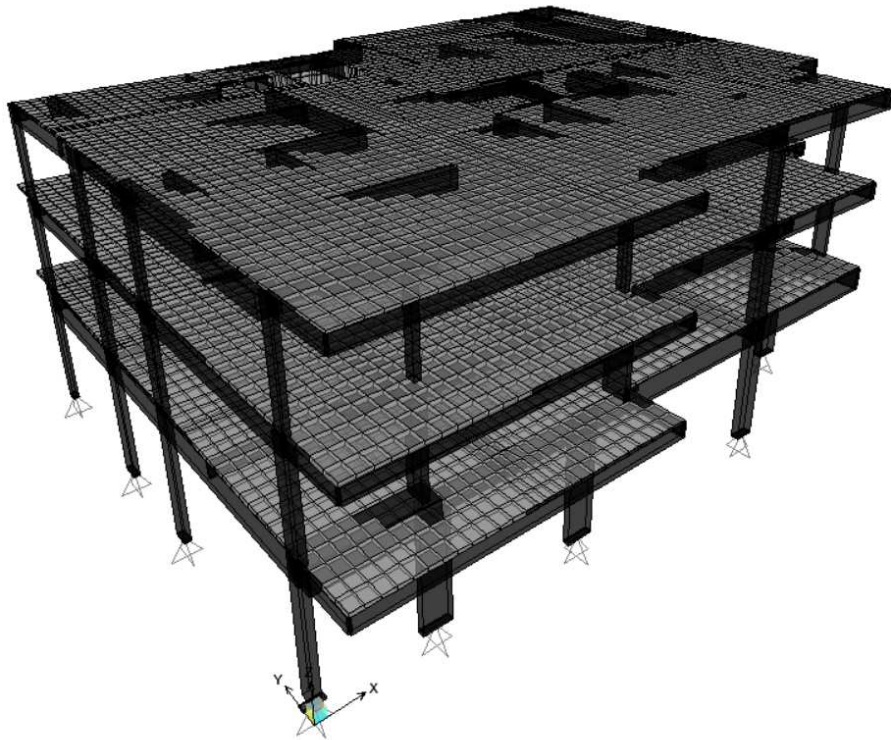
Os modelos matemáticos denominados “Modelo 1”, “Modelo 2”, “Modelo 3”, “Modelo A” e “Modelo B” estão ilustrados nas figuras: **Figura 18**, **Figura 19**, **Figura 20**, **Figura 21** e **Figura 22**.



**Figura 18 – “Modelo A” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.**



**Figura 19 – “Modelo 1” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.**



**Figura 20 – “Modelo B” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.**

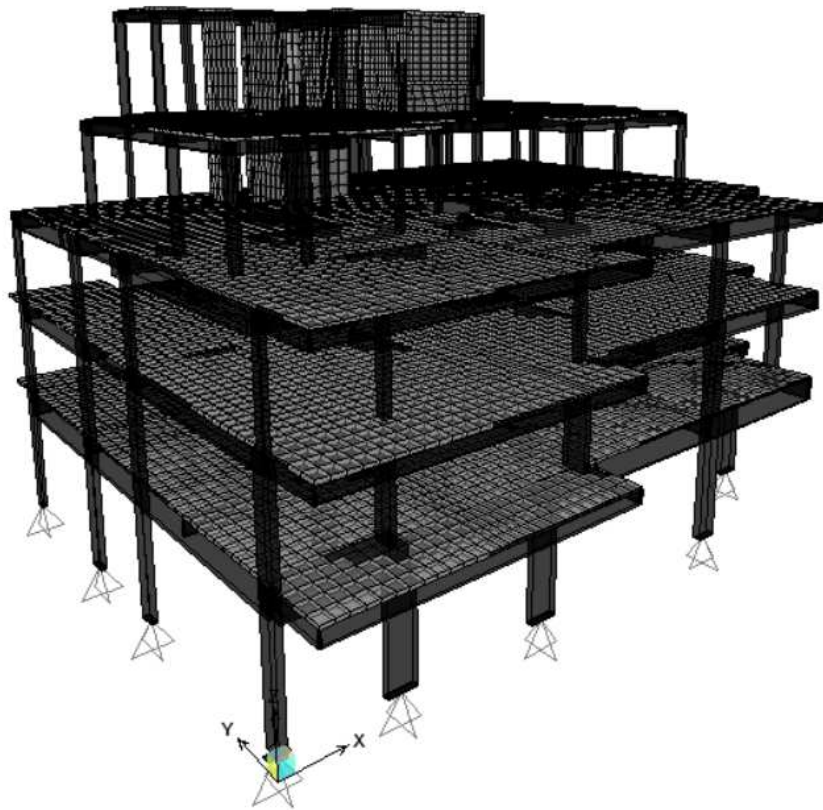


Figura 21 – “Modelo 2” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.

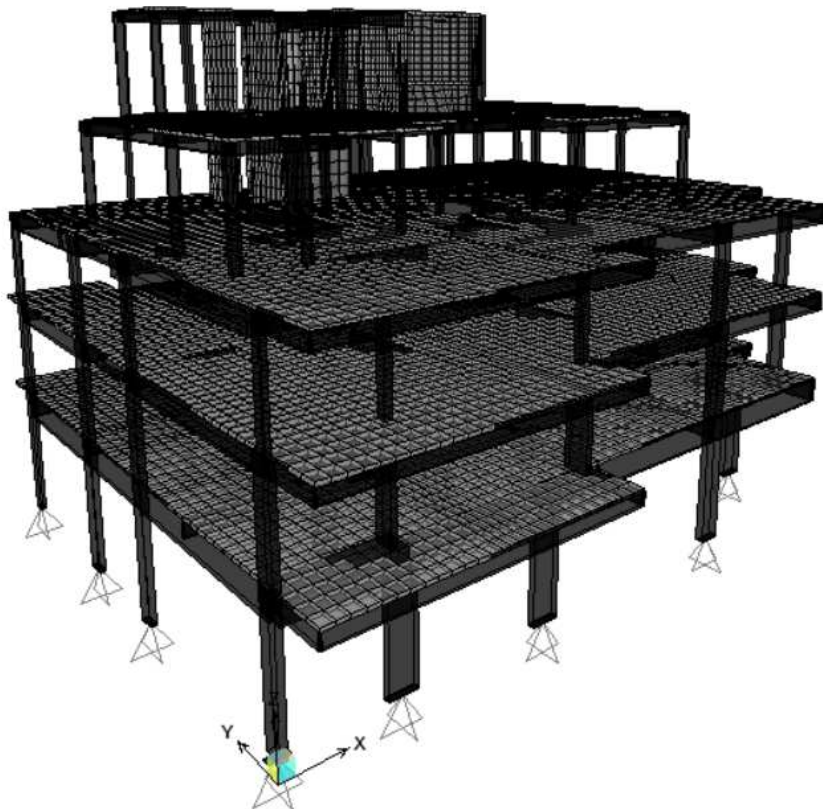


Figura 22 – “Modelo 3” em elementos finitos sobre apoio indeslocável.



### 3.3 Carregamentos adotados

O peso próprio da estrutura foi gerado automaticamente pelo programa SAP2000 com base nas características dos materiais que estão fornecidas na Tabela 5 e conforme plantas do projeto estrutural fornecidas. A modelagem considerou todos os elementos estruturais como pilares, vigas, lajes e blocos de concreto simples, conforme apresentado no projeto. Foi adotado como peso específico para o concreto simples e para o concreto armado  $24 \text{ kN/m}^3$  e  $25 \text{ kN/m}^3$ , respectivamente, conforme recomendações da norma de estruturas de concreto NBR 6118 de 2014. Adotou-se para os elementos em concreto simples o valor de Módulo de Elasticidade proposto por SOUSA (2014). O módulo de elasticidade transversal dos materiais bem como o coeficiente de Poisson estão também apresentados na Tabela 5.

**Tabela 5 – Propriedades básicas dos materiais utilizados na modelagem numérica**

Propriedade dos Materiais				
Material	Peso Específico	Módulo de Elasticidade	Módulo Cisalhante	Coeficiente de Poisson
	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	
concreto simples	24,0	7000000	2916667	0,2
concreto estrutural	25,0	24000000	10000000	0,2

As sobrecargas foram adotados de acordo com os preceitos normativos da NBR6120:1980, “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”.

Considerou-se a alvenaria composta de tijolo cerâmico com peso específico de  $13 \text{ kN/m}^3$ .

As sobrecargas verticais foram adotadas conforme descrito a seguir:

Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro =  $1,5 \text{ kN/m}^2$

Dispensa, área de serviço e lavanderia =  $2 \text{ kN/m}^2$

Terraços com acesso ao público =  $3 \text{ kN/m}^2$

Casa de Máquina =  $7,5 \text{ kN/m}^2$

Corredores =  $3 \text{ kN/m}^2$

Escadas =  $3 \text{ kN/m}^2$

Pisos e Revestimentos =  $1,0 \text{ kN/m}^2$

Telha de fibrocimento com peso aproximado de  $0,5 \text{ kN/m}^2$

Piscina com 1,2 metros de altura e diâmetro aproximado de 2,5m, resultando num carregamento adicional de 12 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.4 Reações de Apoio

A Tabela 6 apresenta as reações de apoio, obtidas na análise de elementos finitos pelo SAP2000, considerando o peso próprio modelado além das sobrecargas de projeto, para a edificação em sua fase de utilização.

**Tabela 6 – Reação nos apoios indeslocáveis para o “modelo matemático 3D final”.**

Modelo 3D final	
Pilar	Reação
num.	KN
P01	334,6
P02	555,4
P03	411,6
P04	359,6
P05	304,0
P06	937,6
P08	897,1
P09	738,2
P10	1069,2
P12	565,2
P13	1618,1
P15	697,3
P17	1172,9
P19	356,6
P22	1046,9
P23	824,7
P24	574,9
P25	1064,3
P26	1402,7
P27	704,1
P28	759,9
P29	858,6
Soma:	17253,6

O autor adotou para o cálculo das reações de apoio a combinação no estado limite de serviço. Sendo assim considerou as cargas de peso próprio, pisos e revestimentos, alvenaria, telhado, piscina e sobrecarga de ocupação, conforme já apresentado.

A Tabela 7 apresenta as reações de apoio para os modelos em análise: “Modelo A”, “Modelo 1”, “Modelo B”, “Modelo 2”, e “Modelo 3”, obtidas na análise de elementos finitos pelo SAP2000.

**Tabela 7 – Reações de Apoio para os modelos numéricos em análise**

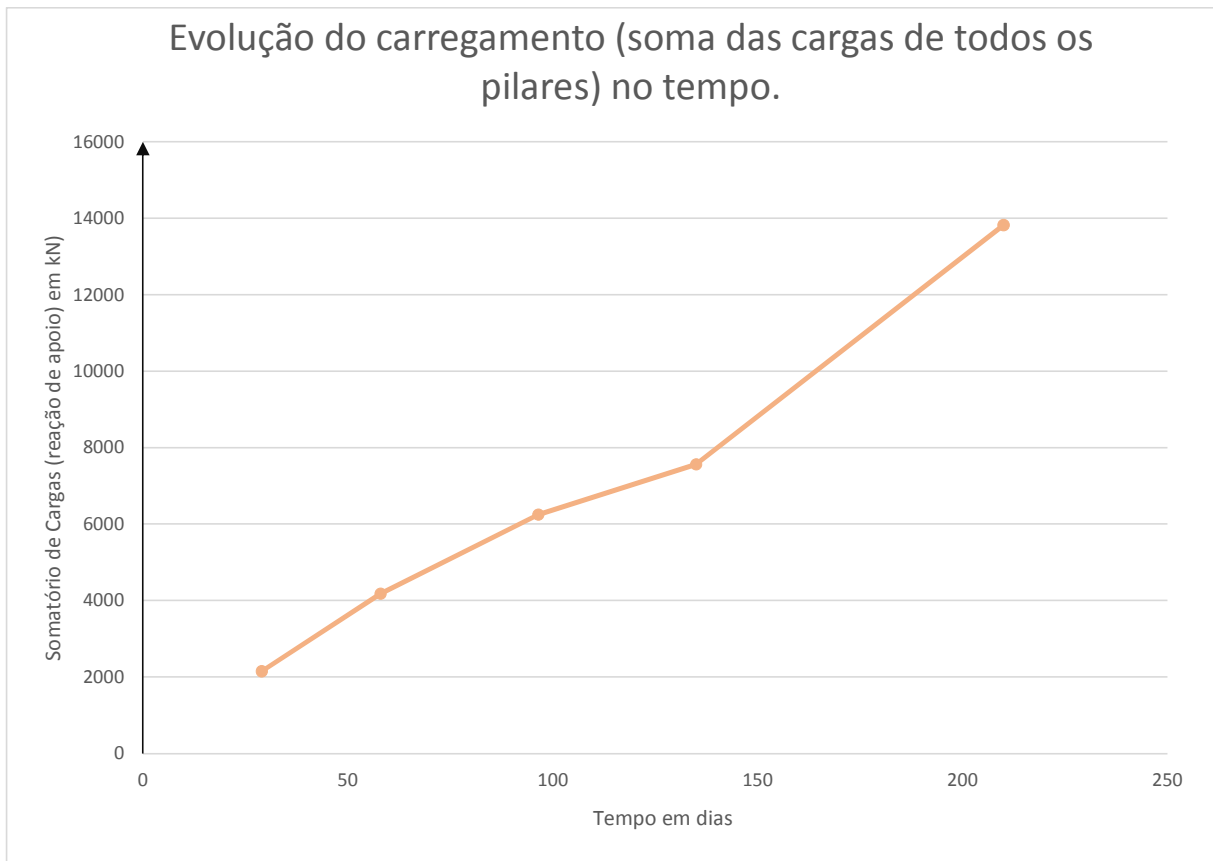
Modelo A		Modelo 1		Modelo B		Modelo 2		Modelo 3	
PILAR	Reação	PILAR	Reação	PILAR	Reação	PILAR	F3	PILAR	F3
Text	KN	Text	KN	Text	KN	Text	KN	Text	KN
P22	95,6	P22	242,2	P22	433,5	P22	460,9	P22	840,6
P25	109,2	P25	275,2	P25	437,9	P25	470,5	P25	805,0
P3	45,2	P3	106,7	P3	180,5	P3	188,2	P3	323,4
P24	99,6	P24	180,5	P24	246,8	P24	259,0	P24	433,4
P13	163,6	P13	355,6	P13	559,7	P13	681,0	P13	1304,4
P29	128,6	P29	249,1	P29	366,0	P29	378,4	P29	658,7
P28	127,9	P28	239,1	P28	333,3	P28	345,8	P28	560,5
P19	73,6	P19	122,5	P19	185,3	P19	193,8	P19	280,4
P27	157,9	P27	237,5	P27	322,9	P27	331,7	P27	572,5
P1	49,4	P1	91,2	P1	131,8	P1	150,2	P1	286,3
P2	71,7	P2	133,9	P2	204,0	P2	232,8	P2	458,9
P23	119,4	P23	209,9	P23	307,7	P23	364,7	P23	653,1
P10	80,3	P10	165,9	P10	250,5	P10	448,4	P10	882,5
P17	136,5	P17	237,7	P17	332,7	P17	457,6	P17	953,4
P6	125,2	P6	214,7	P6	290,9	P6	477,2	P6	801,7
P26	171,8	P26	323,6	P26	480,8	P26	556,1	P26	1089,8
P15	62,3	P15	137,1	P15	236,5	P15	288,3	P15	558,8
P12	66,3	P12	135,2	P12	198,2	P12	222,3	P12	458,2
P4	48,4	P4	90,2	P4	126,6	P4	132,0	P4	298,4
P5	49,2	P5	96,7	P5	123,0	P5	119,5	P5	253,6
P8	91,6	P8	185,0	P8	272,5	P8	380,3	P8	705,6
P9	78,9	P9	149,4	P9	230,8	P9	427,9	P9	641,4

O modelo 3 representa as reações de apoio, obtidas na análise de elementos finitos pelo SAP2000, considerando o peso próprio da estrutura e as alvenarias concluídas, incluindo caixa d’água e casa de força, no estado limite de serviço, sem considerar as sobrecargas de ocupação previstas para a edificação em análise.

A **Figura 23** apresenta a evolução do carregamento ao longo do tempo, ou seja, ao longo das etapas construtivas representadas pelos modelos matemáticos elaborados nesse trabalho. Como se observa, as cargas obtidas aumentaram mais

significativamente com relação a última etapa de leitura, correspondente à análise do “Modelo 3”. O autor atribuiu esse resultado a execução da alvenaria, dos pisos, revestimentos, da piscina, da casa de máquinas e do telhado durante a etapa correspondente ao “Modelo 3”.

Ainda sobre a **Figura 23**, vale salientar que a leitura de referência é considerada como o tempo de referência, o “Modelo A” corresponde aos 29 dias de construção, o “Modelo 1” representa os 58 dias, o “Modelo B” corresponde aos 96 dias de construção, o “Modelo 2” aos 135 dias e o “Modelo 3” aos 210 dias de construção a partir da referência.



**Figura 23 – Evolução do carregamento no tempo.**

## 4 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO E DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA

### 4.1 Determinação dos Módulos de Elasticidade do Solo

Para a determinação dos módulos de elasticidade estáticos do solo utilizou-se a correlação proposta por FREITAS (2010) apresentada na fórmula (4.1), válida para solos arenosos:

$$E_s = 8000 \times N_{60}^{0,80} \quad (4.1)$$

O valor de  $N_{60}$  foi adotado a partir do trabalho apresentado por CAVALCANTE (2002) valor de 1,37 na expressão (4.2) é um valor médio baseado em resultados de medidas de energia realizadas em equipamentos utilizados rotineiramente no Brasil.

$$N_{60} = 1,37 \times N_{spt} \quad (4.2)$$

Sendo o  $N_{SPT}$  o número de golpes necessários à penetração de 30 centímetros do amostrador padrão no solo e  $N_{60}$  o número de golpes normalizado para uma energia de 60% da energia potencial teórica de queda livre.

Vale ressaltar que, segundo VELLOSO E LOPES (2002), durante o ensaio padrão de penetração (SPT – *Standard Penetration Test*) no Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação da queda do martelo enquanto nos Estados Unidos da América e na Europa o sistema utilizado costuma ser o mecanizado. Por este motivo é que a energia cinética transferida às hastes é diferente em cada país, embora a energia potencial seja supostamente a mesma.

O coeficiente de Poisson adotado, para todas as camadas de solo arenoso, foi o valor de 0,3.

As camadas foram subdivididas conforme características da classificação do perfil e do número de golpes, tendo sido ilustradas e representadas no modelo geomecânico, na **Figura 13**. Para cada camada de solo arenoso de espessura  $h$  (m) definida foram determinados os parâmetros de módulo de elasticidade e coeficiente

de Poisson através das correlações adotadas, conforme pode ser observado na Tabela 8.

**Tabela 8 – Valores calculados para o módulo de elasticidade do solo conforme as sondagens F1, F2 e F3:**

Sondagem F1						
camada	profundidade (m)	Nspt médio	N60	Esolo (kPa)	coef. Poisson	l (m)
de	0,00	8,7	11,9	57909	0,3	3,00
até	3,00					
de	3,00	5,0	6,9	37294	0,3	1,00
até	4,00					
de	4,00	25,8	35,3	138385	0,3	4,00
até	8,00					
de	8,00	37,8	51,7	187932	0,3	4,00
até	12,00					
de	12,00	93,7	128,4	389070	0,3	6,00
até	18,00					
Sondagem F2						
camada	profundidade (m)	Nspt médio	N60	Esolo (kPa)	coef. Poisson	l (m)
de	0,00	7,3	10,0	50481	0,3	4,00
até	4,00					
de	4,00	32,5	44,5	166714	0,3	2,00
até	6,00					
de	6,00	24,3	33,3	132115	0,3	4,00
até	10,00					
de	10,00	28	38,4	147977	0,3	2,00
até	12,00					
de	12,00	40,1	54,9	197234	0,3	6,00
até	18,00					
Sondagem F3						
camada	profundidade (m)	Nspt médio	N60	Esolo (kPa)	coef. Poisson	l (m)
de	0,00	10,7	14,6	68374	0,3	3,00
até	3,00					
de	3,00	24,0	32,9	130808	0,3	2,00
até	5,00					
de	5,00	26,5	36,3	141600	0,3	2,00
até	7,00					
de	7,00	23,0	31,5	126430	0,3	4,00
até	11,00					
de	11,00	37,2	51,0	185738	0,3	7,00
até	18,00					

## 4.2 Cálculo da Capacidade de Carga das Estacas

A capacidade de carga das estacas tipo Franki foi determinada, primeiramente pelo método do DÉCOURT e QUARESMA (1978). Para isso, considerou-se o volume da base das estacas Franki como sendo o volume mínimo usado na prática, que é igual a 90 litros para as estacas de diâmetro de 350mm e igual a 180 litros para as estacas de 400 mm. Sendo assim, foram determinados os raios das bases para as estacas de 350 mm, que é de 280 mm, e das estacas de 400 mm, que é de 350 mm. Essa premissa do volume mínimo da base das estacas foi adotada visto que as informações dos registros de BRAUNE et al (2008) constam volumes da base das estacas um pouco inferiores aos mínimos utilizados na prática. Com base nessas premissas, determinou-se a parcela de atrito lateral disponível para cada estaca através do método DÉCOURT-QUARESMA (1978), com base nas sondagens mais próximas, como pode ser observado nas tabelas do Anexo 2. A partir daí, com base nas cargas retiradas das modelagens numéricas nas etapas de análise, determinaram-se a parcela de carga resistida pela ponta. A determinação das parcelas de carga de ponta e da parcela de carga transferida lateralmente pela estaca é extremamente importante nas análises de cálculo dos recalques.

A capacidade de carga das estacas tipo Franki foi também determinada pelo método AOKI-VELLOSO (1975), conforme pode ser observado nas tabelas do **Anexo 2 – Cálculos Geotécnicos – Capacidade e Transferência de Carga**. Comparando os resultados obtidos para a capacidade de carga pelos métodos AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978) observou-se, que para esse grupo de estacas, as fundações apresentaram valores muito próximos, tanto para a parcela de atrito lateral quanto para a parcela de ponta.

Com base nos cálculos das capacidades de carga das estacas pelos métodos AOKI-VELLOSO (1975) e DÉCOURT-QUARESMA (1978), determinou-se a transferência de carga entre os elementos de fundações e o maciço do solo.

#### 4.3 Transferência de Carga considerando DÉCOURT e QUARESMA (1978).

A partir das cargas das fundações obtidas nos modelos matemáticos descritos no capítulo 3 desta dissertação (“Modelo 1”, “Modelo 2” e “Modelo 3”) e na transferência de carga determinada pela parcela de resistência lateral e de ponta pelo método DÉCOURT e QUARESMA (1978)., realizou-se os cálculos dos recalques pelo método AOKI e LOPES (1975). Os resultados do recalques obtidos nas estacas, pelo processo AOKI e LOPES (1975), além da parcela de recalque elástico, para os modelos numéricos em análise, estão apresentados nas tabelas Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11.

#### 4.4 Transferência de Carga considerando AOKI e VELLOSO (1975)

Considerou-se aqui a transferência de carga nas estacas por meio da formulação apresentada por AOKI e VELLOSO (1975) para as as cargas das fundações obtidas nos modelos numéricos descritos no capítulo 3 desta dissertação (“Modelo 1”, “Modelo 2” e “Modelo 3”). A partir daí, realizou-se os cálculos dos recalques pelo método AOKI e LOPES (1975). Os resultados do recalques obtidos nas estacas, pelo processo AOKI e LOPES (1975), além da parcela de recalque elástico, para os modelos numéricos em análise, estão apresentados nas Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14.



**Tabela 9 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978):  
Recalque nas estacas do “Modelo 1”**

P.O. 1 - concretagem até o segundo teto, leitura dia 08/12/2002	E (estaca) kN/m <sup>2</sup>	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>4</sup>	w (total no ponto de cálculo)	w/estástico da estaca) (m)	recalque total	
							*1 = recalque fir	*2 = recalques líq
	2,40E+07						*3 cargas obtide	*4 comprimento
861E-04	4,99487764E-04	1	0,40	4,40	1,7817738E-04	6,72205502E-0		
787E-04	3,06833339E-04	2	0,35	4,30	2,23187199E-04	5,30020538E-0		
485E-04	3,26134560E-04	2	0,40	4,30	1,77578786E-04	5,03713346E-0		
756E-04	2,51209141E-04	3	0,35	4,30	1,50343317E-04	4,01552458E-0		
400E-05	1,97836738E-04	1	0,40	4,30	1,30029589E-04	3,27866326E-0		
504E-04	6,47000879E-04	1	0,40	4,30	1,90909670E-04	8,37910549E-0		
748E-04	5,28493168E-04	1	0,40	4,00	1,41515270E-04	6,70008439E-0		
754E-05	1,74362786E-04	1	0,40	4,60	1,37576185E-04	3,11938972E-0		
233E-05	2,04809886E-04	1	0,40	4,50	1,44283903E-04	3,49093890E-0		
217E-05	1,58466066E-04	2	0,35	4,20	1,95260379E-04	3,53726445E-0		
992E-05	9,35557212E-05	2	0,35	4,20	0,00000000E+00			
635E-05	8,88189552E-05	2	0,35	4,20	0,00000000E+00			
832E-04	4,16392834E-04	2	0,35	4,10	1,86349867E-04	6,02742701E-0		
236E-04	3,31593092E-04	2	0,35	4,20	1,64156956E-04	4,95750048E-0		
474E-05	9,47164877E-05	2	0,35	4,20	1,22958562E-04	2,17675049E-0		
588E-04	2,49175157E-04	2	0,35	4,30	0,00000000E+00			
500E-05	1,00029202E-04	2	0,35	4,10	1,21717803E-04	2,21742823E-0		
869E-04	3,59655355E-04	3	0,35	4,20	1,96200151E-04	5,5855506E-0		
317E-04	3,29974699E-04	2	0,40	4,00	0,00000000E+00			
180E-04	3,30369399E-04	3	0,40	4,00	0,00000000E+00			
726E-04	4,61837630E-04	2	0,40	4,10	1,87060110E-04	6,48897740E-0		
463E-04	4,03978856E-04	2	0,40	4,00	1,57497079E-04	5,61475935E-0		

**Tabela 10 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978):  
Recalque nas estacas do “Modelo 2”**

			E (estaca) kN/m <sup>2</sup>	2,40E+07	* 2. recalques hid	
					* 3 cargas obtide	
					* 4 comprimento	
iste)	w(total no ponto de cálculo)	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>4</sup>	w(elástico da estaca)	recalque total calculado
524E-04	7,44177251E-04	1	0,40	4,40	2,82738756E-04	1,02691601E-0
915E-04	4,05666894E-04	2	0,35	4,30	3,21978029E-04	7,27644922E-0
441E-04	4,59951369E-04	2	0,40	4,30	2,69754366E-04	7,29705734E-0
223E-04	4,48852971E-04	3	0,35	4,30	2,86099235E-04	7,34952206E-0
369E-04	1,02889804E-03	1	0,40	4,30	2,14149607E-04	1,24304764E-0
295E-04	1,08515165E-03	1	0,40	4,30	3,31917634E-04	1,41706928E-0
431E-04	9,22262830E-04	1	0,40	4,00	2,49608002E-04	1,17187083E-0
358E-05	2,55539534E-04	1	0,40	4,60	2,01331003E-04	4,56870537E-0
179E-05	2,59866423E-04	1	0,40	4,50	1,78303272E-04	4,38169695E-0
486E-05	2,80352136E-04	2	0,35	4,20	4,33992793E-04	7,14344930E-0
478E-05	1,55358164E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00	
276E-05	1,74034045E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00	
110E-04	6,95419149E-04	2	0,35	4,10	3,23781785E-04	1,01920093E-0
551E-04	4,82321395E-04	2	0,35	4,20	2,35549316E-04	7,17870711E-0
950E-05	1,53530944E-04	2	0,35	4,20	2,02172251E-04	3,55703195E-0
106E-04	5,62677958E-04	2	0,35	4,30	0,00000000E+00	
757E-05	1,84818195E-04	2	0,35	4,10	2,55953629E-04	4,40771824E-0
106E-04	5,46310954E-04	3	0,35	4,20	3,37165958E-04	8,83476912E-0
384E-04	5,42151428E-04	2	0,40	4,00	0,00000000E+00	
784E-04	5,68848134E-04	3	0,40	4,00	3,01068101E-04	8,69916235E-0
949E-04	7,27721337E-04	2	0,40	4,10	3,19810253E-04	1,04753159E-0
770E-04	5,71563806E-04	2	0,40	4,00	2,19965394E-04	7,91529201E-0

**Tabela 11 – Utilizando Transferência de Carga por DÉCOURT e QUARESMA (1978):  
Recalque nas estacas do “Modelo 3”**

DELO 3 - concretagem até o segundo teto, leitura dia 13/05/2003							*1 = recalque final
E (estaca) kN/m <sup>2</sup>							2,40E+07
							*2 recalques lidos r
							*3 cargas obtidas r
							*4 comprimento m
fuste)	w(total no ponto de cálculo)	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>*4</sup>	w(elástico da estaca)	recalque total calculado	
7324E-04	1,01414701E-03	1	0,40	4,40	4,09081255E-04	1,42322826E-03	
2915E-04	5,76619553E-04	2	0,35	4,30	5,21887464E-04	1,09850702E-03	
2441E-04	6,94011158E-04	2	0,40	4,30	4,69575055E-04	1,16358621E-03	
5511E-04	6,80779681E-04	3	0,35	4,30	5,21794353E-04	1,20257403E-03	
0675E-05	5,48344106E-04	1	0,40	4,30	4,08195956E-04	9,56540062E-04	
9726E-04	1,90103781E-03	1	0,40	4,30	0,00000000E+00		
5283E-04	1,42087010E-03	1	0,40	4,00	4,28922572E-04	1,84979267E-03	
8158E-05	5,07800370E-04	1	0,40	4,60	4,55130086E-04	9,62930456E-04	
8070E-05	4,80500014E-04	1	0,40	4,50	3,78390877E-04	8,58890891E-04	
10334E-05	4,24340249E-04	2	0,35	4,20	7,29111531E-04	1,15345178E-03	
3347E-05	2,36402567E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00		
91116E-05	2,38922985E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00		
6317E-04	1,04199554E-03	2	0,35	4,10	5,79824194E-04	1,62181973E-03	
5174E-04	7,31787070E-04	2	0,35	4,20	3,94158585E-04	1,12594565E-03	
2990E-05	2,54198919E-04	2	0,35	4,20	4,16713114E-04	6,70912033E-04	
5350E-04	8,92597912E-04	2	0,35	4,30	0,00000000E+00		
3322E-05	3,00924005E-04	2	0,35	4,10	4,96104363E-04	7,97028368E-04	
9492E-04	8,92470289E-04	3	0,35	4,20	6,60750693E-04	1,55322098E-03	
2984E-04	9,38697270E-04	2	0,40	4,00	0,00000000E+00		
5881E-04	8,60708222E-04	3	0,40	4,00	5,76627201E-04	1,43733542E-03	
5392E-04	1,06772792E-03	2	0,40	4,10	5,47178010E-04	1,61490593E-03	
6646E-04	8,44220233E-04	2	0,40	4,00	3,79650854E-04	1,22387109E-03	

**Tabela 12 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 1”**

DELO 1 - concretagem até o segundo teto, leitura dia 08/12/2002						
E (estaca) kN/m <sup>2</sup>						
2,40E+07						
w(fuste)	w(total no ponto de cálculo)	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>*4</sup>	w(elástico da estaca) (m)	
889651E-04	4,93033554E-04	1	0,40	4,40	1,78717738E-04	
599425E-04	3,01067978E-04	2	0,35	4,30	2,23187199E-04	
320038E-04	3,24843113E-04	2	0,40	4,30	1,77578786E-04	
636186E-04	2,51135570E-04	3	0,35	4,30	1,50343317E-04	
271716E-05	1,97482069E-04	1	0,40	4,30	1,30029589E-04	
648511E-04	6,46860887E-04	1	0,40	4,30	1,90909670E-04	
431963E-04	5,28491384E-04	1	0,40	4,00	1,41515270E-04	
991091E-05	1,74361620E-04	1	0,40	4,60	1,37576185E-04	
672094E-05	2,04708173E-04	1	0,40	4,50	1,44283903E-04	
669840E-05	1,54305728E-04	2	0,35	4,20	1,95260379E-04	
		2	0,35	4,20	0,00000000E+00	
		2	0,35	4,20	0,00000000E+00	
452495E-04	4,15698496E-04	2	0,35	4,10	1,86349867E-04	
725462E-04	3,31590318E-04	2	0,35	4,20	1,64156956E-04	
362720E-05	9,47075124E-05	2	0,35	4,20	1,22958562E-04	
		2	0,35	4,30	0,00000000E+00	
561409E-05	9,99791109E-05	2	0,35	4,10	1,21717803E-04	
120988E-04	3,57392474E-04	3	0,35	4,20	1,96200151E-04	
		2	0,40	4,00	0,00000000E+00	
		3	0,40	4,00	0,00000000E+00	
198822E-04	4,61828726E-04	2	0,40	4,10	1,87060110E-04	
622489E-04	1,63622489E-04	2	0,40	4,00	1,57497079E-04	

**Tabela 13 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 2”**

C 2 - concretagem até o segundo teto, leitura dia 23/02/2003							2,40E+07
E (estaca) kN/m <sup>2</sup>							
e)	w (total no ponto de cálculo)	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>*4</sup>	w (elástico da estaca)		
4E-04	7,44177251E-04	1	0,40	4,40	2,82738756E-04		
5E-04	4,05666894E-04	2	0,35	4,30	3,21978029E-04		
1E-04	4,59951369E-04	2	0,40	4,30	2,69754366E-04		
3E-04	4,48852971E-04	3	0,35	4,30	2,86095235E-04		
9E-04	1,02889804E-03	1	0,40	4,30	2,14149607E-04		
5E-04	1,08515165E-03	1	0,40	4,30	3,31917634E-04		
1E-04	9,22262830E-04	1	0,40	4,00	2,49608002E-04		
8E-05	2,55539534E-04	1	0,40	4,60	2,01331003E-04		
9E-05	2,59866423E-04	1	0,40	4,50	1,78303272E-04		
6E-05	2,80352136E-04	2	0,35	4,20	4,33992793E-04		
8E-05	1,55358164E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00		
6E-05	1,74034045E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+00		
0E-04	6,95419149E-04	2	0,35	4,10	3,23781785E-04		
1E-04	4,82321395E-04	2	0,35	4,20	2,35549316E-04		
0E-05	1,53530944E-04	2	0,35	4,20	2,02172251E-04		
6E-04	5,62677958E-04	2	0,35	4,30	0,00000000E+00		
7E-05	1,84818195E-04	2	0,35	4,10	2,55953629E-04		
6E-04	5,46310954E-04	3	0,35	4,20	3,37165958E-04		
4E-04	5,42151428E-04	2	0,40	4,00	0,00000000E+00		
4E-04	5,68848134E-04	3	0,40	4,00	3,01068101E-04		
9E-04	7,27721337E-04	2	0,40	4,10	3,19810253E-04		
0E-04	5,71563806E-04	2	0,40	4,00	2,19965394E-04		

**Tabela 14 – Utilizando Transferência de Carga por AOKI e VELLOSO (1975): Recalque nas estacas do “Modelo 3”**

ELO 3 - concretagem até o segundo teto, leitura dia 13/05/2003							2,40E+07
E (estaca) kN/m <sup>2</sup>							
i.uste)	w (total no ponto de cálculo)	Quantidade de estacas	diâmetro das estacas	comprimento das estacas <sup>*4</sup>	w (elástico da estaca)		
7524E-04	1,01414701E-03	1	0,40	4,40	4,09081255E-0		
2915E-04	5,76619553E-04	2	0,35	4,30	5,21887464E-0		
2441E-04	6,94011158E-04	2	0,40	4,30	4,69575055E-0		
5511E-04	6,80779681E-04	3	0,35	4,30	5,21794353E-0		
0675E-05	5,48344106E-04	1	0,40	4,30	4,08195956E-0		
9726E-04	1,90103781E-03	1	0,40	4,30	0,00000000E+0		
5283E-04	1,42087010E-03	1	0,40	4,00	4,28922572E-0		
8158E-05	5,07800370E-04	1	0,40	4,60	4,55130086E-0		
8070E-05	4,80500014E-04	1	0,40	4,50	3,78390877E-0		
0334E-05	4,24340249E-04	2	0,35	4,20	7,29111531E-0		
3347E-05	2,36402567E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+0		
9116E-05	2,38922985E-04	2	0,35	4,20	0,00000000E+0		
6317E-04	1,04199554E-03	2	0,35	4,10	5,79824194E-0		
5174E-04	7,31787070E-04	2	0,35	4,20	3,94158585E-0		
2990E-05	2,54198919E-04	2	0,35	4,20	4,16713114E-0		
5350E-04	8,92597912E-04	2	0,35	4,30	0,00000000E+0		
3522E-05	3,00924005E-04	2	0,35	4,10	4,96104363E-0		
9492E-04	8,92470289E-04	3	0,35	4,20	6,60750693E-0		
2984E-04	9,38697270E-04	2	0,40	4,00	0,00000000E+0		
5881E-04	8,60708222E-04	3	0,40	4,00	5,76627201E-0		
5392E-04	1,0672792E-03	2	0,40	4,10	5,47178010E-0		
6646E-04	8,44220233E-04	2	0,40	4,00	3,79650854E-0		

#### 4.5 Ajuste do módulo de elasticidade do solo

Com base nos resultados apresentados nas Tabela 15 e Tabela 16, que apresentam os recalques calculados nos modelos numéricos 1, 2 e 3 utilizando a transferência de carga considerando DÉCOURT-QUARESMA (1978) e AOKI-VELLOSO (1975), respectivamente, observou-se que a transferência de carga das estacas deram resultados muito próximos entre os métodos. Sendo assim, adotou-se a transferência de carga pelo método AOKI-VELLOSO (1975).

O ajuste do módulo de elasticidade do solo se fez necessário a partir da interpretação dos resultados para os recalques obtidos nos modelos “Modelo 1”, “Modelo 2” e “Modelo 3” e os recalques medidos, onde se constatou que os recalques calculados eram inferiores aos recalques medidos.

Para determinar, portanto, o valor do ajuste do módulo de elasticidade do solo, considerou-se os recalques médios medidos e comparou-os com os recalques médios calculados nas etapas de leitura. Nos pilares instrumentados, estabeleceu-se a relação entre o recalque medido e o calculado. A média desta relação corresponde ao fator corretivo a ser introduzido como uma divisão do módulo de elasticidade do solo anteriormente previsto para ajustar-se ao módulo de elasticidade do solo. Isso foi feito para cada nível de carregamento para os pilares instrumentados. Selecionou-se, o melhor fator corretivo a ser aplicado de forma a um melhor ajuste médio para todas as situações. Foram também relacionadas a relação entre cargas médias da nova etapa com a anterior para estes mesmos pilares instrumentados. Observou-se uma relação equivalentemente entre recalques e cargas de etapas sucessivas.

Percebeu-se também que a relação dos recalques médios medidos com relação às etapas anteriores deram na mesma ordem de grandeza dos calculados, exceto para a etapa de leitura correspondente ao “Modelo 3”. Essas análises estão apresentadas nas Tabela 15 e Tabela 16.

#### **Tabela 15 – Interpretação dos resultados utilizando DÉCOURT-QUARESMA (1978)**

	Data	Recalque médio medido (m)	Recalque médio calculado (m)	Carga média obtida na modelagem (kN)	Recalque Medido/Calculado (adimensional)	Recalque Medido/Medido Anterior (adimensional)	Recalque Calculado/Calcul. Anterior (adimensional)	Carga média/Carga média Anterior (adimensional)
1ª leitura	08/12/2002	8,32E-04	4,86E-04	181,5	1,71	-	-	-
2ª leitura	23/02/2003	1,50E-03	8,22E-04	325,1	1,82	1,80	1,69	1,79
3ª leitura	13/05/2003	3,70E-03	1,22E-03	598,7	3,04	2,47	1,48	1,84

**Tabela 16 – Interpretação dos resultados utilizando AOKI-VELLOSO (1975).**

	Data	Recalque médio medido (m)	Recalque médio calculado (m)	Carga média obtida na modelagem (kN)	Recalque Medido/Calculado (adimensional)	Recalque Medido/Medido Anterior (adimensional)	Recalque Calculado/Calcul. Anterior (adimensional)	Carga média/Carga média Anterior (adimensional)
1ª leitura	08/12/2002	8,32E-04	4,71E-04	181,5	1,77	-	-	-
2ª leitura	23/02/2003	1,50E-03	7,97E-04	325,7	1,88	1,80	1,69	1,79
3ª leitura	13/05/2003	3,70E-03	1,25E-03	598,7	2,97	2,47	1,56	1,84

Com base nessa análise, determinou-se o ajuste da compressibilidade do solo, estimado a partir de FREITAS (2010), através da relação entre os recalques médios medidos e os recalques médios calculados nas etapas construtivas e de medições, conforme apresentado nas Tabela 15 e Tabela 16. Pode observar que essa relação é próxima de 2,0.

Sendo assim, obteve-se o valor médio de ajuste do módulo de elasticidade, obtendo como resultado o valor de aproximadamente 50% do valor de módulo de elasticidade estimado, como pode ser observado nas equações matemáticas 4.3 e 4.4 apresentadas abaixo, com base nas tabelas apresentadas:

$$\frac{1,71+1,82+3,04}{3} = 2,19 \rightarrow x = \frac{1}{2,19} = 0,46 \quad (4.3)$$

$$\frac{1,77+1,88+2,97}{3} = 2,21 \rightarrow x = \frac{1}{2,21} = 0,45 \quad (4.4)$$

## 5 ESTIMATIVA DOS RECALQUES E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 Estimativa dos recalques

A partir da definição dos modelos numéricos 3D em elementos finitos, do ajuste do módulo de elasticidade do solo e da análise da transferência de carga das estacas, foram determinando os recalques nos pilares utilizando o método proposto por AOKI - LOPES (1975), considerando o efeito de grupo das estacas e a análise de interação solo-estrutura.

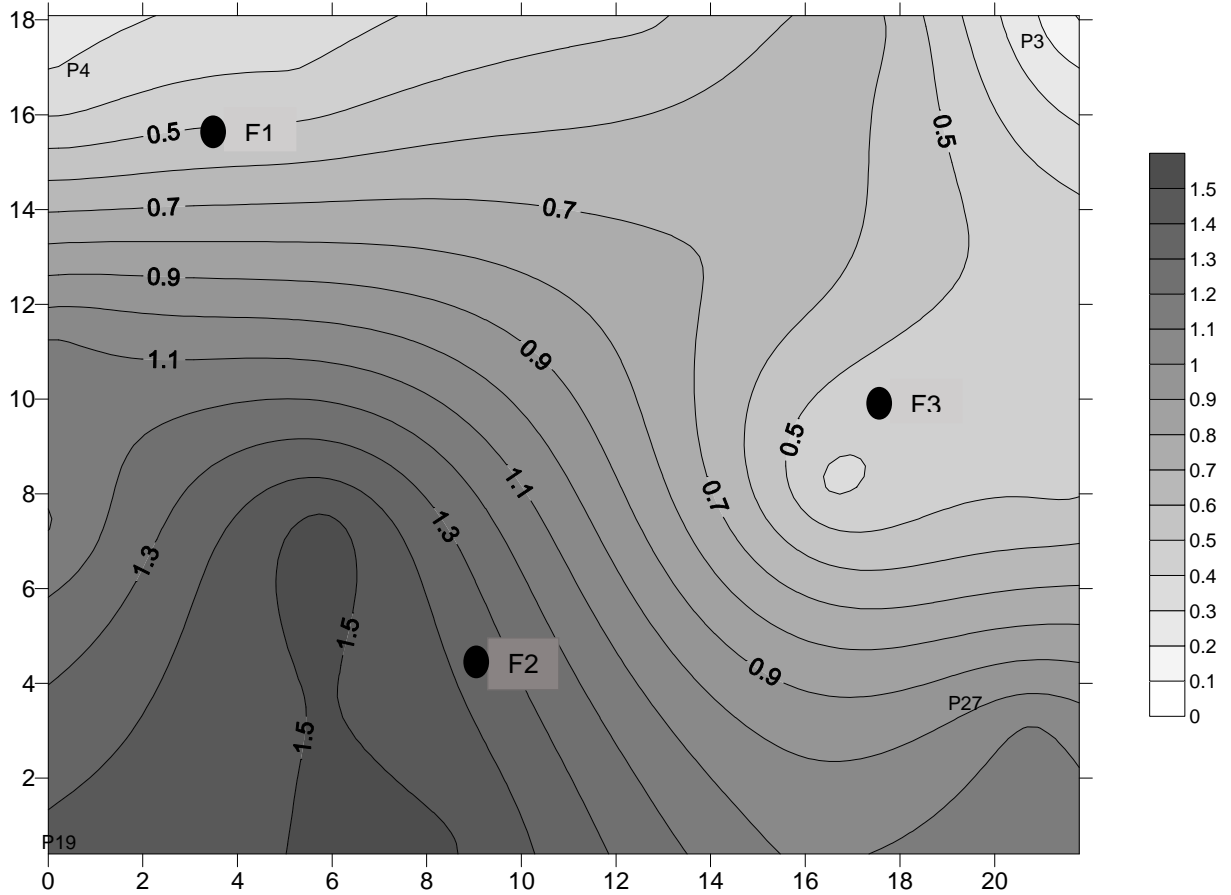
Os modelos numéricos, anteriormente constituídos de apoios indeslocáveis, passam a possuir apoios deformáveis ou flexíveis na análise de interação solo estrutura, representados por coeficientes de molas verticais que simulam o comportamento do solo. Esses coeficientes de molas verticais foram determinados dividindo-se as cargas obtidas nos modelos numéricos pelos recalques calculados.

Os recalques calculados, considerando a análise de interação solo-estrutura, convergiram na segunda iteração para todos os modelos de análise. Atribui-se a convergência rápida ao nível de carregamento e de recalques relativamente pequenos.

As tabelas fornecidas no Anexo 3 apresentam os resultados obtidos na análise de interação solo-estrutura para os diferentes modelos de análise. Os itens a seguir apresentam as curvas de iso-recalques obtidas para os recalques medidos e para as análises sem interação solo x estrutura (apoio indeslocável) e com interação solo x estrutura (apoios elásticos).

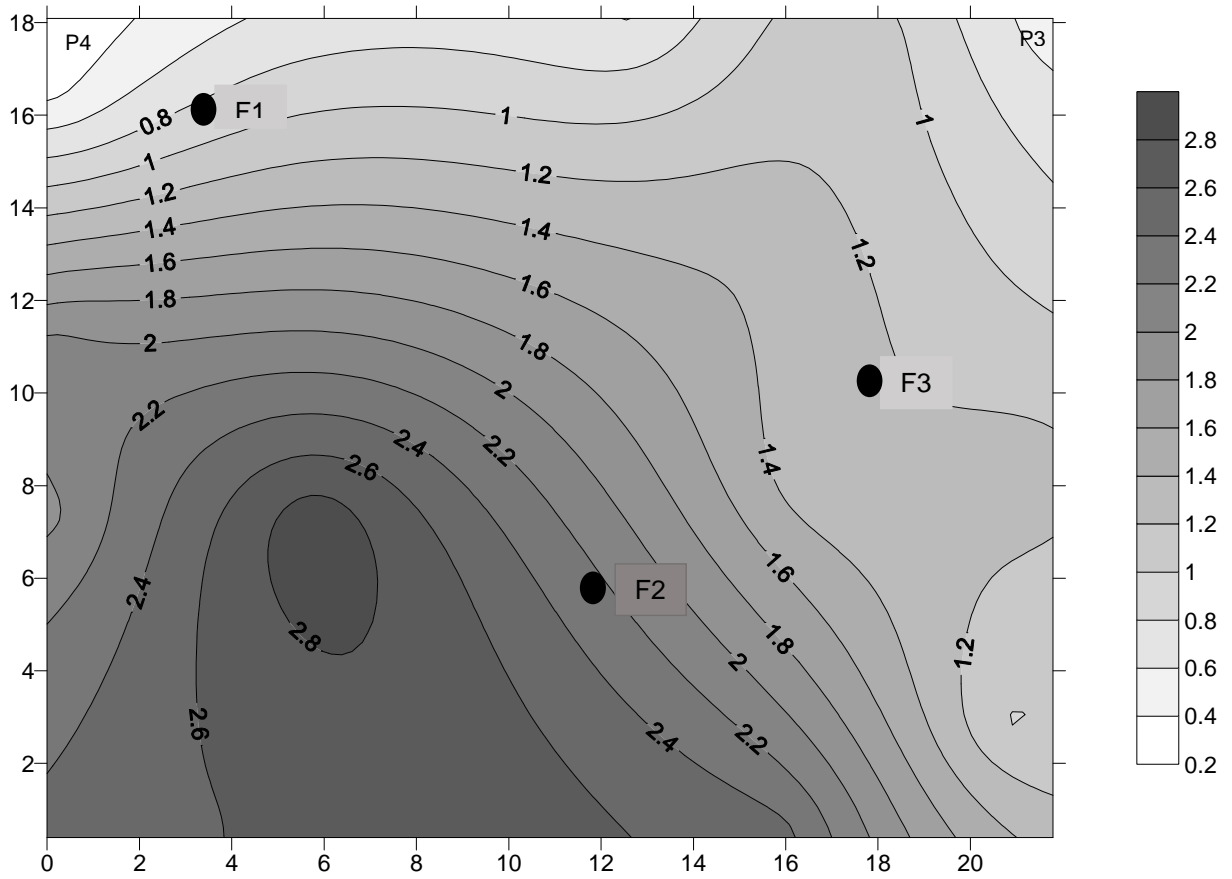
## 5.2 Recalques Medidos

As **Figura 24**, **Figura 25** e **Figura 26** apresentam as curvas de iso-recalques conforme leituras obtidas da instrumentação dos recalques, em milímetros, nas diferentes etapas construtivas.

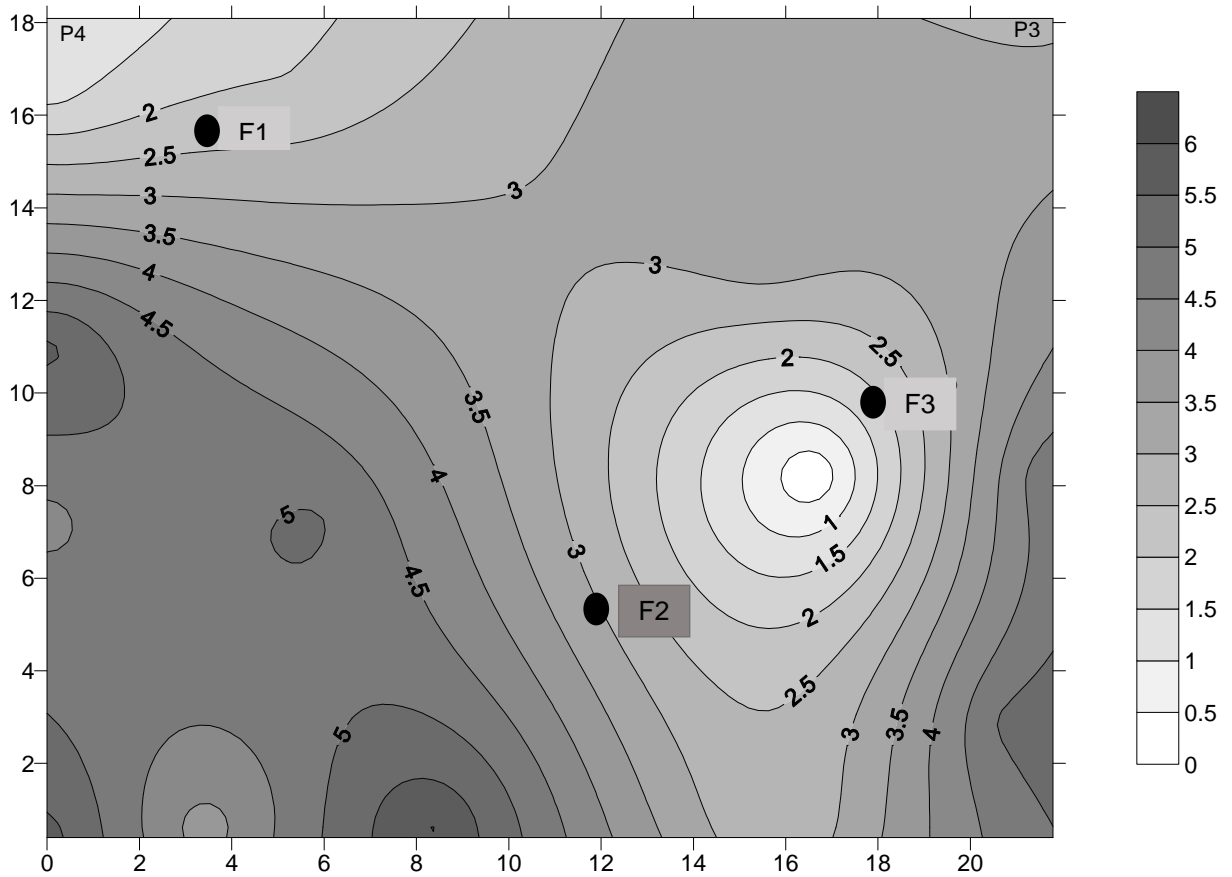


**Figura 24 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 08/12/2002 (Modelo 1)**





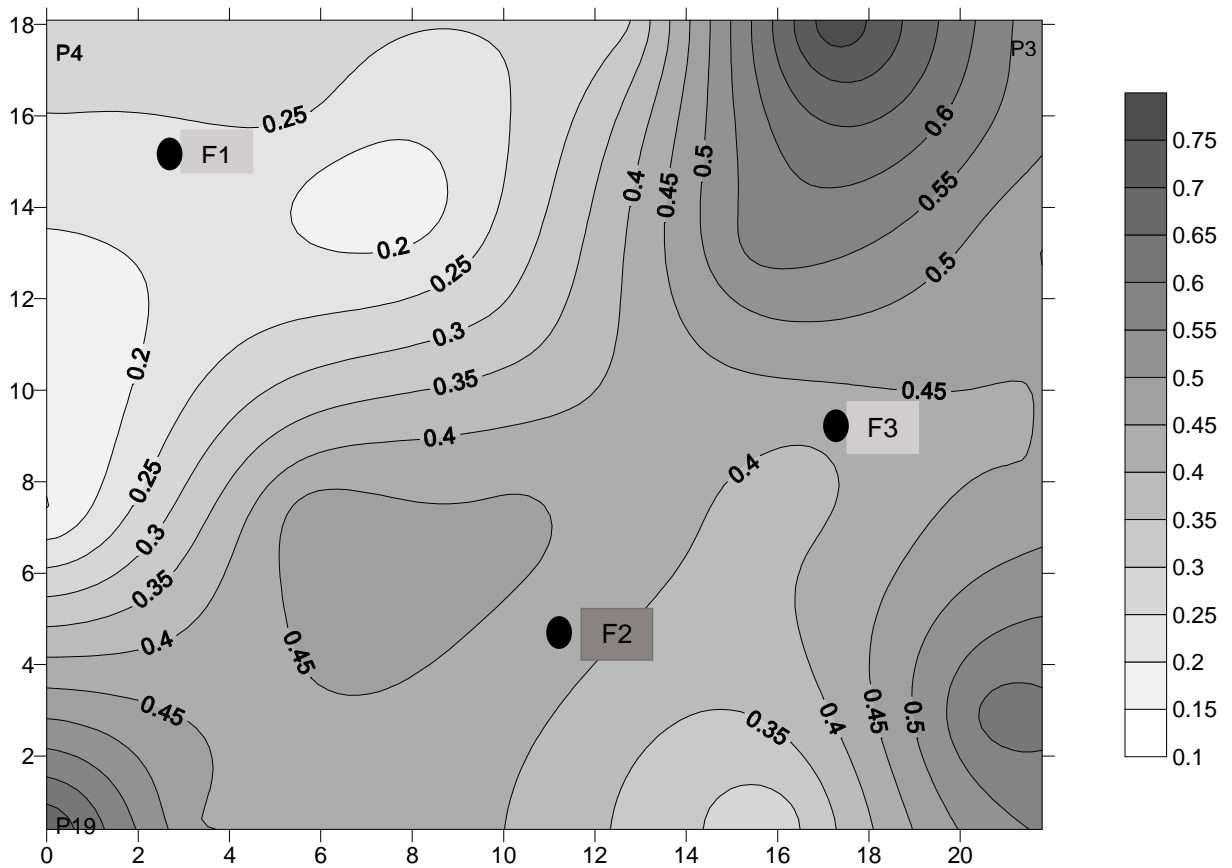
**Figura 25 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 23/02/2003 (Modelo 2)**



**Figura 26 – Curva iso-recalque relativo a leitura de 13/05/2003 (Modelo 3)**

### 5.3 Recalques Calculados sem interação solo-estrutura

As **Figura 27**, **Figura 28**, **Figura 29**, **Figura 30** e **Figura 31** apresentam as curvas de iso-recalques de acordo com os recalques, em milímetros, obtidos nas análises sem interação solo x estrutura nos modelos propostos.



**Figura 27 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo A”.**

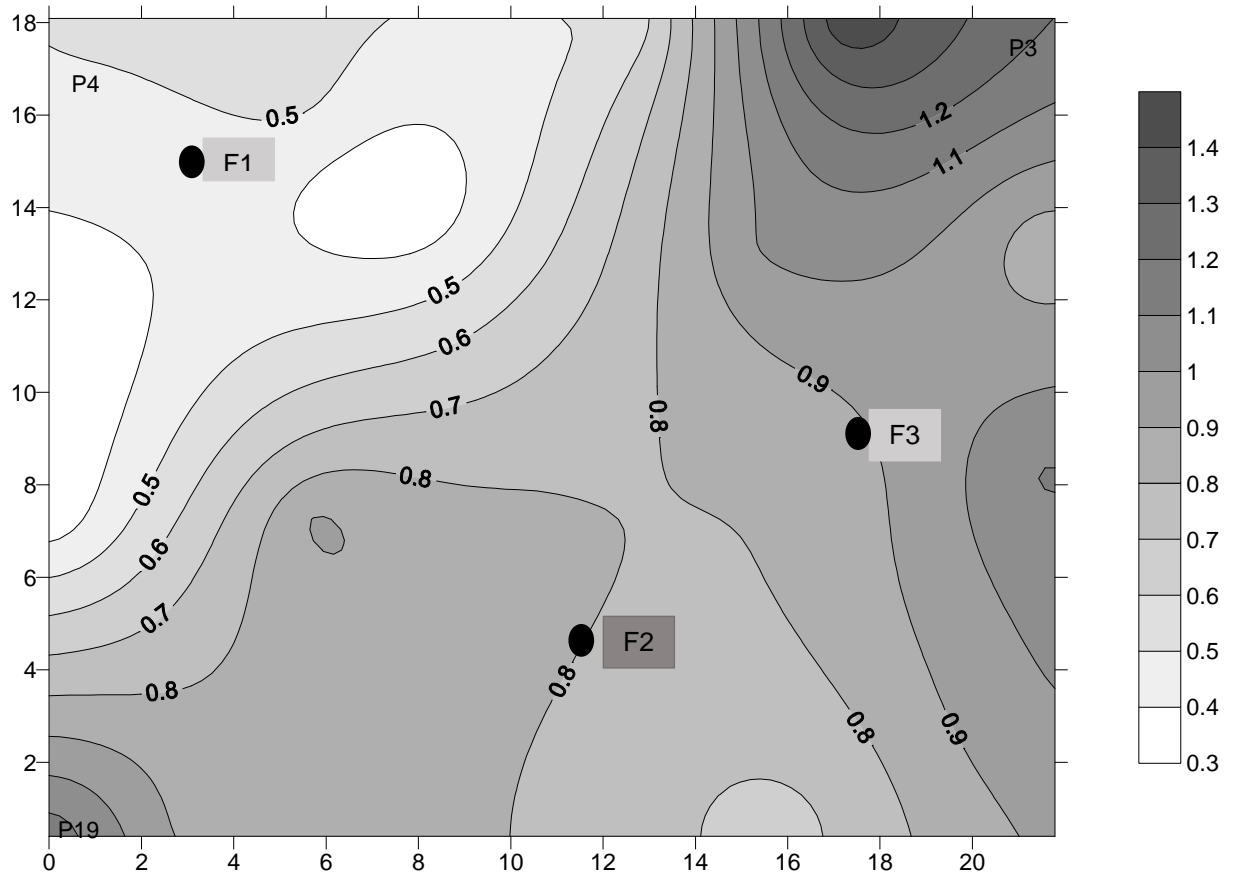
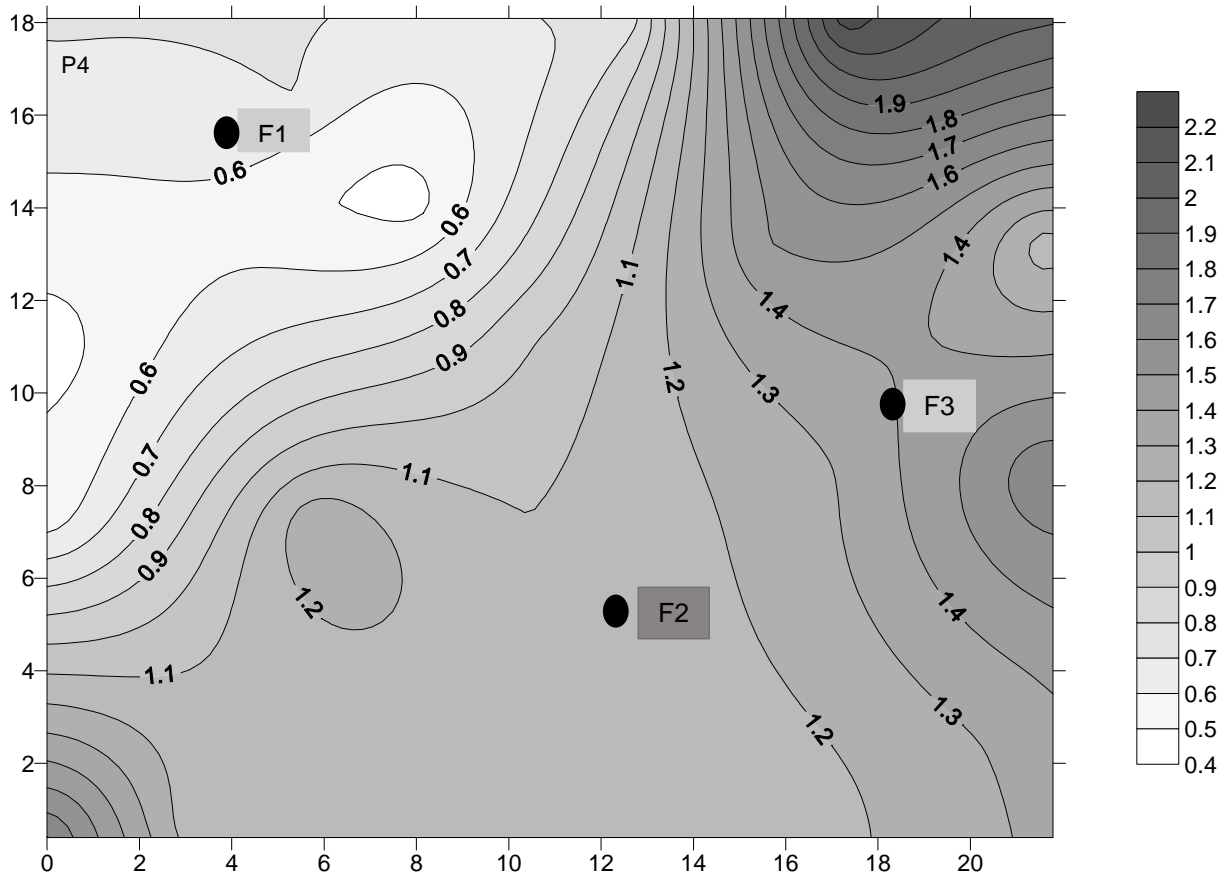
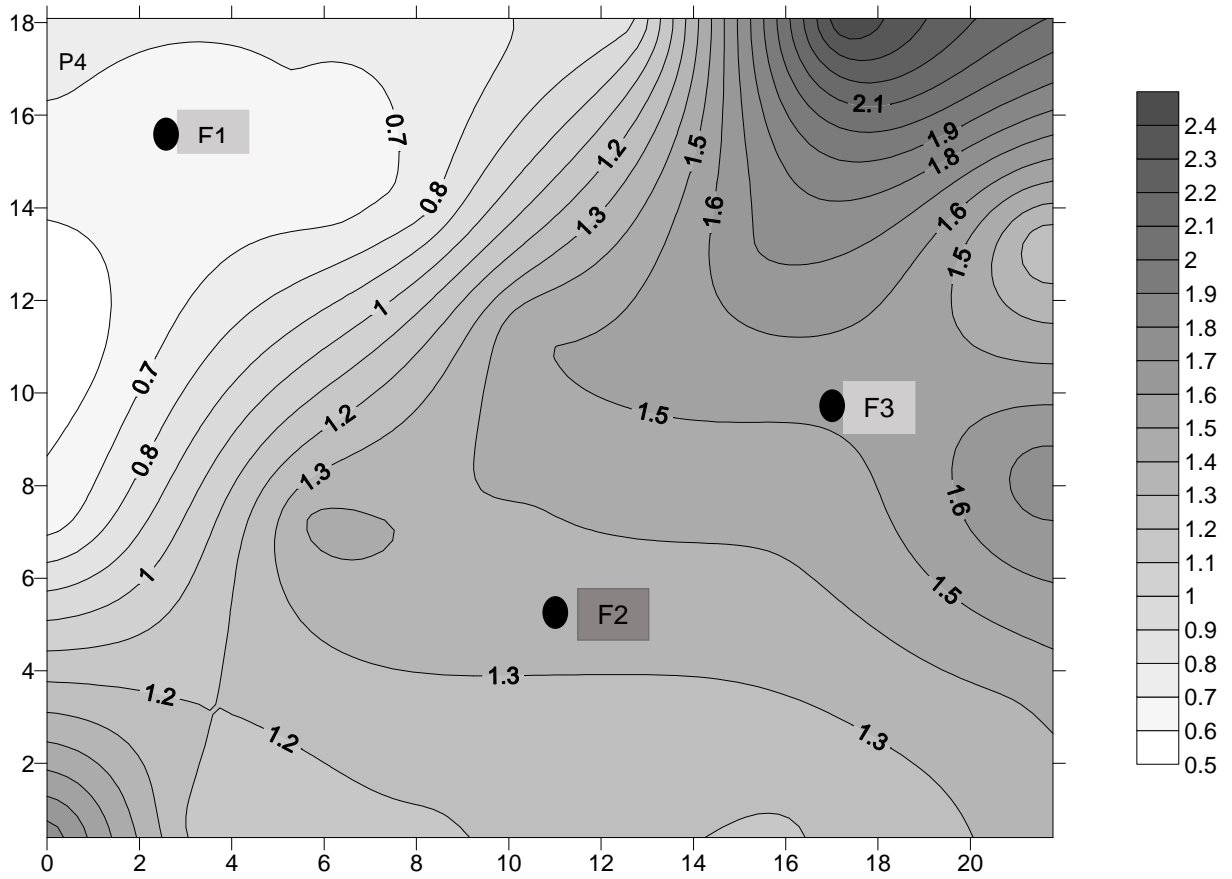


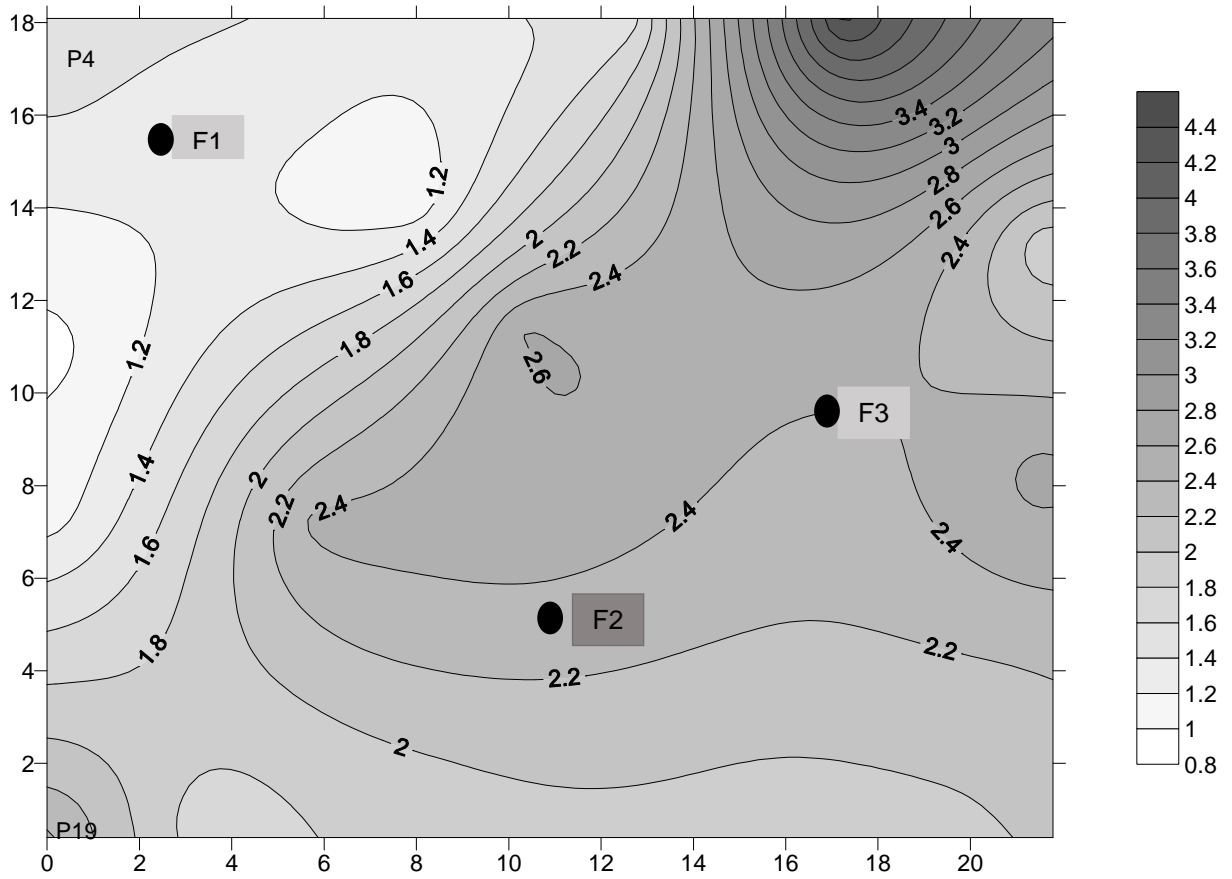
Figura 28 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 1”.



**Figura 29 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo B”.**



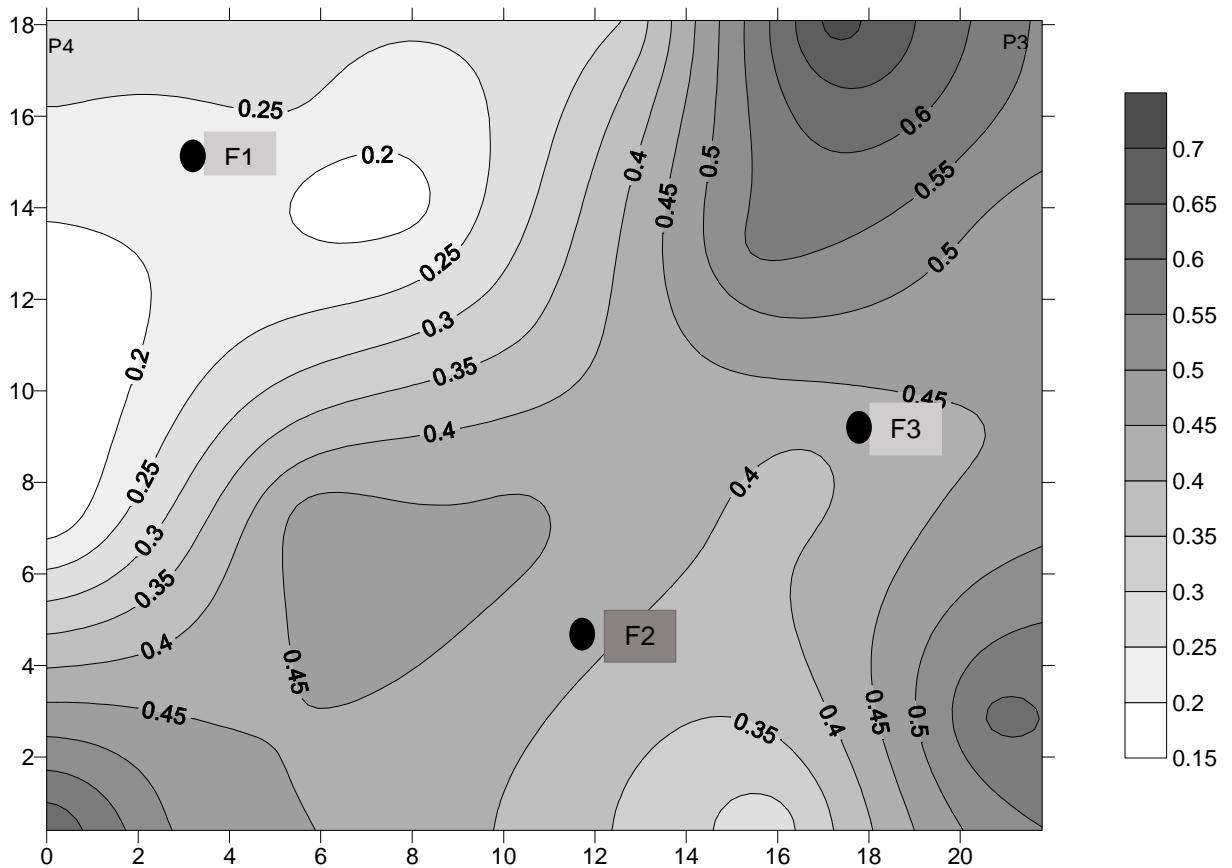
**Figura 30 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 2”.**



**Figura 31 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 3”.**

#### 5.4 Recalques Calculados considerando interação solo-estrutura

As **Figura 32**, **Figura 33**, **Figura 34**, **Figura 35** e **Figura 36** apresentam as curvas de iso-recalques, em milímetros, de acordo com os recalques obtidos nas análises com interação solo x estrutura nos modelos propostos.



**Figura 32 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo A”.**



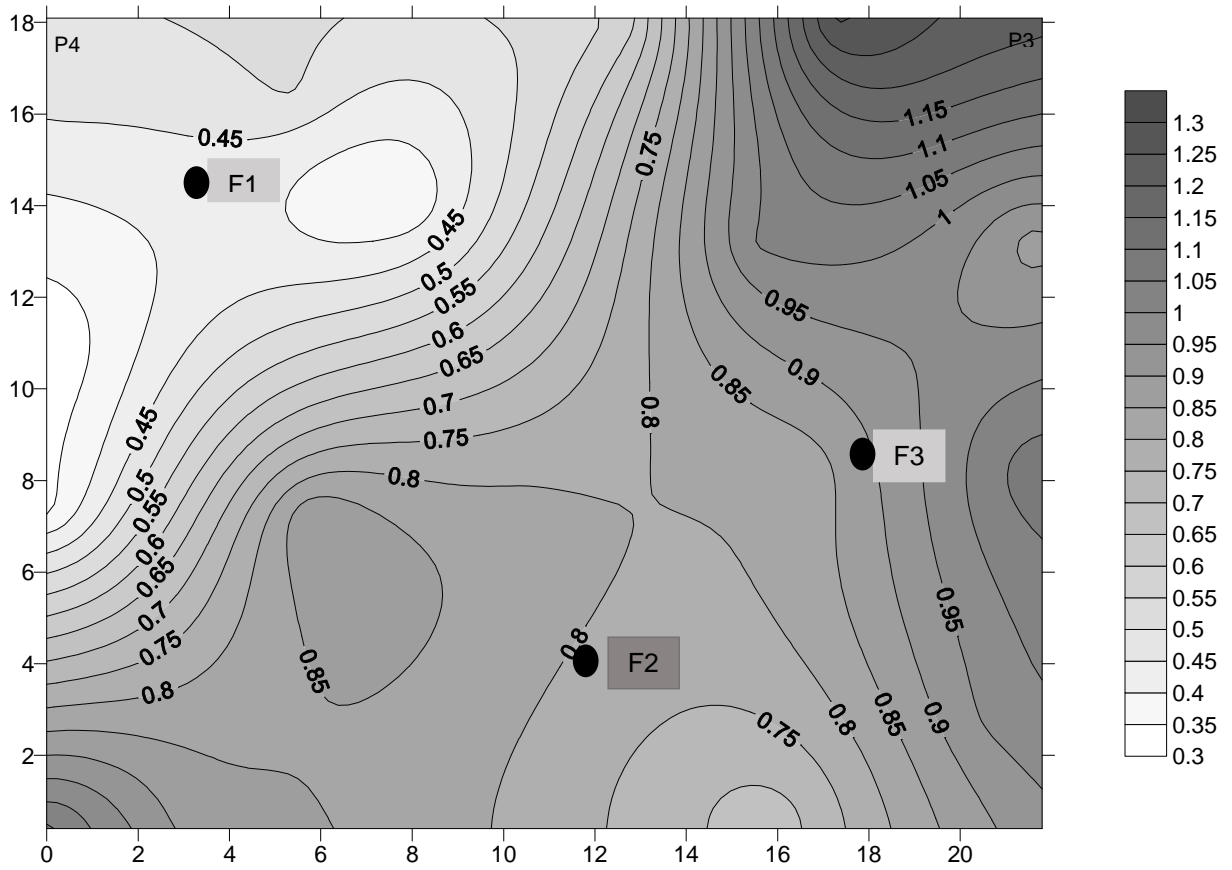


Figura 33 – Curva iso-reclame obtido na análise do “Modelo 1”.

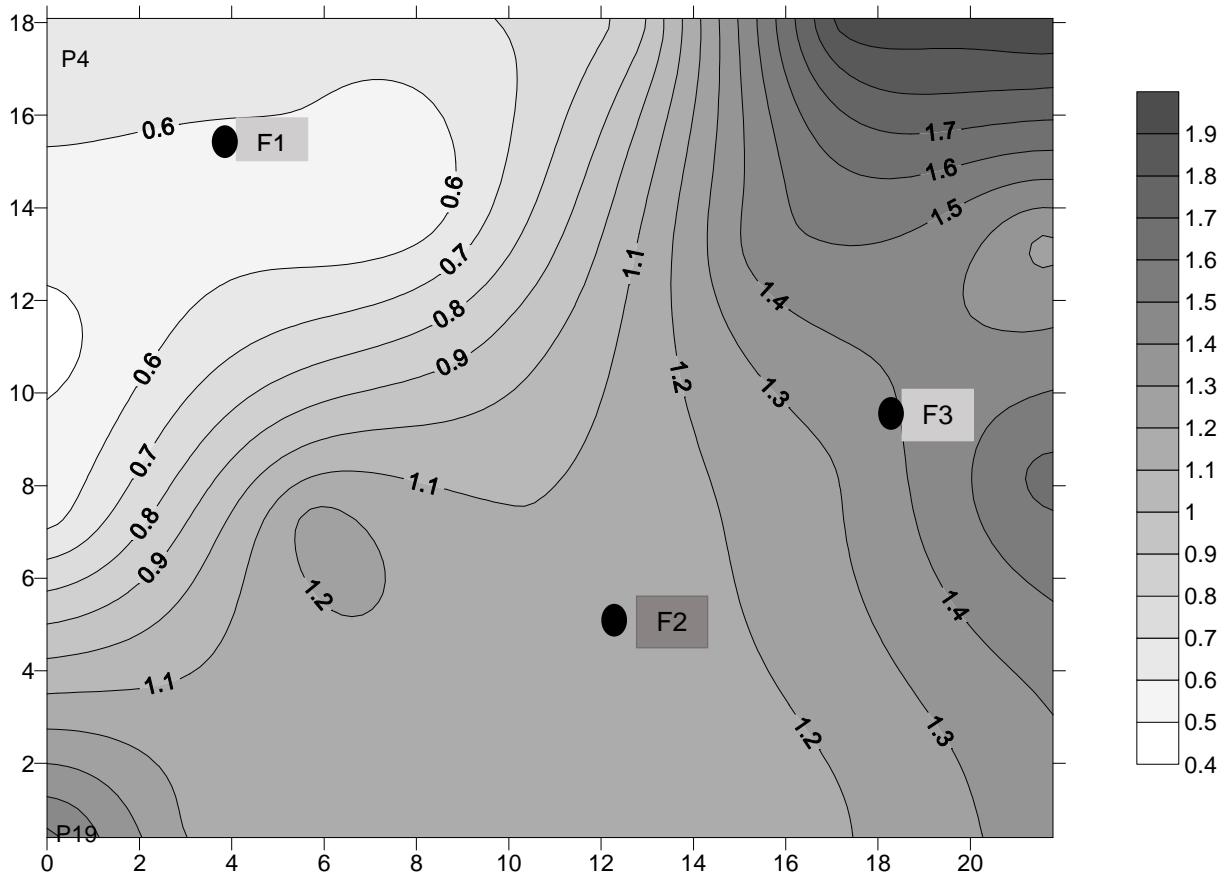


Figura 34 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo B”.

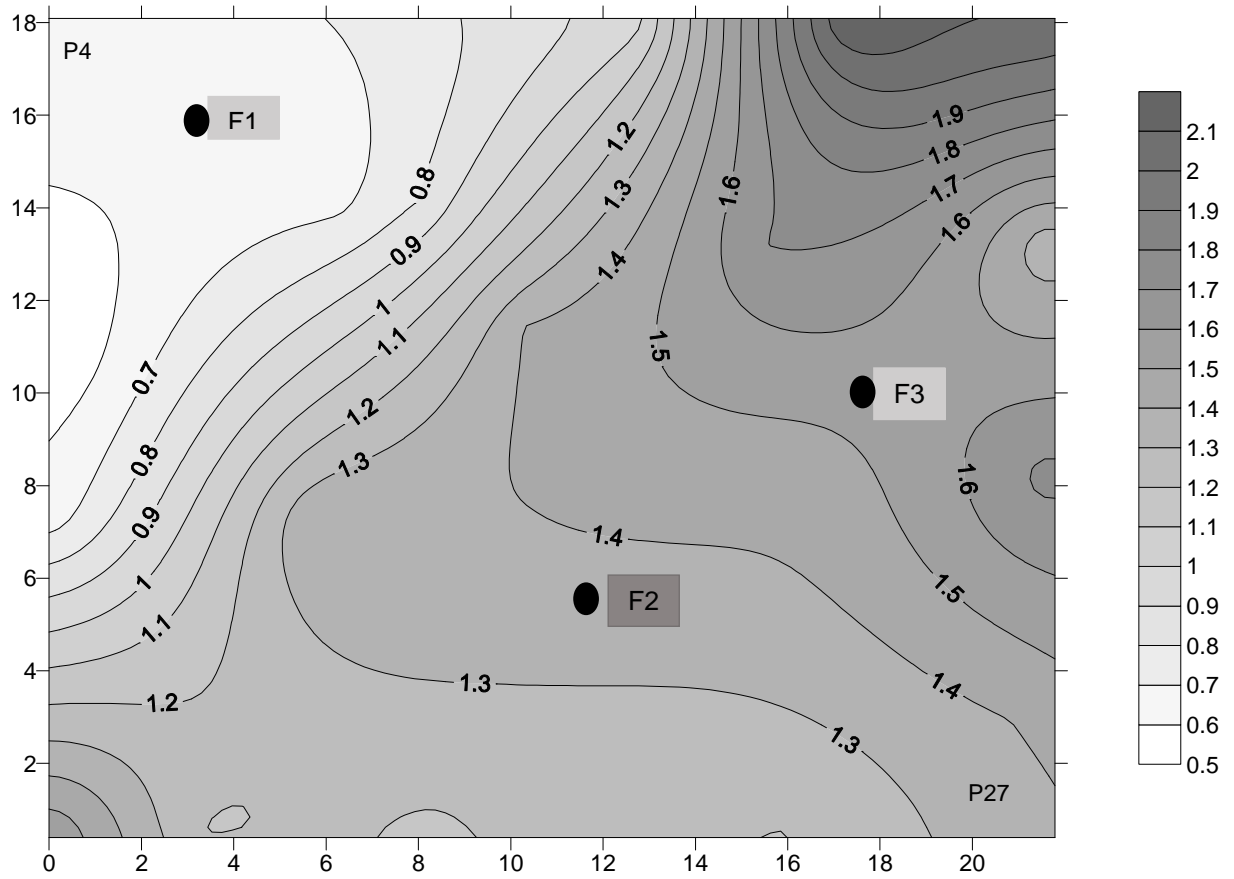
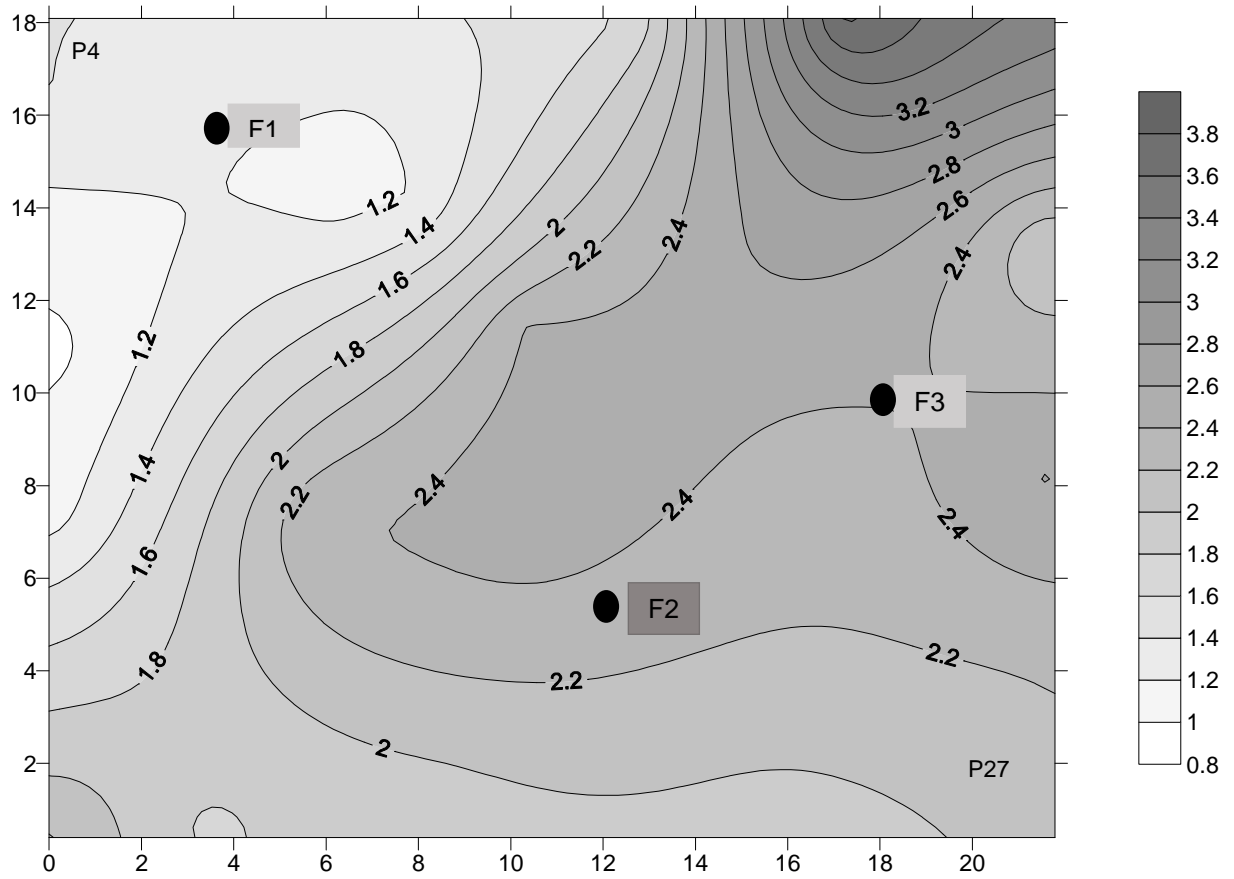


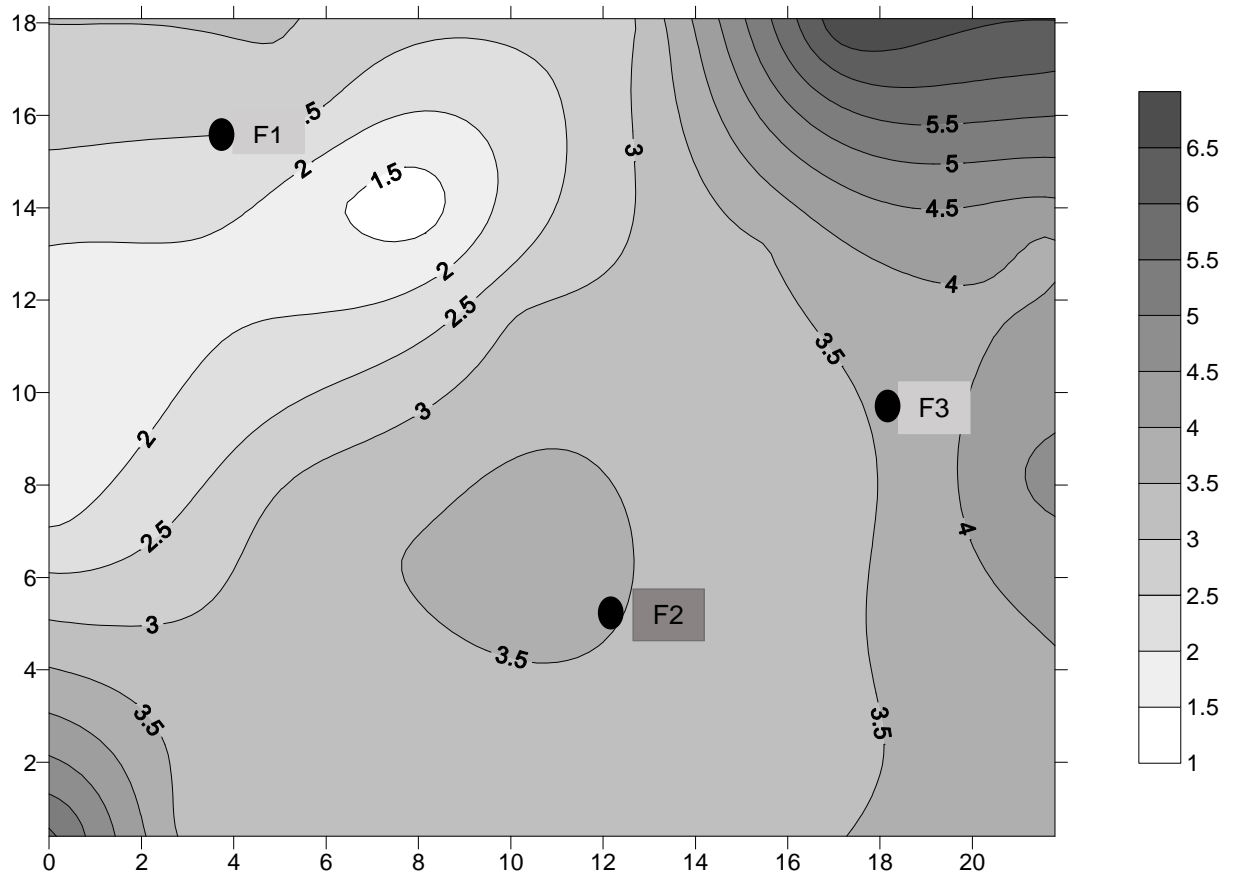
Figura 35 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 2”.



**Figura 36 – Curva iso-recalque obtido na análise do “Modelo 3”.**

### 5.5 Recalques Calculados para a carga fornecida pelo projetista

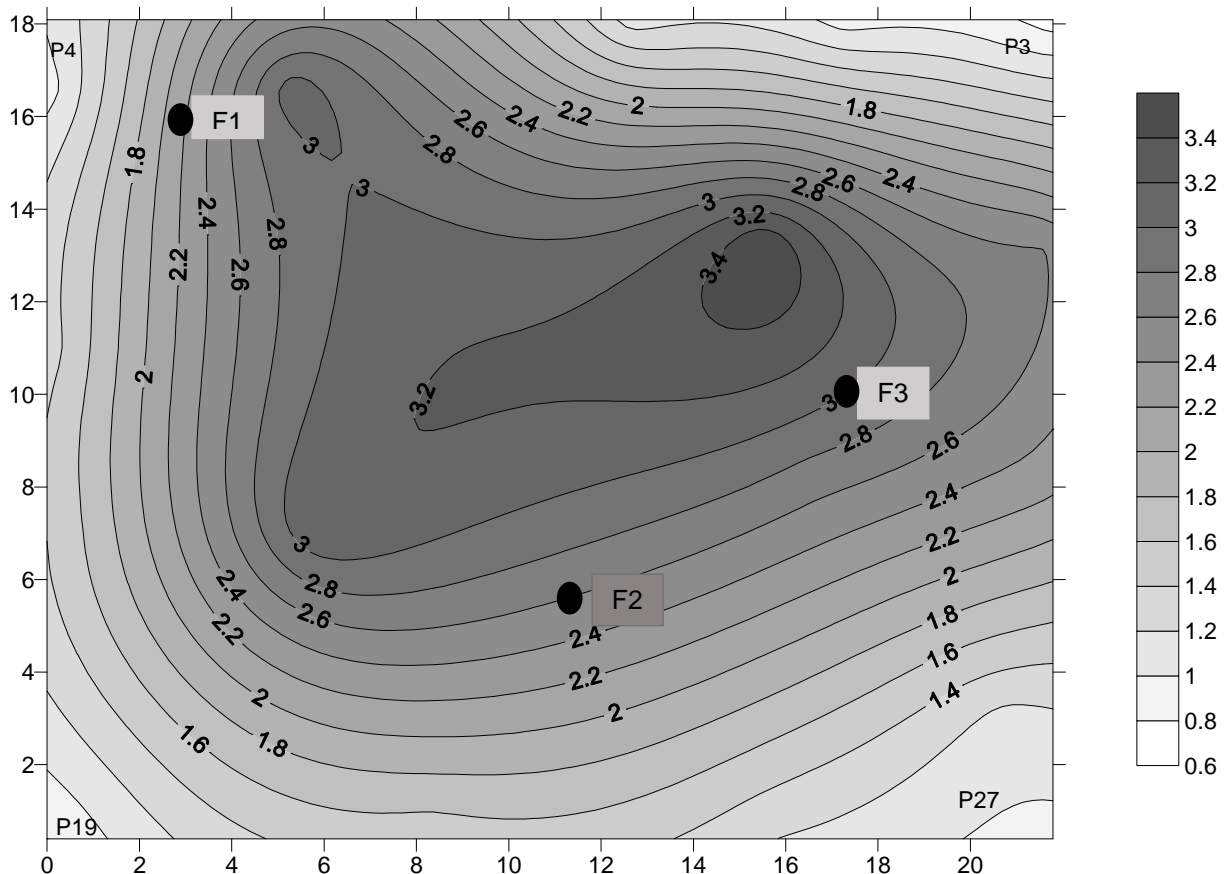
A **Figura 37** apresenta a curva de iso-recalque de acordo com os recalques calculados, em milímetros, com base nas cargas informadas pelo projeto de fundações.



**Figura 37 – Curva iso-recalque obtido na análise com as cargas do projetista.**

## 5.6 Recalques Previstos por BRAUNE et al (2008)

BRAUNE et al (2008) apresentou uma comparação entre os recalques medidos e previstos para esta edificação na etapa de leitura do dia 23/02/2003, denominado nesse trabalho de “Modelo 2”, como pode ser observado pela curvas de iso-recalques ilustrada na **Figura 38**.



**Figura 38 – Curva iso-recalque previsto por BRAUNE et al (2008)**

BRAUNE et al (2008) considerou em suas análises três hipóteses para a determinação das cargas nos pilares que chegam a fundação.

A primeira hipótese considerou a percentagem de cada pilar com relação a carga total fornecida pelo projeto de fundações. Esse parâmetro serviu apenas como balizamento para as duas hipóteses seguintes.

A segunda hipótese, adotada por BRAUNE et al (2008), foi a de assumir que cada pilar receberia um carregamento de  $300 \text{ kgf/m}^2$  a cada pavimento, sendo a área de influência desse carregamento, em cada pilar, obtida da planta de formas, também fornecida pela empresa responsável pelo cálculo estrutural. Assim sendo,

obteve-se os valores e os respectivos percentuais de carga em cada pilar. O somatório das cargas de todos os pilares obtido por BRAUNE et al (2008) , calculadas conforme essa hipótese, foi de 6873 kN.

A terceira hipótese, adotada por BRAUNE et al (2008) , levou em conta apenas o volume de concreto de cada pavimento. Multiplicou-se o volume total por um peso específico do concreto armado de  $2,5 \text{ tf/m}^3$ , obtendo-se assim o peso total da estrutura de concreto. Para a carga de cada pilar, admitiu-se a mesma distribuição percentual da carga final de serviço conforme a primeira hipótese. O somatório das cargas de todos os pilares obtido por BRAUNE et al (2008), considerando essa hipótese, foi de 6744 kN.

Nas análises matemáticas elaboradas nesse trabalho, através da modelagem numérica em 3D no software de elementos finitos, obteve-se, para esta mesma etapa de análise considerada, “Modelo 2”, o somatório das cargas de todos os pilares no valor de 7566 kN. Esse valor é cerca de 10% maior do que o obtido por BRAUNE et al (2008), considerando portanto como uma diferença aceitável.

BRAUNE et al (2008) não adotou em suas análises a sondagem F1 por considerar duvidosa em virtude de uma não conformidade com a nega obtida durante a cravação da estaca do pilar P4, cuja localização encontra-se muito próxima ao furo de sondagem.

Porém, nesse trabalho foram consideradas as três sondagens F1, F2 e F3 por considerar que o efeito apresentado apenas na estaca do pilar P4 relatado por Braune possa ser um efeito localizado em virtude da heterogeneidade do solo e que não tenha relação direta com a sondagem F1, apesar da proximidade.

A Tabela 17 mostra um comparativo entre os recalques calculados nesse trabalho, os previstos por BRAUNE et al (2008) e os medidos. A diferença média observada entre os resultados previstos atribui-se ao valor de módulo de elasticidade do solo diferente nas análises. BRAUNE et al (2008) estimou o módulo de elasticidade do solo a partir da correlação sugerida por Décourt et al (1989) que admite  $E = 3000 \times N_{spt}$  (em  $\text{kN/m}^2$ ). Os recalques apresentados na Tabela 17 são para o modelo denominado “Modelo 2” com medição dos recalques em 23/02/2003.

Observa-se que, na hipótese de BRAUNE et al (2008), os maiores recalques se dariam no centro, o que não ocorre. Os recalques medidos foram maiores no terceiro quadrante da planta, enquanto que os calculados com a interação ocorreram no segundo quadrante.

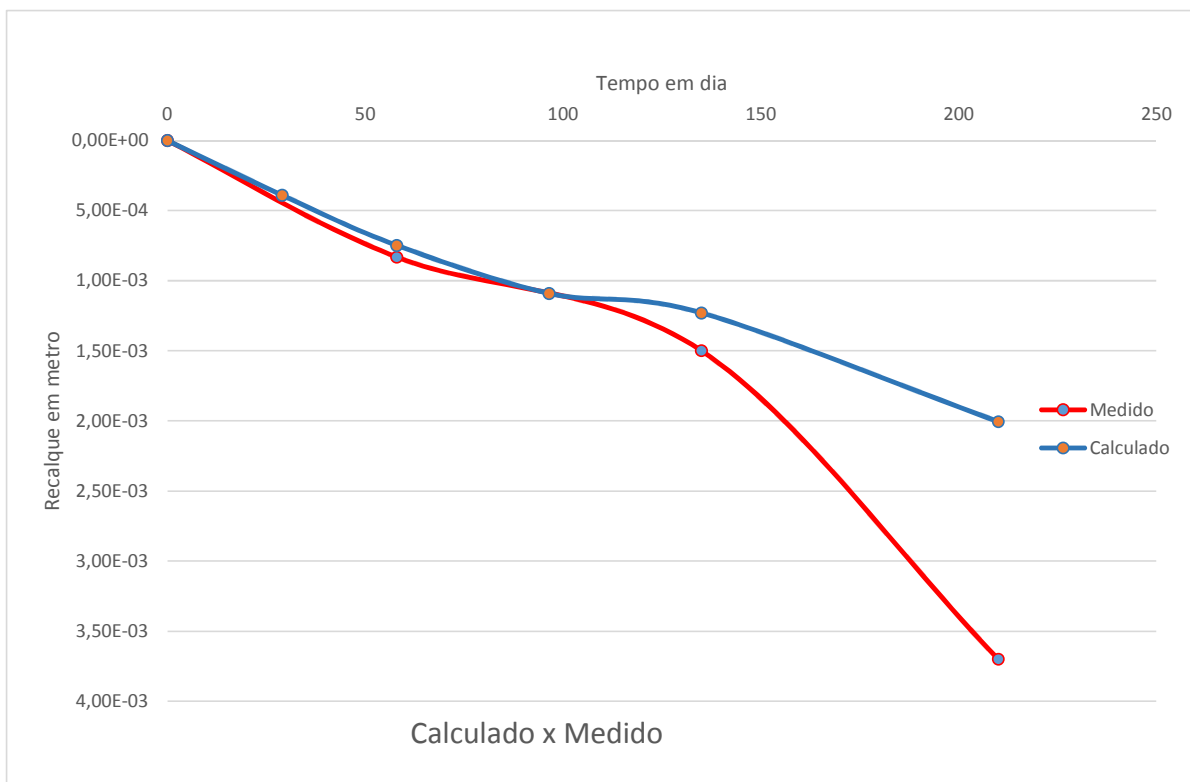
**Tabela 17 – Recalques calculados nessa dissertação e comparados com os previstos por BRAUNE et al (2008) e com os recalques medidos.**

	<b>Recalque total calculado com interação solo-estrutura para o modelo 2 (mm)</b>	<b>Recalques Previstos por BRAUNE et al(2008) em milímetros</b>	<b>Recalque total medido, em milímetros, na etapa de leitura do dia 23/02/2003</b>
P19	1,592	0,800	2,460
P28	1,196	1,300	2,570
P29	1,187	1,500	2,750
P22	1,196	1,200	2,480
P1	0,946	1,100	0,590
P2	2,194	0,900	1,180
P3	2,097	0,700	0,470
P4	0,671	0,900	0,310
P5	0,660	3,100	0,890
P6	0,955	1,500	0,620
P8	0,676	sem previsão	sem medida
P9	0,803	sem previsão	sem medida
P23	1,701	3,600	1,350
P24	1,333	2,600	0,890
P12	0,512	1,300	2,080
P10	1,408	sem previsão	sem medida
P15	0,643	1,400	1,940
P26	1,402	3,200	2,940
P17	1,395	sem previsão	sem medida
P13	1,441	2,700	1,240
P25	1,730	2,300	1,300
P27	1,397	1,100	0,990
<b>média</b>	<b>1,233</b>	<b>1,733</b>	<b>1,503</b>



## 5.7 Interpretações com relação à medida dos recalques

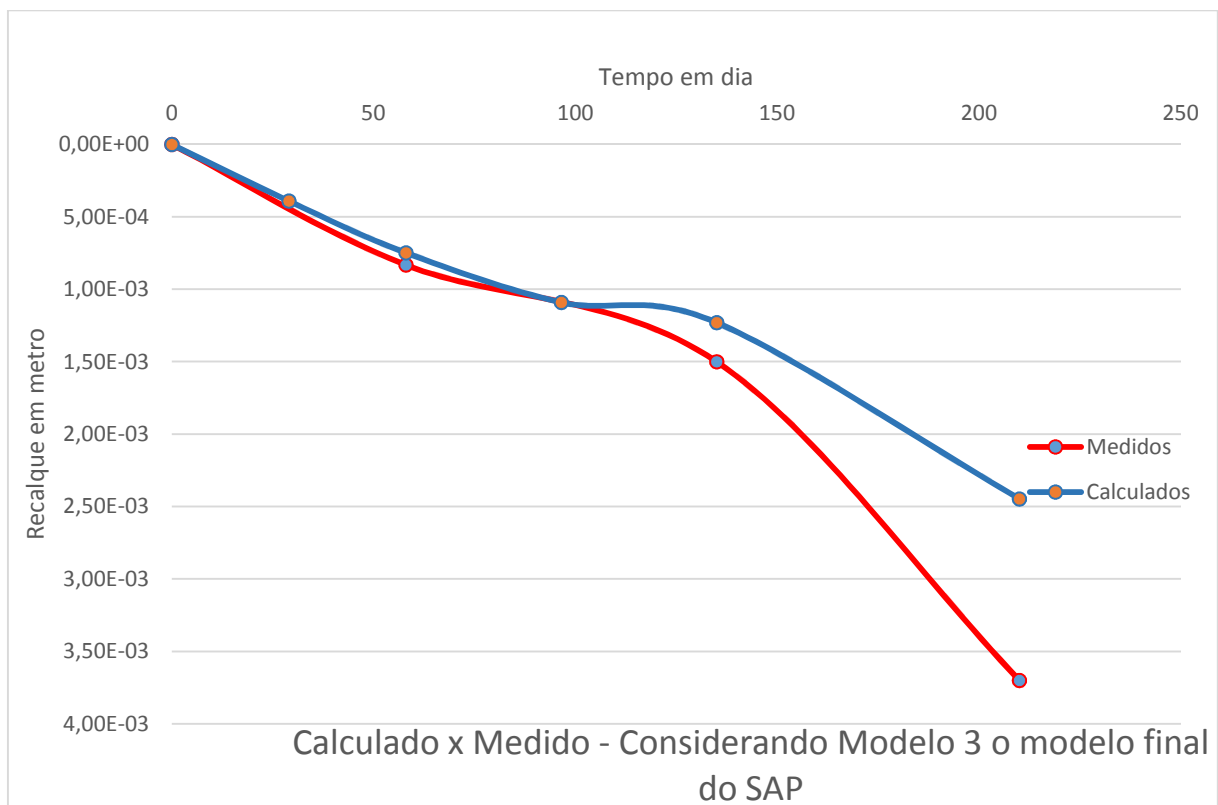
Os recalques médios medidos nas etapas construtivas e os recalques médios calculados, considerando as análises de interação solo-estrutura, estão apresentadas na **Figura 39**. Nesse gráfico os eixos das abscissas apresentam a idade da construção da obra, representando assim, de forma aproximada: a leitura de referência como sendo a origem do gráfico; os 29 dias de construção representando o “Modelo A”; os 58 dias de construção representando o “Modelo 1”; os 97 dias de construção o “Modelo B”; os 135 dias o “Modelo 2” e, por último, os 210 dias de construção a última etapa de leitura correspondente ao “Modelo 3”. O eixo das ordenadas apresenta o valor dos recalques calculados e medidos em metros. A curva azul apresenta os recalques calculados e a curva vermelha os recalques medidos, conforme indicado.



**Figura 39 – Recalques médios calculados e medidos: interpretação inicial**

Como pode-se observar na **Figura 39**, os recalques médios medidos e calculados apresentaram comportamento muito semelhantes até os 120 dias de construção. Os resultados apresentados na curva de recalques calculados nos

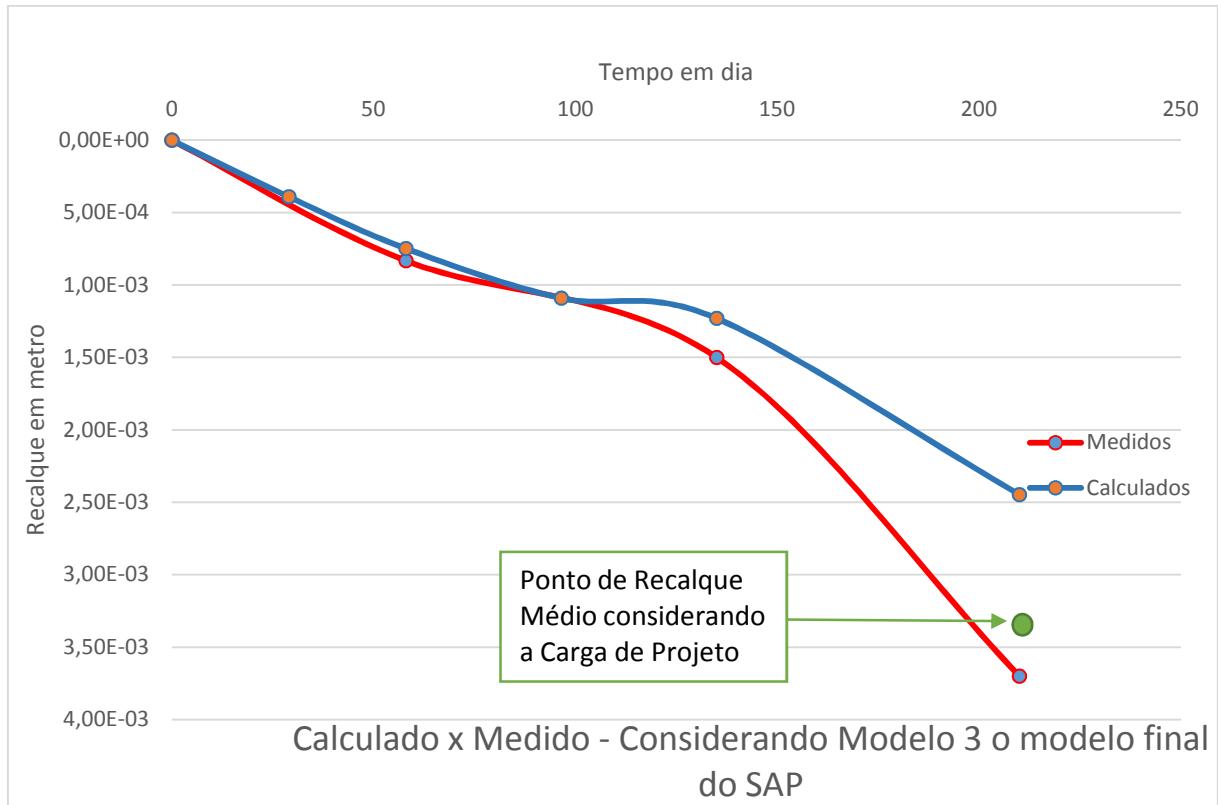
trechos correspondentes aos “Modelos A e B”, que não tiveram leituras de recalques, estão muito aproximados com a interpolação da curva de evolução dos recalques médios medidos. Porém, como observado, o trecho correspondente a execução da estrutura entre os dias 150 e 210 dias, que corresponde ao “Modelo 3”, apresentou uma diferença significativa. A partir dessa diferença entre os recalques calculados e medidos, considerou-se, na análise do “Modelo 3”, cargas que pudessem estar atuando na estrutura durante as leituras dos recalques. Sendo assim, considerou-se sobrecargas de ocupação, telhado e o peso dos equipamentos da casa de máquinas. Por conseguinte, realizaram-se os cálculos dos novos recalques para a etapa aos 210 dias de construção e obteve-se a resposta apresentada pela **Figura 40**. Pode-se observar que os recalques calculados para a última etapa de leitura se aproximaram da média dos recalques medidos, porém ainda apresentando uma certa diferença. Entretanto, a diferença entre os recalques calculados e os medidos, em termos médios, é de apenas 1 milímetro.



**Figura 40 – Recalques médios calculados e medidos: interpretação adicional**

Após a apreciação apresentada pela **Figura 40**, determinou-se os recalques calculados utilizando as cargas fornecidas pelo projetista para a última análise, aos

210 dias de construção da obra. Observou-se uma resposta muito próxima da média dos recalques calculados com a média dos recalques medidos, conforme pode-se constatar na **Figura 41** .



**Figura 41 – Recalques médios calculados e medidos: indicando a carga informada em projeto**

Uma possível causa da diferença dos resultados ilustradas pelas **Figura 40** e **Figura 41** pode ser atribuída à seguinte justificativa: no início do carregamento, para pequenas cargas aplicadas no topo das estacas, as cargas são transmitidas ao solo essencialmente pelo fuste, o que resulta em recalques previstos, no nível da ponta, muito pequenos. À medida em que o carregamento prossegue, e a carga disponível no fuste vai se esgotando, a carga é transferida ao solo pela ponta. Foi assumido, nos cálculos de previsão, um volume de base mínimo para as estacas. Porém, principalmente em estacas relativamente curtas, como as que foram executadas na obra, é mais provável que as estacas tenham sido executadas com sua base um pouco maior. Não se conseguiu reconstituir os registros de base originais, para aferição com os dados considerados por BRAUNE et al (2008), uma vez que a empresa executora, Estacas Fortex, foi desativada. Tentou-se contato com os donos

da empresa, para consulta de seus arquivos, mas eles não se encontram mais no Brasil. Foi feita uma consulta à BRAUNE (2016), mas ele não mais se lembrava e não deixou registrado a razão de ter sido considerada, na época de sua análise, o valor mínimo de base. Provavelmente, por não ter se conseguido o registro real, que deveria ter sido registrado pela empresa executora.

Como o recalque devido às cargas transferidas à ponta é proporcional à largura da base, procedeu-se a uma estimativa bem simples: como a caçamba utilizada para o lançamento do concreto para a base da estaca tem 90 litros, considerou-se uma caçamba adicional, em média, para cada uma das estacas da obra. Desta forma, os volumes das estacas de 350 e 400mm passariam, respectivamente, para 180 e 270 litros, valores estes mais prováveis, segundo DANZIGER (2016).

O diâmetro equivalente das bases, supostas esféricas, são os seguintes: 90 litros,  $D = 0,56\text{m}$ ; 180 litros,  $D = 0,70\text{m}$ ; 360 litros,  $D = 0,88\text{m}$ .

O recalque no nível da ponta devido às cargas transmitidas pela ponta é calculado por VESIC (1970) pela equação (5.1), reproduzida abaixo:

$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_0} \quad (5.1)$$

Como  $q_0$  é inversamente proporcional ao quadrado da largura da base, o recalque das cargas transmitidas pela ponta é proporcional à largura da base.

Como há 24 estacas de 350 e 17 estacas de 400, em média, haveria um acréscimo de recalque devido à transmissão de carga pela ponta de cerca de:

$$w_{pp} = w_{pp \text{ calculado anteriormente}} \times \left( 24 \times \frac{0,70}{0,56} + 17 \times \frac{0,88}{0,70} \right) \times \frac{1}{41} = 1,25 w_{pp \text{ calculado anteriormente}}$$

Este valor de 1,25 seria um fator multiplicativo mínimo dos recalques, uma vez que não contempla o efeito de grupo.

Considerando este fator multiplicativo o valor do recalque médio calculado, na última etapa, poderia passar para cerca de:  $(2,5 - 1,25) \times 1,25 + 1,25 = 2,8\text{mm}$ , sem incorporar o efeito de grupo.

Cabe registrar que, ao incorporar este novo valor médio, a **Figura 41** indica a maior aproximação entre as curvas. Cabe destacar também que, na etapa anterior, é

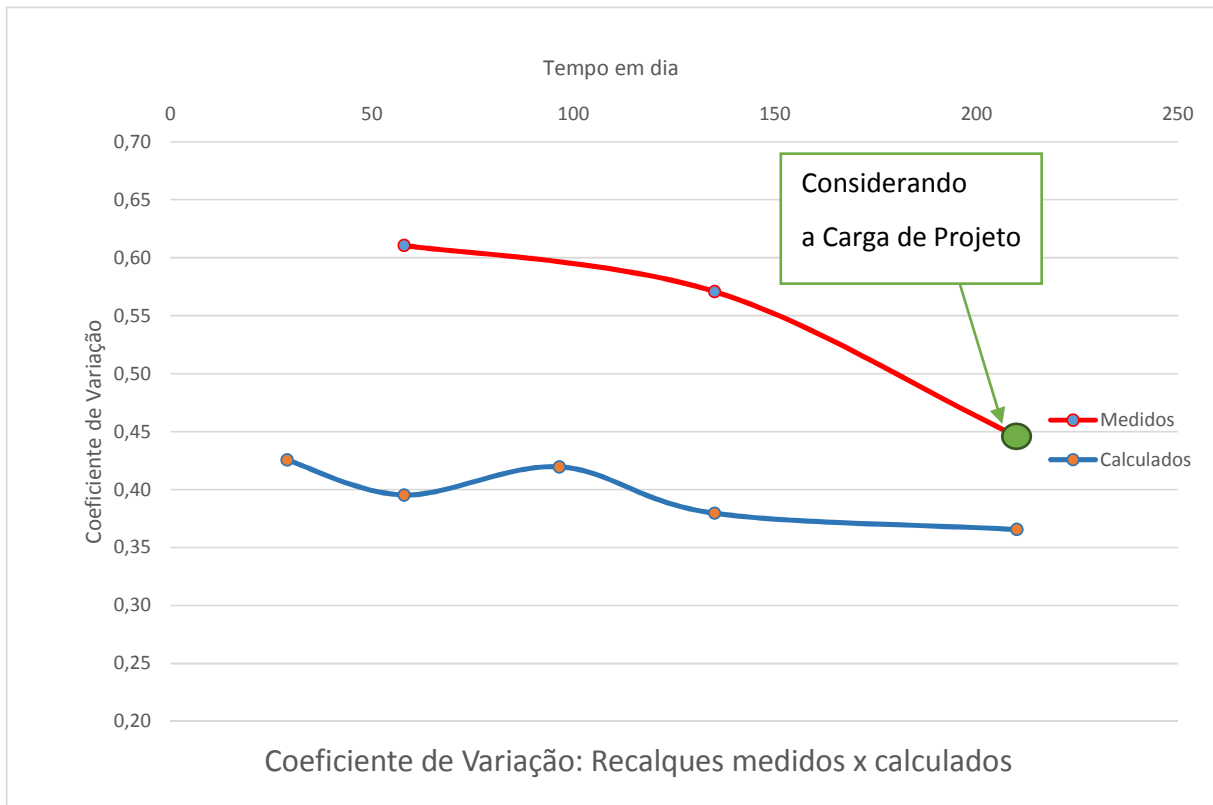
possível que alguma parcela de ponta também já estivesse mobilizada, o que resultaria num acréscimo também de recalque médio calculado para esta etapa e numa curva média com comportamento calculado mais próximo do comportamento medido. Embora não se possa afirmar, com toda certeza, se foi isso o ocorrido, esta é a causa mais provável. De fato, uma vez que o carregamento da obra aumenta com o tempo, a curva tempo x recalque tem uma forma similar à curva carga recalque, e a mobilização da carga na ponta se evidencia após a leitura de 135 dias, segundo o que a **Figura 40** permite inferir.

Uma outra possibilidade que justifica a diferença apresentada na última etapa de leitura dos recalques pode ser atribuída ao atrito lateral superestimado. Ou seja, o critério de mobilização plena do atrito anterior ao início da mobilização da ponta pode não ter sido adequado para uma estaca tipo Franki rígida. De fato, quanto maior a rigidez da estaca menor a diferença entre o recalque do topo e da ponta e, conseqüentemente, alguma parcela de resistência de ponta é mobilizada antes da total mobilização do atrito lateral. Este fato resultaria em recalques previstos maiores do que aqueles efetivamente calculados.

Outras possibilidades que possam fundamentar essa diferença podem ser atribuídas ao erro da estimativa das sobrecargas atuantes ou das cargas permanentes e a consideração do efeito de tempo mesmo em maciços arenosos.

## 5.8 Interpretações com relação aos coeficientes de variação

Com relação a distribuição dos recalques lidos e calculados a **Figura 42** ilustra o coeficiente de variação considerando a última etapa de leitura dos recalques obtidos na análise numérica. Representou-se nesta mesma figura o coeficiente de variação, para a última etapa de leitura, dos recalques previstos adotando as cargas fornecidas pelo projetista das fundações. As cargas obtidas nas demais etapas construtivas foram adotadas de acordo com as cargas obtidos nos modelos numéricos elaborados.



**Figura 42 – Recalques médios calculados e medidos**

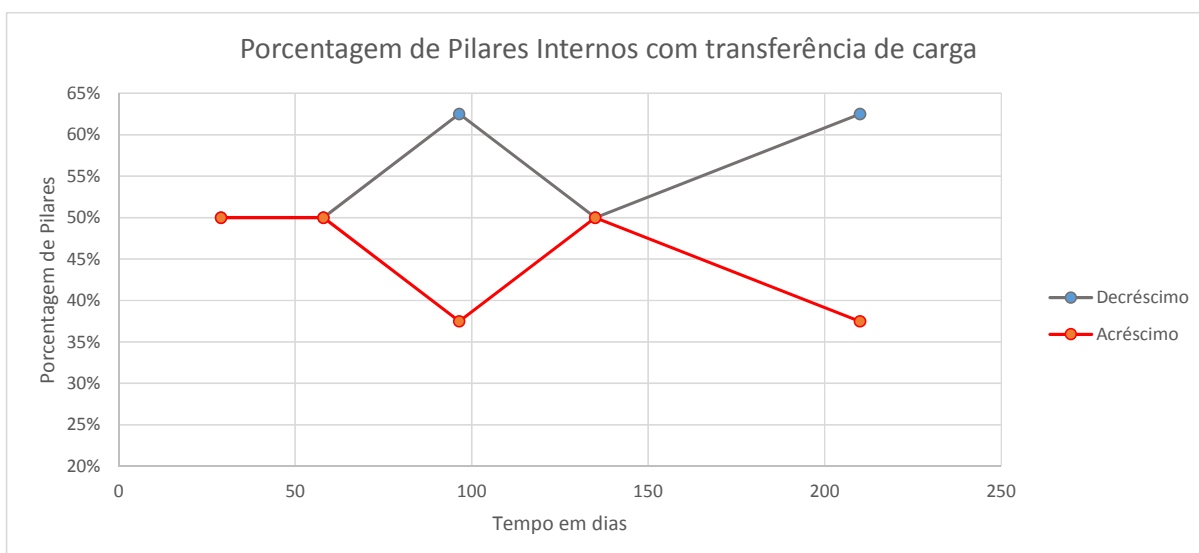
Como pode se observar no gráfico da **Figura 42** o coeficiente de variação diminui ao longo das etapas construtivas, sendo este um indicador da uniformização dos recalques. O mesmo comportamento na tendência de redução do coeficiente de variação é observado em relação aos recalques medidos e calculados, com maior redução para os recalques calculados. O coeficiente de variação do recalque calculado tendeu a aumentar na última etapa do carregamento. Esta ocorrência sinaliza para o que se observou anteriormente quanto à incerteza do volume da base das estacas. Justamente quando o recalque aumenta, face à mobilização da ponta, o comportamento tende a diferir do comportamento padrão, observado em pesquisas anteriores.

ARAUJO (2010) obteve coeficientes de variação dos recalques medidos maiores que os correspondentes dos recalques calculados, o que não foi consistente com os resultados reportados por COSTA (2003) e SILVA (2005). ARAUJO (2010) atribui esse fato aos valores de recalques muito reduzidos, sensíveis aos procedimentos de medição e que os valores obtidos nas medições pudessem ter sido afetados pela acurácia das medidas. O autor obteve aqui resultados similares

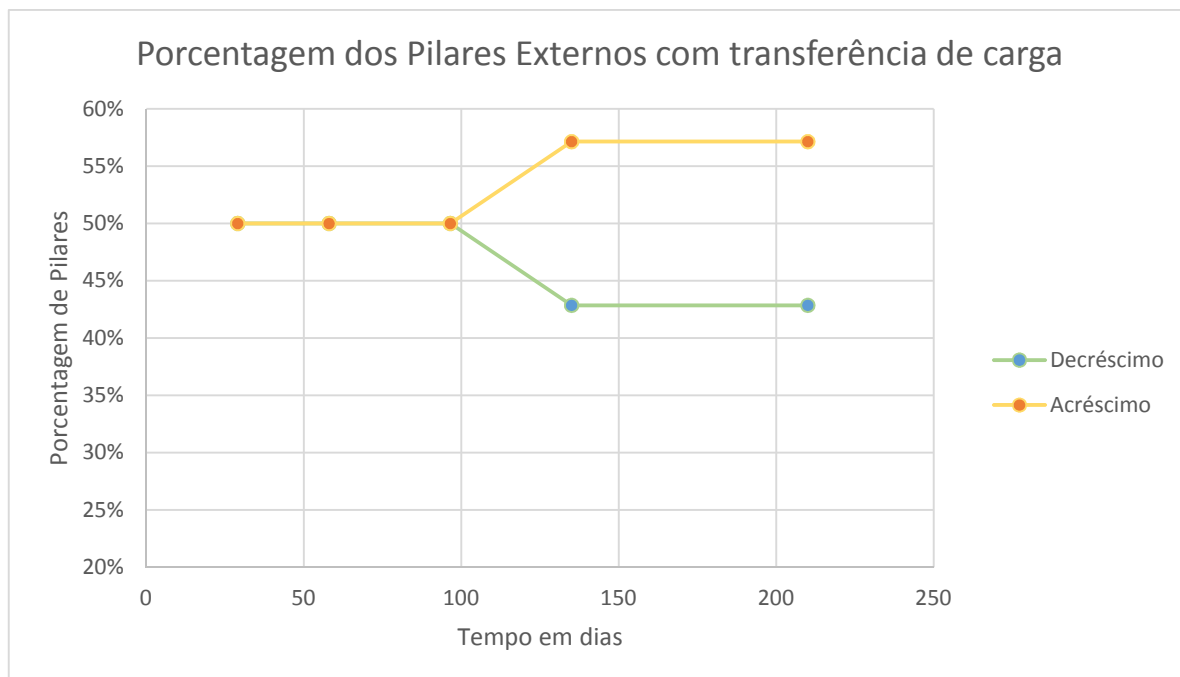
aos apresentados por ARAUJO (2010), também num caso onde os recalques são muito pequenos.

### 5.9 Interpretações com relação à redistribuição das cargas nos pilares

Com relação à redistribuição de cargas dos pilares, considerando a análise de interação solo-estrutura nas etapas de cálculo, observou-se que a maioria dos pilares internos tiveram um decréscimo de carga, como pode ser observado pela **Figura 43**. Por outro lado, a maioria dos pilares externos tiveram um acréscimo de carga, como pode ser observado na **Figura 44**.



**Figura 43 – Pilares internos: redistribuição de esforços**



**Figura 44 – Pilares Externos: redistribuição dos esforços**

Os resultados apresentados nessa análise confirmam a tendência de redistribuição das cargas, com a constatação de perda de carga nos pilares internos e a conseqüente transferência de carga para os pilares externos, confirmando a importância da análise de interação solo-estrutura em determinados projetos de engenharia civil. Neste caso de obra específico, embora a tendência de uniformização dos recalques e redistribuição das cargas tenha sido observada, é pequena em relação aos casos de obra onde maiores recalques foram medidos e previstos.

O autor observou resultados similares aos de ARAUJO (2010), que observou que nos pilares periféricos houve um maior número de pilares com acréscimo de carga com a interação solo x estrutura, enquanto nos pilares centrais houve um maior número de pilares com decréscimo de carga com a interação. COSTA (2003) notou que nos pilares periféricos houve predominância de sobrecarregamento. Embora o autor tenha observado essa tendência, constatou-se que o maior acréscimo de carga obtido foi de 19% para o pilar interno P9 e que o maior alívio de carga para um pilar foi de 16% para o pilar externo P2, conforme pode ser visto na Tabela 18. Uma das causas para esse comportamento é atribuído a assimetria da estrutura e do posicionamento periférico do núcleo rígido do prédio, além da edificação ser composta por poucos pavimentos.

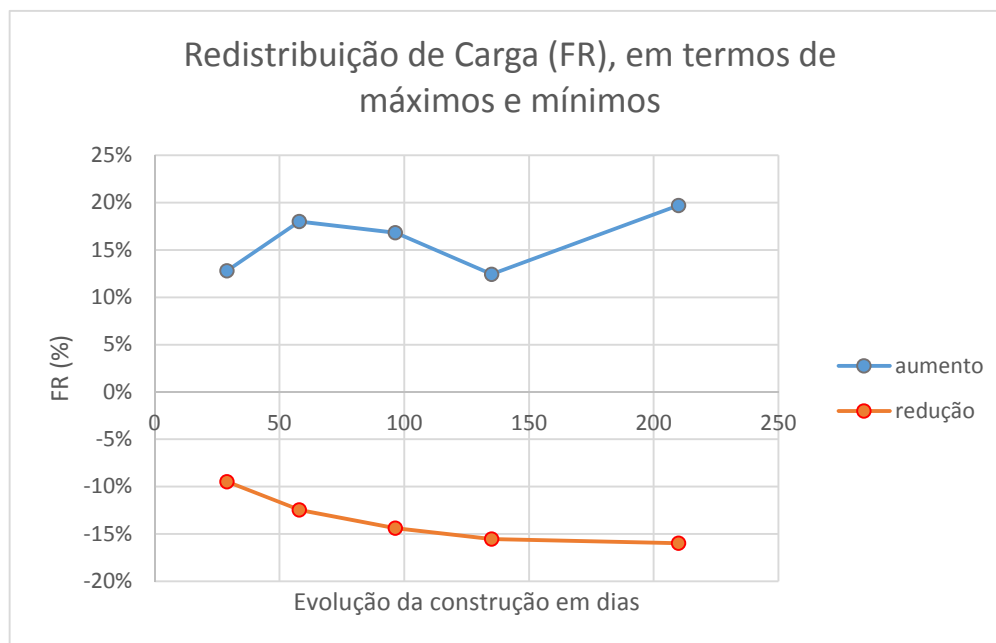


Tabela 18 – Redistribuição de carga dos pilares para os modelos numéricos

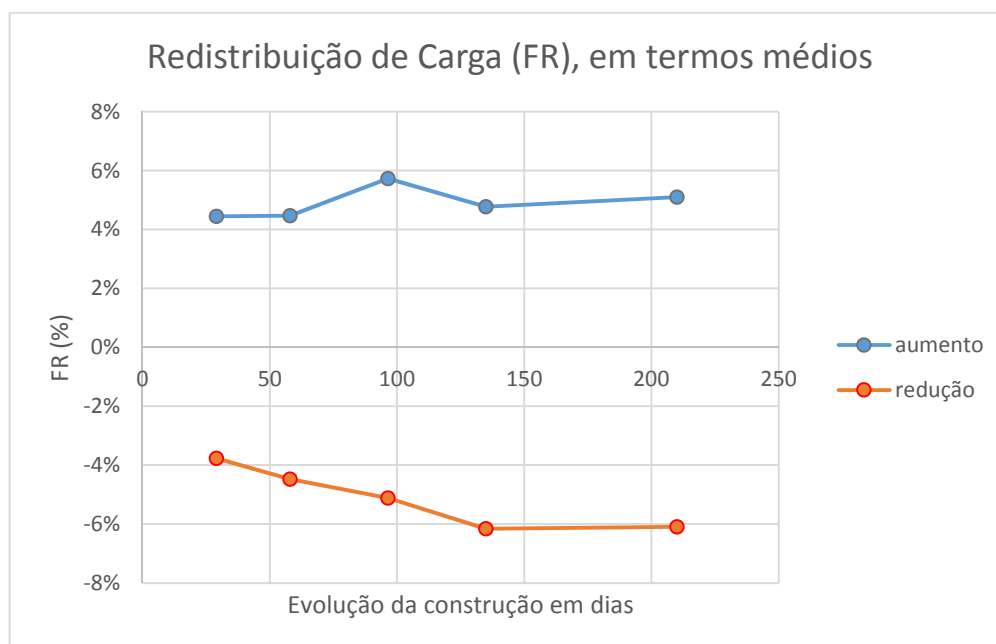
Modelo 1				Modelo B				Modelo	
apoio eslocável	apoio flexível	Diferença		apoio indieslocável	apoio flexível	Diferença		apoio indieslocável	apoio flexível
122,5	111,0	-9,41%		185,3	161,9	-12,62%		193,8	169,
239,7	249,4	4,06%		333,3	357,2	7,16%		345,8	372,
249,1	246,3	-1,12%		366,0	362,5	-0,95%		378,4	376,
242,2	247,4	2,13%		433,5	438,3	1,11%		460,9	467,
91,2	98,2	7,67%		131,8	143,6	8,92%		150,2	167,
133,9	117,2	-12,49%		204,0	174,7	-14,39%		232,8	196,
106,7	108,6	1,82%		180,5	178,3	-1,21%		188,2	188,
90,2	87,6	-2,85%		126,6	121,1	-4,31%		132,0	124,
96,7	88,1	-8,85%		123,0	108,8	-11,53%		119,5	112,
214,7	200,1	-6,80%		290,9	282,6	-2,84%		477,2	453,
185,0	189,2	2,29%		272,5	280,3	2,84%		380,3	394,
149,3	176,2	18,01%		230,8	269,6	16,82%		427,9	479,
209,9	206,7	-1,53%		307,7	302,2	-1,78%		364,7	358,
180,5	192,6	6,73%		246,8	276,1	11,90%		259,0	291,
135,2	135,0	-0,16%		198,2	199,8	0,82%		222,3	223,
165,9	164,8	-0,69%		250,5	241,9	-3,43%		448,4	413,
137,1	145,0	5,73%		236,5	248,0	4,85%		288,3	298,
323,6	315,7	-2,45%		480,8	464,0	-3,50%		556,1	540,
237,7	238,1	0,18%		332,7	335,4	0,82%		457,6	462,
355,6	356,2	0,16%		559,7	557,5	-0,39%		681,0	683,
275,2	267,4	-2,84%		437,9	418,4	-4,45%		470,5	451,
237,5	238,5	0,44%		322,9	329,6	2,07%		331,7	340,

O autor observou que a redistribuição de carga máxima se deu durante a etapa construtiva próxima a conclusão da obra, com um aumento máximo de carga no pilar de 19% e uma redução máxima de carga no pilar de 16%, como pode ser constatado na **Figura 45**. Esse resultado mostra que a influência da rigidez da estrutura nos resultados de redistribuição de carga se fez diferente, de forma geral, dos trabalhos realizados na área, como por exemplo relatado por SAVARIS (2008) e ROSA (2015).

A **Figura 46** mostra o coeficiente de redistribuição de carga (FR), em termos médios, para as etapas construtivas e observa-se que não há redução do efeito de redistribuição de carga com o aumento da rigidez da estrutura, conforme relatado por SAVARIS (2008) e ROSA (2015). Atribuiu-se a esse comportamento ao fato da edificação ser composta por poucos pavimentos e a assimetria dos elementos estruturais, como núcleo rígido situado na periferia da edificação, além dos valores pequenos de recalques estimados.



**Figura 45 – Variação máxima do aumento e alívio de carga nos pilares durante a construção.**



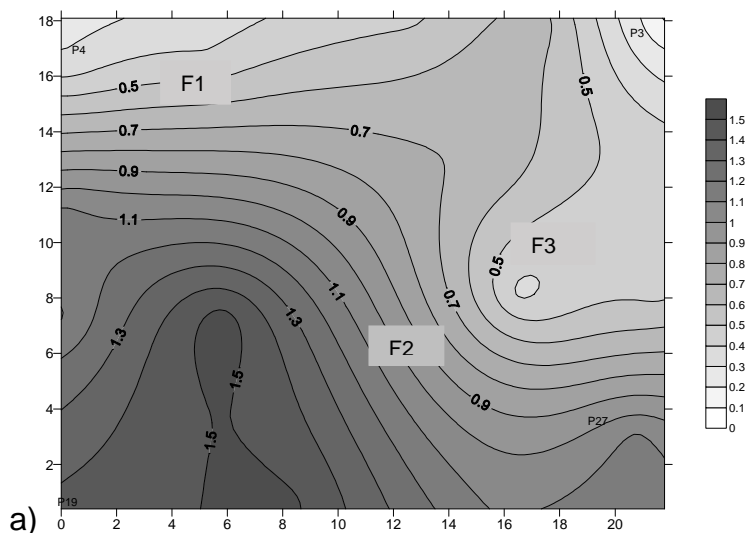
**Figura 46 – Variação, em termos médios, do aumento e alívio de carga nos pilares durante a construção.**

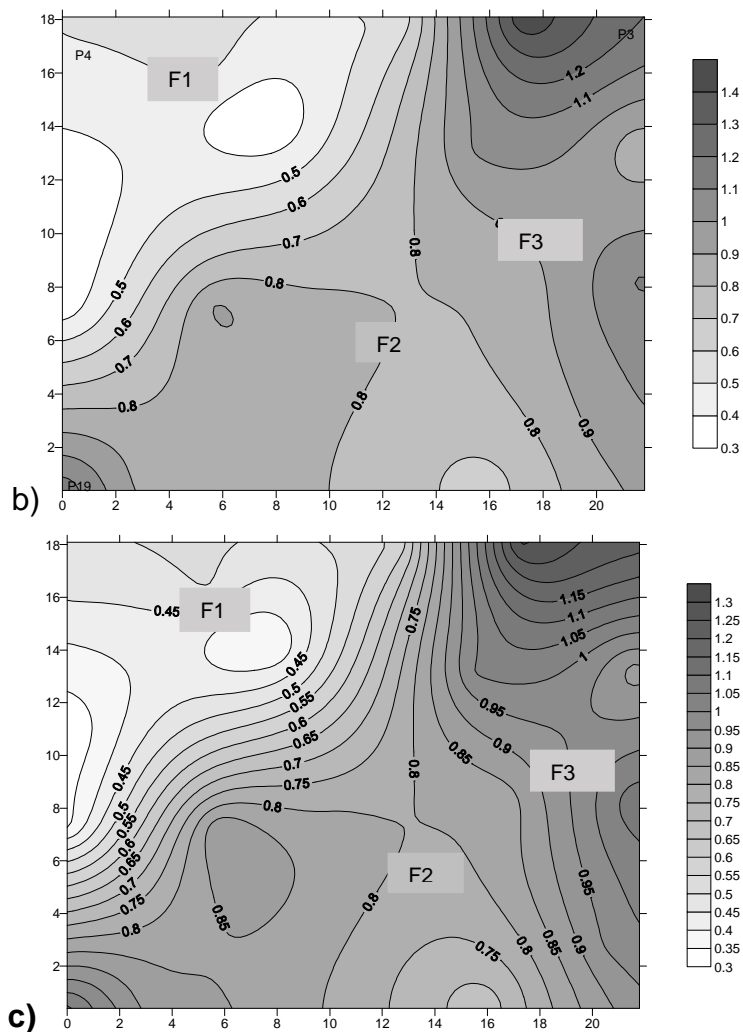
#### 5.10 Interpretações em relação às curvas de iso-recalques

Uma outra forma de se verificar a uniformização dos recalques é através da comparação entre as curvas de iso-recalques, como será visto a seguir.

A **Figura 47** compara os recalques medidos e calculados para o carregamento correspondente à etapa executiva de 08/12/2002, denominado aqui “Modelo 1”.

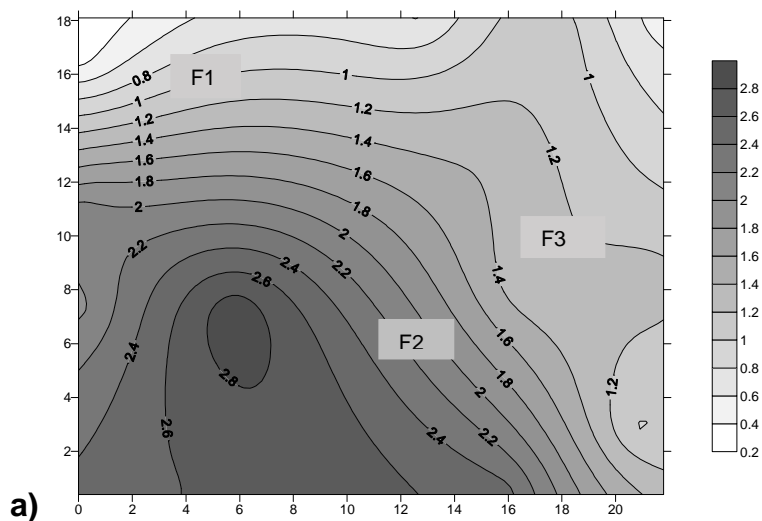
Observa-se que embora os valores de recalque máximo medido, da ordem de 1,5 mm, tenha sido bastante similar ao recalque máximo calculado, da ordem de 1,4 mm, as distribuições dos recalques em planta são bastante diferentes entre si. A região de maiores recalques medidos são do lado da frente esquerda da obra, enquanto os maiores recalques calculados estão localizados nos fundos e do lado direito. A proximidade entre valores máximos indica um ajuste satisfatório da compressibilidade do solo. Porém, a grande diferença de comportamento pode ser atribuída tanto à pouca representatividade da variabilidade do solo em planta, face ao número reduzido de sondagens, bem como a possível falta de acurácia na medida de valores de recalques tão reduzidos. Por outro lado, quando se compara a curva de recalques calculados sem considerar e considerando a interação, observa-se que na planta contemplando a interação a faixa de valores de recalque diminui, face à uniformização dos recalques. Na planta sem interação os valores extremos situam-se na faixa [ 0,4 a 1,4]. Na planta com interação a faixa de valores tem menor amplitude de variação [ 0,4 a 1,25].

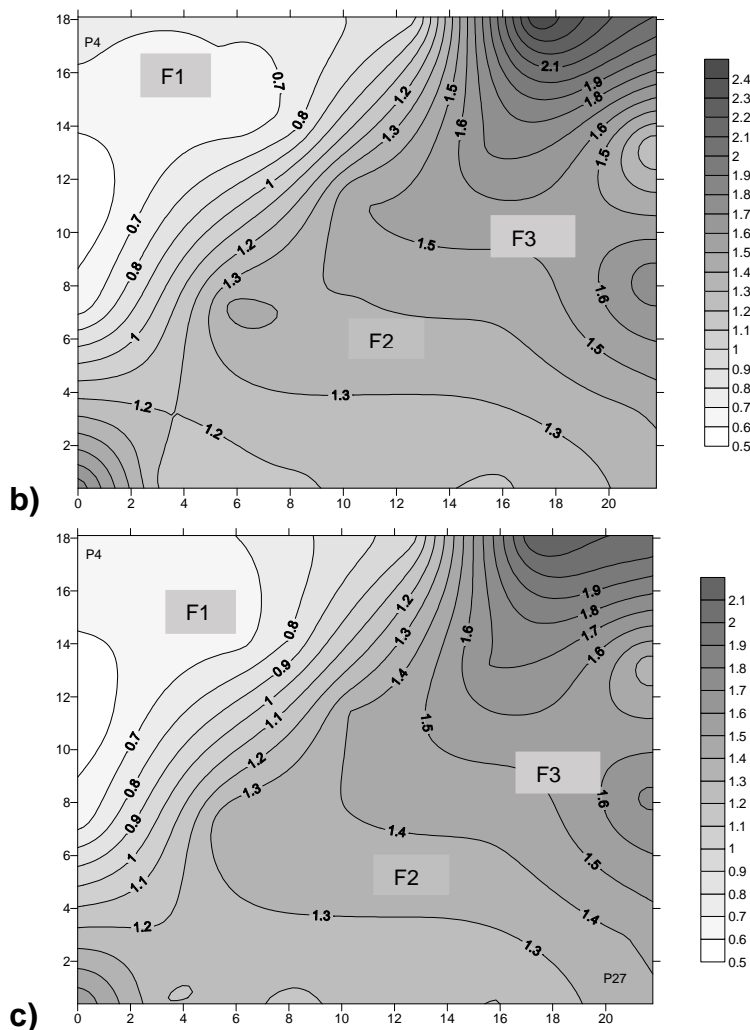




**Figura 47 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 1”) – a) recalques medidos; b) recalques calculados sem interação; c) recalques calculados considerando interação solo x estrutura.**

A **Figura 48** compara os recalques medidos e calculados para os resultados da instrumentação do dia 23/02/2003, denominado aqui “Modelo 2”.

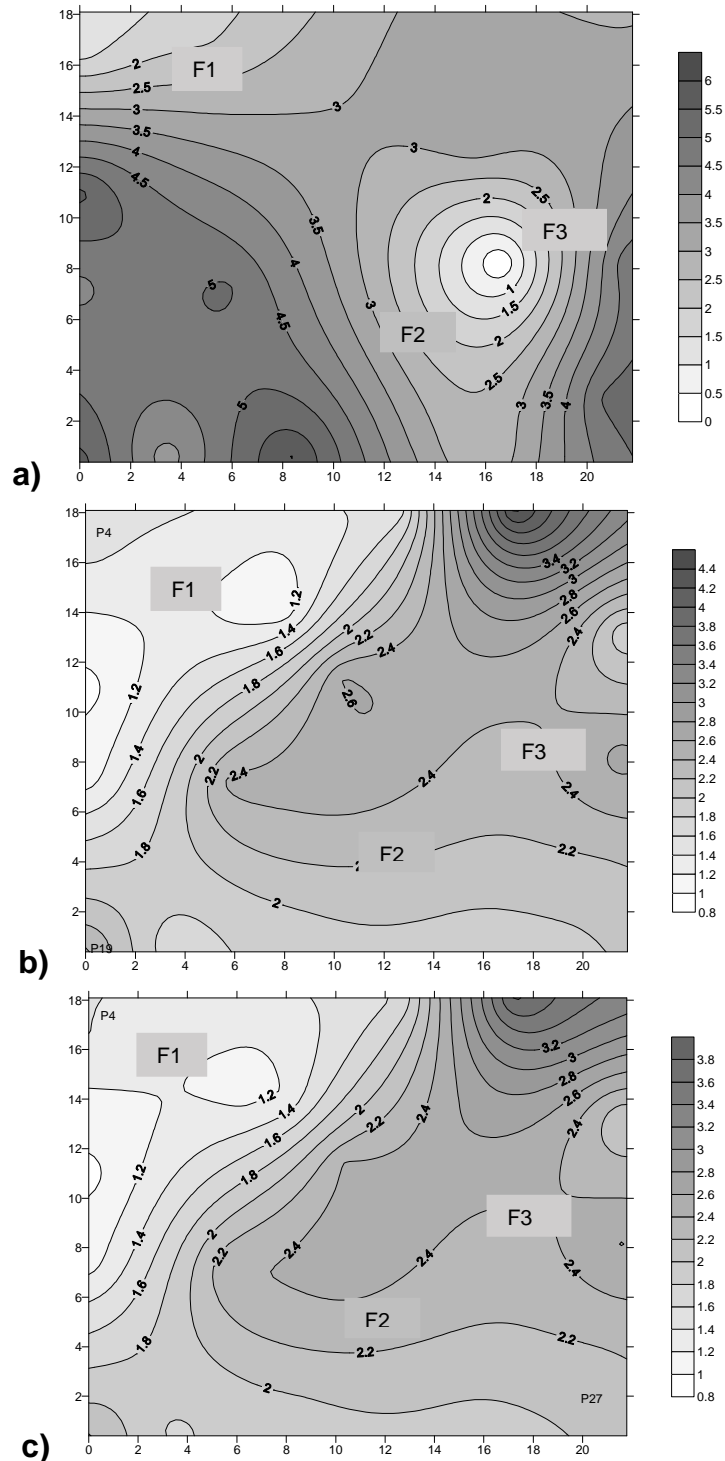




**Figura 48 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 2”) – a) recalques medidos; b) recalques calculados sem interação; c) recalques calculados considerando interação solo x estrutura.**

Nesta etapa seguinte, o mesmo comportamento é reproduzido, com valores distintos. O valor de recalque máximo medido, agora da ordem de 2,8 mm, embora ainda da mesma ordem do recalque máximo calculado, da ordem de 2,4 mm, sem interação. As distribuições dos recalques em planta continuam sendo bastante diferentes entre si. A região de maiores recalques medidos se mantém do lado da frente esquerda da obra, enquanto os maiores recalques calculados estão localizados nos fundos e do lado direito. A proximidade entre valores máximos indica um ajuste satisfatório da compressibilidade do solo. Porém, a diferença grande de comportamento pode ser atribuída tanto à pouca representatividade da variabilidade do solo em planta, face ao número reduzido de sondagens, bem como a possível falta de acurácia na medida de valores de recalques tão reduzidos. Contudo, ao se comparar a curva de recalques calculados sem considerar e considerando a

interação, observa-se que na planta contemplando a interação a faixa de valores de recalque diminui, face à uniformização dos recalques. Na planta sem interação os valores extremos situam-se na faixa [ 0,6 a 2,8]. Na planta com interação a faixa de valores tem menor amplitude de variação [ 0,6 a 2,1].



**Figura 49 – Comparação dos recalques calculados e medidos (“Modelo 3”) – a) recalques medidos; b) recalques calculados sem interação; c) recalques calculados considerando interação solo x estrutura.**

Para a nova etapa instrumentada, representada pelo modelo 3, comportamento similar também é observado. O valor de recalque máximo medido, agora da ordem de 5,5 mm, é de cerca de 30% superior ao recalque máximo calculado, da ordem de 4,2 mm, sem interação. As distribuições dos recalques em planta continuam sendo bastante diferentes entre si. A região de maiores recalques medidos se mantém do lado da frente esquerda da obra, enquanto os maiores recalques calculados estão localizados nos fundos e do lado direito. A diferença entre valores máximos foi atribuída ao início da mobilização da resistência de ponta. Porém, a grande diferença de comportamento pode ser atribuída tanto à pouca representatividade da variabilidade do solo em planta, face ao número reduzido de sondagens, como também a possível falta de acurácia na medida de valores de recalques tão reduzidos. Contudo, ao se comparar a curva de recalques calculados sem considerar e considerando a interação, observa-se que na planta contemplando a interação a faixa de valores de recalque diminui, face à uniformização dos recalques. Na planta sem interação os valores extremos situam-se na faixa [1,0 a 5,5]. Na planta com interação a faixa de valores tem menor amplitude de variação [1,0 a 3,6].



## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Através das curvas de iso-recalques apresentadas pode-se observar que as respostas são muito sensíveis a possível inacurácia das leituras de recalques. A característica de assimetria, tanto no projeto de estrutura quanto no projeto de fundações, bem como o reduzido número de sondagens e sua variabilidade, fazem com que as interpretações dos recalques e da redistribuição de carga nos pilares apresentem maior complexidade em sua análise.

Com relação ao ajuste do módulo de elasticidade do solo pode-se considerar que a redução em 50% do valor proposto por FREITAS (2010) foi necessária e adequada, principalmente para as primeiras duas leituras de recalques. Como observado, os recalques medidos se mostraram maiores do que os recalques calculados com a adoção da correlação original, e portanto, a redução do módulo de deformabilidade do solo se fez necessária.

Em termos de uniformização dos recalques, observou-se que a medida que a edificação é construída a uniformização dos recalques se torna mais acentuada, como pode ser observado nas curvas de iso-recalques com a presença de uma menor variabilidade espacial nos valores de recalque.

Embora os resultados dos recalques calculados tenham sido diferentes dos recalques medidos em planta, de forma geral, observou-se a mesma ordem de grandeza. De qualquer forma o método de Aoki-Lopes (1975) pode ser considerado adequado para as estimativas de recalques da obra analisada.

Os coeficientes de variação dos recalques medidos foram superiores aos correspondentes aos recalques calculados, como apresentado também na pesquisa reportada por ARAUJO (2010), embora isso não seja consistente com as pesquisas anteriores reportadas em COSTA(2003), por exemplo. Há de se destacar que tanto o caso de obra de ARAUJO (2010), como o caso em estudo, apresentam recalques muito reduzidos. Embora em casos de pequenos recalques a NBR 6122 (2010) não estabeleça a necessidade de estudo da interação solo x estrutura para efeito de projeto de fundações, a uniformização dos recalques e redistribuição de cargas é ainda evidenciada.

Quanto à redistribuição de carga durante as análises de interação solo x estrutura, observou-se que os pilares internos apresentaram, em sua maioria, uma redução de carga, ocorrendo a transferência de cargas para os pilares externos.

Esse resultado é típico e reportado por diversas pesquisas na área de interação solo x estrutura em edificações. Observou-se, através dos modelos numéricos, que a presença do núcleo rígido na região limítrofe da edificação altera um pouco esse comportamento nos pilares adjacentes. A assimetria da edificação em termos de rigidez e a variabilidade do solo apresentadas pelas sondagens, fazem com que a tendência de migração das cargas dos pilares internos para os pilares externos não seja tão acentuada e evidente como nos demais casos de obra já analisados.

O autor notou também que não houve maior variação de cargas entre pilares durante as primeiras etapas construtivas. Ou seja, o autor observou que não houve muita influência dos recalques nas primeiras etapas da obra onde a estrutura possui menor rigidez. Esse comportamento não é similar ao apresentado nos trabalhos de SAVARIS (2008) e ANTONIAZZI (2011), por exemplo. De fato, a edificação em análise é uma estrutura baixa, com poucos andares, o que impede, talvez, comprovar a influência da rigidez da estrutura na redistribuição de carga nos pilares. Além disso, o autor atribui também, como justificativa a esse comportamento apresentado, a assimetria da estrutura que, como já mencionado, possui núcleo rígido nas regiões limítrofes da edificação. A partir do terceiro teto há a presença de elementos estruturais nas regiões mais centrais da edificação, como caixa d'água e casa de máquinas, não conjugando com a mesma região do núcleo rígido, o que pode corroborar as interpretações realizadas.

#### **Sugestão para pesquisas futuras:**

- Levantamento dos projetos das cintas e sua influência na análise da uniformização dos recalques e redistribuição dos esforços;
- Levantamento dos projetos "as built", conforme construído, para possíveis sugestões de alterações que justifiquem a diferença de cerca de 30% das cargas calculadas para as cargas fornecidas pelo projetista.
- considerar o efeito da alvenaria como elemento estrutural modelado juntamente com a estrutura e analisar sua contribuição na rigidez e sua influência na redistribuição das cargas;
- analisar este caso de obra considerando diferentes mobilização de atrito em relação a ponta de forma a melhor reprodução dos recalques calculados e medidos.
- analisar esse caso de obra considerando apenas as sondagens F2 e F3.

## REFERÊNCIAS

ANTONIAZZI, J.P. (2011); Interação Solo – Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Santa Maria, Santa Maria.

ARAUJO, C.R.S. (2010); Estudo de Caso de Obra Considerando a Interação Solo x Estrutura, Dissertação de Mestrado – Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil.

AOKI, N.; LOPES, F.R. (1975). Estimating stress and settlements due to deep foundation. In: V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.1, p.377-386, Buenos Aires.

AOKI, N. (1989). Discussion to Session 14, Proceedings, 12 th ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 5, pp. 2963 – 2966;

AOKI, N. (1997). Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macço de solos, XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, vol.1, São Carlos, pp. VII – XX;

AOKI, N; CINTRA, J. C. A. (2003). Notas de aula disciplina SGS-404 Fundações, EEESC – Departamento de Geotecnia, EEESC, US, São Carlos.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. (1975) An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5, Buenos Aires, 1975. V.1, p.367-376;

BARATA, F.E., 1967, “Contribution to a Better Application and More Correct Analysis of Bearing Plate Tests”, III COPAMSEF, vol.I, Caracas.

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 UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

BRAUNE, G.A.; Danziger, F.A.B.; Danziger, B.R.; Crispel, F.A. (2008). Comparação entre Recalques Medidos e Previstos em Edificação com Fundação em Estacas.

BRAUNE, G.A (2016). – Comunicação Pessoal.

BROWN, P.T., (1977). “Structure – Foundation Interaction and Soil Creep”. In: IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, pp.439 – 442, Tóquio.

CAVALCANTE, E., (2002). “Investigação teórico-experimental do SPT.” Tese de D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

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

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

COSTA, R.V., (2003), Interação Solo-Estrutura – Estudos de Casos de Obra Envolvendo o Monitoramento dos Recalques desde o Início da Construção. Dissertação de M.Sc. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ. 205p.

DANZIGER, B.R. (2016) – Comunicação Pessoal.

DECOURT, L.; QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT, Anais, VI CBMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 45-53.

FREITAS, A.C. (2010). Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo de estacas cravadas em areias. Dissertação de M.SC, UERJ / Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 231p.

GONÇALVES, J.C. (2004). Avaliação da Influência dos Recalques das Fundações na Variação de Cargas dos Pilares de um Edifício. Dissertação de M.SC, COPPE / Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 126p.

GOSHY, B. (1978). Soil-foundation-structure interaction. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 104, nºST5, pp. 749 – 761.

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

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

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 de Recife. 1995. Tese (Professor Titular) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

HOLLANDA JÚNIOR, O. G. (2002). Influência de Recalques em Edifícios de Alvenaria Estrutural. Tese de D.Sc., EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

IWAMOTO, R. K. (2000). Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. 140p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, Brasil.

LEE, I.K., HARRISON, H.B. (1970). Structure and Foundation Interaction Theory. Journal of the Structural Division, ASCE, vol.96, n. ST2, pp. 177 – 197.

LOPES e GUSMÃO (1991), On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, p. 509-9, 1991.

MEYERHOF, G.G., (1953). Some Recent Foundation Research and its Application to Design. Structural Engineering, v. 31, pp. 151 – 167, Londres.

MENDONÇA, J.C., (2000). Um Modelo Computacional de Análise da Interação Estrutura-Maciço de Solos em Edifícios. Tese de M.Sc., São Carlos/USP, São Paulo, SP, Brasil.

MENDONÇA, F.R.S. (2012). Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2012. 131f.

MINDLIN, R.D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Physics. v.7.

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

MOURA, A.R.L.U. (1995). Interação solo-estrutura em edifícios. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

MOURA, A.R.L.U., (1999). “Análise Tridimensional de Interação Solo – Estrutura em Edifícios”, Solos e Rochas, v. 22, nº2 (agosto) p. 87-100, 1999.

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. (1975), Settlement Analysis of Structural Foundation Systems. Proc. of IV South-East Asian Conference on Soil Engineering, vol.4, Kuala Lumpur, pp. 52-52.

POULOS, H.G., DAVIS, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York.

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

REIS, J.H.C.; AOKI, N. (2005). Aplicação do método de aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo-estrutura de edifícios. *Anais. Belo Horizonte: ABMS*, v. 7, Belo Horizonte, p. 405-410, 2005.

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

RUSSO NETO, L. (2005). Interpretação de Deformação e Recalque na Fase de Montagem de Estrutura de Concreto com Fundações em Estaca Cravada, Tese de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ROSA, L.M.P. (2005). Interação Solo-Estrutura – Análise de um Caso de Obra Envolvendo Danos Estruturais, Dissertação de M.Sc., Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ.

ROSA, L.M.P. (2015). Interação Solo-Estrutura: Análise Contemplando a Consideração da Fluência do Concreto. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ.

SANTA MARIA, P.E.L., SANTA MARIA, F.C.M., SANTOS, A.B., (1999). Análise de Vigas Contínuas com Apoios Viscoelásticos e sua Aplicação a Problemas de Interação Solo-Estrutura, Solos e Rochas, vol.22, n.3 (dezembro), pp. 179-194.

SAVARIS, G., (2008). Monitoração de Recalques de um Edifício e Avaliação da Interação Solo-Estrutura, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil

SCHMERTMANN, J. H. (1970). Static cone to compute settlements over sand. JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, v.96. American Society of Civil Engineering (ASCE).

SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J.P., BROWN, P.R., (1978). Improved strain influence factor diagrams. JGED, ASCE, v.104, nº GT8, pp. 1131-1135.

SILVA, M. K.; Danziger, B. R. ; CARVALHO, E. M. L. (2005). Interação solo-estrutura: Um caso de obra envolvendo medições de deformação de pilares. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ.

SOUSA, P.V.A, (2014). Efeito dos Painéis de Vedação nas Características Dinâmicas de Edificações de Concreto Armado – Rio de Janeiro, UFRJ/COPPE, 2014.



STEINBRENNER, W. (1934). Tafeln sur Setzungberechnung. Die Strasse, v.1, 121p.

TERZAGHI, K (1936). A Mecânica dos Solos e a Engenharia de Fundações. Discurso inaugural do Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Cambridge, Mass., in: Separata da Revista Politécnica nº142, Tradução elaborada pela Seção de Solos e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas.

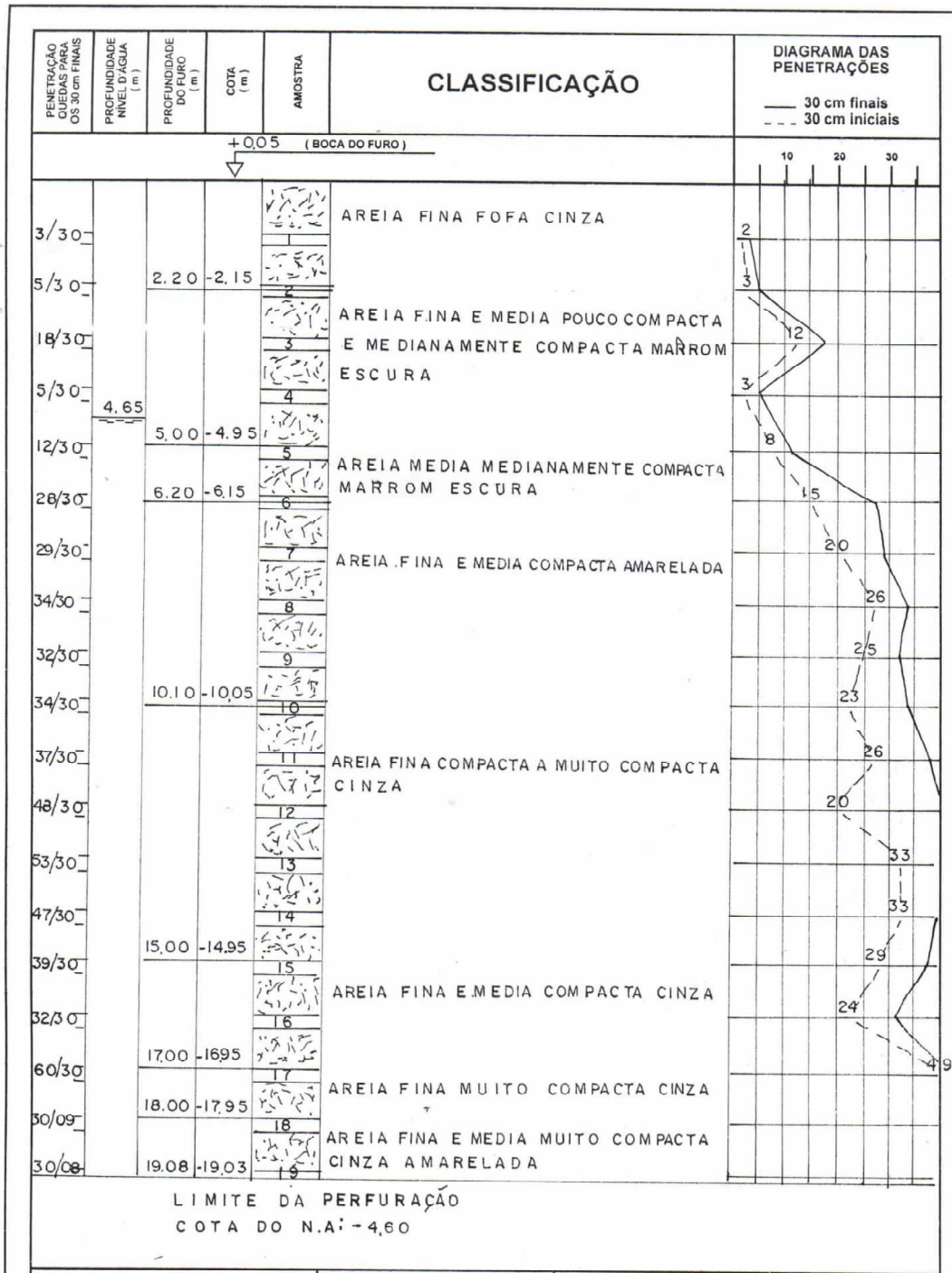
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., Fundações. Rio de Janeiro: Editora COPPE / UFRJ, 2002, v.2.

VESIC, A. S. (1970) Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site. Joournal Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No SM2, Proc. Paper 7170, pp.561- 584.\*(39)

VESIC, A.S.,Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Pratices Noº 42, Transportation Research Board, Washington, DC, 1977.

WINKLER, E. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Prague: Dominicus, 1867.

**ANEXO 1 – INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS**



**Figura 50 – Sondagem F-1**

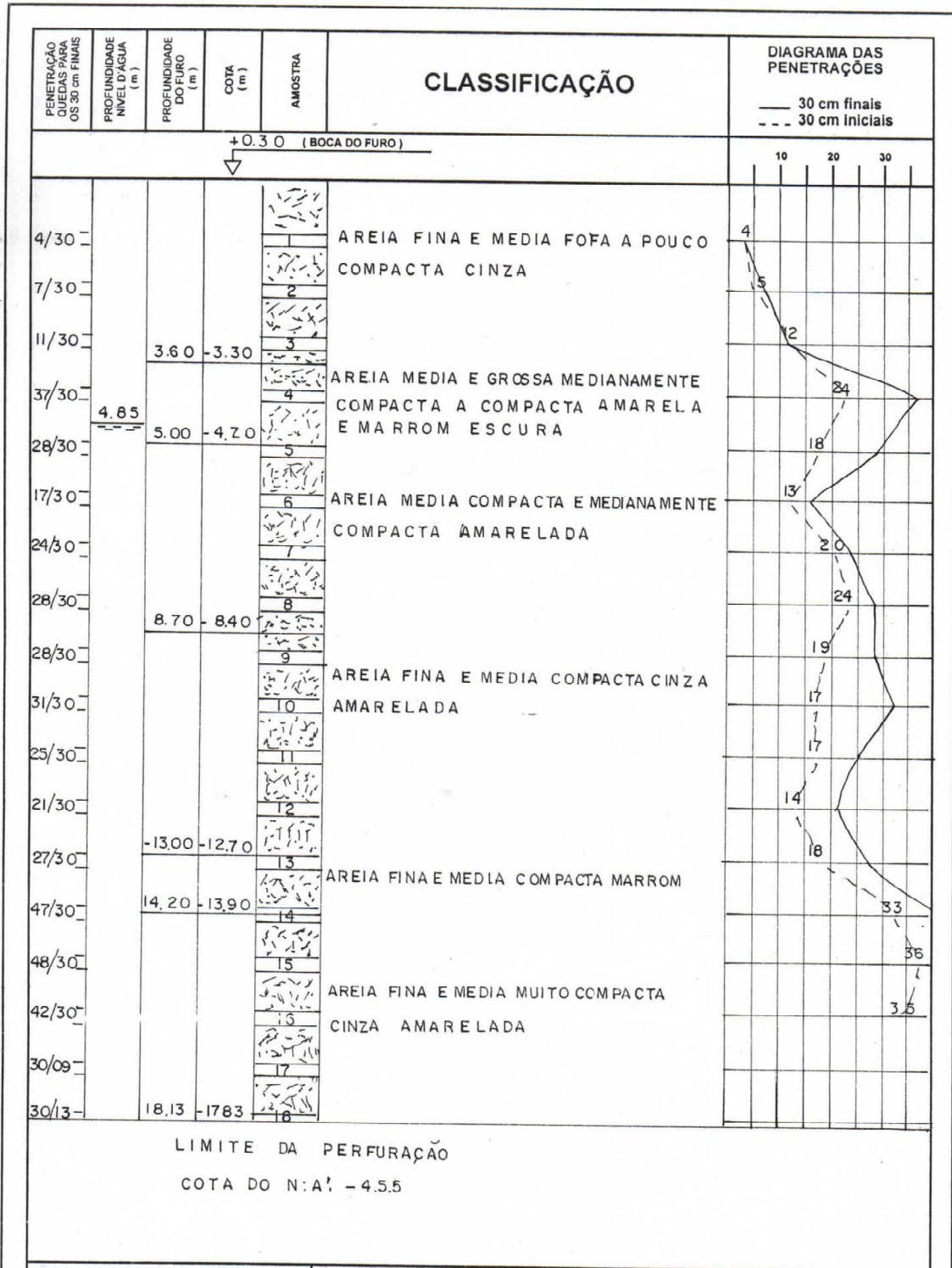


Figura 51 – Sondagem F-2

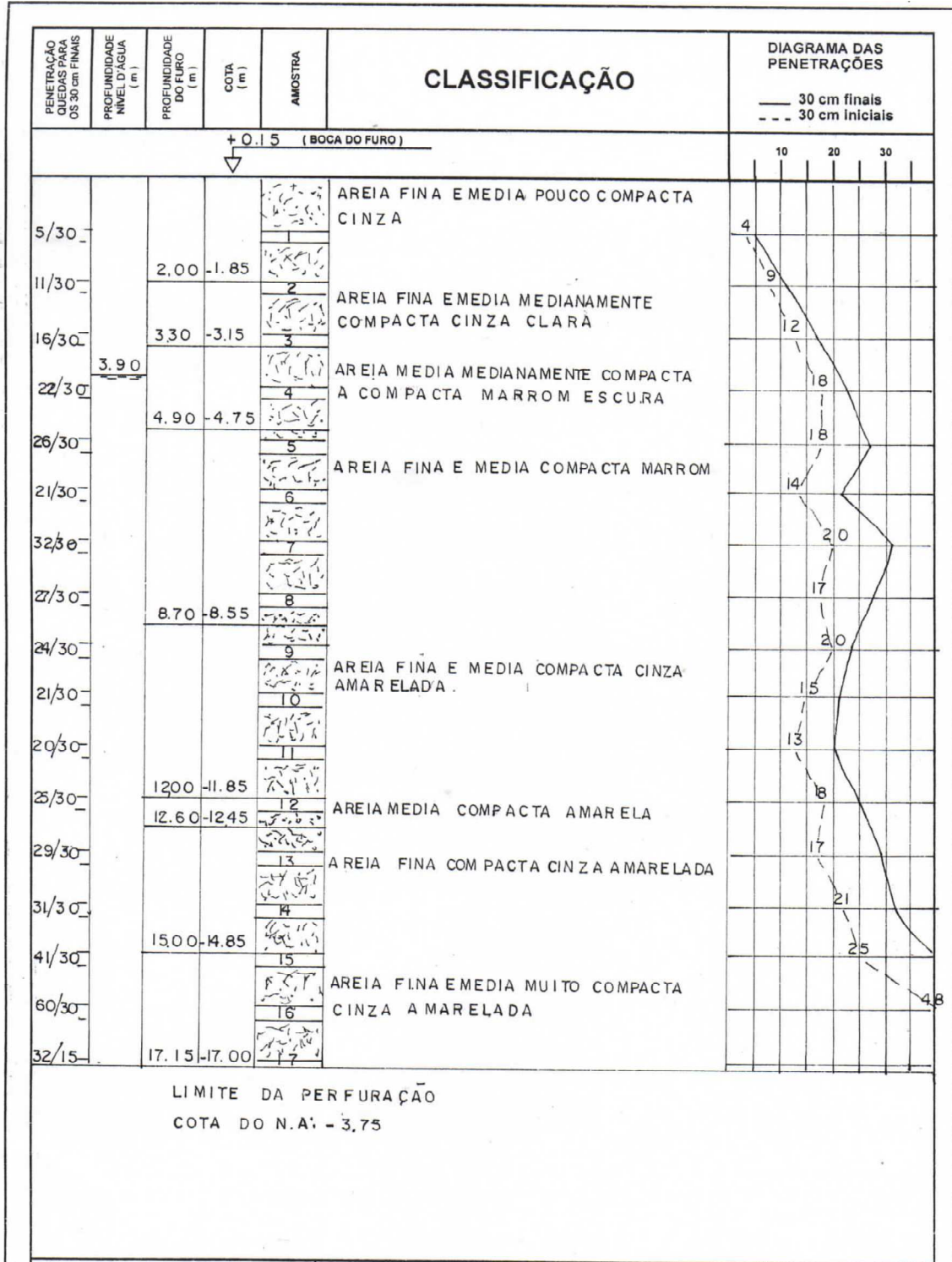


Figura 52 – Sondagem F-3

## ANEXO 2 – CÁLCULOS GEOTÉCNICOS – CAPACIDADE E TRANSFERÊNCIA DE CARGA

a) Método Décourt-Quaresma (1978):

O método Décourt-Quaresma (1978) determina a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT.

Para a resistência de ponta, torna-se como valor de  $N$  a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. O valor de  $C$  é dado na Tabela 19.

$$q_{p,ult} = C \times N \quad (0.1)$$

Para a resistência lateral, tem-se a seguinte expressão proposta, em  $\text{tf} / \text{m}^2$ , onde  $\bar{N}$  é a média dos valores de  $N$  do SPT ao longo do fuste, não considerando nos cálculos os valores adotados para o cálculo da resistência de ponta.

$$\tau_{p,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (0.2)$$

**Tabela 19 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)**

Tipo de Solo	C (tf/m <sup>2</sup> )
Areias	40
Argilas	12
Silte argilosos	20
Siltes arenosos	25

b) Método Aoki-Velloso (1975):

Método Aoki-Velloso (1975) foi elaborado a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. O método é também adaptado para ser utilizado com dados de ensaio CPT.

A expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca resultados do ensaio CPT:

$$Q_{ult} = A_p \times q_{p,ult} + U \times \sum \tau_{l,ult} \times \Delta l \quad (0.3)$$

Inserindo os fatores F1 e F2 proposto pelos autores, tem-se:

$$Q_{ult} = A_p \times \frac{q_{cone}}{F1} + U \times \sum \frac{\tau_{l,ult}}{F2} \times \Delta l \quad (0.4)$$

Onde F1 e F2 são denominados fatores de escala e execução e estão apresentados na Tabela 20.

**Tabela 20 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975 e Velloso et al., 1978)**

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Os valores de k e  $\alpha$  adotados pelos autores desse método encontram-se na Tabela 21.

Tabela 21 – Valores de k e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975)

Solo	k (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	10,0	1,4%
Areia siltosa	8,0	2,0%
Areia argilosa	6,0	3,0%
Areia silto-argilosa	7,0	2,4%
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8%
Silte	4,0	3,0%
Silte arenoso	5,5	2,0%
Silte argiloso	2,3	3,4%
Silte areno-argiloso	4,5	2,8%
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0%
Argila	2,0	6,0%
Argila arenosa	3,5	2,4%
Argila siltosa	2,2	4,0%
Argila areno-siltosa	3,0	2,8%
Argila silto-arenosa	3,3	3,0%

Tabela 22 – Atrito Lateral Disponível – Método Décourt - Quaresma

Pilar	Estaca	Sondagem	Diâmetro (m)	Comprimento L	Décourt - Quaresma			
					NSPT médio atrito lateral	fs (kN/m <sup>2</sup> )	Atrito por unid. de compr. (kN/m)	PI disponível (kN)
P19	E34	F2	0,40	4,40	5,5	28,3	35,6	156,7
P28	E35	F2	0,35	4,20	5,5	28,3	31,2	130,8
	E36	F2	0,35	4,30	5,5	28,3	31,2	134,0
P29	E37	F2	0,40	4,30	5,5	28,3	35,6	153,1
	E38	F2	0,40	4,20	5,5	28,3	35,6	149,5
P22	E39	F2	0,35	4,20	5,5	28,3	31,2	130,8
	E40	F2	0,35	4,30	5,5	28,3	31,2	134,0
	E41	F2	0,35	4,30	5,5	28,3	31,2	134,0
P1	E1	F2	0,40	4,30	5,5	28,3	35,6	153,1
P2	E2	F3	0,40	4,30	8,0	36,7	46,1	198,1
P3	E3	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3
P4	E4	F1	0,40	4,60	4,0	23,3	29,3	134,9
P5	E5	F1	0,40	4,50	4,0	23,3	29,3	131,9
P6	E6	F1	0,35	4,10	4,0	23,3	25,7	105,2
	E7	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
P8	E8	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
	E9	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
P9	E10	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
	E11	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
P23	E12	F3	0,35	4,10	8,0	36,7	40,3	165,3
	E13	F3	0,35	4,10	8,0	36,7	40,3	165,3
P24	E14	F3	0,35	4,20	8,0	36,7	40,3	169,3
	E15	F3	0,35	4,20	8,0	36,7	40,3	169,3
P12	E16	F1	0,35	4,20	4,0	23,3	25,7	107,8
	E17	F1	0,35	4,10	4,0	23,3	25,7	105,2
P10	E18	F2	0,35	4,30	5,5	28,3	31,2	134,0
	E19	F2	0,35	4,30	5,5	28,3	31,2	134,0
P15	E20	F1	0,35	4,10	4,0	23,3	25,7	105,2
	E21	F1	0,35	4,10	4,0	23,3	25,7	105,2
P26	E22	F2	0,35	4,20	5,5	28,3	31,2	130,8
	E23	F2	0,35	4,20	5,5	28,3	31,2	130,8
	E24	F2	0,35	4,20	5,5	28,3	31,2	130,8
P17	E25	F2	0,40	4,00	5,5	28,3	35,6	142,4
	E26	F2	0,40	4,00	5,5	28,3	35,6	142,4
P13	E27	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3
	E28	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3
	E29	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3
P25	E30	F3	0,40	4,10	8,0	36,7	46,1	188,9
	E31	F3	0,40	4,10	8,0	36,7	46,1	188,9
P27	E32	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3
	E33	F3	0,40	4,00	8,0	36,7	46,1	184,3



Tabela 23 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F1

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 350mm

Cota (m)	Comprim. Estaca (m)	N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	RI ult camada (kN)	RI ult (kN)	RI.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
-1,0	1,0	3	areia	10,0	1,4	116	9	9	5	12	6	12	1
-2,0	2,0	5	areia	10,0	1,4	192	15	25	12	22	11	19	2
-3,0	3,0	18	areia	10,0	1,4	693	55	80	40	77	39	69	8
-4,0	4,0	5	areia	10,0	1,4	192	15	95	48	29	14	19	10
-5,0	5,0	12	areia	10,0	1,4	462	37	132	66	59	30	46	13
-6,0	6,0	28	areia	10,0	1,4	1078	86	219	109	130	65	108	22
-7,0	7,0	29	areia	10,0	1,4	1116	89	308	154	142	71	112	31
-8,0	8,0	34	areia	10,0	1,4	1309	105	413	206	172	86	131	41
-9,0	9,0	32	areia	10,0	1,4	1232	99	511	256	174	87	123	51
-10,0	10,0	34	areia	10,0	1,4	1309	105	616	308	192	96	131	62
-11,0	11,0	37	areia	10,0	1,4	1424	114	730	365	215	108	142	73
-12,0	12,0	48	areia	10,0	1,4	1847	148	877	439	272	136	185	88
-13,0	13,0	53	areia	10,0	1,4	2040	163	1041	521	308	154	204	104
-14,0	14,0	47	areia	10,0	1,4	1809	145	1185	593	299	150	181	119
-15,0	15,0	39	areia	10,0	1,4	1501	120	1305	653	281	140	150	131
-16,0	16,0	32	areia	10,0	1,4	1232	99	1404	702	264	132	123	140
-17,0	17,0	60	areia	10,0	1,4	2309	185	1589	795	390	195	231	159
-18,0	18,0	30	areia	10,0	1,4	1155	92	1681	841	284	142	115	168
-19,0	19,0	30	areia	10,0	1,4	1155	92	1773	887	293	146	115	177

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 400mm

Cota (m)	Comprim. Estaca (m)	N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	RI ult camada (kN)	RI ult (kN)	RI.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
-1,0	1,0	3	areia	10,0	1,4	151	11	11	5	16	8	15	1
-2,0	2,0	5	areia	10,0	1,4	251	18	28	14	28	14	25	3
-3,0	3,0	18	areia	10,0	1,4	905	63	92	46	100	50	90	9
-4,0	4,0	5	areia	10,0	1,4	251	18	109	55	36	18	25	11
-5,0	5,0	12	areia	10,0	1,4	603	42	151	76	75	38	60	15
-6,0	6,0	28	areia	10,0	1,4	1407	99	250	125	166	83	141	25
-7,0	7,0	29	areia	10,0	1,4	1458	102	352	176	181	90	146	35
-8,0	8,0	34	areia	10,0	1,4	1709	120	471	236	218	109	171	47
-9,0	9,0	32	areia	10,0	1,4	1609	113	584	292	219	110	161	58
-10,0	10,0	34	areia	10,0	1,4	1709	120	704	352	241	121	171	70
-11,0	11,0	37	areia	10,0	1,4	1860	130	834	417	269	135	186	83
-12,0	12,0	48	areia	10,0	1,4	2413	169	1003	502	342	171	241	100
-13,0	13,0	53	areia	10,0	1,4	2664	187	1189	595	385	193	266	119
-14,0	14,0	47	areia	10,0	1,4	2363	165	1355	678	372	186	236	135
-15,0	15,0	39	areia	10,0	1,4	1960	137	1492	746	345	173	196	149
-16,0	16,0	32	areia	10,0	1,4	1609	113	1604	802	321	161	161	160
-17,0	17,0	60	areia	10,0	1,4	3016	211	1816	908	483	242	302	182
-18,0	18,0	30	areia	10,0	1,4	1508	106	1921	961	343	171	151	192
-19,0	19,0	30	areia	10,0	1,4	1508	106	2027	1014	353	177	151	203

Tabela 24 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F2

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 350mm

Cota (m)	Comprim. Estaca (m)	N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	RI ult camada (kN)	RI ult (kN)	RI.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
-1,0	1,0	4	areia	10,0	1,4	154	12	12	6	17	8	15	1
-2,0	2,0	7	areia	10,0	1,4	269	22	34	17	30	15	27	3
-3,0	3,0	11	areia	10,0	1,4	423	34	68	34	49	25	42	7
-4,0	4,0	37	areia	10,0	1,4	1424	114	182	91	161	80	142	18
-5,0	5,0	28	areia	10,0	1,4	1078	86	268	134	135	67	108	27
-6,0	6,0	17	areia	10,0	1,4	654	52	320	160	97	49	65	32
-7,0	7,0	24	areia	10,0	1,4	924	74	394	197	132	66	92	39
-8,0	8,0	28,0	areia	10,0	1,4	1077,6	86,2	480,3	240,4	156	78	108	48
-9,0	9,0	28	areia	10,0	1,4	1078	86	567	284	164	82	108	57
-10,0	10,0	31	areia	10,0	1,4	1193	95	662	331	185	93	119	66
-11,0	11,0	25	areia	10,0	1,4	962	77	739	370	170	85	96	74
-12,0	12,0	21	areia	10,0	1,4	808	65	804	402	161	81	81	80
-13,0	13,0	27	areia	10,0	1,4	1039	83	887	444	193	96	104	89
-14,0	14,0	47	areia	10,0	1,4	1809	145	1031	516	284	142	181	103
-15,0	15,0	48	areia	10,0	1,4	1847	148	1179	590	303	151	185	118
-16,0	16,0	42	areia	10,0	1,4	1616	129	1309	655	292	146	162	131
-17,0	17,0	30	areia	10,0	1,4	1155	92	1401	701	256	128	115	140
-18,0	18,0	30	areia	10,0	1,4	1155	92	1493	747	265	132	115	149

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 400mm

Cota (m)	Comprim. Estaca (m)	N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	RI ult camada (kN)	RI ult (kN)	RI.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
-1,0	1,0	4	areia	10,0	1,4	201	14	14	7	22	11	20	1
-2,0	2,0	7	areia	10,0	1,4	352	25	39	19	39	20	35	4
-3,0	3,0	11	areia	10,0	1,4	553	39	77	39	63	32	55	8
-4,0	4,0	37	areia	10,0	1,4	1860	130	208	104	207	103	186	21
-5,0	5,0	28	areia	10,0	1,4	1407	99	306	153	171	86	141	31
-6,0	6,0	17	areia	10,0	1,4	855	60	366	183	122	61	85	37
-7,0	7,0	24	areia	10,0	1,4	1206	84	450	225	166	83	121	45
-8,0	8,0	28	areia	10,0	1,4	1407	99	549	275	196	98	141	55
-9,0	9,0	28	areia	10,0	1,4	1407	99	647	324	205	103	141	65
-10,0	10,0	31	areia	10,0	1,4	1558	109	756	379	231	116	156	76
-11,0	11,0	25	areia	10,0	1,4	1257	88	844	423	210	105	126	84
-12,0	12,0	21	areia	10,0	1,4	1056	74	918	460	197	99	106	92
-13,0	13,0	27	areia	10,0	1,4	1357	95	1013	507	237	119	136	101
-14,0	14,0	47	areia	10,0	1,4	2363	165	1179	590	354	177	236	118
-15,0	15,0	48	areia	10,0	1,4	2413	169	1348	674	376	188	241	135
-16,0	16,0	42	areia	10,0	1,4	2111	148	1495	748	361	180	211	150
-17,0	17,0	30	areia	10,0	1,4	1508	106	1601	801	311	155	151	160
-18,0	18,0	30	areia	10,0	1,4	1508	106	1707	854	321	161	151	171

Tabela 25 – Atrito Lateral Disponível – Método Aoki-Velloso – Sondagem F3

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 350mm

N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	Rl ult camada (kN)	Rl ult (kN)	Rl.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
5	areia	10,0	1,4	192	15	15	8	21	10	19	2
11	areia	10,0	1,4	423	34	49	25	47	24	42	5
16	areia	10,0	1,4	616	49	99	49	71	36	62	10
22	areia	10,0	1,4	847	68	166	83	101	51	85	17
26	areia	10,0	1,4	1001	80	246	123	125	62	100	25
21	areia	10,0	1,4	808	65	311	156	112	56	81	31
32	areia	10,0	1,4	1232	99	410	205	164	82	123	41
27	areia	10,0	1,4	1039	83	493	247	153	77	104	49
24	areia	10,0	1,4	924	74	567	284	149	75	92	57
21	areia	10,0	1,4	808	65	631	316	144	72	81	63
20	areia	10,0	1,4	770	62	693	347	146	73	77	69
25	areia	10,0	1,4	962	77	770	385	173	87	96	77
29	areia	10,0	1,4	1116	89	859	430	198	99	112	86
31	areia	10,0	1,4	1193	95	955	478	215	107	119	95
41	areia	10,0	1,4	1578	126	1081	541	266	133	158	108
60	areia	10,0	1,4	2309	185	1265	633	357	179	231	127
64	areia	10,0	1,4	2463	197	1462	732	393	196	246	146

Estaca Franki com diâmetro do fuste de 400mm

Cota (m)	Comprim. Estaca (m)	N	tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Rp ult (kN)	Rl ult camada (kN)	Rl ult (kN)	Rl.Serv (kN)	PR (tf) ult	PR (tf) serviço	PP (tf) ult	PL (tf) ult
-1,0	1,0	5	areia	10,0	1,4	251	18	18	9	27	13	25	2
-2,0	2,0	11	areia	10,0	1,4	553	39	56	28	61	30	55	6
-3,0	3,0	16	areia	10,0	1,4	804	56	113	56	92	46	80	11
-4,0	4,0	22	areia	10,0	1,4	1106	77	190	95	130	65	111	19
-5,0	5,0	26	areia	10,0	1,4	1307	92	282	141	159	79	131	28
-6,0	6,0	21	areia	10,0	1,4	1056	74	355	178	141	71	106	36
-7,0	7,0	32	areia	10,0	1,4	1609	113	468	234	208	104	161	47
-8,0	8,0	27	areia	10,0	1,4	1357	95	563	282	192	96	136	56
-9,0	9,0	24	areia	10,0	1,4	1206	84	647	324	185	93	121	65
-10,0	10,0	21	areia	10,0	1,4	1056	74	721	361	178	89	106	72
-11,0	11,0	20	areia	10,0	1,4	1005	70	792	396	180	90	101	79
-12,0	12,0	25	areia	10,0	1,4	1257	88	880	440	214	107	126	88
-13,0	13,0	29	areia	10,0	1,4	1458	102	982	491	244	122	146	98
-14,0	14,0	31	areia	10,0	1,4	1558	109	1091	546	265	132	156	109
-15,0	15,0	41	areia	10,0	1,4	2061	144	1235	618	330	165	206	124
-16,0	16,0	60	areia	10,0	1,4	3016	211	1446	724	446	223	302	145
-17,0	17,0	64	areia	10,0	1,4	3217	225	1671	836	489	244	322	167

### ANEXO 3 – ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA: RESULTADOS

Tabela 26 – Modelo 1 – Redistribuição das Cargas nos Pilares

MODELO 1 - Redistribuição das Cargas					
Pilar	Carga (kN) Apoio Indesloc.	Carga (kN) 1ª Iteração	Diferença %	Carga (kN) 2ª Iteração	Diferença %
P19	122,5	111,2	-9,20%	111,0	-0,23%
P28	239,7	249,2	3,94%	249,4	0,11%
P29	249,1	246,4	-1,07%	246,3	-0,05%
P22	242,2	247,4	2,13%	247,4	0,01%
P1	91,2	98,0	7,49%	98,2	0,17%
P2	133,9	117,4	-12,29%	117,2	-0,22%
P3	106,7	108,5	1,72%	108,6	0,10%
P4	90,2	87,6	-2,91%	87,6	0,06%
P5	96,7	88,3	-8,71%	88,1	-0,16%
P6	214,7	201,5	-6,13%	200,1	-0,71%
P8	185,0	189,5	2,42%	189,2	-0,13%
P9	149,3	174,1	16,60%	176,2	1,21%
P23	209,9	206,7	-1,53%	206,7	0,00%
P24	180,5	192,3	6,56%	192,6	0,16%
P12	135,2	135,0	-0,13%	135,0	-0,03%
P10	165,9	165,2	-0,43%	164,8	-0,26%
P15	137,1	144,9	5,68%	145,0	0,04%
P26	323,6	315,8	-2,41%	315,7	-0,04%
P17	237,7	238,1	0,15%	238,1	0,03%
P13	355,6	356,2	0,16%	356,2	-0,01%
P25	275,2	267,5	-2,78%	267,4	-0,06%
P27	237,5	238,4	0,39%	238,5	0,04%

Tabela 27 – Modelo 2 – Redistribuição das Cargas nos Pilares

Pilar	MODELO 2 - Redistribuição das Cargas				
	Carga (kN) Apoio Indesloc.	Carga (kN) 1ª Iteração	Diferença %	Carga (kN) 1ª Iteração	Diferença %
P19	193,8	171,6	-11,44%	169,8	-1,06%
P28	345,8	369,6	6,88%	372,0	0,67%
P29	378,4	377,8	-0,16%	376,9	-0,23%
P22	460,9	467,4	1,41%	467,6	0,03%
P1	150,2	166,2	10,64%	167,8	0,94%
P2	232,8	199,1	-14,48%	196,5	-1,27%
P3	188,2	187,7	-0,30%	188,4	0,39%
P4	132,0	124,2	-5,88%	124,2	-0,02%
P5	119,5	112,7	-5,66%	112,2	-0,40%
P6	477,2	455,5	-4,55%	453,4	-0,44%
P8	380,3	394,6	3,76%	394,5	-0,02%
P9	427,9	474,1	10,79%	479,4	1,11%
P23	364,7	358,4	-1,73%	358,4	0,01%
P24	259,0	289,7	11,84%	291,2	0,52%
P12	222,3	224,1	0,81%	223,9	-0,09%
P10	448,4	417,6	-6,87%	413,8	-0,91%
P15	288,3	298,1	3,41%	298,5	0,13%
P26	556,1	541,6	-2,62%	540,9	-0,12%
P17	457,6	461,6	0,87%	462,3	0,16%
P13	681,0	682,8	0,26%	683,2	0,06%
P25	470,5	452,4	-3,84%	451,1	-0,29%
P27	331,7	340,0	2,49%	340,5	0,16%

Tabela 28 – Modelo 3 – Redistribuição das Cargas nos Pilares

Pilar	MODELO 3 - Redistribuição das Cargas				
	Carga (kN) Apoio Indesloc.	Carga (kN) 1ª Iteração	Diferença %	Carga (kN) 2ª Iteração	Diferença %
P19	280,4	252,2	-10,05%	250,4	-0,72%
P28	560,5	596,0	6,34%	598,5	0,41%
P29	658,7	660,2	0,23%	659,4	-0,12%
P22	840,6	851,6	1,31%	851,6	0,00%
P1	286,3	312,5	9,14%	314,1	0,54%
P2	458,9	388,8	-15,27%	385,5	-0,86%
P3	323,4	329,8	1,97%	330,4	0,19%
P4	298,4	283,4	-5,04%	283,3	-0,01%
P5	253,6	233,7	-7,84%	232,5	-0,50%
P6	801,7	768,3	-4,17%	764,7	-0,47%
P8	705,6	726,5	2,96%	725,6	-0,12%
P9	641,4	756,9	18,00%	767,7	1,44%
P23	653,1	647,3	-0,90%	647,3	0,01%
P24	433,4	483,0	11,44%	486,4	0,71%
P12	458,2	465,0	1,49%	465,1	0,00%
P10	882,5	807,3	-8,52%	800,5	-0,84%
P15	558,8	569,1	1,84%	569,3	0,04%
P26	1089,8	1063,7	-2,40%	1063,0	-0,06%
P17	953,4	951,7	-0,18%	952,5	0,08%
P13	1304,3	1307,2	0,22%	1307,4	0,02%
P25	805,0	779,0	-3,23%	776,5	-0,32%
P27	572,5	587,3	2,58%	588,4	0,19%

Tabela 29 – Comparação sem interação e com interação para o cálculo dos recalques.

Ique total ulado (m) interação -estrutura	Modelo 1		Modelo B		Modelo 2	
	recalque total calculado apoio indesclocável	recalque total calculado (m) com interação solo-estrutura	recalque total calculado apoio indesclocável	recalque total calculado (m) com interação solo-estrutura	recalque total calculado apoio indesclocável	recalque total calculado (m) com interação solo-estrutura
450E-04	1,166E-03	1,060E-03	1,706E-03	1,531E-03	1,771E-03	1,592E-03
565E-04	8,369E-04	8,679E-04	1,101E-03	1,158E-03	1,133E-03	1,196E-03
219E-04	8,298E-04	8,212E-04	1,158E-03	1,150E-03	1,190E-03	1,187E-03
599E-04	6,528E-04	6,663E-04	1,133E-03	1,141E-03	1,184E-03	1,196E-03
301E-04	5,257E-04	5,628E-04	7,560E-04	8,191E-04	8,647E-04	9,462E-04
240E-04	1,485E-03	1,309E-03	2,246E-03	1,950E-03	2,502E-03	2,194E-03
407E-04	1,199E-03	1,219E-03	2,016E-03	1,992E-03	2,094E-03	2,097E-03
581E-04	4,863E-04	4,726E-04	6,821E-04	6,531E-04	7,124E-04	6,710E-04
584E-04	5,539E-04	5,092E-04	7,062E-04	6,309E-04	6,976E-04	6,598E-04
719E-04	5,122E-04	4,843E-04	6,619E-04	6,491E-04	9,941E-04	9,552E-04
302E-04	3,553E-04	3,647E-04	4,994E-04	5,096E-04	6,561E-04	6,756E-04
314E-04	3,134E-04	3,567E-04	4,617E-04	5,114E-04	7,365E-04	8,027E-04
532E-04	1,019E-03	1,005E-03	1,492E-03	1,468E-03	1,720E-03	1,701E-03
540E-04	8,273E-04	8,767E-04	1,142E-03	1,262E-03	1,200E-03	1,333E-03
516E-04	3,124E-04	3,123E-04	4,582E-04	4,618E-04	5,091E-04	5,120E-04
406E-04	6,528E-04	6,512E-04	9,696E-04	9,428E-04	1,490E-03	1,408E-03
540E-04	3,218E-04	3,389E-04	5,353E-04	5,547E-04	6,255E-04	6,427E-04
303E-04	9,155E-04	8,949E-04	1,280E-03	1,250E-03	1,429E-03	1,402E-03
521E-04	8,176E-04	8,186E-04	1,101E-03	1,106E-03	1,387E-03	1,395E-03
342E-04	8,179E-04	8,184E-04	1,268E-03	1,265E-03	1,438E-03	1,441E-03
577E-04	1,111E-03	1,083E-03	1,684E-03	1,638E-03	1,775E-03	1,730E-03
150E-04	9,655E-04	9,692E-04	1,325E-03	1,350E-03	1,363E-03	1,397E-03

## ANEXO 4 – PROJETO DE ESTRUTURAS E DAS FUNDAÇÕES: PLANTAS

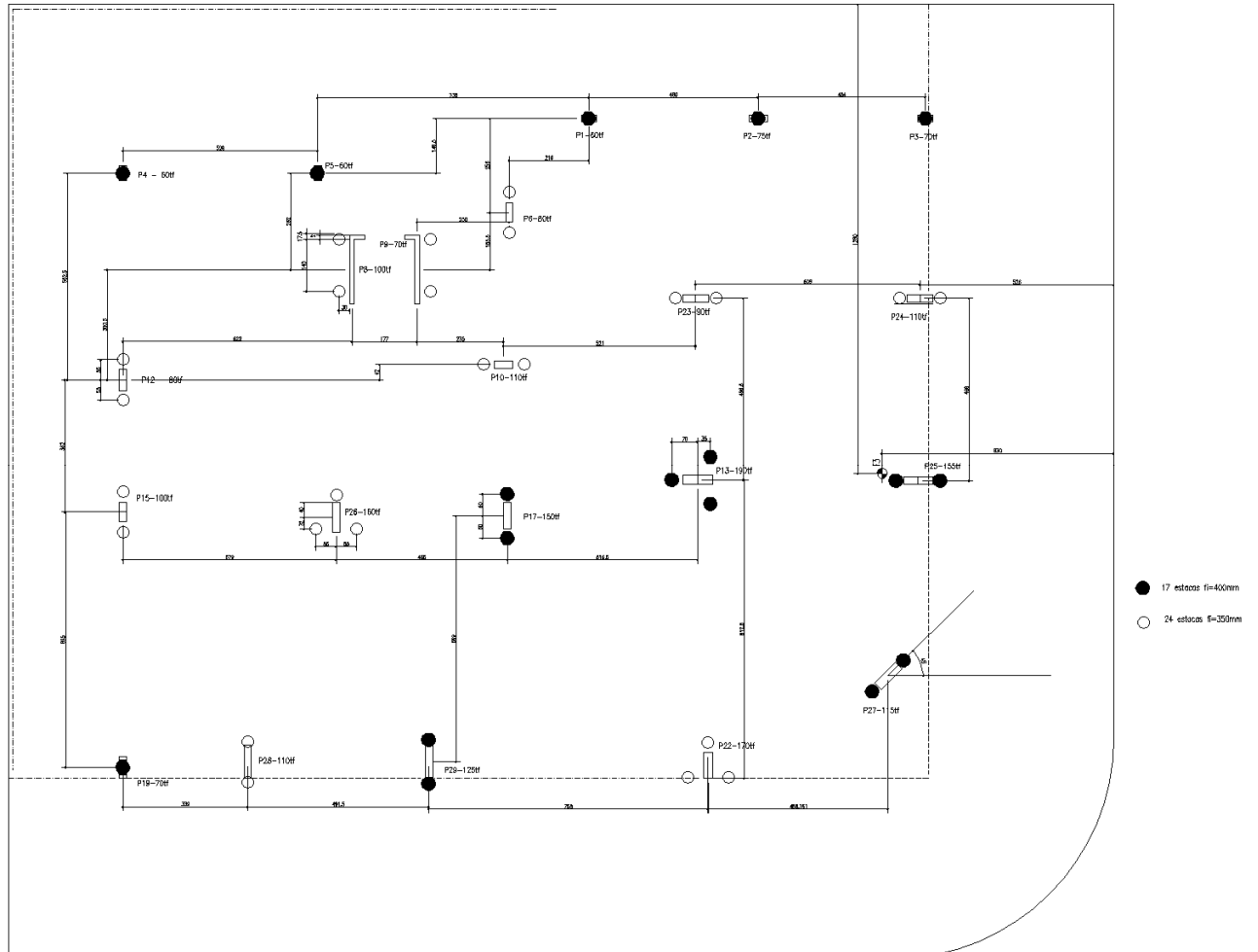


Figura 53 – Planta de Estaqueamento do Prédio



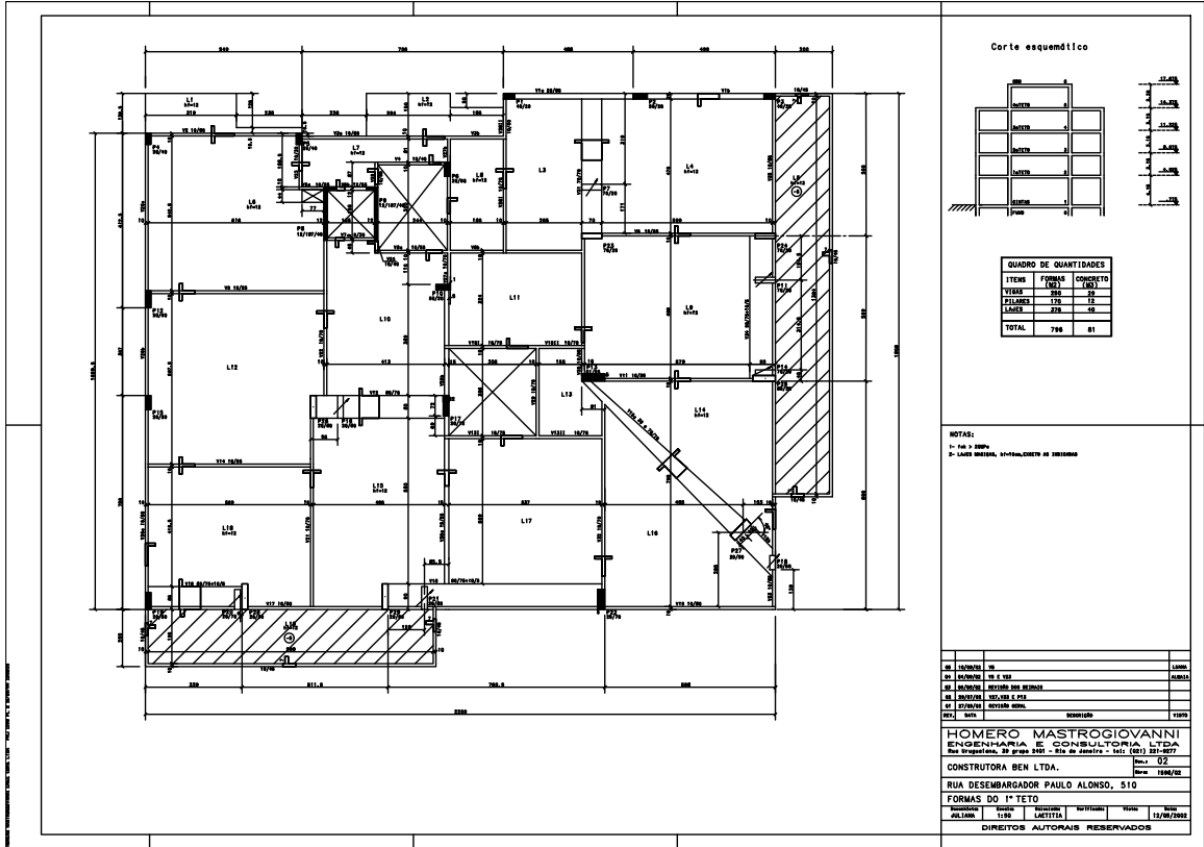


Figura 54 – Planta de Formas do 1º Teto

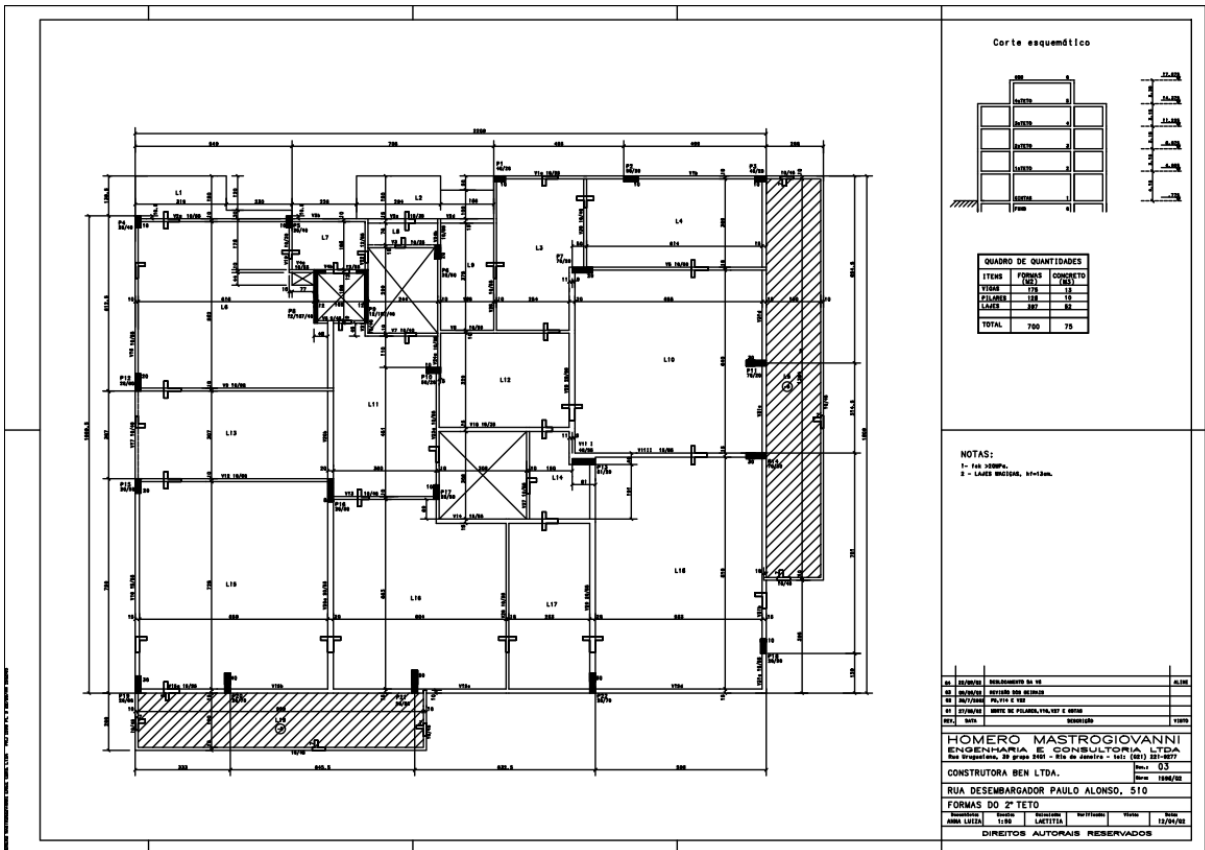


Figura 55 – Planta de Formas do 2º Teto

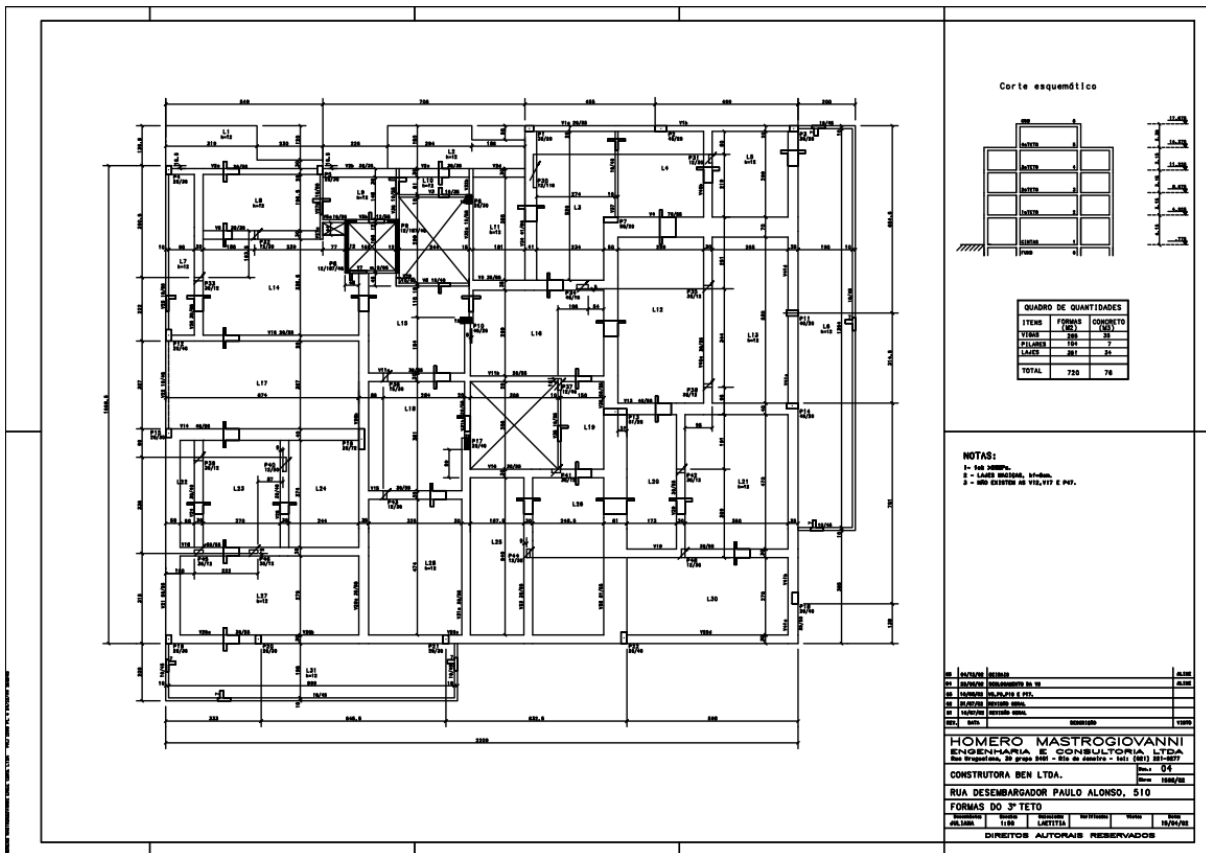


Figura 56 – Planta de Formas do 3º Teto

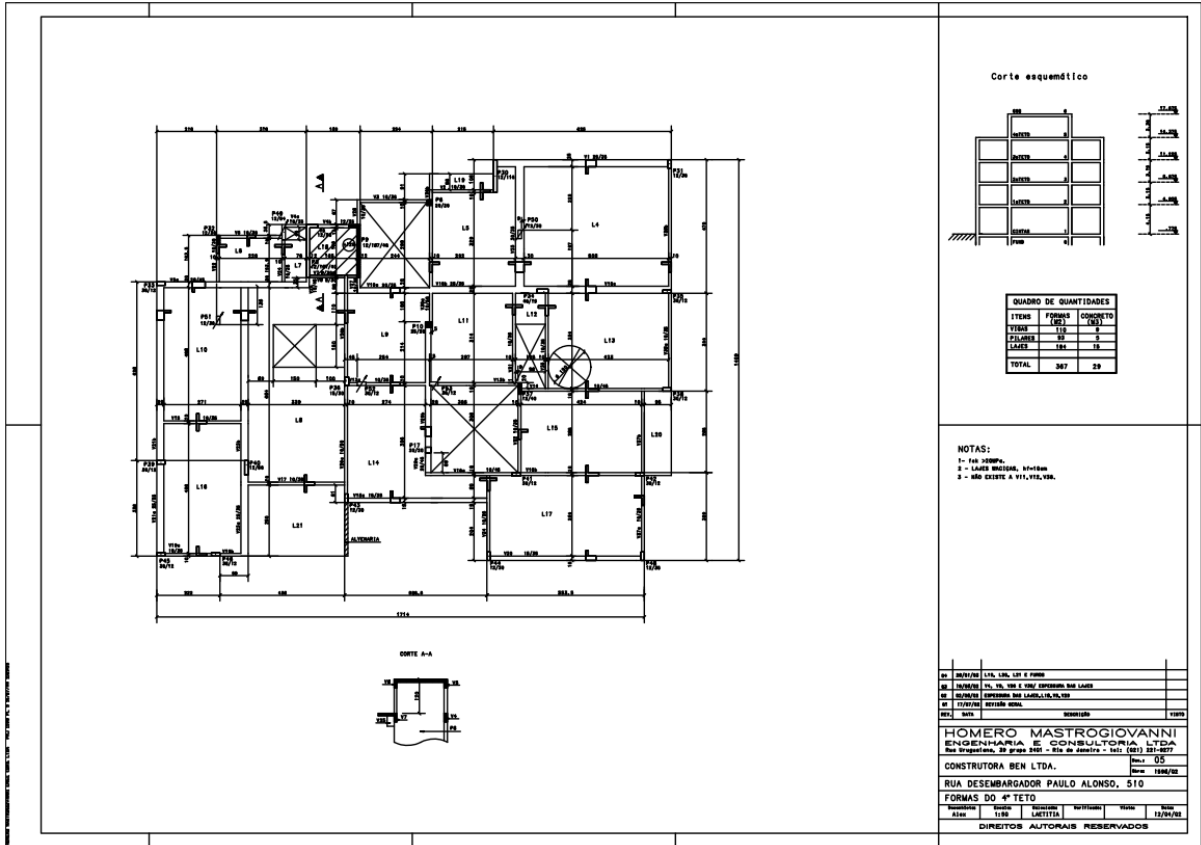


Figura 57 – Planta de Formas do 4º Teto

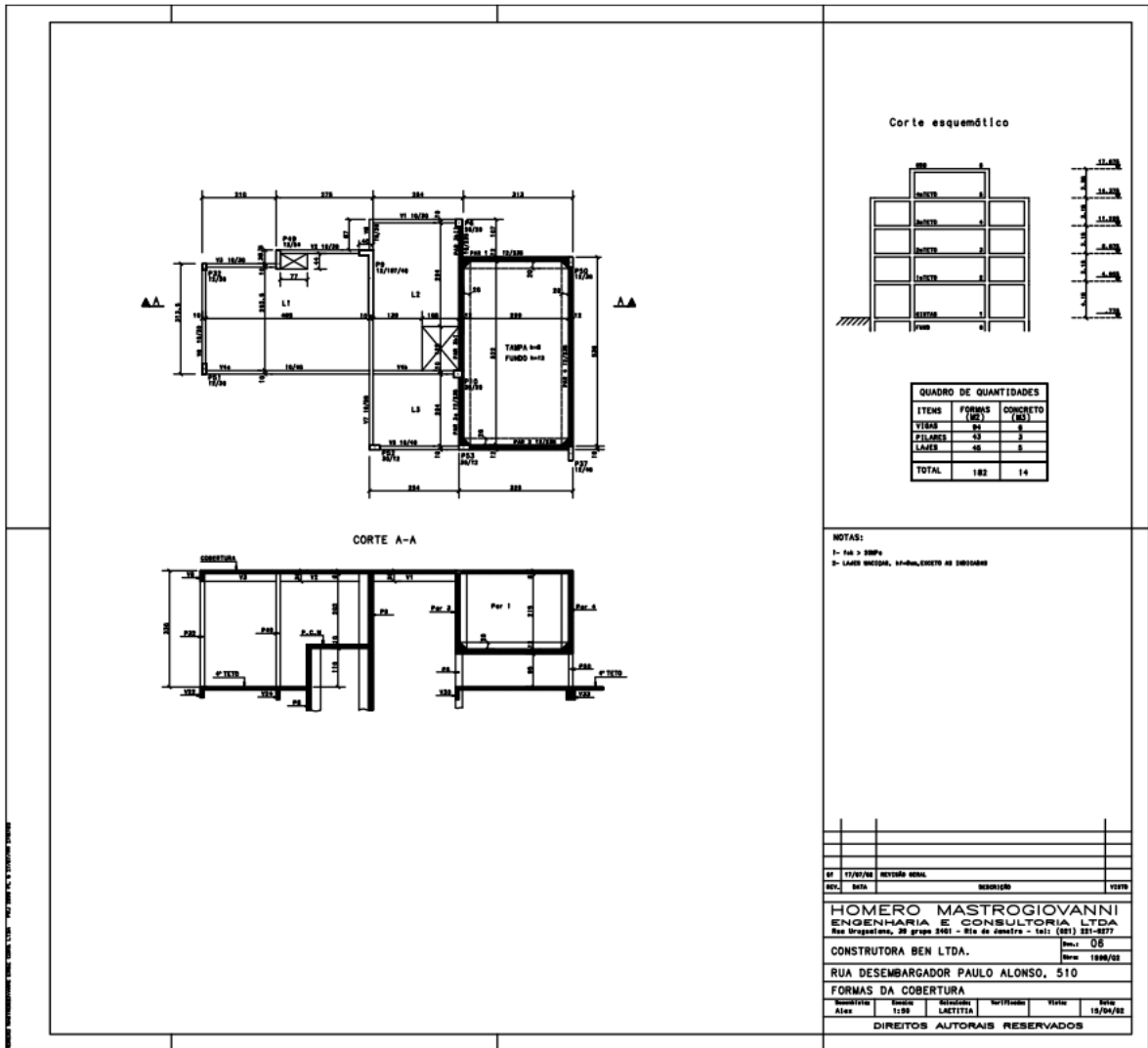


Figura 58 – Planta de Formas da Cobertura

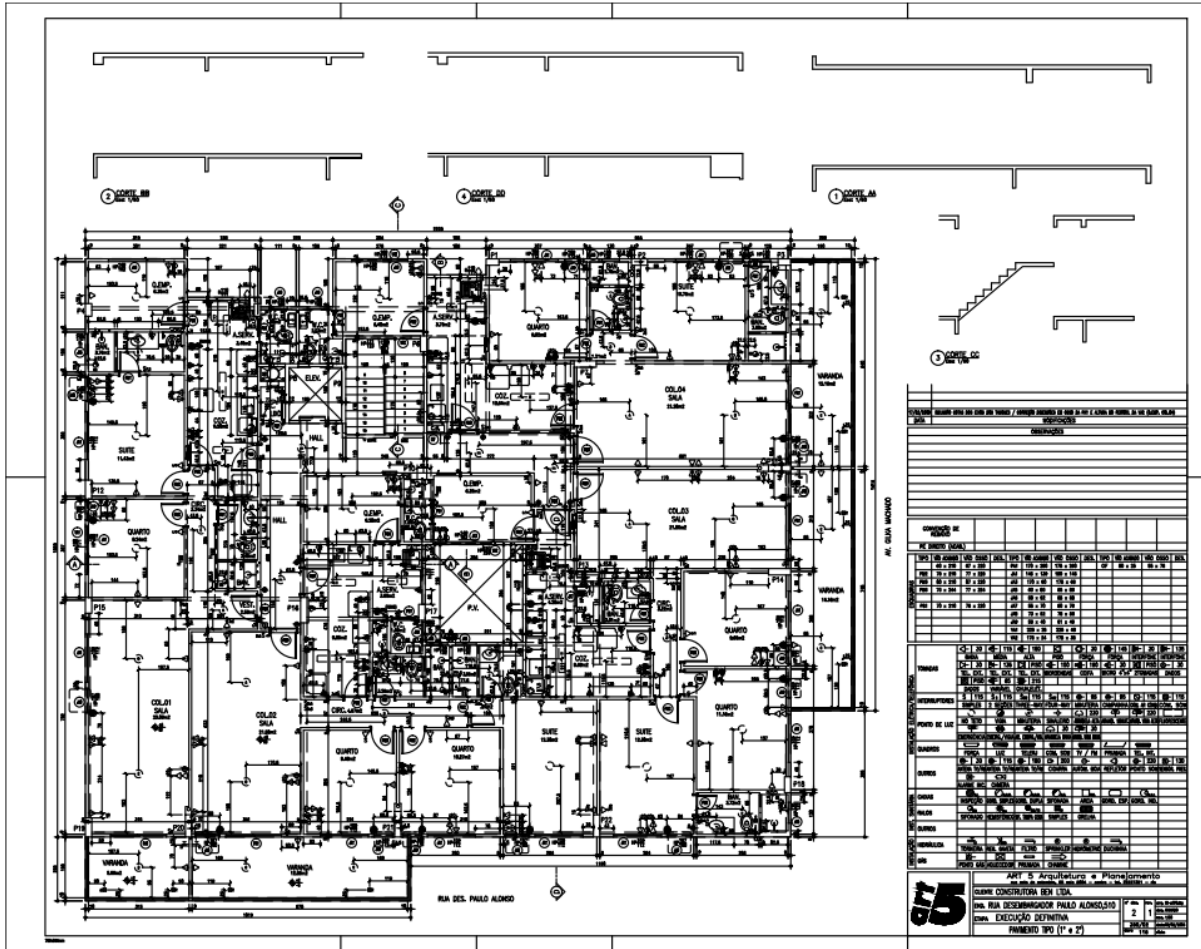


Figura 59 – Planta de Arquitetura

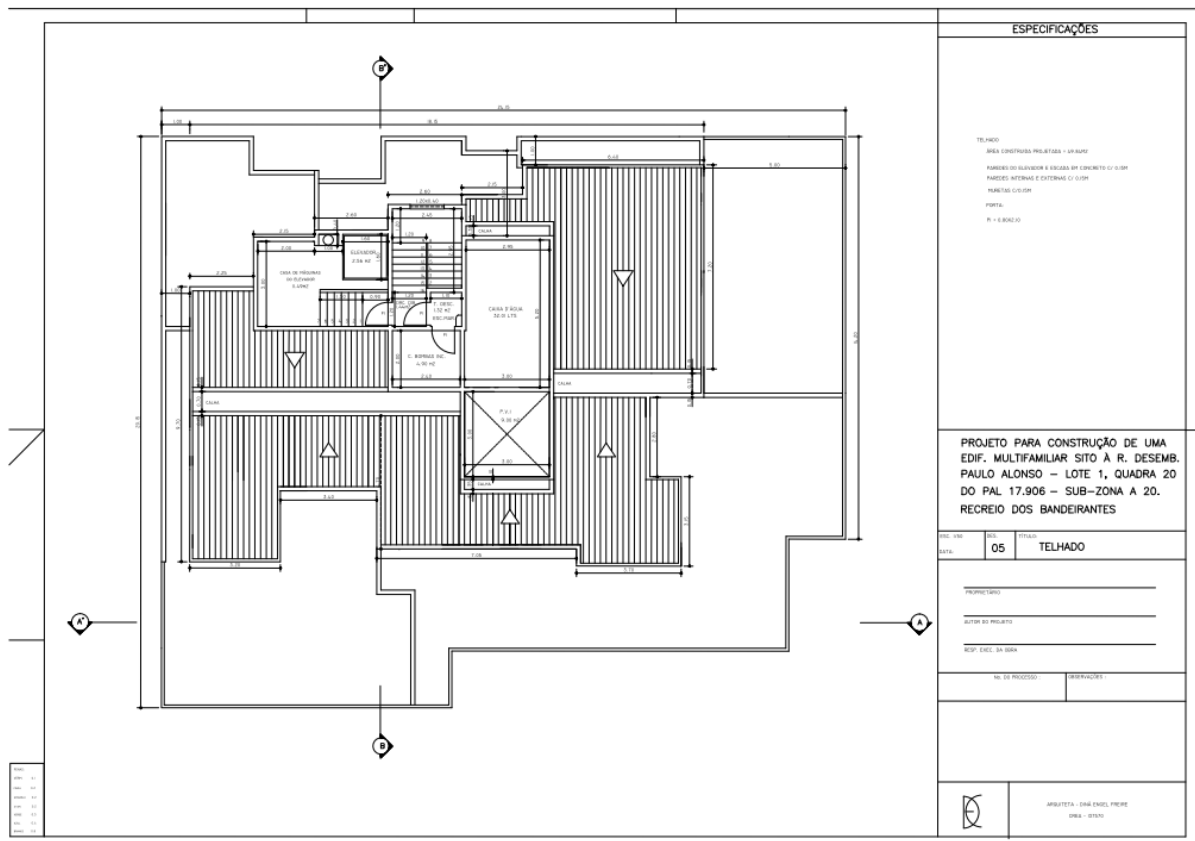


Figura 60 – Planta do Telhado