

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

MONITORAMENTO DE RECALQUES DE EDIFÍCIOS E AVALIAÇÃO DA
INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA

por

Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – PPGECA, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Área de Concentração: Geotecnia

Campina Grande
Outubro de 2003



L935m

Lucena, Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes

Monitoramento de Recalques de Edifícios e
Avaliação da Interação Solo-Estrutura / Adriano Elísio
de Figueirêdo Lopes Lucena – Campina Grande:
UFPG, 2003.

125 p.: il.

Inclui Bibliografia

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e
Ambiental) – UFPG/CCT/DEC

1. Fundações - Recalques 2. Interação Solo-
Estrutura 3. Monitoramento - Fundações

CDU: 624.15

MONITORAMENTO DE RECALQUES DE EDIFÍCIOS E AVALIAÇÃO DA
INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA

Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:

BANCA EXAMINADORA:



Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.

(Orientador)



Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc.

(Orientador)



Erinaldo Hilário Cavalcante, D.Sc.

(Examinador)



Fernando Arthur Brasil Danziger, D.Sc.

(Examinador)

Campina Grande

Outubro de 2003

A meus pais Lucena e Analúcia, pela confiança, e pelo estímulo na busca do conhecimento.

Às minhas irmãs Lêda e Luciana, e aos demais familiares, pela certeza de que esta conquista é também partilhada com vocês.

À minha noiva Nelia, pelo caminhar juntos nas conquistas e dificuldades.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a quem contribuiu direta ou indiretamente na elaboração deste trabalho. De forma especial agradeço:

A Deus, por ter-me facultado o dom da vida.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande (PPGECA – UFCG).

Ao competente professor e orientador Raimundo Leidimar Bezerra, pela orientação, estímulo constante e irrestrito apoio dispensado, fundamentais ao desenvolvimento desta dissertação.

Ao professor e orientador Alexandre Duarte Gusmão, pelas oportunas sugestões que em muito enriqueceram o conteúdo deste trabalho.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, pelos conhecimentos transmitidos.

Ao engenheiro Alcides Ferreira Machado Filho, pela imprescindível colaboração no monitoramento de recalques, o que possibilitou a confiabilidade nos resultados obtidos.

Ao meu avô, professor José Stênio de Lucena Lopes, pela valiosa revisão desta dissertação e permanente estímulo na realização deste trabalho.

Às construtoras Imagem e Heza, pela gentileza em permitir a coleta de dados em seus edifícios.

À Associação Técnico-Científica Ernesto Luís de Oliveira Júnior, ATECEL, pela colaboração e apoio no decorrer da elaboração desta dissertação.

A todos os colegas do Curso de Mestrado, pois sempre estivemos unidos, visando o bem-estar comum, pela amizade e apoio.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela colaboração financeira, tornando possível a realização do presente trabalho.

Monitoramento de Recalques de Edifícios e Avaliação da Interação Solo – Estrutura

Resumo

O monitoramento de recalques em edifícios vem se tornando uma prática cada vez mais constante no cenário da construção civil brasileira. Ele possibilita a verificação do desempenho global da fundação, permitindo assim a análise da interação solo-estrutura do conjunto, tendo sua importância sido reconhecida e recomendada pela NBR – 6122/1996 (norma de projeto e execução de fundações).

A prática comum nos projetos de edificações é não levar em consideração o efeito desta interação, embora vários estudos realizados mostrem sua importância, tais como a redução dos recalques diferenciais, a redistribuição de esforços na estrutura e a maior influência dos primeiros pavimentos na uniformização dos recalques. O monitoramento de recalques e a análise da interação solo-estrutura possibilitam, entre outras vantagens, viabilizar fundações que não seriam possíveis em uma análise convencional, propiciando assim uma diminuição no custo global da obra.

Este trabalho apresenta um estudo sobre a interação solo-estrutura através do monitoramento de recalques de três edifícios acompanhados desde o início da construção, situados na zona litorânea da cidade de João Pessoa. Os principais pontos analisados são: a evolução dos recalques ao longo do tempo e a interação solo-estrutura. Realiza-se também uma comparação entre os recalques obtidos através do monitoramento com os recalques calculados através dos métodos tradicionais de previsão de recalques.

Os estudos apresentaram bons resultados, contribuindo para solidificar a importância e o valor dados ao monitoramento de recalques e à análise da interação solo-estrutura, como controle tecnológico de obras e mecanismo de previsão de danos e acidentes estruturais.

Settlements Measurement of Buildings and Analysis of the Soil – Structure Interaction

Abstract

The settlements measurement in buildings is becoming an even more common practice at Brazilian's civil construction scenery. Through this measurement is possible to verify the foundation's global performance, allowing this way, the analysis of the whole soil-structure interaction. It's importance has been recognized and recommended by the NBR – 6122/1996 (foundation's project and execution rules).

It's common practice in building's projects not to consider the effect of this interaction, although many studies have showed its importance, as the differentials settlements reduction, the redistribution of loading on the structure, and the larger influence of the firsts floors in the settlements standardization. The settlements measurement and the analysis of the soil-structure interaction make possible, among other advantages, to supply foundations that would not be possible in a conventional analysis, propitiating this way a decrease in the building execution cost.

This work presents a study about the soil-structure interaction through settlements measurement of three buildings situated in the coast of João Pessoa city, which were controlled since the beginning of the construction. The main points analyzed were: the evolution of settlements in the time and the soil-structure interaction. It's was also realized a comparison, between the settlements obtained through the measurement with the ones calculated through traditional methods of settlement prevision.

The studies presented satisfactory results, which contributed to solidify the importance and value gave to the settlements measurement and to the analysis of the soil-structure interaction, like building's technological control and the mechanism of damage and structural accidents prevision.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1– Considerações Gerais.....	1
1.2– Objetivos da Pesquisa.....	3
1.3– Organização da Dissertação.....	3
1.4– Considerações Adicionais.....	4
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 – Interação Solo-Estrutura em Edificações.....	5
2.1.1 – Metodologia para Análise de Medições de Recalques.....	6
2.2 – Recalques.....	10
2.2.1 – Tipos de Recalques.....	10
2.2.2 – Métodos de Previsão de Recalques.....	12
2.2.3 – Recalques Imediatos.....	13
2.2.4 – Recalques por Adensamento.....	24
2.2.5 – Recalques Secundários.....	26
2.3 – Critérios de Segurança.....	27
2.4 – Breve Histórico do Monitoramento de Recalques no Brasil.....	29
2.5 – Monitoramento de Recalques.....	31
2.5.1 – Objetivos do Monitoramento de Recalques.....	31
2.5.2 – Escolha dos Pontos a Serem Monitorados.....	32
2.5.3 – Equipamentos Utilizados no Monitoramento de Recalques.....	33

2.5.4 – Procedimento para a Medição dos Recalques.....	34
2.5.5 – Apresentação dos Resultados.....	35
CAPÍTULO 3 – CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS, DOS TERRENOS DE FUNDAÇÃO E DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NO MONITORAMENTO.....	37
3.1 – Generalidades.....	37
3.2 – Geologia Local.....	37
3.3 – Características Gerais do Edifício Residencial Enseada Guarujá V.....	39
3.3.1 – Características do Terreno.....	43
3.4 – Características Gerais do Edifício Irineu Catão.....	44
3.4.1 – Características do Terreno.....	48
3.5 – Características Gerais do Edifício Mar da Galiléia.....	50
3.5.1 – Características do Terreno.....	54
3.6 – Equipamentos Empregados.....	57
CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	63
4.1 – Generalidades.....	63
4.2 – Recalques Medidos.....	63
4.3 – Recalques Estimados.....	74
4.4 – Avaliação da Interação Solo-Estrutura.....	80
4.4.1 – Curva de Isorecalques.....	80
4.4.2 – Fator de Recalque Absoluto.....	84
4.4.3 – Desvio Padrão e Coeficiente de Variação.....	92
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	96
5.1 – Conclusões.....	96
5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas.....	98

CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
APÊNDICE I – PERFIS DE SONDAGEM DOS EDIFÍCIOS MONITORADOS.	107
APÊNDICE II – RESULTADOS TABELADOS.....	116
II.1 – Edifício Guarujá V.....	116
II.2 – Edifício Irineu Catão.....	118
II.3 – Edifício Mar da Galiléia.....	119
II.4 – Recalques Medidos e Estimados.....	121
II.5 – Etapas da Obras.....	124

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Modelos para estimativa do recalque de edificações (Gusmão, 1994a).....	8
Figura 2.2	Recalques de uma estrutura.....	12
Figura 2.3	Perfis de índice de deformação específica (Schmertmann et al., 1978).....	16
Figura 2.4	Método de Schultze e Sherif (1973).....	19
Figura 2.5	Profundidade de influência Z_1 (Burland e Burbidge, 1985).....	21
Figura 2.6	Curva carga x recalque do pilar P12 (Lobo et al., 1998).....	36
Figura 2.7	Planta dos pilares e curvas de isorecalques (Lobo et al., 1998)..	36
Figura 3.1	Planta de locação dos pilares e das sapatas – Edifício Guarujá V.....	41
Figura 3.2	Edifício Guarujá V com 4 lajes concretadas.....	42
Figura 3.3	Edifício Guarujá V – fase de revestimento.....	42
Figura 3.4	Monitoramento de recalques no edifício Guarujá V.....	43
Figura 3.5	Locação dos furos de sondagem do edifício Guarujá V.....	43
Figura 3.6	Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01 - Edifício Guarujá V.....	44
Figura 3.7	Planta de locação dos pilares e das sapatas – Edifício Irineu Catão.....	46
Figura 3.8	Medição de recalque – Edifício Irineu Catão.....	47
Figura 3.9	Edifício Irineu Catão antes da concretagem da 1ª laje.....	47
Figura 3.10	Edifício Irineu Catão – fase final de execução das alvenarias.....	48
Figura 3.11	Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01- Edifício Irineu Catão.....	49
Figura 3.12	Locação dos furos de sondagem do edifício Irineu Catão.....	50
Figura 3.13	Planta de locação dos pilares e das sapatas – Edifício Mar da Galiléia.....	52
Figura 3.14	Edifício Mar da Galiléia antes da concretagem dos pilares.....	53
Figura 3.15	Edifício Mar da Galiléia antes da concretagem da 7ª laje.....	53

Figura 3.16	Locação dos furos de sondagem do edifício Mar da Galiléia.....	54
Figura 3.17	Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01 - Edifício Mar da Galiléia.....	55
Figura 3.18	Estaca de areia e cimento.....	56
Figura 3.19	Pino e parafuso utilizados no monitoramento.....	57
Figura 3.20	Parafuso fixado no pilar.....	58
Figura 3.21	Colocação do pino para se efetuar a medição do recalque.....	58
Figura 3.22	Nível ótico Pentax AL – 240.....	59
Figura 3.23	Mira utilizada no monitoramento de recalques.....	60
Figura 3.24	Referência de nível do edifício Guarujá V.....	61
Figura 3.25	Referência de nível do edifício Irineu Catão.....	61
Figura 3.26	Referência de nível do edifício Mar da Galiléia.....	62
Figura 4.1	Carregamento x recalque- Edifício Guarujá V.....	68
Figura 4.2	Curvas recalque vs tempo no Edifício Guarujá V.....	68
Figura 4.3	Carregamento x recalque - Edifício Irineu Catão.....	69
Figura 4.4	Curva recalque vs tempo no edifício Irineu Catão.....	69
Figura 4.5	Carregamento x recalque – Edifício Mar da Galiléia.....	70
Figura 4.6	Curva recalque x tempo no edifício Mar da Galiléia.....	70
Figura 4.7	Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.....	71
Figura 4.8	Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.....	72
Figura 4.9	Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	72
Figura 4.10	Recalques diferenciais específicos – Edifício Guarujá V.....	73
Figura 4.11	Recalques diferenciais específicos – Edifício Irineu Catão.....	73
Figura 4.12	Recalques diferenciais específicos – Edifício Mar da Galiléia.....	74
Figura 4.13	Recalques medidos e estimados – Edifício Guarujá V.....	75
Figura 4.14	Recalques medidos e estimados – Edifício Irineu Catão.....	76
Figura 4.15	Recalques medidos e estimados – Edifício Mar da Galiléia.....	76
Figura 4.16	Recalques estimados e medidos dos pilares do pórtico principal – Edifício Guarujá V.....	77

Figura 4.17	Recalques estimados e medidos dos pilares do pórtico principal – Edifício Irineu Catão.....	78
Figura 4.18	Curva de isorecalques medidos – Edifício Guarujá V.....	81
Figura 4.19	Curva de isorecalques medidos – Edifício Irineu Catão.....	82
Figura 4.20	Curva de isorecalques medidos – Edifício Mar da Galiléia.....	83
Figura 4.21	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Guarujá V.....	84
Figura 4.22	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Barata (1984) – Edifício Guarujá V.....	85
Figura 4.23	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Guarujá V.....	85
Figura 4.24	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Guarujá V.....	86
Figura 4.25	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Irineu Catão.....	86
Figura 4.26	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Barata (1984) – Edifício Irineu Catão.....	87
Figura 4.27	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Irineu Catão.....	87
Figura 4.28	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Irineu Catão.....	88
Figura 4.29	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Mar da Galiléia.....	88
Figura 4.30	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Barata (1984) – Edifício Mar da Galiléia.....	89
Figura 4.31	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Mar da Galiléia.....	89
Figura 4.32	Comparação entre os valores de AR_{med} e AR_{est} – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Mar da Galiléia.....	90
Figura 4.33	Variação do $AR_{máx}$ e $AR_{mín}$ ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.....	91
Figura 4.34	Variação do $AR_{máx}$ e $AR_{mín}$ ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.....	91

Figura 4.35	Variação do $AR_{m\acute{a}x}$ e $AR_{m\acute{i}n}$ ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	92
Figura 4.36	Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Guarujá V..	93
Figura 4.37	Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Irineu Catão.....	93
Figura 4.38	Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	94
Figura 4.39	Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Guarujá V.....	94
Figura 4.40	Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Irineu Catão.....	95
Figura 4.41	Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	95
Figura I.1	Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Guarujá V.....	107
Figura I.2	Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Guarujá V.....	108
Figura I.3	Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Guarujá V.....	109
Figura I.4	Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Irineu Catão.....	110
Figura I.5	Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Irineu Catão.....	111
Figura I.6	Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Irineu Catão.....	112
Figura I.7	Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Mar da Galiléia.....	113
Figura I.8	Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Mar da Galiléia.....	114
Figura I.9	Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Mar da Galiléia.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Metodologia de estudos da ISE (Gusmão Filho, 1998).....	7
Tabela 2.2	Fatores de forma I_s para carregamento na superfície de um meio de espessura infinita (Perloff, 1975).....	14
Tabela 2.3	Valores de I_s . I_h para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita (Harr, 1966).....	15
Tabela 2.4	Valores do coeficiente de correlação K (Teixeira, 1993).....	17
Tabela 2.5	Valores da constante m em função da forma da área carregada (Timoshenko e Goodier, 1951).....	23
Tabela 2.6	Critérios de danos (Bjerrum, 1963).....	28
Tabela 2.7	Carga estimada atuante nos pilares e recalques totais medidos (Lobo et al., 1998).....	35
Tabela 3.1	Dimensões de pilares, sapatas, e cargas totais – Edifício Guarujá V.....	40
Tabela 3.2	Dimensões de pilares, sapatas, e cargas totais – Edifício Irineu Catão.....	45
Tabela 3.3	Dimensões de pilares, sapatas, e cargas totais – Edifício Mar da Galiléia.....	51
Tabela 3.4	Características do nível ótico Pentax AL – 240.....	59
Tabela 4.1	Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.....	64
Tabela 4.2	Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.....	65
Tabela 4.3	Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	66
Tabela 4.4	Distribuição das cargas na estrutura (Gusmão e Calado Jr., 2002).....	67

Tabela 4.5	Recalques médios estimados – Edifício Mar da Galiléia.....	77
Tabela 4.6	Recalques diferenciais específicos máximos estimados e medidos – Edifício Guarujá V.....	79
Tabela 4.7	Recalques diferenciais específicos máximos estimados e medidos – Edifício Irineu Catão.....	80
Tabela II.1	Fatores de recalque absolutos – Edifício Guarujá V.....	116
Tabela II.2	Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Guarujá V.....	117
Tabela II.3	Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.....	117
Tabela II.4	Fatores de recalque absolutos – Edifício Irineu Catão.....	118
Tabela II.5	Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Irineu Catão.....	118
Tabela II.6	Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.....	119
Tabela II.7	Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.....	119
Tabela II.8	Fatores de recalque absolutos – Edifício Mar da Galiléia.....	120
Tabela II.9	Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Mar da Galiléia.....	120
Tabela II.10	Recalques medidos e estimados – Edifício Guarujá V.....	121
Tabela II.11	Recalques medidos e estimados – Edifício Irineu Catão.....	121
Tabela II.12	recalques medidos e estimados(considerando o melhoramento do solo) – Edifício Mar da Galiléia.....	122
Tabela II.13	Recalques medidos e estimados(sem considerar o melhoramento do solo) – Edifício Mar da Galiléia.....	123
Tabela II. 14	Etapas da obra – Edifício Guarujá V.....	124
Tabela II.15	Etapas da obra – Edifício Irineu Catão.....	124
Tabela II.16	Etapas da obra – Edifício Mar da Galiléia.....	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

α	Fator reológico.
δ	Recalque diferencial.
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão.
Δ_z	Espessura da camada.
ϵ_z	Deformação específica.
γ	Peso específico do solo.
λ_c	Fator de forma esférica.
λ_d	Fator de forma desvio.
μ	Coefficiente de Poisson.
σ	Tensão aplicada.
σ'_p	Tensão de sobreadensamento.
σ'_{v0}	Tensão geostática efetiva do solo.
$\sigma'_{v,p}$	Tensão geostática no nível do pico.
σ_n	Desvio padrão dos recalques.
A	Área da placa ensaiada.
A_f	Área da fundação.
A_p	Área da placa.
AR	Fator de recalque absoluto.
AR_{est}	Fator de recalque absoluto estimado.
AR_{med}	Fator de recalque absoluto medido.
B	Largura ou diâmetro da fundação.
B^*	Largura ou diâmetro de referência da fundação.
B_f	Largura da base da fundação.
B_p	Largura da base da placa.
c	Profundidade de apoio da fundação.
C_t	Correção devida ao embutimento.

C_2	Correção devida a deformações viscosas (creep).
C_{α}	Índice de compressão secundária.
C_c	Índice de compressão.
Cia	Companhia.
CPT	Cone Penetration Test.
C_r	Índice de recompressão.
CV	Coefficiente de variação.
e_0	Índice de vazios inicial.
E	Módulo de deformabilidade do solo.
E_c	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor esférico.
E_d	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor desviador.
f_l	Fator de espessura compressível.
f_s	Fator de forma.
F	Coefficiente de recalque.
h	Espessura do meio.
H	Espessura e profundidade da camada compressível.
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.
I_d	Fator de embutimento.
I_c	Índice de deformação específica.
$I_{e, \text{pico}}$	Índice de deformação específica do pico.
I_h	Fator de espessura da camada compressível.
I_s	Fator de forma da sapata e de sua rigidez.
ISE	Interação solo-estrutura.
l	Distância entre os elementos de fundação.
l_c	Recalque no centro do edifício.
l_b	Recalque no bordo do edifício.
L	Maior dimensão da sapata.
m	Constante em função da forma da área carregada.
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração.
NBR	Norma Brasileira Registrada.
N_{corr}	Índice de resistência à penetração corrigida.
OCR	Razão de sobre-adensamento.
q	Tensão média aplicada.

q_c	Resistência de ponta do cone.
RN	Referência de nível.
s	Recalque total.
s_a	Recalque por adensamento.
SC	Santa Catarina
s_f	Recalque da fundação.
s_i	Recalque imediato.
S_i	Recalque absoluto do apoio i.
S_m	Recalque absoluto médio.
s_p	Recalque da placa.
SPT	Standard Penetration Test.
s_s	Recalque secundário.
t	Tempo.
t_p	Tempo de ocorrência do recalque primário.
t_s	Período de tempo de interesse.
Z_1	Profundidade de influência.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Gerais

Toda obra - seja ela apoiada em fundações superficiais ou profundas - apresenta recalques, que ocorrem normalmente devido à aplicação das cargas no terreno.

A magnitude dos recalques de uma obra deve ser avaliada sempre, a fim de garantir ou verificar a compatibilidade dos recalques observados com aqueles admitidos pela estrutura em questão.

O acompanhamento de recalque durante a construção permite avaliar a interação solo-estrutura, a redistribuição de carga entre pilares, além de possibilitar estimativas de parâmetros de deformabilidade do solo.

Embora de suma importância ao estudo do comportamento das obras de engenharia, a disponibilidade de dados resultantes de medições à comunidade científica é bastante escassa. Em geral, a preocupação com o comportamento da evolução de recalques de uma edificação só surge, quando começam a aparecer problemas na edificação, tais como trincas ou rachaduras.

O mecanismo de interação solo-estrutura tem grande influência nos danos provocados por recalques nos edifícios. A maioria dos critérios para avaliar o desempenho das edificações consiste em comparar os movimentos estimados da fundação com os valores máximos admissíveis (Skempton e MacDonald, 1956). Os movimentos da fundação em edificações são controlados pela interação solo-estrutura (Gusmão, 1994a).

A prática comum nos projetos de edificações é não levar em consideração o efeito desta interação, embora vários estudos realizados mostrem sua importância, tais como a redução dos recalques diferenciais, a redistribuição de esforços na estrutura e a maior influência dos primeiros pavimentos na uniformização dos recalques. Em decorrência, a interação solo-estrutura tem também o efeito de reduzir o aparecimento de danos devido a recalques nos edifícios e localizá-los em sua maioria nos primeiros pavimentos (Gusmão e Gusmão Filho, 1994).

Entretanto, ultimamente, a importância e o valor dados ao monitoramento de recalques e a análise da interação solo-estrutura, como controle tecnológico de obras e mecanismo de previsão de danos e acidentes estruturais, vêm aumentando significativamente. Eles possibilitam, entre outras vantagens, viabilizar fundações que não seriam possíveis em uma análise convencional, propiciando assim uma diminuição no custo global da obra.

Dessa forma, além da importância de se ampliar o banco de dados relativos à avaliação da interação solo-estrutura a partir do monitoramento de recalques, trata-se da primeira pesquisa deste tipo na cidade de João Pessoa, a qual vem atravessando recentemente um grande crescimento imobiliário, tendo como consequência o aumento da preocupação com a qualidade e a segurança das obras construídas.

Portanto, esta dissertação apresenta um estudo sobre a interação solo-estrutura através do monitoramento de recalques de três edifícios acompanhados

desde o início da construção, situados na zona litorânea da cidade de João Pessoa.

1.2 – Objetivos da Pesquisa

Os principais objetivos desta pesquisa são: análise da evolução dos recalques ao longo do tempo da construção, comparação entre os recalques obtidos através do monitoramento com os recalques calculados através dos métodos tradicionais de previsão de recalques, avaliação da interação solo-estrutura nos edifícios monitorados, e a ampliação da experiência local quanto ao comportamento do solo sob determinados tipos de fundações e carregamentos.

1.3 – Organização da Dissertação

Esta dissertação está dividida em seis Capítulos e dois Apêndices. Os assuntos estão distribuídos da seguinte maneira:

No presente Capítulo está a introdução, onde se tem apresentado um panorama geral do trabalho quanto à importância do monitoramento de recalques e avaliação da interação solo-estrutura, quanto à importância da pesquisa e quanto aos objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica a respeito dos recalques e de seu monitoramento, e da interação solo-estrutura, bem como a evolução da utilização destes parâmetros na Engenharia de Fundações no Brasil. Apresenta-se também a conceituação teórica da interação solo-estrutura, e ainda são abordados os critérios de interpretação dos dados obtidos através do monitoramento de recalques.

No Capítulo 3 são apresentados os dados relativos aos edifícios monitorados e os respectivos perfis dos terrenos das fundações, além da

caracterização dos equipamentos utilizados no processo de monitoramento dos recalques.

A apresentação e a análise dos resultados são feitas no Capítulo 4, onde os recalques medidos são analisados individualmente e comparados com os recalques estimados por métodos convencionais. Sendo ainda realizada uma avaliação da interação solo-estrutura a partir dos resultados obtidos através do monitoramento dos recalques.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras, enquanto no Capítulo 6 estão listadas as referências bibliográficas usadas para o desenvolvimento desta dissertação.

No Apêndice I são mostrados os perfis de sondagem à percussão dos edifícios monitorados, enquanto no Apêndice II são mostrados, em Tabelas, alguns resultados apresentados no Capítulo 4 em forma de gráficos.

1.4 – Considerações Adicionais

Esta pesquisa representa parte de um esforço contínuo da Área de Geotecnia da UFCG para obter parâmetros de engenharia dos solos de João Pessoa, como forma de permitir aos projetistas de fundações a realização de projetos de forma mais segura e econômica.

As diversas etapas de coletas de dados em João Pessoa foram realizadas através de um trabalho conjunto de cooperação entre a Área de Geotecnia da UFCG e a ATECEL – Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Interação Solo-Estrutura em Edificações

Podem-se considerar os edifícios como sendo constituídos por três diferentes partes: a superestrutura, a infra-estrutura ou fundação e o maciço de solo ou rocha no qual se assenta a fundação. O desempenho do edifício é controlado pela interação entre estas três partes, em um mecanismo denominado interação solo-estrutura (ISE) (Gusmão, 1994a).

O projeto estrutural é geralmente desenvolvido admitindo-se a hipótese dos apoios da edificação não sofrerem recalques diferenciais; já o projeto de fundação é desenvolvido levando-se em consideração apenas as cargas nos apoios e as propriedades do terreno de fundação e a estrutura, desprezando-se assim os efeitos provocados pela interação solo-estrutura.

Entre os principais efeitos da ISE está a redistribuição de esforços nos elementos estruturais (principalmente das cargas nos pilares), que podem provocar (no caso de recalques elevados), o aparecimento de danos à edificação, como fissuras e esmagamentos de pilares.

Um segundo efeito bastante importante é a rigidez relativa estrutura-solo, que restringe o movimento relativo entre os apoios da estrutura e faz com que os recalques diferenciais medidos sejam inferiores aos recalques estimados convencionalmente.

De acordo com Burland et al. (1977), é importante se fazer distinção entre os dois maiores passos em uma análise de interação solo-estrutura: o primeiro, é a estimativa da grandeza dos recalques e da deformada de recalques da edificação, e o segundo passo é o cálculo da distribuição de cargas e esforços na estrutura.

Diversos trabalhos têm mostrado que, enquanto o recalque diferencial diminui com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, o recalque absoluto médio é praticamente independente, ou seja, a distribuição dos recalques é governada pela ISE (Meyerhof, 1953).

A deformada de recalques se torna mais suave com o aumento da rigidez da estrutura, com os apoios mais carregados tendendo a recalcar menos que o previsto, enquanto os apoios menos carregados tendem a recalcar mais.

2.1.1 – Metodologia para Análise de Medições de Recalques

Tratando-se de mecanismo tão complexo, os estudos da ISE, mesmo fazendo uso de modelos simplificados para a superestrutura e o terreno de fundação, têm procurado avaliar os efeitos da interação de maior interesse na prática da engenharia. Na superestrutura, a avaliação dos efeitos se dá através dos esforços, e no terreno de fundação através dos recalques.

Podem-se assim identificar diferentes metodologias adotadas nos estudos da ISE dependendo da variável escolhida, que se encontram sintetizados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Metodologia de estudos da ISE (Gusmão Filho, 1998).

Variável em Estudo	Metodologia Utilizada
1 – Superestrutura	Análise estrutural para fins de esforços devido a movimentos da fundação (recalques)
2 – Infra-estrutura	Instrumentação para fins de determinação das pressões transmitidas ao terreno de fundação
3 – Terreno de Fundação	Medição de recalques devido ao carregamento transmitido pelas fundações
4 – Todo o sistema	Análise numérica para fins de estudos paramétricos e de previsão de desempenho

Segundo Gusmão (1994a), a análise dos recalques medidos de uma edificação deve compreender dois aspectos fundamentais: (i) o monitoramento deve assegurar que os resultados obtidos sejam representativos do desempenho da edificação, (ii) os resultados devem ser corretamente interpretados.

Gusmão (1994a) mostrou ainda que se pode analisar o desempenho de uma edificação qualquer associando este desempenho a dois diferentes modelos: um que represente o valor médio dos recalques (tensão-deformação do terreno); e outro que represente a sua distribuição (interação solo-estrutura), como mostra a Figura 2.1.

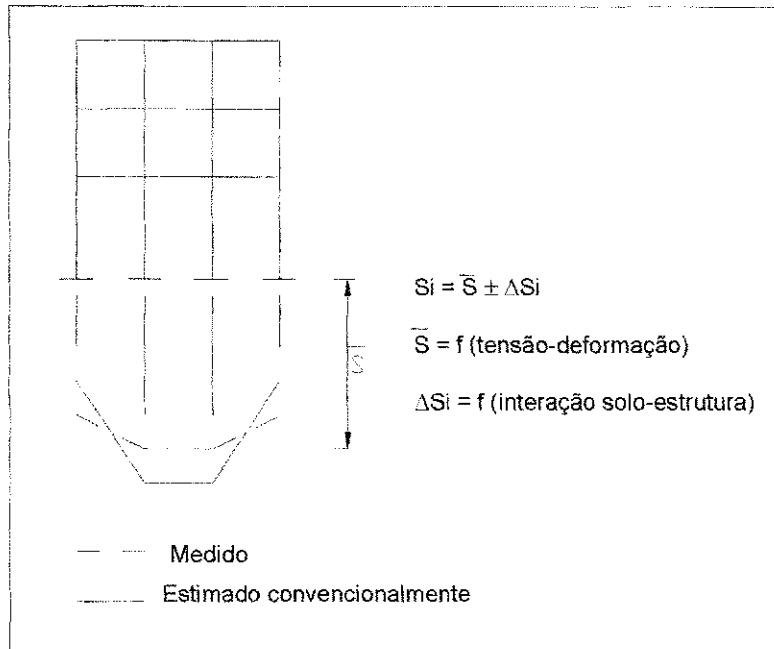


Figura 2.1 – Modelos para estimativa do recalque de edificações (Gusmão, 1994a).

A ISE influencia a deformada de recalques da edificação, fazendo com que fique mais suave, embora o recalque absoluto médio seja independente. Com isto, pode-se admitir que o recalque absoluto médio seja função apenas do carregamento total da estrutura e das propriedades de deformação do terreno. Conseqüentemente, a diferença entre os valores do recalque médio medido e estimado pode ser associada à representatividade do modelo tensão-deformação adotado. Quanto menor for esta diferença, mais representatividade terá este modelo (Gusmão, 1994a).

Com o objetivo de se analisar alguns efeitos da interação solo-estrutura em edificações, Gusmão (1990 e 1994a) definiu dois parâmetros que servirão para analisar os efeitos da redistribuição de carga nos pilares e a tendência à uniformização dos recalques.

a) fator de recalque absoluto (AR)

$$AR = S_i / S_m \quad (2.1)$$

Sendo:

S_i – recalque absoluto do apoio i ;

S_m – recalque absoluto médio.

A ISE faz com que haja um alívio de carga nos pilares mais carregados e uma sobrecarga nos pilares menos carregados. Observa-se que, para os pilares que têm recalques absolutos estimados maiores que a média ($AR_{est} > 1$), há uma tendência do valor de AR estimado ser maior que o AR medido ($AR_{est} > AR_{med}$), evidenciando um alívio de carga. Já nos pilares que têm recalques absolutos estimados menores que a média ($AR_{est} < 1$), há uma tendência do valor de AR estimado ser menor que o AR medido ($AR_{est} < AR_{med}$), evidenciando o acréscimo de carga.

b) coeficiente de variação do recalque (CV)

Em relação à tendência de uniformização dos recalques, Gusmão (1990 e 1994a) definiu o coeficiente de variação do recalque (CV) como um parâmetro que serve para avaliar o efeito da tendência de uniformização dos recalques.

$$CV = \sigma_n / S_m \quad (2.2)$$

Sendo:

σ_n – desvio padrão dos recalques;

S_m – recalque absoluto médio.

A maior parte dos estudos sobre ISE admite não haver carregamento durante a construção da edificação. Como a rigidez é muito influenciada pela altura do prédio, a seqüência construtiva assume uma importante influência na ISE. Durante a construção, a carga média dos pilares cresce e, em consequência, o recalque médio também. O aumento da rigidez da estrutura, no entanto, faz com que haja uma tendência à uniformização dos recalques, ou seja, uma diminuição no valor de CV. Mas a partir de uma certa altura, o crescimento do prédio não contribui mais para aumentar a rigidez do conjunto solo-estrutura,

havendo uma rigidez limite, quando a distribuição dos recalques passa a ser função apenas das cargas (Gusmão e Gusmão Filho, 1994; Guimarães e Gusmão Filho, 1994; Gusmão Filho e Guimarães, 1997).

2.2 – Recalques

Define-se como recalque o deslocamento vertical descendente de uma superfície qualquer delimitada no terreno. No caso especial em que essa superfície seja a superfície de contato, entre uma sapata de fundação e o terreno, tal recalque é o da fundação direta.

2.2.1 – Tipos de Recalques

De acordo com Vargas (1981), os recalques podem ser classificados como:

- a) recalques normais: provenientes da compressão do solo de fundação sob a ação das cargas do edifício (pressões atuantes abaixo da pressão crítica do escoamento do terreno), que são previsíveis e calculáveis;
- b) recalques indeterminados: provenientes do escoamento viscoso-plástico do solo de fundação e ocorrem quando as tensões aplicadas ultrapassam a tensão crítica do escoamento do terreno. Originam-se de erros de cálculo das cargas aplicadas ou do desconhecimento da resistência ou compressibilidade real do terreno;
- c) recalques por deterioração das fundações: provenientes do apodrecimento de estacas de madeira, deterioração do concreto do elemento de fundação por agressão do meio-ambiente, etc;
- d) recalques imprevisíveis: causados por execução posterior de obras vizinhas (escavações, passagem de túneis e galerias, rebaixamento do lençol freático) e por problemas na execução das fundações.

Os recalques normais se processam logo após a aplicação da carga. São por isso chamados imediatos. Já os que se dão em função da variação do índice de vazios, prolongam-se ao decorrer do tempo e são chamados de recalques por adensamento, primários ou diferidos (típicos de camadas argilosas quando sofrem carregamentos permanentes). No caso das argilas saturadas esse adensamento decorre da dissipação gradual das sobrepressões neutras induzidas pelo carregamento da fundação.

Depois de decorrido um tempo suficiente para que as sobrepressões neutras se aproximem de zero, a argila continua a diminuir de volume, fenômeno este denominado de compressão secundária ou secular. Portanto, o recalque total será a soma dos recalques imediatos, por adensamento e secundários:

$$s = s_i + s_a + s_s \quad (2.3)$$

Sendo:

s – recalque total;

s_i – recalque imediato;

s_a – recalque por adensamento;

s_s – recalque secundário.

Nos casos onde as fundações se apóiam diretamente em solos compactos e resistentes, predominam as deformações imediatas. No caso da existência de camadas de argilas moles profundas em relação à cota de apoio da fundação, ou no caso de aterros lançados sobre solos compressíveis, há predominância dos recalques por adensamento. Já nos casos dos solos orgânicos e turfosos a parcela do recalque secundário se torna bastante importante.

Os recalques também podem ser classificados, de acordo com a intensidade e o modo como ocorrem, em:

- a) recalque total (s, ρ): medida do deslocamento vertical total de um elemento de fundação (Figura 2.2);
- b) recalque diferencial (δ): diferença do deslocamento vertical entre elementos de fundação (Figura 2.2);
- c) recalque diferencial específico ou distorção (δ/l): é o valor do recalque diferencial entre dois elementos de fundação dividido pela distância entre eles.

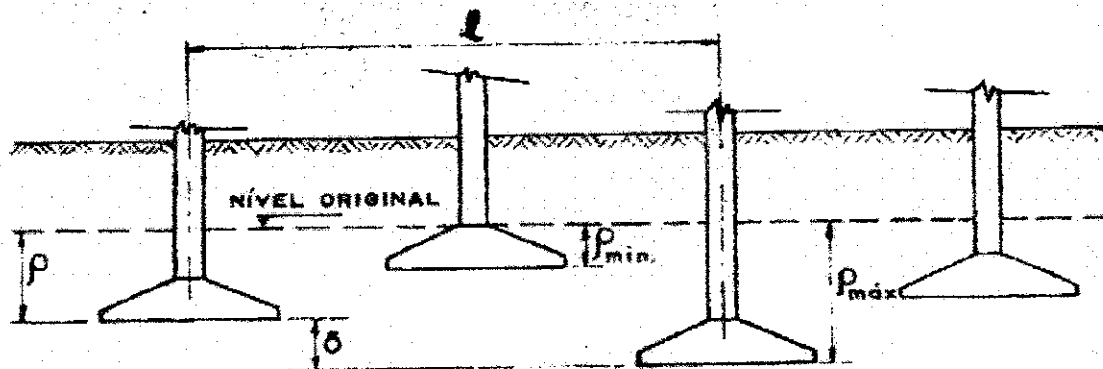


Figura 2.2 – Recalques de uma estrutura.

2.2.2 – Métodos de Previsão de Recalques

Segundo Velloso e Lopes (1997), os métodos de previsão de recalques podem ser separados em três grandes categorias:

- métodos racionais ou teóricos;
- métodos semi-empíricos;
- métodos empíricos.

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou “in situ”, são combinados a modelos para previsão dos recalques teoricamente exatos.

Nos métodos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correlação com ensaios “in situ” de penetração (estática, CPT, ou dinâmica,

SPT), ou também através de ensaios pressiométricos, são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptações deles.

Pode-se chamar de métodos empíricos o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali indicadas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

2.2.3 – Recalques Imediatos

Na estimativa dos recalques imediatos devem ser levados em consideração os seguintes fatores: rigidez, forma e profundidade de apoio da fundação e espessura da camada deformável.

A melhor maneira de calcular os recalques imediatos é através das fórmulas baseadas na Teoria da Elasticidade. Como, entretanto, os solos não são materiais elásticos, pois, mesmo que haja uma certa proporcionalidade entre tensões e deformações, retiradas as tensões, as deformações não voltam a zero, assim a constante elástica E costuma tomar em Mecânica dos Solos o nome de “módulo de deformabilidade”.

Entre os métodos teóricos para a determinação de recalques imediatos pode-se citar o de Perloff (1975) baseado na Teoria da Elasticidade, que determina o recalque de uma sapata sob carga centrada através da equação:

$$s = q.B \left(\frac{1-\mu^2}{E} \right) I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (2.4)$$

Sendo:

s – recalque;

q – tensão média aplicada;

B – menor dimensão da sapata;

μ - coeficiente de Poisson;

E - módulo de deformabilidade do solo;

I_s - fator de forma da sapata e de sua rigidez (no caso flexível, depende da posição do ponto: centro, bordo, etc.);

I_d - fator de profundidade / embutimento;

I_h - fator de espessura de camada compressível.

Fatores de forma, I_s , para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$), de um meio de espessura infinita ($I_h = 1,0$), foram tabelados por Perloff (1975) e estão mostrados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Fatores de forma I_s para carregamento na superfície de um meio de espessura infinita (Perloff, 1975).

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L / B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

L = dimensão da sapata; B = outra dimensão da sapata

Fatores de embutimento devem ser usados com restrição. Na realidade, o efeito da profundidade se deve mais ao fato de se alcançar um material de diferentes propriedades do que pelo efeito geométrico previsto nas soluções da Teoria da Elasticidade (Velloso e Lopes, 1997). Assim, é recomendável desprezar este fator (Lopes, 1979). Valores de I_s , I_h para carregamentos na

superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita estão mostrados na Tabela 2.3.

Existem diversas publicações que apresentam uma coleção de soluções da Teoria da Elasticidade para cálculo de acréscimos de tensão e recalques, como: Harr (1966), Poulos e Davis (1974) e Perloff (1975).

Tabela 2.3 – Valores de I_s , I_h para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura finita (Harr, 1966).

h / a	Círculo	Retângulo						
		m = 1	M = 2	m = 3	m = 5	m = 7	m = 10	M = ∞
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

h = espessura do meio; a = B/2; m = L/B

Já em relação aos métodos semi-empíricos, podem-se destacar os descritos a seguir.

a) Método de Schmertmann et al. (1978)

O método foi proposto para o caso de sapata rígida apoiada em areia e baseia-se nos resultados de ensaios de penetração contínua de cone (CPT).

Schmertmann et al. (1978), apresentou um índice de deformação específica, definido como $I_{s,i} = \varepsilon_z E / q$, cujo perfil está mostrado na Figura 2.3.

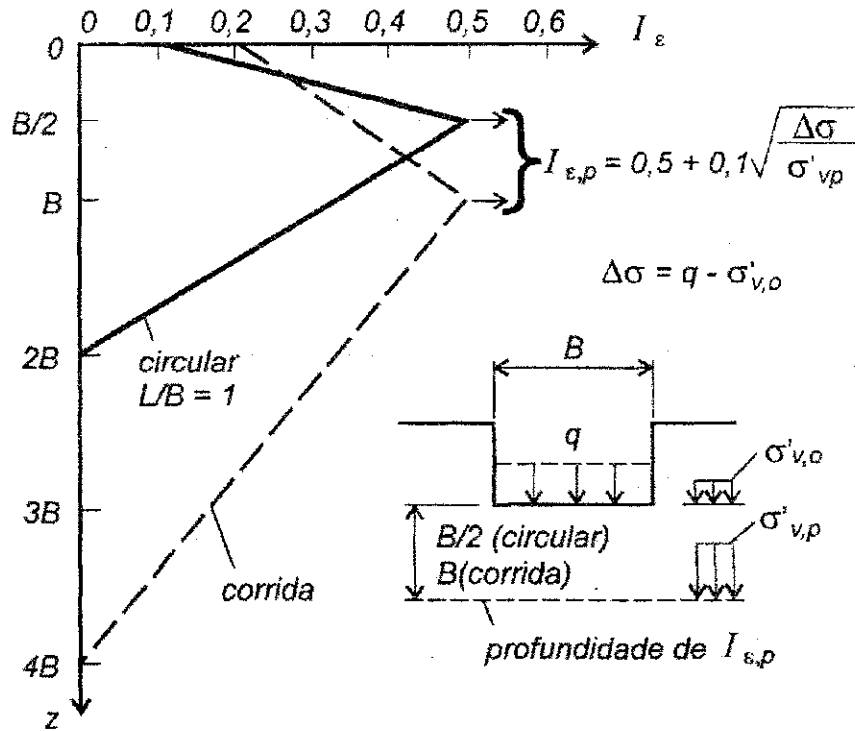


Figura 2.3 – Perfis de índice de deformação específica (Schmertmann et al., 1978),

Com o perfil do índice de deformação específica, e conhecido o valor de E, o recalque pode ser calculado com:

$$s = q \sum \frac{I_{\epsilon,i}}{E_i} \Delta z \quad (2.5)$$

Schmertmann et al. (1978), previram, ainda, duas correções, que alteram o valor do recalque segundo a seguinte equação:

$$s_f = s C_1 C_2 \quad (2.6)$$

A primeira correção se deve ao embutimento e vale:

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v,0}}{q} \quad (2.7)$$

Sendo:

σ'_{v0} – tensão geostática efetiva do solo.

A segunda se deve a deformações viscosas (creep) e vale:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \quad (2.8)$$

Sendo:

t – tempo em anos após a aplicação de $\sigma'_{v0} + q$ na sapata, que aqui foi tomado como final de construção, igual a 0,1 ano.

O módulo de deformabilidade necessário para a Equação (2.5) pode ser obtido através da expressão $E = 2,5 q_c$ (sapatas circulares e quadradas) ou $E = 3,5 q_c$ (sapatas corridas), onde q_c é a resistência de ponta do cone.

Quando não se dispõe de resultados de ensaios de cone, tendo apenas resultados de ensaios de penetração SPT, pode-se utilizar a correlação empírica entre q_c e N_{SPT} e os valores de K constante da Tabela 2.4.

$$q_c = KN_{SPT} \quad (2.9)$$

Tabela 2.4 – Valores do coeficiente de correlação K (Teixeira, 1993).

Solo	K (MPa)
Silte arenoso	0,45
Areia argilosa	0,55
Areia siltosa	0,70
Areia	0,90
Areia com pedregulho	1,10

No perfil de índice de deformação específica da Figura 2.3, o I_s do pico pode ser maior em função do acréscimo de tensão em relação à tensão geostática (no nível do pico), de acordo com:

$$I_{s,pico} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma}{\sigma_{v,p}}} \quad (2.10)$$

No cálculo do acréscimo de tensão, pode-se considerar o alívio devido à escavação ($\Delta\sigma = q - \sigma'_{v,0}$), caso não haja recolocação da carga.

b) Método de Barata (1984)

Barata (1984), em um resumo de seus trabalhos desde a década de 50, sugere o uso da Teoria da Elasticidade para o cálculo de recalques, com o módulo de deformabilidade do solo obtido através de:

$$E = \eta q_c \quad (2.11)$$

Tendo encontrado valores de η entre 2,0, para areias e 8,0 para argilas parcialmente saturadas.

c) Método de Schultze e Sherif (1973)

Os autores basearam-se na análise estatística dos recalques medidos em 48 casos de fundação em areias tendo como base a Teoria da Elasticidade e os índices de resistência à penetração N_{SPT} , tendo chegado à equação:

$$s = \frac{qF}{N_{SPT}^{0,87} (1 + 0,4c/B)} \quad (2.12)$$

Sendo:

c – profundidade de apoio da fundação;

F – coeficiente de recalque (função da dimensão B da fundação e da relação entre os lados da mesma), Figura 2.4;

B – largura da base da fundação;

N_{SPT} – índice de resistência à penetração;

q – carga aplicada.

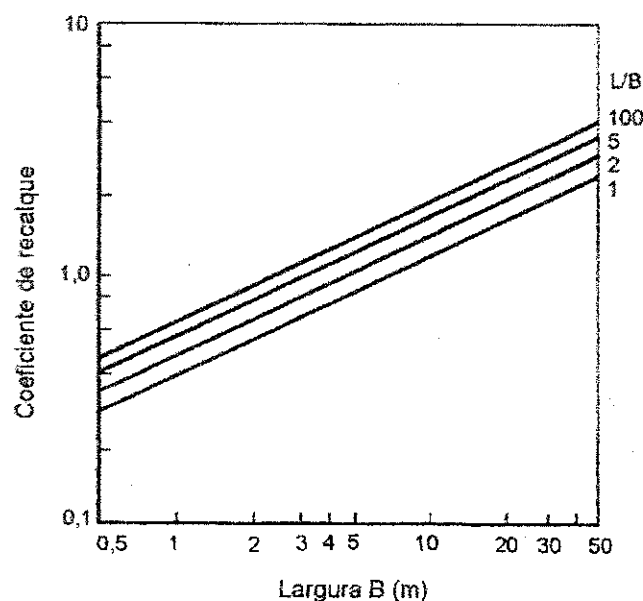


Figura 2.4 – Método de Schultze e Sherif (1973).

d) Método de Décourt (1992)

Para as areias sedimentares do Terciário, Décourt (1992) propôs o cálculo do recalque de placa em função do N_{SPT} , pela relação:

$$s = \frac{27qB^{0,7}}{N_{SPT}} \quad (\text{cm}) \quad (2.13)$$

Sendo:

q – tensão aplicada (MPa);

B – largura da base da fundação (m).

e) Método de Burland e Burbidge (1985)

Segundo Burland e Burbidge (1985), o recalque de fundações em areias pode ser estimado a partir do SPT com:

$$s = qB^{0,7} \frac{1,71}{N^{1,4}} f_s f_i \quad (2.14)$$

Sendo:

s – recalque em mm;

q – tensão aplicada em kN/m²;

B – menor dimensão da fundação em m;

N – média do número de golpes do SPT na profundidade de influência Z₁;

f_s – fator de forma dado por:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right) \quad (2.15)$$

f_i – fator de espessura compressível (H) dado por:

$$f_i = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad (2.16)$$

A profundidade de influência Z₁ é dada pelo ábaco da Figura 2.5, para o caso de solos homogêneos ou resistência crescente com a profundidade. No caso de solos não homogêneos ou com a resistência decrescente com a profundidade, a profundidade de influência deve ser considerada como igual a 2B ou a base da camada compressível, a que for menor (Tomlinson, 1994).

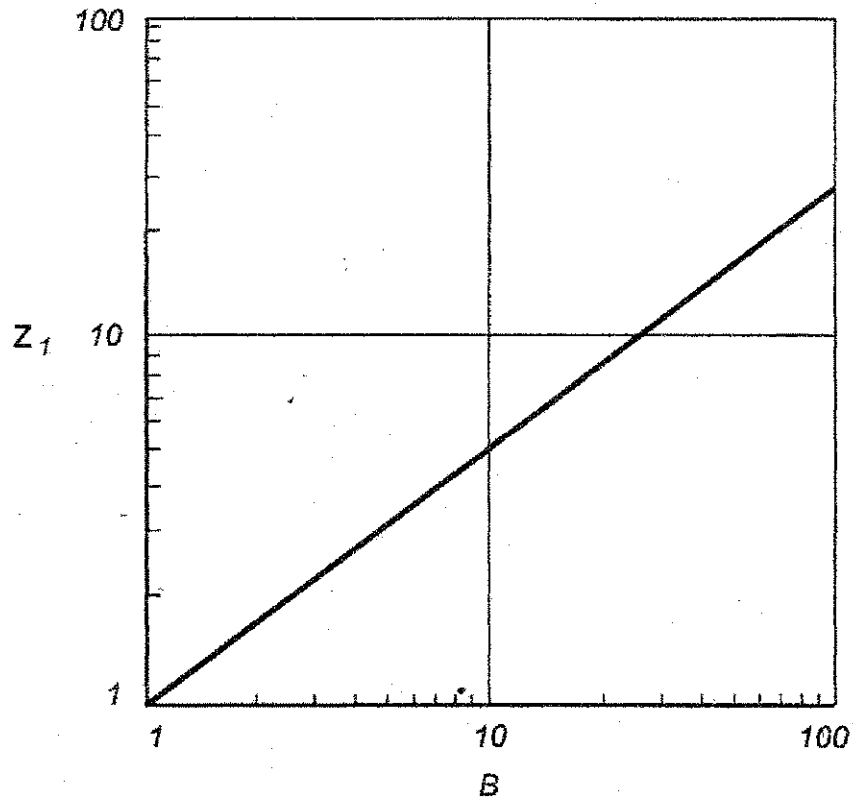


Figura 2.5 – Profundidade de influência Z_1 (Burland e Burbidge, 1985).

Os autores fazem as seguintes observações:

- a) N não precisa ser corrigido para a tensão efetiva vertical geostática;
- b) se N for maior do que 15 em areias finas ou siltsas submersas deve ser feita a correção (Terzaghi e Peck, 1948):

$$N_{\text{corr}} = 15 + 0,5 (N-15) \quad (2.17)$$

e no caso de ocorrência de pedregulhos:

$$N_{\text{corr}} = 1,25 N \quad (2.18)$$

Deve-se ter sempre presente que as diversas eficiências do SPT, E_i , conforme esse ensaio é executado nos diversos locais do mundo, podem variar,

entre si, de até cerca de três vezes, e que os valores de N variam com o inverso da eficiência (Hachich et al., 1996).

A eficiência do SPT brasileiro, quando o mesmo é rigorosamente executado de acordo com a Norma Brasileira NBR 6484, é em média de 72% (Décourt et al., 1989). A dos SPT executados nos Estados Unidos nas décadas de 40 e 50 era de 45% a 60%. Portanto para converter o N_{SPT} brasileiro para N_{60} , basta multiplicar-se o número de golpes por 1,2.

f) Recalque a Partir de Prova de Carga sobre Placa

A prova de carga sobre placa se constitui, na realidade, em um ensaio em modelo reduzido de uma sapata e é uma das melhores maneiras para se determinarem as características de deformação dos solos.

A execução de uma prova de carga é normalizada pela NBR – 6489 (Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação, 1984). Uma placa de aço rígida de 80 cm de diâmetro é carregada em estágios por um macaco hidráulico reagindo contra um sistema de reação. Um estágio de carga somente é aplicado após terem praticamente cessados os recalques do estágio anterior. As cargas são aplicadas até a ruptura do solo e, caso isto não aconteça, até que se atinja o dobro da tensão admissível presumida para o solo, ou um recalque julgado excessivo.

Os resultados de uma prova de carga sobre placa podem ser usados para estimar os recalques de uma sapata de fundação. Testes realizados por Terzaghi (1955) em areias (onde se pode admitir que o módulo de elasticidade cresce linearmente com a profundidade) forneceram:

$$s_f = s_p \left(\frac{2B_f}{B_f + B_p} \right)^2 \quad (2.19)$$

Sendo:

s_f – recalque da fundação (cm);

s_p – recalque da placa (cm);

B_f – largura da base da fundação (m);

B_p – largura da base da placa (m).

Se o solo for constituído por argila média e dura (onde se possa admitir que o módulo de elasticidade seja constante com a profundidade) podem-se utilizar as expressões da teoria da elasticidade, como por exemplo, a apresentada por Timoshenko e Goodier (1951):

$$s = \frac{mA}{\sqrt{A}} \sigma \frac{(1-\mu^2)}{E} \tag{2.20}$$

Sendo:

A – área da placa ensaiada;

σ - tensão aplicada;

m – é uma constante conforme a Tabela 2.5;

E – módulo de elasticidade do solo.

Tabela 2.5 – Valores da constante m em função da forma da área carregada (Timoshenko e Goodier, 1951).

Forma da área carregada							
Circular	Quadrada	Retangular L/B					
		1,5	2	3	5	10	100
0,96	0,96	0,94	0,95	0,88	0,82	0,71	0,37

Com base na expressão (2.20), verifica-se que quando o solo tem módulo de elasticidade constante, os recalques, para uma mesma tensão, são proporcionais às áreas carregadas.

$$s_f = s_p \frac{A_f}{A_p} \quad (2.21)$$

Sendo:

A_f – área da fundação;

A_p – área da placa.

Se a fundação e a placa tiverem a mesma relação L / B , as áreas são proporcionais aos lados e, portanto, a expressão (2.21) poderá ser reescrita:

$$s_f = s_p \frac{B_f}{B_p} \quad (2.22)$$

2.2.4 – Recalques por Adensamento

Quando um solo é submetido a um estado de tensão ou a um carregamento, sofre uma redução de volume devido à compressibilidade dos grãos, compressão da água e ar contidos nos vazios ou devido à expulsão da água e do ar existentes nos vazios. Como as compressibilidades dos grãos e da água são desprezíveis, a redução de volume que ocorre, pode ser atribuída quase que totalmente à saída / expulsão da água e do ar dos vazios.

Os principais conceitos relacionados com a redução de volume que ocorre em um solo, considerando que exista deformação somente na vertical e não em outra direção, são:

- adensamento: redução de volume no solo ao longo do tempo;

- compressibilidade: redução de volume sem consideração com relação ao tempo.

Para o cálculo dos recalques por adensamento da camada compressível é necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros:

- a) peso específico das camadas (γ);
- b) profundidade do nível de água;
- c) índice de vazios inicial (e_0);
- d) índice de compressão (C_c);
- e) índice de recompressão (C_r);
- f) tensão de sobreadensamento (σ'_p);
- g) espessura e profundidade da camada compressível (H).

Calculada a tensão geostática efetiva inicial (σ'_{v0}) na profundidade da amostra ensaiada, verifica-se se ela é normalmente adensada (quando, então $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) ou sobreadensada ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$). Por meio de fórmulas de distribuição de tensões determina-se o acréscimo de tensão σ_z no meio da camada compressível, calculando-se então o recalque:

- a) argila normalmente adensada ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$)

$$s = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \sigma_z}{\sigma'_{v0}} \quad (2.23)$$

- b) argila sobreadensada

Quando $\sigma'_{v0} + \sigma_z < \sigma'_p$

$$s = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \sigma_z}{\sigma'_{v0}} \quad (2.24)$$

Quando $\sigma'_{v0} + \sigma_z > \sigma'_p$

$$s = \frac{C_r H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left[\frac{(\sigma'_{v0} + \sigma_z)}{\sigma'_p} \right] \quad (2.25)$$

Para melhorar a estimativa dos recalques no caso de camada espessa de argila, recomenda-se dividi-la em subcamadas, determinando-se os vários valores de σ'_{v0} , σ'_p e σ'_z para cada uma, e fazer-se o somatório dos recalques calculados em cada subcamada.

2.2.5 – Recalques Secundários

A terceira parcela a ser considerada dos recalques de uma fundação, decorre das deformações que continuam processando-se nos solos argilosos muito plásticos e orgânicos após a dissipação prática das sobrepressões neutras. A experiência (ensaios e medidas de recalques) mostra que os recalques secundários evoluem de forma lenta e são calculados pela seguinte expressão (Hachich et al., 1996):

$$s_s = C_\alpha H \log \frac{t_s}{t_p} \quad (2.26)$$

Sendo:

C_α - índice de compressão secundária;

t_s - período de tempo de interesse, normalmente considerado como sendo o tempo de vida útil da obra;

t_p - tempo de ocorrência do recalque primário.

Valores típicos do índice de compressão secundária são (Hachich et al., 1996):

- argilas sobreadensadas ($OCR > 2$): $C_\alpha < 0,001$;
- argilas normalmente adensadas: $0,005 < C_\alpha < 0,02$;

- argilas muito plásticas e orgânicas: $C_\alpha > 0,03$
- turfas: $C_\alpha > 0,08$.

2.3 – Critérios de Segurança

A fundação corretamente projetada deve suportar as cargas que atuam sobre elas, distribuindo-se de modo satisfatório sobre a superfície de contato na qual se apóia. Esta distribuição não deve gerar tensões que possam provocar ruptura na massa do solo, em que a fundação se apóia, bem como recalques significativos no conjunto estrutural.

No caso do projeto de fundações, é observado que os recalques comandam o dimensionamento das fundações superficiais, enquanto que a capacidade de carga comanda o dimensionamento das fundações profundas.

Em ambos os tipos de fundação, mesmo quando o projetista faz uma estimativa dos recalques, ele esbarra num sério problema; quais serão os limites aceitáveis para os recalques de uma fundação?

Neste aspecto, cabe citar Skempton e MacDonald (1956): “Não importa quão acurada uma análise de recalque possa ser, ela é de limitado valor prático, se o projetista não tem conhecimento do valor do recalque que pode ser tolerado pela estrutura em consideração. Em outras palavras, o conhecimento dos recalques admissíveis é tão importante quanto a habilidade de se efetuar o cálculo dos recalques”.

No entanto, a fixação dos recalques admissíveis esbarra em enormes dificuldades, diante da gama dos materiais envolvidos nas construções, como também a dificuldade de se avaliar a interação solo-estrutura de um dado problema.

O assunto é tão complexo que em relação aos recalques admissíveis a NBR – 6122/96 menciona apenas “recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes”, ou seja, uma observação bastante geral.

Skempton e MacDonald (1956) apresentaram um critério relativo ao recalque diferencial específico. Os autores concluíram que as fundações de estruturas aporricadas não preenchidas, podem suportar uma distorção angular máxima de até 1 /150 sem sofrer danos, e 1 /300 para que paredes de alvenaria e divisórias não sofram fissuramentos.

Bjerrum (1963) apresentou os recalques diferenciais com números indicativos de riscos de edificações (Tabela 2.6).

Tabela 2.6 – Critérios de danos (Bjerrum, 1963).

1/150	1/200	1/250	1/300	1/500	1/600	1/750	1/800	1/900	1/1000
						Limite para máquinas sensíveis			
					Limite de periculosidade para pórticos				
				Limite de segurança para edifícios que não admitem trincas					
			Limite onde são esperados problemas com pontes rolantes						
			Limite onde se deve esperar a primeira trinca em paredes de alvenaria						
		Limite onde o desaprumo de edifícios altos pode se tornar visível							
Trincas consideráveis em paredes de alvenaria de tijolos									
Limite seguro para paredes flexíveis de alvenaria com H/L < 1/4									
Limite onde se devem temer danos na estrutura de edifícios comuns									

Entretanto, é importante citar Massad (1985): “Utilizando-se esses limites aos nossos edifícios, verifica-se que este critério não se aplica bem, pois, para recalques diferenciais específicos maiores que 1/300, não foram observados quaisquer problemas nos mesmos. A explicação mais lógica dessa diferença é que as nossas estruturas são menos “rígidas” do que aquelas consideradas por Bjerrum, permitindo um rearranjo estrutural em função das deformações sofridas, sem provocar sérios danos às mesmas.”

Vargas e Pacheco e Silva (1973) apresentaram, a partir da experiência adquirida nas medições e controles de edifícios em São Paulo e Santos, um critério de segurança baseado no coeficiente de recalque admissível (α) definido por:

$$\alpha = 100 \frac{l_c - l_b}{B} \quad (2.27)$$

Sendo:

l_c – recalque no centro do edifício;

l_b – recalque no bordo do edifício;

B – é a semilargura da área da fundação.

São sugeridos pelos autores os seguintes limites:

a) edifícios estreitos

- não aparecimento de danos: $\alpha < 0,18$;
- fissuras na alvenaria: $\alpha < 0,31$;
- fissuras nas estruturas: $\alpha < 0,42$;
- fissuras violentas nas estruturas e inclinação: $\alpha < 0,81$.

b) edifícios largos

- não aparecimento de danos: $\alpha < 0,20$;
- fissuras na alvenaria: $\alpha < 0,26$;
- fissuras nas estruturas: $\alpha < 0,60$;
- fissuras violentas nas estruturas e inclinação: $\alpha < 0,83$.

2.4 – Breve Histórico do Monitoramento de Recalques no Brasil

O monitoramento de recalques em edifícios vem se tornando uma prática cada vez mais constante no cenário da construção civil brasileira. Ele possibilita a verificação do desempenho global da fundação, permitindo assim a análise da interação solo-estrutura do conjunto, tendo sua importância reconhecida e

recomendada pela NBR – 6122/1996 (Norma de Projeto e Execução de Fundações).

O primeiro monitoramento de recalques realizado no Brasil aconteceu na cidade de São Paulo no ano de 1940, durante a construção do edifício da Cia. Paulista de Seguros. As medições iniciaram-se quando o edifício estava com 62% da sua carga estrutural total. Três meses após o início do monitoramento, para uma carga de 97% da carga estrutural total o recalque máximo era de 24 mm, que conduziu à realização de um reforço nas fundações do edifício em questão (Massad, 1985).

Massad (1985) comenta que, a partir deste caso e tendo em vista as incertezas que a Mecânica dos Solos da época apresentava, passou-se a realizar em edifícios de grande porte e em outros tipos de estrutura o monitoramento de recalques, tanto em São Paulo como em outras cidades brasileiras.

Exemplos de medidas de recalques desde o início da construção que descrevem casos de obras situados em São Paulo, têm sido apresentados pelo professor Milton Vargas e colaboradores (Vargas, 1948, 1955, 1961), (Vargas e Lemes de Moraes, 1989), assim como o monitoramento de recalques durante longos períodos nas fundações de obras em Santos (Machado, 1958, 1961), (Teixeira, 1960a, 1960b, 1960c, 1993a).

Recentemente, o monitoramento de recalques se tem tornado cada vez mais constante e difundido por todo o país, podendo-se citar as medições realizadas em Bauru (Lobo et al., 1998), São Paulo (Castello et al., 2001), Tijucas-SC (Zimmermann et al., 2000) e no Rio de Janeiro (Danziger et al., 2000).

Destaca-se também o monitoramento de recalques em edifícios no Recife apresentado pelos professores Jaime A. Gusmão Filho e Alexandre Gusmão (Gusmão, 1990; 1994a; 1994b), (Gusmão e Gusmão Filho, 1990 e Gusmão Filho, 1995), os quais relatam casos com avaliação da interação solo-estrutura.

2.5 – Monitoramento de Recalques

O acompanhamento de recalques é realizado para verificar o comportamento de uma obra durante e/ou após a sua construção, visando detectar problemas (recalques, recalques diferenciais exagerados, fissuras) e ter, com isso, tempo para solucioná-los. Embora seja uma medida recomendada para qualquer obra de maior responsabilidade, na prática tem sido muito pouco empregada; tem-se um certo entendimento equivocado de que só se faz controle de recalques, se a estrutura está com problemas ou possa apresentá-los.

No Brasil costuma-se realizar o monitoramento dos recalques apenas nos casos onde já são observados problemas nas edificações. Nestes casos, são instalados pinos na região inferior dos pilares, próximos às fundações, e os recalques são medidos ao longo do tempo. A velocidade dos recalques fornece elementos para uma tomada de decisões quanto à necessidade de reforços das fundações ou uma eventual medida de emergência como a desocupação da edificação, etc.

A importância do monitoramento de recalques tem sido cada dia mais reconhecida no meio técnico. A revisão da nova norma de Projeto e Execução de Fundações NBR – 6122/1996, no seu último capítulo, faz fortes recomendações para sua utilização.

2.5.1 – Objetivos do Monitoramento de Recalques

Um bom programa de controle de recalques permite avaliar a evolução de seus valores ao longo do tempo, verificar se ocorrem recalques diferenciais que possam comprometer o trabalho da estrutura, bem como orientar trabalhos de eventuais reforços de fundações.

A NBR – 6122/1996 estabelece em seu Item 9.1.1: “a observação do comportamento e a instrumentação de fundações com um ou mais objetivos abaixo:”

- a) acompanhar o desempenho da fundação, durante e após a execução da obra, para permitir tomar em tempo as providências eventualmente necessárias, a fim de garantir a utilização e a segurança da obra;
- b) esclarecer anormalidades em obras já concluídas, inclusive no que diz respeito a construções existentes nas proximidades;
- c) ampliar a experiência local quanto ao comportamento do solo sob determinados tipos de fundações e carregamentos;
- d) permitir a comparação de valores medidos com valores calculados, visando ao aperfeiçoamento dos métodos de previsão de recalques e de fixação das cargas admissíveis, de empuxos, etc.

Convém reproduzir a citação de Danziger et al. (2000): “a necessidade das medidas de recalques foi questionada em certos momentos, mas acidentes ocorridos e relatados amplamente na imprensa evidenciaram sua importância. De fato, as medições de recalques propiciam a adoção em tempo hábil de um eventual reforço das fundações, com custos evidentemente menores do que se as medidas fossem tomadas posteriormente”.

2.5.2 – Escolha dos Pontos a Serem Monitorados

Segundo Zimmermann et al. (2000), cabe ao engenheiro de estruturas a definição dos pontos críticos a monitorar, tendo em vista o comportamento estrutural da edificação. Cada projeto estrutural possui uma concepção de cálculo e, portanto, apresenta peculiaridades diversas em função da memória de cálculo.

Dessa forma, a correta orientação quanto aos pontos a serem observados é fator que otimiza e proporciona maior segurança aos trabalhos de monitoramento. De maneira geral, os pontos comumente mais monitorados localizam-se no bordo e no centro da estrutura.

2.5.3 – Equipamentos Utilizados no Monitoramento de Recalques

Para a realização de um monitoramento de recalques, é necessário dispor, em geral, do instrumental descrito a seguir:

- a) referência de nível (RN), preferencialmente um Bench-Mark;
- b) pinos de recalque;
- c) equipamentos de leitura.

Os equipamentos de leitura mais utilizados são: o nível tipo Terzaghi e o nível ótico topográfico.

O nível tipo Terzaghi é composto de 2 micrômetros acoplados a uma mangueira plástica. As leituras são feitas com a colocação do aparelho em duas peças em que se quer obter as cotas, e posiciona-se a agulha existente no micrômetro de maneira a tangenciar o menisco formado pela água. Dada a dificuldade de medida, são feitas pelo menos 6 leituras duplas para se obter a sensibilidade de $\pm 0,03$ mm. Para se atingir esse valor, é necessário antes de cada caminhamento eliminar as bolhas de ar no circuito através da circulação de água.

Cita-se ainda uma dificuldade operacional que exige cuidados especiais durante a instalação dos pinos de recalque, que devem estar todos aproximadamente na mesma cota das referências de níveis, pelo fato da limitação de leitura no micrômetro ser de 10 cm.

Já o nível ótico topográfico é o equipamento mais usual de leitura, além de ser de mais fácil manuseio, permite uma sensibilidade superior ao do nível de Terzaghi, podendo, no caso de se ter obstrução temporária ou definitiva de um ou mais RNs, continuar com o nivelamento em outros pontos, o que não acontece com o nível Terzaghi, que é limitado pelo comprimento da mangueira.

Além disso, o nivelamento ótico ainda permite uma maior tolerância de desnível entre dois pontos do circuito, sendo, em princípio, esta limitação dada pelo comprimento da mira empregada no nivelamento.

2.5.4 – Procedimento para a Medição dos Recalques

A metodologia utilizada em um trabalho de monitoramento de recalques é basicamente a de topografia de precisão com o emprego de nível ótico, em geral dotado de micrômetro, o que permite determinação de cotas com sensibilidade de até a casa do centésimo de milímetro. Efeitos de temperatura por variações climáticas e insolação devem ser eliminados com o uso de miras de ínvar, que não sofrem influência desses agentes.

O princípio do nivelamento geométrico consiste em se determinar em cada campanha de leituras as cotas de todos os pinos de referência instalados em peças estruturais (em geral pilares no piso térreo) a serem observadas, tendo como referência uma cota que deve permanecer fixa indefinidamente ao longo do tempo (RN). Essa cota fixa deve ser feita de materiais resistentes (como por exemplo, uma haste metálica), e deve também ser apoiada ou engastada em substrato suficientemente resistente (concreto, por exemplo), de forma a não sofrer um recalque próprio ao longo do tempo.

Após os serviços de campo, realiza-se o cálculo dos recalques e suas velocidades. Os recalques parciais (geralmente expressos em milímetros), determinam as variações de níveis relativos à primeira medição; dessa forma, são obtidos pela diferença de cota entre uma leitura e sua antecessora, sendo que estas leituras são a média aritmética das leituras feitas em campo.

O somatório dos recalques parciais desde a primeira medição representa o recalque total que se apresenta na mesma unidade de medida. Com estes dados e o intervalo de tempo entre as medições realizadas, pode-se chegar à velocidade de recalques representados pela unidade (micra/dia).

2.5.5 – Apresentação dos Resultados

Os resultados de um monitoramento de recalques, em geral, são apresentados na forma de tabelas que possuem informações relativas aos pilares (cargas) e aos seus respectivos recalques (Tabela 2.7).

São também apresentadas curvas que relacionam o carregamento e os recalques resultantes deste carregamento com o tempo, conhecidas como curvas carga x recalque (Figura 2.6).

Outros tipos de gráfico bastante utilizados são as curvas de "isorecalques". Estas são curvas que ligam os pontos de recalques "iguais" e têm como objetivo visualizar a forma de ocorrência dos recalques (Figura 2.7).

Tabela 2.7 – Carga estimada atuante nos pilares e recalques totais medidos (Lobo et al., 1998).

Pilares	Carga (kN)	Recalque (mm)
1	881	3,7
2	1336	4,0
3	1336	4,1
4	888	2,6
5	601	3,9
6	643	3,4
7	914	4,1
8	1032	4,0
9	1015	3,8
10	897	3,1
11	905	4,0
12	2521	4,8
13	1277	4,0

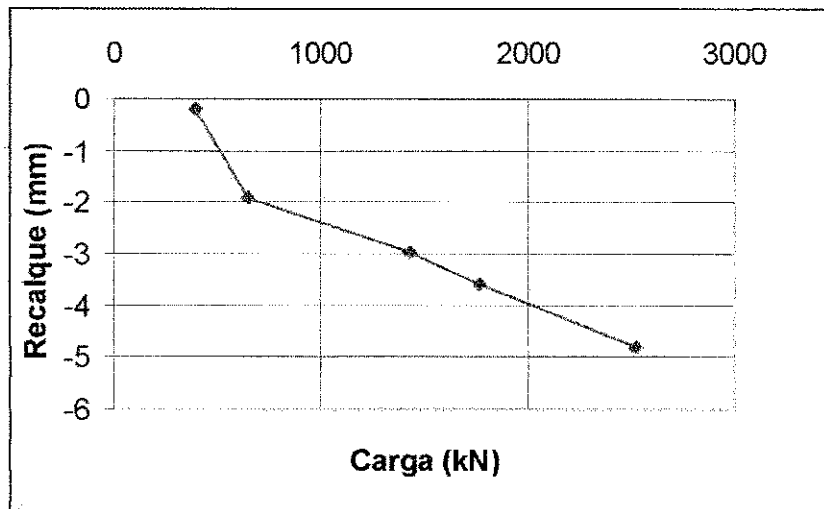


Figura 2.6 – Curva carga x recalque do pilar P12 (Lobo et al., 1998).

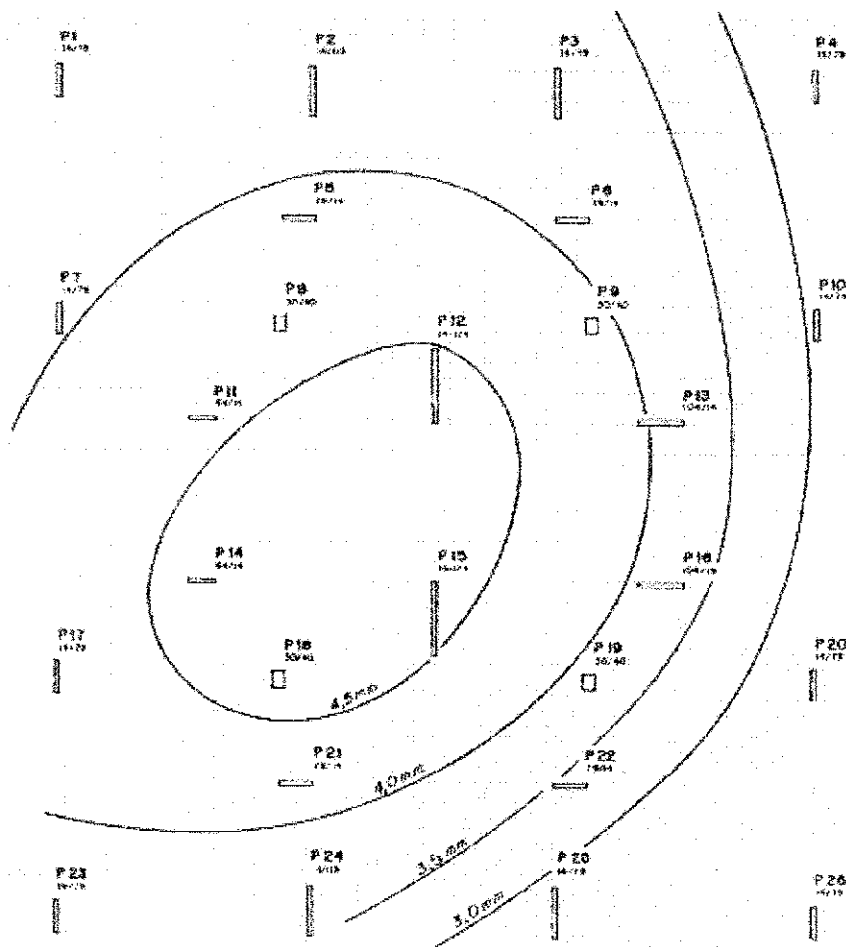


Figura 2.7 – Planta dos pilares e curvas de isorecalques (Lobo et al., 1998).

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS, DOS TERRENOS DE FUNDAÇÃO E DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NO MONITORAMENTO

3.1 – Generalidades

O presente capítulo apresenta as principais características dos edifícios monitorados, assim como dos terrenos de fundação em que os mesmos estão assentes, além da descrição dos equipamentos utilizados no processo de monitoramento.

3.2 – Geologia Local

Um resumo da geologia do Estado da Paraíba e, em particular, da faixa litorânea onde está localizado o campo experimental, é apresentado pelo Ministério da Agricultura (1972).

A área litorânea é composta por sedimentos recentes, do período holoceno da era quaternária. Estes sedimentos, em geral, são compostos por materiais não consolidados, constituídos por areias, argilas e depósitos marinhos sobrepostos. Eles podem ser representados por uma estreita faixa do litoral, constituída de

praias, dunas, restingas, terraços litorâneos, mangues, recifes de coral e de arenito.

As praias são componentes da baixada litorânea, constituídas por sedimentos de areia quartzosa marinha não consolidados. Elas se distribuem ao longo da orla marítima, em uma faixa estreita limitada pelas barreiras que, muitas vezes, entram em contato direto com o mar (falésias).

Abaixo dos sedimentos recentes encontram-se formações pertencentes ao Grupo Barreiras, da era terciária. Na grande maioria de suas ocorrências, em toda a faixa continental, esses sedimentos são caracterizados por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos, porém sem denotar grande individualidade das fácies arenosas e argilosas (Gusmão Filho, 1982).

Segundo o IBGE (1977), a respeito do litoral nordestino e sua formação acrescenta-se que: “embora, no presente, a mobilidade de areias seja grande nos litorais tropicais, capaz de construir os extensos cordões arenosos, o material que os constitui não seria atual, pois estaria relacionado às condições paleoclimáticas. Sua origem teria que ser buscada nos latossolos desenvolvidos sobre a plataforma continental durante a regressão Pré-Flandriana, afogados pela transgressão Flandriana”, e assim constituindo-se “o material necessário para a formação dos grandes cordões litorâneos, remanescentes do período Dunquerqueano”.

Conforme a descrição pedológica para esta região litorânea, os sedimentos que dão origem aos solos são as areias quartzosas marinhas distróficas e eutróficas. São solos profundos, de baixa fertilidade natural, excessivamente drenados e que podem apresentar sérios problemas de erosão eólica nas áreas mais expostas à ação dos ventos. Em geral, possuem uma coloração clara ou cinzento-clara.

Em toda a faixa litorânea o clima dominante é o As de Köppen, quente e úmido, com chuvas de outono-inverno e precipitações pluviométricas médias anuais que podem variar de 1400 a 1800 mm. Segundo a classificação de Gausson, estas mesmas áreas se enquadram no bioclima 3dTh, mediterrâneo quente ou nordestino subseco.

3.3 – Características Gerais do Edifício Residencial Enseada Guarujá V

O edifício Residencial Enseada Guarujá V está localizado na Avenida Nilo Peçanha, bairro do Bessa, João Pessoa, e teve como executora da obra a Construtora Imagem.

O edifício tem estrutura de concreto armado convencional, está assente sobre sapatas situadas à 2 m de profundidade (pressão admissível de 200 kPa), e utiliza no fechamento alvenaria de tijolos cerâmicos. Sua área em planta resulta em aproximadamente 250 metros quadrados, possuindo 02 apartamentos de 03 quartos por andar e servido por 1 elevador. O edifício foi construído sobre pilotis e possui 9 pavimentos.

Quando da medição mais recente, o edifício estava na fase de revestimento. Há 16 pilares na lâmina principal do edifício, dos quais 14 foram monitorados. Eles apresentam uma carga de projeto variando de 965 kN a 3016 kN, com um valor médio de 1672 kN. A Tabela 3.1 fornece dados relativos às dimensões dos pilares e sapatas, assim como os valores das cargas totais de projeto. A Figura 3.1 apresenta a planta de locação dos pilares e das sapatas.

Tabela 3.1 – Dimensões de pilares e sapatas, e cargas totais – Edifício Guarujá V.

Pilar	Carga total de projeto (kN)	Dimensões dos pilares (m x m)	Dimensões das sapatas (m x m)
1*	1295	0,25 x 0,60	2,40 x 2,75
2*	1295	0,25 x 0,60	2,40 x 2,75
3	1033	0,20 x 0,50	2,15 x 2,45
4	1033	0,20 x 0,50	2,15 x 2,45
5	1033	0,20 x 0,60	2,15 x 2,45
6	1033	0,20 x 0,60	2,15 x 2,45
7	1830	0,25 x 0,60	2,20 x 4,24
8	1830	0,25 x 0,60	2,20 x 4,24
9	1910	0,25 x 0,60	2,95 x 3,30
10	2296	0,25 x 0,60	3,25 x 3,60
11	2296	0,25 x 0,60	3,25 x 3,60
12	1910	0,25 x 0,60	2,95 x 3,30
13	965	0,20 x 0,50	2,05 x 2,40
14	3017	0,25 x 0,60	3,75 x 4,10
15	3017	0,25 x 0,60	3,75 x 4,10
16	965	0,20 x 0,50	2,05 x 2,40

*Pilares que não foram monitorados

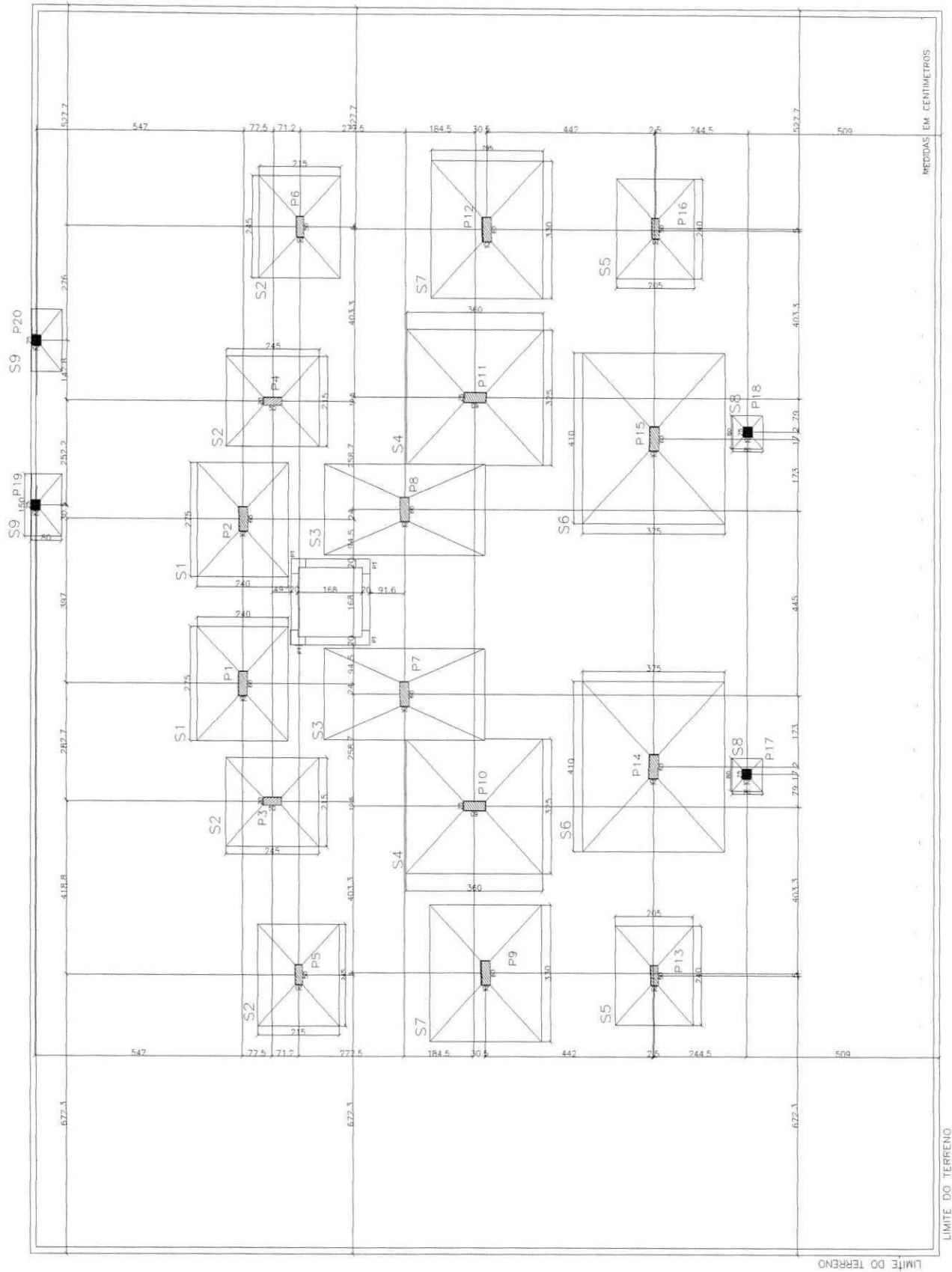


Figura 3.1 – Planta de localização dos pilares e das sapatas – Edifício Guarujá V.

As Figuras 3.2 e 3.3 mostram o edifício em duas fases da sua construção e a Figura 3.4 ilustra o monitoramento de recalques sendo feito no mesmo.



Figura 3.2 – Edifício Guarujá V com 4 lajes concretadas.



Figura 3.3 – Edifício Guarujá V – fase de revestimento.

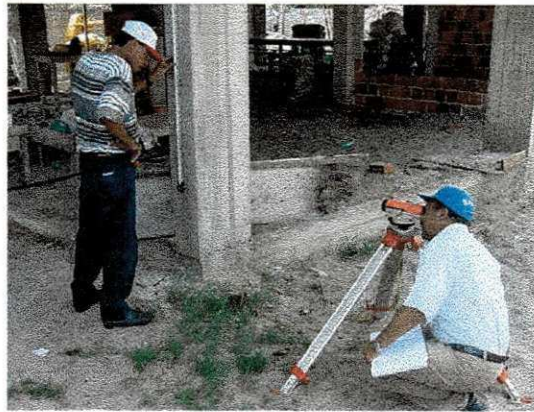


Figura 3.4 – Monitoramento de recalques no edifício Guarujá V.

3.3.1 – Características do Terreno

O terreno de fundação do edifício foi analisado por meio de três furos de sondagem (Figuras I.1, I.2 e I.3, Apêndice I). A Figura 3.5 mostra a localização dos furos. Já a Figura 3.6 apresenta o perfil geotécnico obtido através de uma das sondagens. Nela pode-se observar a ocorrência de camadas de areia variando de pouco compacta a compacta até cerca de 8,0 m, com um N_{SPT} de 33 a cerca de 6,0 m. Em seguida, nota-se a presença de camadas siltsosas com espessura variável de 3,0 a 4,0 m, e N_{SPT} da ordem de 2 a 15. Finalmente, seguem-se mais camadas, em sua maioria de areia medianamente a muito compacta, até que se atinja o impenetrável (rocha calcária).

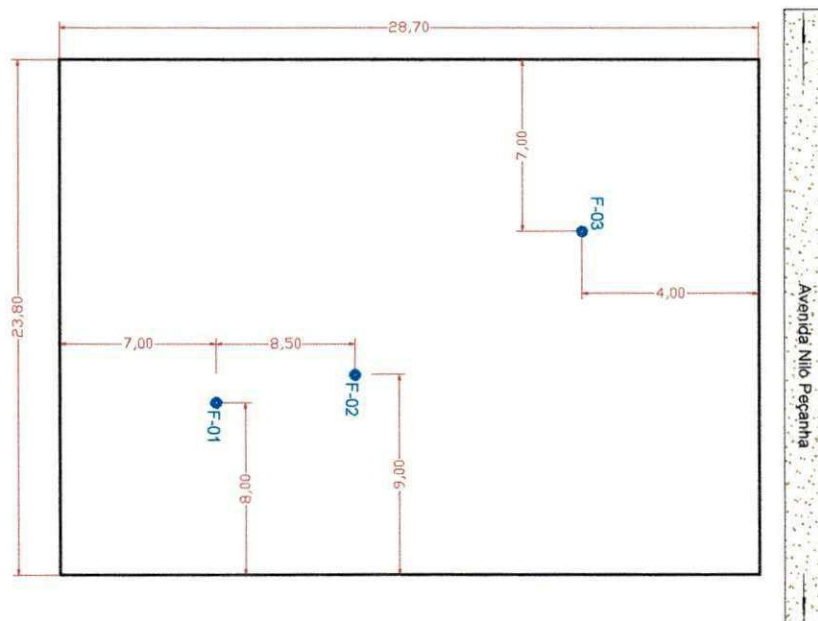


Figura 3.5 – Localização dos furos de sondagem do edifício Guarujá V.

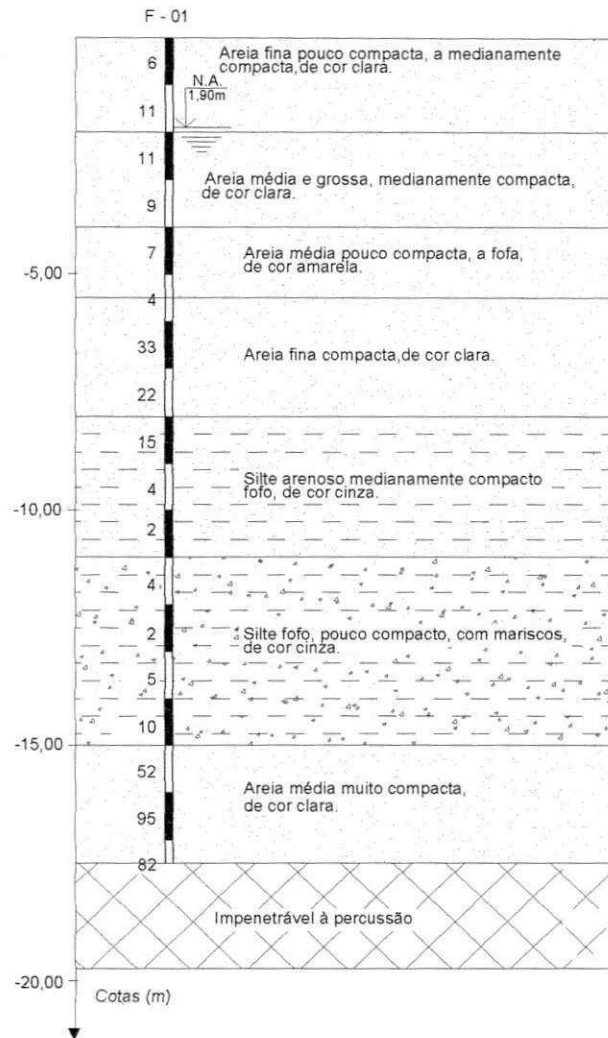


Figura 3.6 – Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01 - Edifício Guarujá V.

3.4 – Características Gerais do Edifício Irineu Catão

O edifício Residencial Irineu Catão está localizado na Rua Wenceslau Braz, nº 408, bairro do Bessa, João Pessoa, e teve como executora da obra a Construtora Heza.

O edifício tem estrutura de concreto armado convencional, está assente sobre sapatas situadas à 2 m de profundidade (pressão admissível de 200 kPa), e utiliza no fechamento alvenaria de tijolos cerâmicos. Sua área em planta resulta em aproximadamente 230 metros quadrados, possuindo 02 apartamentos de 03

quartos por andar e servido por 1 elevador. O edifício foi construído sobre pilotis e possui 9 pavimentos.

Quando da medição mais recente, o edifício estava na fase de término das alvenarias. Há 16 pilares na lâmina principal, dos quais 12 foram monitorados. Eles recebem uma carga total de projeto variando de 659 kN a 2544 kN, com um valor médio de 1609 kN. A Tabela 3.2 fornece dados relativos às dimensões dos pilares e sapatas, assim como os valores das cargas totais de projeto. A Figura 3.7 apresenta a planta de locação dos pilares e das sapatas.

Tabela 3.2 – Dimensões de pilares e sapatas, e cargas totais – Edifício Irineu Catão.

Pilar	Carga total de projeto (kN)	Dimensões dos pilares (m x m)	Dimensões das sapatas (m x m)
1	931	0,20 x 0,60	1,50 x 3,00
2	972	0,20 x 0,60	1,50 x 3,00
3*	665	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
4*	659	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
5	2166	0,20 x 0,70	2,50 x 3,60
6	1581	0,20 x 0,70	2,30 x 3,00
7*	850	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
8*	850	0,20 x 0,60	3,00 x 4,00
9	1589	0,20 x 0,70	2,30 x 3,00
10	1948	0,20 x 0,70	2,50 x 3,60
11	2544	0,20 x 0,70	3,00 x 3,60
12	1982	0,30 x 0,60	2,90 x 2,90
13	2328	0,20 x 1,00	2,70 x 3,60
14	1983	0,30 x 0,80	2,90 x 2,90
15	2259	0,20 x 0,70	3,00 x 3,60
16	2438	1,00 x 0,30	3,50 x 3,00

*Pilares que não foram monitorados e estão localizados sobre uma mesma sapata.

A Figura 3.8 ilustra o monitoramento de recalques sendo feito no edifício, e as Figuras 3.9 e 3.10 mostram o edifício em duas fases da sua construção.



Figura 3.8 – Medição de recalque – Edifício Irineu Catão.



Figura 3.9 – Edifício Irineu Catão antes da concretagem da 1ª laje.

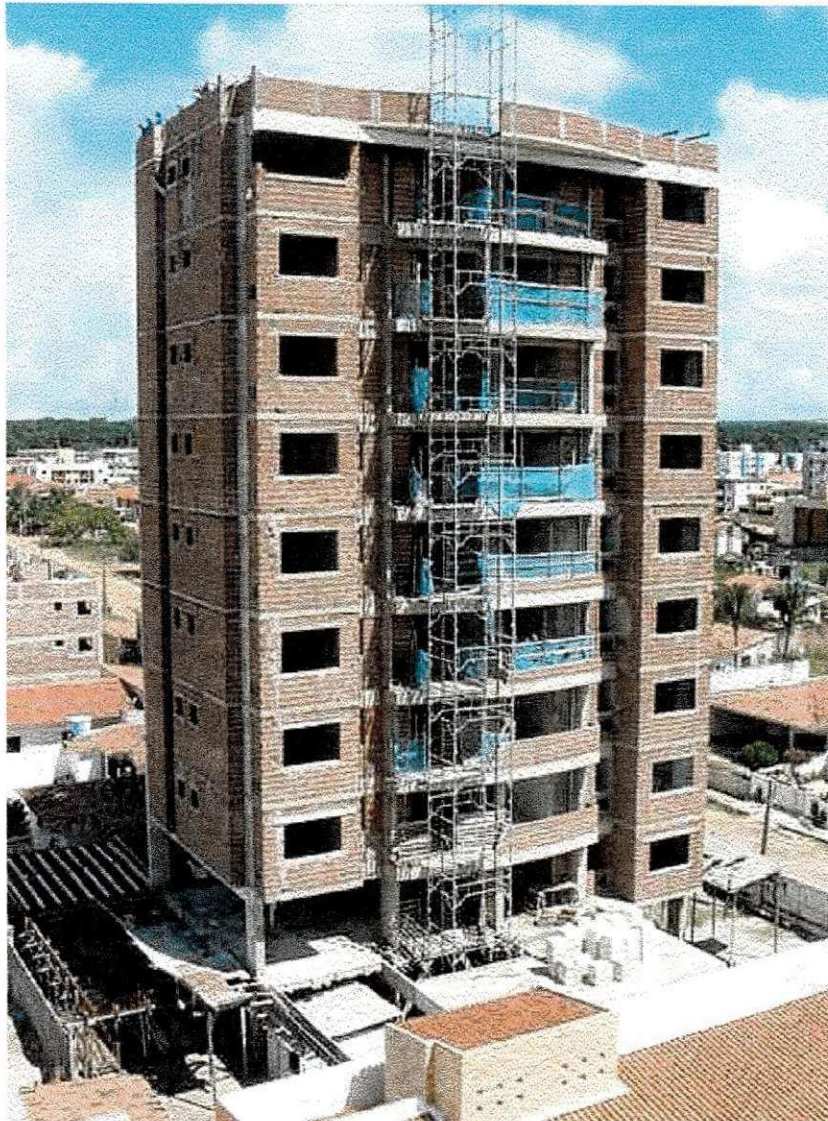


Figura 3.10 – Edifício Irineu Catão – fase final de execução das alvenarias.

3.4.1 – Características do Terreno

O terreno de fundação do edifício foi analisado por meio de três furos de sondagem (Figuras I.4, I.5 e I.6, Apêndice I). A Figura 3.12 mostra a locação dos furos. Já a Figura 3.11 apresenta o perfil geotécnico obtido através de umas das sondagens. Nela pode-se observar a ocorrência de camadas de areia variando de medianamente compacta a compacta até cerca de 7,0 m, com um N_{SPT} de 36 a cerca de 6,0 m. Em seguida, nota-se a presença de camadas siltosas com

espessura variável de 2,0 a 3,0m, e N_{SPT} da ordem de 2 a 22. Finalmente, seguem-se mais camadas, em sua maioria de areia medianamente a muito compacta até que se atinja o impenetrável (rocha calcária).

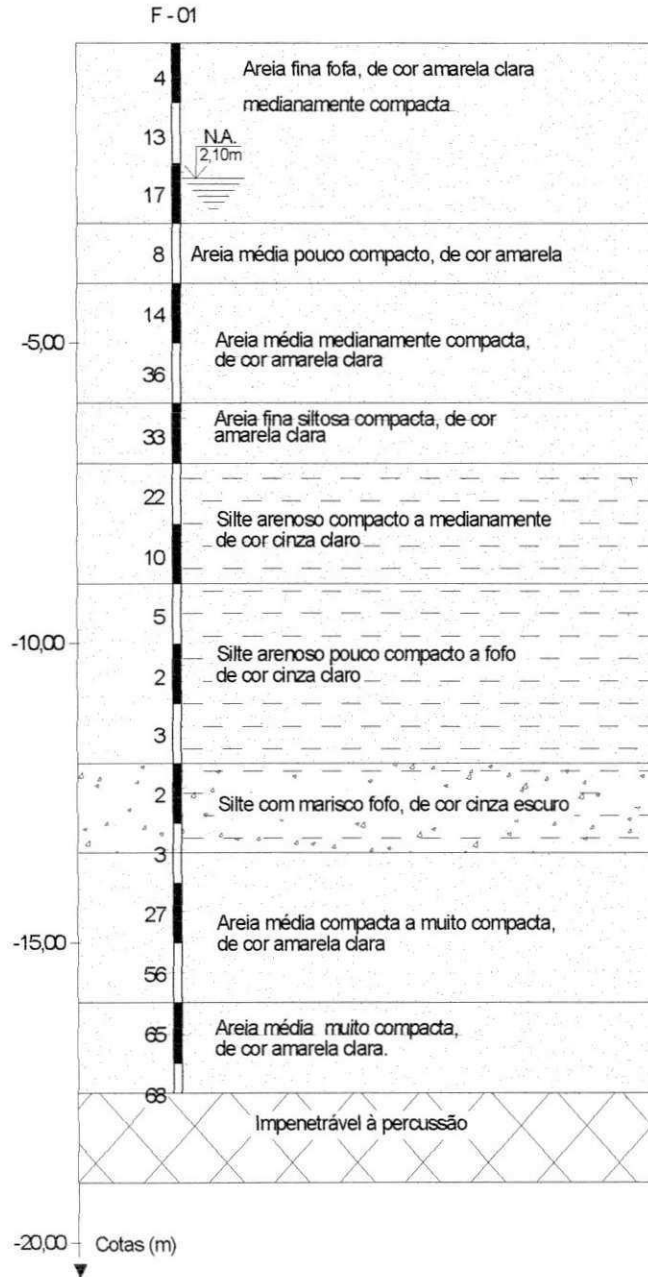
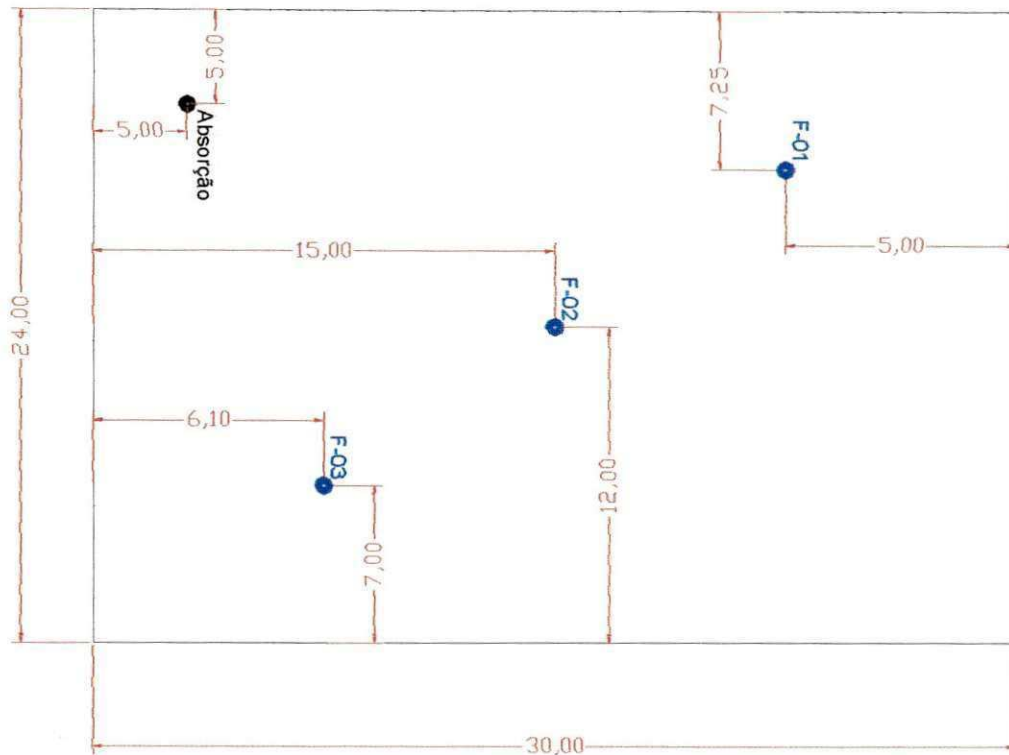


Figura 3.11 – Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01 – Edifício Irineu Catão.



Rua Wenceslau Braz - Bairro Bessa

Figura 3.12 – Localização dos furos de sondagem do edifício Irineu Catão

3.5 – Características Gerais do Edifício Mar da Galiléia

O edifício Residencial Mar da Galiléia está localizado na Rua Izidro Gomes, bairro de Tambaú, João Pessoa, e teve como executora da obra a Construtora Imagem.

O edifício tem estrutura de concreto armado convencional, está assente sobre sapatas situadas à 1 m de profundidade (pressão admissível de 500 kPa), e utiliza no fechamento alvenaria de tijolos cerâmicos. Sua área em planta resulta em aproximadamente 350 metros quadrados, possuindo 03 apartamentos de 03 quartos por andar e servido por 2 elevadores. O edifício foi construído sobre pilotis e possui 11 pavimentos mais uma cobertura.

Quando da medição mais recente, já haviam sido concretadas 7 lajes. Há 20 pilares na lâmina principal do edifício, sendo que todos foram monitorados. Eles recebem uma carga total de projeto variando de 1472 kN a 4660 kN, com um valor médio de 2872 kN. A Tabela 3.3 fornece dados relativos às dimensões dos pilares e sapatas, assim como os valores das cargas totais de projeto. A Figura 3.13 apresenta a planta de locação dos pilares e das sapatas.

Tabela 3.3 – Dimensões de pilares e sapatas, e cargas totais – Edifício Mar da Galiléia.

Pilar	Carga total de projeto (kN)	Dimensões dos pilares (m x m)	Dimensões das sapatas (m x m)
1	1962	0,25 x 1,00	2,10 x 2,10
2	2256	0,25 x 1,00	2,10 x 2,20
3	1471	0,25 x 0,70	2,10 x 2,30
4	2158	0,25 x 0,70	2,10 x 2,20
5	1962	0,25 x 0,70	2,10 x 2,10
6	3679	0,25 x 0,90	2,30 x 3,20
7	3679	0,25 x 0,80	2,30 x 3,20
8	4660	0,30 x 0,90	3,00 x 3,20
9	3679	0,25 x 0,70	2,30 x 3,20
10	3679	0,25 x 0,70	2,30 x 3,20
11	2158	0,25 x 0,70	2,10 x 2,20
12	3679	0,25 x 0,80	2,30 x 3,20
13	3679	0,25 x 0,90	2,30 x 3,20
14	3679	0,25 x 0,90	2,30 x 3,20
15	1962	0,25 x 0,70	2,10 x 2,10
16	2765	0,25 x 0,80	2,40 x 2,40
17	1962	0,25 x 0,80	2,10 x 2,10
18	2727	0,25 x 0,60	2,10 x 3,00
19	2452	0,25 x 0,60	2,20 x 2,30
20	3188	0,25 x 0,60	2,30 x 3,00

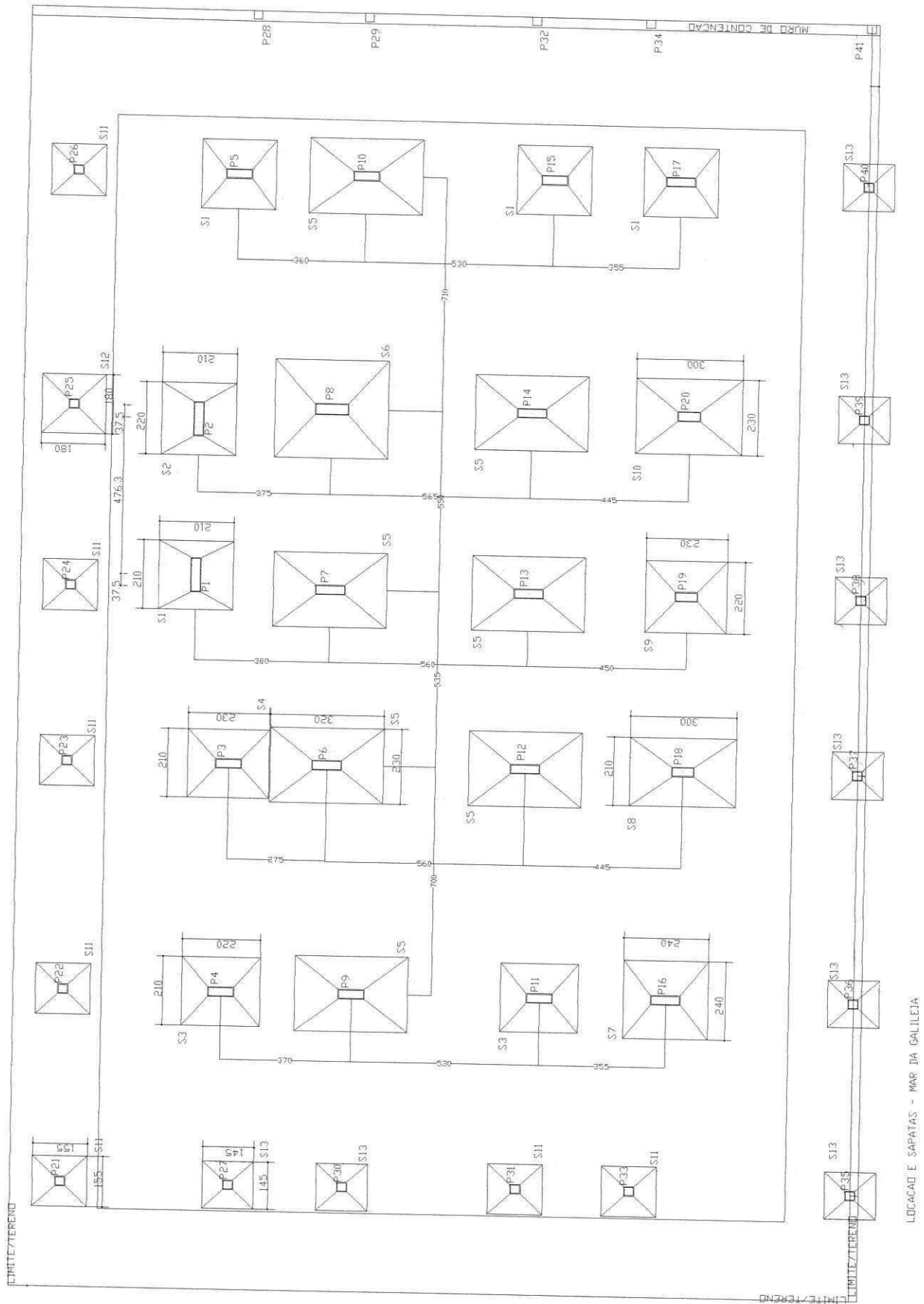


Figura 3.13 – Planta de locação dos pilares e das sapatas – Edifício Mar da Galiléia.

As Figuras 3.14 e 3.15 mostram o edifício em duas fases da sua construção.



Figura 3.14 – Edifício Mar da Galiléia antes da concretagem dos pilares.



Figura 3.15 – Edifício Mar da Galiléia antes da concretagem da 7ª laje.

3.5.1 – Características do Terreno

O terreno de fundação do edifício foi analisado por meio de três furos de sondagem (Figuras I.7, I.8 e I.9, Apêndice I), após o rebaixamento de 1,30 m do nível original do terreno. A Figura 3.16 mostra a locação dos furos. Já a Figura 3.17 apresenta o perfil geotécnico obtido através de uma das sondagens. Nela pode-se observar a ocorrência de camadas de areia variando de fofa a compacta até cerca de 4,0 m, com N_{SPT} máximo da ordem de 20. Em seguida, nota-se a presença de uma camada de argila siltosa e uma camada de silte, com N_{SPT} variando de 2 a 9. Finalmente, seguem-se alternando camadas de areias argilosas e argilas arenosas com N_{SPT} de 1 a 14, até que se atinja o impenetrável (rocha calcária).

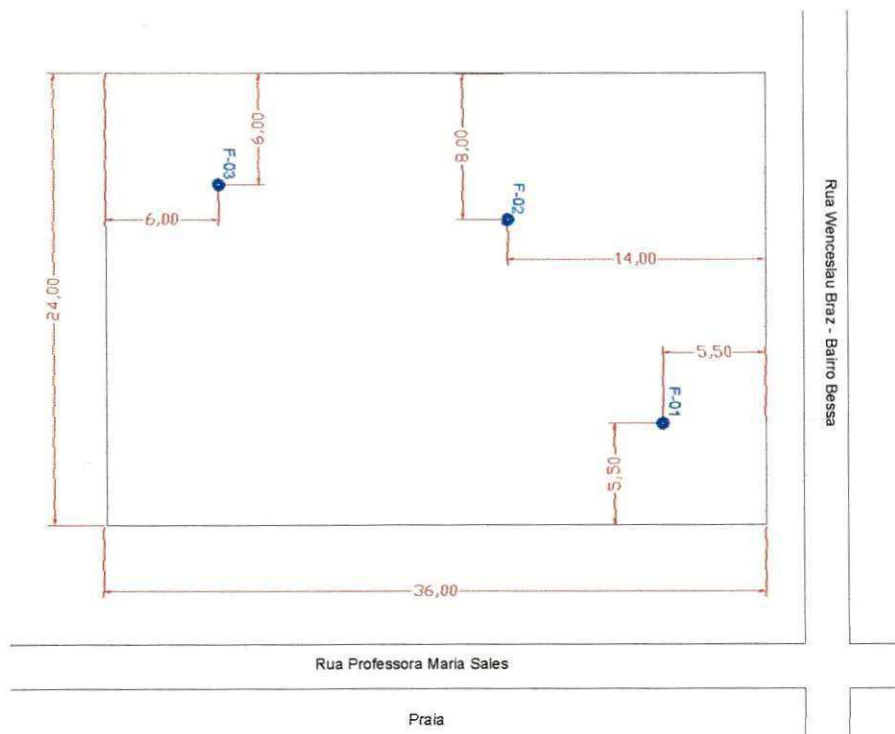


Figura 3.16 – Locação dos furos de sondagem do edifício Mar da Galiléia.

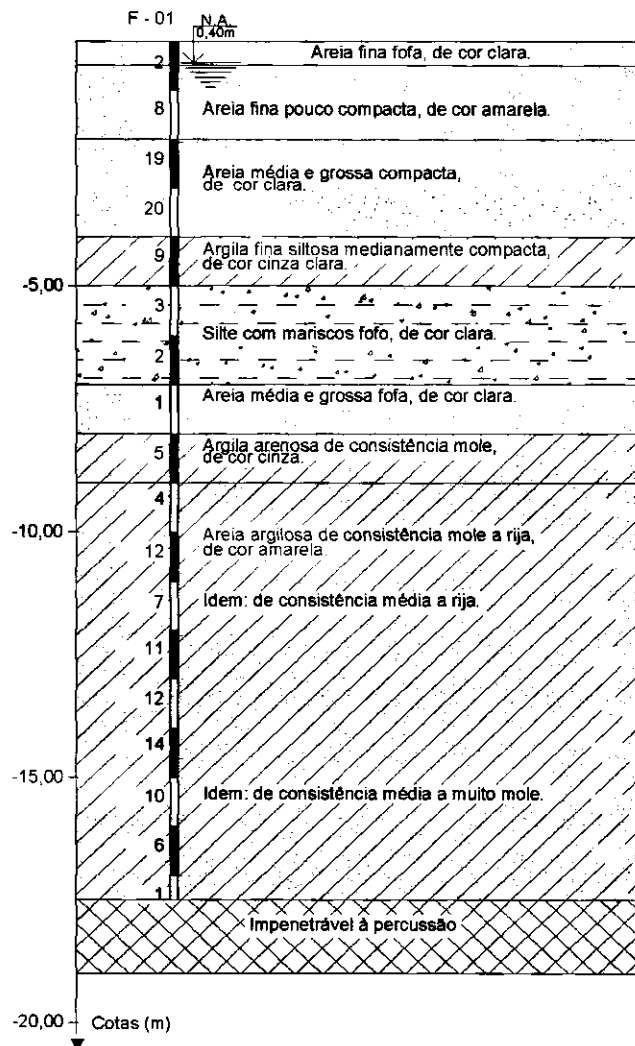


Figura 3.17 – Perfil geotécnico – Furo de sondagem 01 – Edifício Mar da Galiléia.

Em virtude da baixa resistência apresentada pelas camadas superficiais arenosas, os projetistas adotaram o melhoramento do solo através da utilização de estacas de areia e cimento no traço em volume de 15:1, comprimento de 3,0 m, diâmetro de 0,3 m e espaçamento de 0,9 m. O processo de melhoramento tem como objetivo elevar a compactidade, proporcionando uma melhoria da resistência do solo, em conjunto com a redução da deformabilidade.

As estacas de areia e cimento são executadas com bate-estacas do tipo Strauss ou do tipo Torre, de uma maneira análoga as estacas tipo Franki. Usa-se um tubo de revestimento com diâmetro de 300 mm e comprimento de 3,0 m. O tubo ao ser cravado com a ponta fechada (bucha), penetra no solo, comprimindo a região circunvizinha. O pilão trabalha no interior do tubo, apiloando a bucha, a

qual, por atrito lateral arrasta consigo o tubo, fazendo assim a cravação do mesmo. Posteriormente o tubo é preso ao bate-estacas e faz-se a expulsão da bucha, formando-se uma base alargada. Finalmente a mistura é colocada no interior do tubo, através de camadas sucessivas, as quais são apiloadas e simultaneamente faz-se a extração do tubo de revestimento.

O resultado do somatório dessas ações, como cravação, apiloamento, vibrações, etc., provoca uma forte compactação na região circunvizinha à estaca em referência. Geralmente executa-se uma grande quantidade de estacas, obedecendo-se a uma distribuição em forma de malha reticular. Como resultado da superposição de efeitos, obtém-se toda a área estaqueada, melhorada em termos de resistência à compressão (Soares e Soares, 2002).

O melhoramento possibilita elevar a tensão admissível do terreno para valores de até 600 kPa, implicando em uma significativa redução dos volumes de escavação e de concreto. Esta técnica tem permitido a adoção de fundações superficiais em prédios com até 30 pavimentos, em locais que de outra maneira requereriam fundações profundas (Gusmão Filho e Gusmão, 1994 e 2000; Passos, Bezerra, Gusmão e Cavalcante, 2002; Soares e Soares, 2002).

A Figura 3.18 apresenta uma estaca de areia e cimento após a escavação do terreno para a construção das sapatas.



Figura 3.18 – Estaca de areia e cimento.

3.6 – Equipamentos Empregados

Os equipamentos empregados para a medição dos recalques são bastante simples, sendo constituídos por: pino, parafusos, nível ótico, mira e referência de nível.

O pino é de aço, com 1 cm de diâmetro e 10 cm de (Figura 3.19). O sistema utilizado é aquele em que o macho (pino) é fixado por meio de rosca à fêmea (bucha), para então se efetuarem as medições.

Os parafusos são também constituídos de aço, com diâmetro igual ao do pino e comprimento de 8 cm (Figura 3.19). No que diz respeito à instalação dos parafusos nos pilares, o procedimento utilizado foi o de realizar uma perfuração – após o endurecimento do concreto – para a instalação da bucha. A perfuração era então limpa e colocada a bucha. Posteriormente, o parafuso era fixado na bucha por meio de rosqueamento (Figura 3.20). Quando se necessitava realizar as medições de recalque, tirava-se o parafuso e fixava-se o pino em seu lugar (Figura 3.21).

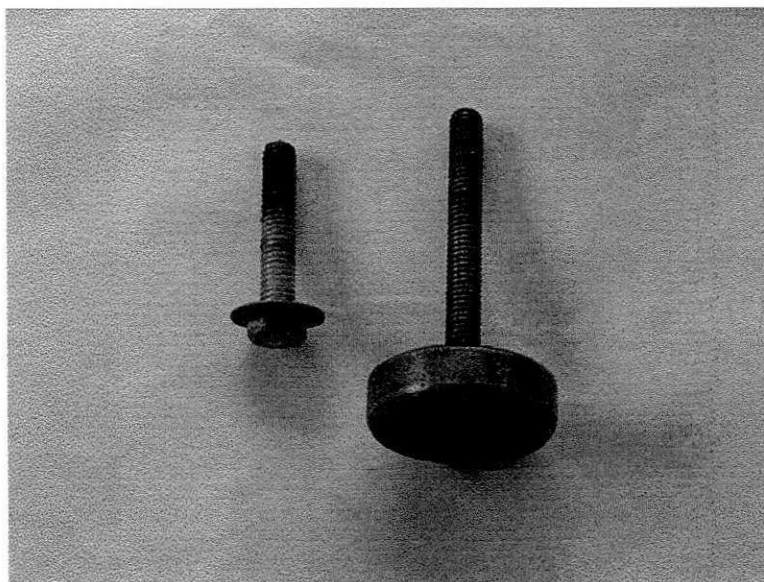


Figura 3.19 – Pino e parafuso utilizados no monitoramento.



Figura 3.20 – Parafuso fixado no pilar.



Figura 3.21 – Colocação do pino para se efetuar a medição do recalque.

O nível ótico utilizado durante a medição dos recalques foi o Pentax, modelo AL – 240, nº 423.961 (Figura 3.22). Dados referentes às características deste nível encontram-se mostrados na Tabela 3.4. A mira utilizada era de alumínio, possuía 1 m de comprimento e era da marca Miratec (Figura 3.23).



Figura 3.22 – Nível ótico Pentax AL - 240.

Tabela 3.4 – Características do nível ótico Pentax AL – 240.

Especificações	AL – 240
Aumento de Imagem	24 vezes
Resolução	4"
Abertura objetiva	36 mm
Enfoque Mínimo	0,30 m
Constante Estadimetria	1:100
Alcance Compensador	+/- 12'
Precisão km Duplo	2,0 mm
Círculo Horizontal Interno	1°
Dimensões	364 x 200 x 180
Peso do Instrumento	1,6 kgf
Peso do Estojo	1,5 kgf
Resistente à Água	Classe 6



Figura 3.23 – Mira utilizada no monitoramento de recalques.

Em relação à referência de nível, no edifício Guarujá V, inicialmente foram feitos marcos em três postes de iluminação na calçada em frente à construção. Para se evitarem mudanças de nível em excesso, foram construídos 2 blocos de concreto dentro da área da construção com 30 cm de altura e 10 cm de diâmetro. No topo dos blocos foram fixados parafusos para servirem de apoio à mira. Já no edifício Irineu Catão, foram construídos blocos com 60 cm de altura, sendo 30 cm abaixo da cota do terreno, base de 40 cm x 40 cm e no topo um tubo de concreto de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro. Os blocos estão apresentados nas Figuras 3.24 e 3.25. Foram executados dois blocos em cada edifício, com um afastamento suficiente da região sujeita a tensões.



Figura 3.24 – Referência de nível do edifício Guarujá V.



Figura 3.25 – Referência de nível do edifício Irineu Catão.

Já os referenciais do edifício Mar da Galiléia estão localizados em calçadas nas ruas em frente e ao lado da construção. São parafusos fixados nas calçadas e meio-fio (Figura 3.26).

Este tipo de procedimento tem levado a resultados bastante satisfatórios, e permite a economia da execução do bench-mark.



Figura 3.26 – Referência de nível do edifício Mar da Galiléia.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Generalidades

No presente capítulo serão feitas a apresentação e análise dos resultados do monitoramento de recalques e a avaliação da interação solo-estrutura nos edifícios estudados.

4.2 – Recalques Medidos

As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam a evolução dos recalques monitorados dos edifícios Guarujá V, Irineu Catão e Mar da Galiléia, respectivamente, assim como a evolução do carregamento médio atuante na estrutura; para isso, foi admitida a distribuição de cargas mostrada na Tabela 4.4 (Gusmão e Calado Jr., 2002). As cargas foram estimadas proporcionalmente ao número de pavimentos completados (concreto, alvenaria, revestimentos, pisos, etc), cujos quantitativos eram levantados em cada medição. As Tabelas II.14, II.15 e II.16 (Apêndice II), apresentam as datas em que foram realizadas as medições, assim como as etapas correspondentes das obras.

No Edifício Guarujá V, o recalque máximo de 12,5 mm ocorreu no pilar 7, o recalque mínimo de 8,8 mm ocorreu no pilar 5 e o recalque médio foi de 11,0 mm. No Edifício Irineu Catão, o recalque máximo de 9,1 mm ocorreu no pilar 13, o recalque mínimo de 4,5 mm ocorreu no pilar 1 e o recalque médio foi de 7,1 mm. Já no Edifício Mar da Galiléia, o recalque máximo de 3,3 mm ocorreu no pilar 14, o recalque mínimo de 0,4 mm ocorreu no pilar 18 e o recalque médio foi de 1,9 mm.

Tabela 4.1 - Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo - Edifício Guarujá V.

Recalques Medidos (mm)																
nº dias	% da Carga Total	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	média
0	1,60	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24	4,00	2,2	2,9	1,6	2,0	2,5	1,1	2,4	2,0	1,5	1,7	2,3	1,8	1,6	2,1	2,0
60	8,00	2,5	3,3	2,8	2,6	4,4	2,2	3,0	2,2	1,9	2,0	3,4	3,7	3,2	2,4	2,8
94	12,00	2,7	3,5	3,1	2,6	5,6	2,4	3,6	2,7	2,9	2,1	4,5	4,8	4,2	4,3	3,5
120	15,00	3,0	3,5	3,3	2,8	6,1	3,5	4,1	3,6	3,6	2,2	4,6	4,8	4,4	4,4	3,9
137	18,00	3,0	4,0	3,6	3,1	6,9	4,6	4,3	4,3	4,4	2,5	4,7	4,8	4,6	4,5	4,2
154	24,00	3,5	4,5	4,0	3,2	7,0	4,7	4,4	4,6	4,8	2,8	5,0	5,2	4,9	4,5	4,5
171	30,00	3,7	4,5	4,1	3,3	7,3	4,8	4,9	5,0	5,3	2,9	5,4	6,3	5,3	4,8	4,8
206	38,00	3,7	4,6	4,2	3,4	7,8	5,1	5,0	5,6	5,4	3,1	5,4	6,6	5,7	5,1	5,1
236	44,00	4,6	4,6	4,2	3,9	7,8	5,3	5,0	5,7	5,8	3,9	5,4	6,9	5,8	5,3	5,3
257	50,00	4,8	5,7	4,4	5,5	8,4	5,6	5,5	6,6	6,1	5,2	6,1	6,9	5,9	5,6	5,9
417	63,00	10,7	11,9	8,8	10,7	12,5	10,2	9,9	11,4	10,8	10,4	11,5	12,0	12,1	11,0	11,0

Tabela 4.2 - Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo - Edifício Irineu Catão.

Recalques Medidos (mm)														
nº dias	% carga total	P1	P2	P5	P6	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	média
0	1,60	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
31	4,00	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,1	0,8	0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1
48	8,00	0,4	1,0	0,3	0,5	0,2	0,8	1,0	1,2	1,7	1,1	0,4	0,9	0,8
83	13,00	1,2	1,5	1,0	1,4	1,3	0,9	1,6	1,4	1,8	1,5	1,2	1,0	1,3
99	19,00	1,2	1,5	1,1	1,7	1,5	1,3	1,7	1,7	2,5	2,1	1,6	1,0	1,6
113	25,00	1,7	1,6	2,2	2,5	2,1	1,4	1,8	2,6	3,4	2,7	2,3	1,1	2,1
134	31,00	1,9	2,3	2,9	3,3	2,6	1,9	2,7	3,0	4,1	3,3	2,8	2,1	2,7
158	36,00	3,1	2,5	3,0	3,6	3,8	3,1	2,8	4,2	5,0	4,2	3,7	2,6	3,5
176	42,00	3,3	2,8	3,5	4,2	4,3	3,6	3,6	4,8	5,8	5,2	4,6	3,9	4,1
207	44,00	3,6	4,2	3,9	4,8	5,2	4,3	4,3	5,4	6,5	5,4	5,2	4,5	4,8
295	59,00	4,5	4,7	6,3	7,1	7,2	6,4	7,3	7,8	9,1	8,5	8,8	7,1	7,1

Tabela 4.3 - Evolução dos recalques medidos e do carregamento ao longo do tempo - Edifício Mar da Galléa.

Recalques Medidos (mm)																						
nº dias	% da Carga Total	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	média
0	1,33	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22	4,66	0,3	0,0	0,4	0,2	0,6	0,0	0,2	0,7	0,2	0,5	0,7	0,3	0,2	0,8	0,6	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,3
66	8,00	1,1	0,6	0,7	0,5	0,8	0,1	0,8	1,5	0,2	1,1	0,7	0,3	0,2	1,4	0,9	0,4	0,2	0,1	0,2	0,2	0,6
94	11,33	1,5	1,0	0,9	0,6	1,0	0,2	1,2	1,8	0,2	1,3	0,9	0,6	0,6	1,9	1,1	0,8	0,8	0,2	0,2	0,3	0,9
123	16,33	2,0	1,6	1,9	0,6	1,2	0,4	1,7	2,1	0,6	1,3	1,2	1,1	0,9	2,0	1,1	0,9	0,9	0,3	0,2	0,7	1,1
172	21,00	2,0	2,6	2,0	0,6	1,8	0,4	2,1	2,1	0,7	1,9	1,2	1,2	1,0	2,8	1,9	2,1	1,0	0,3	0,8	0,7	1,5
182	25,00	2,0	2,6	2,7	0,7	2,0	1,2	2,2	2,9	1,1	2,0	1,5	1,6	1,3	3,3	1,9	2,3	1,0	0,3	0,9	0,9	1,7
207	28,33	2,0	2,7	2,7	1,1	2,0	1,7	2,3	2,9	1,4	2,0	1,5	1,9	2,2	3,3	1,9	2,4	1,0	0,4	0,9	0,9	1,9

Tabela 4.4 – Distribuição das cargas na estrutura (Gusmão e Calado Jr., 2002).

Tipo	Carregamento Parcial (%)*
Estrutura de concreto armado	40,0
Alvenarias	20,0
Revestimento externo	7,5
Revestimento interno	7,5
Pisos	10,0
Sobrecargas	15,0
Total	100,0

* Em relação ao carregamento total.

As Figuras 4.1, 4.3 e 4.5, apresentam a variação do recalque com o carregamento para os três edifícios monitorados. Já as Figuras 4.2, 4.4 e 4.6, apresentam as curvas com os valores dos recalques, ao longo do tempo, para os pilares que apresentaram o recalque máximo, mínimo e para o valor médio.

Pode-se notar na Figura 4.2 que entre a 11ª e a 12ª leituras, observa-se uma quebra das curvas, possivelmente em função do longo tempo transcorrido entre estas leituras.

Nota-se também nas Figuras 4.2, 4.4 e 4.6, que os pilares mantiveram um comportamento semelhante na evolução dos recalques, e os mesmos ainda não se estabilizaram em virtude do carregamento ainda não ter sido completado. Pode ser observado nas Figuras 4.3 e 4.5 que há praticamente uma relação linear entre a carga e o recalque, típica para fundações superficiais em solos arenosos.

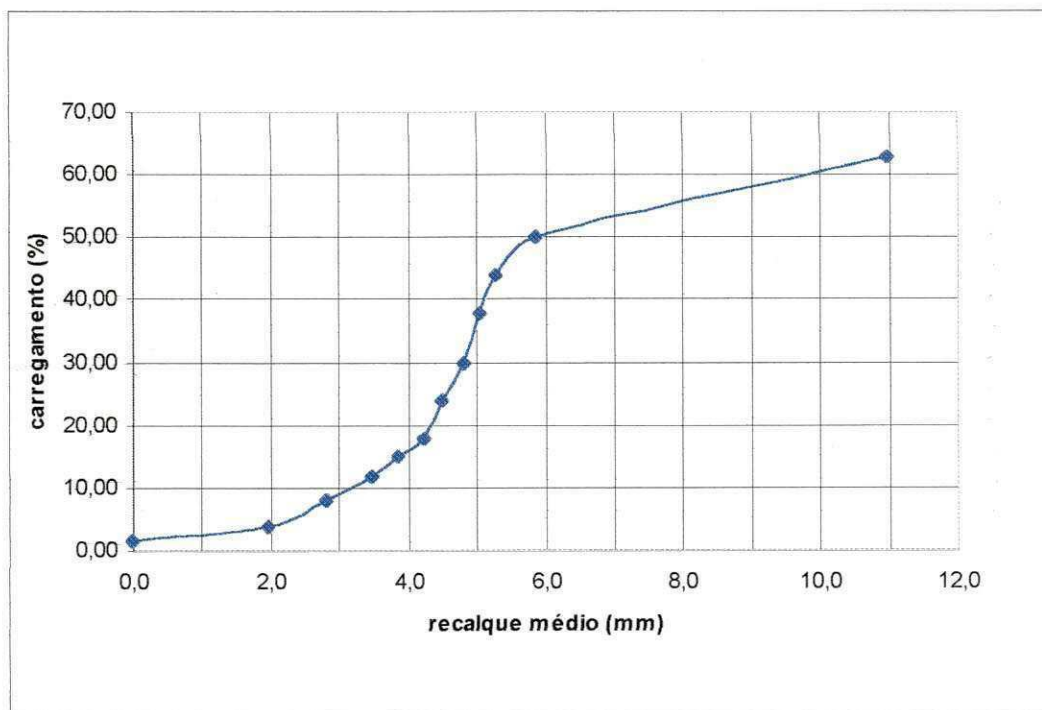


Figura 4.1 – Carregamento x recalque - Edifício Guarujá V.

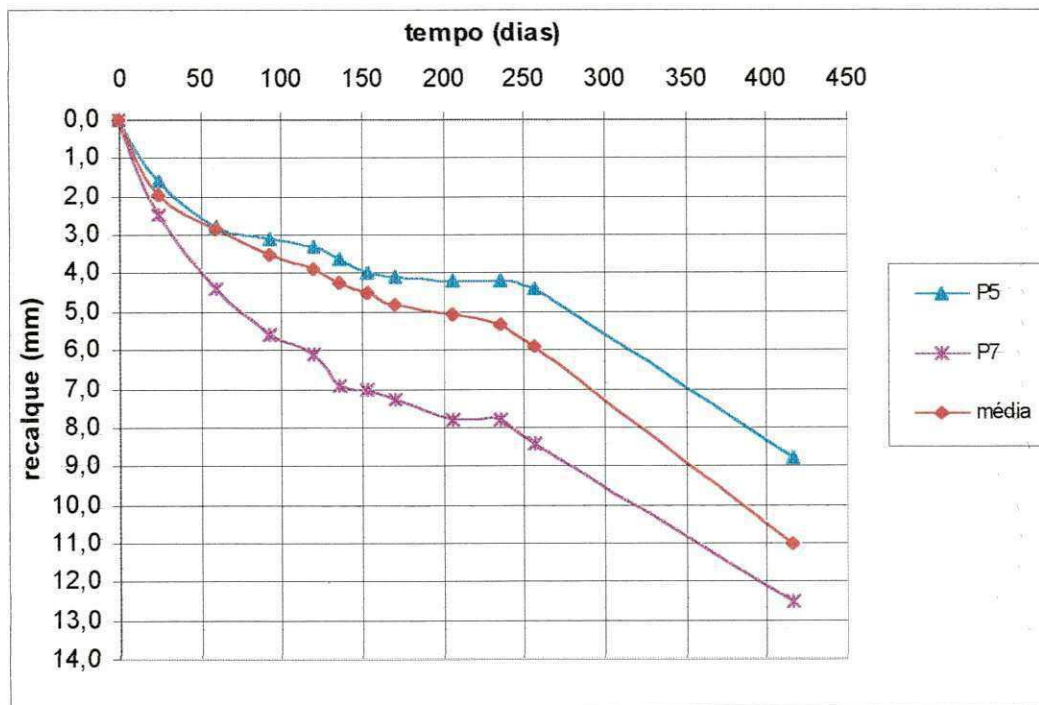


Figura 4.2 – Curvas recalque vs tempo no Edifício Guarujá V.

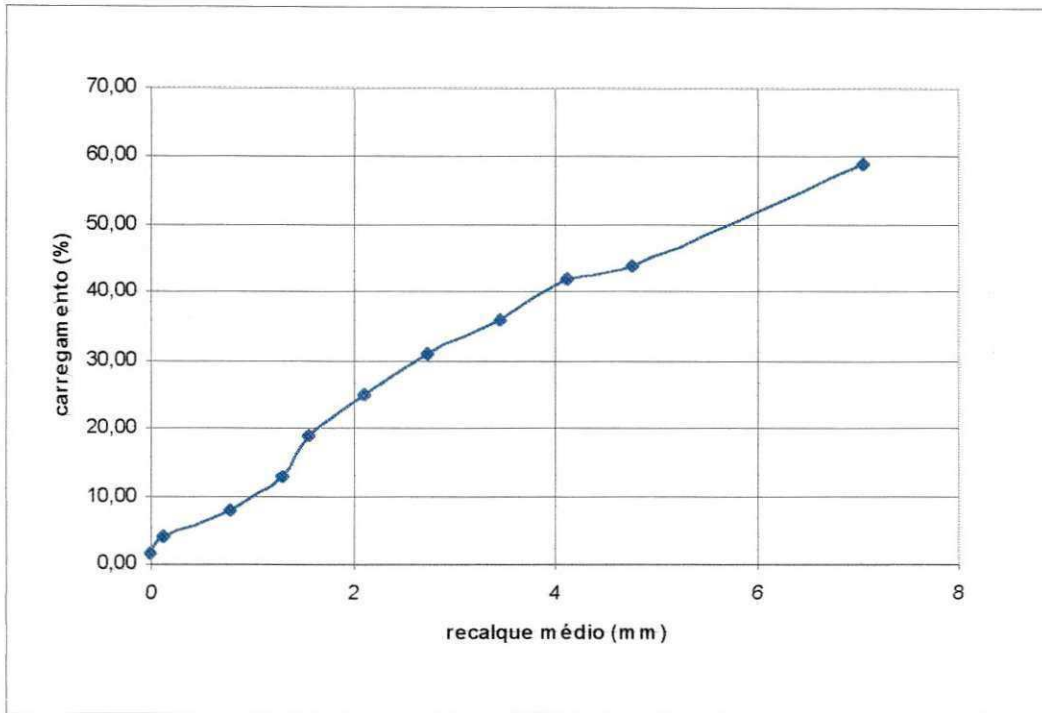


Figura 4.3 – Carregamento x recalque – Edifício Irineu Catão.

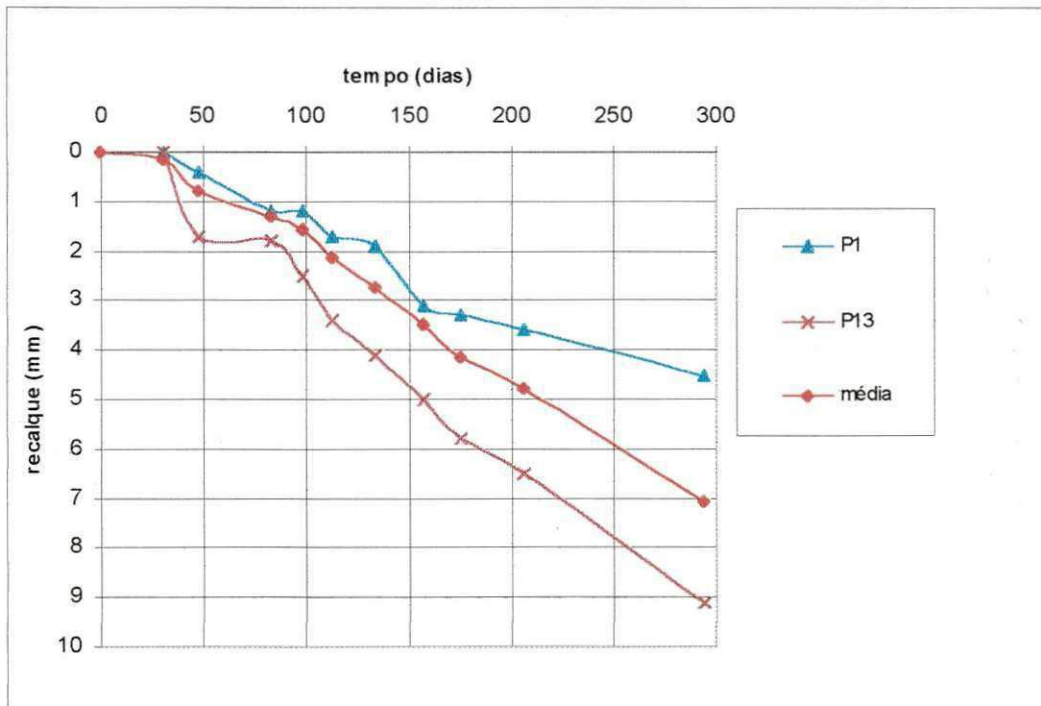


Figura 4.4 – Curva recalque x tempo no edifício Irineu Catão.

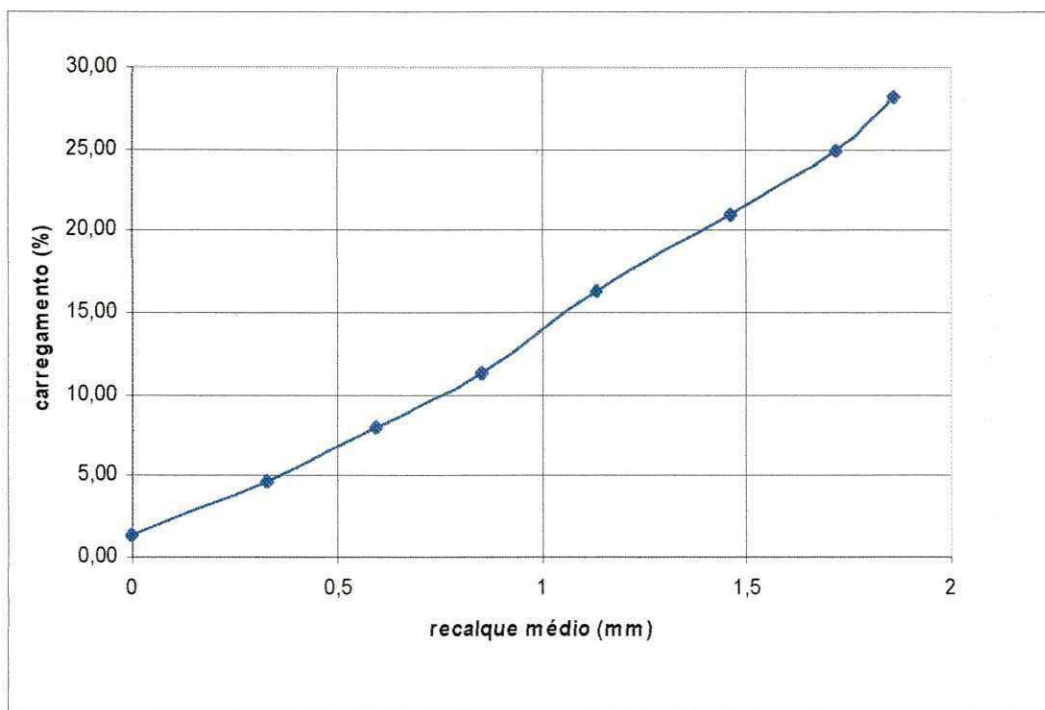


Figura 4.5 – Carregamento x recalque – Edifício Mar da Galiléia.

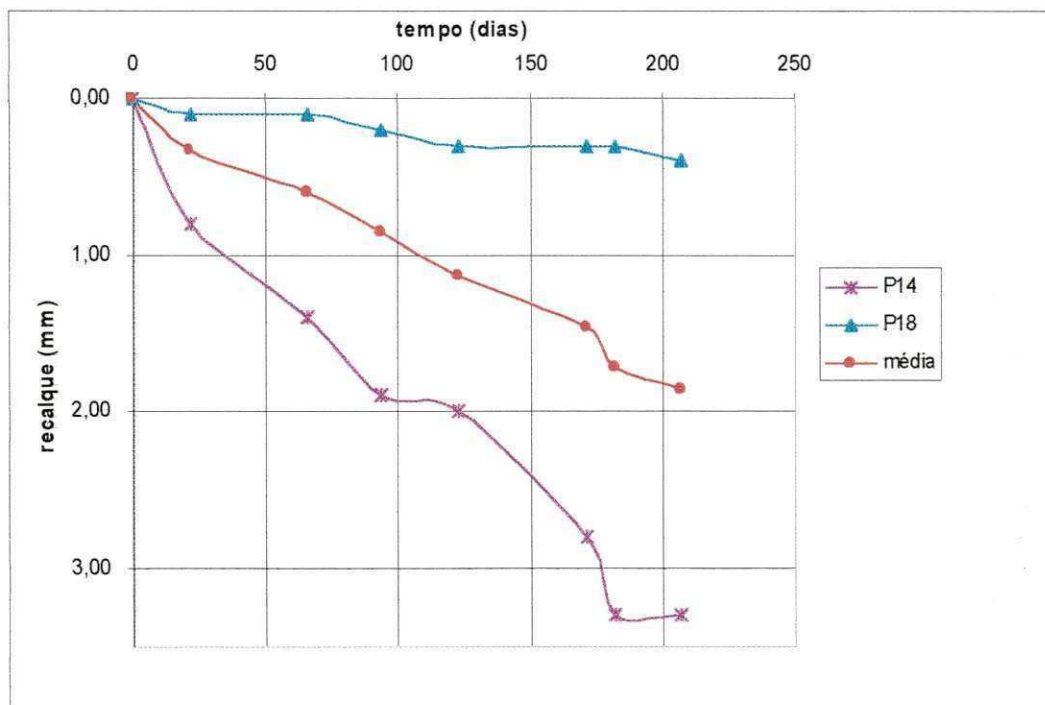


Figura 4.6 – Curva recalque x tempo no edifício Mar da Galiléia.

A velocidade de recalque também pode fornecer importantes informações sobre o desempenho da edificação, caso ela esteja combinada com a velocidade de aplicação do carregamento. Uma velocidade muito alta pode alertar sobre a possibilidade de problemas nas fundações (Gusmão e Calado Jr., 2002). Alonso (1991) afirma que velocidades de até $200 \mu\text{m} / \text{dia}$ podem ser observadas em edificações em construção sobre fundação direta.

A Figura 4.7 mostra a evolução das velocidades médias dos recalques ao longo do tempo no Edifício Guarujá V. Neste caso, a máxima velocidade medida foi de $120,8 \mu\text{m} / \text{dia}$ (pilar 4 na primeira medição), posteriormente seguiu-se uma redução da velocidade do recalque com o tempo.

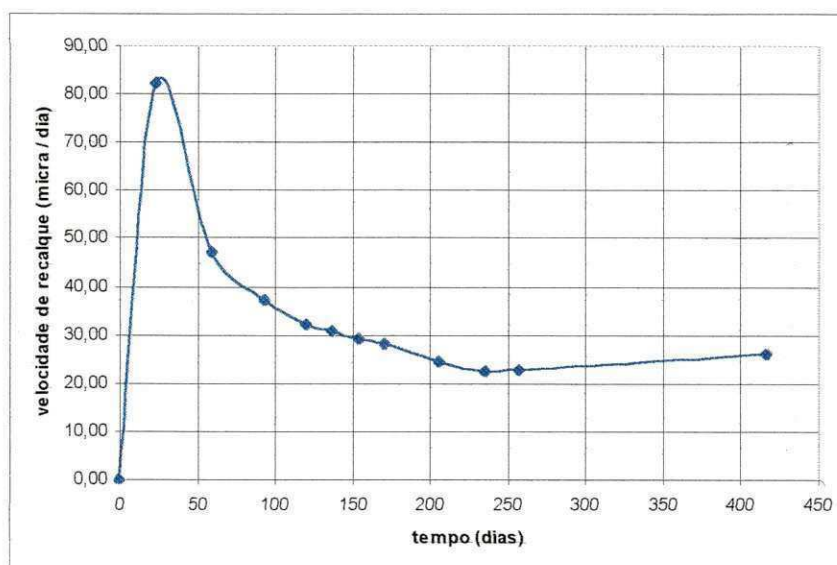


Figura 4.7 – Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.

A Figura 4.8 mostra a evolução das velocidades médias dos recalques ao longo do tempo no Edifício Irineu Catão. Neste caso, a máxima velocidade medida foi de $35,4 \mu\text{m} / \text{dia}$ (pilar 13 na terceira medição). Pode-se notar que ela está crescendo com o tempo, diferentemente do que ocorreu com os resultados relativos ao Edifício Guarujá V. Entretanto, uma justificativa que pode ser dada é que na segunda medição, apenas os resultados de 5 dos 12 pilares monitorados foram considerados em decorrência de problemas na leitura dos recalques.

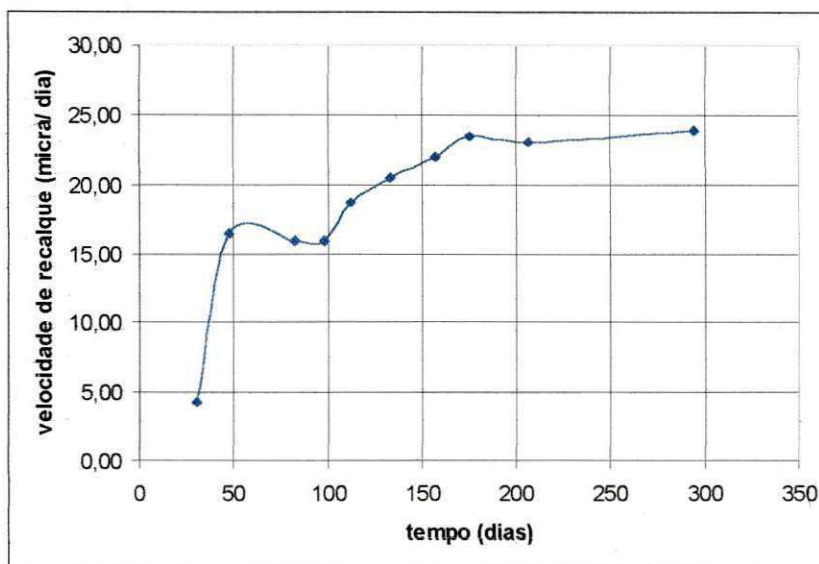


Figura 4.8 – Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.

A Figura 4.9 mostra a evolução das velocidades médias dos recalques ao longo do tempo no Edifício Mar da Galiléia. Neste caso, a máxima velocidade medida foi de 36,4 $\mu\text{m} / \text{dia}$ (pilar 14, na primeira medição), posteriormente seguiu-se uma redução da velocidade do recalque com o tempo, tendo, portanto, comportamento semelhante ao observado no Edifício Guarujá V.

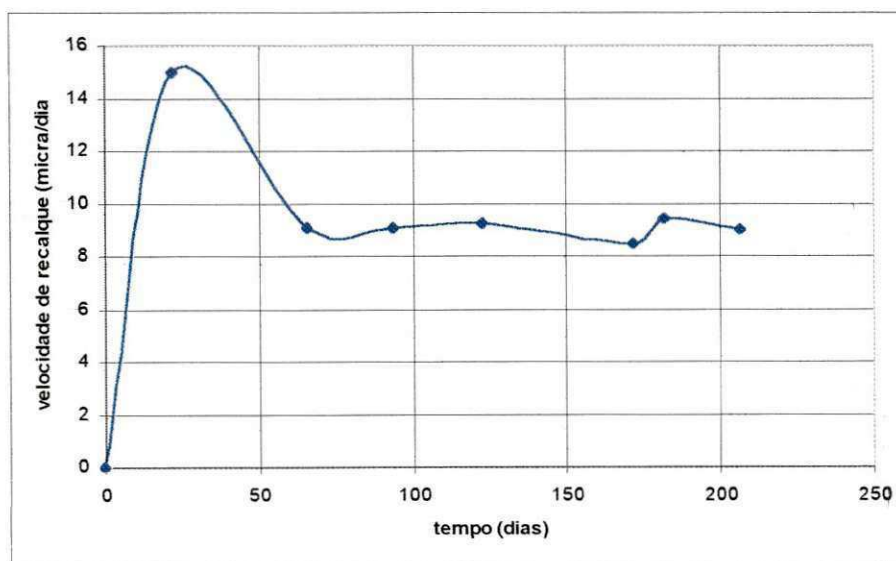


Figura 4.9 – Evolução da velocidade média dos recalques ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.

As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 mostram os recalques diferenciais específicos medidos nos três edifícios monitorados. O recalque diferencial específico máximo medido no Edifício Guarujá V foi de 1/1987 (P7-P8), no Edifício Irineu Catão foi de 1/1277 (P1-P6), e no Edifício Mar da Galiléia foi de 1/1858 (P14-P20), ou seja, bem abaixo do limite para aparecimento de danos em estruturas deste tipo (1/300). De fato, até a presente data, não foi observado nenhum tipo de dano que possa estar associado a movimentos da fundação. Isto mostra a boa representatividade dos critérios propostos para a avaliação de desempenho de edifícios com base nos recalques diferenciais específicos (Skempton e MacDonald, 1956) para os edifícios em questão.

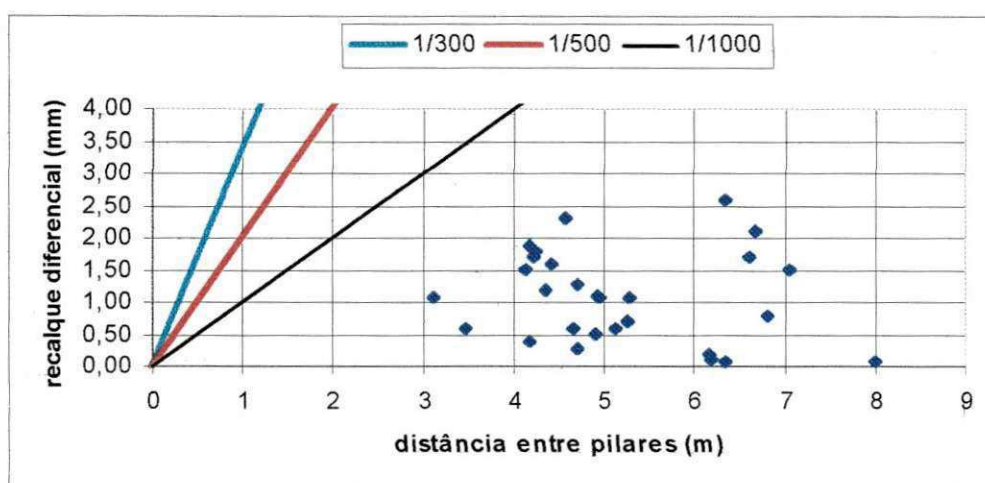


Figura 4.10 – Recalques diferenciais específicos – Edifício Guarujá V.

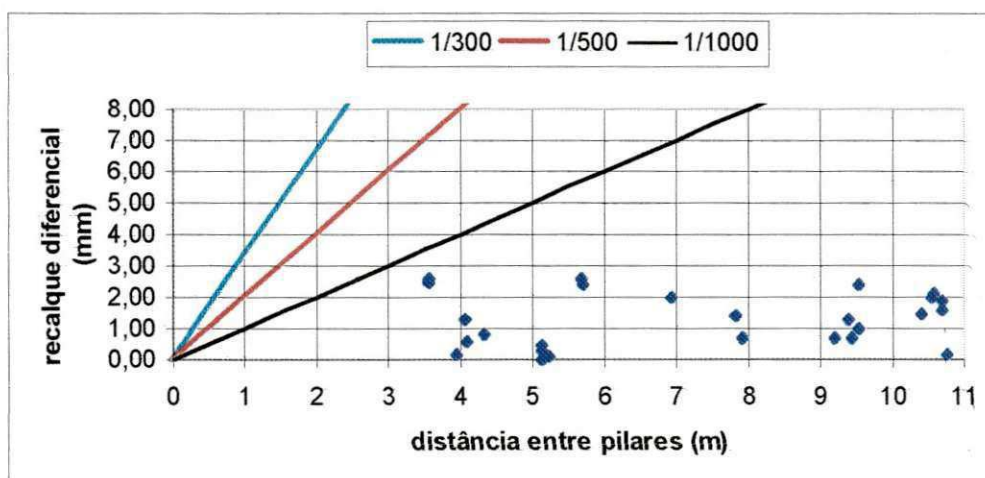


Figura 4.11 – Recalques diferenciais específicos – Edifício Irineu Catão.

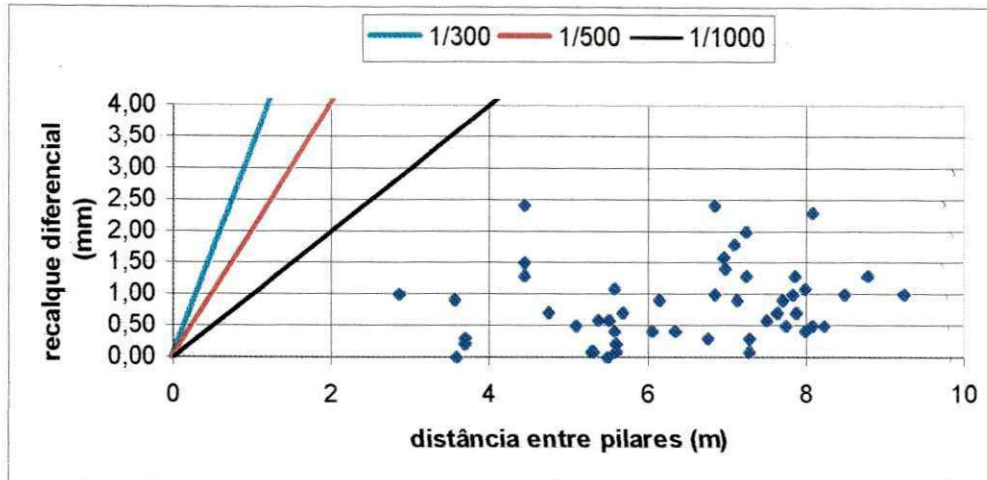


Figura 4.12 – Recalques diferenciais específicos – Edifício Mar da Galiléia.

4.3 – Recalques Estimados

Para efeito de comparação, foram estimados os recalques através de quatro métodos. Os cálculos foram realizados considerando as sapatas isoladas, sem interferências de umas sobre as outras. Conforme citado no Capítulo 2, o N_{SPT} foi multiplicado por 1,2 e o q_c foi calculado através da multiplicação de $K \times N_{SPT}$. Já o módulo de deformabilidade foi obtido através da seguinte expressão sugerida por Mello (1971):

$$E = 3 (N_{SPT} - 3) \text{ (Mpa)} \quad (4.1)$$

Os resultados estão apresentados nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.15, para os três edifícios monitorados. A Figura 4.13 apresenta as curvas do Edifício Guarujá V. Através dela, pode-se notar que o único método que subestimou os valores dos recalques, foi o de Schultze e Sherif (1973), todos os outros superestimaram os recalques, sendo o método de Schmertmann et al. (1978) o que mais se aproximou dos valores medidos com um recalque médio 3 % superior ao recalque médio medido.

A Figura 4.14 apresenta os resultados do Edifício Irineu Catão. Através dela, pode-se notar que os métodos que subestimaram os valores dos recalques, foram o de Burland e Burbidge (1985) e o de Schultze e Sherif (1973); todos os outros superestimaram os recalques, sendo o método de Barata (1984) o que mais se aproximou dos valores medidos com um recalque médio 3 % superior ao recalque médio medido.

Já a Figura 4.15 apresenta os resultados do Edifício Mar da Galiléia considerando a execução do melhoramento no solo. Através dela, pode-se notar que todos os métodos superestimaram os recalques, sendo o método de Burland e Burbidge (1985) o que mais se aproximou dos valores medidos, com um recalque médio 26 % superior ao recalque médio medido.

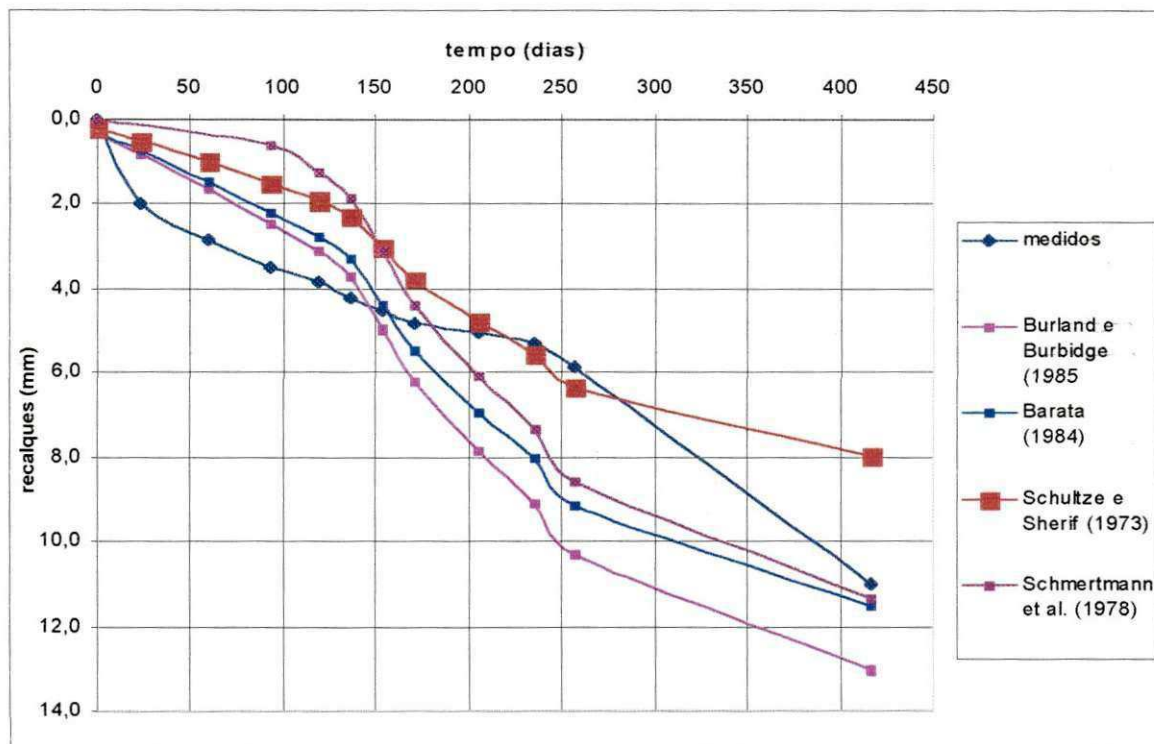


Figura 4.13 – Recalques medidos e estimados – Edifício Guarujá V.

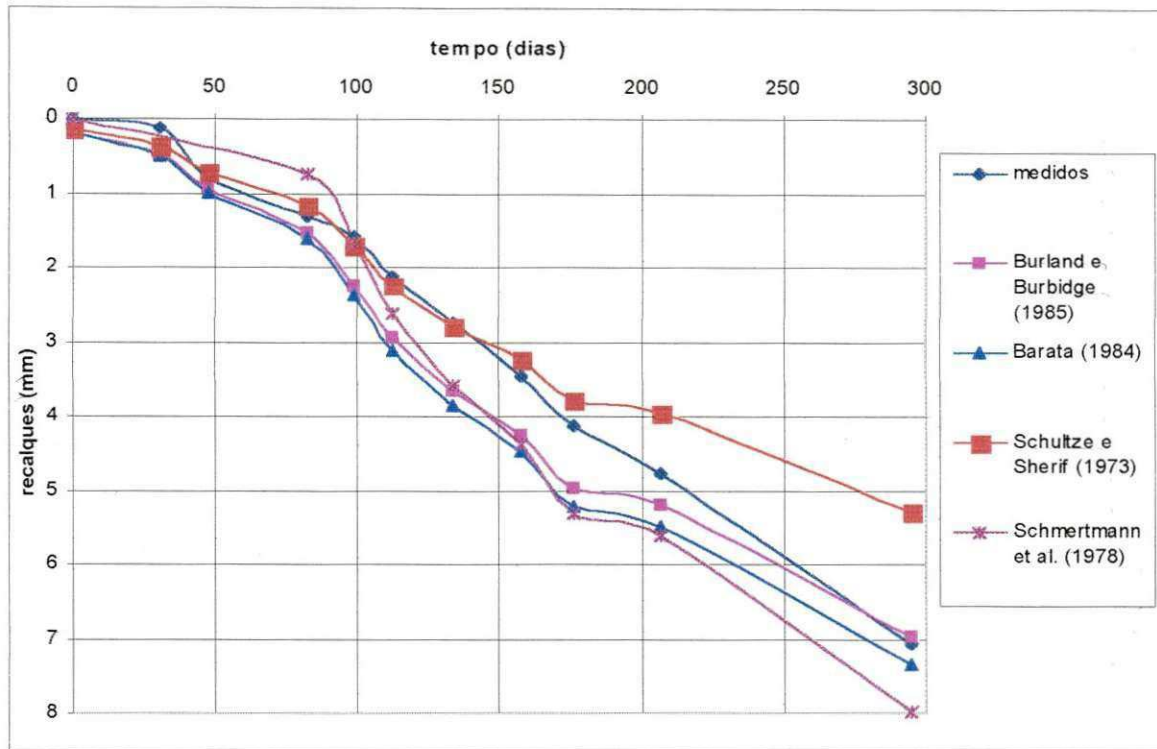


Figura 4.14 – Recalques medidos e estimados – Edifício Irineu Catão.

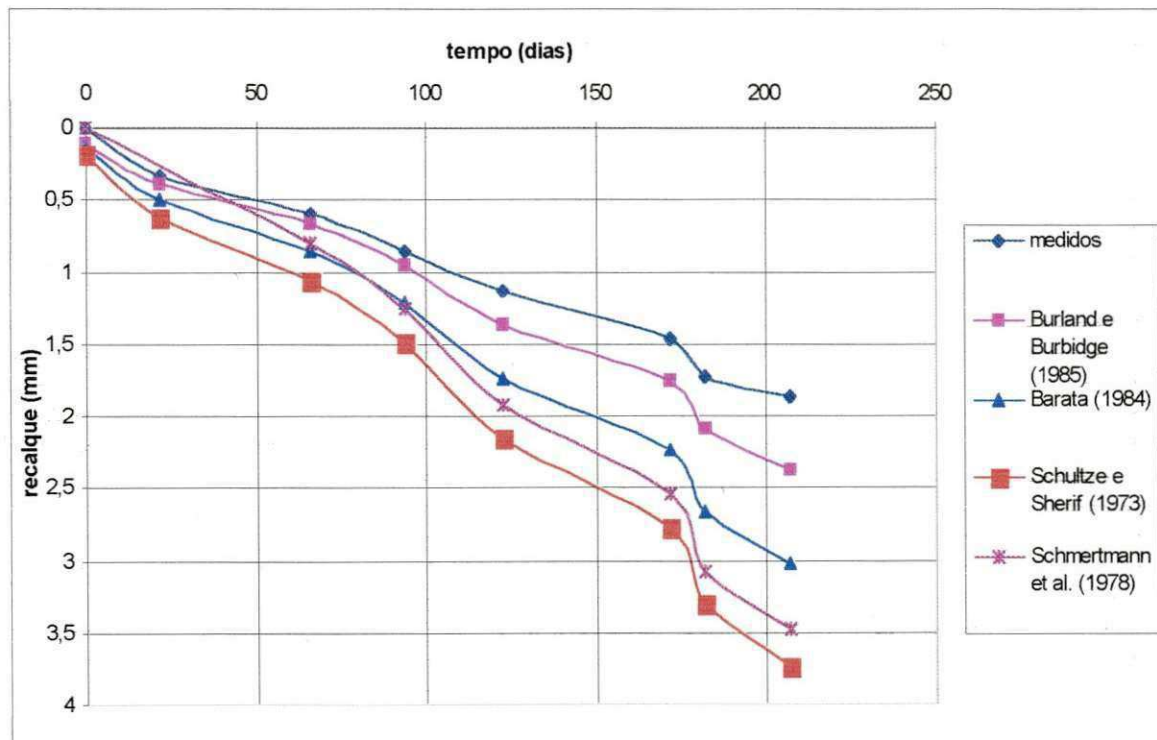


Figura 4.15 – Recalques medidos e estimados – Edifício Mar da Galiléia.

A Tabela 4.5 apresenta uma comparação entre os recalques médios estimados do Edifício Mar da Galiléia, considerando a execução do melhoramento no solo e sem considerar a execução do melhoramento. Pode-se notar claramente a grande diferença entre os valores dos recalques encontrados, ratificando assim a importância da realização do melhoramento em solos de baixa resistência, quando se deseja adotar fundações superficiais.

Tabela 4.5 – Recalques médios estimados – Edifício Mar da Galiléia.

Edifício Mar da Galiléia	Recalques estimados (mm)			
	Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
(1)	2,4	3,0	3,7	3,5
(2)	8,6	9,1	8,7	8,9

1 – considerando o melhoramento; 2 – sem considerar o melhoramento.

As Figura 4.16 e 4.17, apresentam os recalques medidos e estimados do pórtico principal dos Edifícios Guarujá V e Irineu Catão, respectivamente. Pode-se notar, que a interação solo – estrutura faz com que ocorra uma redução nos recalques diferenciais.

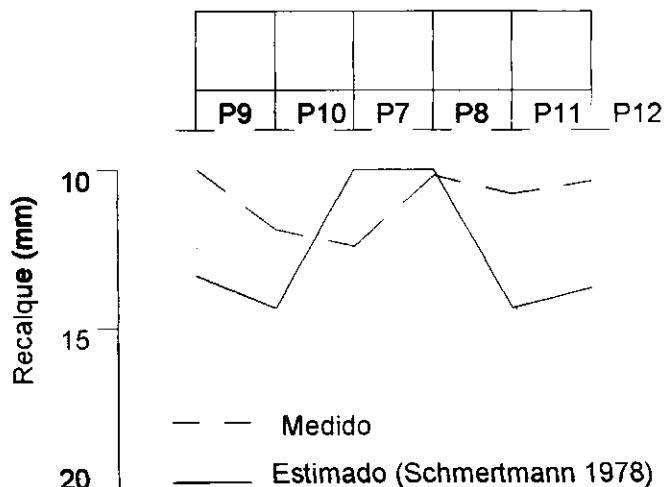


Figura 4.16 – Recalques estimados e medidos dos pilares do pórtico principal – Edifício Guarujá V.

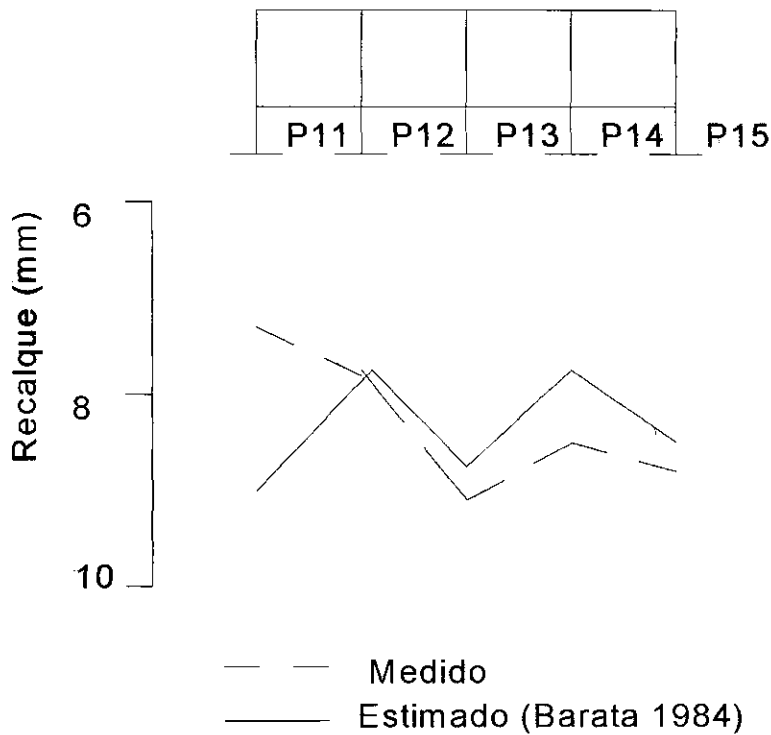


Figura 4.17 – Recalques estimados e medidos dos pilares do pórtico principal – Edifício Irineu Catão.

Como os métodos tradicionais de previsão de recalque não levam em consideração a influência de uma sapata sobre a outra, os recalques estimados dos pilares simétricos são semelhantes. Por outro lado, como pode se notar nas Figuras 4.16 e 4.17, os recalques medidos para pilares simétricos são diferentes, isso ocorre em virtude de existir influência de uma sapata em relação as sapatas vizinhas.

No Edifício Guarujá V, observa-se uma redução de 58% a 59% nos recalques diferenciais medidos em relação aos estimados convencionalmente através do método de Barata (1984) e Schmertmann et al. (1978) na Tabela 4.6.

Esta redução pode estar associada aos efeitos da interação solo-estrutura, principalmente devida à execução de um cintamento ligando todos os pilares do edifício, proporcionando uma melhor distribuição dos recalques.

Tabela 4.6 – Recalques diferenciais específicos máximos estimados e medidos – Edifício Guarujá V.

Método	Recalque diferencial específico máximo estimado	Recalque diferencial específico máximo medido	Redução (%)
Barata (1984)	1 / 830	1 / 1987	58
Schmertmann et al. (1978)	1 / 824	1 / 1987	59

A Tabela 4.7 apresenta uma comparação entre os recalques diferenciais específicos máximos medidos e estimados no Edifício Irineu Catão. Observa-se uma redução de 9% a 19% nos recalques diferenciais medidos em relação aos estimados convencionalmente através do método de Barata (1984) e Schmertmann et al. (1978).

Este tipo de análise não pôde ser realizada com os resultados obtidos do Edifício Mar da Galiléia, visto que a comparação direta entre recalques diferenciais medidos e estimados, só pode ser feita quando o recalque absoluto médio medido e estimado forem da mesma ordem de grandeza.

Tabela 4.7 – Recalques diferenciais específicos máximos estimados e medidos – Edifício Irineu Catão.

Métodos	Recalque diferencial específico máximo estimado	Recalque diferencial específico máximo medido	Redução (%)
Barata (1984)	1 / 1160	1 / 1277	9
Schmertmann et al. (1978)	1 / 1028	1 / 1277	19

4.4 – Avaliação da Interação Solo – Estrutura

4.4.1 – Curva de Iso recalques

As Figura 4.18, 4.19 e 4.20, mostram as curvas de isorecalques dos edifícios Guarujá V, Irineu Catão e Mar da Galiléia, respectivamente, ao final da última medição.

As linhas de isorecalques indicam que o edifícios Guarujá V e Irineu Catão se inclinaram com um desaprumo muito pequeno para leste, atribuído à heterogeneidade do terreno, uma vez que o carregamento é simétrico. Já no Edifício Mar da Galiléia não foi possível notar nenhuma tendência à inclinação. Isto deve estar associado à homogeneidade do terreno de fundação.

Observa-se também nos três edifícios um certo paralelismo entre as linhas (que é vencido por recalques localmente maiores em dois pontos internos do Edifício Guarujá V), o que evidencia uma boa rigidez estrutural.

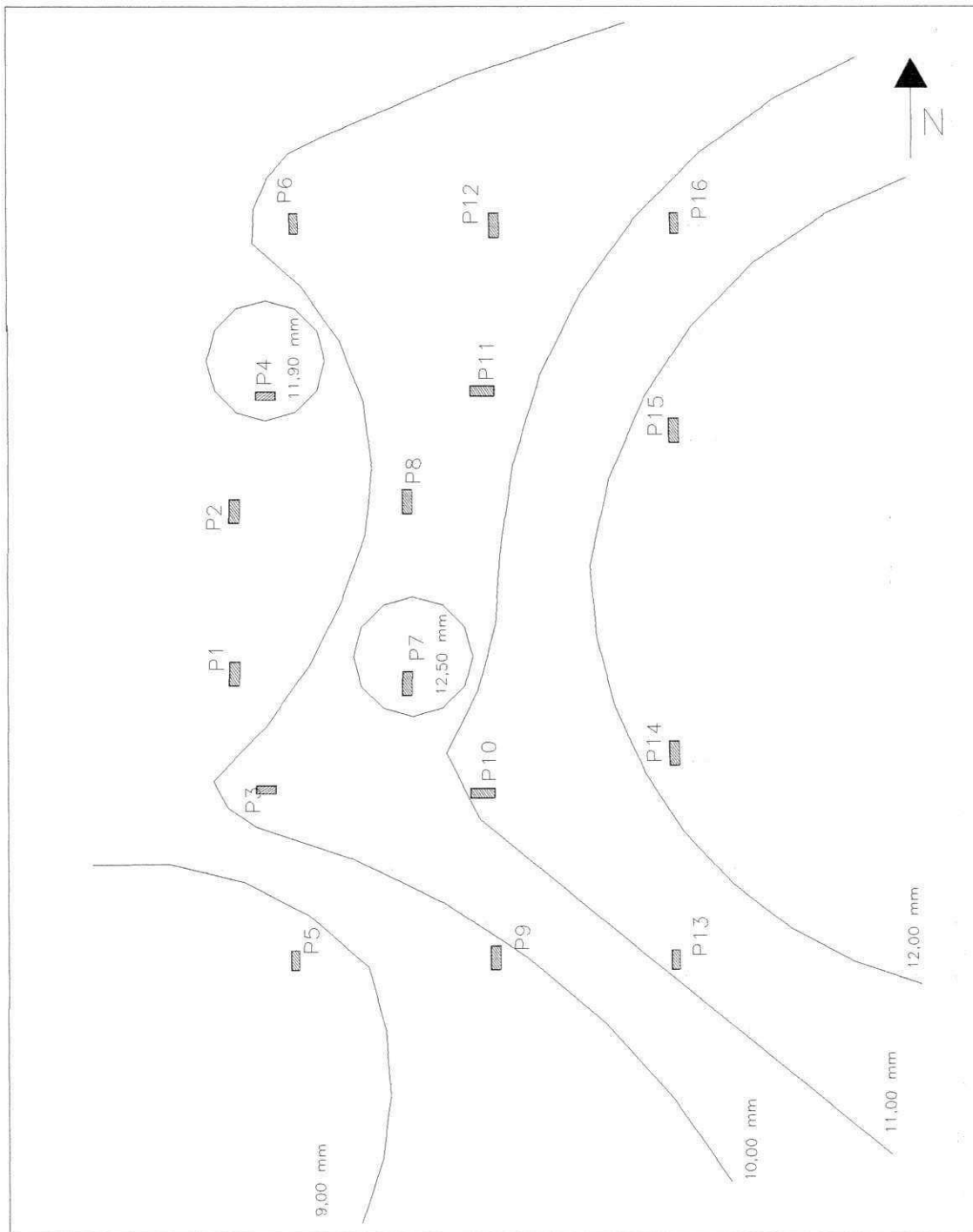


Figura 4.18 – Curva de isorecalques medidos – Edificio Guarujá V.

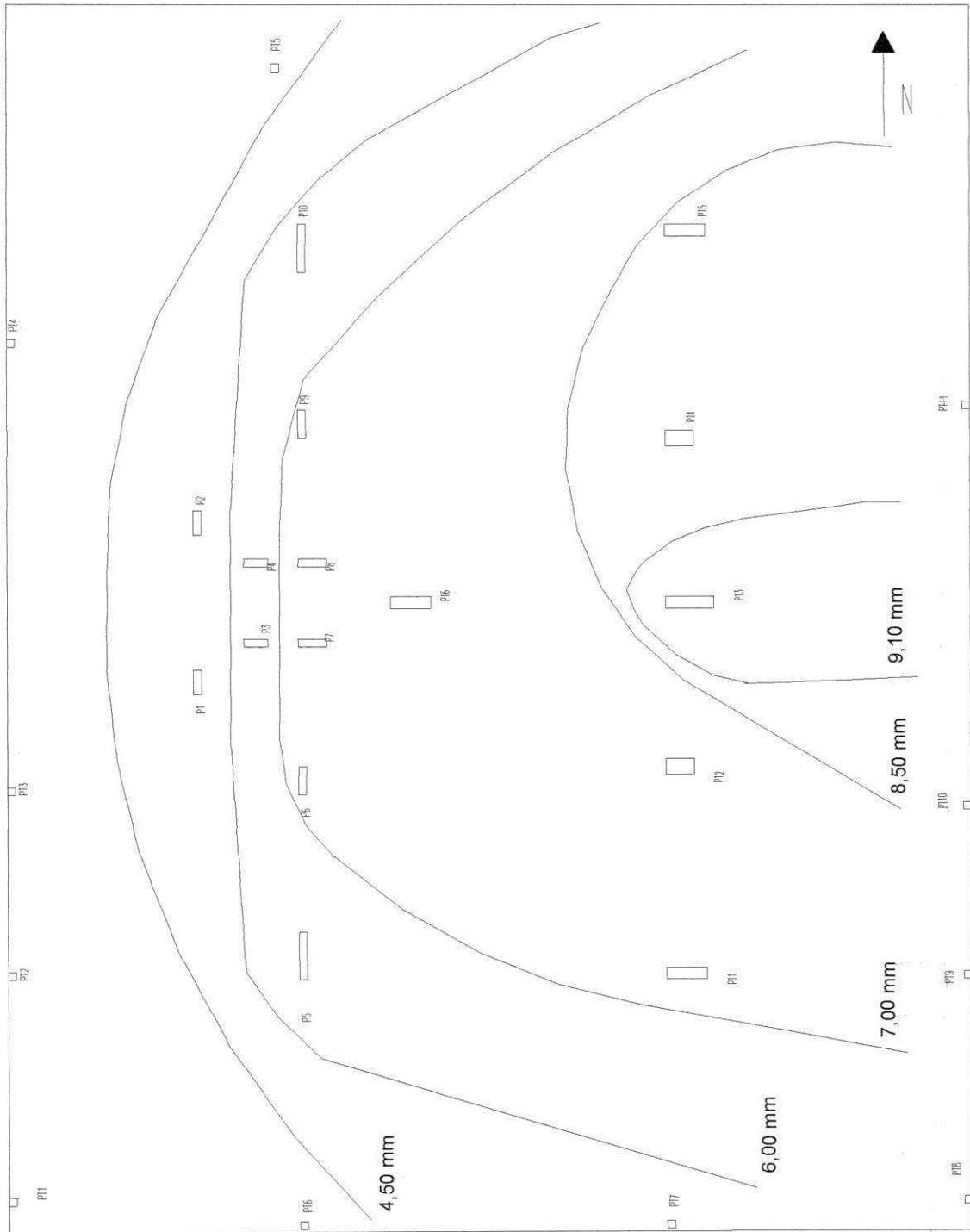


Figura 4.19 – Curva de isorecalques medidos – Edifício Irineu Catão.

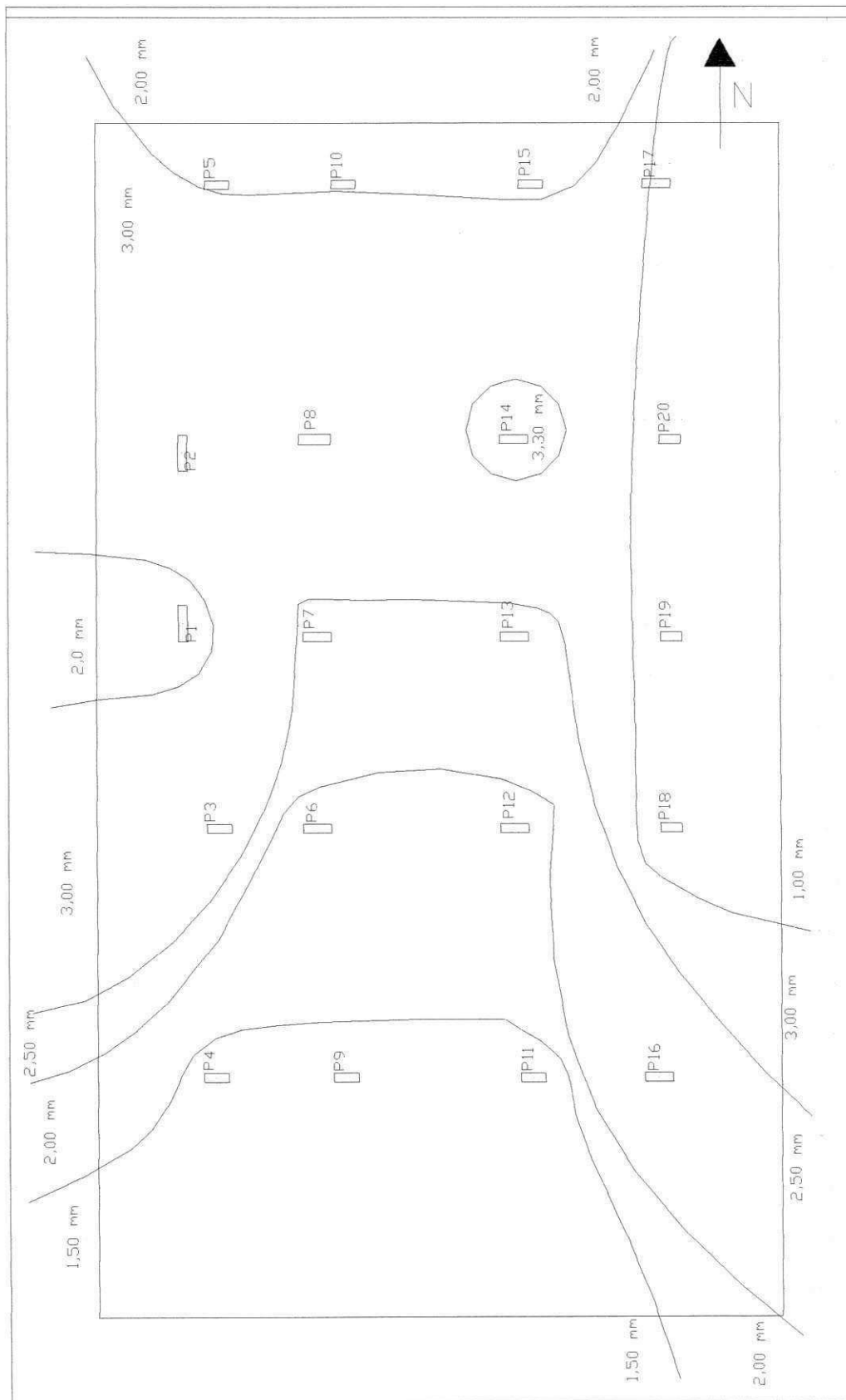


Figura 4.20 – Curva de isorecalques medidos – Edifício Mar da Galiléia.

4.4.2 – Fator de Recalque Absoluto

As Figuras 4.21, 4.22, 4.23, 4.24 (Edifício Guarujá V), 4.25, 4.26, 4.27, 4.28 (Edifício Irineu Catão), 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32 (Edifício Mar da Galiléia), mostram as comparações entre os valores de AR medidos (ARmed) e os estimados convencionalmente (ARest) pelos diferentes métodos. Observa-se, para a maioria dos pontos, que, quando o valor de ARest é maior que a unidade, o valor de ARmed é menor que o de ARest, indicando alívio de carga no pilar. Já no caso em que o ARest é menor que a unidade, o valor de ARmed é maior que o do ARest, indicando sobrecarga dos pilares. Este fato indica a ocorrência da redistribuição de cargas na estrutura decorrente da interação solo – estrutura.

Pode-se observar também que, entre os métodos utilizados na análise do fator de recalque absoluto, aquele que mais se adequou a esta metodologia, foi o de Schmertmann et al. (1978), pois a maioria dos pontos encontram-se na faixa de alívio ou na faixa de sobrecarga dos pilares.

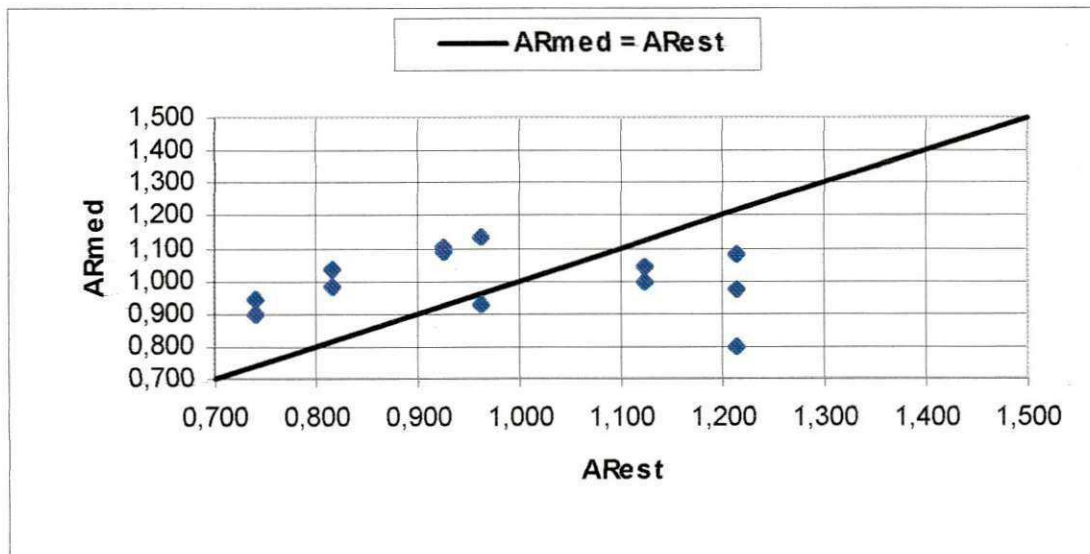


Figura 4.21 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Guarujá V.

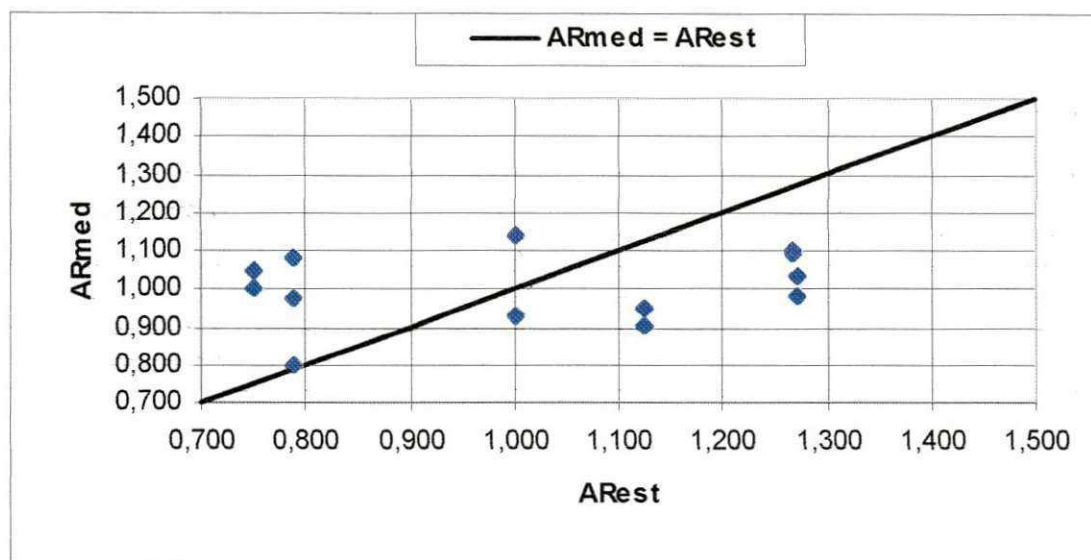


Figura 4.22 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Barata (1984) – Edifício Guarujá V.

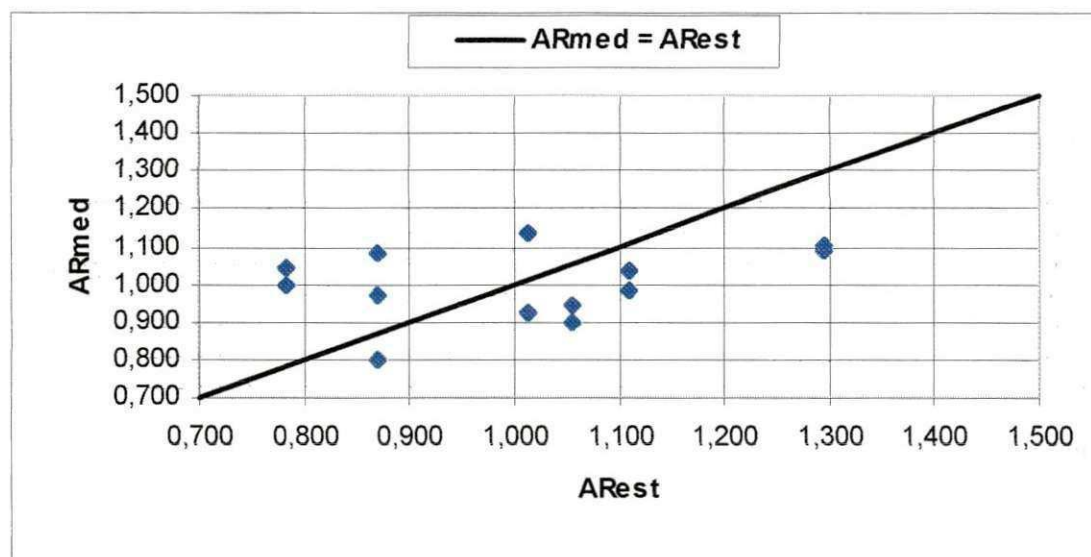


Figura 4.23 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Guarujá V.

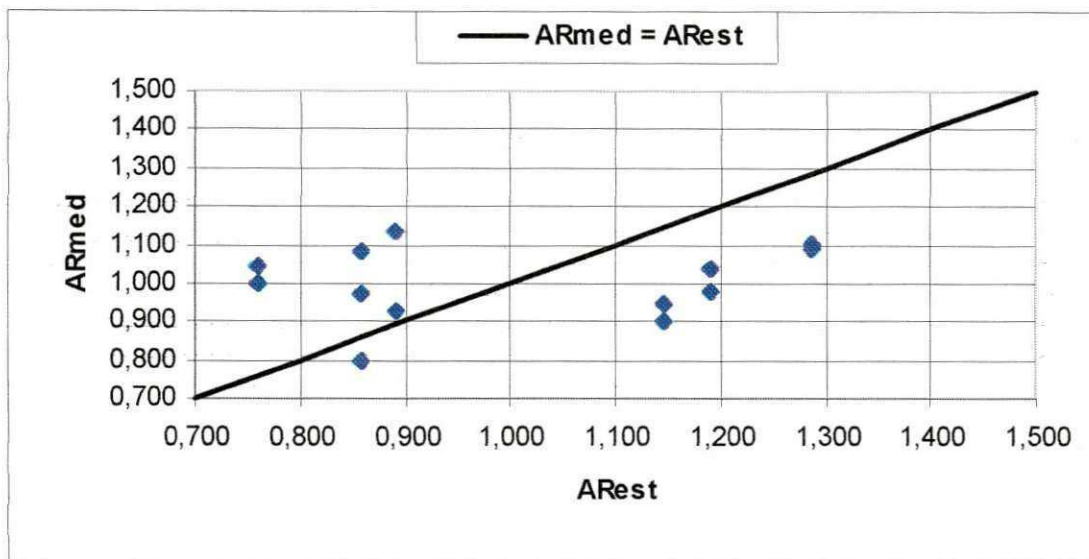


Figura 4.24 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Guarujá V.

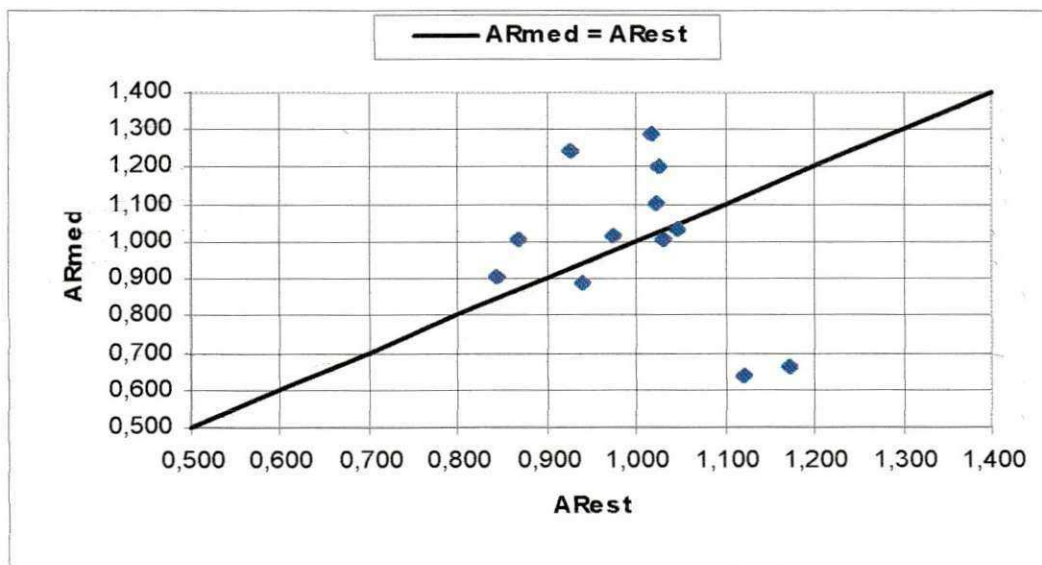


Figura 4.25 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Irineu Catão.

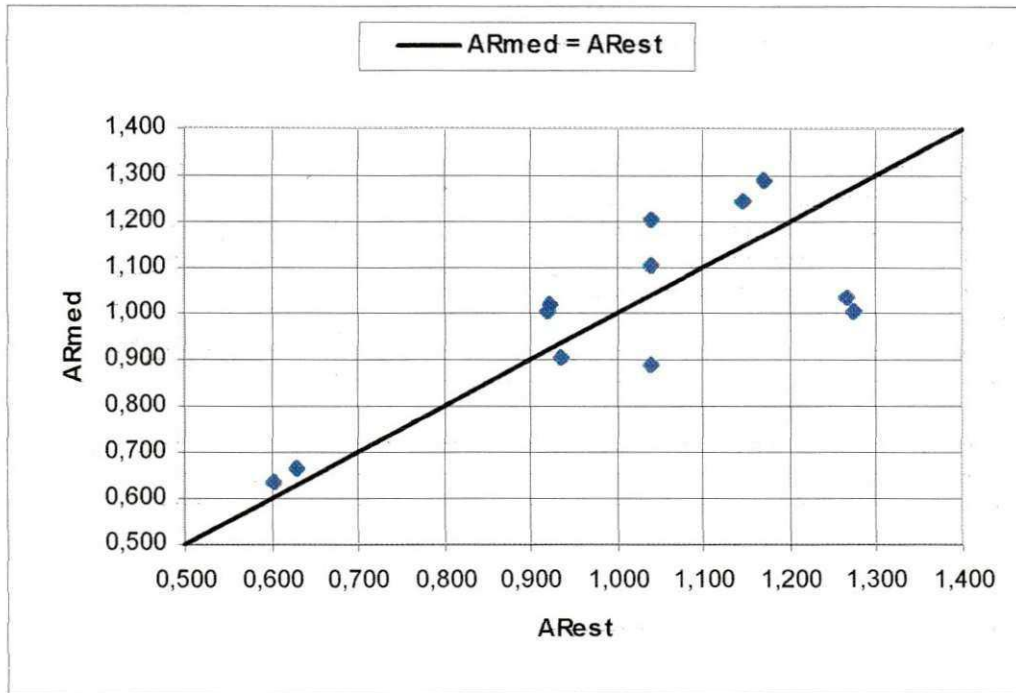


Figura 4.26 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Barata (1984) – Edifício Irineu Catão.

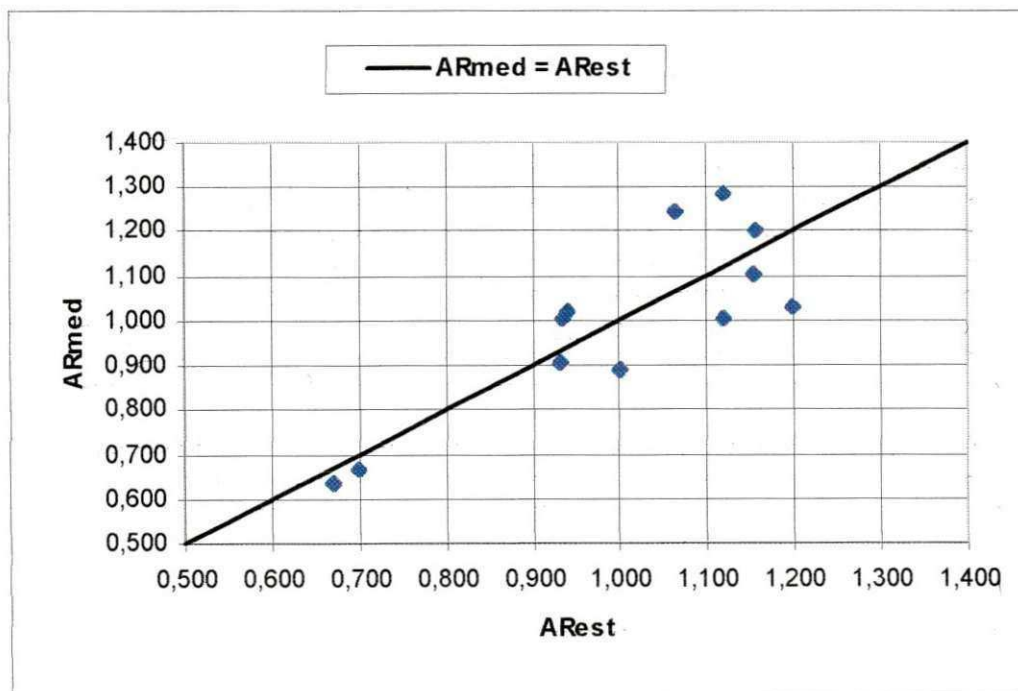


Figura 4.27 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Irineu Catão.

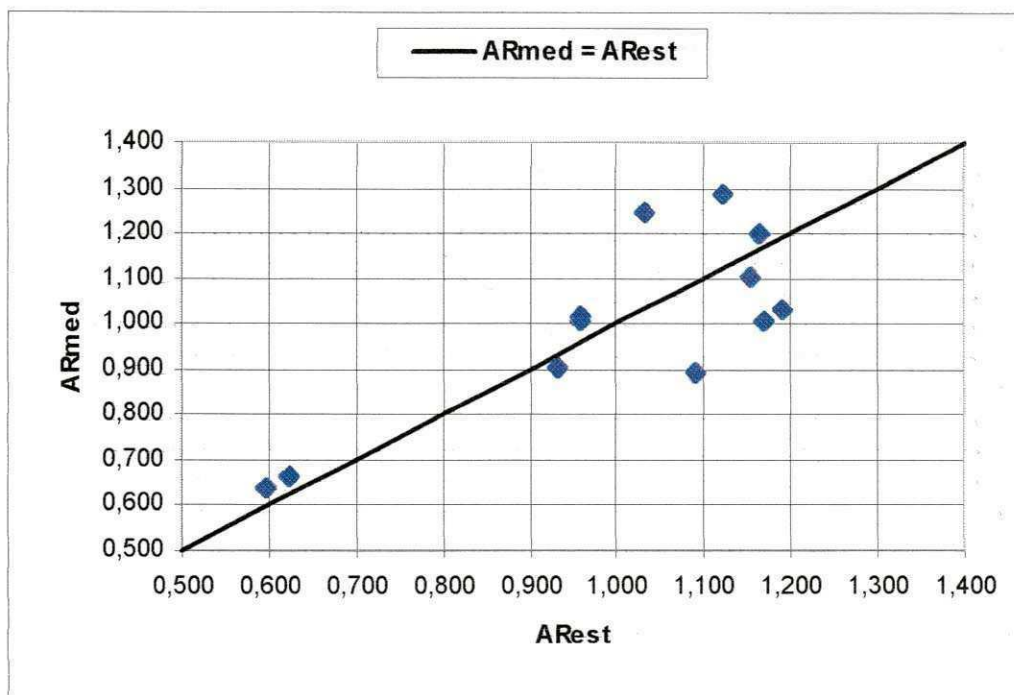


Figura 4.28 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Irineu Catão.

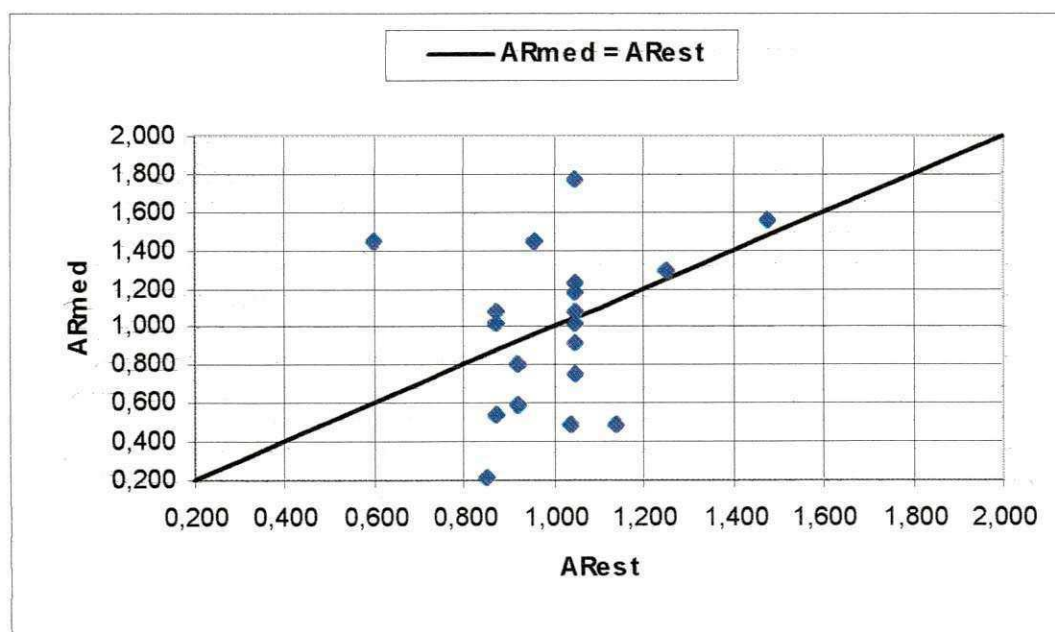


Figura 4.29 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Burland e Burbidge (1985) – Edifício Mar da Galiléia.

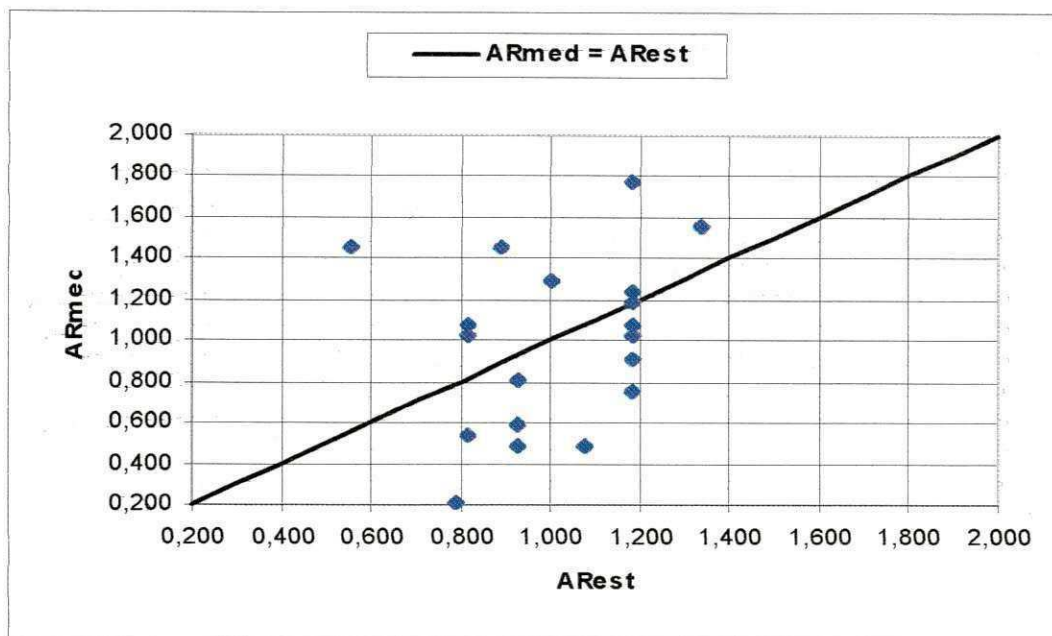


Figura 4.30 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Barata (1984) – Edifício Mar da Galiléia.

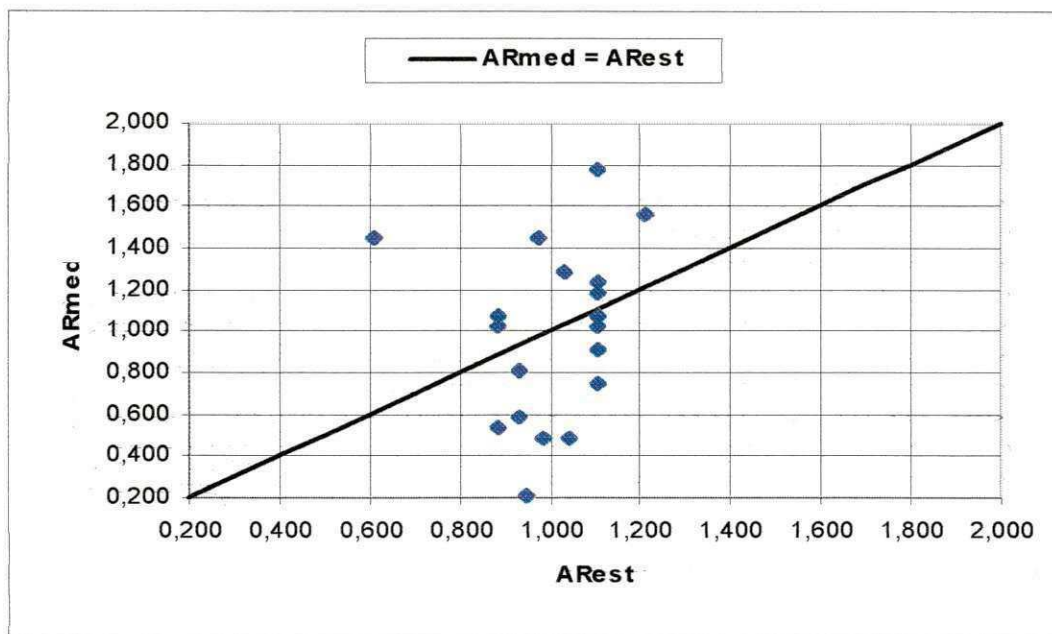


Figura 4.31 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schultze e Sherif (1973) – Edifício Mar da Galiléia.

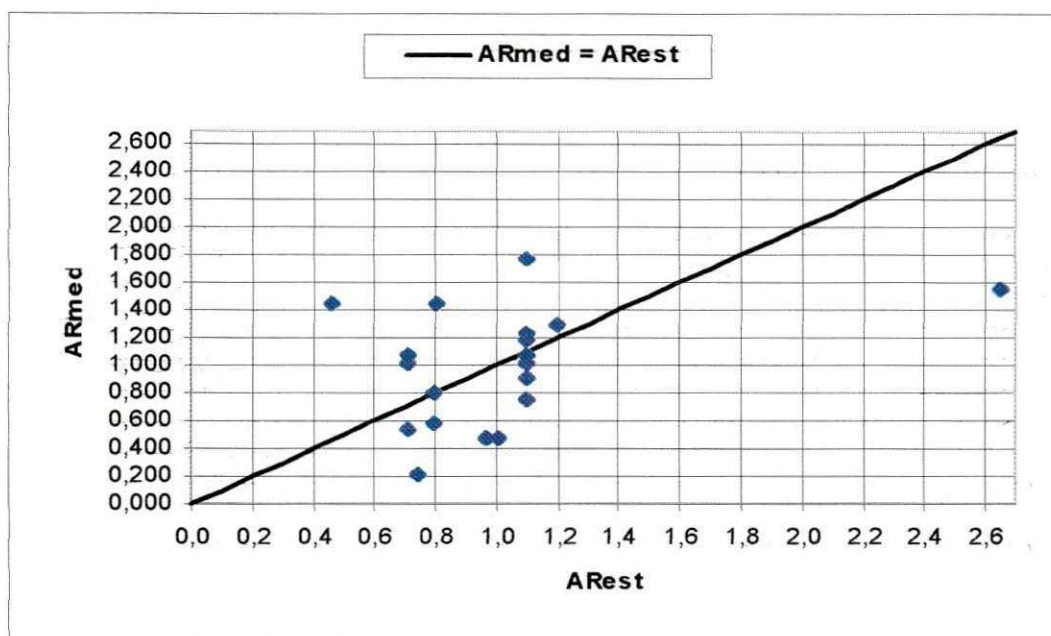


Figura 4.32 – Comparação entre os valores de ARmed e ARest – Método de Schmertmann et al. (1978) – Edifício Mar da Galiléia.

As Figuras 4.33, 4.34 e 4.35 mostram a variação dos valores de AR medidos máximo e mínimo ao longo do tempo, para os três edifícios monitorados. Observa-se que há uma tendência dos recalques máximo e mínimo se aproximarem da média ($AR=1$), à medida que a rigidez vai aumentando.

Estas curvas mostram as envoltórias de recalques máximo e mínimo que estão normalizados (AR) para o recalque médio. A distância entre as curvas dá a faixa Δ (AR) de variação destes recalques durante a construção. Observa-se que a faixa se reduz com o tempo, isto é, quando a rigidez aumenta e tende a permanecer constante após um certo valor. Isso significa que a influência da estrutura sobre a distribuição de recalques tem um limite de rigidez. Uma vez alcançado este limite, chamado de rigidez limite, a distribuição de recalques é somente função do carregamento (Gusmão Filho, 1998).

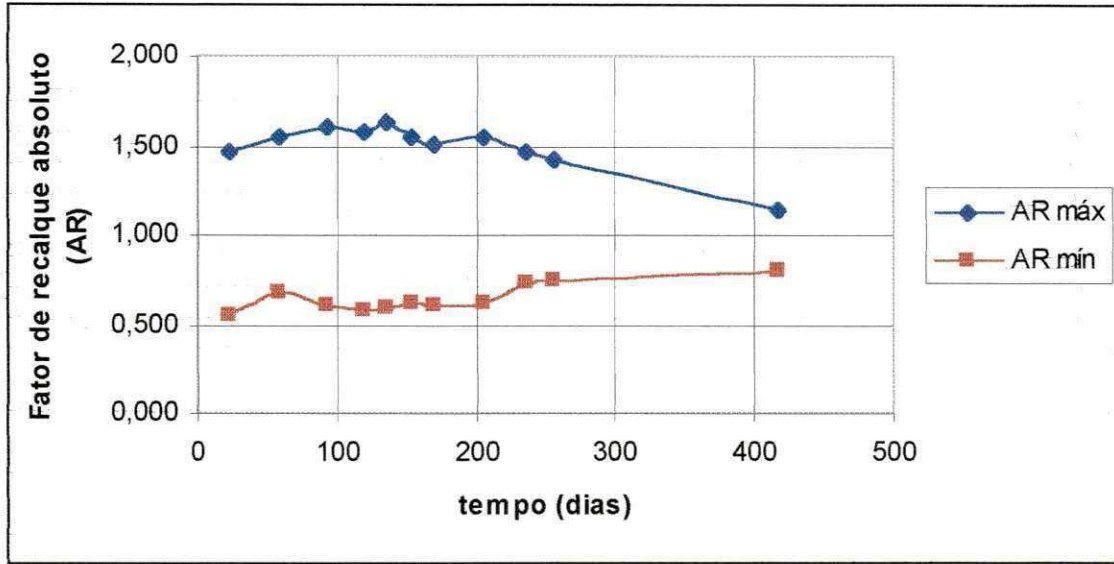


Figura 4.33 – Variação do ARmáx e ARmín ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.

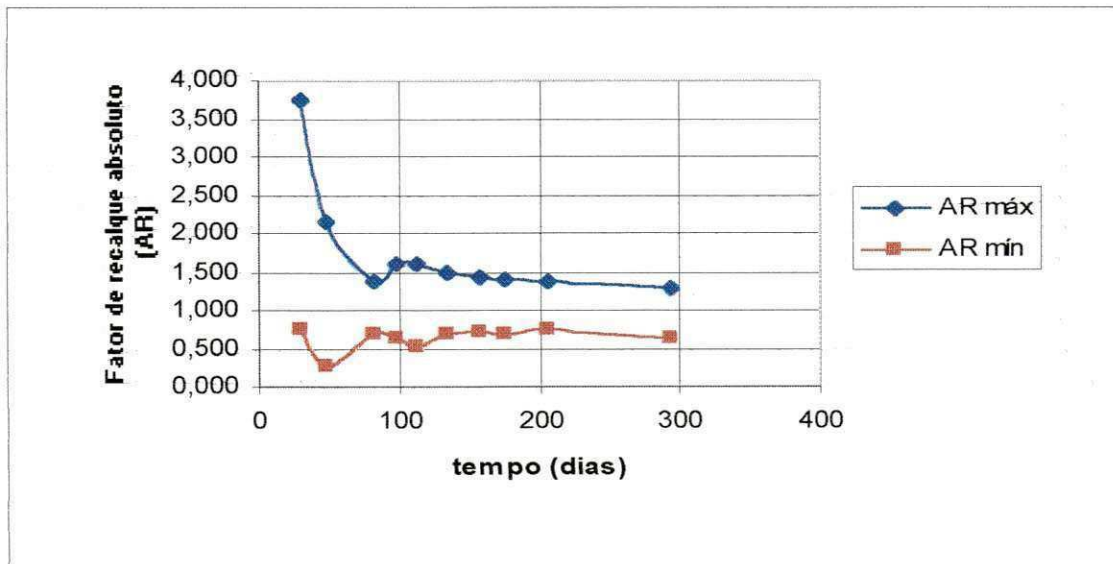


Figura 4.34 – Variação do ARmáx e ARmín ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.

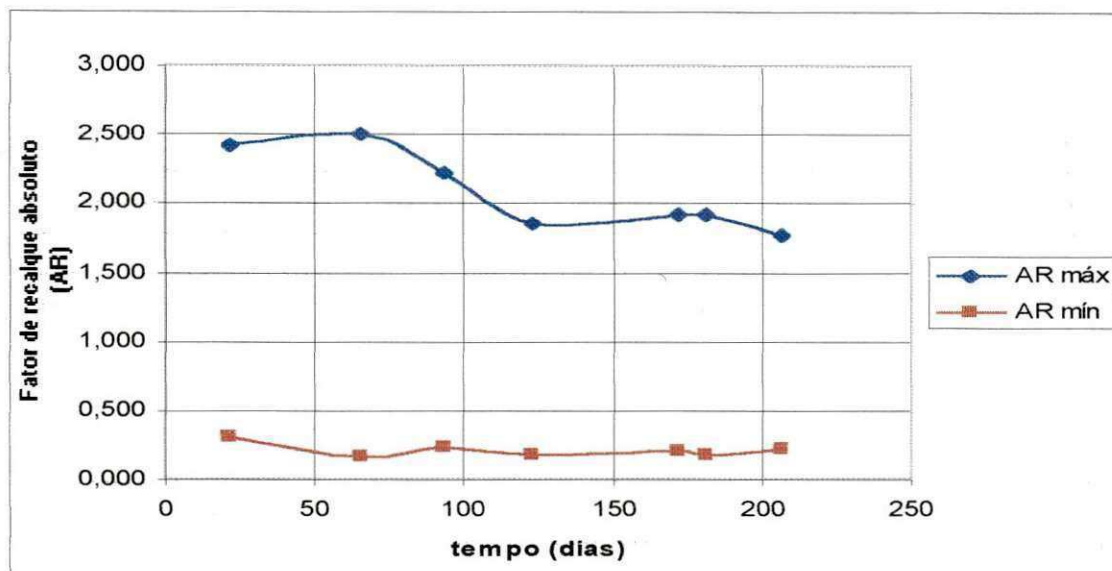


Figura 4.35 – Variação do AR_{máx} e AR_{mín} ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.

4.4.3 – Desvio Padrão e Coeficiente de Variação

As Figuras 4.36, 4.37 e 4.38 apresentam a evolução do desvio-padrão ao longo do tempo para os três edifícios monitorados. Já as Figuras 4.39, 4.40 e 4.41 apresentam a evolução do coeficiente de variação das medições de recalques ao longo do tempo.

Observa-se que, embora o desvio-padrão cresça, o mesmo não ocorre com o coeficiente de variação. Ele tende a diminuir com o tempo, à medida que a estrutura vai ganhando rigidez e as cargas vão sendo redistribuídas, indicando assim uma uniformização dos recalques ocasionada pela interação solo - estrutura.

Pode-se notar claramente nas Figuras 4.40 e 4.41, a maior influência dos primeiros pavimentos no aumento da rigidez estrutural e na conseqüente uniformização dos recalques. No Edifício Irineu Catão se observa uma variação brusca do comportamento do coeficiente de variação a partir da execução do 3º pavimento e posteriormente uma clara tendência a estabilização.

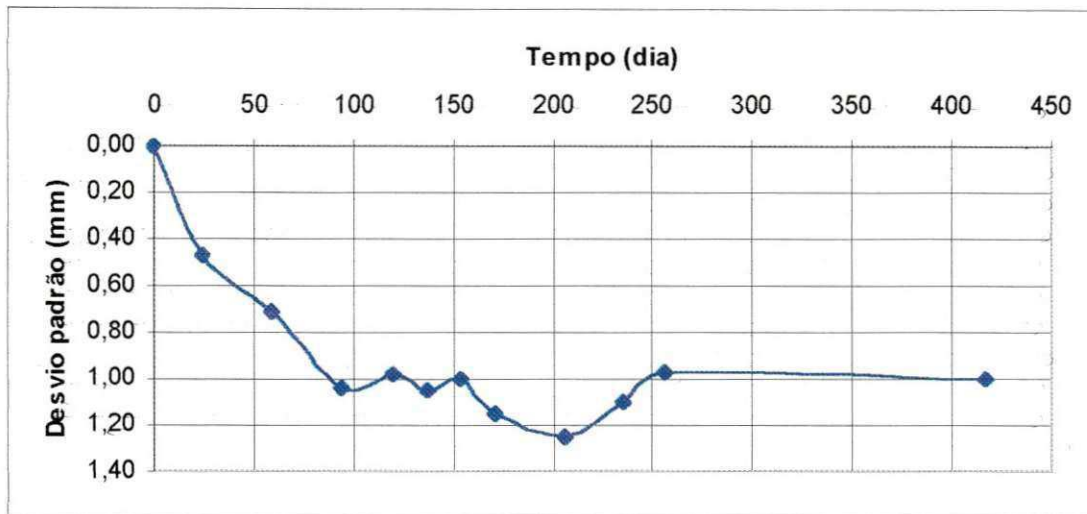


Figura 4.36 – Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Guarujá V.

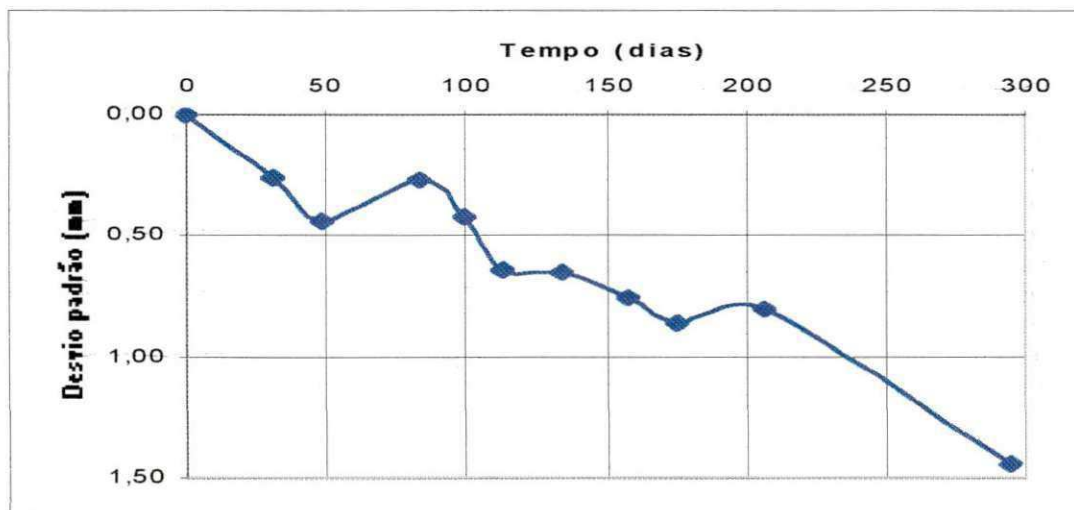


Figura 4.37 – Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Irineu Catão.

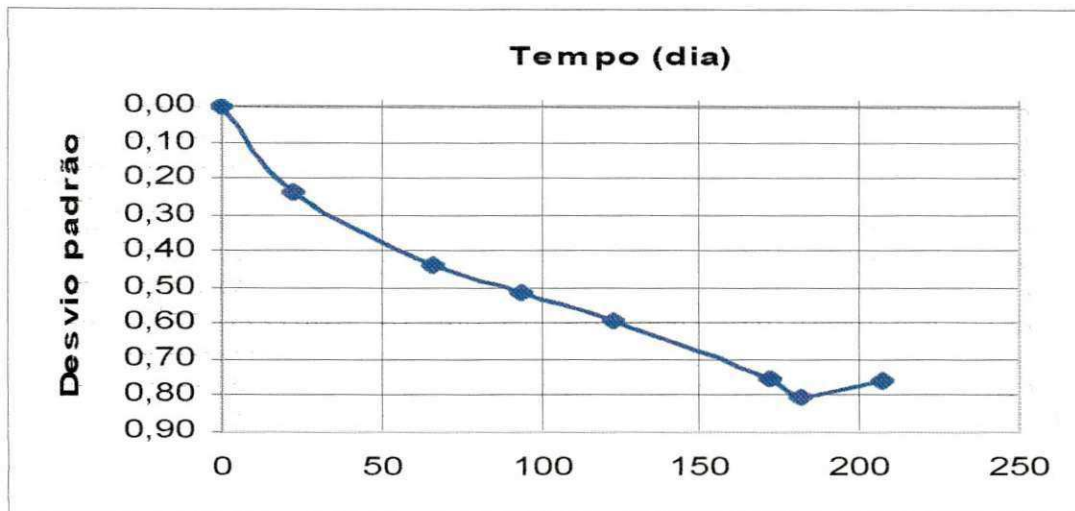


Figura 4.38 – Evolução do desvio padrão com o tempo – Edifício Mar da Galiléia.

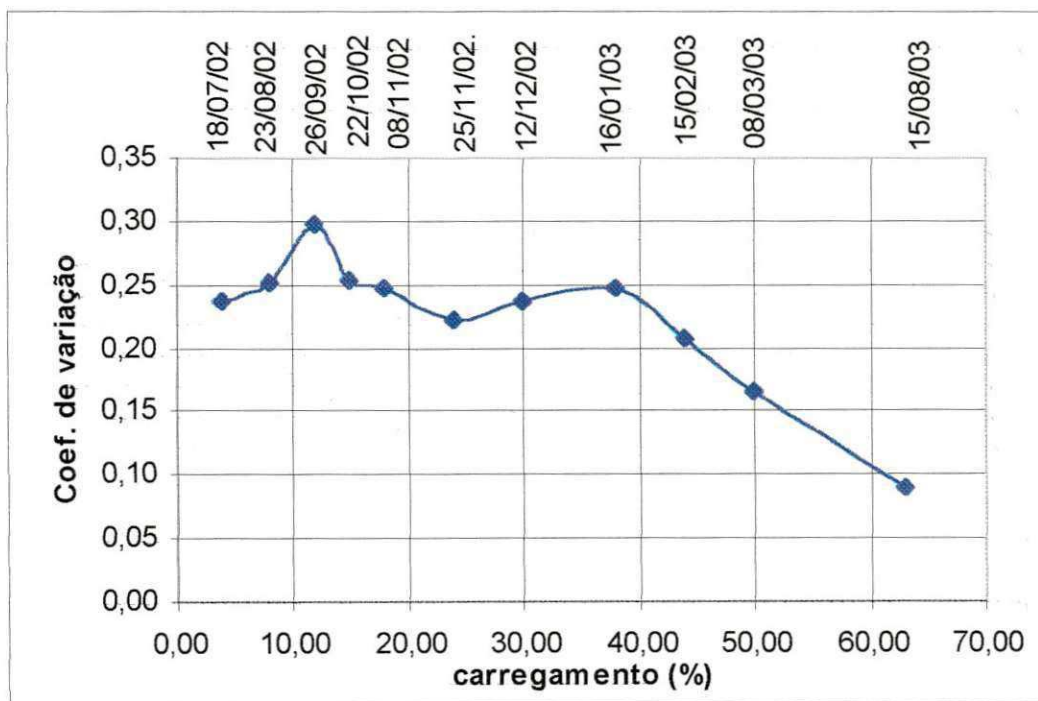


Figura 4.39 – Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Guarujá V.

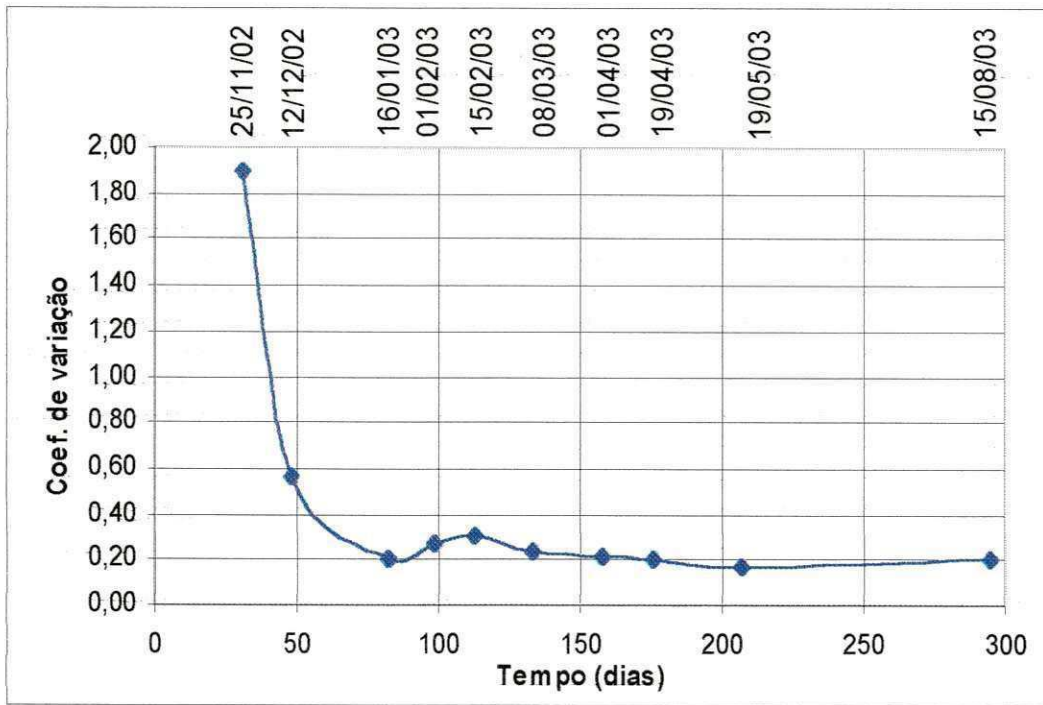


Figura 4.40 – Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Irineu Catão.

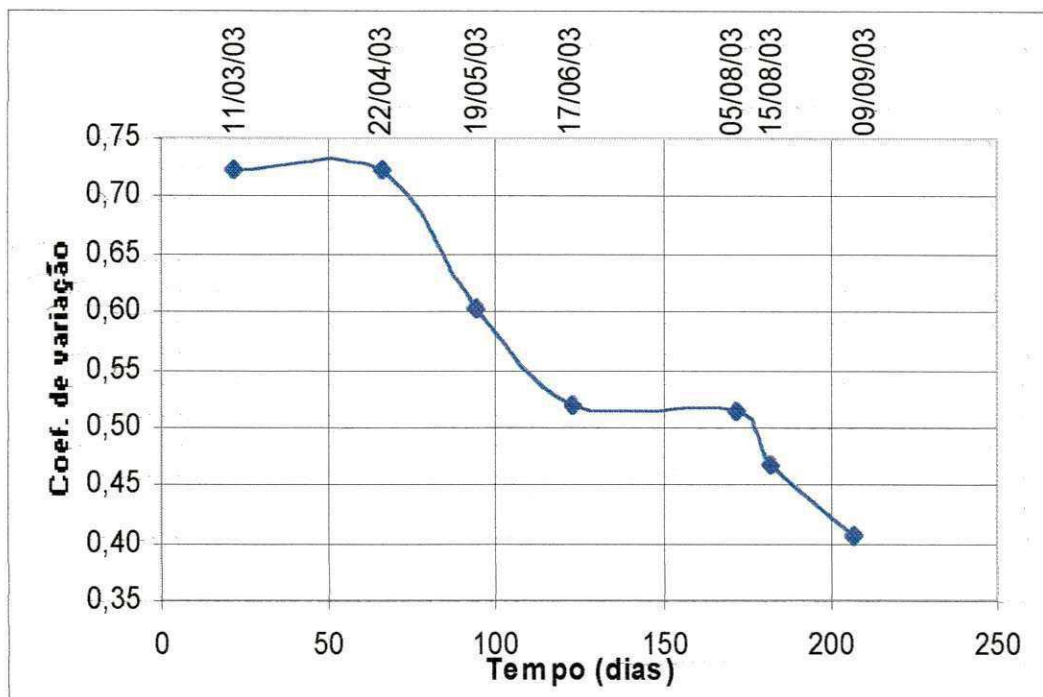


Figura 4.41 – Evolução do coeficiente de variação com o tempo – Edifício Mar da Galiléia.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 – Conclusões

A avaliação do desempenho de 03 edifícios monitorados, bem como as avaliações da interação solo – estrutura, mostraram que:

- Confirmou-se a existência de uma relação praticamente linear entre a carga e o recalque, típica para fundações superficiais em solos arenosos.
- A análise da velocidade de recalque médio ao longo do tempo mostrou que, para os três edifícios monitorados, ela ficou bem abaixo do valor de $200 \mu\text{m} / \text{dia}$, normalmente observado em edificações em construção sobre fundação superficial, podendo-se observar, também, que ela tende a estabilizar-se com o decorrer do tempo.
- Os recalques diferenciais específicos máximos registrados foram bem menores que $1/300$, considerado por Bjerrum (1963) e Skempton e

MacDonald (1956), como sendo o limite para o aparecimento de fissuras em painéis de alvenaria nas estruturas aporricadas. De fato, até a medição mais recente não foram constatados danos nas estruturas.

- Em relação à comparação dos valores de recalques totais obtidos através do monitoramento e dos recalques obtidos através dos métodos de previsão de recalques, não ficou claro qual o que fornece resultados mais próximos da realidade, visto que para cada edifício um método diferente se adequou melhor.
- No edifício com terreno melhorado com estacas de areia e cimento, observaram-se recalques estimados com a consideração do melhoramento bem menores do que os estimados sem a consideração do melhoramento. Isto corrobora a importância do processo de melhoramento de terrenos, que permite a adoção de fundações superficiais em locais que, de outra maneira, requereriam fundações profundas.
- A rigidez do conjunto solo-estrutura contribuiu para a redução de 58 a 59% nos recalques diferenciais específicos medidos em relação aos estimados convencionalmente (Barata 1984 e Schmertmann et al. 1978), no edifício Guarujá V, e de 9% a 19% no edifício Irineu Catão V.
- As curvas de isorecalques e a inclinação dos prédios indicam que os recalques diferenciais foram pequenos, evidenciando boa rigidez das estruturas.
- A análise do fator de recalque (AR) mostrou que, apesar dos recalques aumentarem com o tempo, o valor de $AR_{\text{máx}}$ diminui e o de $AR_{\text{mín}}$ aumenta devido à redistribuição de carga. Observou-se também que os mesmos tendem ao valor médio ($AR=1$), resultando uma deformada de recalque com menor curvatura, tornando-se claro o efeito de redistribuição de cargas em função da interação solo-estrutura.

- Entre os métodos de previsão de recalques utilizados na análise do fator de recalque (AR), o que forneceu os resultados mais satisfatórios foi o de Schmertmann et al. (1978), sendo, portanto, recomendável utilizá-lo em análises dessa natureza, ou seja, em cálculos de recalques de fundações superficiais assentes em solos arenosos.
- As curvas de variação do desvio padrão mostram que o mesmo cresce ao longo do tempo. Enquanto a análise das curvas do coeficiente de variação mostra que o mesmo tende a diminuir com o tempo, à medida que a estrutura vai ganhando rigidez e as cargas vão sendo redistribuídas, indicando assim uma uniformização dos recalques ocasionada pela interação solo-estrutura. Ficou clara em dois dos três edifícios monitorados a maior influência dos primeiros pavimentos no aumento da rigidez estrutural e na conseqüente uniformização dos recalques.

5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas

1. Realização de outras pesquisas sobre interação solo – estrutura através do monitoramento de recalques, para diversos tipos de solos e diversos tipos de fundações na cidade de João Pessoa.
2. Utilização de outros métodos baseados no SPT disponíveis na literatura para a determinação dos recalques estimados, e comparação desses com os recalques medidos.
3. Utilização de outros ensaios “in situ” – pressiométricos e prova de carga sobre placas – para a determinação dos recalques estimados.

4. Utilização das variáveis superestrutura e infra-estrutura na análise da interação solo - estrutura.

5. Realização de análises estruturais com a utilização de softwares específicos, para a avaliação dos efeitos dos recalques nos esforços na superestrutura.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, U.R. (1991), "Previsão e Controle das Fundações", Editora Edgard Blucher Ltda, São Paulo.

Barata, F. E. (1984), "Propriedades Mecânicas dos Solos – Uma Introdução ao Projeto de Fundações", Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., Rio de Janeiro.

Bjerrum, L. (1963), "Discussion Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Wiedsaden, Vol.3, pp. 135, (citado por Massad, 1985).

Burland, J.B. & Burbidge, M.C. (1985), "Settlements of Foundations on Sand and Gravel", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol.78 (citado por Velloso et alii, 1997).

Burland, J.B., Broms, B.B. & De Melo, V.F.B., (1977), "Behavior of Foundations and Structures", ICSMFE, 9, Vol.2, pp. 495-546, Tóquio, (citado por Gusmão, 1994a).

Castello, R.R., Polido, U.F., Bicalho, K.V. & Ribeiro, R.C.H. (2001), "Recalques Observados de Sapatas em Solos Terciários de São Paulo", Revista Solos e Rochas, Vol. 24, Nº 2, pp. 143-153, São Paulo.

Danziger, F. A. B., Danziger, B.R., & Crispel, F.A. (2000), "A Medida dos Recalques Desde o Início da Construção Como um Controle de Qualidade das Fundações", Anais do IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, Vol.1, pp. 191-202, São Paulo.

Décourt, L. (1992), "Fundações Rasas", Anais da Mesa-Redonda Solos da Cidade de São Paulo, pp. 217-228 (citado por Hachich et alii, 1996).

Décourt, L. , Belicanta, A., & Quaresma Filho, A . (1989), " Brazilian Experience on SPT" , Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics, XII ICSMFE, pp. 49-54 (citado por Hachich et alii, 1996).

Guimarães, L.J.N. & Gusmão Filho, J.A. (1994), "Prática de Fundações na cidade do Recife – Uma Contribuição ao Estudo de Interação Solo-Estrutura", Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 50p (citado por Gusmão Filho, 1998).

Gusmão, A.D. (1990), "Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações", Dissertação de M.Sc., COPPE, UFRJ, (citado por Pacheco, 2002).

Gusmão, A.D. (1994a), "Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em Edificações", Revista Solos e Rochas, Vol. 17, Nº 1, pp. 47-55, São Paulo.

Gusmão, A.D. (1994b), "Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Fundações", Anais X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 1, pp. 68-74, Foz do Iguaçu.

Gusmão, A.D. & Calado Júnior, I.H. (2002), "Estudo dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em uma Edificação com Fundação em Terreno Melhorado" , XII

Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 3, pp. 1743-1752, São Paulo.

Gusmão, A.D. & Gusmão Filho, J. A. (1990), "Uma Caso Prático dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edificações", Anais, IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol.2, pp. 437-466, Salvador.

Gusmão, A.D. & Gusmão Filho, J. A. (1994), "Construction Sequence Effect on Settlements of Buildings", Proc. of XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol.3, pp. 1803-1806, (citado por Gusmão Filho, 1998).

Gusmão Filho, J.A. (1995), "Contribuição à Prática de Fundações: a Experiência do Recife", Tese de Concurso de Professor Titular, Departamento de Tecnologia e Geociências, Escola de Engenharia da UFPE.

Gusmão Filho, J. A. (1998), "Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia", Ed. Universitária, UFPE, Recife, Brasil.

Gusmão Filho, J.A. & Guimarães, L.J.N. (1997), "Limit Stiffness in Soil Structure Interaction of Buildings", XIV ICSMFE, Ed. A.A. Balkema. Proceedings, Vol.2, pp. 807-808, Hamburgo (citado por Gusmão Filho, 1998).

Gusmão Filho, J.A. & Gusmão, A.D. (1994), "Estudo de Casos de Fundações em Terrenos Melhorados", Anais X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 1, pp. 191-198, Foz do Iguaçu.

Gusmão Filho, J.A. & Gusmão, A.D. (2000), "Compaction Piles for Building Foundation", International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne (citado por Pacheco, 2002).

Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (1996), "Fundações Teoria e Prática", E. Pini, 1ª Edição, São Paulo.

Harr, M.E. (1966), "Foundations of Theoretical Soil Mechanics", MacGraw-Hill Book Co., New York (citado por Velloso et alii, 1997).

IBGE (1977), "Geografia do Brasil – Região Nordeste", Vol. 2, Rio de Janeiro.

Lobo, A. S., Ferreira, C. V. & Albiero, J.H. (1998), "Acompanhamento de Recalques dos Pilares de um Edifício Apoiado em Tubulões no Interior de São Paulo", XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 3, pp 1461-1468, Brasília.

Lopes, F.R. (1979), "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method", Ph.D. Thesis, University of London, London (citado por Velloso et alii, 1997).

Machado, J. (1958), "Estudo Comparativo de Recalques Calculados e Observados em Fundações Diretas de Santos", Anais II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol.1, pp. 21-36, Recife e Campina Grande.

Machado, J. (1961), "Settlement of Structures in the City of Santos, Brazil", Proc., V ICOSOMEFE, Vol.1, pp. 719-725, Paris (citado por Danziger et alii, 2000).

Massad, E. (1985), "Prova de Carga e Acompanhamento de Recalques", Anais do I Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. 2, São Paulo.

Mello, V.F.B. (1971), "The Standard Penetration Test", State of the Art., IV PCSMFE, Vol.1, pp. 1-86, Porto Rico, (citado por Hachich et alii, 1996).

Meyerhof, G.G., (1953), "Some Recent Foundation Research and its Application to Design", Structural Engineering, Vol.31, pp. 151-167, Londres, (citado por Gusmão, 1994a).

Ministério da Agricultura (1972), "Levantamento Exploratório – Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba", Bol.15, nº 08, Rio de Janeiro.

NBR 6122/96, "Projeto e Execução de Fundações", ABNT.

NBR 6489/84, "Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação", ABNT.

NBR 6484/80, "Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento", ABNT.

Pacheco, J.L. (2002), "Estudo de Técnicas de Melhoramento de Terrenos Superficiais Arenosos no Recife", Dissertação de M.Sc., UFPE, Recife.

Passos, P.G.O., Bezerra, R.L., Gusmão, A.D., & Cavalcante, E.H. (2002), "Avaliação da Resistência e Deformabilidade de Solos Melhorados com Estacas de Areia e Brita", XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 3, pp 1679-1689, São Paulo.

Perloff, W.H. (1975), "Pressure Distribution and Settlement", Foundation Engineering Handbook (edited by H.F. Winterkorn and H. -Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co., New York.

Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1974), "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley and Sons, New York.

Schmertmann, J.H., Hartman, J.P. & Brown, P.R. (1978), "Improved Strain Influence Factor Diagrams", JGED, ASCE, Vol.104, nº GT8, pp. 1131-1135 (citado por Velloso et alii, 1997).

Schultze, E. & Sherif, G. (1973), "Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation on Sands", Proc. of VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp. 225-230 (citado por Hachich et alii, 1996).

Skempton, A.W., MacDonald, D.H. (1956), "Allowable Settlements of Buildings ", Proc., Institution of Civil Engineers, Part 3, Vol. 5, pp. 727-768, London (citado por Danziger et alii, 2000).

Soares, V.B. & Soares, W.C. (2002), "Método para Previsão do Aumento da Capacidade de Carga de Solos Arenosos do Litoral Nordestino, Após Compactação do Mesmo com Estacas de Areia" , XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 3, pp. 1427-1436, São Paulo.

Teixeira, A.H. (1960a), "Typical Subsoil Conditions and Settlement Problems in Santos, Brazil", Proc., I PACOSOMEFE, Vol.1, pp. 149-177, México (citado por Danziger et alii, 2000).

Teixeira, A.H. (1960b), "Contribution to the Study of the time – Settlement Relation of actual Structures", Proc., I PACOSOMEFE, Vol.1, pp. 179-200, México (citado por Danziger et alii, 2000).

Teixeira, A.H. (1960c), "Case History of Building Underlain by Usual Condition of Preconsolidated Clay Layer (Santos)", Proc., I PACOSOMEFE, Vol.1, pp. 201-215, México (citado por Danziger et alii, 2000).

Teixeira, A. H. (1993), "Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão", Anais da Mesa-Redonda Solos do Interior de São Paulo, pp. 75-93 (citado por Hachich et alii, 1996).

Teixeira, A.H. (1993a), "Fundações Rasas na Baixada Santista", In. Solos do Litoral de São Paulo, Capítulo 6, pp. 137-154 (citado por Danziger et alii, 2000).

Terzaghi, K. (1955), "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vol.5, nº 4, pp. 297-326 (citado por Velloso et alii, 1997).

Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice, 1ª Edição, John Wiley & Sons, New York (citado por Velloso et alii, 1997).

Timoshenko, S. & Goodier, J.N. (1951), "Theory of Elasticity", Mc Graw-Hill, New York (citado por Velloso et alii, 1997).

Tomlinson, M. J. (1994), "Pile Design and Construction Practice", 4ª Edição, E & FN Spon., London (citado por Velloso et alii, 1997).

Vargas, M. (1948), "Building Settlement Observations in São Paulo", Procc., II ICOSOMEFE, Vol.4, pp. 13-21, Rotterdam (citado por Danziger et alii, 2000).

Vargas, M. (1955), "Foundation of Structures on over-consolidated Clay Layers in São Paulo", Géotechnique, Vol.5, pp. 253-266 (citado por Danziger et alii, 2000).

Vargas, M. (1961), "Foundations of tall Buildings on Sand in São Paulo", Proc., V ICOSOMEFE, Paris (citado por Danziger et alii, 2000).

Vargas, M. (1981), "Fundações em Edifícios", Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil (citado por Massad, 1985).

Vargas, M. & Leme de Moraes, J.T. (1989), "Long Term Settlements of tall Buildings on Sand", Proc., XII ICOSOMEFE, Vol.1, pp. 765-768, Rio de Janeiro (citado por Danziger et alii, 2000).

Vargas, M., & Pacheco e Silva, F. (1973), "O Problema das Fundações de Edifícios Altos – Experiência de São Paulo e Santos", Conferência Regional Sul Americana sobre Edifícios Altos, Vol. 2, Porto Alegre (citado por Massad, 1985),

Velloso, D.A., & Lopes, F.R. (1997), "Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais", Vol. 1, 2ª edição, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Zimmermann, C. C., Andrade, A. R., & Santos, F. V. (2000), "Monitoramento de Movimentações Verticais em Edificações", Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, UFSC, Florianópolis.

APÊNDICE I

PERFIS DE SONDAGEM DOS EDIFÍCIOS MONITORADOS

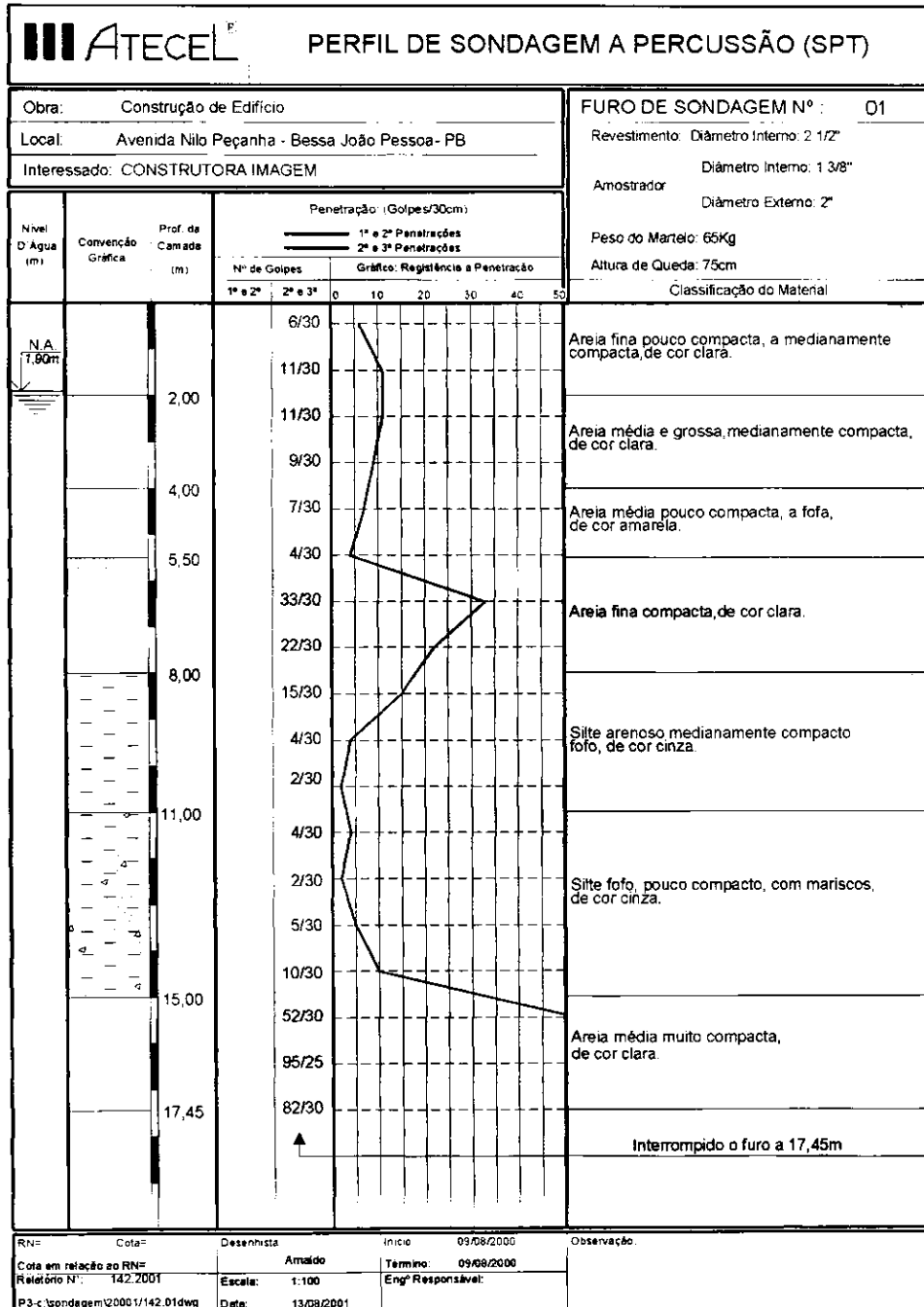


Figura I.1 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Guarujá V.

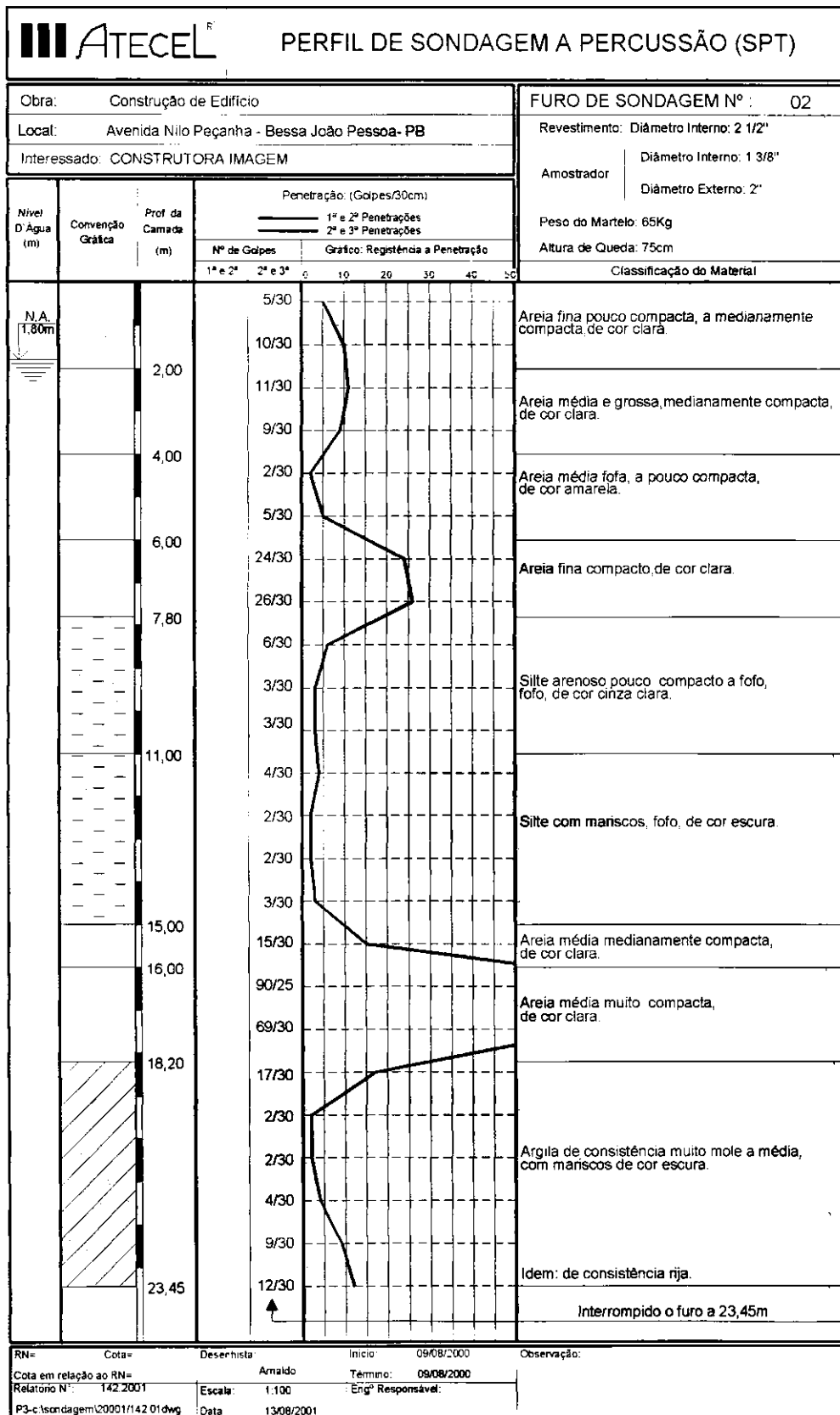


Figura I.2 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Guarujá V.

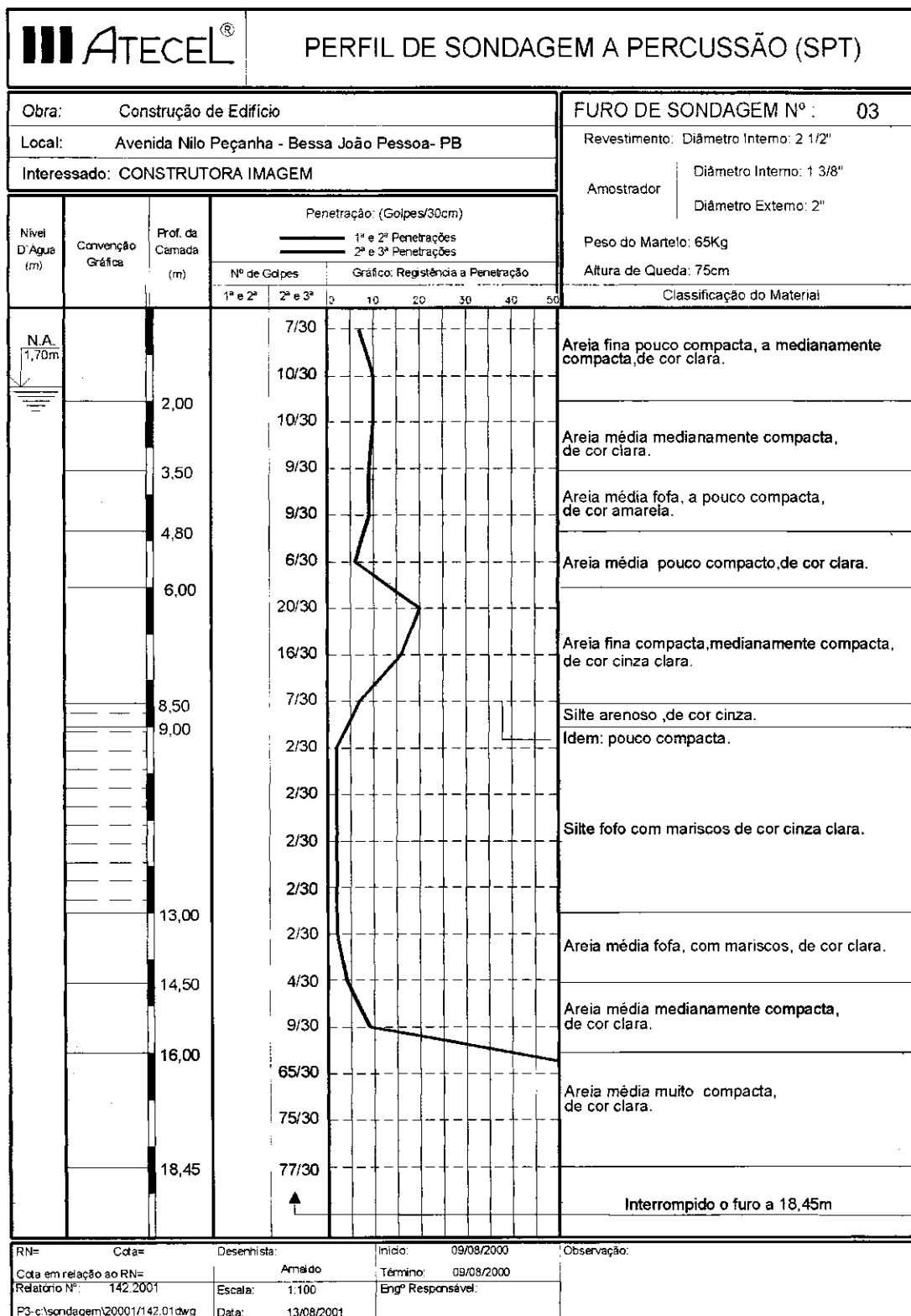


Figura I.3 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Guarujá V.

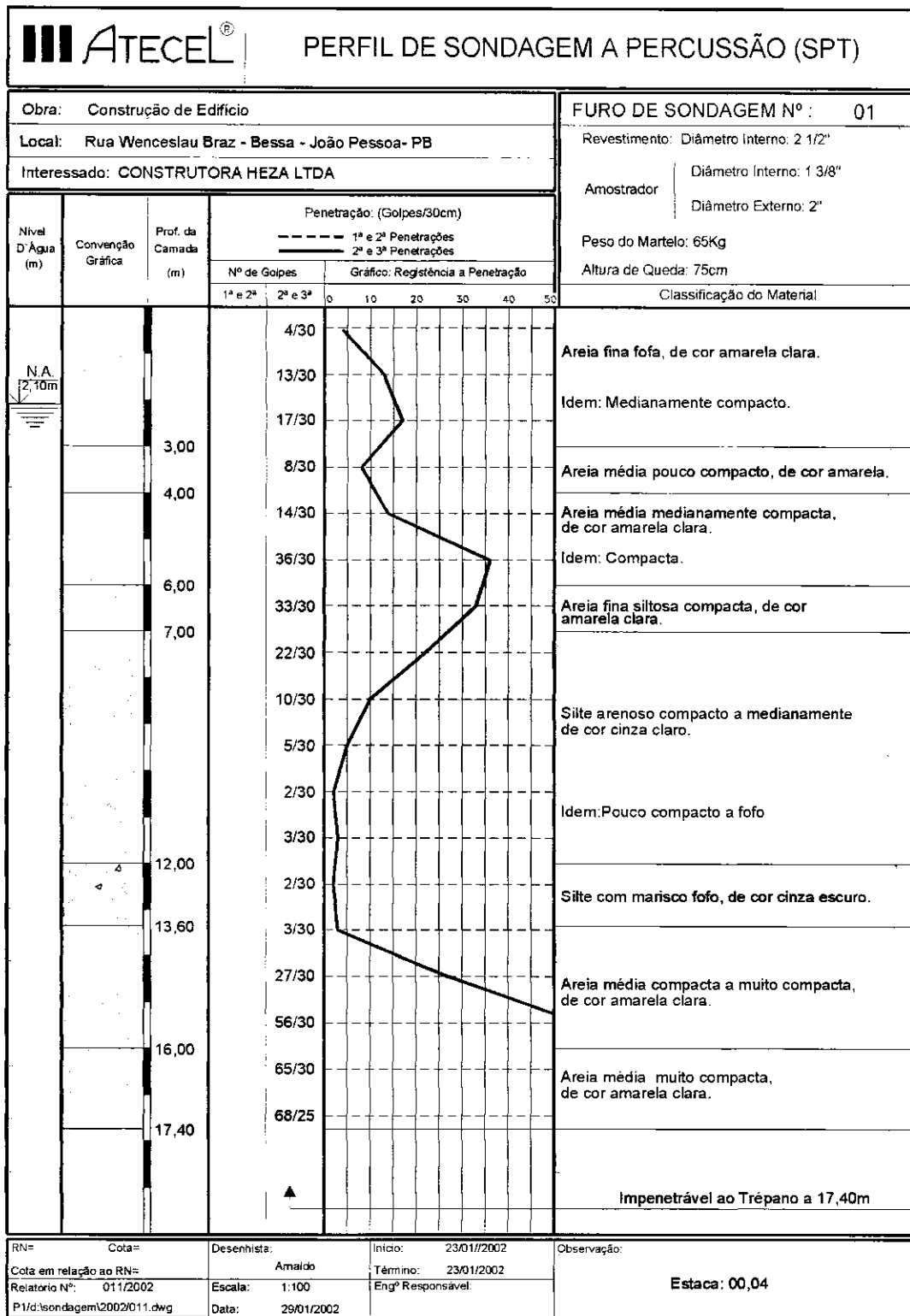


Figura I.4 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Irineu Catão.

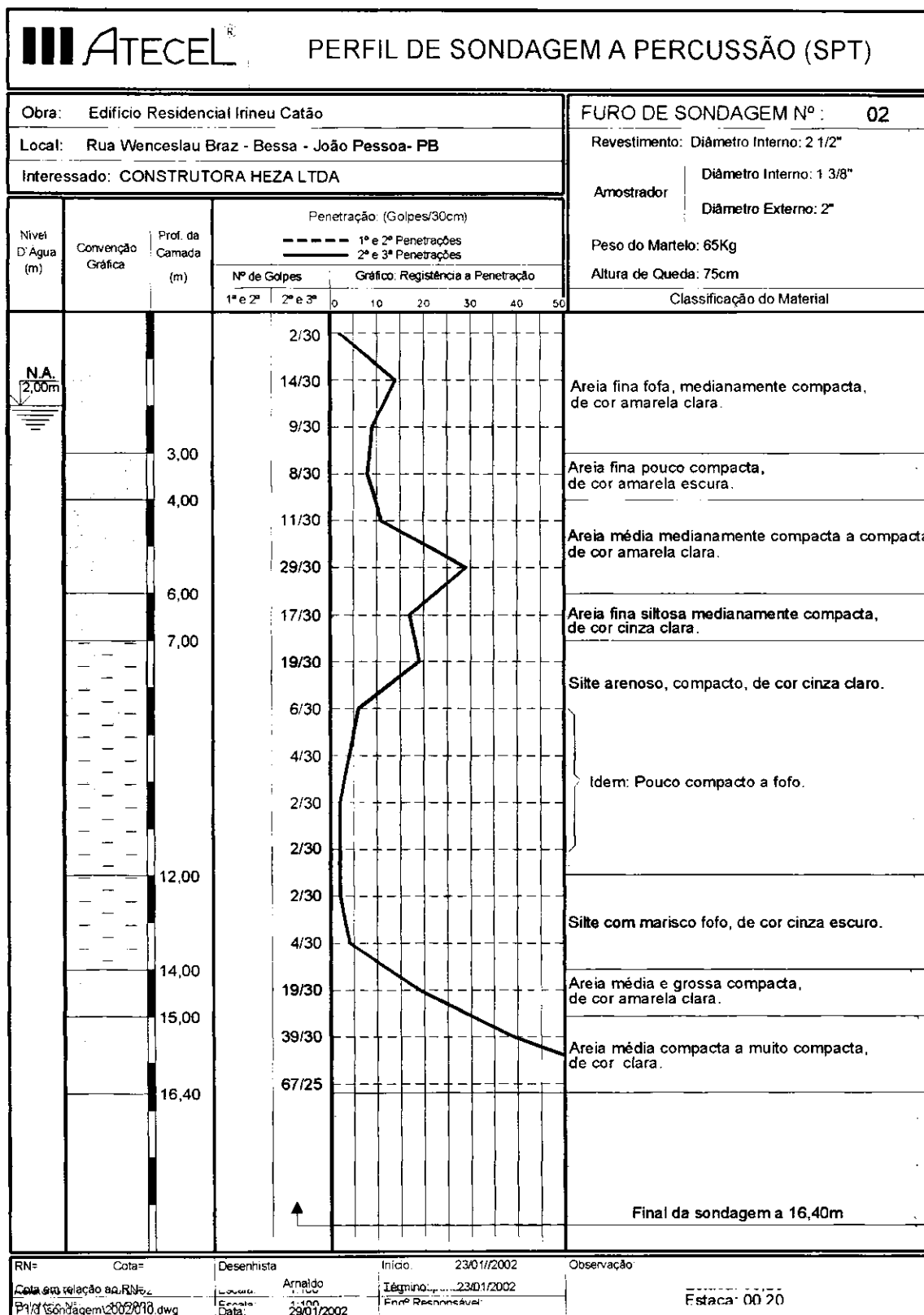


Figura I.5 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Irineu Catão.

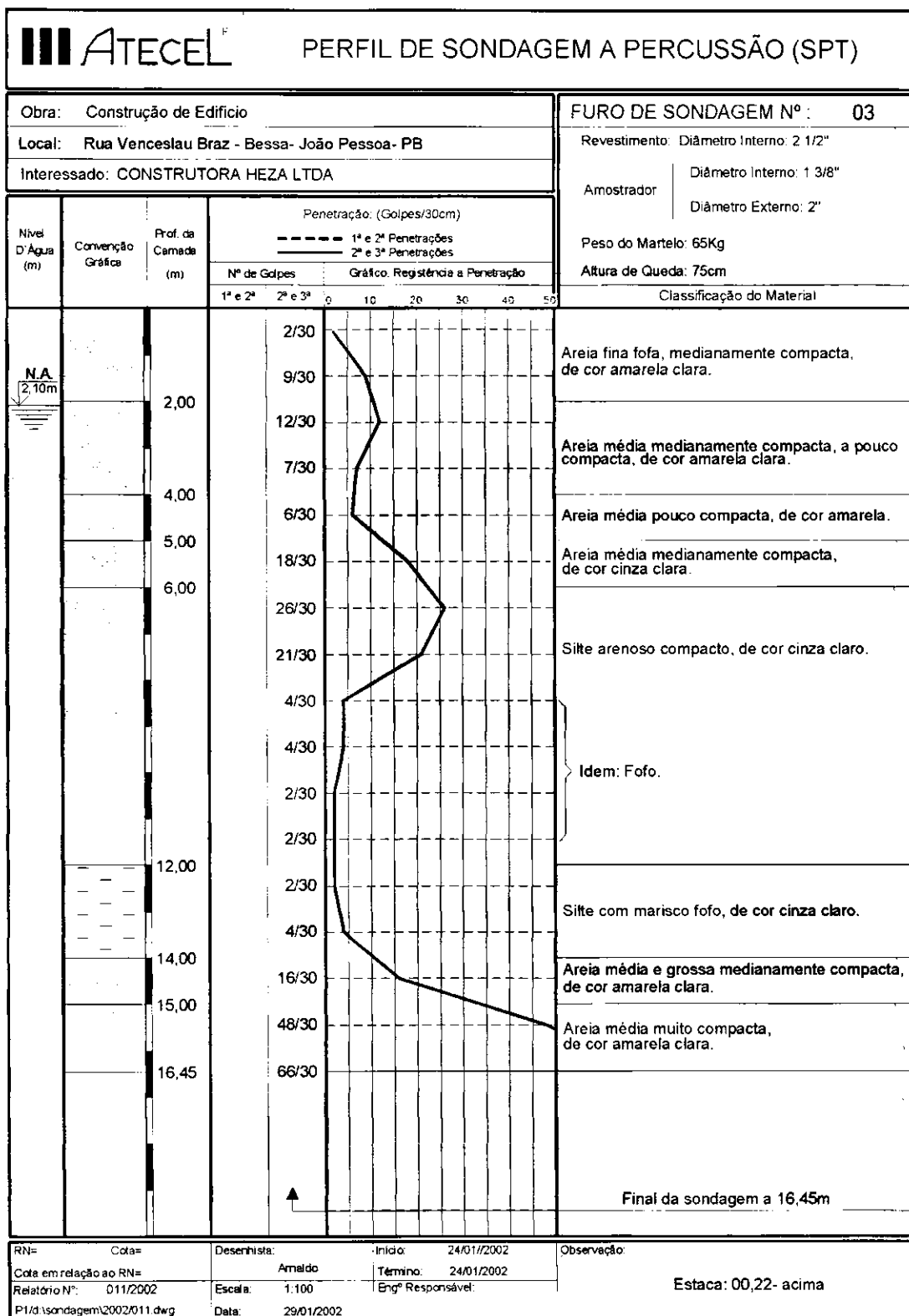


Figura I.6 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Irineu Catão.

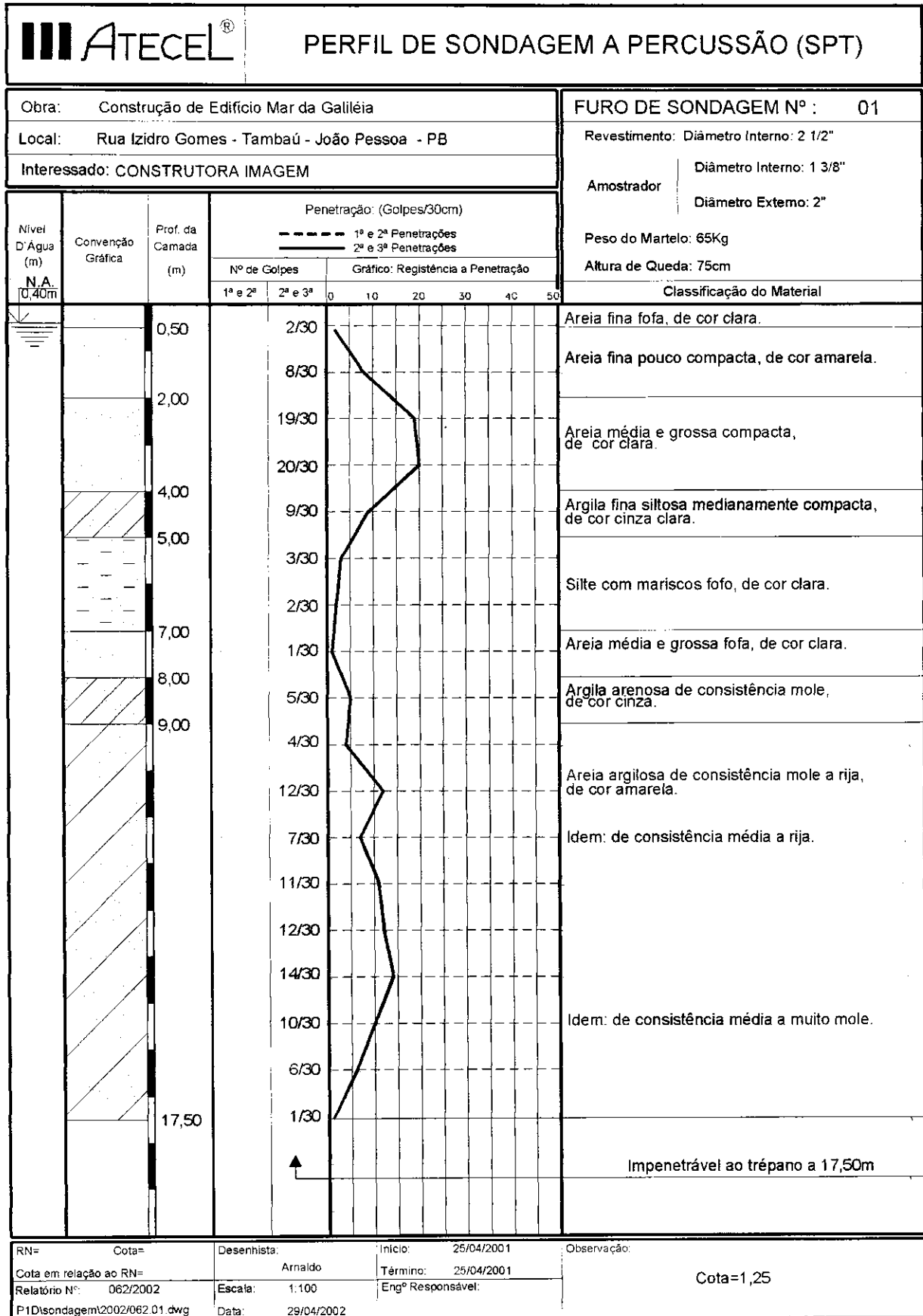


Figura I.7 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 01 – Edifício Mar da Galiléia.

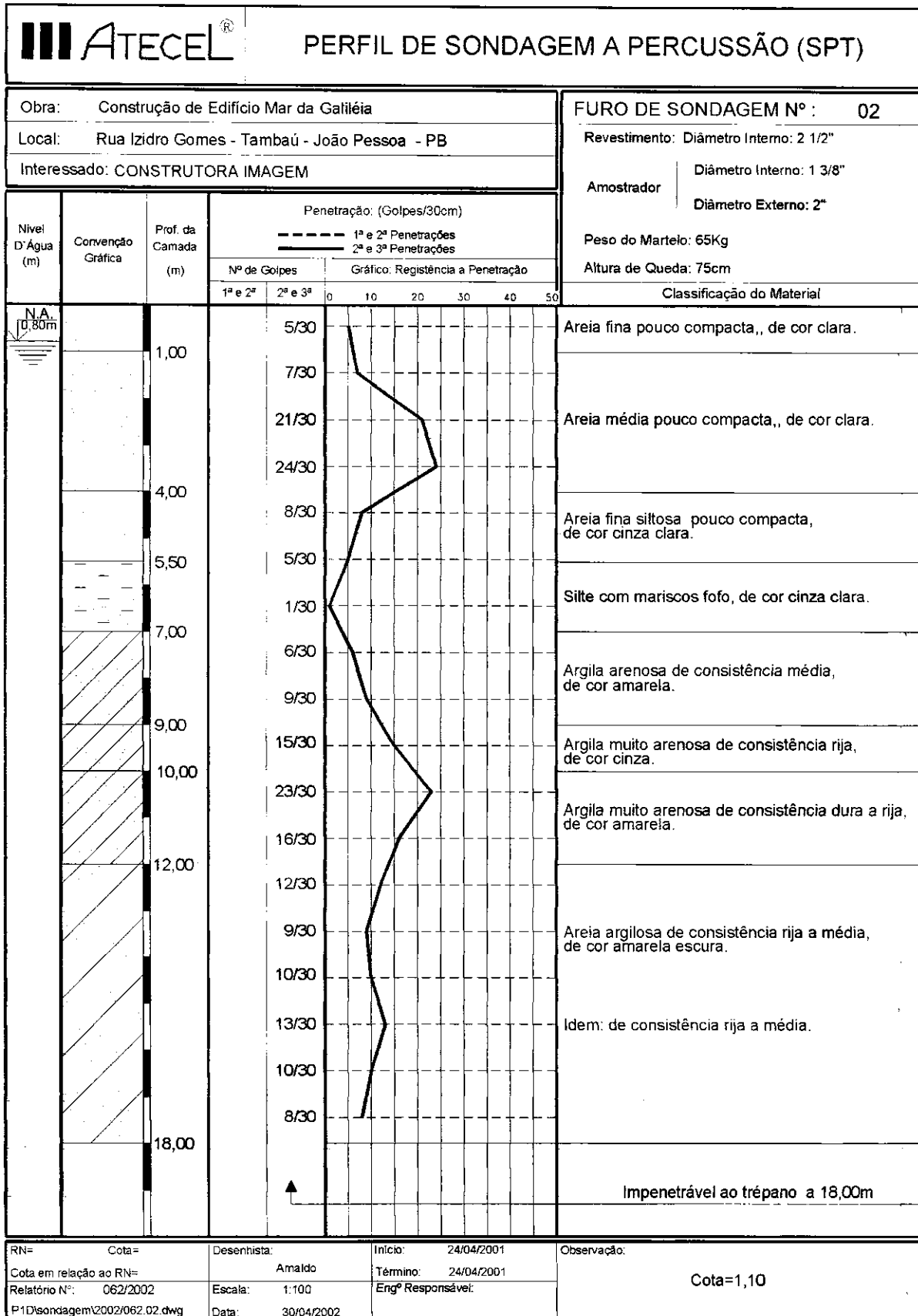


Figura I.8 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 02 – Edifício Mar da Galiléia.

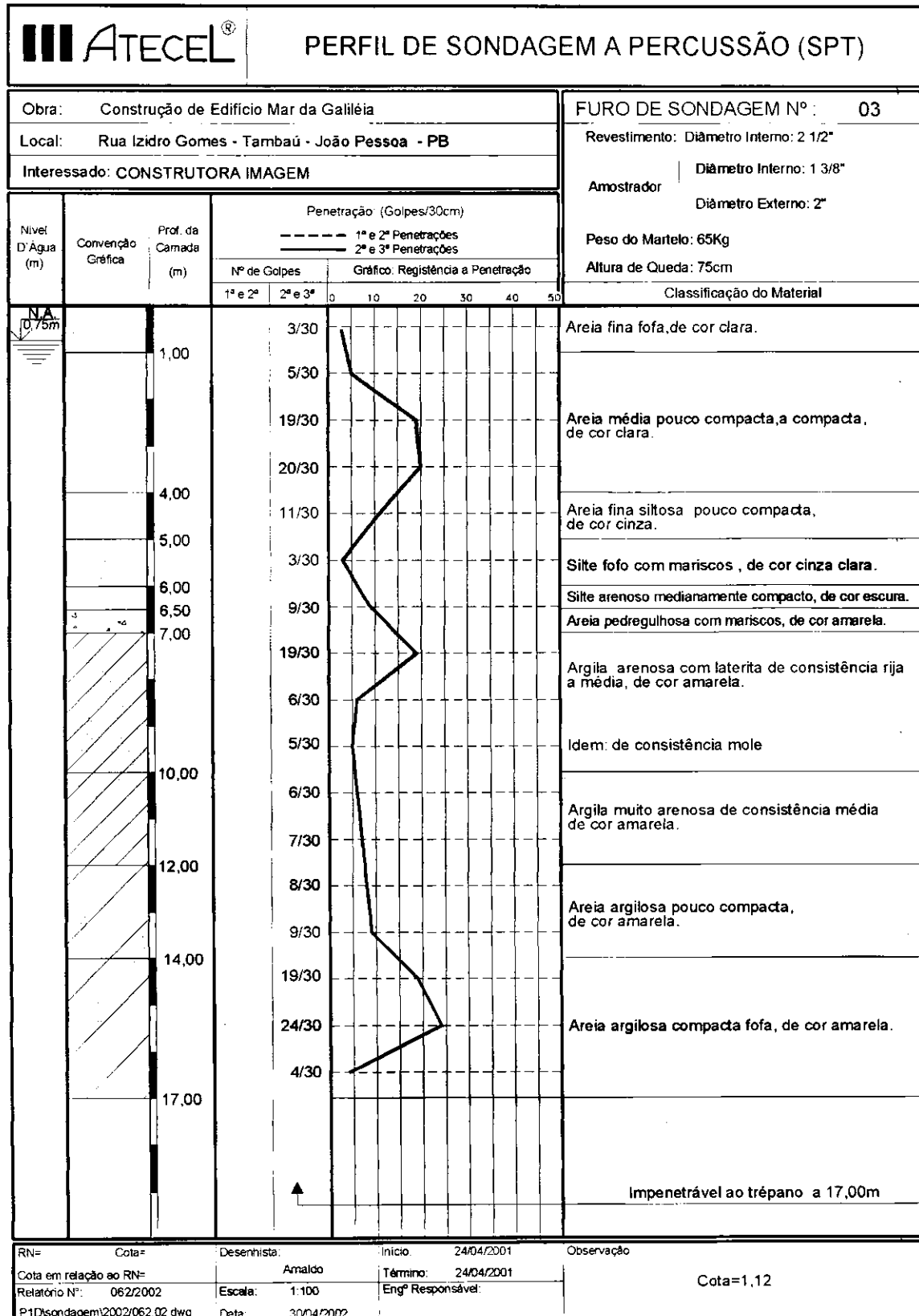


Figura I.9 – Perfil de sondagem à percussão – Furo 03 – Edifício Mar da Galiléia.

APÊNDICE II

RESULTADOS TABELADOS

II.1 – Edifício Guarujá V

Tabela II.1 – Fatores de recalque absolutos – Edifício Guarujá V.

		Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al.(1978)
	AR (med)	AR (est)			
Pilar 3	0,973	1,214	0,789	0,870	0,860
Pilar 4	1,083	1,214	0,789	0,870	0,860
Pilar 5	0,801	1,214	0,789	0,870	0,860
Pilar 6	0,973	1,214	0,789	0,870	0,860
Pilar 7	1,137	0,963	1,002	1,014	0,891
Pilar 8	0,928	0,963	1,002	1,014	0,891
Pilar 9	0,901	0,742	1,127	1,056	1,148
Pilar 10	1,037	0,817	1,273	1,110	1,192
Pilar 11	0,982	0,817	1,273	1,110	1,192
Pilar 12	0,946	0,742	1,127	1,056	1,148
Pilar 13	1,046	1,124	0,753	0,784	0,761
Pilar 14	1,092	0,927	1,268	1,296	1,288
Pilar 15	1,101	0,927	1,268	1,296	1,288
Pilar 16	1,001	1,124	0,753	0,784	0,761

Tabela II.2 – Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Guarujá V.

Nº dias	AR medido	
	AR (máx)	AR (mín)
0	0,000	0,000
24	1,466	0,556
60	1,556	0,672
94	1,600	0,600
120	1,584	0,571
137	1,629	0,590
154	1,553	0,621
171	1,512	0,601
206	1,545	0,614
236	1,472	0,736
257	1,429	0,748
417	1,137	0,801

Tabela II.3 – Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Guarujá V.

Nº dias	Desvio Padrão	Coeficiente de variação	Velocidade de recalque (micra/dia)
0	0,00	0,00	0,00
24	0,47	0,24	82,44
60	0,71	0,25	47,14
94	1,04	0,30	37,23
120	0,98	0,25	32,08
137	1,05	0,25	30,92
154	1,00	0,22	29,27
171	1,15	0,24	28,24
206	1,25	0,25	24,51
236	1,10	0,21	22,46
257	0,97	0,17	22,87
417	1,00	0,09	26,36

II.2 – Edifício Irineu Catão

Tabela II.4 – Fatores de recalque absolutos – Edifício Irineu Catão.

		Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
	AR (med)	AR (est)			
Pilar 1	0,637	1,123	0,604	0,671	0,598
Pilar 2	0,665	1,172	0,631	0,701	0,623
Pilar 5	0,892	0,940	1,042	1,003	1,091
Pilar 6	1,005	0,868	0,919	0,935	0,958
Pilar 9	1,019	0,976	0,924	0,940	0,960
Pilar 10	0,906	0,846	0,937	0,933	0,932
Pilar 11	1,033	1,048	1,268	1,199	1,193
Pilar 12	1,104	1,024	1,040	1,156	1,154
Pilar 13	1,288	1,019	1,172	1,121	1,122
Pilar 14	1,203	1,025	1,041	1,156	1,166
Pilar 15	1,245	0,928	1,148	1,064	1,032
Pilar 16	1,005	1,031	1,274	1,121	1,171

Tabela II.5 – Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Irineu Catão.

Nº dias	AR medido	
	AR (máx)	AR (mín)
0	0,000	0,000
31	3,750	0,750
48	2,147	0,253
83	1,367	0,684
99	1,587	0,635
113	1,606	0,520
134	1,495	0,693
158	1,442	0,721
176	1,403	0,677
207	1,361	0,754
295	1,288	0,637

Tabela II.6 – Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Irineu Catão.

Nº dias	Desvio Padrão	Coeficiente de variação	Velocidade de recalque (micra/dia)
0	0,00	0,00	0,00
31	0,25	1,90	4,30
48	0,44	0,56	16,49
83	0,27	0,20	15,86
99	0,42	0,27	15,91
113	0,64	0,30	18,73
134	0,65	0,24	20,46
158	0,75	0,22	21,94
176	0,86	0,21	23,48
207	0,80	0,17	23,07
295	1,45	0,20	23,95

II.3 – Edifício Mar da Galiléia

Tabela II.7 – Variação do desvio padrão, coeficiente de variação e da velocidade de recalque ao longo do tempo – Edifício Mar da Galiléia.

Nº dias	Desvio Padrão	Coeficiente de variação	Velocidade de recalque (micra/dia)
0	0,00	0,00	0,00
22	0,24	0,72	15,00
66	0,43	0,72	9,09
94	0,52	0,60	9,10
123	0,59	0,52	9,23
172	0,75	0,52	8,49
182	0,80	0,47	9,45
207	0,76	0,41	8,99

Tabela II.8 – Fatores de recalque absolutos – Edifício Mar da Galiléia.

		Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
	AR (med)	AR (est)			
Pilar 1	1,075	0,875	0,815	0,889	0,710
Pilar 2	1,452	0,961	0,895	0,977	0,810
Pilar 3	1,452	0,599	0,558	0,610	0,462
Pilar 4	0,591	0,919	0,929	0,933	0,801
Pilar 5	1,075	0,875	0,815	0,889	0,710
Pilar 6	0,914	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 7	1,237	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 8	1,559	1,478	1,339	1,214	2,655
Pilar 9	0,753	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 10	1,075	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 11	0,806	0,919	0,929	0,933	0,801
Pilar 12	1,022	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 13	1,183	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 14	1,774	1,048	1,183	1,110	1,101
Pilar 15	1,022	0,875	0,815	0,889	0,710
Pilar 16	1,290	1,250	1,005	1,035	1,201
Pilar 17	0,538	0,875	0,815	0,889	0,710
Pilar 18	0,215	0,852	0,793	0,948	0,742
Pilar 19	0,484	1,142	0,930	0,984	0,972
Pilar 20	0,484	1,041	1,077	1,044	1,009

Tabela II.9 – Fatores de recalque medidos máximos e mínimos – Edifício Mar da Galiléia

Nº dias	AR medido	
	AR (máx)	AR (mín)
0	0,000	0,000
22	2,424	0,303
66	2,500	0,167
94	2,222	0,234
123	1,850	0,176
172	1,918	0,205
182	1,919	0,174
207	1,774	0,215

II.4 – Recalques Medidos e Estimados

Tabela II.10 – Recalques medidos e estimados – Edifício Guarujá V.

	Recalques (mm)				
	Medido	Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
Pilar 3	10,7	15,9	9,1	6,9	9,7
Pilar 4	11,9	15,9	9,1	6,9	9,7
Pilar 5	8,8	15,9	9,1	6,9	9,7
Pilar 6	10,7	15,9	9,1	6,9	9,7
Pilar 7	12,5	11,9	11,5	8,1	10,1
Pilar 8	10,2	11,9	11,5	8,1	10,1
Pilar 9	9,9	9,7	12,9	8,4	13,0
Pilar 10	11,4	10,7	14,6	8,8	13,5
Pilar 11	10,8	10,7	14,6	8,8	13,5
Pilar 12	10,4	9,7	12,9	8,4	13,0
Pilar 13	11,5	14,7	8,6	6,2	8,6
Pilar 14	12,0	12,1	14,6	10,3	14,6
Pilar 15	12,1	12,1	14,6	10,3	14,6
Pilar 16	11,0	14,7	8,6	6,2	8,6
média =	11,0	13,0	11,5	8,0	11,3

Tabela II.11 – Recalques medidos e estimados – Edifício Irineu Catão.

	Recalques (mm)				
	Medido	Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
Pilar 1	4,5	7,8	4,4	3,6	4,8
Pilar 2	4,7	8,2	4,6	3,7	5,0
Pilar 5	6,3	6,5	7,6	5,3	8,7
Pilar 6	7,1	6,0	6,7	4,9	7,6
Pilar 9	7,2	6,8	6,8	5,0	7,7
Pilar 10	6,4	5,9	6,9	4,9	7,4
Pilar 11	7,3	7,3	9,3	6,3	9,5
Pilar 12	7,8	7,1	7,6	6,1	9,2
Pilar 13	9,1	7,1	8,6	5,9	8,9
Pilar 14	8,5	7,1	7,6	6,1	9,3
Pilar 15	8,8	6,5	8,4	5,6	8,2
Pilar 16	7,1	7,2	9,3	5,9	9,3
Média =	7,1	7,0	7,3	5,3	8,0

Tabela II.12 – Recalques medidos e estimados (considerando o melhoramento do solo) – Edifício Mar da Galiléia.

	Recalques (mm)				
	Medido	Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
Pilar 1	2,0	2,1	2,5	3,3	2,5
Pilar 2	2,7	2,3	2,7	3,7	2,8
Pilar 3	2,7	1,4	1,7	2,3	1,6
Pilar 4	1,1	2,2	2,8	3,5	2,8
Pilar 5	2,0	2,1	2,5	3,3	2,5
Pilar 6	1,7	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 7	2,3	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 8	2,9	3,5	4,0	4,5	9,2
Pilar 9	1,4	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 10	2,0	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 11	1,5	2,2	2,8	3,5	2,8
Pilar 12	1,9	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 13	2,2	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 14	3,3	2,5	3,6	4,2	3,8
Pilar 15	1,9	2,1	2,5	3,3	2,5
Pilar 16	2,4	3,0	3,0	3,9	4,2
Pilar 17	1,0	2,1	2,5	3,3	2,5
Pilar 18	0,4	2,0	2,4	3,5	2,6
Pilar 19	0,9	2,7	2,8	3,7	3,4
Pilar 20	0,9	2,5	3,3	3,9	3,5
média =	1,9	2,4	3,0	3,7	3,5

Tabela II.13 – Recalques medidos e estimados (sem considerar o melhoramento do solo) – Edifício Mar da Galiléia.

	Recalques (mm)				
	Medido	Burland e Burbidge (1985)	Barata (1984)	Schultze e Sherif (1973)	Schmertmann et al. (1978)
Pilar 1	2,0	6,9	7,4	7,7	6,4
Pilar 2	2,7	7,5	8,1	8,5	7,4
Pilar 3	2,7	4,7	5,1	5,3	4,2
Pilar 4	1,1	7,2	8,4	8,1	7,3
Pilar 5	2,0	6,9	7,4	7,7	6,4
Pilar 6	1,7	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 7	2,3	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 8	2,9	14,0	12,1	10,5	18,8
Pilar 9	1,4	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 10	2,0	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 11	1,5	7,2	8,4	8,1	7,3
Pilar 12	1,9	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 13	2,2	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 14	3,3	9,8	10,7	9,6	10,2
Pilar 15	1,9	6,9	7,4	7,7	6,4
Pilar 16	2,4	10,7	9,1	9,0	11,2
Pilar 17	1,0	6,9	7,4	7,7	6,4
Pilar 18	0,4	6,7	7,2	8,2	6,8
Pilar 19	0,9	8,4	8,4	8,5	8,9
Pilar 20	0,9	9,0	9,8	9,0	9,3
média =	1,9	8,6	9,1	8,7	8,9

II.5 – Etapas das Obras

Tabela II.14 – Etapas da obra - Edifício Guarujá V.

Data da medição	Etapa da obra
24/06/02	Pilares do térreo concretados
18/07/02	1º pavimento concretado
23/08/02	2º pavimento concretado
26/09/02	3º pavimento concretado
22/10/02	4º pavimento concretado, início das alvenarias no 2º pavimento.
08/11/02	4º pavimento concretado, término das alvenarias no 2º pavimento
25/11/02	5º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento
12/12/02	6º pavimento concretado, alvenarias no 4º pavimento
16/01/03	7º pavimento concretado, alvenarias no 6º pavimento
15/02/03	8º pavimento concretado, alvenarias no 7º pavimento
08/03/03	9º pavimento concretado, alvenarias no 8º pavimento
15/08/03	Alvenaria e concreto finalizado, execução do revestimento

Tabela II.15 – Etapas da obra - Edifício Irineu Catão.

Data da medição	Etapa da obra
25/10/02	Pilares do térreo concretados
25/11/02	1º pavimento concretado
12/02/02	2º pavimento concretado
16/01/03	3º pavimento concretado, início das alvenarias no 2º pavimento
01/02/03	4º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento
15/02/03	5º pavimento concretado, alvenarias no 4º pavimento
08/03/03	6º pavimento concretado, alvenarias no 5º pavimento
01/04/03	7º pavimento concretado, alvenarias no 5º pavimento
19/04/03	8º pavimento concretado, alvenarias no 6º pavimento
19/05/03	9º pavimento concretado, alvenarias no 7º pavimento
15/08/03	Concreto finalizado e alvenaria faltando completar o 1º pavimento

Tabela II.16 – Etapas da obra - Edifício Mar da Galiléia.

Data da medição	Etapa da obra
18/02/03	Pilares do térreo concretados
11/03/03	1º pavimento concretado
22/04/03	2º pavimento concretado
19/05/03	3º pavimento concretado
17/06/03	4º pavimento concretado, início das alvenarias no 2º pavimento.
05/08/03	5º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento
15/08/03	6º pavimento concretado, alvenarias no 3º pavimento
09/09/03	7º pavimento concretado, alvenarias no 4º pavimento