

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP  
EXEMPLAR REVISADO  
Data de entrada no Serviço... 14/06 / 04  
Ass.: *Leandro Coueli*

## ASPECTOS DO COEFICIENTE DE RECALQUE DE SOLOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

Carla de Castro Ferreira

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

DEDALUS - Acervo - EESC



São Carlos


2004

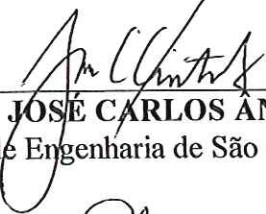



**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidata: Engenheira **CARLA DE CASTRO FERREIRA**

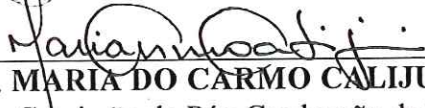
Dissertação defendida e julgada em 16-04-2004 perante a Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. **ORENCIO MONJE VILAR (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. **JOSE CARLOS ANGELO CINTRA**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Engo. **PAULO ROBERTO CHAMECKI**  
(Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento/LACTEC) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Assoc. **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

  
\_\_\_\_\_  
Profa. Tit. **MARIA DO CARMO CALIJURI**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

A minha mãe, que com o seu exemplo,  
me ensinou a ser forte e perseverante.

# Agradecimentos

Essa pesquisa tornou-se possível graças ao apoio de colegas, amigos e família.

Em São Carlos, pude contar com o apoio de todo o pessoal do Departamento de Geotecnia, onde fiz novos amigos e reencontrei antigos amigos, entre eles, meu orientador o Prof. Dr. Orencio Monje Vilar, a quem agradeço pelo apoio e direcionamento de idéias.

Em Curitiba, agradeço o empenho e apoio de todos os colegas da In Situ Geotecnia, na viabilização da execução de provas de carga e ajuda irrestrita dispensada. Em especial agradeço aos engenheiros Alessander Morales Kormann, Luis Fernando Debas, Luiz Russo Neto, pelas discussões desenvolvidas sobre o tema. Agradeço aos futuros engenheiros, Stenio Rodrigues Barboza e Mariluz Barreto Slezinski e ao recém engenheiro Paulo Jordão Moreira e Silva, pelo valoroso auxílio na editoração eletrônica dos dados.

Agradeço aos meus filhos Marcela e Luca Ferreira Antoniutti pela compreensão e tolerância com os meus momentos de ausência, necessários ao desenvolvimento dessa pesquisa.

Agradeço especialmente ao meu amigo, companheiro, esposo e colega Luiz Antoniutti Neto, pelo seu incansável apoio em todos os momentos dessa caminhada, permitindo a conclusão de uma meta traçada desde 1987.

o

o

o

u

o

u

## Sumário

Sumário.....	ii
Lista de Figuras.....	v
Lista de Tabelas.....	xi
Lista de Abreviaturas e Siglas .....	xiii
Lista de Símbolos.....	xiv
Resumo.....	xiv
Abstract.....	xv
Capítulo 1.....	1
Introdução .....	1
Capítulo 2.....	3
Revisão Bibliográfica .....	3
2.1    Interação Solo- Estrutura .....	3
2.2    Principais Modelos de Fundação do Pavimento.....	7
2.3    Coeficiente de recalque ou Módulo de reação .....	10
2.4    Correlações do Coeficiente de Recalque com Outros Parâmetros do Solo.....	14
2.5    Prova de Carga Estática em Placa.....	21
2.6    Métodos de Dimensionamento da Espessura de Pavimentos Rígidos	25
2.7    Tipos de Pavimentos Rígidos.....	35
Capítulo 3.....	41
Materiais e Métodos .....	41
3.1    Principais Características Geotécnicas da Formação Guabirota.....	42
3.1.1    Aspectos Geológicos .....	42
3.1.2    Aspectos Geotécnicos .....	45
3.2    Características Geotécnicas Específicas do Material Ensaiado .....	47
3.3    Metodologia para realização das Investigações de Campo e Laboratório.....	48
3.3.1    Ensaio de Prova de Carga em Placa para Determinação do “k”.....	49
3.3.2    Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP) .....	53

Capítulo 4.....	55
Resultados Obtidos .....	55
4.1    Caracterização Geotécnica das Áreas .....	55
4.1.1    Prédio da Armação .....	55
4.1.2    Prédio das Prensas.....	59
4.1.3    Pátio de Containers.....	64
4.1.4    Centro de Comunicações.....	68
4.1.5    Divisão de Veículos Utilitários - DVU.....	72
4.1.6    Sítio Experimental da UFPR .....	76
4.2    Provas de Carga Realizadas em cada Área.....	82
4.2.1    Prédio da Armação .....	82
4.2.2    Prédio das Prensas.....	84
4.2.3    Pátio de Containers.....	86
4.2.4    Centro de Comunicações.....	87
4.2.5    Divisão de Veículos Utilitários .....	89
4.2.6    Sítio Experimental da UFPR .....	92
Capítulo 5.....	94
Análise e Discussão dos Resultados .....	94
5.1    Características dos Diferentes Materiais Ensaçados .....	94
5.1.1    Argilas cinzas.....	95
5.1.2    Argilas variegadas.....	95
5.1.3    Argilas vermelhas.....	96
5.2    Coeficientes de Recalque de Argilas da Formação Guabirotuba em diferentes níveis de Intemperismo.....	96
5.2.1    Argilas “inalteradas ou pouco alteradas” - cor: Cinza .....	97
5.2.2    Argilas “alteradas” - cor: Variegada.....	99
5.2.3    Argilas “alteradas e laterizadas” - cor: Vermelha .....	100
5.3    Análise das Sondagens de Simples Reconhecimento (SPT) .....	101
5.4    Diferentes Métodos de Determinação do Coeficiente de Recalque...	104
5.5    Comparativo entre os Coeficientes de Recalque Obtidos para as Argilas da Formação Guabirotuba e os Sugeridos na Literatura .....	106
5.5.1    Valores Típicos Tabelados.....	107
5.5.2    Classificação AASHTO - HRB.....	108
5.6    Melhoria Proporcionada ao Sistema de Fundação pela Utilização de Sub-base.....	108

5.7	Correlações com Parâmetros de Campo .....	110
5.7.1	Relação entre o coeficiente de recalque e o SPT.....	110
5.7.2	Relação entre o coeficiente de recalque e o CBR "in situ".....	112
5.7.3	Relação entre o coeficiente de recalque e o DCP .....	113
5.8	Correlações com Parâmetros de Laboratório.....	114
5.8.1	Relação entre o coeficiente de recalque e o CBR .....	115
5.8.2	Relação entre o coeficiente de recalque e a porcentagem de argila.....	116
5.8.3	Relação entre o coeficiente de recalque e o Limite de Liquidez ....	116
5.8.4	Relação entre o coeficiente de recalque e o Índice de Plasticidade.....	117
Capítulo 6.....		119
Conclusões.....		119
Referências Bibliográficas.....		122
Apêndice A.....		129
Curvas Tensão – Recalque das Provas de Carga em Placa Realizadas .....		129
Apêndice B.....		146
Resumo – Resultados de Ensaios.....		146



## Lista de Figuras

FIGURA 2.1- Pressões de contato e esforços internos em uma fundação (Velloso, 1996).....	4
FIGURA 2.2- Influência das cargas aplicadas nas pressões de contato (Velloso, 1996).....	5
FIGURA 2.3- Influência do nível de carga nas pressões de contato (Velloso, 1996)	5
FIGURA 2.4- Influência da rigidez relativa estrutura-solo nas pressões de contato (Velloso, 1996).....	6
FIGURA 2.5- Influência das propriedades do solo nas pressões de contato (Velloso, 1996).....	6
FIGURA 2.6 – Principais modelos de resposta do solo, (a) conjunto de molas (b) solo “real” (c) sólido elástico (Rufino, 1997) .....	7
Figura 2.7 - (a) Prova de Carga em placa, (b) Curva típica, (c) Modelo Elasto-plástico (adaptado de Bowles, 1988).....	11
FIGURA 2.8 – Prova de carga em placa para obtenção de k: (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento – recarregamento (Velloso, 1996).....	12
FIGURA 2.9 - Efeito da dimensão da placa no valor do k (adaptado de Croney, 1991).....	13
FIGURA 2.10 –Correlações entre k e resultados do SPT (de Mello,1971) apud Velloso,1996 .....	15
FIGURA 2.11- Relação entre E e CBR determinado a partir de ensaios triaxiais de carregamento repetido (adaptado de Croney, 1991) .....	17
FIGURA 2.12 - Relação empírica entre k e CBR (adaptado de Croney, 1991).....	18
FIGURA 2.13 – Tipos de ensaios de placa quanto (a) à localização, (b) ao tipo de placa, (c) – (d) – (e) ao modo de carregamento (Velloso, 1996).....	22
FIGURA 2.14- Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de tensão (Velloso, 1996) .....	24
FIGURA 2.15 – Ábaco da AASHTO para estimativa do coeficiente de recalque sazonal (adaptado de TRB, 1999).....	28

FIGURA 2.16 – Ábaco da AASHTO para estimativa do dano relativo para pavimentos de concreto e obtenção do coeficiente de recalque efetivo (adaptado de TRB, 1999).....	29
FIGURA 2.17 – Posições de carga e distribuição de tráfego (Pitta, 1998).....	31
FIGURA 2.18 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos simples) - (Pitta, 1998).....	32
FIGURA 2.19 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem duplos) - (Pitta, 1998).....	33
FIGURA 2.20 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem triplos) - (Pitta, 1998).....	34
FIGURA 2.21 – Pavimento de concreto simples (Carvalho e Pitta, 1996) .....	36
FIGURA 2.22 – Pavimento de concreto simples c/ barras de transferência (Carvalho e Pitta, 1996) .....	37
FIGURA 2.23 – Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua ....	38
FIGURA 2.24 – Pavimento de concreto com armadura contínua (Carvalho e Pitta, 1996).....	39
FIGURA 2.25 - Pavimento de concreto estruturalmente armado (Carvalho e Pitta, 1996).....	40
FIGURA 3.1 – Perfil da Formação Guabirotuba (Felipe, 1999) apud Kormann, 2002 .....	44
FIGURA 3.2. Montagem do Ensaio de Placa .....	51
FIGURA 3.3 Ensaio de Prova de Carga em Placa em Andamento.....	52
FIGURA 3.4 Determinação do Coeficiente de Recalque, (a) para deflexão fixa de 0,127 cm ( $k_{0,127}$ ) e (b) a partir de regressão linear do trecho inicial ( $k_{med}$ ).....	53
FIGURA 3.5 Cone de Penetração Dinâmica (DCP) (adaptado de Karunaprema, 2002).....	54
FIGURA 4.1 - Locação de Ensaio no Prédio da Armação.....	56
FIGURA 4.2 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa realizadas no Prédio da Armação. ....	57
FIGURA 4.3 – Locação de Ensaio no Prédio das Prensas .....	61
FIGURA 4.4 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa realizadas no Prédio da Prensas.....	62
FIGURA 4.5 – Locação de Ensaio no Pátio de Containers. ....	65
FIGURA 4.6 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa, realizadas no Pátio de Containers.....	66

FIGURA 4.7 – Locação de Ensaios no Centro de Comunicações. ....	69
FIGURA 4.8 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa, realizadas no Centro de Comunicações. ....	70
FIGURA 4.9 – Locação de Ensaios no DVU. ....	73
FIGURA 4.10 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa sobre Subleito, realizadas no DVU. ....	74
FIGURA 4.11 – Croqui Esquemático do Sistema Sub-base/Subleito no DVU. ....	75
FIGURA 4.12 – Locação de Ensaios no Sítio Experimental – Área 1. ....	77
FIGURA 4.13 – Locação de Ensaios no Sítio Experimental – Área 2. ....	78
FIGURA 4.14 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa, realizadas no Sítio Experimental, áreas 1 e 2. ....	79
FIGURA 4.15 – Curva Tensão-Recalque da Prova de Carga em Placa AR-A1 realizada no Prédio da Armação ....	83
FIGURA 4.16 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga PR-01 realizada no Prédio das Prensas. ....	85
FIGURA 4.17 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga PT-02, realizada no Pátio de Containers. ....	86
FIGURA 4.18 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga CC-01 realizada no Centro de Comunicações. ....	88
FIGURA 4.19 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga em placa LAV-E1 (subleito) realizada na DVU. ....	90
FIGURA 4.20 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga em placa LAV-L1 (subleito) realizada na DVU. ....	90
FIGURA 4.21- Curva Tensão-Recalque da prova de carga em placa LAV-E2 (sub-base) realizada na DVU. ....	91
FIGURA 4.22 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga em placa LAV-L2 (sub-base) realizada na DVU. ....	91
FIGURA 5.4 – Comparativo entre $k_{med}$ e $k$ para deformações fixas de 10 e 25 mm ....	106
FIGURA 5.5 – Relação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o SPT. ....	111
FIGURA 5.6 – Relação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o SPT (médio). ....	111
FIGURA 5.7 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o CBR “in situ”. ....	112
FIGURA 5.8 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o DCP. ....	114
FIGURA 5.9 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o CBR moldado. ....	115
FIGURA 5.10 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e a % de argila . ....	116

FIGURA 5.11 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o Limite de Liquidez.....	117
FIGURA 5.12 – Correlação entre o coeficiente de recalque $k_{med}$ e o Índice de Plasticidade.....	118
FIGURA A1 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-A1 no Prédio da Armação.....	130
FIGURA A2 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-A18 no Prédio da Armação.....	130
FIGURA A3 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-H7 no Prédio da Armação.....	131
FIGURA A4 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-M1 no Prédio da Armação.....	131
FIGURA A5 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-P9 no Prédio da Armação.....	132
FIGURA A6 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-01 no Prédio das Prensas.....	132
FIGURA A7 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-02 no Prédio das Prensas.....	133
FIGURA A8 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-03 no Prédio das Prensas.....	133
FIGURA A9 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-04 no Prédio das Prensas.....	134
FIGURA A10 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-05 no Prédio das Prensas.....	134
FIGURA A11 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-06 no Prédio das Prensas.....	135
FIGURA A12 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-07 no Prédio das Prensas.....	135
FIGURA A13 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-08 no Prédio das Prensas.....	136
FIGURA A14 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-09 no Prédio das Prensas.....	136
FIGURA A15 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-06 no Pátio de Containers.....	137

FIGURA A16 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-01 no Centro de Comunicações. ....	137
FIGURA A17 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-02 no Centro de Comunicações. ....	138
FIGURA A18 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-03 no Centro de Comunicações. ....	138
FIGURA A19 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-04 no Centro de Comunicações. ....	139
FIGURA A20 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-05 no Centro de Comunicações. ....	139
FIGURA A21 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-L1 na Divisão de Veículos Utilitários.....	140
FIGURA A22 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-L2 na Divisão de Veículos Utilitários.....	140
FIGURA A23 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-01 no Sítio Experimental. ....	141
FIGURA A24 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-02 no Sítio Experimental. ....	141
FIGURA A25 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-03 no Sítio Experimental. ....	142
FIGURA A26 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-04 no Sítio Experimental. ....	142
FIGURA A27 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-E1 na Divisão de Veículos Utilitários.....	143
FIGURA A28 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-E2 na Divisão de Veículos Utilitários.....	143
FIGURA A29 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-02 no Pátio de Containers.....	144
FIGURA A30 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-03 no Pátio de Containers.....	144
FIGURA A31 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-04 no Pátio de Containers.....	145
FIGURA A32 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-05 no Pátio de Containers.....	145



## Lista de Tabelas

TABELA 2.1 - Valores de k em (MPa/m) adaptado de Velloso, 1996 .....	14
TABELA 2.2 – Valores de k segundo a classificação AASHTO (Pitta, 1998).....	15
TABELA 2.3 – Correlação de k com CBR (PCA, 1966) apud Pitta, 1998 .....	18
TABELA 2.4 - Aumento de k devido à presença de sub-base granular em diferentes espessuras (PCA, 1966) apud Pitta, 1998.....	19
TABELA 2.5 -Aumento de k devido à presença de sub-base de solo-cimento, em diferentes espessuras (PCA, 1966) apud Pitta, 1998 .....	20
TABELA 2.6 - Aumento de k devido à presença de sub-base de concreto rolado (Pitta, 1986) apud Pitta, 1998.....	20
TABELA 3.1 – Normas da ABNT utilizadas nos ensaios de campo e laboratório ...	48
TABELA 4.1 –Resultados de ensaios de campo no Prédio da Armação .....	58
TABELA 4.2 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio da Armação .....	58
TABELA 4.3 – Resultados de ensaios especiais no Prédio da Armação .....	58
TABELA 4.5 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio das Prensas .....	63
TABELA 4.6 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio das Prensas .....	63
TABELA 4.7 –Resultados de ensaios de campo no Pátio de Containers .....	66
TABELA 4.8 – Resultados de ensaios de laboratório no Pátio de Containers .....	67
TABELA 4.8a – Resultados de ensaios de laboratório no Pátio de Containers .....	67
TABELA 4.9 – Resultados de ensaios especiais no Pátio de Containers .....	67
TABELA 4.10 – Resultados de ensaios de campo no Centro de Comunicações....	70
TABELA 4.11 – Resultados de ensaios de laboratório no Centro de Comunicações .....	71
TABELA 4.12 – Resultados de ensaios especiais no Centro de Comunicações ....	71
TABELA 4.12a – Resultados de ensaios especiais no Centro de Comunicações ..	71
TABELA 4.13 –Resultados de ensaios de campo no DVU.....	74
TABELA 4.14 – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (subleito) .....	75
TABELA 4.14a – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (subleito) .....	75
TABELA 4.15 – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (sub-base).....	76
TABELA 4.15a – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (sub-base).....	76
TABELA 4.16–Resultados de ensaios de campo no Sítio Experimental (Kormann, 2002).....	80
TABELA 4.17 –Resultados de ensaios de campo no Sítio Experimental.....	80
TABELA 4.18 – Resultados de ensaios de laboratório no Sítio Experimental.....	81

TABELA 4.18a – Resultados de ensaios de laboratório no Sítio Experimental.....	81
TABELA 4.19 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Prédio da Armação, solo: argila siltosa, média a dura.....	84
TABELA 4.20 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Prédio das Prensas, solo: argila siltosa, dura.....	85
TABELA 4.21 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Pátio de Containers, solo: argila siltosa, mole a média.....	87
TABELA 4.22 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Centro de Comunicações, solo: argila siltosa média. ....	88
TABELA 4.23 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas na Divisão de Veículos Utilitários, solo: argila siltosa média.....	92
TABELA 4.24 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Sítio Experimental, solo: argila siltosa, mole a média. ....	93
TABELA 5.1 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Cinza.....	98
TABELA 5.2 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Variiegadas.....	100
TABELA 5.3 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Vermelhas.....	101
QUADRO B1 – Resumo de Ensaios de Campo. ....	147
QUADRO B2 – Resumo de Ensaios de Caracterização.....	148
QUADRO B3 – Resumo de Ensaios de Laboratório.....	149



## Lista de Abreviaturas e Siglas

AASHTO	American Association of State Highways and Transportation Officials
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CBR "in situ"	Índice de Suporte Califórnia "In Situ"
Classificação UCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
Classificação HRB	Classificação segundo a Highway Research Board
CPT	Ensaio de Cone de Penetração Estática
DCP	Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DVU	Divisão de Veículos Utilitários
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira
PCA	Portland Cement Association
RCSB	Rift Continental do Sudeste do Brasil
SPT	Sondagem de Simples Reconhecimento com medida de SPT
ST	Sondagem a Trado
TRB	Transportation Research Board
UFPR	Universidade Federal do Paraná

## Lista de Símbolos

$c$	Intersepto coesivo da envoltória de resistência
$C_c$	Índice de compressão
$C_v$	Coefficiente de adensamento
$D_{SB}$	Espessura adotada da sub-base
$E$	Módulo de Young ou módulo de elasticidade
$E_{SB}$	Módulo de elasticidade da sub-base
$E_{50\%}$	Módulo de elasticidade secante
$e$	Índice de vazios
$F_{SC}$	Fatores de segurança de carga
$J'$	Ângulo de atrito efetivo
$k$	Módulo de reação, coeficiente de mola ou coeficiente de recalque
$K_0$	Coefficiente de empuxo em repouso
$k_{0,127}$	Coefficiente de recalque para deflexão fixa de 0,127cm
$k_{med}$	Coefficiente de recalque obtido a partir de regressão linear
$\mu$	Coefficiente de Poisson
$q_{adm}$	Tensão admissível
$q_c$	Resistência de ponta no ensaio de cone de penetração estática
$R^2$	Coefficiente de determinação
$\sigma'_a$	Tensão de pré-adensamento
$w_{ot}$	Umidade ótima
$w$	Teor de umidade natural
$gd_{máx}$	Peso específico seco máximo
$g$	Peso específico natural ou "in situ"
$g_s$	Peso específico dos grãos

## Resumo

FERREIRA, C.C. (2004). *Aspectos do Coeficiente de Recalque de Solos da Formação Guabirotuba*. São Carlos, 2004. 149p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho parte de um acervo pré-existente de provas de carga em placa (segundo os procedimentos ABNT-NBR-6489 e ASTM-D-1196) em solos da Formação Guabirotuba, importante unidade geológica da região metropolitana de Curitiba. O objetivo do trabalho é favorecer o entendimento destes solos no que diz respeito à sua competência como subleito para pavimentos industriais rígidos. É realizada uma revisão sobre modelos de fundação de pavimento, aspectos geológicos e geotécnicos da Formação Guabirotuba, e métodos de determinação do coeficiente de recalque. A análise baseia-se no coeficiente de recalque “k” obtido em trinta e duas provas de carga em placa e utiliza uma classificação prática dos solos, quanto ao seu nível de intemperismo: argilas cinzas “inalteradas”, argilas vermelhas “laterizadas” e argilas variegadas “intemperizadas”, as quais mostraram valores decrescentes de coeficiente de recalque, nessa ordem. Notou-se que algumas correlações existentes na literatura permitiram obter razoáveis previsões do coeficiente de recalque, como aquelas baseadas em valores de SPT e de CBR. Os valores de coeficiente de recalque medidos para estes solos mostraram-se superiores àqueles sugeridos por tabelas práticas. Devido à variabilidade de resultados encontrada e à influência do subleito no desempenho final do sistema de fundação, fica evidenciada a importância da realização de provas de carga em placa para obtenção dos parâmetros de dimensionamento de pavimentos industriais rígidos.

Palavras-chave: coeficiente de recalque, prova de carga em placa, solos da Formação Guabirotuba, pavimento industrial.

## Abstract

FERREIRA, C. C. (2004). *Aspects of the modulus of subgrade reaction of soils from Guabirotuba Formation*. São Carlos, 2004. 149p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The present work employs a data base of plate load tests (performed according the ABNT-NBR-6489 and ASTM-D-1196 procedures) in soils of the Guabirotuba Formation, important geological unit of Curitiba metropolitan region. The purpose of the work is the improving of the knowledge of these soils related to their behavior as subgrade for rigid industrial pavements. It is provided a revision about pavements foundation models, geological and geotechnical aspects of the Guabirotuba Formation and methods of the determination of the modulus of subgrade reaction. The analysis is based on the modulus of subgrade reaction "k" from 32 plate loading tests and uses a practical classification of the soils, according to their weathering level: intact gray clays, lateritic red clays and weathered variegated clays that showed a decrease of the modulus in this order. Some correlations were found to predict fair values of "k", such as those based on SPT and on DCP.

It was also noticed that the values of the modulus of subgrade reaction obtained are higher than the usual recommendations of the literature. The variability and the influence of the subgrade in the final performance of the pavements make evident the importance of the plate load tests for obtaining reliable design parameters.

Keywords: modulus of subgrade reaction, plate load test, Guabirotuba Formation soils, rigid pavement.

# Capítulo 1

## Introdução

A recente fase de modernização e expansão industrial com a construção de novas fábricas, de centros de distribuição e de estocagem, tem provocado um crescimento da demanda por pisos industriais em todo o país, em particular na região metropolitana de Curitiba com a implantação da Audi, Renault, Centros de Distribuição de Supermercados e Atacadistas, CISA/CSN entre outros.

O dimensionamento de pavimentos, rígidos ou flexíveis, passa pelo entendimento das características mecânicas intrínsecas da estrutura do pavimento bem como das características geotécnicas do material de fundação, sendo portanto uma tarefa multidisciplinar de interação solo-fundação-estrutura envolvendo engenheiros das áreas de Geotecnia e de Mecânica dos Pavimentos.

A maioria dos modelos trata o solo como um conjunto de molas, esse modelo físico considera que a deflexão em qualquer ponto da placa é proporcional à pressão de reação no ponto considerado, não sendo dependente da pressão em qualquer outro ponto da fundação. Esta hipótese é atribuída a Winkler.

Outra importante modelagem considera o solo como um sólido elástico ou semi-espaço de Boussinesq, onde o deslocamento em um ponto é função não apenas da tensão sobre o ponto mas também da tensão nos pontos vizinhos, sendo então a distribuição de deslocamento na superfície contínua. O solo é considerado homogêneo, elástico linear, isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Essas duas idealizações de suporte, conjunto de molas e sólido elástico constituem casos extremos, sendo o comportamento do solo real algo entre essas duas modelagens.

Como a maioria dos modelos existentes trabalha com a hipótese de que os solos tem comportamento elástico linear, homogêneos e que a deflexão é proporcional à pressão apenas no ponto considerado, demandam a necessidade de um parâmetro geotécnico denominado coeficiente de recalque ou coeficiente de

reação vertical ou coeficiente de mola (k), suposta relação linear entre pressão unitária aplicada e o recalque correspondente.

Além de considerar o solo como um material de comportamento elástico linear, o coeficiente de recalque é influenciado pelas dimensões da placa e pela sua rigidez. Apesar dessas limitações, é um parâmetro bastante utilizado no dimensionamento de pavimentos e fundações diretas em função da simplicidade na obtenção e interpretação, bem como pela facilidade de aplicação nas ferramentas de cálculo.

O objetivo desse trabalho é avaliar o comportamento de materiais da Formação Guabirota quanto à sua competência como subleito para pavimentos industriais rígidos, baseado em seu coeficiente de recalque "k". Tal parâmetro foi obtido a partir de provas de carga em placa.

A área de abrangência desta pesquisa ficou restrita à Formação Guabirota, importante unidade Geológica da Região Metropolitana de Curitiba. Foram três os sítios de estudo, localizados em diferentes pontos da região, que compreendem diferentes materiais da Formação Guabirota, em seus diversos estágios de intemperização e evolução pedogenética.

Importante salientar que a maior parte dos ensaios e provas de carga, que dão corpo a esta base de dados, foram resgatados de investigações de projeto ou de procedimentos de controle de qualidade de obras industriais. Ou seja, não foram especificamente realizados para esta pesquisa.

Além das análises sobre o coeficiente de recalque "k", buscou-se estabelecer correlações deste com outros parâmetros de campo e laboratório.

## Capítulo 2

### Revisão Bibliográfica

O dimensionamento de pavimentos rígidos deve contemplar as propriedades mecânicas da estrutura do pavimento e as características geotécnicas do material de fundação.

As características mecânicas do pavimento normalmente podem ser bem conhecidas e reproduzidas durante a execução do piso.

Reside no material de fundação a grande dificuldade para o dimensionamento de pavimentos e pisos industriais, devido a sua diversidade e heterogeneidade.

Nesta revisão buscou-se identificar parâmetros geotécnicos úteis para o dimensionamento de pavimentos rígidos, com ênfase em aspectos referentes ao coeficiente de recalque (módulo de reação ou coeficiente de mola).

Esta revisão contempla também a modelagem da fundação do pavimento, métodos de dimensionamento da espessura de pavimentos rígidos segundo a AASHTO e a PCA, cuidados na realização e interpretação de provas de carga em placa, bem como correlações entre o coeficiente de recalque e outros parâmetros.

#### 2.1 Interação Solo- Estrutura

Uma análise de interação solo-estrutura tem por objetivo fornecer o “real” comportamento em termos de deslocamentos do sistema solo-fundação-estrutura, bem como os esforços internos para seu dimensionamento.

Uma condição ideal para a análise de interação solo-estrutura é a utilização de modelos que contemplem de forma única todo o sistema (solo, contato e estrutura).

Outra maneira de se obter os esforços internos em estruturas de fundação ou pavimentos é a adoção de diagramas de pressão de contato, como apresentado na Figura 2.1 por Velloso (1996).

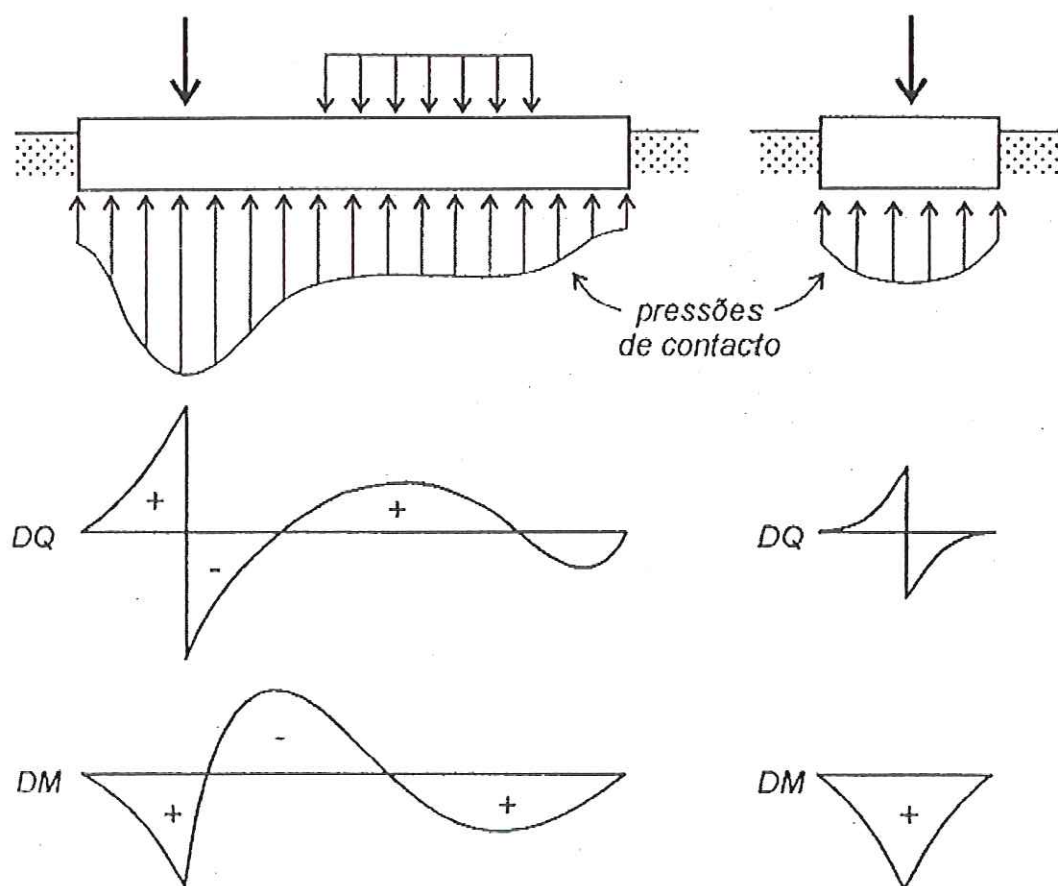


FIGURA 2.1- Pressões de contato e esforços internos em uma fundação (Velloso, 1996)

### 2.1.1 Pressões de Contato

As pressões de contato em uma fundação/placa variam em função de diversos fatores entre eles, característica e intensidade das cargas, rigidez relativa fundação – solo e propriedades do solo.

#### Característica das cargas

Como mostra a Figura 2.2, as características das cargas são fundamentais para determinação das pressões de contato, tendo em vista que a sua resultante tem de ser necessariamente igual e oposta a resultante das cargas.



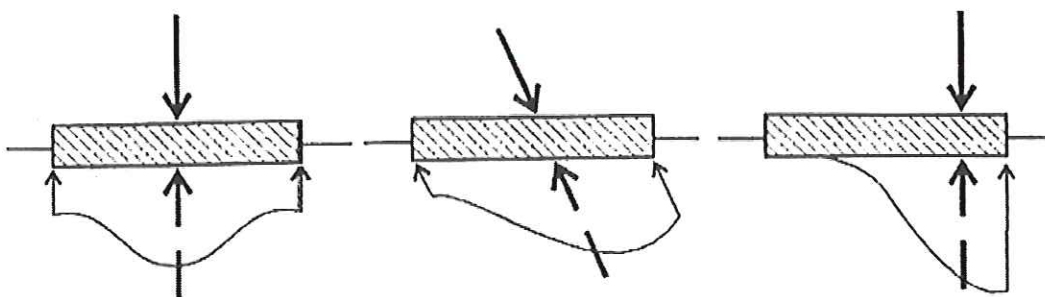


FIGURA 2.2- Influência das cargas aplicadas nas pressões de contato (Velloso, 1996)

#### Intensidade das cargas

Baseando-se na Teoria da Elasticidade, as pressões de contato nos bordos de uma sapata rígida/placa de concreto seriam (teoricamente) infinitas. Contudo, mesmo em níveis de carregamento inferiores aos limites, há plastificação do solo nos bordos. A Figura 2.3 ilustra em seqüência como a intensidade crescente do carregamento modifica decisivamente a forma do diagrama das pressões de contato.

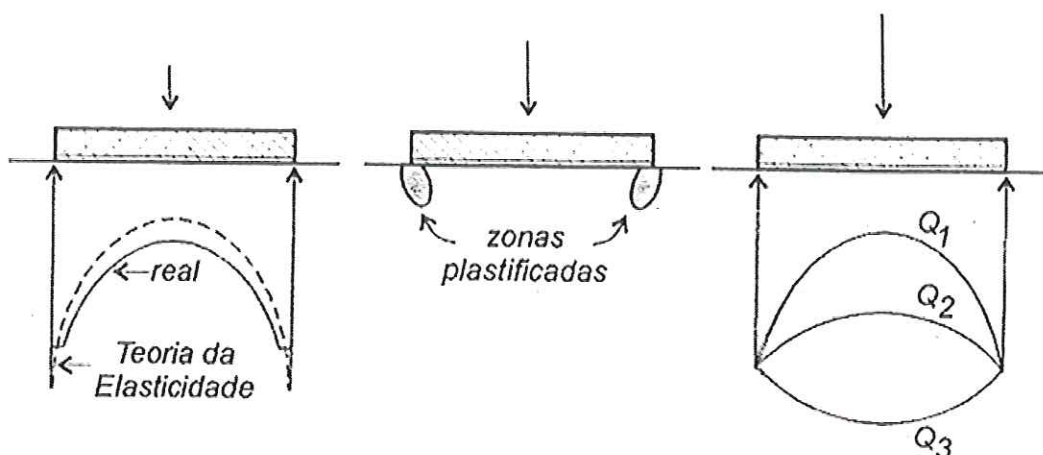


FIGURA 2.3- Influência do nível de carga nas pressões de contato (Velloso, 1996)

#### Rigidez relativa estrutura-solo

A rigidez relativa do elemento de fundação é outro parâmetro importante. Observa-se a partir da Figura 2.4, que quanto mais flexível for o elemento de fundação ou a placa, mais as pressões de contato refletirão o carregamento.

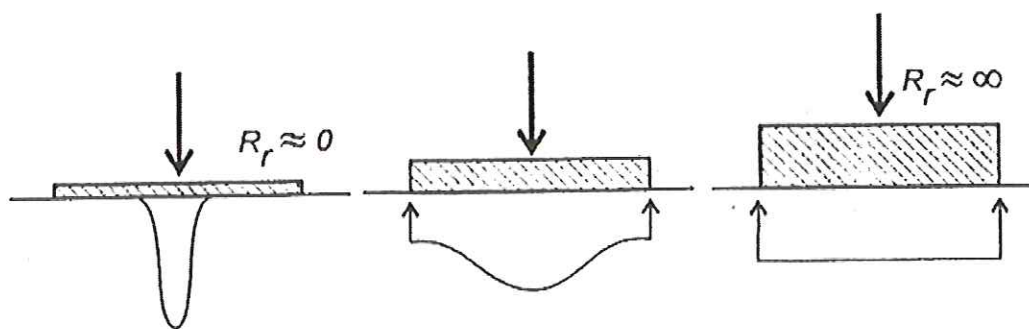


FIGURA 2.4- Influência da rigidez relativa estrutura-solo nas pressões de contato (Velloso, 1996)

#### Propriedades do solo

A Figura 2.5 ilustra como as propriedades do solo influenciam na distribuição das pressões de contato. Na Figura 2.5a, está representado o diagrama das pressões de contato para fundação em superfície assente em areias ou em argilas normalmente adensadas. Na Figura 2.5b, para fundação em superfície assente em argilas sobre-adensadas. E na Figura 2.5c, para fundação a alguma profundidade para qualquer um dos solos anteriores.

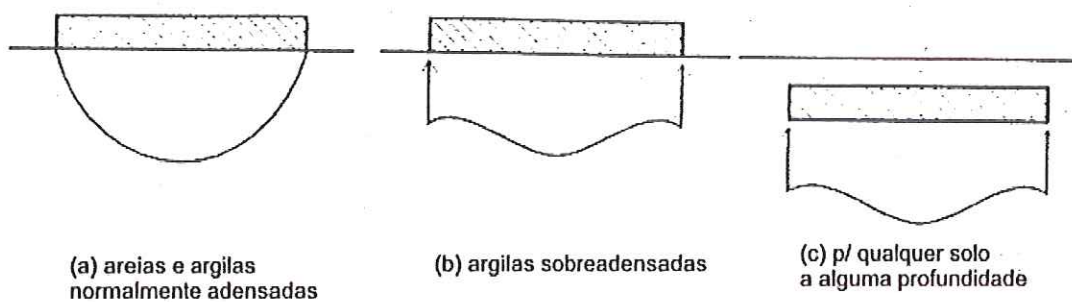


FIGURA 2.5- Influência das propriedades do solo nas pressões de contato (Velloso, 1996)

No item a seguir são apresentados os principais modelos de resposta do solo, considerando algumas simplificações necessárias devido à complexidade do comportamento do solo "real".

## 2.2 Principais Modelos de Fundação do Pavimento

A maioria das análises que trata de uma placa assente sobre uma fundação baseia-se na suposição de que o solo da fundação possa ser considerado como um "conjunto de molas". Este modelo considera que a deflexão em qualquer ponto da placa é proporcional à tensão de reação no ponto considerado, não sendo dependente da tensão em qualquer outro ponto da fundação. Esta hipótese é atribuída a Winkler que, segundo Saxena (1973), a publicou em 1867.

Outra forma de retratar essa questão considera o solo como um "sólido elástico" onde o deslocamento em um ponto é função não apenas da tensão sobre o ponto, mas também da tensão nos pontos vizinhos, sendo então a distribuição de deslocamento na superfície contínua.

Esses dois modelos de suporte, conjunto de molas e sólido elástico, constituem casos extremos, sendo o comportamento do solo real algo entre essas duas propostas (Figura 2.6).

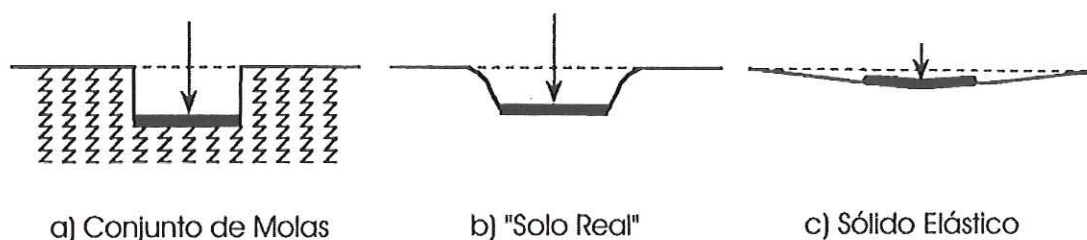


FIGURA 2.6 – Principais modelos de resposta do solo, (a) conjunto de molas (b) solo "real" (c) sólido elástico (Rufino, 1997)

Para avaliar a resposta do solo sob a placa de concreto, é necessário conhecer suas características de tensão-deformação. Entretanto, relações tensão-deformação que possam ser aplicadas genericamente a um grande grupo de solos são difíceis de serem obtidas devido à variabilidade das condições e dos tipos de solos encontrados.

A maioria dos solos apresenta um comportamento tensão-deformação não-linear, com uma parcela irrecuperável e dependente do tempo, além de serem anisotrópicos e não-homogêneos (Ioannides, 1984). Devido a essa complexidade dos solos "reais", foram criados diversos modelos de caracterização do suporte da fundação que procuram simular a resposta do solo devido a uma condição específica de carregamento, para uma determinada condição de fronteira, não

existindo um modelo que seja apropriado a todas as situações (Ioannides et al., 1985). A maioria dos modelos existentes trabalha com a hipótese de que os solos tem comportamento elástico linear e que são homogêneos.

Dentro dessa perspectiva os modelos de placa supra citados serão abordados com mais detalhes seguindo abordagem de Rufino (1997).

### 2.2.1 Fundação Modelada como um Conjunto de Molas (Modelo de Winkler)

Nesta modelagem o solo é considerado como um "leito" de molas lineares, independentes e com um pequeno espaçamento entre as mesmas. Cada mola se deforma em resposta à tensão aplicada sobre ela, enquanto as molas vizinhas permanecem inalteradas. É então admitido que a tensão vertical em qualquer ponto da superfície da fundação é diretamente proporcional à deflexão nesse ponto, e esta constante de proporcionalidade é denominada de módulo de reação ou coeficiente de recalque da fundação:

$$q(x,y) = k.w(x,y) \quad (2.1)$$

onde:

q= tensão vertical em qualquer ponto;

k= módulo de reação da fundação ou coeficiente de recalque;

w= deflexão nesse ponto.

Esta idealização é atribuída a Winkler e é também denominada de "líquido denso" pela analogia que se pode fazer com o elemento de fundação "flutuando" sobre um líquido de peso específico "k" já que as unidades do coeficiente de recalque são as mesmas das de um peso específico.

A utilização da idealização de Winkler na análise de pavimentos de concreto foi feita por Westergaard em 1923. Westergaard apresentou análises de uma placa de concreto considerando-a elástica, isotrópica, homogênea, de espessura constante e de dimensões infinitas, assente sobre uma fundação modelada como molas uniformemente distribuídas e caracterizada pelo coeficiente de recalque "k". Ele desenvolveu equações para cálculo das tensões e deflexões críticas ocasionadas por uma carga aplicada sobre uma área circular para três casos fundamentais de carregamento da placa: canto, borda e centro. No caso de uma carga na borda, Westergaard também considerou áreas de contato semi-circular e elíptica. Os estudos de Westergaard podem ser aplicados para se analisar um

sistema composto por apenas duas camadas (placa e suporte). Portanto, não se pode aplicar suas modelagens quando existir uma camada de propriedades diferentes entre o subleito (solo de fundação) e a placa.

### 2.2.2 Fundação Modelada como um Sólido Elástico

Nesta idealização, normalmente denominada “sólido elástico” ou “semi-espaço de Boussinesq”, o solo é considerado como um sólido homogêneo, elástico linear, isotrópico, num espaço semi-infinito. O solo é então caracterizado por suas propriedades elásticas: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Ainda que distante do comportamento do solo real, esta é considerada uma representação que mais se aproxima da realidade do que o modelo “líquido denso ou conjunto de molas” por levar em consideração os efeitos da interação cisalhante entre os elementos adjacentes do suporte do subleito (Ioannides, 1984). A deflexão em um ponto é influenciada não apenas pela tensão atuante no ponto mas também pela tensão nos pontos vizinhos, sendo esta influência decrescente com o aumento da distância. No início dos anos 80, essa modelagem não era muito utilizada devido à complexidade matemática envolvida ser bem maior do que na de Winkler. Entretanto, atualmente, esta não é mais uma limitação, tendo em vista os inúmeros programas computacionais que consideram tal modelagem. Mas ainda é difícil a determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson devido a variabilidade dos solos.

O primeiro a modelar o solo como um sólido elástico foi Boussinesq em 1885. Ele analisou as tensões e os deslocamentos gerados devido à ação de uma carga concentrada aplicada verticalmente na superfície de um meio homogêneo e semi-infinito em profundidade.

No item a seguir será apresentado o coeficiente de recalque “k” (modelo de Winkler), que apesar de suas limitações é bastante utilizado no dimensionamento de pavimentos e fundações diretas em função da simplicidade de sua obtenção. Essa idéia é defendida por Bowles (1988) que comenta ter experiência tanto na utilização do módulo de elasticidade (e coeficiente de Poisson) nas análises por elementos finitos como na utilização do coeficiente de recalque, e preferir utilizar esse último pela sua maior simplicidade de uso e substancial economia de tempo computacional, enquanto não houver um desenvolvimento no estado da arte de obtenção dos valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

## 2.3 Coeficiente de recalque ou Módulo de reação

O coeficiente de recalque, módulo de reação do solo ou também conhecido como coeficiente de mola do solo é definido como a relação entre tensão unitária aplicada e o recalque correspondente.

$$k = p / \delta \quad (2.2)$$

onde:

$k$  = coeficiente de recalque (MPa/m);

$p$  = tensão unitária aplicada a uma placa rígida (MPa);

$\delta$  = recalque ou deflexão correspondente (m).

O coeficiente de recalque pode ser obtido através de provas de carga em placa, como esquematizado na Figura 2.7a, ou de forma indireta a partir de correlações com outros parâmetros do solo, como será abordado no item 2.4.

As principais limitações associadas ao conceito de coeficiente de recalque são:

- O solo não tem comportamento elástico e os resultados são influenciados pelas coordenadas  $p$  e  $\delta$  (Fig. 2.7b);
- Efeitos da profundidade e dimensões da placa;
- Fator de forma da placa e rigidez da placa (Fig. 2.7a);
- Estratificação de solos e outras mudanças com a profundidade, que podem não percebidas a partir de provas de carga com placas de pequenos diâmetros.

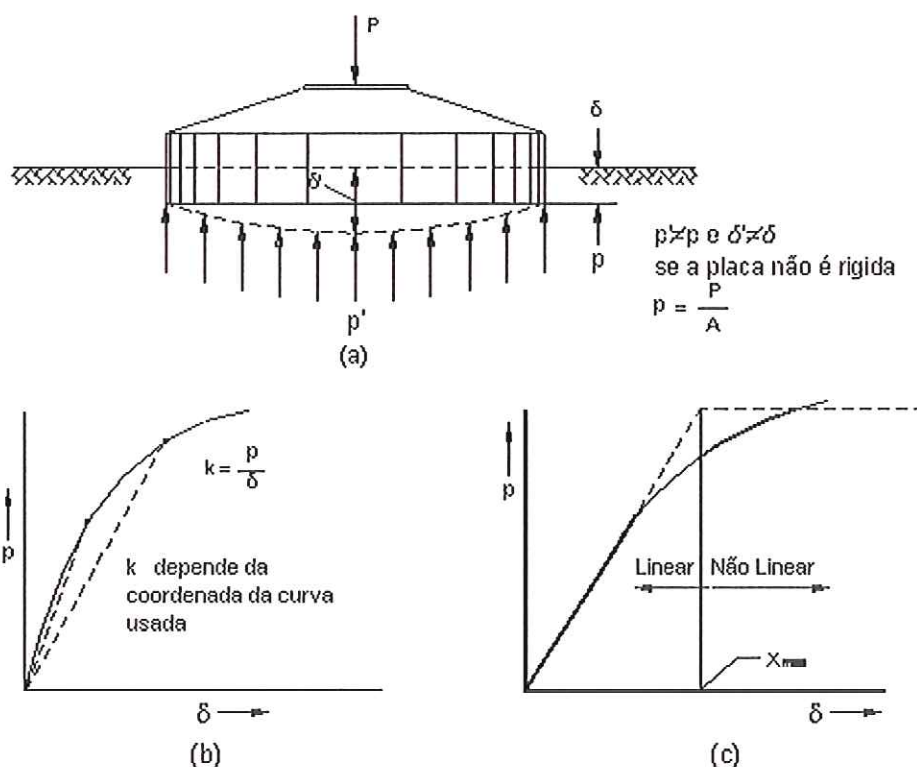


Figura 2.7 - (a) Prova de Carga em placa, (b) Curva típica, (c) Modelo Elasto-plástico (adaptado de Bowles, 1988)

Bowles (1988) representa na Figura 2.7 (c), o coeficiente de recalque "k" como um valor constante até uma deformação  $X_{máx}$ , sugerindo uma relação linear no trecho inicial de uma curva típica  $p \times \delta$ .

O valor de  $X_{máx}$  pode ser diretamente obtido a partir de inspeção da curva carga – recalque ou para valores pré-fixados até um máximo de 25 mm, Bowles (1988).

A experiência brasileira no dimensionamento de pavimentos, DNER (1989) e ABCP mediante publicação dos autores Souza e Thomaz (1986), utiliza o coeficiente de recalque secante tomando-se como referência a deflexão de 0,127 cm. Assim,

$$k = p_{0,127}/0,127 \quad (2.3)$$

onde:

$p_{0,127}$  = tensão aplicada a uma placa rígida necessária para produzir uma deflexão de 0,127 cm.

Segundo norma americana utilizada na Flórida, baseada na AASHTO-T 222/78, o coeficiente de recalque também é determinado tomando-se como referência a deflexão de 0,127 cm, como exposto acima.

Segundo Souza e Thomaz (1986) o valor  $k$  varia entre amplos limites dependendo do tipo do solo, de sua densidade de campo e umidade. Solos muito plásticos podem apresentar um valor da ordem de 14 MPa/m, enquanto em pedregulhos e solos arenosos bem graduados, tal valor pode atingir 140 MPa/m ou mais. Normalmente, valores de tabela não são usados pois cada projeto tem seu solo, posição do nível d'água, tamanho de fundação, etc.

Outras maneiras para obtenção do coeficiente de recalque " $k$ " são ilustradas na Figura 2.8, para uma faixa de tensões prevista, Figura 2.8a; e após ciclos de carga e descarga, Figura 2.8b.

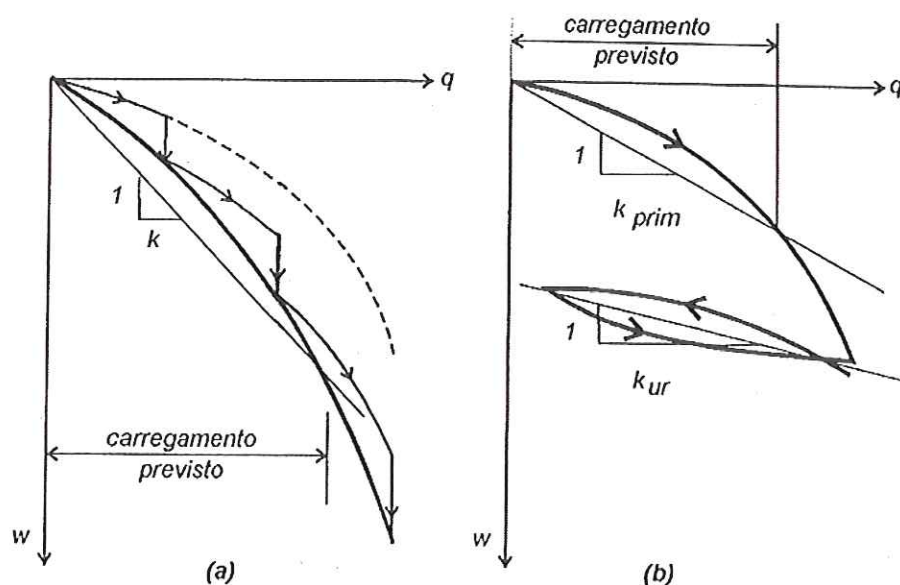


FIGURA 2.8 – Prova de carga em placa para obtenção de  $k$ : (a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização e (b) pelo trecho de descarregamento – recarregamento (Velloso, 1996)

A prova de carga é geralmente feita sobre o solo compactado na umidade ótima ou em sua umidade natural, tornando-se necessária uma correção para obter o valor  $k$  no teor de umidade de equilíbrio do solo. Admitindo-se que esse teor de equilíbrio é o correspondente à saturação, tem sido usada a seguinte fórmula:



$$k = k_u p_s/p \quad (2.4)$$

onde,

$k$  = coeficiente de recalque para condição de saturação;

$k_u$  = coeficiente de recalque na umidade natural;

$p$  = tensão unitária usada na determinação de  $k$ ;

$p_s$  = tensão unitária necessária, em um ensaio de adensamento com amostra saturada para produzir a mesma deformação que a pressão  $p$  produziria no mesmo tipo de ensaio, com a amostra na umidade natural.

Como já comentado o valor do  $k$  depende da dimensão da placa utilizada. Croney (1991) mostra na Figura 2.9 uma curva baseada na experiência americana evidenciando a relação entre  $k$  e a dimensão da placa.

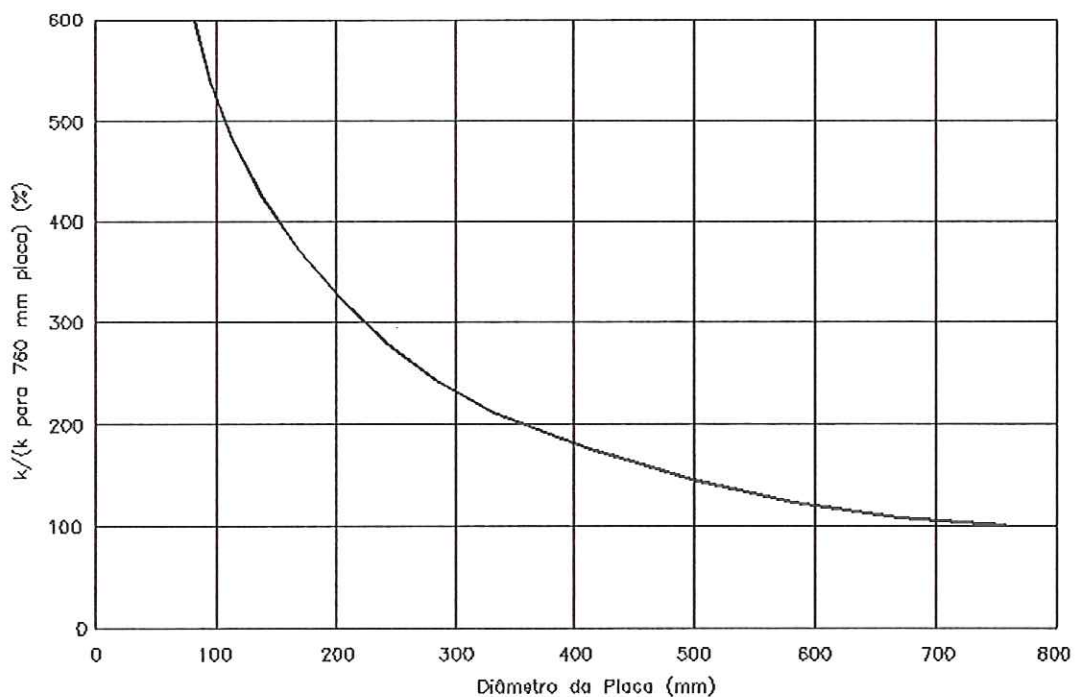


FIGURA 2.9 - Efeito da dimensão da placa no valor do  $k$  (adaptado de Croney, 1991)

## 2.4 Correlações do Coeficiente de Recalque com Outros Parâmetros do Solo

### 2.4.1 A partir de Valores Típicos Tabelados

Terzaghi (1955) propôs estimativa do coeficiente de recalque "k" para fundações diretas assentes em argilas ou em areias, a partir de provas de carga em placa quadrada de 30,5 cm, segundo as equações (2.5 e 2.6) apresentadas abaixo:

$$\text{- Fundação sobre argila: } k = k_1 \cdot B \quad (2.5)$$

$$\text{- Fundação sobre areia: } k = k_1 \cdot ((B+1)/2B)^2 \quad (2.6)$$

onde:  $k_1$  = coeficiente de recalque obtido a partir de prova de carga em placa quadrada (30,5 cm x 30,5cm).

Os valores de "k" propostos são apresentados na tabela abaixo:

TABELA 2.1 - Valores de k em (MPa/m) adaptado de Velloso, 1996

Argilas		Rija	Muito rija	Dura
$q_u$	MPa	0,1 – 0,2	0,2 – 0,4	> 0,4
Faixa de valores	MPa/m	16 – 32	32 - 64	> 64
Valor proposto	MPa/m	24	48	96
Areias		Fofa	Méd/te.Comp.	Compacta
Faixa de valores	MPa/m	6 – 19	19 – 96	96 – 320
Areia acima do N.A.	MPa/m	13	42	160
Areia submersa	MPa/m	8	26	96

### 2.4.2 A partir de Classificação de Solos

Em Pitta (1998) é apresentada uma faixa de variação dos valores de coeficiente de recalque em relação aos diversos tipos de solo (classificação AASHTO-BPR), que pode ser usada na avaliação prévia de k para cálculos preliminares nunca para fins de dimensionamento.

TABELA 2.2 – Valores de k segundo a classificação AASHTO (Pitta, 1998)

Tipo de solo (AASHTO)	Coefficiente de recalque (MPa/m)
A1-a	> 110
A1-b	70 a 165
A2-4, A2-5	> 80
A2-6, A2-7	50 a 90
A3	55 a 90
A4	25 a 80
A5	< 50
A6	< 60
A7-5, A7-6	< 60

### 2.4.3 Correlação com o valor de SPT obtido na Sondagem de Simples Reconhecimento

Há algumas correlações entre o coeficiente de reação vertical e ensaios “in situ”, como aquela que utiliza o SPT mostrada na Figura 2.10. Nesta figura, elaborada por de Mello em 1971 e apresentada por Velloso(1996) , está indicada uma faixa onde se situam os valores encontrados na literatura. Pela amplitude desta faixa pode-se concluir que a correlação é fraca.

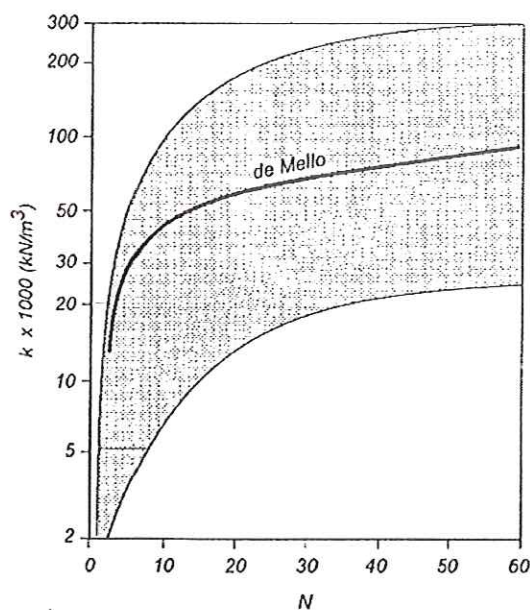


FIGURA 2.10 –Correlações entre k e resultados do SPT (de Mello,1971) apud Velloso,1996

#### 2.4.4 Correlação com o Módulo de Elasticidade (E)

Não é simples se estabelecer uma relação entre o k e o E, uma vez que as respostas dos dois modelos diferem em função da rigidez da fundação.

Há algumas relações baseadas na equiparação das equações de recalques de placa rígida em meio homogêneo com as da placa em solo de Winkler que fornece:

$$k = (E / (1-\mu^2)) \cdot (1/ I_s) \cdot (1/ B) \quad (2.7)$$

Há outras relações, como a de Vesic (1961), baseada na comparação dos momentos fletores obtidos com os dois modelos para placas flexíveis:

$$k = 0,65 \cdot (E / (B \cdot (1-\mu^2))) \cdot (EB^4 / E_c I)^{1/12} \quad (2.8)$$

#### 2.4.5 Correlação entre o Módulo de Elasticidade (E), o Índice de Suporte Califórnia (CBR) e o Coeficiente de Recalque (k)

Para correlacionar o k com o valor de CBR (Winterkorn e Fang, 1975) assume-se que o módulo de elasticidade do solo é aproximadamente dado pela fórmula:

$$E = \frac{\sigma}{2} \cdot \left( \frac{B}{y} \right) \quad (2.9)$$

Então usando a equação da resistência dos materiais  $\delta = \frac{P \cdot L}{A \cdot E}$ , a média das tensões na zona de influência da profundidade B, e termos coerentes com este capítulo na equação anterior, pode-se assumir que a deformação média sob a zona comprimida é:

$$\varepsilon \cong \text{penetração (por exemplo 1 mm, 2 mm)} / B = y / B$$

O módulo de elasticidade do ensaio CBR pode ser calculado para qualquer valor de penetração y do CBR. O diâmetro B do pistão do CBR é 1,95" (A = 3 pol<sup>2</sup>). A carga do pistão é anotada para várias penetrações e pode ser convertida em

tensão pela equação 2.29 dividindo pela área do pistão. Da equação 2.29 pode se observar que  $\sigma/y=k$ ; então:

$$k = \frac{2 \cdot E}{B} = \frac{2 \cdot E}{1,95} \cong E \quad (2.10)$$

Se for usada a penetração para 0,1 pol

$$k = 10 \cdot CBR \quad (2.11)$$

Barata (1984) mostra que o valor de k calculado usando ensaios CBR (nos quais incluída a sobrecarga acidental) deve ser corrigido para o fato de que a superfície de ruptura provavelmente é interferida pelo lado do molde de 15 cm. Após a correção pode se tomar o valor equivalente para um k de uma placa de 30 cm como metade do k do ensaio de CBR.

Na Figura 2.11 Croney (1991) apresenta a relação entre o módulo de elasticidade (E) e o CBR para ensaios triaxiais com carregamento repetido, que também pode ser usado para estimar valores de k.

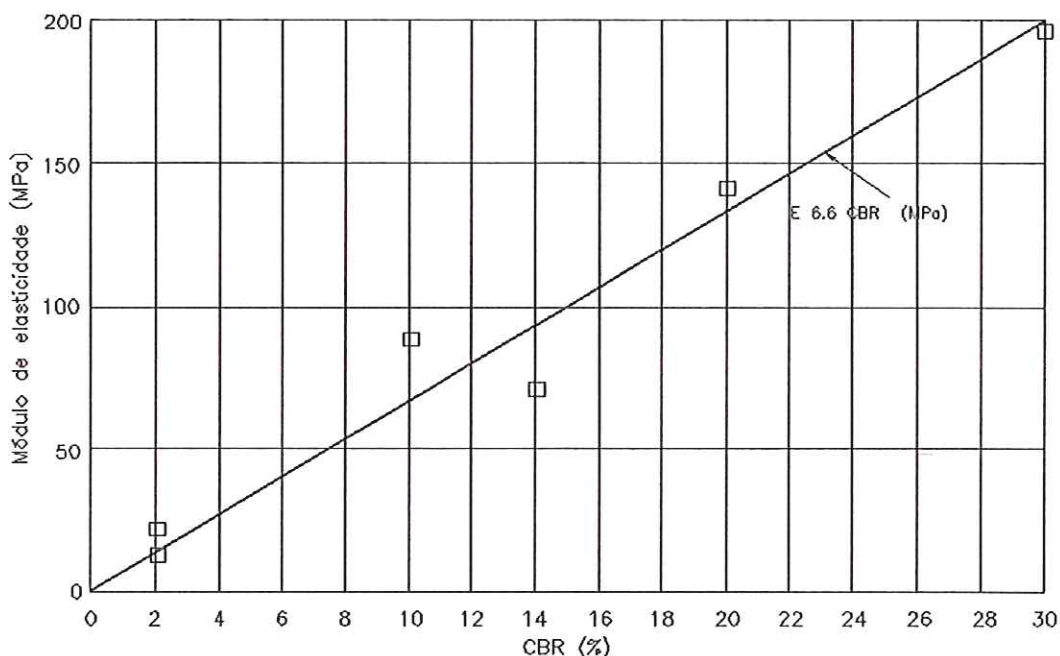


FIGURA 2.11- Relação entre E e CBR determinado a partir de ensaios triaxiais de carregamento repetido (adaptado de Croney, 1991)

## 2.4.6 Correlação com o Índice de Suporte Califórnia (CBR)

Segundo Pitta (1990) a correlação do índice de suporte Califórnia (CBR) com o módulo de reação é recomendada devido à grande experiência no Brasil com o CBR, ele também comenta que a precisão dessa correlação é satisfatória para o dimensionamento, tendo em vista que o cálculo da espessura da placa não é muito sensível a pequenas variações do suporte da fundação.

Croney (1991) apresenta na Figura 2.12 uma relação empírica entre  $k$  e CBR para solos uniformes com a profundidade.

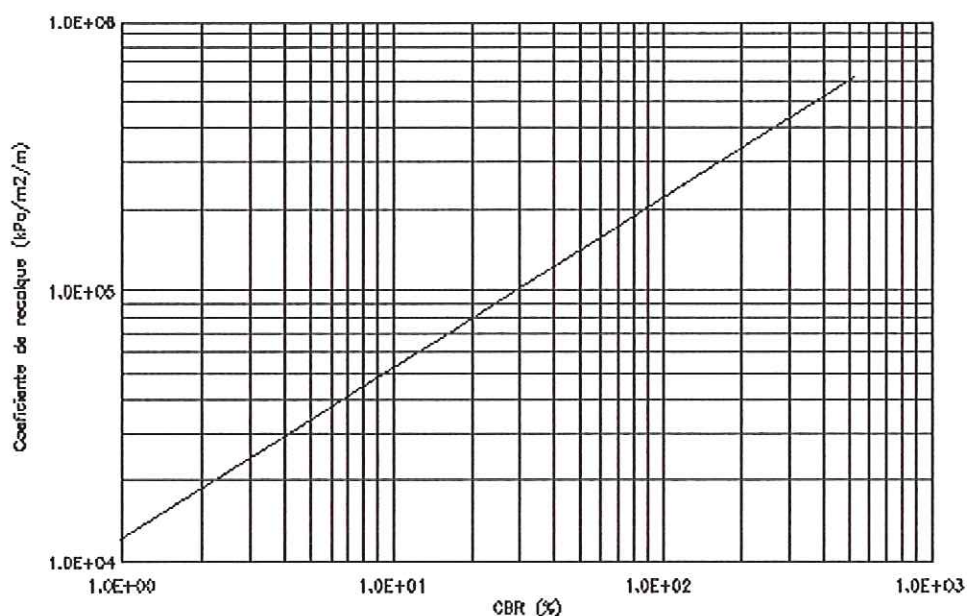


FIGURA 2.12 - Relação empírica entre  $k$  e CBR (adaptado de Croney, 1991)

Em Pitta (1998), são apresentadas tabelas que correlacionam o CBR (%) com coeficiente de recalque  $k$  (MPa/m), baseadas no método de dimensionamento da PCA – 1966, frisando que tais valores devem ser utilizados em avaliações prévias, em anteprojetos e em projetos de menor importância. Tais valores são aplicáveis para solos homogêneos e com espessura suficiente para ser considerada semi-infinita.

TABELA 2.3 – Correlação de  $k$  com CBR (PCA, 1966) apud Pitta, 1998

CBR (%)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
K(MPa/m)	16	24	30	34	38	41	44	47	49	51	53	54	56	57	59	60	61	62	63

Pitta (1998) comenta que é prática internacionalmente consagrada nos projetos modernos de pavimentos de concreto a introdução de uma camada delgada de sub-base, com a função de proporcionar suporte razoavelmente uniforme e constante, eliminar a ocorrência do fenômeno de bombeamento dos finos do subleito, causa primordial da ruína de grande parte dos antigos pavimentos de concreto, e promover o aumento do coeficiente de recalque do sistema subleito-sub-base. É interessante tomar partido desse aumento, que leva a uma certa economia na espessura da placa de concreto. O procedimento mais indicado, então, será a execução no topo da sub-base de provas de carga em placa, que irão fornecer o valor para o dimensionamento.

Em Pitta (1998) são apresentadas várias correlações que envolvem o valor do coeficiente de recalque do subleito no topo do sistema, para diferentes materiais de sub-base em diferentes espessuras.

TABELA 2.4 - Aumento de k devido à presença de sub-base granular em diferentes espessuras (PCA, 1966) apud Pitta, 1998

CBR (%)	K(MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

TABELA 2.5 -Aumento de k devido à presença de sub-base de solo-cimento, em diferentes espessuras (PCA, 1966) apud Pitta, 1998

CBR (%)	K(MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251
19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

TABELA 2.6 - Aumento de k devido à presença de sub-base de concreto rolado (Pitta, 1986) apud Pitta, 1998

CBR (%)	K (Mpa/m)	10 cm	12,5	15 cm
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	120	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226
18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233



Segundo Pitta (1998) das tabelas acima se observa-se que a adoção de uma sub-base granular tem pouca influência no  $k$  do sistema. Já uma sub-base de solo-cimento de 10 cm fornece um coeficiente de reação em torno de 2,5 vezes o coeficiente do subleito. No caso de se utilizar uma sub-base de concreto rolado de 10 cm, o coeficiente de recalque do sistema aumenta em torno de 3 vezes.

## 2.5 Prova de Carga Estática em Placa

Velloso (1996) comenta ser adequado aplicar os ensaios laboratoriais para obtenção dos parâmetros de deformabilidade do solo apenas para estimar recalques não drenados, pois as soluções da Teoria da Elasticidade utilizam um único valor para os parâmetros elásticos, o que vale para o caso não drenado. Já no caso drenado, as tensões efetivas variam com o carregamento, resultando diferentes  $E_s$ . Desse modo Velloso sugere a obtenção dos parâmetros a partir de retro análise de provas de carga no campo.

Velloso (1996) apresenta primeiramente diferentes tipos de prova de carga em placa, variando em função da localização da placa, em função da forma e dimensão da placa, em função do modo de carregamento e também quanto a finalidade. A seguir comenta sobre alguns cuidados que devem ser tomados na execução e interpretação das provas de carga em placa, sobre parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos.

### 2.5.1 Diferentes Tipos de Prova de Carga em Placa

As provas de carga em placa podem variar:

Quanto à localização da placa: (Figura 2.13a)

- Placa na superfície;
- Placa em cavas;
- Placa em furos.

Quanto ao tipo de placa: (Figura 2.13b)

- Placa convencional;
- Placa parafuso (screw-plate, desenvolvida por Janbu, 1973).

Quanto ao modo de carregamento:

- deformação controlada (diferentes velocidades) (Figura 2.13c);

- carga controlada, que pode ser carga incremental mantida por períodos de tempo pré estabelecidos ou até a estabilização das deformações, Figura 2.13d, ou carga cíclica (com diferentes padrões de ciclagem), Figura 2.13e.

Quanto à finalidade:

- para fundações superficiais, baseada na NBR 6489;
- para fundação de pavimentos flexíveis ou rígidos, com a determinação específica do coeficiente de recalque "k", baseada na ASTM D -1196-93.

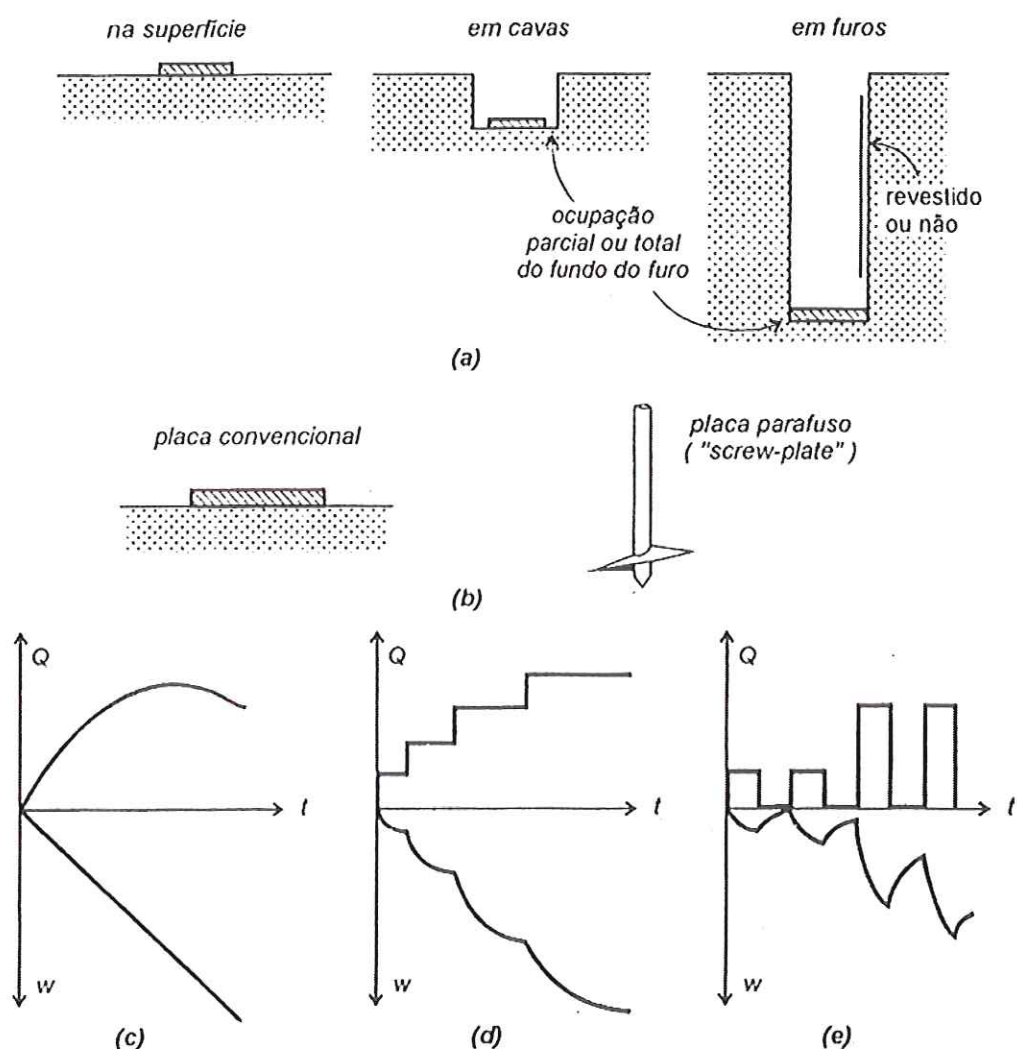


FIGURA 2.13 – Tipos de ensaios de placa quanto (a) à localização, (b) ao tipo de placa, (c) – (d) – (e) ao modo de carregamento (Velloso, 1996)

A prova de carga para fundações superficiais, segundo a NBR 6489, objetiva determinar o comportamento tensão – deformação do solo de fundação, levando o ensaio a tensões elevadas com observação da estabilização das deformações em vários estágios de carregamento, que permitam uma adequada definição da curva tensão-deformação.

Diretrizes para execução de prova de carga estática para fundações de pavimentos flexíveis ou rígidos (ASTM D 1196/93):

- sistema de reação para provas de carga deve ser projetado, garantindo coeficiente de segurança mínimo de 1,5;
- placa circular com diâmetro = 80 cm, ocupando todo o fundo da cava;
- carregamento incremental (0,015 MPa a 0,020 MPa) mantido até estabilização (recalque entre leituras consecutivas inferior a 0,02mm);
- tempos fixos: de 2 em 2 min;
- critério de paralização: até atingir tensões máximas de 0,20 MPa;
- não há a necessidade de manter-se a carga máxima por 12 horas;
- o descarregamento deverá ser feito em estágios sucessivos, em 3 ou 4 estágios esperando a estabilização.

### 2.5.2 Cuidados na Execução e Interpretação da Prova de Carga em Placa

Alguns cuidados muito importantes devem ser tomados na execução e interpretação dos ensaios de placas:

- Heterogeneidade: caso haja estratificação do terreno (ou mesmo uma variação linear de  $E$  com  $z$ ), os resultados do ensaio poderão indicar muito pouco do que acontecerá à fundação real; (Figura 2.14)
- Presença de lençol freático: segundo Terzaghi e Peck (1948, 1967), por exemplo, o recalque de placas em areias submersas pode ser até duas vezes maior que em areias secas ou úmidas;
- Drenagem parcial: em solos argilosos, dependendo do critério de estabilização, pode estar ocorrendo adensamento e assim, o recalque observado estará entre o instantâneo e o final ou drenado;

- Não linearidade da curva carga-recalque: mesmo na parte inicial da curva carga-recalque pode haver uma forte não linearidade, e pode haver mudança de comportamento quando o carregamento atinge a tensão de pré-adensamento (ou de pré-compressão).

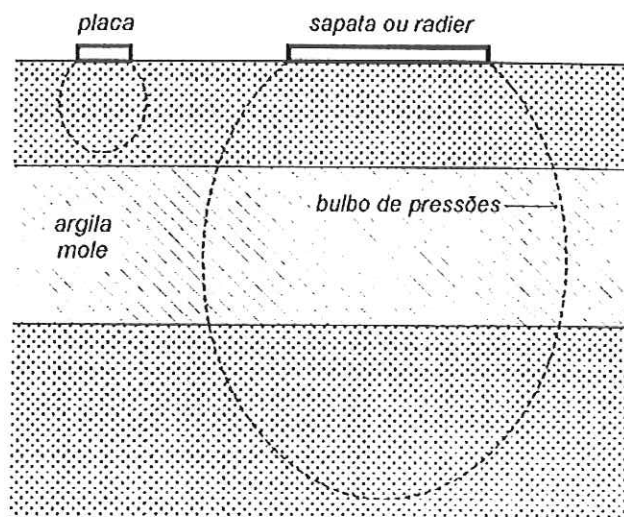


FIGURA 2.14- Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de tensão (Velloso, 1996)

### 2.5.3 Parâmetros Obtidos a partir de Prova de Carga Estática

Diversas informações podem ser obtidas de uma prova de carga em placa, como os parâmetros de deformação e de resistência do solo de apoio, bem como a previsão de recalques de uma fundação por extrapolação direta.

#### (a) Parâmetros de deformação (E)

As fórmulas da Teoria da Elasticidade permitem a obtenção de E a partir de algumas hipóteses. Quando se dispõe de um ensaio em um diâmetro apenas, é comum adotar-se a hipótese de meio homogêneo, e utilizar a equação 2.12.

$$E = q \cdot B \cdot ((1-\mu^2) / w) \cdot I_s \quad (2.12)$$

onde:

w = recalque em mm;

q = tensão aplicada em kN/m<sup>2</sup>;

$B$  = menor dimensão da fundação;

$\mu$  = coeficiente de Poisson (assumido);

$E$  = Módulo de Elasticidade;

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

(b) Parâmetros de resistência

Geralmente procede-se a uma retro análise por fórmulas de capacidade de carga. Por exemplo, no caso de placa na superfície e solo com comportamento não drenado:

$$q_{ult} = S_u \cdot N_c \quad N_c = 6,2 \text{ (Velloso, 1996)} \quad (2.13)$$

$q_{ult}$  = capacidade de carga da fundação;

$S_u$  = resistência não drenada da argila;

$N_c$  = fator de capacidade de carga função do ângulo de atrito ( $f$ ).

Esta retro análise fica mais difícil no caso de areias com vistas à obtenção de  $F'$  pela variedade de fatores  $N_q$  e  $N_\gamma$ .

(c) Extrapolação direta de recalque

As provas de carga permitem também a obtenção direta de recalques de uma placa de fundação, considerando-se algumas variáveis como o módulo de elasticidade do solo e efeito de escala. Maiores detalhes em Velloso, (1996).

## 2.6 Métodos de Dimensionamento da Espessura de Pavimentos Rígidos

Internacionalmente são difundidos dois métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos, um deles desenvolvido pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e o outro desenvolvido pela Portland Cement Association (PCA). Todos os dois métodos sofreram atualizações sendo as mais atuais as versões da AASHTO de 1986 e de 1993 e as versões da PCA de 1966 e 1984.

No Brasil, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) utiliza o método da PCA de 1966, e o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual DNIT, apresenta procedimentos para dimensionamento de pavimentos rígidos pelo método da AASHTO de 1986 e também pela PCA de 1966 e 1984.

A seguir são apresentadas as principais características de cada método AASHTO (86) e AASHTO (93), PCA (66) e PCA (84).

### 2.6.1 Método da American Association of State Highway and Transportation Officials (1986)

Segundo DNER (1989), o método da AASHTO é baseado na pista experimental da AASHO, construída próximo a Ottawa, Illinois, nos EUA, onde foram realizados testes acelerados de tráfego entre os anos de 1958 e 1960. A versão dita definitiva foi denominada "Guide for Design and Pavement Structures" e publicada em 1986.

Foram introduzidos no dimensionamento um fator de confiabilidade, um coeficiente de transferência de carga e um coeficiente de drenagem.

Para definição da espessura da placa, serão necessários conhecimentos sobre tráfego solicitante, tráfego de projeto, propriedades do concreto (resistência a tração na flexão aos 28 dias e módulo de elasticidade estático a compressão), coeficiente de drenagem (representa a eficiência drenante das sub-bases), coeficiente de transferência de carga (capacidade de distribuir as cargas solicitantes através das juntas transversais), nível de confiabilidade (probabilidade de que um pavimento tenha um comportamento real igual ou melhor ao previsto), e coeficiente de recalque (capacidade de suporte da fundação do pavimento).

Os passos que devem ser seguidos para cálculo do coeficiente de recalque são:

- determinação do  $k_0$  do subleito, por provas de carga ou correlação com o CBR da mesma camada;
 
$$k_0 = 0,25 + 5,15 * \log \text{ CBR} \quad - \quad \text{para CBR} = 10\%; \quad (2.14)$$

$$k_0 = 4,51 + 0,89 * (\log \text{ CBR})^{4,34} \quad - \quad \text{para CBR} > 10\%; \quad (2.15)$$
 $k_0$ : coeficiente de recalque do solo ( $\text{kgf}/\text{cm}^2/\text{cm}$ ).
- correção do  $k_0$  pela presença de sub-base, gerando  $k_1$ ;

- correção do  $k_1$  pela presença de um estrato rígido, gerando  $k_2$  (caso ocorra um horizonte rochoso, ou de material de rigidez muito alta, a menos de 3 m do nível do subleito e presente em considerável extensão ao longo do trecho);
- correção do  $k_2$  por variações sazonais, obtendo  $k_3$ ;
- correção do  $k_3$  por perda de suporte.

A fórmula geral de dimensionamento, adaptada pelo DNER (1989) para unidades do sistema CGS, é apresentada abaixo:

$$EE = [(H + 2,54) / 2,588]^{7,35} * 10^a * B^{(4,22 - 0,32 * p)} \quad (2.16)$$

onde:

$$a = \log (0,33 * \rho) / \{1 + [18,078 / H + 2,54]^{8,46}\}$$

$$B = R_E / 15,185 * [(H^{0,75} - 2,278) / H^{0,75} - 46,79 * (k / E)^{0,75}]$$

$$R_E = (R_m * C_d) / J$$

dos quais:

EE = eixos equivalentes totais de 8,16 t;

H = espessura da placa (cm);

$R_m$  = resistência média à tração na flexão do concreto aos 28 dias;

$R_E$  = resistência equivalente;

$C_d$  = coeficiente de drenagem das sub-bases; varia entre 0,70 e 1,25;

J = coeficiente de transferência da carga, que depende da existência de mecanismos de transferência de carga e se o acostamento é pavimentado com concreto ou não; varia de 2,5 a 4,4;

k = coeficiente de recalque ( $\text{kgf}/\text{cm}^2/\text{cm}$ );

E = módulo de elasticidade do concreto ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ );

p = perda de serventia =  $p_i, p_f$ ; são os índices de serventia inicial e final respectivamente; geralmente adota-se:

$p_i = 4,5$  e  $p_f = 2,0$  (ou, 2,5 em auto-estradas).

### 2.6.2 Método da American Association of State Highway and Transportation Officials (1993)

Além das características de tráfego e das características do concreto, é necessário conhecer-se a característica do solo de fundação. Nesse método, a

caracterização da fundação é representada pelo coeficiente de recalque efetivo ( $k$ ), que leva em conta variações sazonais interferindo no valores de  $k$ , nos danos causados à placa de concreto e também leva em conta a potencial perda de suporte da fundação pela erosão.

Primeiramente são determinados os coeficientes de recalque sazonal ( $k_8$ ) para cada período considerado, utilizando-se o ábaco apresentado na Figura 2.15, extraído de publicação da Transportation Research Board (1999), onde são necessários os seguintes parâmetros: módulo resiliente do subleito ( $M_R$ ), módulo de elasticidade da sub-base ( $E_{SB}$ ) e a espessura adotada da sub-base ( $D_{SB}$ ).

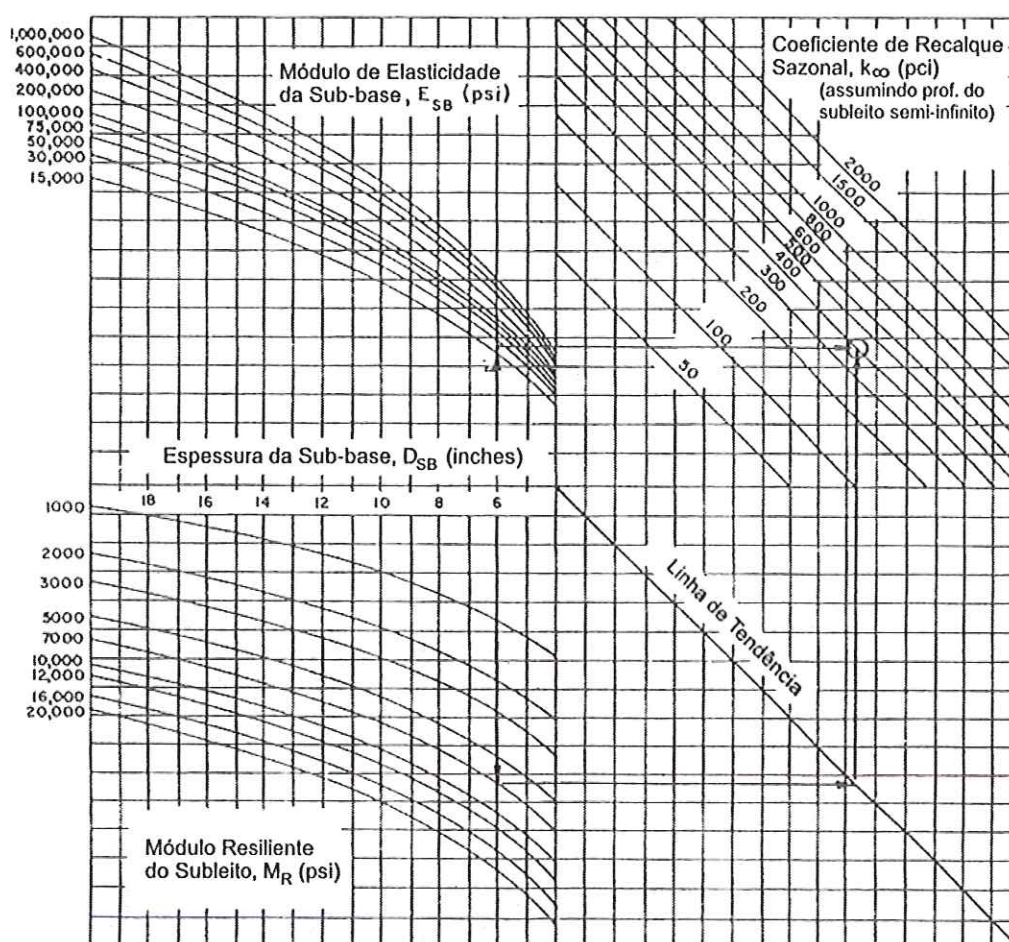


FIGURA 2.15 – Ábaco da AASHTO para estimativa do coeficiente de recalque sazonal (adaptado de TRB, 1999)

Em seguida utilizando o ábaco da Figura 2.16 são determinados vários danos relativos causados à placa, sendo um para cada período sazonal considerado, representado pelo coeficiente de recalque sazonal obtido



primeiramente. Para determinar-se o dano relativo médio, representativo de qualquer período do ano, deve-se somar todos os danos relativos e dividir pelo número de períodos sazonais considerados. Entra-se novamente no ábaco da Figura 2.16 com o dano relativo médio e a espessura da placa de concreto adotada, agora para obtenção do coeficiente de recalque efetivo ( $k$ ).

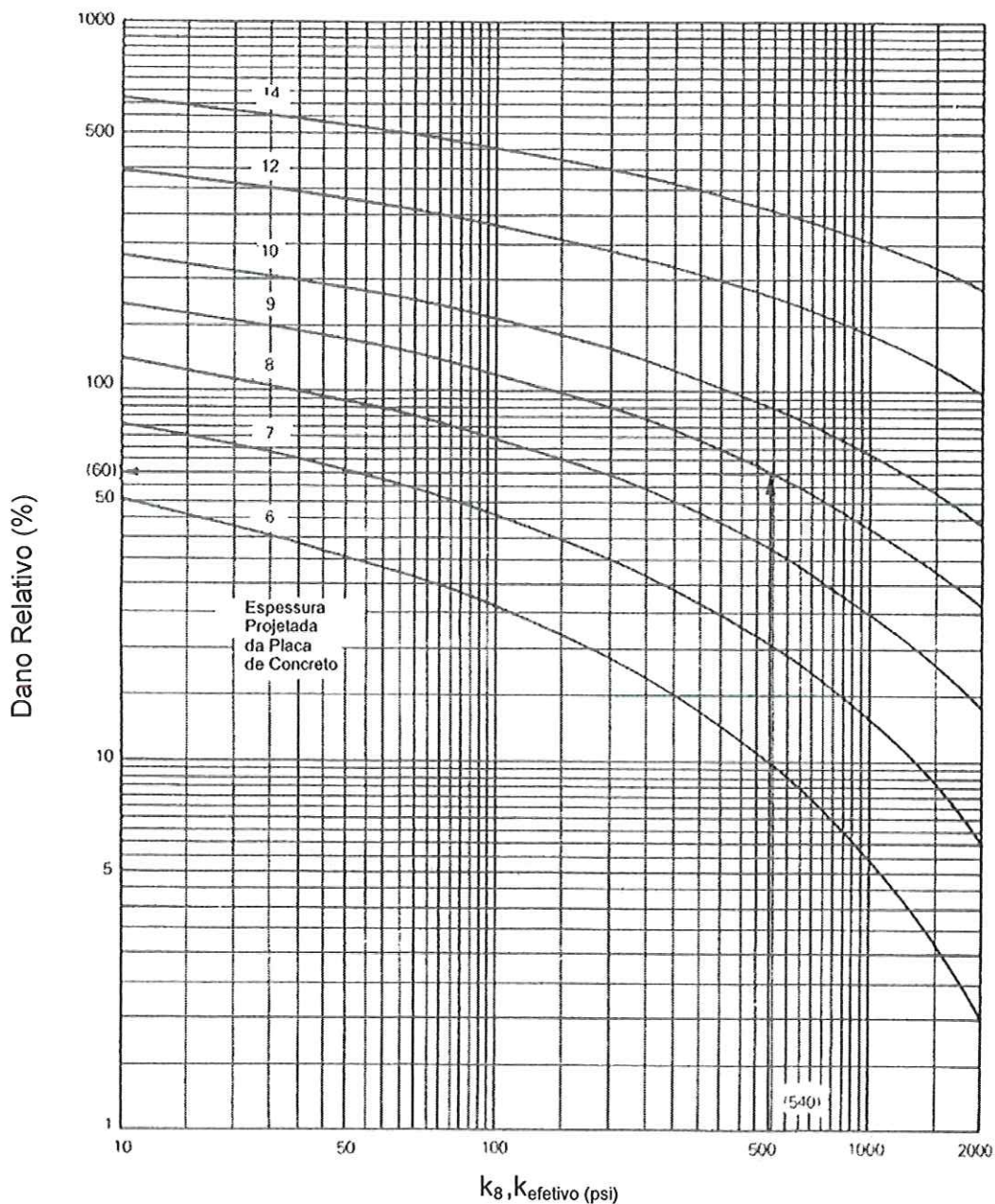


FIGURA 2.16 – Ábaco da AASHTO para estimativa do dano relativo para pavimentos de concreto e obtenção do coeficiente de recalque efetivo (adaptado de TRB, 1999)

Finalmente o coeficiente de recalque efetivo ( $k$ ) é corrigido levando-se em conta o potencial de perda de suporte da fundação, que pode variar de 0 a 3, sendo maior para solos não coesivos.

Como exemplo, tem-se um dano relativo médio igual a 0,60 e uma espessura adotada para a placa igual a 8 in. (20,32 cm), utilizando o ábaco da Figura 2.16 obtém-se um coeficiente de recalque efetivo igual a 540 psi/in (146 MPa/m), dividindo-se pelo fator de potencial de perda de suporte igual a 3, tem-se o  $k$  efetivo corrigido de 180 psi/in (49 Mpa/m).

Esse método também permite obter o coeficiente de recalque para pavimentos restaurados, a partir de ensaios "in situ" com medida de deformação.

### **2.6.3 Método da Portland Cement Association (1966)**

Um método clássico bastante empregado em diferentes regiões do mundo, que se fundamenta no modelo de fadiga do concreto e no sistema de análise estrutural ligado ao caso das placas elásticas apoiadas em fundação contínua (DNER, 1989).

As características do concreto levadas em consideração nesse método são a resistência à fadiga (relação entre o número previsto de repetições de uma carga e o número admissível de repetições da mesma).

A fundação é caracterizada pelo coeficiente de recalque  $k$ , que pode ser obtido através de prova de carga estática em placa ou a partir de correlações com o CBR e outros parâmetros geotécnicos, como já apresentado no item 2.4.

É sugerida a utilização de sub-base para promover melhorias na capacidade de suporte do sistema de fundação, como observado nas tabelas 2.4, 2.5 e 2.6, apresentadas por Pitta, 1998.

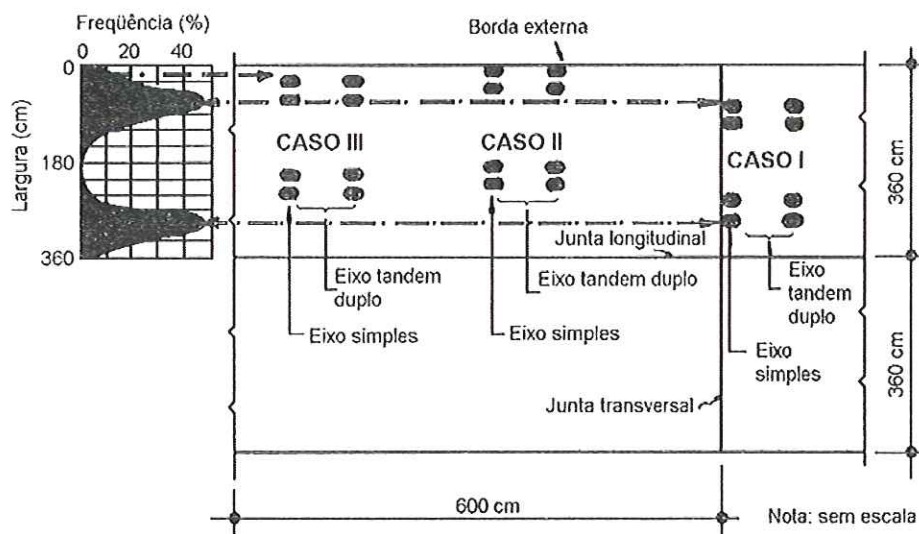


FIGURA 2.17 – Posições de carga e distribuição de tráfego (Pitta, 1998)

Para análise das tensões geradas devido às cargas, é necessário conhecer-se os principais casos de solicitação, tipo de eixo e dimensão da placa, como nos mostra Pitta (1998) através da Figura 2.17 (placas com no mínimo 3,6 m, e para eixos simples e tandem duplos).

Na Figura 2.17, tem-se:

**Caso I**, em que as cargas tangenciam a junta transversal, e as tensões máximas de tração na flexão ocorrem na parte inferior da placa e paralelamente à junta;

**Caso II**, em que os eixos são perpendiculares à borda longitudinal externa e as rodas tangenciam-na, ocorrendo as tensões máximas de tração na flexão na parte inferior da placa e paralelamente à borda longitudinal externa;

**Caso III**, semelhante ao Caso II, estando as rodas externas dos eixos afastados de 15 cm da borda longitudinal.

Observa-se na Figura 2.17, onde são apresentados os resultados de pesquisa de frequência, que o Caso I é o mais desfavorável tanto para tráfego de eixo simples como para tráfego de eixo tandem.

A aplicação direta das cartas de influência de Pickett e Ray foram substituídas por ábacos de utilização simples, desenvolvidos pelos mesmos autores, que são apresentadas nas Figuras 2.18 e 2.19, adaptadas por Pitta (1998).

Tratam de eixos simples e eixos tandem duplos respectivamente, que cobrem faixas de valores usualmente encontradas.

O emprego dos ábacos é feito tanto para determinar a tensão de tração na flexão, dados um coeficiente de recalque e uma espessura de placa de concreto, como para determinar a espessura de placa necessária para manter a tensão de tração na flexão dentro de um limite pré-fixado.

O método original da PCA não dispõe de ábaco para o caso de eixos tandem triplos, de significativa frequência em nossas rodovias, para tanto, Pitta (1978) propôs um ábaco de utilização idêntica aos apresentados nas Figuras 2.18 e 2.19. Esse método para eixos tandem triplos está apresentado na Figura 2.20.

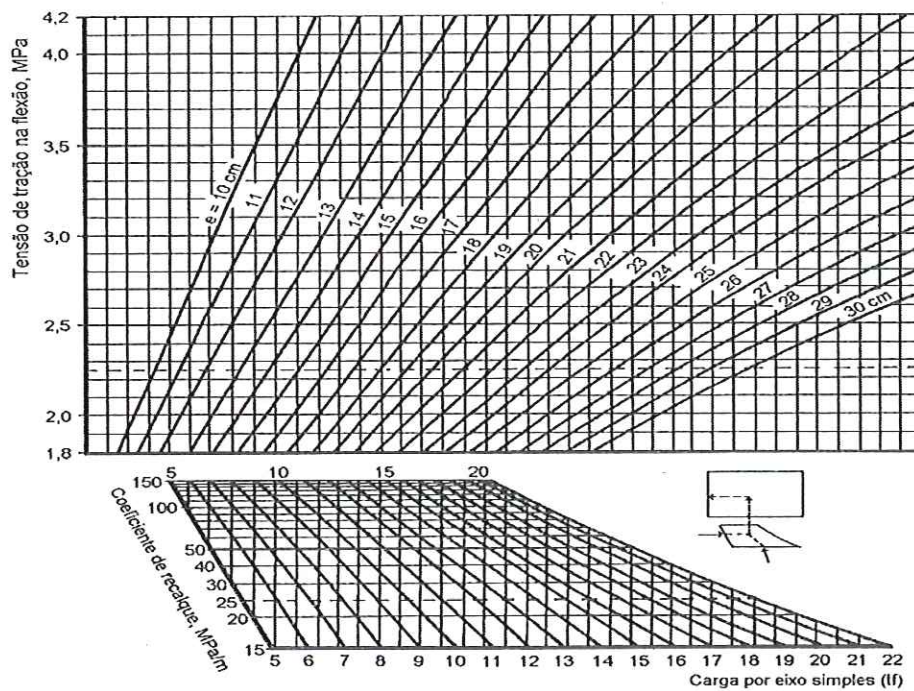


FIGURA 2.18 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos simples) - (Pitta, 1998)

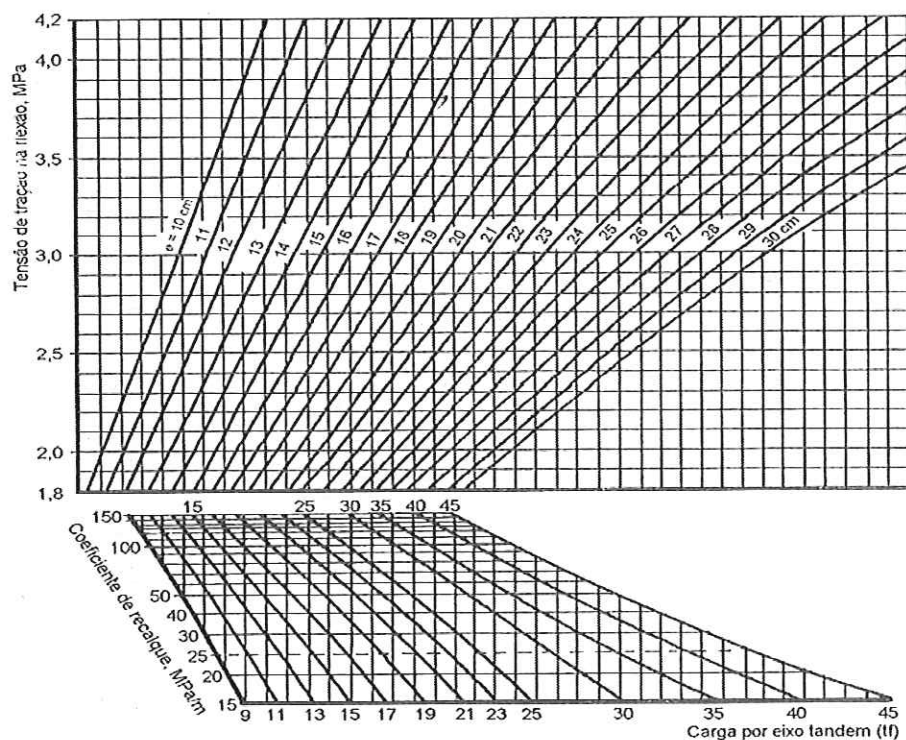


FIGURA 2.19 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem duplos) - (Pitta, 1998)

Pitta (1998) ressalta que todos esses ábacos somente se aplicam a veículos de linha com dimensões e características geométricas dos eixos padronizadas.

Nos pisos industriais ocorrem tanto carregamentos dinâmicos, composto por veículos de linha (caminhões) como por veículos especiais. Para dimensionar o pavimento quando a solicitação é promovida por veículos de linha, pode-se utilizar dos ábacos apresentados nas figuras 2.18, 2.19 e 2.20, contudo para dimensionamento do pavimento solicitados por veículos especiais é necessário utilizar ábacos desenvolvidos por Pitta e Carvalho, apresentados detalhadamente em publicação da ABCP de 1996 (Pitta e Carvalho, 1996).

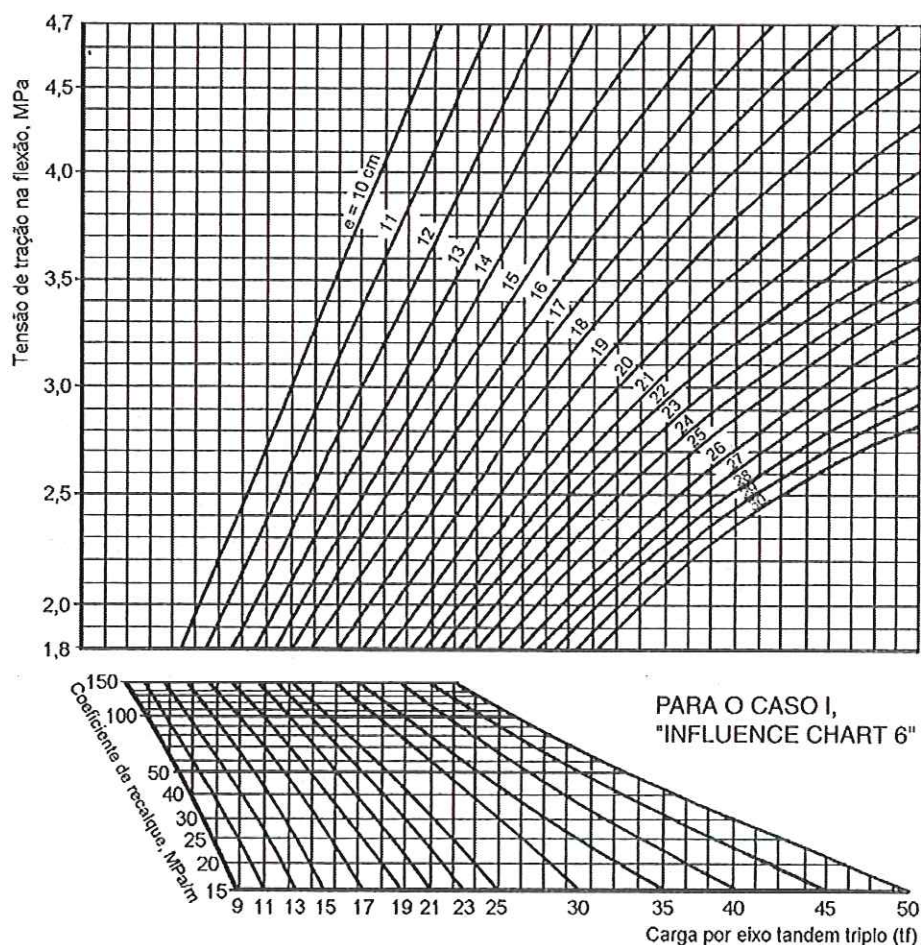


FIGURA 2.20 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem triplos) - (Pitta, 1998)

O método da PCA (1966) recomenda adotar fatores de segurança de carga ( $F_{SC}$ ), com a finalidade de compensar as possíveis deficiências de avaliação da grandeza das cargas solicitantes e da projeção do tráfego:

- a) auto-estradas, rodovias com mais de duas faixas por pista, ou em qualquer projeto para tráfego ininterrupto ou de grande volume de caminhões pesados:  $F_{SC} = 1,2$ ;
- b) rodovias urbanas, submetidas à tráfego moderado de caminhões pesados:  
 $F_{SC} = 1,1$ ;
- c) estradas rurais, ruas residenciais e vias em geral, submetidas a pequeno tráfego de caminhões:  $F_{SC} = 1,0$ .

#### 2.6.4 Método da Portland Cement Association (1984)

Este método é uma revisão da versão anterior, incorpora a um modelo modificado de fadiga o modelo de erosão e emprega análise estrutural por elementos finitos.

Levando em consideração novas práticas de construção e uma avaliação de desempenho. As novas considerações deste método com relação à versão anterior são: consideração do grau de transferência de carga nas juntas transversais, da contribuição estrutural das sub-bases de concreto magro sob a placa de concreto, da existência de acostamentos de concreto, dos efeitos dos eixos tandem triplos e introdução de um modelo de ruína por erosão da fundação. Segundo o DNER (1989), a utilização desse método, ainda sem amparo do uso cotidiano está conduzindo a um super dimensionamento quando comparado aos outros métodos de dimensionamento mais consagrados.

A determinação da capacidade de suporte da fundação continua sendo através do coeficiente de recalque  $k$ .

### 2.7 Tipos de Pavimentos Rígidos

Os pavimentos de concreto têm uma certa variedade de tipos, diferenciando-se entre si pela concepção funcional, principalmente. Uma breve descrição e uma análise sucinta de cada um desses tipos desenvolve-se a seguir (Carvalho e Pitta, 1996).

#### 2.7.1 Pavimento de Concreto Simples

O *pavimento de concreto simples* (Figura 2.21) – largamente adotado no mundo inteiro – é composto de placas contíguas, formadas por juntas longitudinais e transversais, tendo aquelas a função de combater as tensões geradas pelas variações térmicas e higroscópicas e as últimas de controlar a formação de fissuras devidas à retração do concreto. As dimensões superficiais das placas não ultrapassam na sua grande maioria 30 m<sup>2</sup> de área exposta (valor típico, 21 m<sup>2</sup>), sendo o comprimento relativamente curto comparado com alguns outros tipos de pavimento, de modo a garantir que a retração da junta transversal não comprometa a transferência de carga placas seqüentes, dando-se por entrosamento entre os

agregados. Nesse tipo de estrutura, apenas o concreto contribui na resistência às tensões de tração na flexão produzidas por solicitações de qualquer espécie, posto não conter nenhum tipo de armadura distribuída.

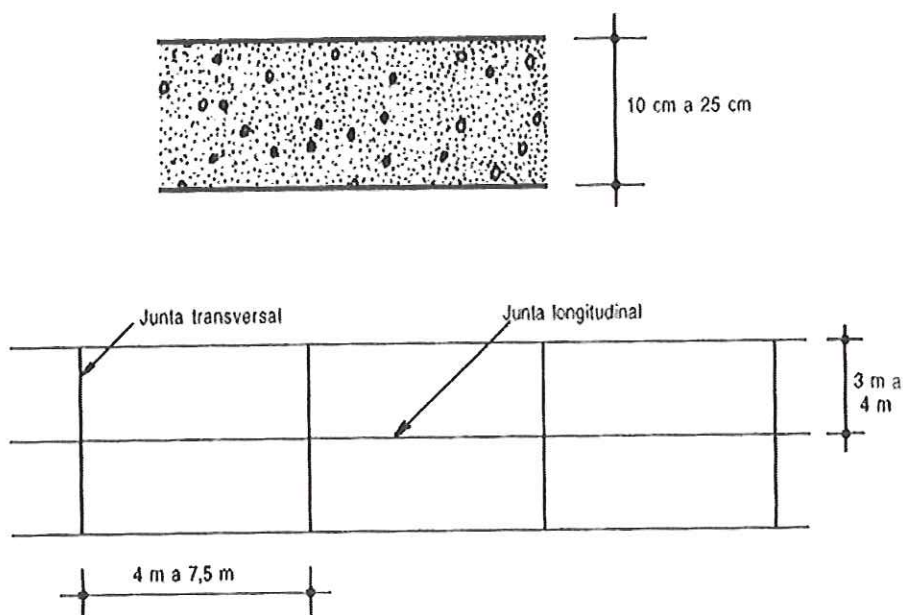


FIGURA 2.21 – Pavimento de concreto simples (Carvalho e Pitta, 1996)

### 2.7.2 Pavimento de Concreto Simples com barras de transferência

O pavimento de concreto simples com barras de transferência (Figura 2.22) pode ser utilizado quando as características do tráfego ou uma eventual flexibilidade da fundação exigem a presença de passadores de aço que, postados ao longo das juntas transversais de retração, asseguram uma desejável e prudente transferência de carga entre placas separadas pela junta. Uma outra diferença entre o concreto simples e o simples com passadores é que neste último as placas podem ser de comprimento maior, uns 50% a mais do que no primeiro caso. Em ambos podem surgir ocasiões em que seja aconselhável adotar barras de ligação ao longo de determinadas juntas longitudinais: seu papel é o de manter unidas as faixas de tráfego, em situações nas quais possa ocorrer uma tendência à separação delas, com perda da segurança de tráfego e possibilitando infiltrações prejudiciais à sanidade estrutural do piso.



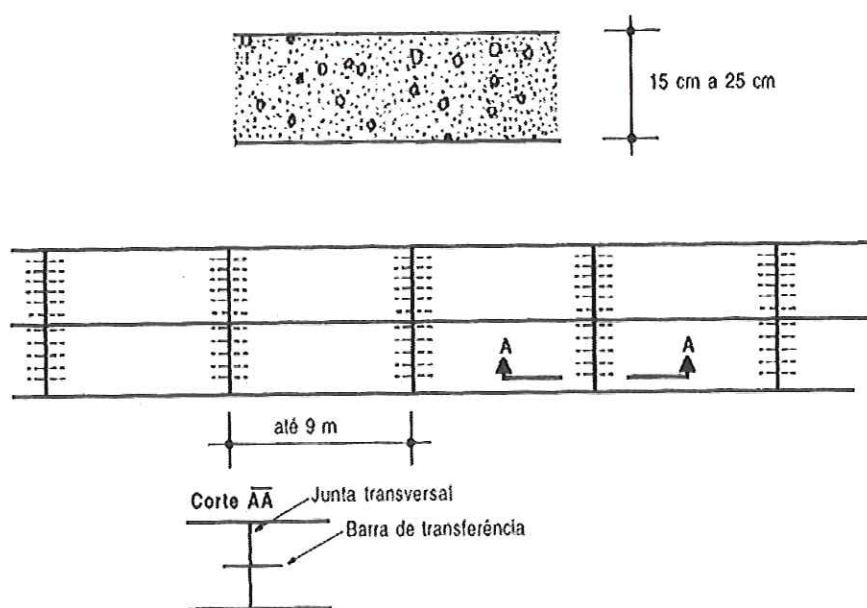


FIGURA 2.22 – Pavimento de concreto simples c/ barras de transferência  
(Carvalho e Pitta, 1996)

### 2.7.3 Pavimento de Concreto com armadura distribuída descontínua

Uma alternativa ainda raramente empregada no País é o *pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua* (Figura 2.23), que permite a construção de placas de grande comprimento, com a conseqüente diminuição de juntas transversais de retração. A armadura não tem função estrutural, ou seja, não colabora na resistência da estrutura aos esforços de tração na flexão; é colocada acima da meia seção da placa, a pelo menos 5 cm da sua superfície de rolamento, e tem a função de impedir que as fissuras devidas à retração inicial do concreto sejam de luz capaz de permitir as infiltrações prejudiciais à sanidade e à durabilidade do pavimento. A taxa de aço é de 0,3% da seção transversal da placa, e o comprimento das placas pode atingir até 30 m ou pouco mais. As juntas transversais nesse caso exigirão passadores para garantir a uniformidade de deslocamento vertical nas regiões das juntas, posto que a grande distância entre estas fará com que a placa sofra grandes movimentações no plano horizontal, comprometendo a transferência de carga na junta.

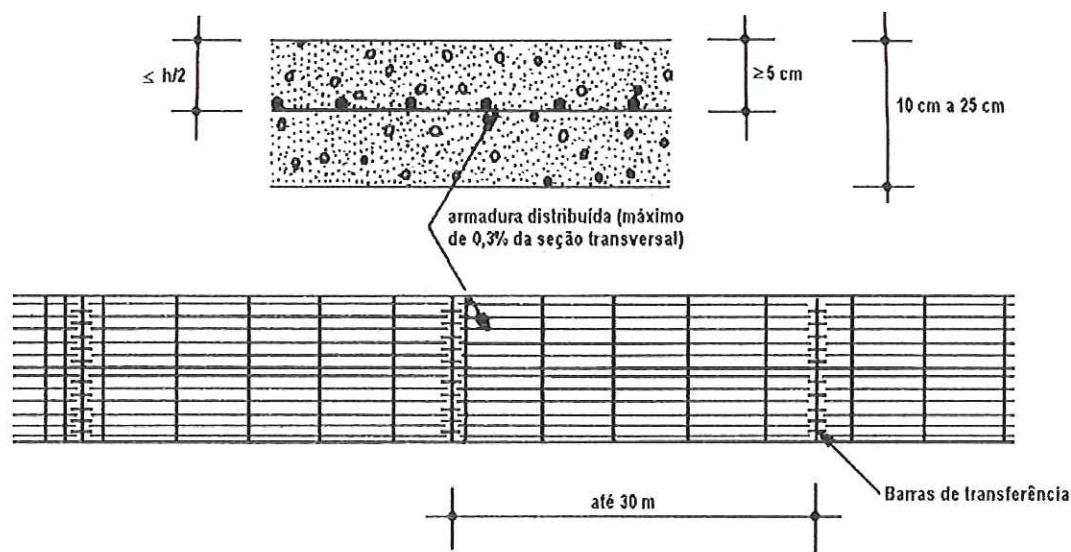


FIGURA 2.23 – Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua (Carvalho e Pitta, 1996)

#### 2.7.4 Pavimento de Concreto com armadura contínua

O *pavimento de concreto com armadura contínua* (Figura 2.24) não tem sido usado como solução para pisos industriais. Apenas como informação, saiba-se que este pavimento não dispõe de juntas transversais a não ser as de construção, e no qual a taxa de aço é mais elevada. A posição da armadura é em geral levemente acima da metade da seção transversal do pavimento. Dependendo da conveniência e da capacidade do equipamento de construção, é possível fazer placas de comprimentos superiores a 1000 m; no entanto, em termos práticos, essa distância é de 300m ou 400m. Uma característica desse tipo de pavimento é a aparição intensa de fissuras transversais superficiais a cada 1-2m, o que lhe dá um aspecto visual não muito agradável ao usuário, além de requerer atividades constantes de manutenção.

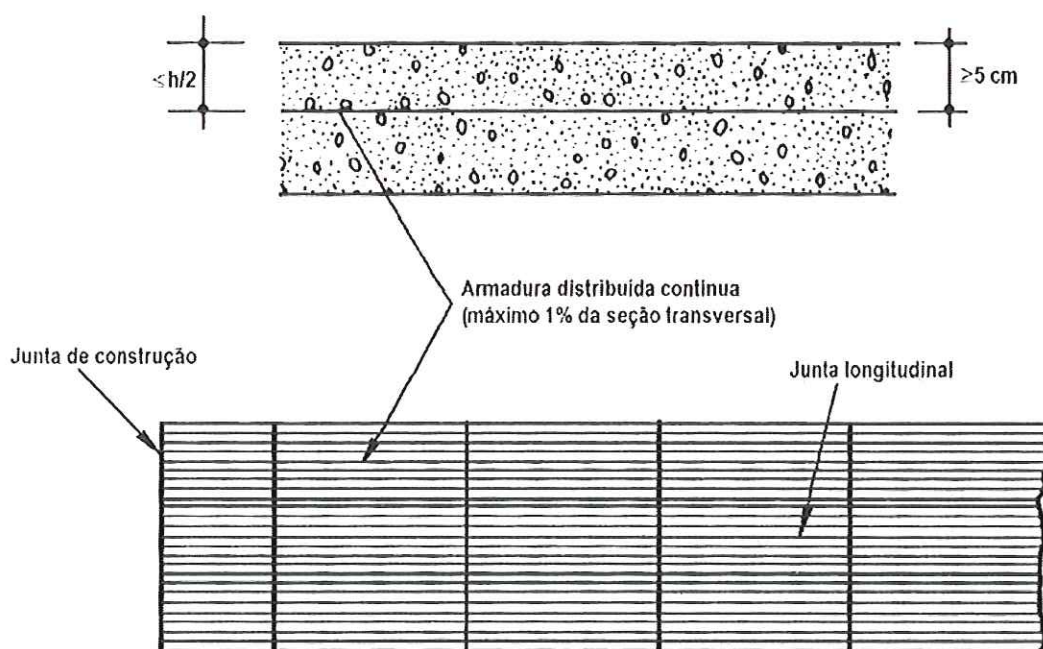


FIGURA 2.24 – Pavimento de concreto com armadura contínua (Carvalho e Pitta, 1996)

### 2.7.5 Pavimento de Concreto Estruturalmente Armado

Quando se trata de pisos industriais com fundações especiais (por exemplo estacas), é comum o emprego do *pavimento de concreto estruturalmente armado* (Figura 2.25), cujos principais características são a presença de pesadas taxas de armadura e, em geral, espessuras de placa menores do que as normalmente exigidas, em condições semelhantes, para os tipos de pisos supra citados. As dimensões das placas são idênticas às adotadas para o pavimento de concreto simples com barras de transferência, e a armadura é interrompida nas juntas.

Começando lentamente a ser adotado no Brasil, o pavimento de concreto protendido é uma espécie empregada quando se tem de seguir rigores severos de desempenho, nivelamento ou fissuração do pavimento, e distingue-se pela grande quantidade de aço necessária, contrabalançada, até certo ponto, pelas menores espessuras de concreto; a espessura mínima necessária depende do tipo de sistema de protensão utilizado, não sendo menor do que uns 12-14 cm.

Um piso industrial é submetido, quase na totalidade dos casos, a cargas transmitidas de forma diferente daquela característica de veículos de carga, fabricados em linha, ou seja, caminhões, cujo tratamento já é sobejamente

conhecido. Mais corriqueiras, nos pisos industriais são as cargas dinâmicas devidas a veículos especiais, dotados de pneumáticos infláveis ou de esteiras (empilhadeiras, pás carregadeiras e pequenos tratores) e as cargas estáticas devidas à estocagem de matéria-prima ou produtos acabados, sejam uniformemente distribuídas, concentradas ou lineares (pilhas de chapas metálicas, montantes de prateleiras e bobinas). (Carvalho e Pitta, 1996)

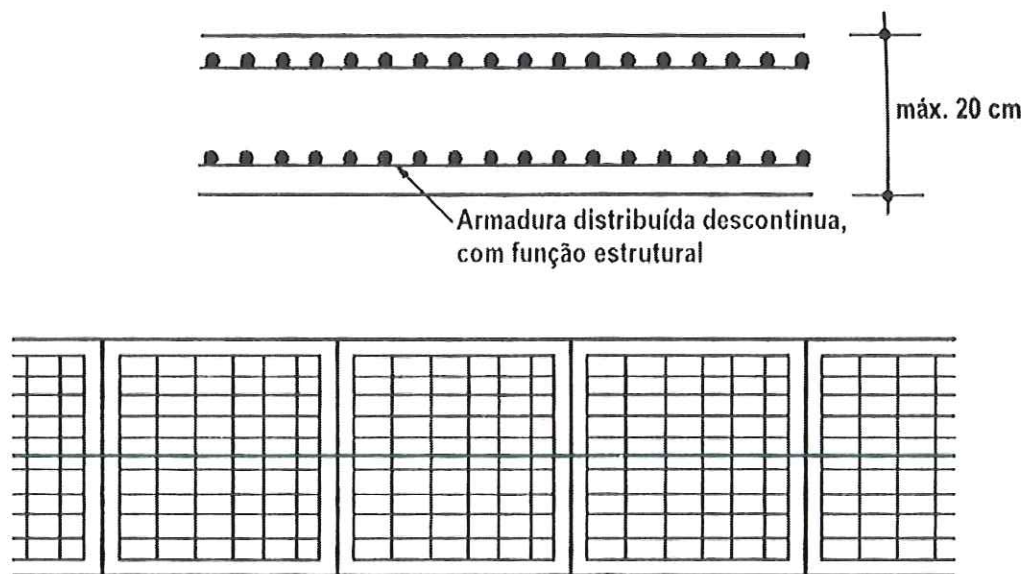


FIGURA 2.25 - Pavimento de concreto estruturalmente armado (Carvalho e Pitta, 1996).

## Capítulo 3

### Materiais e Métodos

Nesse capítulo serão apresentados aspectos geológicos e geotécnicos característicos dos solos da Formação Guabirota (solos de maior ocorrência na região metropolitana de Curitiba), e que representam o solo de fundação em todas as provas de carga realizadas. As argilas da Formação Guabirota foram separadas em função do nível de intemperismo, como: argilas **cinzas**, inalteradas; argilas **variegadas**, intemperizadas; e argilas **vermelhas**, laterizadas. No capítulo 4, serão detalhadas as características geotécnicas de cada área estudada.

Para avaliar tais características foram realizados ensaios de campo, envolvendo sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT, sondagens a trado (ST), ensaio de penetração de cone estático (CPT), ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP), provas de carga estática em placa, ensaio para determinação da densidade "in situ" e CBR "in situ".

Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização: análise granulométrica, limites de consistência, peso específico dos grãos e umidade. Também foram realizados ensaios de compactação e índice de suporte Califórnia. Em algumas áreas estudadas serão apresentados resultados de ensaios especiais como adensamento e resistência ao cisalhamento direto, parte de pesquisas desenvolvidas por outros engenheiros sobre a Formação Guabirota.

A metodologia seguida para realização dos ensaios de campo e de laboratório encontra-se apresentada no item 3.3.

## 3.1 Principais Características Geotécnicas da Formação Guabiro tuba

### 3.1.1 Aspectos Geológicos

Na seqüência apresentam-se de forma resumida, os principais aspectos geológicos da Formação Guabiro tuba, levantados por Kormann (2002).

A Bacia Sedimentar de Curitiba tem como principal unidade estratigráfica a Formação Guabiro tuba.

A Bacia de Curitiba pertence ao *Rift Continental do Sudeste do Brasil* – RCSB (Riccomini, 1989). Os sedimentos terciários desta Bacia e de outras do RCSB caracterizam-se por intercalações de materiais argilosos e granulares, com fonte associada a regolitos desenvolvidos nos afloramentos das rochas constituintes do *Rift*.

De acordo com Bigarella e Salamuni (1957, 1959), a Geologia da Região de Curitiba possui três compartimentos distintos: embasamento (rochas do Complexo Cristalino), depósitos sedimentares antigos (Formação Guabiro tuba) e depósitos alúvio-coluvionares holocênicos.

O embasamento é constituído principalmente por migmatitos, pertencentes ao Complexo Atuba (Siga Jr. et al., 1996). Outras litologias também estão presentes: paragneisses, quartzitos, quartzo xistos, micaxistos, anfibolitos, gnaisses-granitos e diques de diabásio.

Por sobre estes materiais, a calha da Bacia de Curitiba foi preenchida principalmente por sedimentos argilosos, argilo-siltosos ou silto-argilosos. Além disso, podem ser encontrados pacotes arenosos arcósiolos (alto teor de feldspato). Estes materiais são de idade terciária.

A topografia atual da região é, em média, relativamente plana. Os sedimentos da Formação Guabiro tuba dificilmente serão encontrados acima da cota 940 m, com os pontos mais baixos próximos à cota 870 m. (Kormann, 2002).

Além das argilas e dos arcósiolos já comentados, tem-se ainda depósitos conglomeráticos (rudáceos) e depósitos carbonáticos (caliches), caracterizando as quatro principais litologias da Formação Guabiro tuba (E. Salamuni, 1998; E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).

As *argilas* da Formação Guabiro tuba tem como coloração predominante o cinza, com tonalidades esverdeadas ou azuladas, e o marrom.

Estas argilas, quando não alteradas, são de consistência rija a dura, e o argilo-mineral predominante são esmectitas.

Estas argilas rijas a duras, tendem a apresentar-se fraturadas, em fragmentos centimétricos a decimétricos. Estas fraturas mostram-se com padrão de difícil identificação e são comuns possuírem superfícies polidas (*slickensides*).

As camadas superficiais dos sedimentos argilosos da Formação Guabirotuba podem apresentar-se alteradas e até evoluídas por processos de laterização. Neste caso, o material irá apresentar coloração variegada, amarelada ou avermelhada, com consistência mole a média. No caso de material laterizado a coloração predominante será vermelha. O fraturamento tende a deixar de ser perceptível e a caulinita passa a ser o argilo mineral predominante.

Os arcósios ou areias arcósianas aparecem ocasionalmente em meio aos depósitos argilosos com formas tabulares e lenticulares.

Já os depósitos conglomeráticos ocorrem tipicamente na base da Formação Guabirotuba. A proporção entre a matriz de finos e o material grosseiro tende a ser equilibrada (50%), sendo o material granular composto de quartzo, quartzito, arcósios ou fragmentos de granitos, migmatitos diabásios ou ferruginosos.

Os caliches, depósitos carbonáticos, podem aparecer mais superficialmente em camadas de poucos metros de espessura (Salamuni, 1998). Possuem a peculiaridade de estarem associados a minerais do grupo das terras raras.

Um perfil genérico da Formação Guabirotuba, proposto por Felipe (1999) apresentado em Kormann (2002), está representado na Figura 3.1.

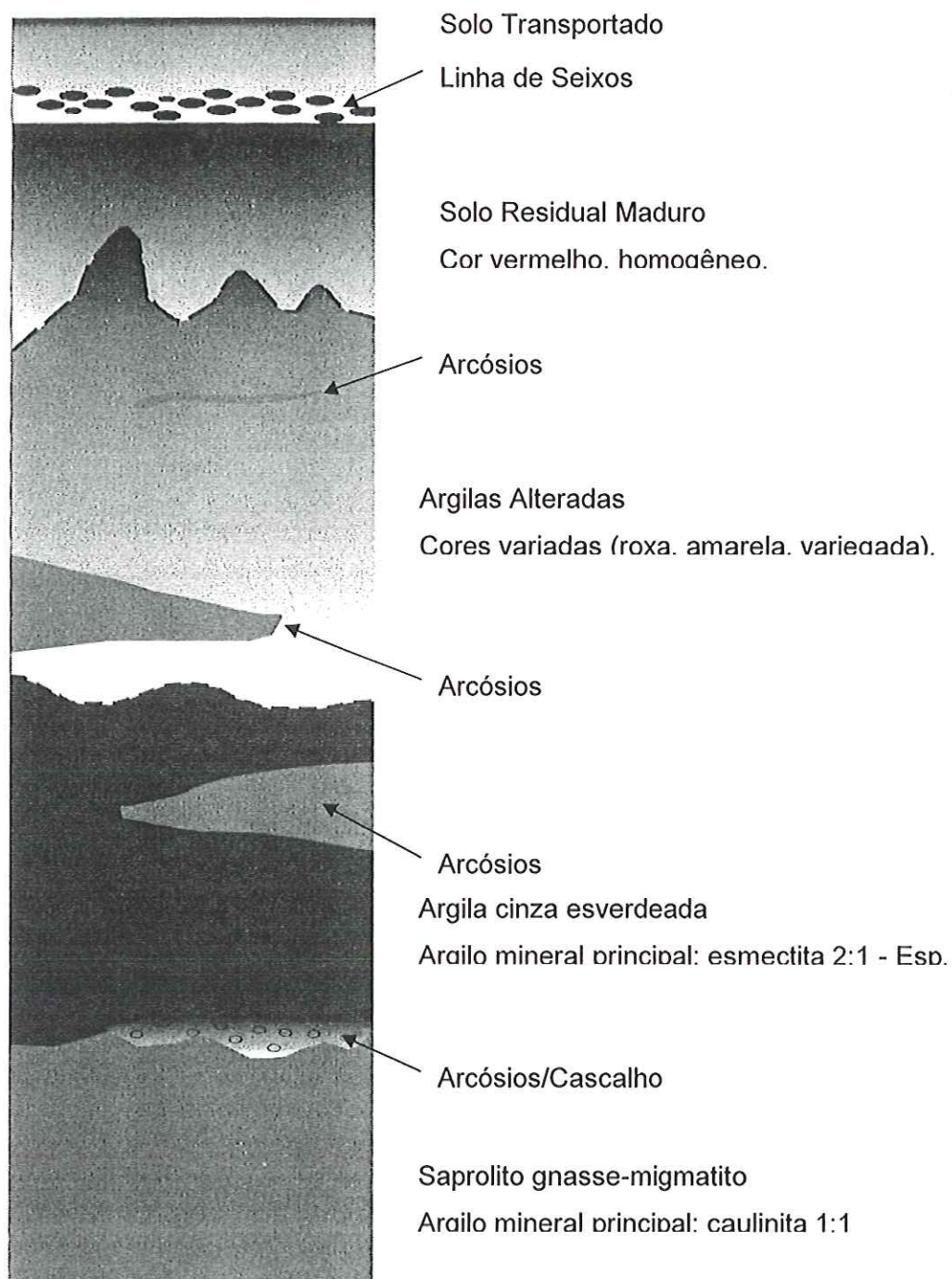


FIGURA 3.1 – Perfil da Formação Guabirotuba (Felipe, 1999) apud Kormann, 2002



### 3.1.2 Aspectos Geotécnicos

A maior parte das informações geotécnicas utilizadas em obras de engenharia sobre a Formação Guabirotuba advinham de sondagens com medida de SPT. Somente nos últimos anos, a partir de pesquisas científicas, tem-se lançado mão de informações geotécnicas mais detalhadas.

Perfis obtidos a partir de sondagens a percussão mostram que os solos mais intemperizados são argilas siltosas de consistência mole à média, e coloração variegada, avermelhada ou amarela. Os solos não alterados são argilas siltosas de consistência rija a dura, que podem ser encontradas em superfície, de cores predominantes cinza e o marrom. É comum encontrar o nível de água próximo à superfície, ou, por vezes, em profundidades de até quinze metros.

Kormann (2002) organizou diversos dados de solos da Formação Guabirotuba, separando-os em dois grupos: as argilas rijas a duras não intemperizadas e as argilas variegadas intemperizadas, conforme disposto a seguir.

Com relação à umidade natural, a argila inalterada apresenta valores médios de 32% e a argila intemperizada, valores de ~44%. Conseqüentemente a saturação é elevada, normalmente superior a 90%, em função do clima úmido da região.

As argilas inalteradas apresentam também peso específico médio de 18,4 kN/m<sup>3</sup>. O peso específico médio real dos grãos é de 26,5 kN/m<sup>3</sup>. Isso resulta em um índice de vazios médio de 0,892 para estas argilas rijas a duras. O índice de vazios para as argilas intemperizadas apresenta-se superior à unidade.

A classificação das argilas inalteradas pelo Sistema Unificado é CH, já as argilas alteradas ou intemperizadas, terão classificação MH.

Com relação ao peso específico seco máximo estas argilas apresentam valores entre 13-15 kN/m<sup>3</sup>, com umidade ótima de 25 a 31%. Importante observar que estes valores são, em geral, inferiores à umidade natural, mostrando a difícil trabalhabilidade destes materiais em um clima úmido como o de Curitiba.

Com relação à expansibilidade destas argilas, apesar das esmectitas, o material, em seu estado natural não apresenta grande potencial expansivo, principalmente por encontrar-se com umidade natural elevada. Segundo Kormann (2002) uma eventual cimentação seria outro motivo para esta atenuação da pretensa expansibilidade.

As argilas inalteradas da Formação Guabirotuba tem como principal característica o sobreadensamento. Os dados coletados por Kormann (2002) mostram valores sempre superiores a 300 kPa, atingindo valores de até 1280 kPa. As principais razões para isso são processos erosivos que removeram camadas pré-existentes e efeitos de ressecamento (sucção) em períodos passados sabidamente áridos.

Aspecto importante de salientar sobre os sedimentos não intemperizados é a presença constante de fraturamento, o que permite classificar a Formação Guabirotuba como um *meio fraturado*.

Esta característica influi significativamente nos parâmetros de resistência e no comportamento dos maciços, fazendo do efeito escala uma consideração importante nos estudos do material. Em linhas gerais a presença das discontinuidades em argilas rijas e duras reduz sua resistência ao cisalhamento.

Esta influência marcante na resistência das argilas pode afetar os parâmetros de deformabilidade e compressibilidade. Aparentemente, esse efeito é atenuado devido a cimentação das discontinuidades, sendo perceptível a descontinuidade somente quando da retirada de blocos indeformados e o conseqüente alívio de tensões.

Ensaio de adensamento conduzidos nas argilas inalteradas ou pouco alteradas mostraram valores de índice de compressão ( $C_c$ ) médio relativamente reduzido, igual a 0,2, contudo variando dentro de uma faixa ampla 0,08 a 0,47.

Massad et al. (1981) apresenta valores de módulos de elasticidade  $E_{u\ 50\%}$  da ordem de 25-35 MPa, sob tensões confinantes de 49,98 e 294 kPa. Boszczowski (2001) obteve valores de módulos de elasticidade  $E_{u\ 50\%}$  de 10 a 150 MPa, com tensões confinantes de 189 a 541 kPa.

Antoniutti Neto et al. (1999) estimam valores de módulos de elasticidade secantes entre 10 e 34 MPa, a partir de ensaios de placa, em 50% da tensão de ruptura do terreno, executados segundo os procedimentos da NBR-6489 (ABNT, 1984).

Por fim é importante salientar que ensaios de laboratório e de campo vêm indicando indícios de tensões horizontais elevadas com  $K_0$ , por vezes muito maiores que a unidade.

### 3.2 Características Geotécnicas Específicas do Material Ensaiado

Nesse item apresenta-se de maneira resumida as características geotécnicas obtidas a partir dos ensaios de campo e de laboratório realizados nas diferentes áreas estudadas. Tais características serão detalhadas área por área, no Capítulo 4.

Para as amostras ensaiadas não foi possível estabelecer diferenciações entre características da argila “inalterada” e das argilas “alteradas ou intemperizadas”, pois ambas apresentaram variação bastante similar.

O peso específico natural variou de  $15,69 \text{ kN/m}^3$  a  $19,47 \text{ kN/m}^3$ , a umidade natural variou de 32,6% a 55%, sendo esse último valor associado a uma argila intemperizada. A saturação apresentou-se elevada, sendo em apenas uma amostra inferior à 80%.

O peso específico médio real dos grãos é de  $27,5 \text{ kN/m}^3$ , e o índice de vazios variou de 0,80 a 1,70.

A porcentagem de argila foi elevada, variando de 53% a 70%, com porcentagens menores de areia variando de 4% a 28%.

O Limite de Liquidez variou de 51% a 85%, o Limite de Plasticidade variou de 33% a 54%, resultando em Índices de Plasticidade de 17% a 31%.

A classificação pelo Sistema Unificado é MH, tanto para argilas “inalteradas” como para as argilas “intemperizadas”.

Com relação ao peso específico seco máximo estas argilas apresentam valores entre  $13-16,2 \text{ kN/m}^3$ , com umidade ótima de 21 a 33%.

O índice de suporte Califórnia moldado (CBR) variou de 4% a 26,3%, sendo o limite inferior da argila “intemperizada” e o limite superior da argila “laterizada”. Com expansão variando de  $\sim 0$  a 5,2%, sendo o maior valor associado a argila “intemperizada”.

Os ensaios de adensamento apresentaram índice de compressão (Cc) variando de 0,15 a 0,57. Com tensões de pré-adensamento ou sobreadensamento de 0,31MPa a 0,41 MPa. Coeficiente de adensamento (cv) da ordem de  $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Os ensaios de resistência ao cisalhamento direto apresentaram coesão de 18kPa a 50 kPa com ângulo de atrito variando de  $22^\circ$  a  $31^\circ$ .

Esses resultados estão apresentados no quadro resumo do Apêndice B, associados às áreas estudadas e às provas de carga em placa realizadas em cada área.

### 3.3 Metodologia para realização das Investigações de Campo e Laboratório

As investigações de campo e de laboratório seguiram as prescrições da ABNT, conforme apresentado na Tabela 3.1, a exceção da prova de carga estática em placa para determinação do coeficiente de recalque "k" e do ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP), que por serem relevantes para a pesquisa e ainda não padronizados pela ABNT serão detalhados a seguir.

TABELA 3.1 – Normas da ABNT utilizadas nos ensaios de campo e laboratório

NBR	ABNT	Título
6484/80	MB-211	Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Método de ensaio
6489/84	NB-27	Prova de carga direta sobre terreno de fundação . Procedimento
9603/86	NB-1030	Sondagem a trado. Procedimento
9604/86	NB-1031	Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Procedimento
9813/87	MB-1059	Solo. Determinação da massa específica aparente "in situ", com o emprego de cilindro de cravação. Método de Ensaio
12069/91	MB-3406	Solo. Ensaio de penetração de cone "in situ" (CPT)
6457/86	MB-27	Amostras de solo . Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Método de ensaio
6459/84	MB-30	Solo. Determinação do limite de liquidez. Método de ensaio
6502/95	TB-3	Rochas e solos. Terminologia
6508/84	MB-28	Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm. Determinação da massa específica. Método de ensaio

7180/84	MB-31	Solo. Determinação do limite de plasticidade. Método de ensaio
7181/84	MB-32	Solo. Análise Granulométrica. Método de ensaio
7182/86	MB-33	Solo. Ensaio de Compactação. Método de ensaio
9895/87	MB-2545	Solo. Índice de suporte Califórnia. Método de ensaio
12007/90	MB-3336	Solo. Ensaio de adensamento unidimensional

### 3.3.1 Ensaio de Prova de Carga em Placa para Determinação do “k”

Este ensaio segue a metodologia descrita pela ASTM D -1196/93 e em orientações constantes do manual de pavimentos rígidos do DNER (1989).

A prova de carga estática em placa executada com o objetivo de determinação do coeficiente de recalque “k”, pode ser considerada uma prova de carga rápida, pois é levada a tensões máximas de 0,20 MPa, com incrementos de 0,015 a 0,020 MPa, onde o critério de estabilização é de deflexão não superior a 0,02 mm entre duas leituras consecutivas (a cada 2 minutos). A região de interesse da curva tensão-recalque é o trecho linear inicial.

#### a - Escolha dos pontos

É importante observar pontos onde haja suspeita de heterogeneidades para assim efetuar provas de carga nesses locais e em regiões onde for constatada grande uniformidade de comportamento, o que facilmente se constata nas primeiras provas, os intervalos de realização das provas pode ser aumentado a critério do pesquisador.

#### b - Equipamentos

Reação: Para execução da prova de carga em placa com determinação do “k”, é necessário um sistema de reação (cargueira) com carga útil de 100 kN.

Carregamento: Emprega-se um cilindro hidráulico de 100 a 200 kN de capacidade, que permita a aplicação de pequenos incrementos de tensão. O cilindro deve ser munido de manômetro com precisão de 0,01 MPa.

Placa de prova: A transmissão do carregamento ao solo é feita através de placa circular rígida com diâmetro de 800 mm.

Extensômetros: Para leitura das deflexões são instalados três extensômetros com precisão de 0,01 mm, fixados a uma viga de referência.

Viga de referência: Para suporte dos extensômetros, consta de 2 placas de aço com hastes verticais de tubo galvanizado (diâmetro de 19,1mm) com 1,5 m de comprimento, hastes de fixação deslocáveis nos sentidos horizontal e vertical com os respectivos suportes. (ver Fig. 3.2)

### c - Estágios de Carregamento e Descarregamento

Pré- carregamento: Aplicar um primeiro carregamento para acomodação da placa, empregando uma carga que produza deformação média entre 0,25 mm e 0,50 mm, descarregando-se em seguida; Esperar a estabilização dos ponteiros dos extensômetros após descarregamento; Reajustar a placa com um carregamento igual à metade do primeiro aplicado, esperar estabilização, registrar as leituras como *referência inicial*.

Carregamento: Inicia-se o carregamento com incremento de tensão de 0,015MPa a 0,020MPa. Cada carregamento deve ser mantido até que as deflexões registradas não sejam superiores a 0,02mm durante 2 minutos consecutivos. Prossegue-se nos carregamentos sucessivos, em no mínimo 6 estágios até atingir tensões entre 0,16 e 0,20 MPa.

Descarregamento: Após atingir tensões entre 0,16 e 0,20 MPa, deve-se proceder o descarregamento em 3 ou 4 estágios, também esperando a estabilização das deflexões.

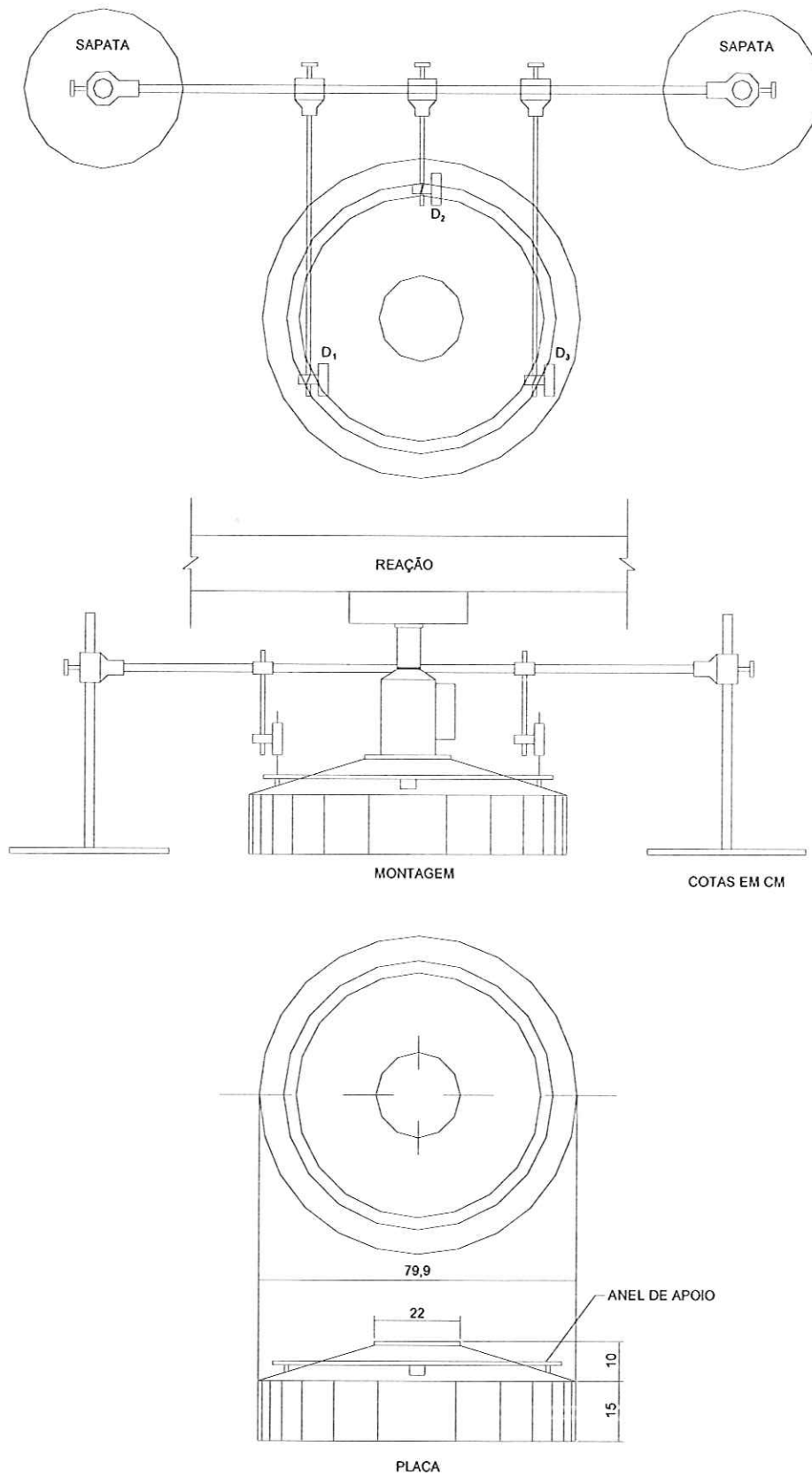


FIGURA 3.2. Montagem do Ensaio de Placa

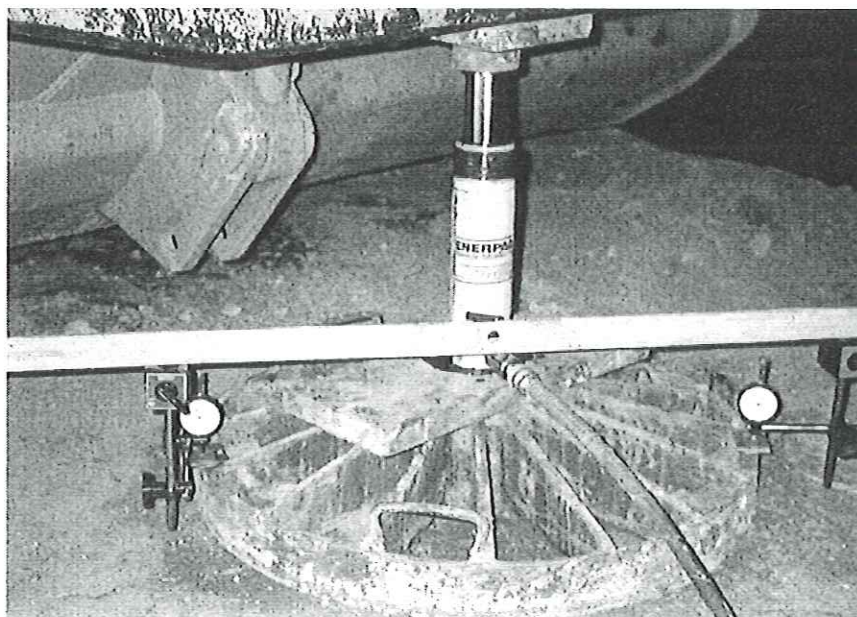


FIGURA 3.3 Ensaio de Prova de Carga em Placa em Andamento

d - Traçado da Curva Tensão x Recalque

Plota-se as tensões aplicadas versus a média das deflexões (resultado da leitura dos três extensômetros), para cada estágio de carregamento ou descarregamento.

e - Determinação do Coeficiente de Recalque "k"

Usualmente a determinação do coeficiente de recalque é feita para uma deflexão específica definida como 0,127 cm, conforme apresentado no Capítulo 2, e esquematizado na Figura 3.4 a (DNER, 1989).

Nesse capítulo sugere-se também determinar o coeficiente de recalque a partir de uma regressão linear no trecho inicial da curva de carregamento da prova de carga em placa, conforme esquematizado na Figura 3.4 b.

Portanto em todas as provas de carga realizadas serão determinados dois coeficientes de recalque, um para deflexão específica de 0,127 cm ( $k_{0,127}$ ), e outro a partir de regressão linear no trecho inicial da curva ( $k_{med}$ ).



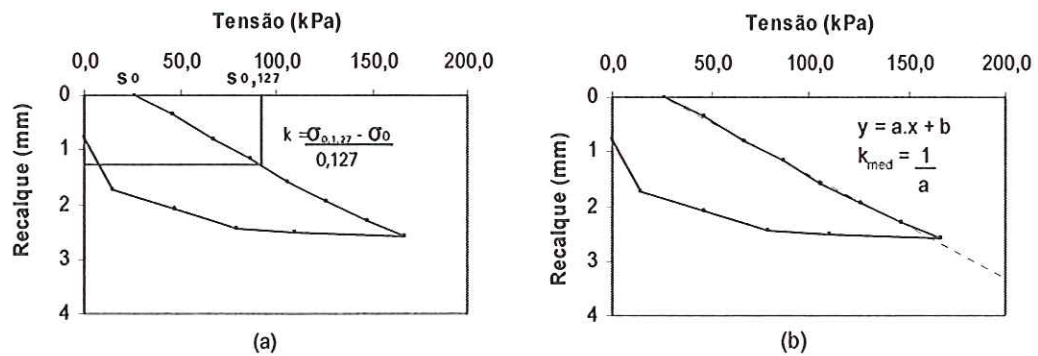


FIGURA 3.4 Determinação do Coeficiente de Recalque, (a) para deflexão fixa de 0,127 cm ( $k_{0,127}$ ) e (b) a partir de regressão linear do trecho inicial ( $k_{med}$ )

### 3.3.2 Ensaio de Cone de Penetração Dinâmica (DCP)

O princípio do DCP está em estabelecer uma correlação direta entre a resistência do solo e a resistência à penetração do cone. É um método de investigação de campo, de fácil utilização e baixo custo. O DCP foi originalmente formulado e desenvolvido na África do Sul, por Van Vuuren, D.J., em 1969 (apud TRB, 1999), para estimar a resistência do solo "in situ" e do subleito para pavimentos.

O ensaio consiste na queda livre de um peso de 8 kg numa altura de 575 mm e penetração de um cone com um ângulo de  $60^\circ$  tendo a base de 20 mm, como mostra a Figura 3.5. A penetração do cone é medida a partir de uma régua graduada, e o resultado é apresentado em mm/golpe. É possível medir até uma profundidade de 800 mm, sem utilizar extensão, e com extensão medir até 1200 mm.

As correlações mais usuais existentes são do DCP com o CBR, sendo a mais difundida nos Estados Unidos, a desenvolvida por Webster et al., 1992 (apud TRB, 1999) e apresentada abaixo:

$$\text{CBR} = 292 / (\text{DCP})^{1,12} \quad (3.1)$$

Uma variação dessa correlação, utilizada na Noruega é: (TRB, 1999)

$$\log \text{CBR} = 2,57 - 1,25 \log \text{DCP} \quad (3.2)$$

Pela sua simplicidade, tem sido um método bem atrativo de caracterização do solo de subleito em vários locais do mundo. (TRB, 1999)

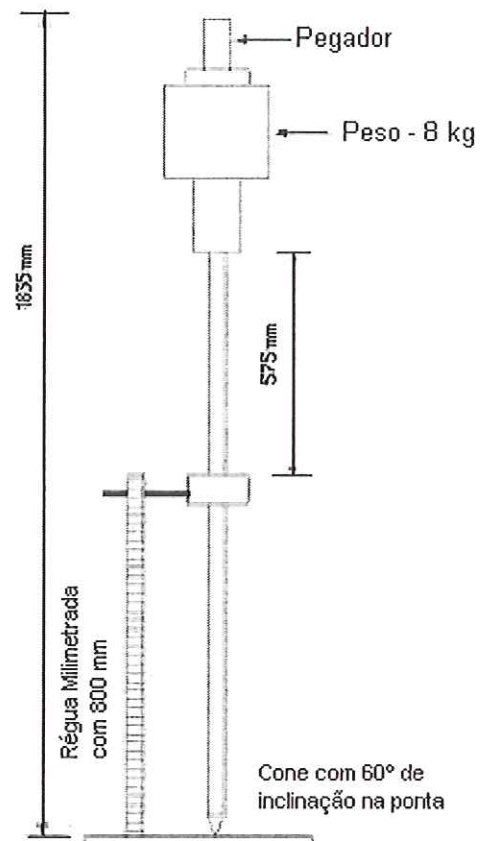


FIGURA 3.5 Cone de Penetração Dinâmica (DCP) (adaptado de Karunaprema, 2002)

## Capítulo 4

### Resultados Obtidos

São apresentadas inicialmente características geotécnicas de cada uma das áreas estudadas, oriundas de ensaios de campo e de laboratório. Em seguida são apresentados os coeficientes de recalque “k”, obtidos a partir de um universo amostral composto por trinta provas de carga em placa sobre o solo de fundação (subleito) e duas provas de carga em placa sobre sub-base.

Foram estudadas sete diferentes áreas que serão denominadas como Prédio da Armação, Prédio das Prensas, Pátio de Containers, Centro de Comunicações, Divisão de Veículos Utilitários – DVU, Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental da UFPR. Todas as áreas, à exceção do Sítio Experimental da UFPR que pertence ao município de Curitiba, estão situadas no município de São José dos Pinhais, Região Metropolitana de Curitiba. Como já foi dito no Capítulo 3 em todas as áreas o solo de fundação é da Formação Guabirota, tendo como principal diferença o nível de intemperismo aqui retratado, em termos práticos, a partir de sua coloração, onde as argilas **cinzas** –representam o solo “inalterado”, as argilas **variegadas** – representam o solo “intemperizado” e as argilas **vermelhas** – representam o solo “laterizado”.

No Capítulo 5 buscar-se-á relacionar os valores de “k” com os parâmetros obtidos na caracterização das áreas.

#### 4.1 Caracterização Geotécnica das Áreas

##### 4.1.1 Prédio da Armação

O Prédio da Armação apresenta um perfil geológico-geotécnico bastante homogêneo caracterizado por argilas siltosas **cinzas**, de consistência média a dura, pertencente aos sedimentos “inalterados” da Formação Guabirota. A

terraplenagem realizada na área estabeleceu a cota média de 906,5 m, resultado de uma escavação média de 6,2 m. Para a realização das cinco provas de carga, procedeu-se a uma escavação média de 2 metros, portanto a cota de realização das provas de carga é igual a 904,5 m.

A locação das provas de carga, bem como das sondagens de simples reconhecimento realizadas antes e depois da terraplenagem, poços para coleta de amostras indeformadas e ensaios de cone de penetração dinâmica (DCP) executadas na área, está apresentada na Figura 4.1.

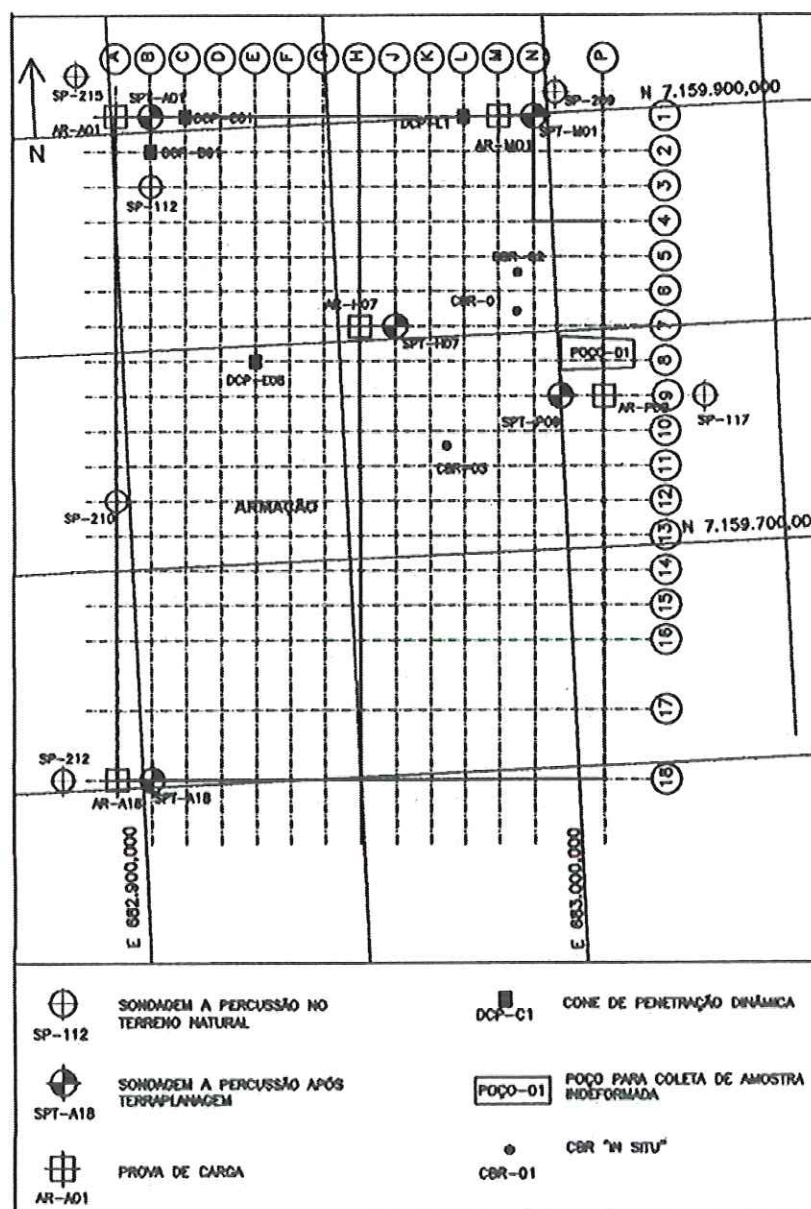


FIGURA 4.1 - Locação de Ensaios no Prédio da Armação.

Foram realizadas cinco provas de carga em placa no prédio da Armação, denominadas AR-A1, AR-A18, AR-H7, AR-M1 e AR-P9, nos locais onde foram realizadas previamente sondagens de simples reconhecimento que demonstraram um perfil bastante homogêneo, caracterizado pela argila siltosa cinza, conforme será ilustrado pelo perfil da sondagem SP – A01 na Figura 4.2.

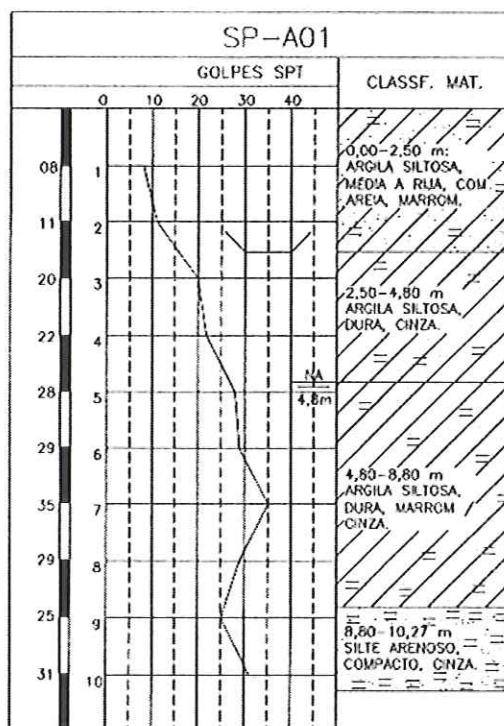


FIGURA 4.2 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa realizadas no Prédio da Armação.

Apresenta-se na Tabela 4.1 os parâmetros de campo obtidos a partir das sondagens de simples reconhecimento, do cone de penetração dinâmica (DCP), do CBR “in situ” e do cilindro de cravação.

As sondagens de simples reconhecimento foram realizadas em duas etapas, sendo a primeira realizada no terreno natural da área (exemplo SP 209) e a segunda realizada após à terraplenagem (exemplo SPT-M01) exatamente nos locais de realização das provas de carga em placa para definição da cota das sapatas. No capítulo 5, buscar-se-á associar os valores de SPT encontrados nas duas etapas de realização, verificando qual a influência do “desconfinamento” do solo e da exposição às intempéries proporcionados pelos cortes efetuados pela terraplenagem.

TABELA 4.1 – Resultados de ensaios de campo no Prédio da Armação

Prova de Carga	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CBR <sup>"in situ"</sup> (%)	DCP mm/golpe	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem N°
AR-A1				14,68	11	15,3	SPT A1
AR-A18					30	28	SPT A18
AR-H7			5,8	10,05	43	38	SPT H7
AR-M1			5,8	7,32	10	14	SPT M1
AR-P9	18,7	34,7	6,6		12	14,7	SPT P9

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPT<sub>médio</sub> considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Os ensaios de caracterização (Tabela 4.2) e ensaios especiais de adensamento e cisalhamento direto (Tabela 4.3) foram realizados a partir de um bloco indeformado coletado no Poço 1, situado próximo à prova de carga AR-P9, portanto os parâmetros serão relacionados apenas a essa prova de carga. Não foram realizados ensaios próximos às outras quatro provas de carga.

TABELA 4.2 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio da Armação

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
AR-P9	0	12	30	58	85	54	31	MH	A 7-5

TABELA 4.3 – Resultados de ensaios especiais no Prédio da Armação

Prova de Carga	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	E	Adensamento		Cisalhamento		Direto(CD)
			Cc	$\sigma_a'$ (MPa)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	c (kPa)	$\phi$ (°)
AR-P9	27,3	0,96	0,21	0,41	$1,6 \times 10^{-3}$	47	28

Como se pode notar pelos dados apresentados nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, as argilas siltosas cinzas deste local caracterizam-se por apresentar consistência variável, de média a dura (SPT variando de 10 a 43), sendo que a consistência média não é confirmada pelos resultados do DCP, que apontam deformações pequenas para cada golpe, variando de 7,32 mm/golpe a 14,68 mm/golpe. No

Capítulo 5 serão associados os valores de SPT para as sondagens realizadas antes e depois à terraplenagem, visando entender os menores valores apresentados, quando a expectativa é de valores de SPT que caracterizem consistência dura para as argilas siltosas **cinzas**.

Os demais parâmetros apresentados como exemplo, os limites de consistência elevados e a umidade natural de 34,7 %, enquadram tais argilas nas características médias das argilas siltosas na condição "inalterada ou pouco alterada" da Formação Guabirotuba, conforme apresentado no Capítulo 3, a exceção da classificação unificada que nessa área foi MH.

Para observação dos resultados de ensaios realizados em todas as áreas estudadas nessa pesquisa, ver quadro resumo apresentado no Apêndice B.

#### **4.1.2 Prédio das Prensas**

As sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT foram realizadas nessa área em duas etapas, sendo a primeira em terreno natural (SP 123 e SP 117) e a segunda após definição da cota 907,0 m, como cota média de terraplenagem, onde foram realizadas as demais sondagens conforme apresentado na Figura 4.3. Entre as duas etapas de sondagem ocorreu uma escavação média de 4,5 m, o efeito dessa escavação nos valores de SPT será avaliado no Capítulo 5.

Além dessa primeira escavação de 4,0 metros, foi necessário escavar-se em média mais 9,0 metros, definindo a cota 898,0 m para implantação do Prédio das Prensas. Não foram realizadas sondagens de simples reconhecimento após essa segunda escavação.

Tal escavação promoveu dificuldades na drenagem de águas pluviais, tornando a região de realização das provas de carga superficialmente saturadas, principalmente as provas de carga próximas aos taludes.

Foram realizadas nove provas de carga em placa no Prédio das Prensas, denominadas PR-01, PR-02, PR-03, PR-04, PR-05, PR-06, PR-07, PR-08 e PR-09.

A locação das provas de carga, bem como das sondagens de simples reconhecimento e ensaios de cone de penetração dinâmica (DCP) executadas na área, está apresentada na Figura 4.3.

O perfil geológico-geotécnico do Prédio das Prensas é caracterizado por argilas siltosas **cinzas**, em alguns pontos arenosas, pertencente aos sedimentos "inalterados" da Formação Guabirota.

O nível do lençol freático situa-se a pequena profundidade, em média 1,5 m abaixo da cota de implantação do Prédio das Prensas, portanto na cota 896,5 m.

A partir de inspeções visuais efetuadas nos locais de execução das provas de carga em placa pôde-se observar que nos pontos PR-01, PR-03, PR-04, PR-05, PR-07, PR-08 e PR-09, tem-se uma argila siltosa cinza, com presença marcante de *slickensides* (fraturamentos). Já no ponto PR-02, tem-se uma argila muito arenosa, com presença de pedregulhos finos e no ponto PR-06, tem-se uma argila silto-arenosa com pedregulhos finos esparsos.

A despeito dessas variações granulométricas localmente observadas, o perfil geotécnico da área pode ser considerado homogêneo em termos de resistência à penetração, oferecendo SPT superiores a 27, o que caracteriza consistência dura, como ilustrado no perfil da sondagem SP-26 apresentado na Figura 4.4.



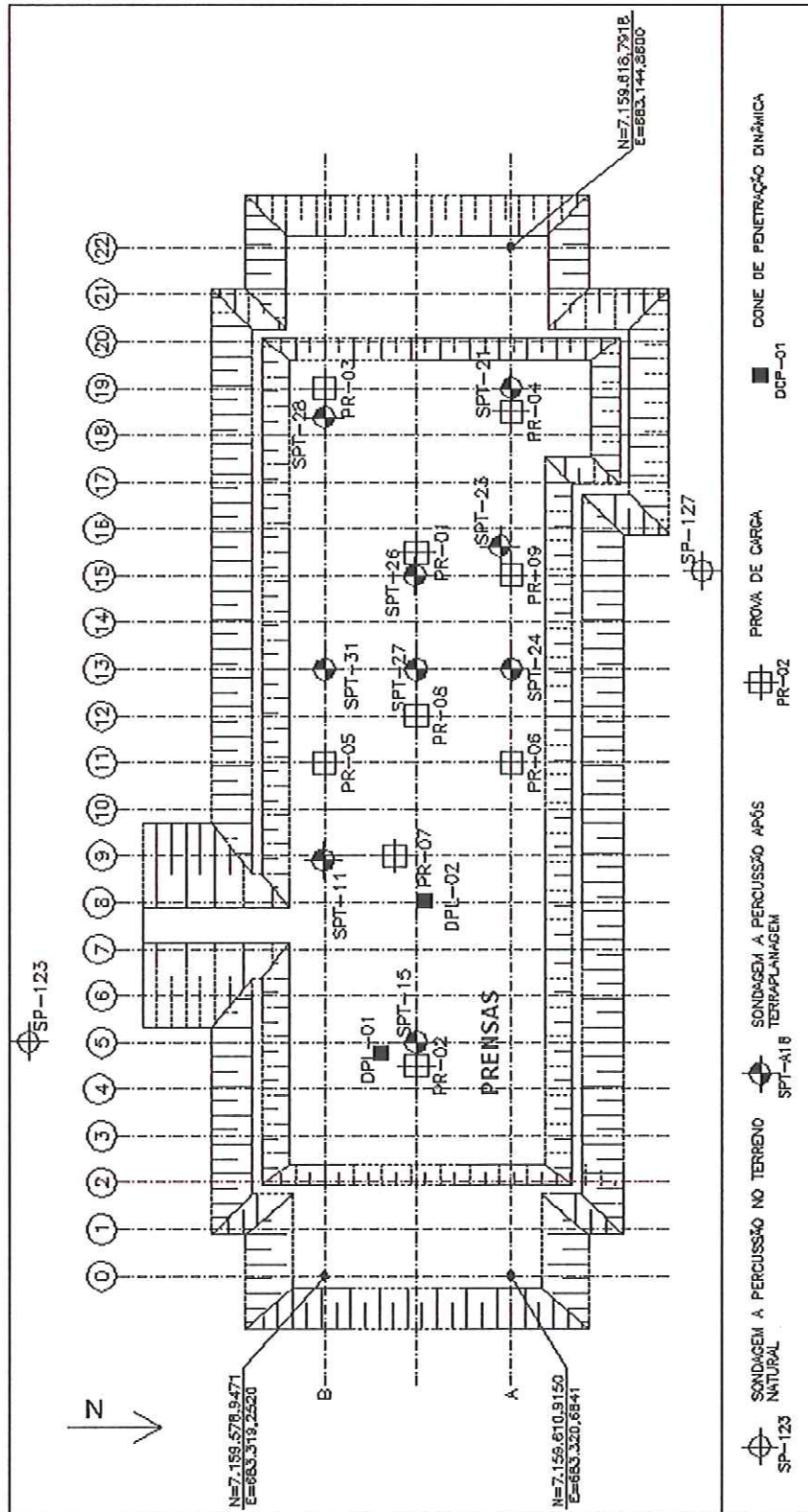


FIGURA 4.3 – Localização de Ensaios no Prédio das Pressas.

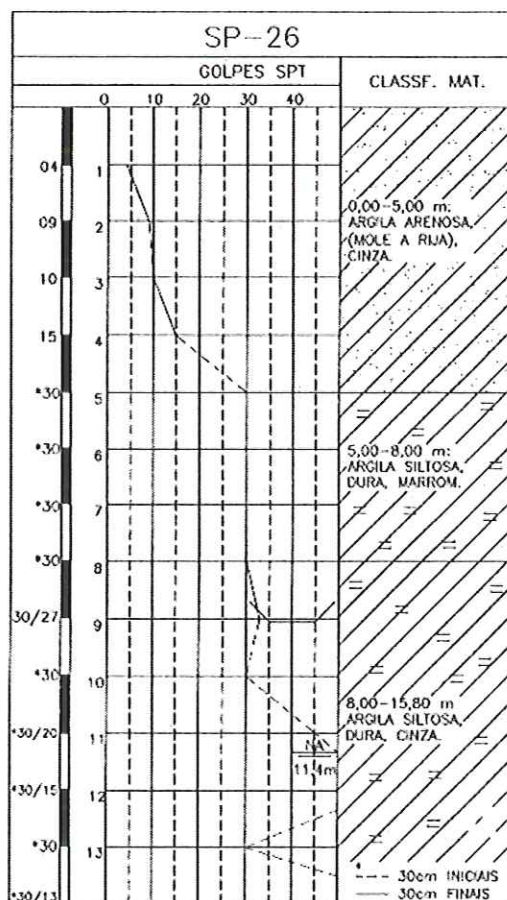


FIGURA 4.4 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa realizadas no Prédio da Prensas.

Foi realizada uma série de sondagens de simples reconhecimento e ensaios DCP nessa área, contudo se apresenta apenas sondagens e ensaios DCP que possam ser relacionados às provas de carga, em função da proximidade e principalmente de similaridade de cotas. Seus resultados são apresentados na Tabela 4.4.

TABELA 4.4 – Resultados de ensaios de campo no Prédio das Prensas

Prova de Carga	DCP mm/golpe	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem N°
PR-01		40	38	SPT 26
PR-02	15,52	42	33	SPT 15
PR-03		72	75	SPT 28
PR-04		28	36	SPT 21

PR-05		27	31	SPT 31
PR-06		36	44	SPT 10
PR-07	10,22	31	36	SPT 10
PR-08		90	68	SPT 27
PR-09		47	40	SPT 23

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPTmédio considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Os ensaios de caracterização realizados na área não puderam ser especificamente relacionados a uma das provas de carga realizadas, contudo como o perfil geotécnico da área é homogêneo, optou-se pela apresentação de parâmetros médios (Tabelas 4.5 e 4.6) que pudessem contribuir com o estabelecimento de associações com o coeficiente de recalque "k", no Capítulo 5.

TABELA 4.5 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio das Prensas

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
Média	2	27	24	47	42	25	17	ML	A 7-6

TABELA 4.6 – Resultados de ensaios de laboratório no Prédio das Prensas

Prova de Carga	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e
Média	17,2	40,16	25,8	1,097

Como se pode notar pelos dados apresentados nas Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6, as argilas siltosas **cinzas** deste local caracterizam-se por apresentar consistência (SPT superiores a 27), contudo é importante salientar que não foram feitas sondagens após a escavação média de 9,0 metros onde as provas de carga foram realizadas, que pudessem indicar alteração das propriedades do solo em função da exposição do solo às intemperies, e especificamente nessa área reforçada pela difícil drenagem superficial.

Os resultados do DCP, apesar de serem em apenas dois pontos, apontam deformações pequenas para cada golpe, de 10,22 mm/golpe e 15,52 mm/golpe,

concordando com o comportamento esperado para as argilas siltosas **cinzas**, do mesmo que as argilas do Prédio da Armação.

Os demais parâmetros apresentados, tais como granulometria e umidade natural de 40 %, enquadram as argilas nas características médias das argilas siltosas na condição “inalterada ou pouco alterada” da Formação Guabirota, conforme apresentado no Capítulo 3, a exceção da classificação unificada que nessa área foi ML, devido ao menor índice de plasticidade.

Para observação dos resultados de ensaios realizados em todas as áreas estudadas nessa pesquisa, ver quadro resumo apresentado no Apêndice B.

#### 4.1.3 Pátio de Containers

As sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT foram realizadas nessa área apenas sobre o terreno natural (SP 114, SP 119 e SP 211), não tendo sido realizado sondagens na cota média de implantação do Pátio de Containers, 904,0 m, onde foram realizadas as seis provas de carga em placa. A locação das provas de carga em placa, bem como das sondagens de simples reconhecimento e dos ensaios de cone de penetração dinâmica (DCP) é apresentada na Figura 4.5.

As seis provas de carga em placa são denominadas como PT-01, PT-02, PT-03, PT-04, PT-05 e PT-06. Somente a prova de carga PT-01 não foi realizada sobre solo da Formação Guabirota, pois estava assente em argila orgânica preta e será descartada do estudo.

Dentre as argilas da Formação Guabirota, quatro provas de carga (PT-02, PT-03, PT-04, PT-05) foram realizadas sobre argilas siltosas **vermelhas**, laterizadas e apenas uma prova de carga (PT-06) foi realizada sobre argila siltosa **cinza**, “inalterada ou pouco alterada”. Na Figura 4.6 são apresentados perfis de sondagem que caracterizam as argilas siltosas **vermelhas** e as argilas siltosas **cinzas** dessa área.

As provas de carga em placa foram relacionadas às sondagens de simples reconhecimento e aos ensaios de DCP em função da proximidade e similaridade de cotas, o resultado desse cruzamento de informações está apresentado na Tabela 4.7.

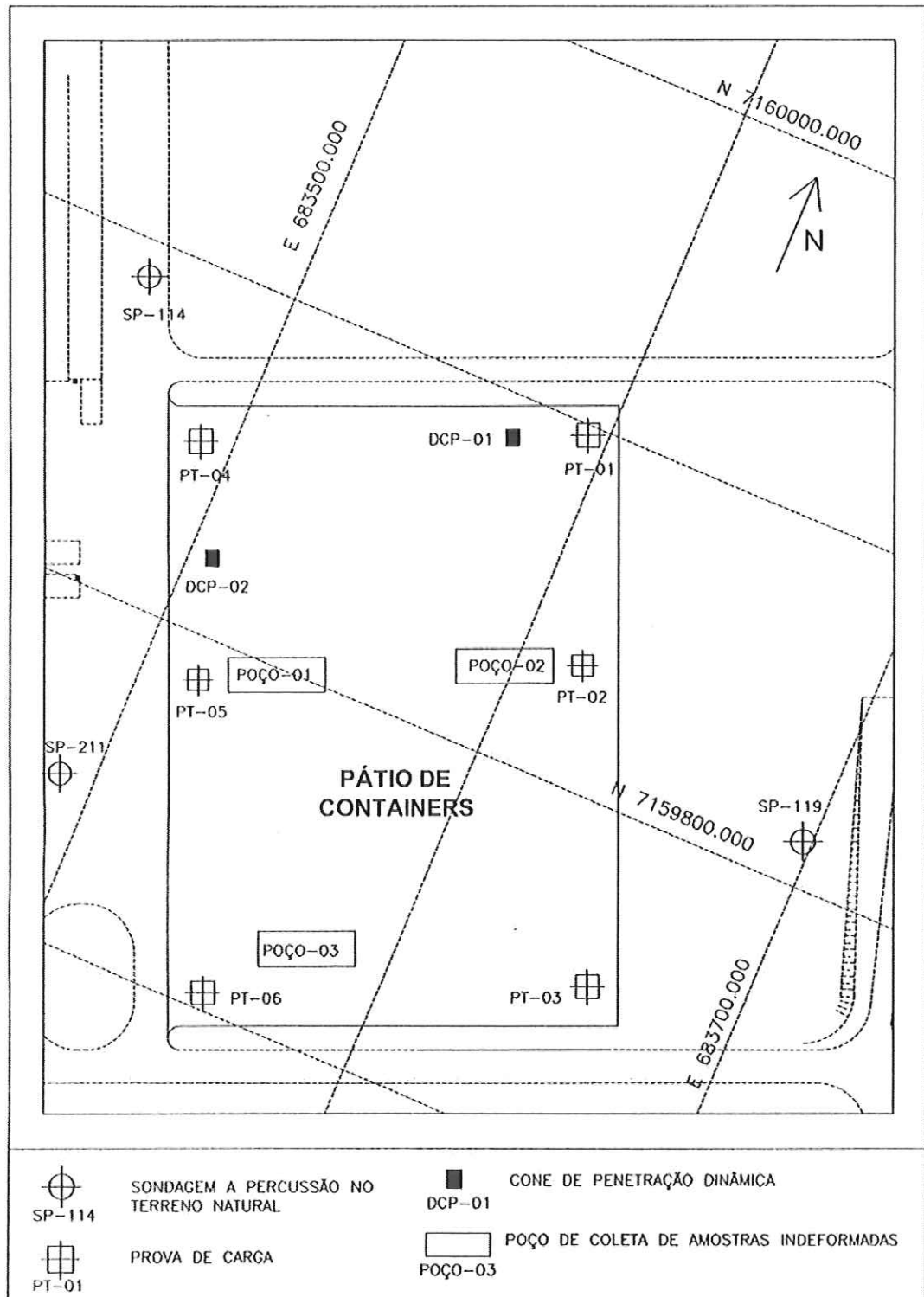


FIGURA 4.5 – Locação de Ensaios no Pátio de Containers.

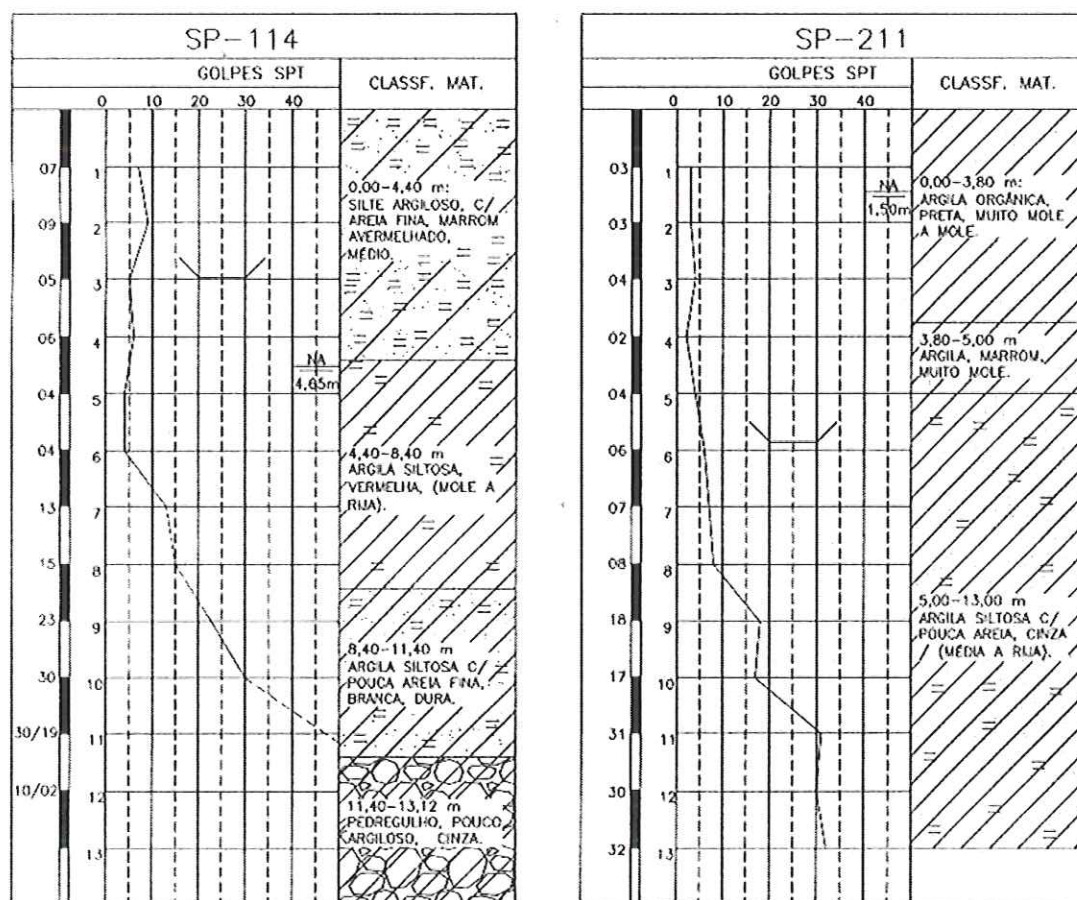


FIGURA 4.6 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa, realizadas no Pátio de Containers.

TABELA 4.7 – Resultados de ensaios de campo no Pátio de Containers

Prova de Carga	DCP mm/golpe	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem N°
PT-02		4	4	SPT 119
PT-03		4	4	SPT 119
PT-04	44,7	5	6,7	SPT 114
PT-05	34,5	5	6,7	SPT 114
PT-06		6	6	SPT 211

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPT<sub>médio</sub> considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Foram retirados três blocos indeformados nos poços 01, 02 e 03, próximos às provas de carga PT-02, PT-05 e PT-06, além de amostras deformadas próximo à

prova de carga PT-04, os resultados dos ensaios de laboratório são apresentados nas Tabelas 4.8, 4.8a, 4.9 e 4.9a.

TABELA 4.8 – Resultados de ensaios de laboratório no Pátio de Containers

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
PT-02	0	18	17	65	63	36	27	MH	A 7-5
PT-04	0	27	19	54	63	37	26	MH	A 7-5
PT-05	0	16	24	60	73	44	29	MH	A 7-5
PT-06	0	28	18	54	64	35	29	MH	A 7-5

TABELA 4.8a – Resultados de ensaios de laboratório no Pátio de Containers

Prova de Carga	Compactação		CBR (%)	Expansão (CBR) (%)
	$\gamma_{d_{\max}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	wot (%)		
PT-02	14,6	30,00	19,30	0,04
PT-05	14,00	32,80	26,30	0,07
PT-06	14,54	29,00	18,60	0,60

TABELA 4.9 – Resultados de ensaios especiais no Pátio de Containers

Prova de Carga	Adensamento			Cisalhamento Direto (CD)	
	Cc	sa' (Mpa)	cv (cm <sup>2</sup> /s)	c (kPa)	Ø (°)
PT-02	0,44	0,31	3,6 x 10 <sup>-3</sup>	50	24
PT-05	0,57	0,35	1,4 x 10 <sup>-3</sup>	18	22
PT-06	0,54	0,37	2,4 x 10 <sup>-3</sup>	-	-

TABELA 4.9a – Resultados de ensaios especiais no Pátio de Containers

Prova de Carga	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)
PT-02	27,15	0,954	19,18	37,75
PT-04	27,39			
PT-05	27,48	1,540	15,69	45,10
PT-06	27,39	1,180	17,88	42,30

Os valores de SPT encontrados nessa área apontam para as argilas siltosas **vermelhas**, consistência mole à média. Tal característica é reforçada pelos resultados apresentados do ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP), com valores de 34,50 mm/golpe e 44,70 mm/golpe. Indicando um comportamento para essas argilas bastante diferente do comportamento apresentado pelas argilas siltosas **cinzas**, na condição inalterada ou pouco alterada encontradas nas áreas anteriores (Prédio da Armação e Prédio das Prensas), onde o DCP variou de 7,32 mm/golpe a 15,52 mm/golpe.

Os resultados de ensaios laboratoriais não apresentaram mudanças representativas para as argilas siltosas **vermelhas** quando comparados aos resultados das argilas siltosas **cinzas** das áreas apresentadas nos itens 4.1.1 e 4.1.2.

Para observação dos resultados de ensaios realizados em todas as áreas estudadas nessa pesquisa, ver quadro resumo apresentado no Apêndice B.

#### 4.1.4 Centro de Comunicações

O Centro de Comunicações apresenta um perfil geológico-geotécnico bastante homogêneo caracterizado por argilas siltosas **variegadas**, de consistência média, pertencentes aos sedimentos “alterados” ou “intemperizados” da Formação Guabirota. O perfil foi obtido a partir de sondagens de simples reconhecimento realizadas sobre terreno natural, precedentes à terraplenagem que definiu a cota média de implantação do prédio em 906,0 m.

Foram realizadas cinco provas de carga em placa no Centro de comunicações, denominadas CC-01, CC-02, CC-03, CC-04 e CC-05. A localização das provas de carga, das sondagens de simples reconhecimento e de um poço para retirada de bloco indeformado podem ser visto na Figura 4.7.



O perfil característico da argila siltosa *variegada* existente nessa área está apresentado na Figura 4.8.

As sondagens de simples reconhecimento (SPT) realizadas na área foram relacionadas às provas de carga em função de sua proximidade e similaridade de cota. Seus valores estão apresentados na Tabela 4.10.

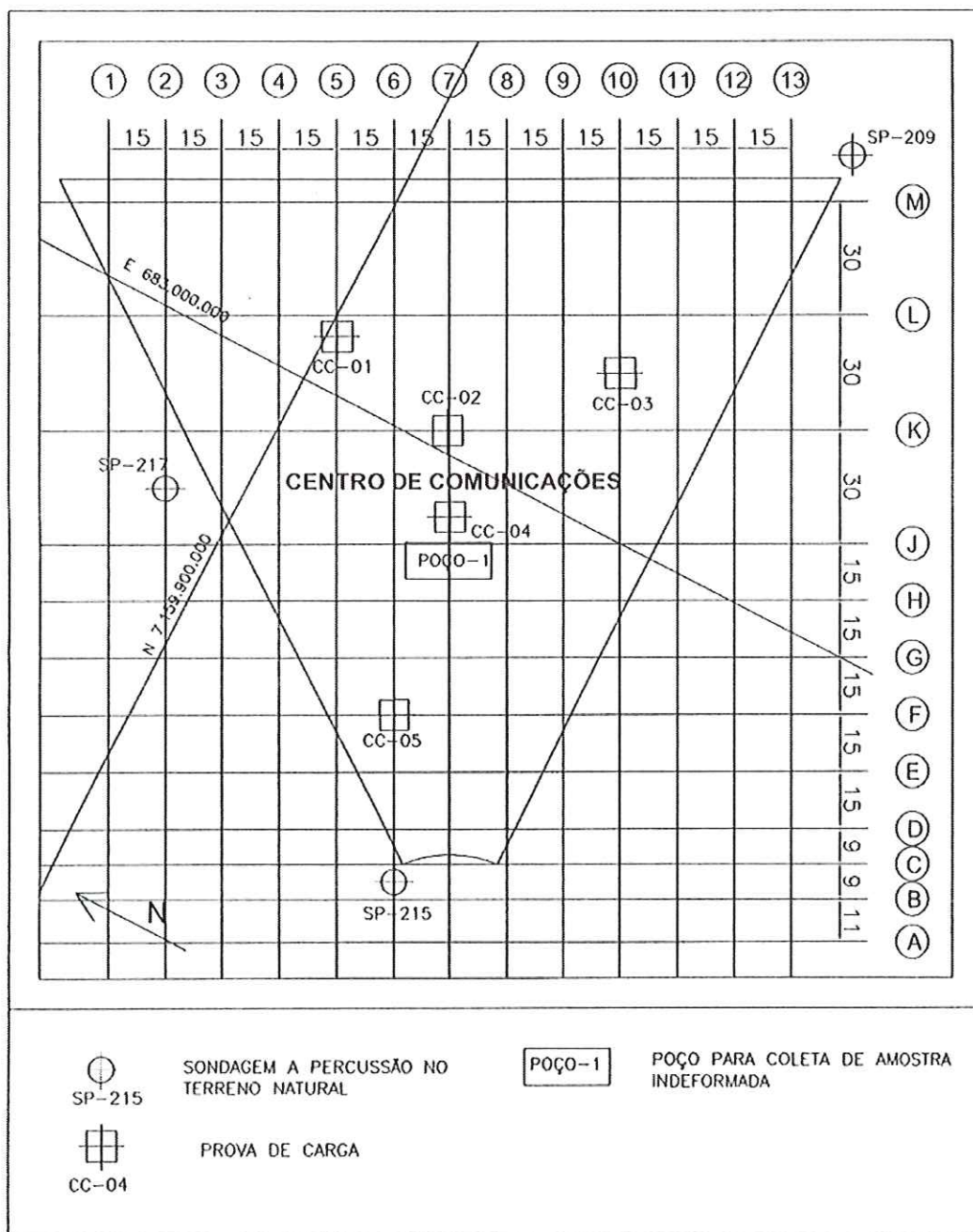


FIGURA 4.7 – Localização de Ensaios no Centro de Comunicações.

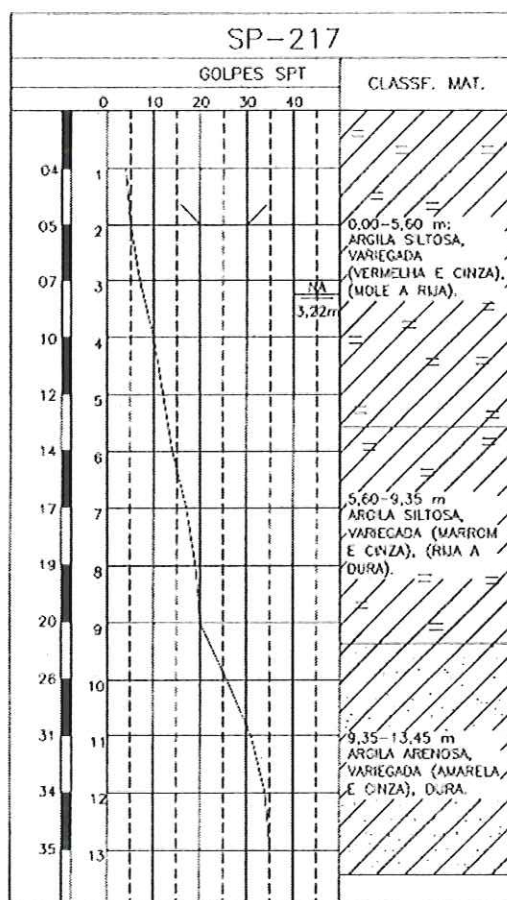


FIGURA 4.8 – Perfil Geotécnico das Provas de Carga em Placa, realizadas no Centro de Comunicações.

TABELA 4.10 – Resultados de ensaios de campo no Centro de Comunicações

Prova de Carga	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem N°
CC-01	7	6	SPT 217
CC-02	7	6	SPT 217
CC-03	6	11	SPT 209
CC-04	7	6	SPT 217
CC-05	5	5	SPT-215

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPT<sub>médio</sub> considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Os ensaios de caracterização, bem como os ensaios especiais de adensamento e cisalhamento direto, foram realizados a partir de amostra

indeformada retirada do poço 1 e associados à prova de carga CC-04, os resultados desses ensaios são apresentados nas Tabelas 4.11, 4.12 e 4.12 a.

TABELA 4.11 – Resultados de ensaios de laboratório no Centro de Comunicações

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
CC-04	0	18	26	56	59	38	21	MH	A 7-5

TABELA 4.12 – Resultados de ensaios especiais no Centro de Comunicações

Prova de Carga	Adensamento			Cisalhamento Direto	
	Cc	sa' (Mpa)	cv (cm <sup>2</sup> /s)	c (kPa)	Ø (°)
CC-04	0,15	0,35	1,17 x 10 <sup>-3</sup>	25	31

TABELA 4.12a – Resultados de ensaios especiais no Centro de Comunicações

Prova de Carga	$\gamma_s$	e	$\gamma$	w
	(kN/m <sup>3</sup> )		(kN/m <sup>3</sup> )	(%)
CC-04	26,50	0,743	19,47	32,60

Os valores de SPT encontrados nessa área apontam para as argilas siltosas **variegadas**, consistência média. Indicando um material mais suscetível a deformações quando comparado às argilas siltosas **cinzas**.

Os resultados de ensaios laboratoriais não apresentaram mudanças representativas para as argilas siltosas **variegadas** quando comparados aos resultados das argilas siltosas **cinzas** das áreas apresentadas nos itens 4.1.1 e 4.1.2, sendo válidos os valores médios para as argilas da Formação Guabirota citados no Capítulo 3.

Para observação dos resultados de ensaios realizados em todas as áreas estudadas nessa pesquisa, ver quadro resumo apresentado no Apêndice B.

#### 4.1.5 Divisão de Veículos Utilitários - DVU

A área da Divisão de Veículos Utilitários (DVU) apresenta região de corte (eixo 16 a eixo 30) onde foram concentradas as investigações de campo, como sondagens de simples reconhecimento, provas de carga em placa, ensaios de penetração de cone dinâmico (DCP) e estático (CPT), conforme apresentado na Figura 4.9.

Nessa região de corte foram encontrados, tanto argilas siltosas **vermelhas** (entre eixos A e F), como argilas siltosas **variegada** (entre eixos F e N), ambas pertencentes às argilas da Formação Guabirota. Os perfis de sondagens que representam cada uma delas, estão apresentados na Figura 4.10.

Subjacente a essas argilas variegadas ou vermelhas encontra-se os sedimentos “inalterados” da Formação Guabirota, representados pelas argilas **cinzas**.

Foram realizadas quatro provas de carga em placa nessa área, sendo duas sobre o subleito, denominadas LAV-E1 e LAV-L1 e representam a argila siltosa vermelha de consistência média e o silte argiloso variegado de consistência média, respectivamente. As outras duas foram realizadas nos mesmos locais, agora sobre a sub-base (pedregulho arenoso, espessura média 30 cm), denominadas LAV-E2 e LAV-L2, conforme esquematizado na Figura 4.11. Os coeficientes de recalque “k” obtidos nessas duas últimas provas de carga irão representar o sistema sub-base/subleito.

Anteriormente à realização das provas de carga foram feitas sondagens de simples reconhecimento (SPT) e ensaios de cone de penetração estática (CPT), que foram relacionados a essas em função de proximidade e similaridade de cotas, conforme apresentado na Tabela 4.13.

Nos locais onde foram realizadas as provas de carga em placa sobre subleito, também foram realizados ensaios de densidade “in situ”, CBR “in situ”, ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP), além de coleta de amostras deformadas para realização dos ensaios de caracterização, compactação e CBR.

Os resultados desses ensaios de campo são apresentados na Tabela 4.13.

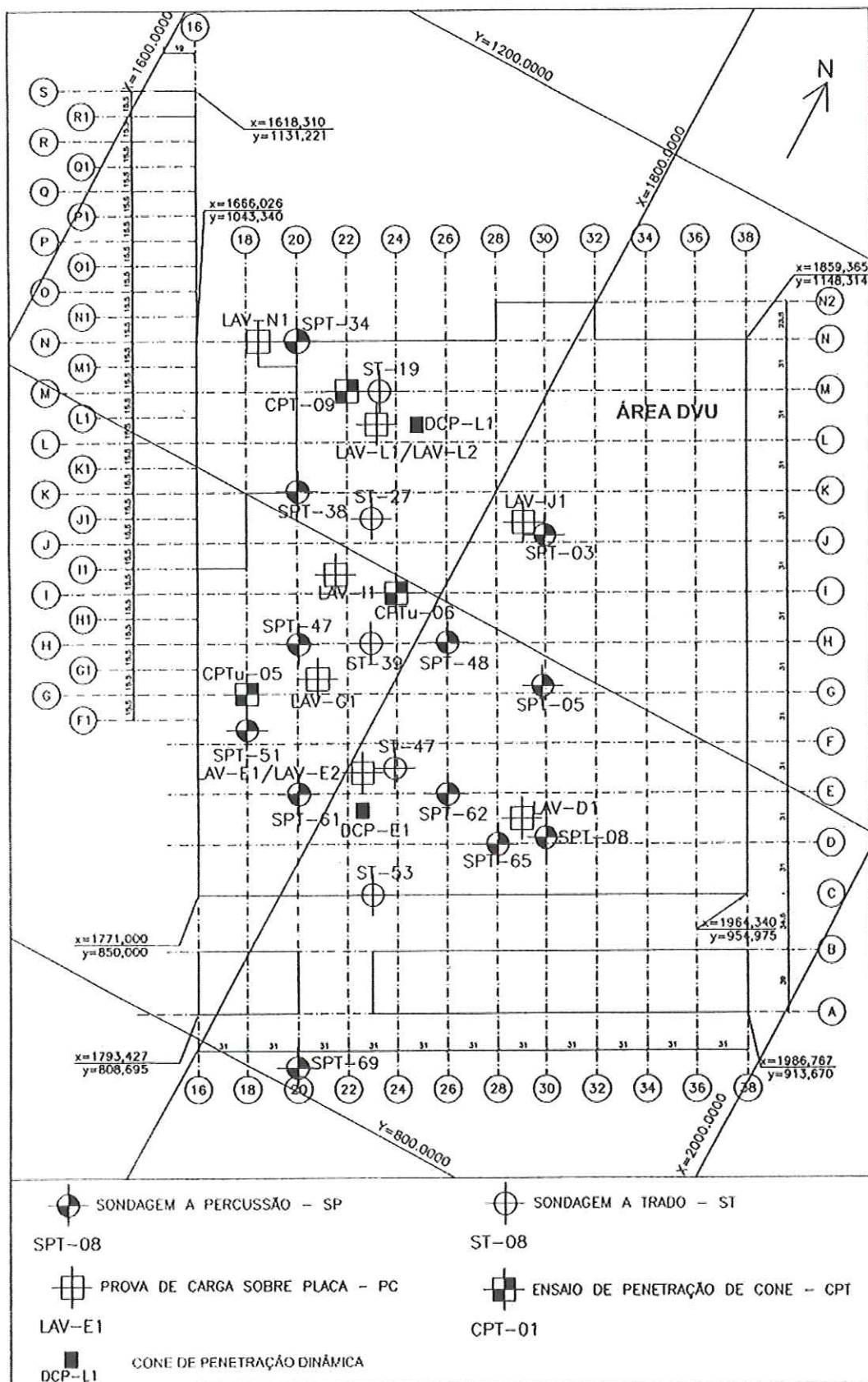


FIGURA 4.9 – Localização de Ensaios no DVU.

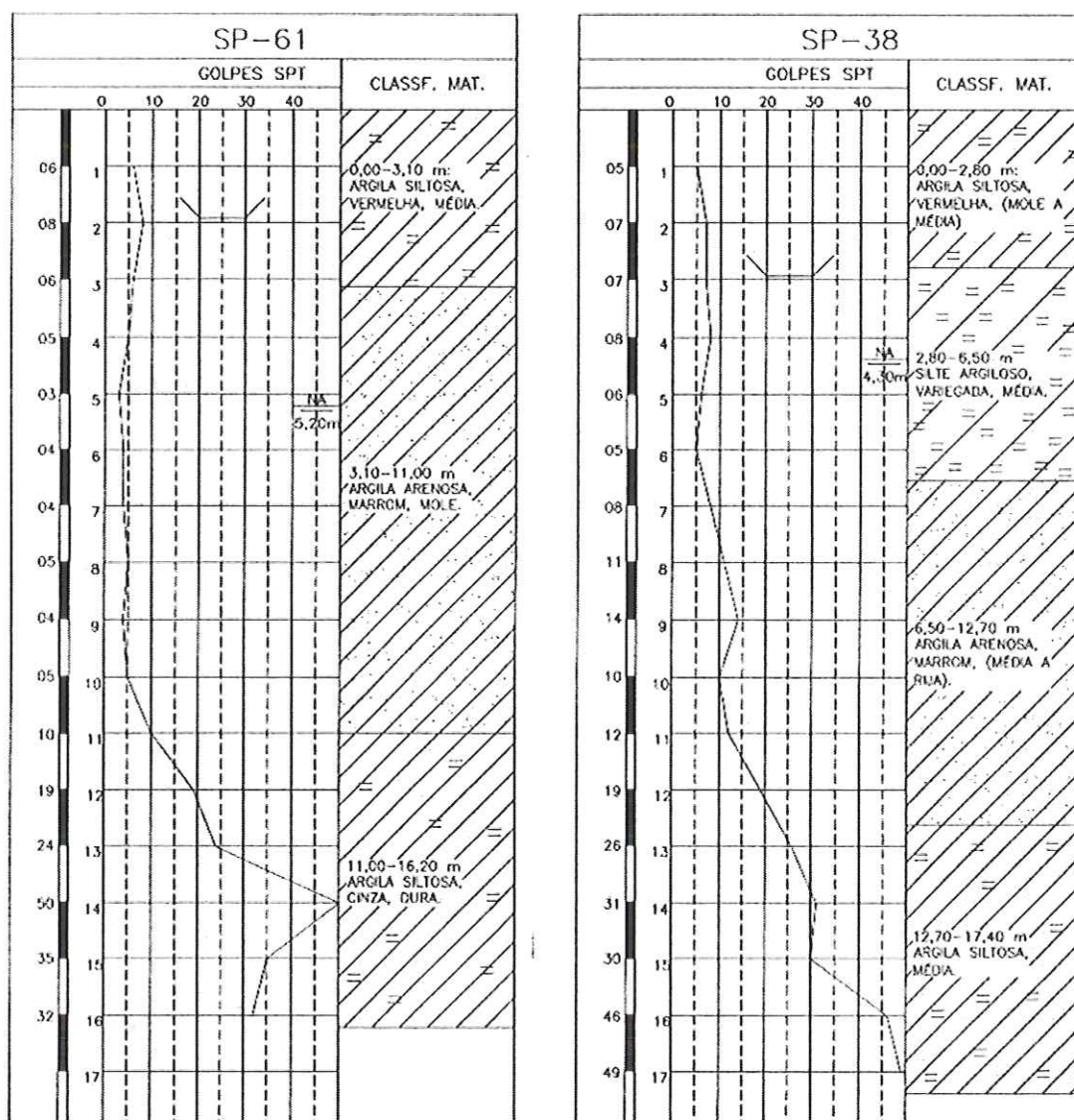


FIGURA 4.10 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa sobre Subleito, realizadas no DVU.

TABELA 4.13 – Resultados de ensaios de campo no DVU

Prova de	$\gamma$	w	CPT $q_c$	CBR <sub>in situ</sub> <sup>in</sup>	DCP	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem
Carga	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(MPa)	(%)	mm/golpe			N°
LAV-E1	16,4	35,7	1,8	7	32,3	6	6,7	SPT 61
LAV-L1	19,2	30,2	1,0	5,5	35,24	7	7,3	SPT 38

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPT<sub>médio</sub> considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Os resultados dos ensaios de laboratório são apresentados nas Tabelas 4.14 e 4.14a.

TABELA 4.14 – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (subleito)

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
LAV-E1	1	27	19	53	51	34	17	MH	A 7-5
LAV-L1	1,5	14	55,5	29	55	33	22	MH	A 7-5

TABELA 4.14a – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (subleito)

Prova de Carga	Compactação		CBR (%)	Expansão (CBR) (%)
	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	wot (%)		
LAV-E1	14,5	28,5	10,2	0,7
LAV-L1	16,2	21,5	9,1	3,2

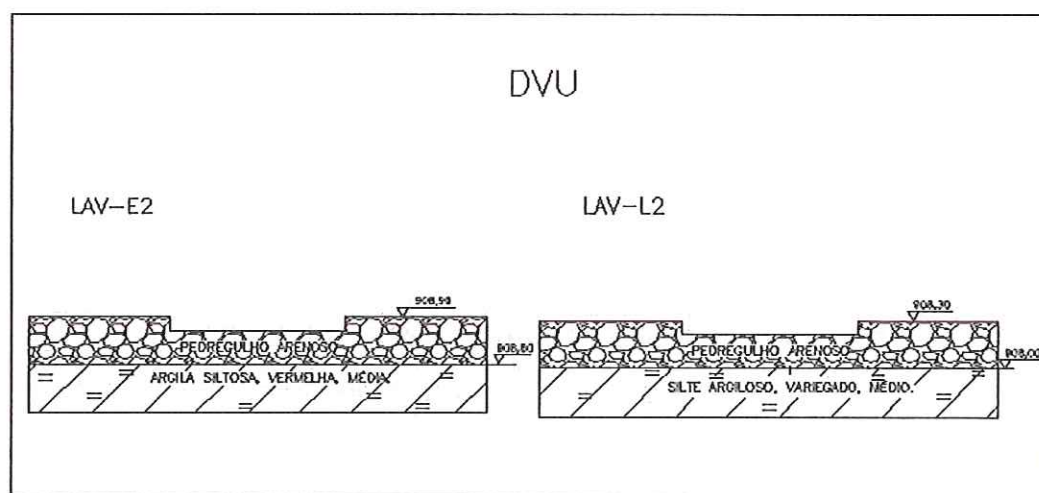


FIGURA 4.11 – Croqui Esquemático do Sistema Sub-base/Subleito no DVU.

O material utilizado como sub-base foi também caracterizado pela realização de ensaios de laboratório. Os resultados desses ensaios encontram-se apresentados nas Tabelas 4.15 e 4.15 a.

TABELA 4.15 – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (sub-base)

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedreg. (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
LAV-E2	64	26	10	0	NL	NP	NP	GW-GC	A 1-A
LAV-L2	65	23	12	0	NL	NP	NP	GW-GC	A 1-A

TABELA 4.15a – Resultados de ensaios de laboratório no DVU (sub-base)

Prova de Carga	Compactação		CBR (%)	Expansão (CBR) (%)
	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	wot (%)		
LAV-E2	19,9	8,8	68	0
LAV-L2	19,6	9,0	65	0,2

Os valores de SPT apresentados pela argila siltosa **vermelha**, como pelo silte argiloso **variegado**, são valores baixos indicando pequena resistência à penetração e conseqüentemente maiores deformações se comparados às argilas siltosas **cinzas**. Os valores altos do ensaio DCP (32,30 mm/golpe e 35,24 mm/golpe) confirmam a observação anterior.

Os valores de CBR "in situ" (7,0 % e 5,5%) são menores como era de se esperar que os valores de CBR moldado para condições ideais de compactação, pois a umidade em campo dos solos da Formação Guabirotuba são sempre superiores à umidade ótima de compactação. Indicando a difícil trabalhabilidade desses solos.

Demais parâmetros estão enquadrados nas características médias das argilas da Formação Guabirotuba.

#### 4.1.6 Sítio Experimental da UFPR

A opção pela realização de provas de carga em placa nesse sítio experimental reside no fato deste ter sido objeto de estudo de ensaios de campo e de laboratório. Assim tem-se um panorama abrangente da Formação Guabirotuba neste local, ao qual se adiciona agora esta análise do coeficiente de recalque "k".



No sítio experimental existem duas áreas de pesquisa distintas, denominadas Área 1 e Área 2. As diferenças entre as áreas estão descritas abaixo. Em ambas as áreas foram realizadas duas provas de carga em placa.

### Área 1

Situada em média na cota 907,0 m. O solo superficial encontrado varia entre pequenas espessuras de solo argiloso **variegado** e levemente alterado ao solo argiloso **cinza**, rijo a duro, ou seja, as argilas “inalteradas” e sobreadensadas.

O lençol freático não foi encontrado até a profundidade das sondagens realizadas.

São locados na Figura 4.12 apenas investigações próximas às duas provas de carga em placa realizadas na área, PCC-01 e PCC-02, contudo existe uma série de investigações de campo realizadas nessa área, que podem ser encontradas em Kormann (2002).

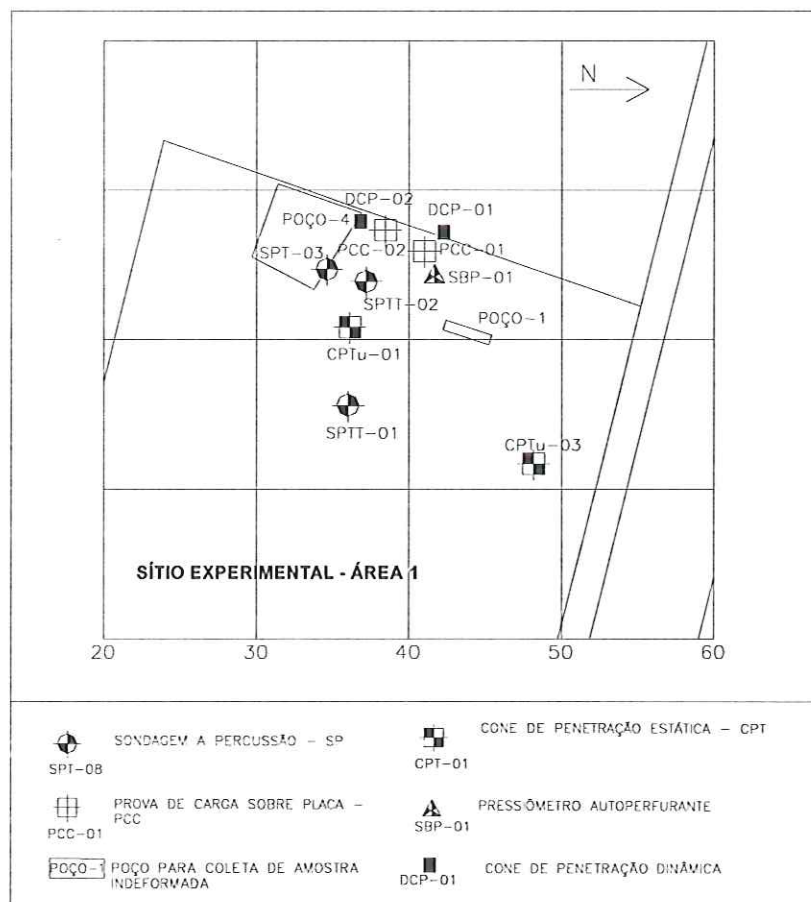


FIGURA 4.12 – Locação de Ensaios no Sítio Experimental – Área 1.



As provas de carga em placa realizadas tanto na Área 1, PCC-01 e PCC-02, como na Área 2, PCC-03 e PCC-04, estão assentes sobre a argila siltosa variegada, como mostra a Figura 4.14.

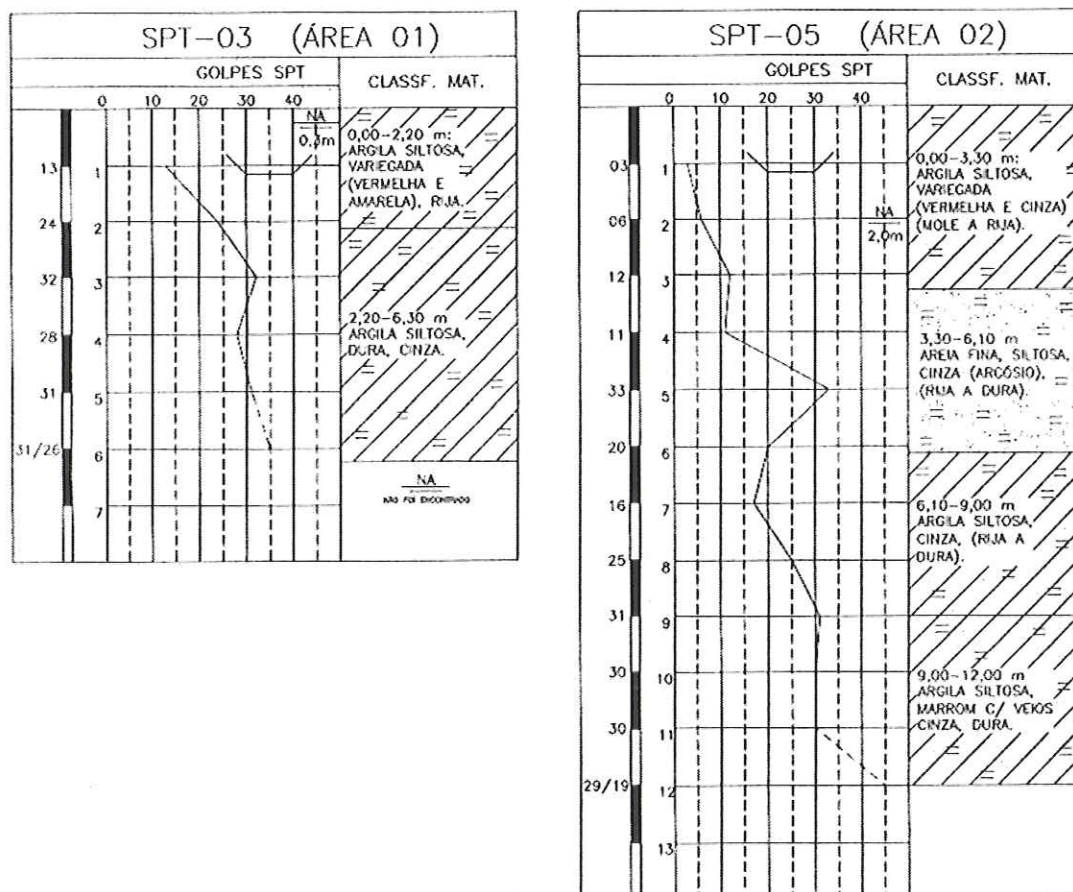


FIGURA 4.14 – Perfis Geotécnicos das Provas de Carga em Placa, realizadas no Sítio Experimental, áreas 1 e 2.

Na Tabela 4.16 são apresentados resultados de sondagem de simples reconhecimento, resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT, possíveis de serem associados às provas de carga em placa realizadas nas áreas 1 e 2. Tais resultados foram extraídos de Kormann (2002).

Nessas áreas também foram retirados vários blocos indeformados em poços escavados, mas não se estabeleceu relação entre esses e as provas de carga em placa, pois as provas de carga foram superficiais enquanto a retirada de blocos foi mais profunda.

TABELA 4.16–Resultados de ensaios de campo no Sítio Experimental (Kormann, 2002)

Prova de Carga	CPT $q_c$ (MPa)	SPT*	SPT <sub>médio</sub> **	sondagem N°
PCC-01	4,0	16	28	SPT-02
PCC-02	4,0	13	18,5	SPT-03
PCC-03	2,0	3	6	SPT-05
PCC-04	2,0	3	6	SPT-05

\* SPT considerado exatamente na cota de realização da prova de carga

\*\* SPTmédio considerando valor médio (1 metro acima, exatamente na cota e 1 metro abaixo)

Nos locais onde foram realizadas as provas de carga em placa também foram realizados ensaios de densidade “in situ” pelo método do cilindro de cravação, CBR “in situ”, cone de penetração dinâmica (DCP). Os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 4.17.

TABELA 4.17 –Resultados de ensaios de campo no Sítio Experimental

Prova de Carga	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CBR <sup>“in situ”</sup> (%)	DCP mm/golpe
PCC-01	18,2	38,6	4,4	26,86
PCC-02	16,5	45,8	4,7	25,47
PCC-03	16,1	52,1	4,9	40,19
PCC-04	16,6	55	6,5	28,95

Além dos ensaios de campo foram coletadas amostras deformadas para realização dos ensaios de caracterização, compactação e CBR, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.18 e 4.18 a.

TABELA 4.18 – Resultados de ensaios de laboratório no Sítio Experimental

Prova de Carga	Granulometria				Limites			Classificação	
	Pedreg. (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB
PCC-01	1	13	22	64	69	41	28	MH	A 7-5
PCC-02	0	8	22	70	72	48	24	MH	A 7-6
PCC-03	0	4	28	68	68	47	21	MH	A 7-5
PCC-04	0	8	19	73	74	47	27	MH	A 7-5

TABELA 4.18a – Resultados de ensaios de laboratório no Sítio Experimental

Prova de Carga	Compactação		CBR (%)	Expansão (CBR) (%)
	$\gamma_{d_{\max}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	wot (%)		
PCC-01	12,8	29,5	4	2,8
PCC-02	12,8	31,7	4,4	3,7
PCC-03	13,6	27,4	6,1	5,2
PCC-04	13,0	32,8	7,1	3,3

As argilas siltosas **variegadas** ensaiadas na Área 1, tem melhores características quanto a deformabilidade e resistência do que as argilas siltosas **variegadas** ensaiadas na Área 2, como pode ser verificado à partir dos resultados de CPT e SPT apresentados na Tabela 4.16. Os valores obtidos com o DCP concordam com essa observação, embora de maneira menos intensa, apontando valores de 25,47 mm/golpe e 26,86 mm/golpe, na área 1 e valores de 28,95 mm/golpe e 40,19 mm/golpe, na área 2.

As umidades naturais encontradas nas duas áreas são mais elevadas do que as umidades encontradas na área do DVU, onde também o perfil é caracterizado como argila siltosa **variegada**. O CBR “in situ” nas duas áreas foi menor do que o CBR “in situ” da área do DVU.

A expansão no ensaio CBR foi elevada em ambas as áreas, indicando essa característica de expansibilidade apontada por Kormann (2002).

Para observação dos resultados de ensaios realizados em todas as áreas estudadas nessa pesquisa, ver quadro resumo apresentado no Apêndice B.

## 4.2 Provas de Carga Realizadas em cada Área

Ao todo foram realizadas trinta provas de carga em placa sobre subleito de argilas da Formação Guabirota, e duas sobre sub-base, considerando todas as sete áreas caracterizadas anteriormente no item 4.1.

Em algumas áreas de estudo foram realizadas provas de carga em placa para fundações superficiais, baseadas na NBR 6489, e em outras áreas foram realizadas provas de carga em placa para fundação de pavimentos flexíveis ou rígidos, baseadas na ASTM D-1196-93. As provas de carga segundo a NBR 6489 objetivam determinar a tensão admissível do solo, levando o ensaio a tensões elevadas. Para essas provas de carga, o trecho de interesse na curva tensão – recalque será apenas o trecho linear inicial. Como para as provas de carga em placa segundo a ASTM D-1196-93 o objetivo específico é apenas a determinação do coeficiente de recalque, tais provas de carga são levadas a tensões bem menores onde na maioria dos casos tem-se um trecho linear em quase toda a curva tensão-deformação.

Nesse item serão apresentados os valores do coeficiente de recalque “k” obtidos das provas de carga em placa realizadas em cada área estudada. A análise desses valores será feita no Capítulo 5.

### 4.2.1 Prédio da Armação

As cinco provas de carga em placa realizadas no Prédio da Armação, seguiram a NBR 6489, portanto foram levadas a tensões elevadas que variaram de 0,4 MPa a 0,9 MPa, contudo o trecho de interesse é apenas o trecho linear inicial. Na Figura 4.15 é apresentada a curva tensão-recalque da prova de carga em placa AR-A1. As demais curvas tensão-recalque referentes às provas de carga AR-A18, AR-H7, AR-M1 e AR-P9 são apresentadas no Apêndice A.

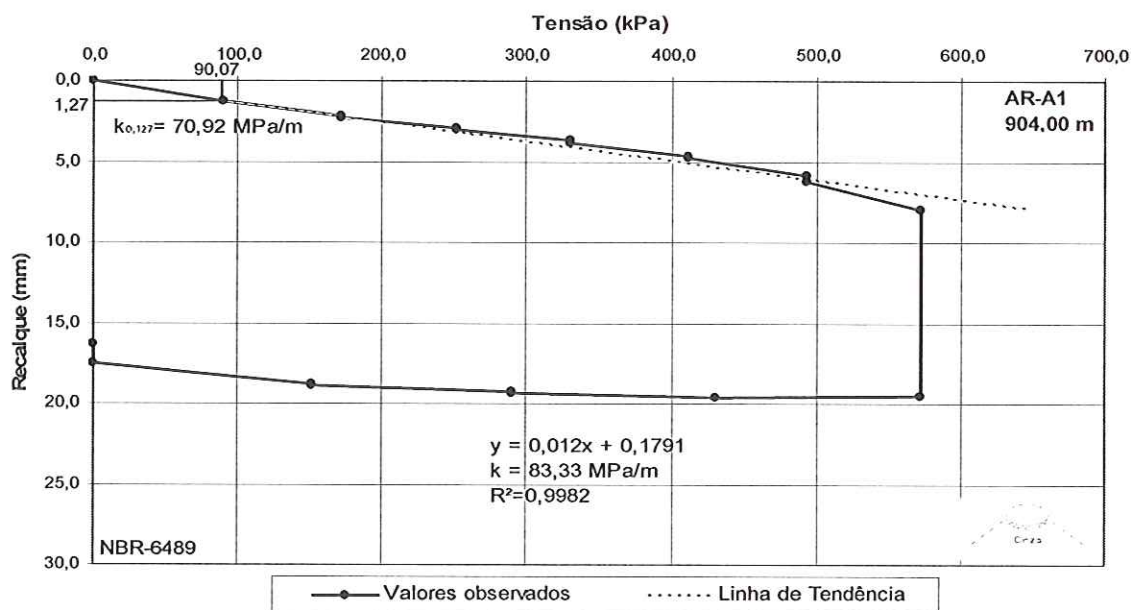


FIGURA 4.15 – Curva Tensão-Recalque da Prova de Carga em Placa AR-A1 realizada no Prédio da Armação

Para todas as provas de carga realizadas procedeu-se à determinação do coeficiente de recalque de duas maneiras. A primeira maneira determina o coeficiente de recalque para uma deflexão fixa definida como 0,127 cm, sendo denominado  $k_{0,127}$ . A segunda maneira determina o coeficiente de recalque a partir de uma regressão linear no trecho inicial da curva de carregamento, sendo denominado  $k_{med}$ . Para melhor entendimento pode-se observar a Figura 3.4 do capítulo 3.

Na Tabela 4.19 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as cinco provas de carga realizadas no Prédio da Armação, bem como o ajuste da regressão linear realizada.

TABELA 4.19 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Prédio da Armação, solo: argila siltosa, média a dura.

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor
AR-A1	904,0	70,92	83,33	0,9982	Cinza
AR-A18	904,6	59,93	90,09	0,9729	Cinza
AR-H7	904,8	23,98	46,3	0,9964	Cinza
AR-M1	904,3	89,45	103,09	0,9901	Cinza
AR-P9	904,9	128,72	75,76	0,9940	Cinza

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Média $k_{0,127}$ = 74,6 MPa/m
Média $k_{med}$ = 79,9 MPa/m
Desvio padrão $k_{0,127}$ = 38,5 MPa/m
Desvio Padrão $k_{med}$ = 21,4 MPa/m

#### 4.2.2 Prédio das Prensas

As nove provas de carga em placa realizadas no Prédio das Prensas, seguiram a NBR 6489, levadas a tensão de 0,4 MPa, sendo o trecho de interesse o trecho linear inicial.

Na Figura 4.16 é apresentada a curva tensão-recalque de uma das provas de carga em placa PR-01. As demais curvas tensão-recalque referentes às provas de carga PR-02, PR-03, PR-04, PR-05, PR-06, PR-07, PR-08 e PR-09 são apresentadas no Apêndice A.



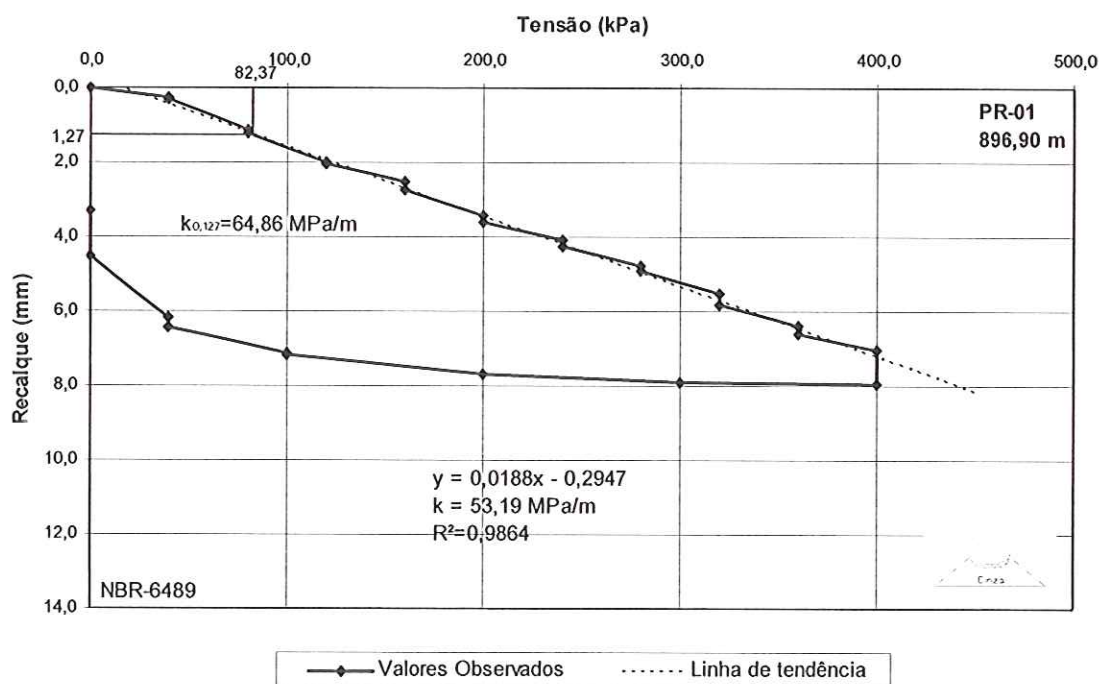


FIGURA 4.16 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga PR-01 realizada no Prédio das Prensas

Na Tabela 4.20 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as nove provas de carga realizadas no Prédio das Prensas, bem como o ajuste da regressão linear realizada.

TABELA 4.20 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Prédio das Prensas, solo: argila siltosa, dura

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor
PR-01	896,9	64,86	53,19	0,9064	Cinza
PR-02	898,1	68,64	44,44	0,9967	Cinza
PR-03	898,0	91,49	106,38	0,9961	Cinza
PR-04	898,1	104,29	99,01	0,9964	Cinza
PR-05	898,1	31,50	67,57	0,9802	Cinza
PR-06	898,1	18,02	28,65	0,9993	Cinza
PR-07	898,1	44,91	49,26	0,9935	Cinza
PR-08	898,1	314,96	303,03	0,9955	Cinza
PR-09	897,2	251,97	212,77	0,9962	Cinza

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Média  $k_{0,127}$  = 121,57 MPa/m  
Média  $k_{med}$  = 116,95 MPa/m  
Desvio padrão  $k_{0,127}$  = 103,93 MPa/m  
Desvio Padrão  $k_{med}$  = 93,03 MPa/m

### 4.2.3 Pátio de Containers

Foram realizadas seis provas de carga no Pátio de Containers, mas a prova de carga PT-01 estava assente sobre argila siltosa preta, não pertencente à Formação Guabirotuba, portanto nessa área serão apresentados os resultados das outras cinco provas de carga. Essas provas de carga também seguiram a NBR 6489, e foram levadas a tensões de 0,4 MPa.

Na Figura 4.17 é apresentada a curva tensão-recalque da prova de carga em placa PT-02. As demais curvas tensão-recalque referentes às provas de carga PT-03, PT-04, PT-05, PT-06 são apresentadas no Apêndice A.

Importante observar a partir da Figura 4.17, que em provas de carga segundo a NBR 6489, onde não há a aplicação de um carregamento prévio às efetivas leituras de deformação, diferentemente das provas de carga segundo a ASTM D 1196, pode ocorrer um primeiro trecho de deformação excessiva, promovendo diferenças expressivas o coeficiente de recalque é determinado para a deformação fixa de 0,127 cm, ( $k_{0,127}$ ) ao invés da adoção de ajuste linear, com determinação do ( $k_{med}$ ). No Capítulo 5 serão analisadas tais diferenças.

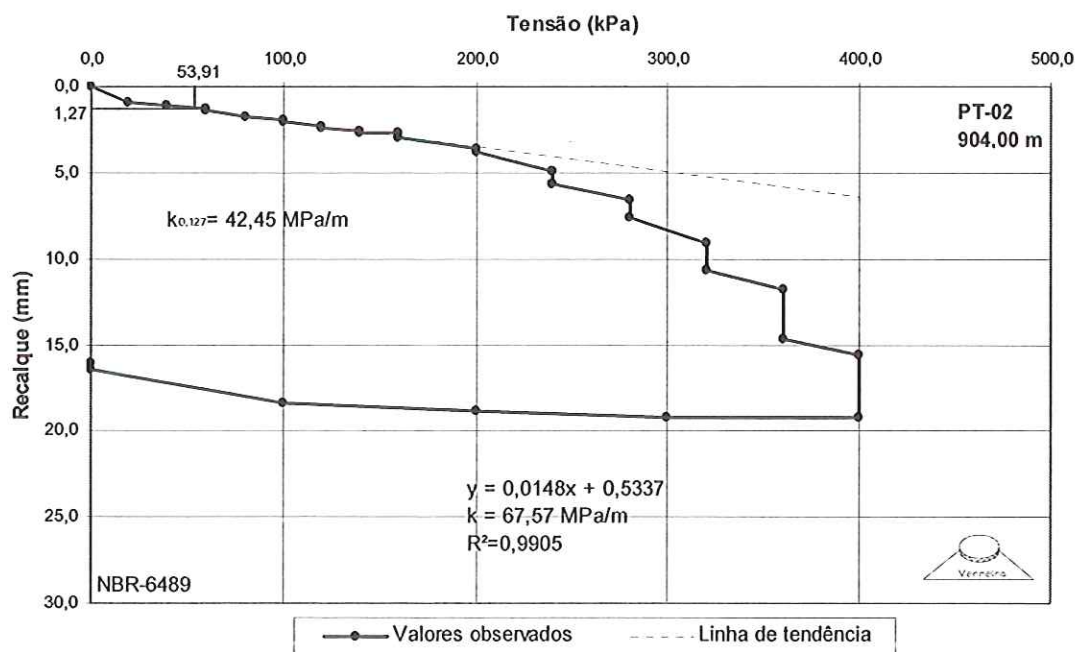


FIGURA 4.17 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga PT-02, realizada no Pátio de Containers

Na Tabela 4.21 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as cinco provas de carga realizadas no Pátio de Containers, bem como o ajuste da regressão linear realizada e a coloração do solo de fundação.

TABELA 4.21 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Pátio de Containers, solo: argila siltosa, mole a média

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor
PT-02	904,0	42,45	67,57	0,9905	Vermelha
PT-03	904,0	69,75	53,76	0,8852	Vermelha
PT-04	904,33	29,24	71,43	0,9972	Vermelha
PT-05	904,3	18,76	88,50	0,9925	Vermelha
PT-06	904,5	66,14	89,29	0,9957	Cinza

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Argilas siltosas vermelhas Média $k_{0,127}$ = 50,94 MPa/m Média $k_{med}$ = 70,35 MPa/m Desvio padrão $k_{0,127}$ = 24,08 MPa/m Desvio Padrão $k_{med}$ = 11,07 MPa/m
--

#### 4.2.4 Centro de Comunicações

Foram realizadas cinco provas de carga no Centro de Comunicações. Essas provas de carga também seguiram a NBR 6489, e foram levadas a tensões menores de no máximo 0,25 MPa, pois o solo de fundação (argila siltosa **variegada**) apresentou recalques elevados para esse nível de tensões, variando de 8 a 12 mm, o que implica coeficientes de recalque menores comparativamente aos das argilas **cinzas** e das argilas **vermelhas**. Na Figura 4.18 é apresentada a curva tensão-recalque da prova de carga em placa CC-01.

As demais curvas tensão-recalque referentes às provas de carga CC-02, CC-03, CC-04, CC-05 são apresentadas no Apêndice A.

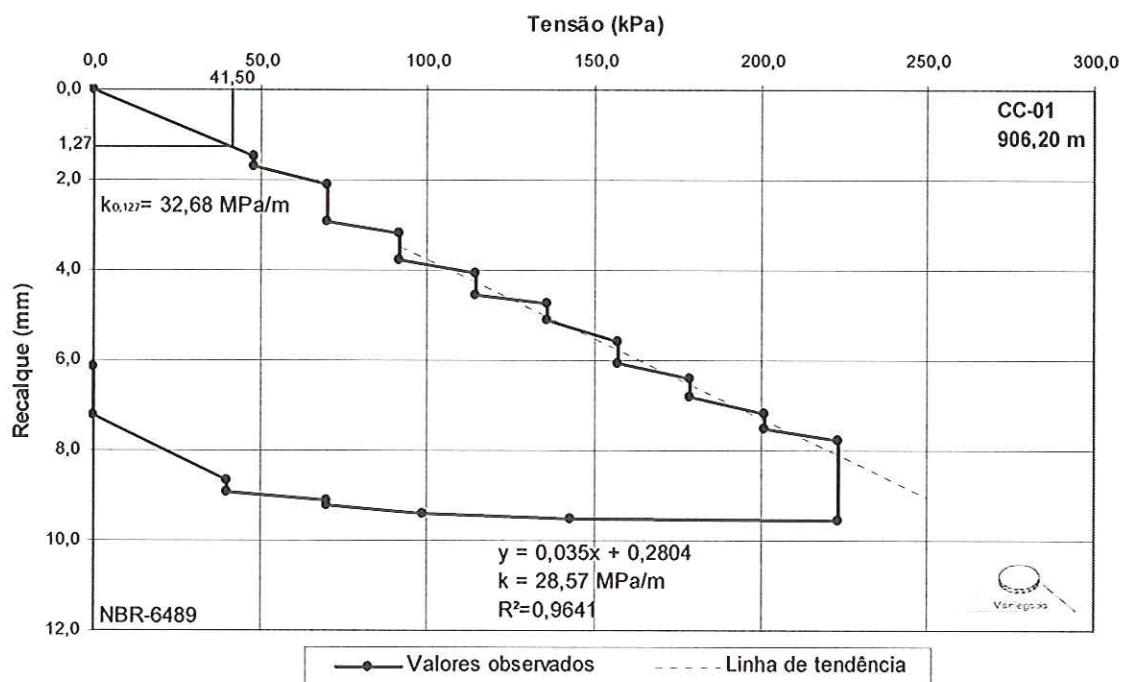


FIGURA 4.18 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga CC-01 realizada no Centro de Comunicações

Na Tabela 4.22 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as cinco provas de carga realizadas no Centro de Comunicações, bem como o ajuste da regressão linear realizada e a coloração do solo de fundação.

TABELA 4.22 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Centro de Comunicações, solo: argila siltosa média.

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor
CC-01	906,2	32,68	28,57	0,9641	Variegada
CC-02	906,22	26,67	23,98	0,9517	Variegada
CC-03	906,27	12,32	21,05	0,9720	Variegada
CC-04	906,05	30,40	18,76	0,9780	Variegada
CC-05	906,44	7,62	33,90	0,9794	Variegada

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Média  $k_{0,127} = 25,51 \text{ MPa/m}$   
Média  $k_{med} = 25,25 \text{ MPa/m}$   
Desvio padrão  $k_{0,127} = 9,14 \text{ MPa/m}$   
Desvio Padrão  $k_{med} = 6,06 \text{ MPa/m}$

#### 4.2.5 Divisão de Veículos Utilitários

Foram realizadas quatro provas de carga na Divisão de Veículos Utilitários, sendo duas assentes sobre o solo de fundação (subleito) da Formação Guabirota e outras duas nos mesmos locais assentes sobre a sub-base composta de 30 cm de pedregulho arenoso, conforme caracterizado no item 4.1.5. Tais provas de carga seguiram a ASTM D-1196, e foram levadas a tensões máximas de 0,18 MPa. Nesse método de execução faz-se um pré-carregamento que favorece o assentamento inicial do solo, e tende a fornecer um trecho linear na curva tensão-recalque desde o início do carregamento. A curva tensão-recalque inicia-se com uma tensão igual a metade da tensão responsável pelo pré-carregamento. Esse procedimento encontra-se detalhado no Capítulo 3. As duas provas de carga assentes sobre o subleito apresentam como peculiaridade serem representativas da argila siltosa **vermelha** e da argila siltosa **variegada**, e apresentarem resposta quanto à deformabilidade bastante diferentes como pode ser observado através das curvas tensão-recalque, Figuras 4.19 e 4.20, bem como na Tabela 4.23.

Como o objetivo das provas de carga realizadas sobre a sub-base é avaliar a melhoria ocorrida no sistema fundação pela utilização de sub-base, optou-se por apresentar todas as curvas tensão-recalque referentes às quatro provas no corpo principal da dissertação, permitindo analisar tais melhorias no Capítulo 5. São apresentadas nas Figuras 4.21 e 4.22, as curvas tensão-deformação das provas de carga efetuadas sobre a sub-base.

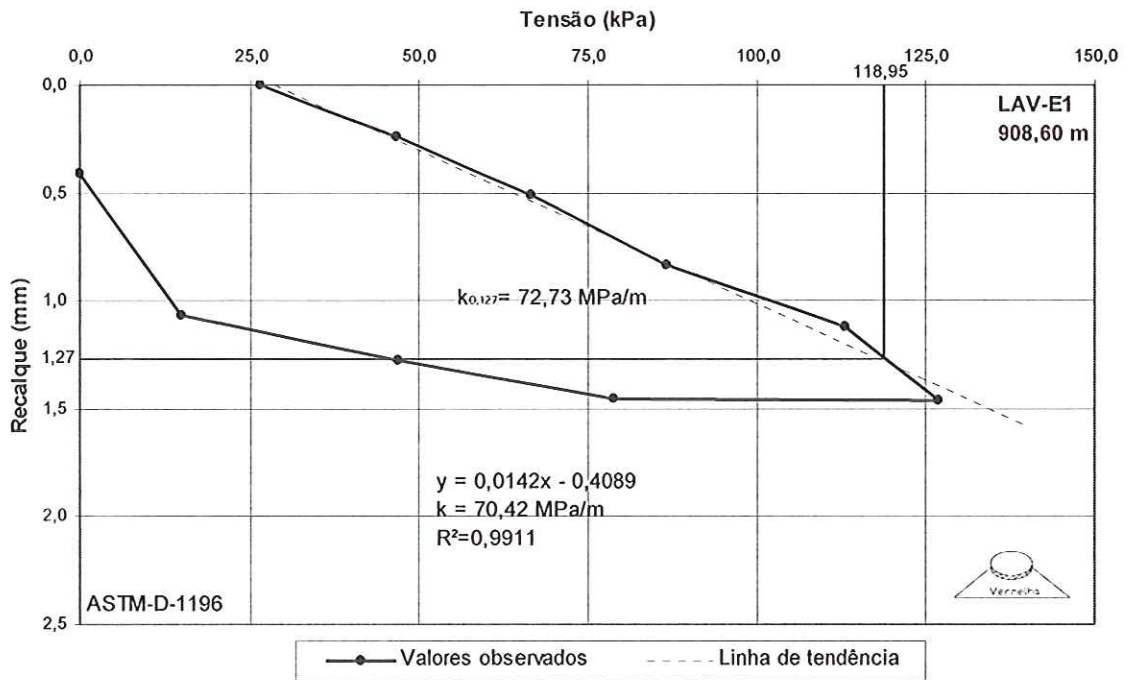


FIGURA 4.19 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga em placa LAV-E1 (subleito) realizada na DVU.

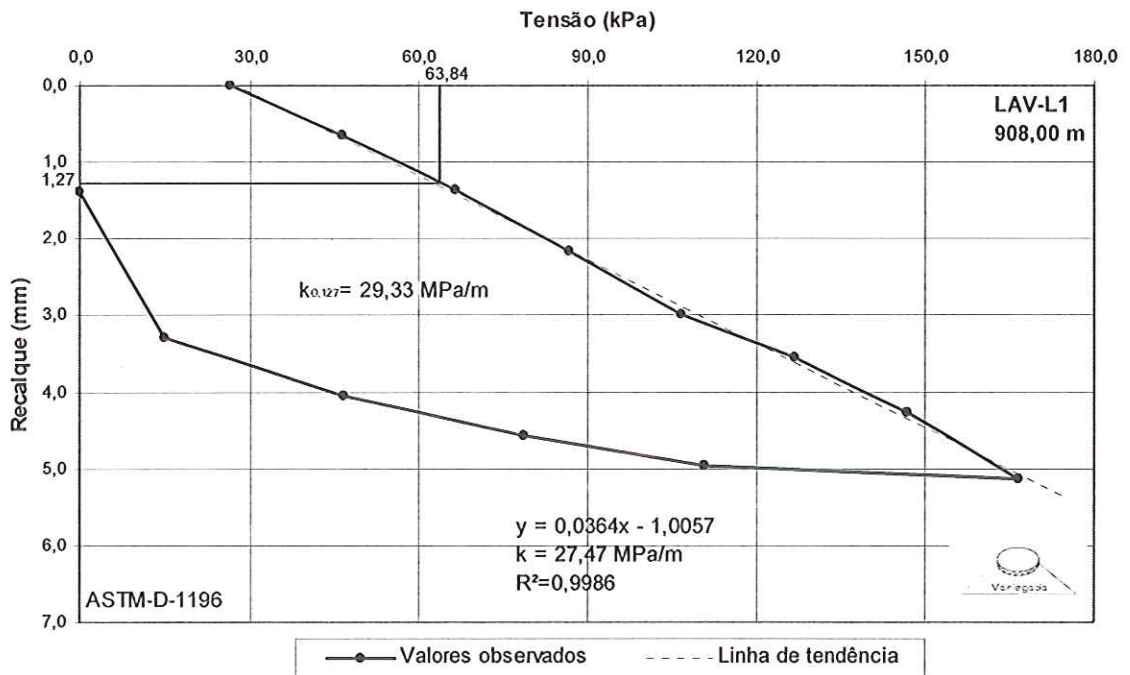


FIGURA 4.20 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga em placa LAV-L1 (subleito) realizada na DVU.

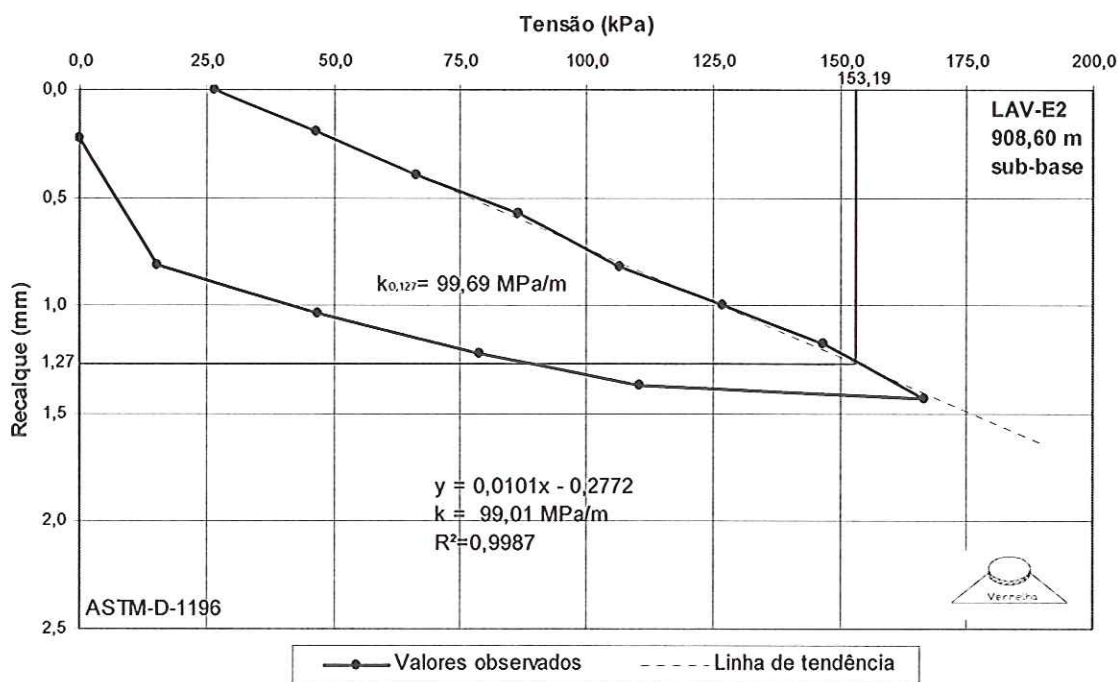


FIGURA 4.21- Curva Tensão-Recalque da prova de carga em placa LAV-E2 (sub-base) realizada na DVU.

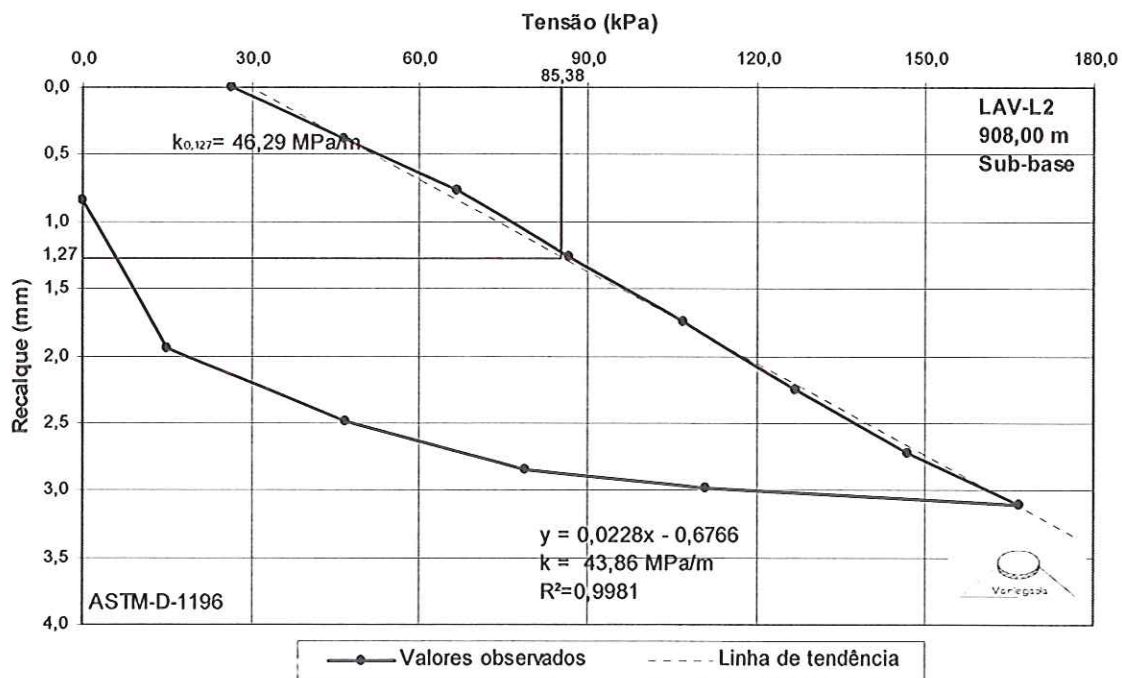


FIGURA 4.22 – Curva Tensão-Recalque da prova de carga em placa LAV-L2 (sub-base) realizada na DVU.

Na Tabela 4.23 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as quatro provas de carga realizadas na Divisão de Veículos Utilitários (DVU), sendo duas em subleito e duas em sub-base.

TABELA 4.23 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas na Divisão de Veículos Utilitários, solo: argila siltosa média.

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor	Assente sobre
LAV-E1	908,6	72,73	70,42	0,9911	Vermelha	Subleito
LAV-L1	908,0	29,33	27,47	0,9986	Variegada	Subleito
LAV-E2	908,9	99,69	99,01	0,9987	Vermelha	Sub-base
LAV-L2	908,3	46,29	43,86	0,9981	Variegada	Sub-base

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

#### 4.2.6 Sítio Experimental da UFPR

Foram realizadas quatro provas de carga no Sítio Experimental da UFPR, sendo duas na Área 1 e outras duas na Área 2. A caracterização de tais áreas está apresentada no item 4.1.6. Tais provas de carga seguiram a ASTM D-1196, e foram levadas a tensões máximas de 0,12 MPa, essa tensão máxima relativamente baixa quando comparado com as demais provas de carga realizadas nas outras áreas da pesquisa, deve-se ao fato do solo de fundação (subleito) ser composto por argilas siltosas **variegadas**, representativa como já foi dito da Formação Guabirotuba “intemperizada”, o que caracteriza deformabilidades maiores e conseqüente coeficientes de recalque menores, como pode ser observado a partir da curva tensão-recalque da prova de carga PCC-01 apresentada na Figura 4.23 e da Tabela Resumo dos resultados 4.24.

As demais curvas tensão-recalque referentes às provas de carga PCC-02, PCC-03, PCC-04 são apresentadas no Apêndice A.



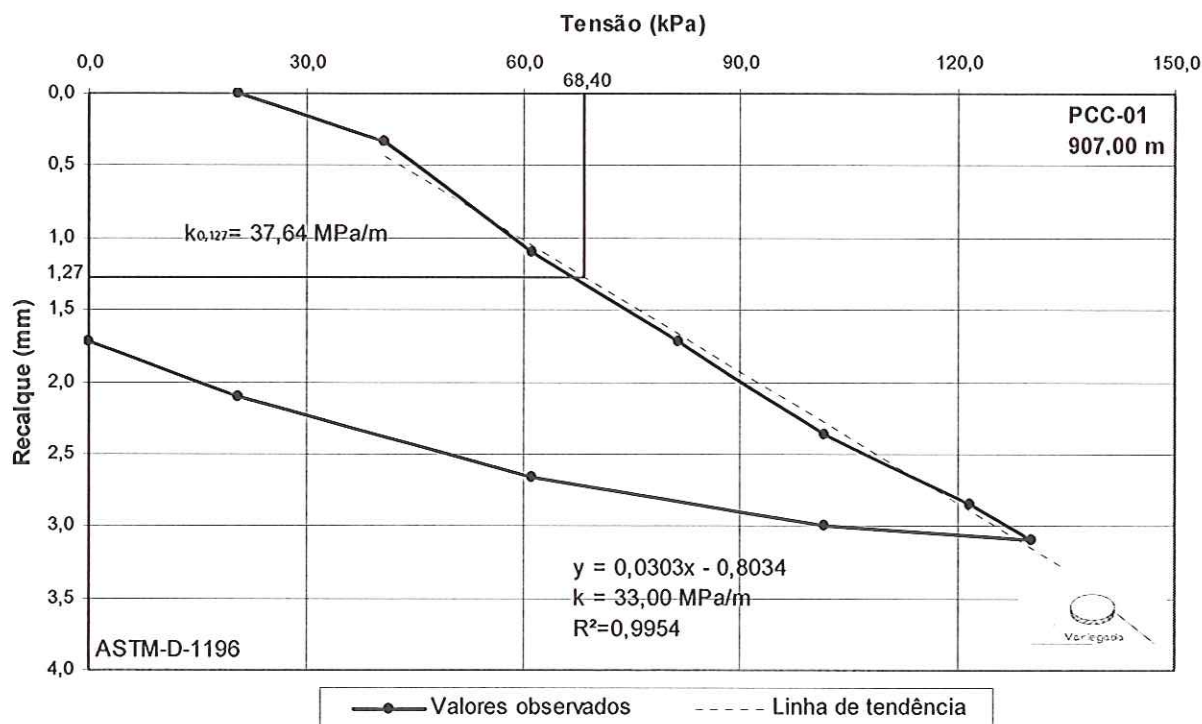


FIGURA 4.23 – Curva Tensão – Recalque da prova de carga PCC-01 realizada na Área 1 do Sítio Experimental da UFPR.

Na Tabela 4.24 são apresentados os valores do coeficiente de recalque para as quatro provas de carga realizadas nas Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental da UFPR.

TABELA 4.24 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas no Sítio Experimental, solo: argila siltosa, mole a média.

Área	Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)	$R^2$	Cor
Área 1	PCC-01	907,5	37,64	33,0	0,9954	Variegada
Área 1	PCC-02	907,7	32,26	36,5	0,9929	Variegada
Área 2	PCC-03	919,6	33,34	30,03	0,9949	Variegada
Área 2	PCC-04	919,5	21,38	26,6	0,9943	Variegada

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Média  $k_{0,127}$  = 31,16 MPa/m  
 Média  $k_{med}$  = 31,53 MPa/m  
 Desvio padrão  $k_{0,127}$  = 11,98 MPa/m  
 Desvio Padrão  $k_{med}$  = 4,21 MPa/m

## Capítulo 5

### Análise e Discussão dos Resultados

Nesse capítulo busca-se:

- a) Comparar as diferentes características dos materiais ensaiados;
- b) Verificar como varia o coeficiente de recalque, determinado através de provas de carga em placa, para diferentes materiais da Formação Guabirota;
- c) Analisar as sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT realizadas em diferentes etapas;
- d) Discutir os diferentes métodos de determinação do coeficiente de recalque, a partir da fixação da deformação em 0,127 cm (representado como  $k_{0,127}$ ), ou a partir de uma regressão linear no trecho inicial da curva tensão-recalque (representado como  $k_{med}$ );
- e) Comparar os valores do coeficiente de recalque obtidos com os sugeridos na literatura;
- f) Comparar o efeito da sub-base na melhoria do sistema de fundação (sub-base/subleito);
- g) Estabelecer correlações entre o coeficiente de recalque e outros parâmetros do solo, sejam parâmetros de campo (SPT, DCP,  $CBR_{in situ}$ ) ou parâmetros de laboratório (granulometria, limites, CBR), verificando também a aplicabilidade das correlações sugeridas na literatura para esses solos da Formação Guabirota.

#### 5.1 Características dos Diferentes Materiais Ensaçados

Faz-se a seguir uma comparação entre as características dos materiais encontrados em cada área, considerando a classificação prática adotada, ou seja, argilas **cinzas**, argilas **variegadas** e argilas **vermelhas**.

### 5.1.1 Argilas cinzas

Estas argilas mostram SPT variando entre 10 e 60 e média de 34 com desvio padrão de 18,5. A variabilidade encontrada nos valores de SPT para essas argilas foi bem superior à encontrada para as argilas variegadas e vermelhas. Os maiores SPT ocorrem no Prédio das Prensas, com vários locais atingindo o impenetrável.

O ensaio de cone de penetração dinâmica (DCP) apresentou como resultado 7,32 mm/golpe e 15,52 mm/golpe, para os dois pontos ensaiados. Foram determinados o peso específico natural e a umidade natural para essas argilas em duas amostras, com valores de 17,88 kN/m<sup>3</sup> e 18,70 kN/m<sup>3</sup> e 42,30% e 34,70% respectivamente.

Para essas duas amostras a porcentagem de argila foi de 54% e 58%, limite de liquidez de 64% e 85% e índice de plasticidade de 29% e 31%. Peso específico dos grãos igual a 27,3 kN/m<sup>3</sup>.

### 5.1.2 Argilas variegadas

Estas argilas mostram SPT variando entre 3 e 28 e média de 10 com desvio padrão de 6,5. Indicando menor consistência que as argilas cinzas. Os maiores SPT ocorrem na Área 1 do Sítio Experimental. Os ensaios DCP variam entre 25,47 mm/golpe e 40,19 mm/golpe, indicando maior deformabilidade quando comparadas às argilas cinzas.

Cinco amostras desse grupo foram ensaiadas com a determinação dos seguintes parâmetros: peso específico natural variando entre 16,10 kN/m<sup>3</sup> e 19,20 kN/m<sup>3</sup>, umidade natural variando entre 30,2% e 55,0%, peso específico dos grãos variando entre 26,5 kN/m<sup>3</sup> e 28,95 kN/m<sup>3</sup>.

Para essas cinco amostras a porcentagem de argila variou entre 56% e 73%, com limite de liquidez variando entre 55% e 74% e índice de plasticidade variando entre 21% e 28%.

Os parâmetros de compactação, peso específico seco máximo e umidade ótima variaram entre 12,8 kN/m<sup>3</sup> e 16,2 kN/m<sup>3</sup>, e entre 21,5% e 32,8%, respectivamente. Ao se comparar as umidades naturais com as umidades ótimas de compactação, fica perceptível a dificuldade em executar obras de terraplenagem com tais solos. O grau de saturação variou entre 86,53% e 100%. O índice de vazios variou entre 0,80 e 1,70.

O índice de suporte Califórnia (CBR) obtido em laboratório para a umidade ótima, apresentou valores variando entre 4% e 9,1%, com expansões altas, variando entre 2,8% e 5,2%. Indicando o caráter expansivo desses solos, minimizado devido às elevadas umidades naturais.

### **5.1.3 Argilas vermelhas**

Estas argilas mostram SPT variando entre 4 e 7 e média de 4,8 com desvio padrão de 1. Indicando menor consistência que as argilas cinzas e as argilas variegadas. Essa menor consistência é também observada através dos valores do ensaio DCP, que variam entre 32,30 mm/golpe e 44,70 mm/golpe.

Três amostras desse grupo foram ensaiadas com a determinação dos seguintes parâmetros: peso específico natural variando entre 15,69 kN/m<sup>3</sup> e 19,18 kN/m<sup>3</sup>, umidade natural variando entre 35,7% e 45,1%, peso específico dos grãos sem variação, igual a 27,5 kN/m<sup>3</sup>.

Para essas três amostras, a porcentagem de argila variou entre 53% e 65%, com limite de liquidez variando entre 51% e 73% e índice de plasticidade variando entre 17% e 29%.

Os parâmetros de compactação, peso específico seco máximo e umidade ótima variaram entre 14,0 kN/m<sup>3</sup> e 14,6 kN/m<sup>3</sup>, e entre 28,5% e 32,8%, respectivamente. O grau de saturação variou entre 76,86% e 100%. O índice de vazios variou entre 0,95 e 1,54.

O índice de suporte Califórnia (CBR) obtido em laboratório para a umidade ótima, apresentou valores altos para solos argilosos, variando entre 10,2% e 26,3%, com expansão igual a zero. Tais valores podem estar associados ao processo de laterização sofrido por essa argilas.

## **5.2 Coeficientes de Recalque de Argilas da Formação Guabirota em diferentes níveis de Intemperismo**

A partir da observação dos valores do coeficiente de recalque para as diferentes áreas estudadas, apresentados nas Tabelas 4.19 a 4.24, pode-se perceber uma grande variabilidade de valores, desde 18,76 MPa/m até 303,03 MPa/m.

Numa primeira tentativa de explicar tal variabilidade, buscou-se verificar os resultados dos ensaios de laboratório (granulometria, limites de consistência, compactação), apresentados nas Tabelas 4.2, 4.5, 4.8, 4.8a, 4.9a, 4.11, 4.12a, 4.14, 4.14a, 4.18 e 4.18a. Na grande maioria dos pontos, o solo é caracterizado como argila siltosa, com limites de consistência elevados, classificado segundo a UCS como MH e segundo a HRB como A-7-5. Portanto a explicação para a variabilidade dos coeficientes de recalque, ao menos no universo ensaiado, não está nos parâmetros usuais de caracterização dos solos, que conduziram a uma mesma classificação. Mais adiante, serão apresentados em forma de gráficos, os valores do coeficiente de recalque "k" versus alguns desses parâmetros de caracterização.

Numa segunda tentativa, buscou-se verificar os resultados dos ensaios de campo (SPT, DCP, CPT, CBR "in situ", densidade e umidade natural), apresentados nas Tabelas 4.1, 4.4, 4.7, 4.10, 4.13, 4.16 e 4.17, onde foi observado que de uma maneira geral, as características de estado do solo (consistência, SPT, entre outras) explicam os valores de coeficiente de recalque obtidos nas provas de carga em placa. Tais características de estado devem estar associadas ao nível de intemperismo sofrido pelo solos da Formação Guabirotuba. Este nível de intemperismo foi assumido como relacionado à coloração dos diferentes materiais, onde as argilas **cinzas** são argilas "inalteradas ou pouco alteradas", geralmente de consistência rija a dura, as argilas **variegadas** são argilas "alteradas", de consistência mole a média e as argilas **vermelhas** são argilas alteradas, que sofreram uma evolução pedológica, tornando-se "laterizadas". A seguir serão agrupados os coeficientes de recalque em função do nível de intemperismo sofrido, refletido pela coloração do solo (ver Tabelas 4.19 a 4.24), independentemente da área estudada.

Adiante serão apresentados em forma de gráfico, os valores do coeficiente de recalque versus os parâmetros de campo (SPT, DCP, CPT, CBR "in situ", densidade natural e umidade natural).

### 5.2.1 Argilas "inalteradas ou pouco alteradas" - cor: Cinza

As argilas **cinzas** representam o subleito nas cinco provas de carga em placa realizadas no Prédio da Armação (AR), nas nove provas de carga em placa realizadas no Prédio das Prensas (PR), e em apenas uma prova de carga em placa realizada no Pátio de Containers (PT).

Na Tabela 5.1 são agrupados os coeficientes de recalque para as argilas cinzas ensaiadas (Curvas tensão-recalque das provas de carga, ver Apêndice A) .

TABELA 5.1 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Cinza

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)
AR-A1	904,0	70,92	83,33
AR-A18	904,6	59,93	90,09
AR-H7	904,8	23,98	46,3
AR-M1	904,3	89,45	103,09
AR-P9	904,9	128,72	75,76
PR-01	896,9	33,36	53,19
PR-02	898,1	68,64	44,44
PR-03	898,0	91,49	106,38
PR-04	898,1	104,29	99,01
PR-05	898,1	31,50	67,57
PR-06	898,1	18,02	28,65
PR-07	898,1	44,91	49,26
PR-08	898,1	314,96	303,03
PR-09	897,2	251,97	212,77
PT-06	904,5	66,14	89,29

Média  $k_{0,127}$  = 68,64 MPa/m

Média  $k_{med}$  = 83,33 MPa/m

Desvio Padrão  $k_{0,127}$  = 84,04 MPa/m

Desvio Padrão  $k_{med}$  = 71,61 MPa/m

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Como já comentado no item 4.1.2, para a implantação do Prédio das Prensas foi realizada uma escavação média de 9,0 metros, indicado pelas cotas da Tabela 5.1. Na cota de realização das provas de carga têm-se valores de SPT superiores a 30, indicando argilas de consistência dura, o que leva a expectativa de coeficientes de recalque elevados. Realmente os valores de  $k_{med}$  variaram de 44,44 MPa/m a 303,03 MPa/m, à exceção da prova de carga PR-06 cujo  $k_{med}$  foi de 28,65 MPa/m. Este baixo valor pode ser explicado pela provável alteração de estado (“afofamento”) da argila local, causada pela surgência de água próxima ao pé do talude, onde localizava-se a prova de carga PR-06 (Fig. 4.3). Por esse motivo esse valor será excluído das correlações, pois não reflete o comportamento das argilas “inalteradas” da Formação Guabirotuba.

Mesmo assim, ainda é grande a variabilidade dos valores do coeficiente de recalque (de 44,44 a 303,03 MPa/m) para as argilas cinzas. Alguns fatores que podem ter motivado tal variabilidade são o nível de intemperismo (inalteradas a pouco alteradas), o desconfinamento do solo, variações granulométricas,

problemas experimentais localizados associados a surgência d'água e ao umedecimento pela chuva.

Tais valores indicam um subleito competente, onde para dimensionamento de pavimentos rígidos, a utilização de sub-base será necessária apenas para melhorar a distribuição de tensões e evitar o bombeamento dos finos. Uma ressalva de ordem prática é que tais características são difícilimas de serem mantidas, dada a facilidade com que esses solos variam de volume, quer seja por desconfinamento ou por ciclos de ressecamento e umedecimento quando expostos.

No subitem seguinte serão apresentados os valores do coeficiente de recalque para as argilas **variegadas**, quando devido ao seu maior nível de intemperismo, são esperados resultados aquém das argilas cinzas.

### 5.2.2 Argilas “alteradas” - cor: Variegada

As argilas **variegadas**, com mescla de cores vermelha, rosa, branca, roxa e amarela, representam o subleito nas cinco provas de carga em placa realizadas no Centro de Comunicações (CC), em uma prova de carga em placa realizada no DVU (LAV) e em quatro provas de carga em placa realizadas no Sítio Experimental da UFPR (PCC).

Na Tabela 5.2 são agrupados os coeficientes de recalque para as argilas **variegadas** ensaiadas (Curvas tensão- recalque das provas de carga, ver Apêndice A).

Os valores do coeficiente de recalque para as argilas siltosas **variegadas** variaram de 18,76MPa/m a 36,5MPa/m, indicando ser esse subleito mais deformável. Isso pode ser observado, comparando-se os recalques apresentados pelas argilas siltosas **variegadas** aos recalques apresentados pelas argilas siltosas **cinzas**, para um mesmo nível de tensão aplicado. Como exemplo, comparou-se o recalque em milímetros apresentado para a tensão de 100 kPa, na prova de carga AR-01 (argila cinza), Fig. 4.15, com a prova de carga CC-01 (argila variegada), Fig. 4.18. O recalque para a prova de carga AR-01 foi de 1,30 mm, enquanto que para a prova de carga CC-01 foi três vezes maior, ou seja, 3,90 mm.

Tal comportamento é explicado pelo intemperismo sofrido por estas argilas da Formação Guabirotuba, já comentado no Capítulo 3. Tais valores indicam um subleito menos competente do que as argilas siltosas **cinzas**, logo para o dimensionamento de pavimentos rígidos, a utilização de sub-base será necessária

para promover melhoria da capacidade de suporte de todo o sistema (sub-base/subleito), não apenas para melhorar a distribuição de tensões e evitar o bombeamento dos finos.

TABELA 5.2 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Variegadas

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)
CC-01	906,2	32,68	28,57
CC-02	906,22	26,67	23,98
CC-03	906,27	12,32	21,05
CC-04	906,05	30,40	18,76
CC-05	906,44	7,62	33,90
LAV-L1	908,0	29,33	27,47
PCC-01	907,5	37,64	33,0
PCC-02	907,7	32,26	36,5
PCC-03	919,6	33,34	30,03
PCC-04	919,5	21,38	26,6

Média  $k_{0,127}$  = 26,36 MPa/m

Média  $k_{med}$  = 28,02 MPa/m

Desvio Padrão  $k_{0,127}$  = 11,93 MPa/m

Desvio Padrão  $k_{med}$  = 5,66 MPa/m

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

No subitem seguinte serão apresentados os valores do coeficiente de recalque para as argilas **vermelhas**, que apesar de intemperizadas, também ficaram sujeitas a processos de laterização, o que, espera-se redundará em melhores valores de coeficiente de recalque, quando comparados aos das argilas variegadas.

### 5.2.3 Argilas “alteradas e laterizadas” - cor: Vermelha

As argilas **vermelhas**, representam o subleito nas quatro provas de carga em placa realizadas no Pátio de Containers (PT) e em uma prova de carga em placa realizada no DVU (LAV).

Na Tabela 5.3 são agrupados os coeficientes de recalque para as argilas **vermelhas** ensaiadas (Curvas tensão- recalque das provas de carga, ver Apêndice A).





TABELA 5.3 – Coeficiente de Recalque para as provas de carga realizadas em Argilas Siltosas Vermelhas

Prova de Carga	Cota (m)	$k_{0,127}^*$ (MPa/m)	$k_{med}^{**}$ (MPa/m)
PT-02	904,0	38,17	67,57
PT-03	904,0	69,75	53,76
PT-04	904,33	29,24	71,43
PT-05	904,3	18,76	88,50
LAV –E1	908,6	72,73	70,42

Média $k_{0,127}$ = 38,17 MPa/m
Média $k_{med}$ = 70,42 MPa/m
Desvio Padrão $k_{0,127}$ = 24,30 MPa/m
Desvio Padrão $k_{med}$ = 12,38 MPa/m

\*  $k_{0,127}$  – Obtido para deflexão fixa de 0,127 cm

\*\*  $k_{med}$  - Obtido a partir de regressão linear

Os valores do coeficiente de recalque para as argilas siltosas **vermelhas** variam de 53,76 MPa/m a 88,50 MPa/m, tais valores indicam também um subleito competente, onde para dimensionamento de pavimentos rígidos, a utilização de sub-base será necessária apenas para melhorar a distribuição de tensões e evitar o bombeamento dos finos.

Do ponto de vista da prática executiva tais materiais são mais estáveis às intempéries e ao desconfinamento.

### 5.3 Análise das Sondagens de Simples Reconhecimento (SPT)

Na prática da engenharia de infraestrutura da região, fica clara a influência do desconfinamento nas características de materiais da Formação Guabirotuba.

Em uma das indústrias que compõe este banco de dados, onde se localizam os prédios “Prensas” e “Armação”, o banco de dados existente de sondagens de simples reconhecimento (SPT) permite a comparação entre os ensaios de determinação do SPT executados no terreno natural com aqueles executados após a terraplenagem do platô industrial.

Foram escolhidas sondagens destes prédios por se tratarem de locais onde as escavações foram significativas, neste caso, maiores que três metros. Nas “Prensas” a escavação média foi da ordem de 4,5 m, já na “Armação” foi de 6,2 m.

Nas figuras a seguir, de forma a permitir a comparação, as sondagens foram niveladas e lançadas no gráfico considerando a profundidade ‘zero’ como aquela relativa a cota do terreno natural antes dos serviços de corte. Assim, as sondagens anteriores possuirão o primeiro ponto já na profundidade de um metro, e as

sondagens posteriores são lançadas iniciando-se na profundidade relativa ao respectivo corte daquele ponto.

Na Figura 5.1 está lançado o conjunto completo das sondagens anteriores e posteriores aos serviços de terraplenagem (corte) dos prédios da Armação e Prensas. As sondagens anteriores estão representadas pelos pontos cheios, já os pontos vazados são aqueles que representam as sondagens posteriores aos cortes.

Nesta figura pode-se notar uma clara tendência dos valores de SPT posteriores à escavação (desconfinados), representados pelos pontos vazados, serem inferiores àqueles encontrados para as mesmas camadas anteriormente à escavação (pontos cheios).

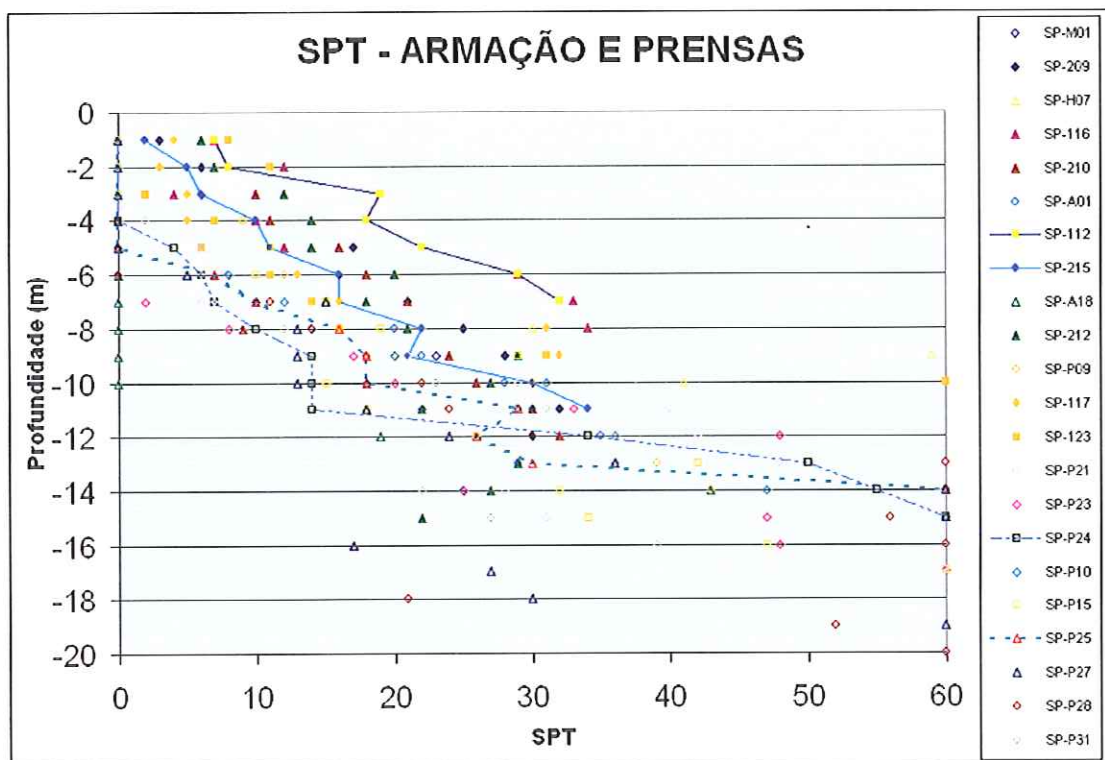


FIGURA 5.1 – Comparativo entre Sondagens anteriores e posteriores à Terraplenagem nos Prédios da Armação e Prensas

A Figura 5.2 a seguir destaca dois pontos, respectivamente, próximos às provas AR-A01 e AR-M01, onde a coincidência de locação das sondagens anteriores e posteriores permite uma comparação específica.

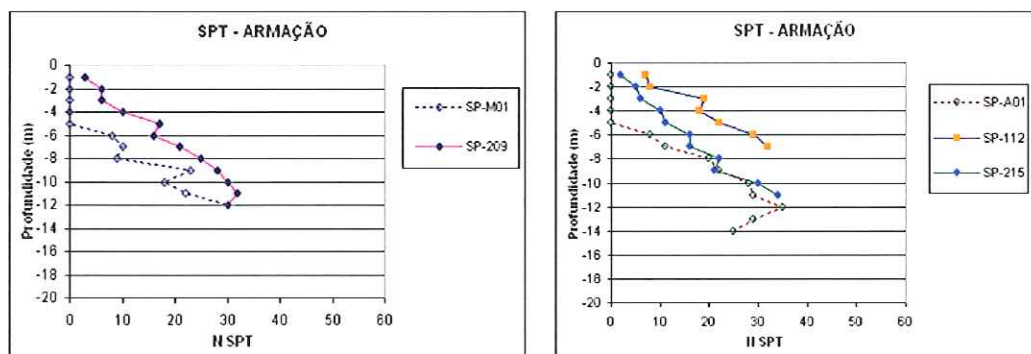


FIGURA 5.2 – Comparativo entre Sondagens SPT anteriores e posteriores à Terraplenagem próximas às Provas de Carga AR-A01 e AR-M01

A análise destes dois pontos não deixa dúvidas, levando a mesma conclusão, ou seja, a influência do desconfinamento (alívio de tensões) no valor do SPT, causando um “amolecimento” do solo após um corte, neste caso, de cerca de 4 metros.

Como comentado, esta tendência é notada na prática de obras da região. Dada a facilidade com que varia de volume, quer seja por desconfinamento ou por ciclos de ressecamento e umedecimento quando expostas, as argilas da Formação Guabirota dificilmente mantêm seu estado original por muito tempo, necessitando de procedimentos ágeis e programados de execução, para garantir que valores de coeficiente de recalque “k” potencialmente bons sejam obtidos ao final da execução dos pisos.

Não é incomum a necessidade de remoção de camadas alteradas e sua substituição por solo competente ou material granular.

Nas argilas rijas e duras da Formação Guabirota, o tradicional tratamento do subleito, com revolvimento do solo e recompressão, é dificultado pelas condições de umidade natural e pela própria constituição mineralógica do solo (com presença de argilo-minerais expansivos).

## 5.4 Diferentes Métodos de Determinação do Coeficiente de Recalque

Conforme apresentado no Capítulo 3, a determinação do coeficiente de recalque usualmente é feita para uma deflexão específica definida como 0,127 cm, sendo designado como  $k_{0,127}$ , e esquematizado na Figura 3.4 a.

Nesse trabalho o coeficiente de recalque também foi determinado a partir de uma regressão linear no trecho inicial da curva de carregamento da prova de carga em placa, sendo designado como  $k_{med}$ , e esquematizado na Figura 3.4 b.

Em todas as provas de carga em placa realizadas e apresentadas nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 têm-se o coeficiente de recalque para os dois métodos.

As provas de carga em placa realizadas no Prédio da Armação (AR), no Prédio das Prensas (PR), no Pátio de Containers (PT) e no Centro de Comunicações (CC) foram baseadas na NBR 6489, onde os valores do  $k_{0,127}$  mostraram-se de maneira geral inferiores aos valores do  $k_{med}$ .

A Figura 5.3 ilustra a comparação entre os dois métodos de obtenção do k.

As provas de carga em placa realizadas na Divisão de Veículos Utilitários-DVU (LAV) e no Sítio Experimental da UFPR (PCC) foram baseadas na ASTM D-1196-93, onde os valores do  $k_{0,127}$  mostraram-se praticamente iguais aos valores do  $k_{med}$ .

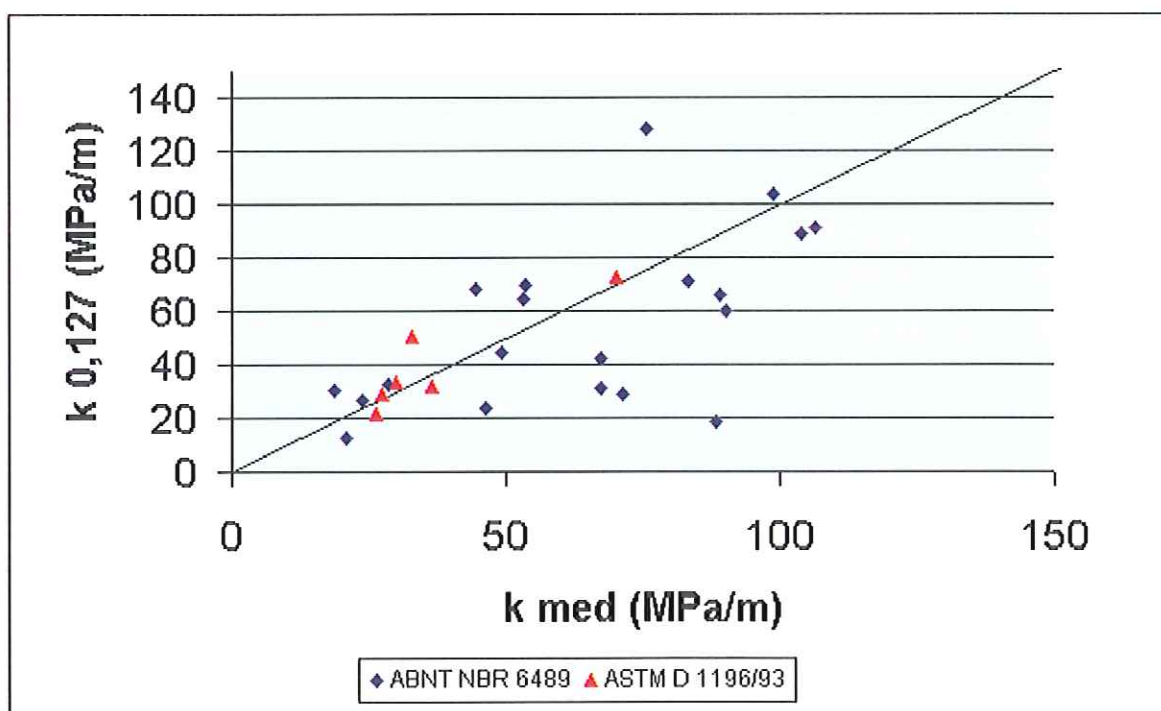


FIGURA 5.3 – Comparativo entre  $k_{0,127}$  e  $k_{med}$

Este fato pode ser explicado pela diferença no procedimento entre a ASTM D-1196-93 e a NBR 6489, onde o pré-carregamento inicial sugerido pela ASTM favorece o assentamento do subleito, permitindo na maioria dos ensaios ter-se um trecho linear desde o início da curva tensão-recalque, aproximando-se da premissa de parâmetro elástico, do coeficiente de recalque. Tal procedimento não é seguido pela NBR 6489, pois o objetivo dessa norma é a determinação da tensão admissível do solo, portanto sua atenção está voltada para o trecho final da curva tensão-recalque e não para o trecho inicial da curva, onde é determinado o coeficiente de recalque. Observando-se as curvas tensão-recalque das provas de carga que seguiram a NBR 6489 (ver Apêndice A ), têm-se em sua maioria um primeiro trecho não linear que promove minoração dos valores de  $k$  quando é fixada uma deflexão, ou seja o  $k_{0,127}$ .

Para evitar esse problema, nas provas de carga em placa realizadas segundo a NBR 6489, optou-se pela adoção do coeficiente de recalque obtido a partir do ajuste linear inicial ( $k_{med}$ ) para efetuar-se as correlações com outros parâmetros do solo, que serão apresentadas nos próximos itens.

Como para as provas de carga em placa realizadas segundo a ASTM D-1196-93, que tem o objetivo específico de determinação do coeficiente de recalque, os valores do coeficiente de recalque são praticamente iguais, quando obtidos pelos dois métodos. Mantendo o mesmo critério, também nesse caso será utilizado o  $k_{med}$ .

Outras formas de determinar o coeficiente de recalque "k" podem ser obtidas na Engenharia de Fundações. Bowles (1988) sugere que, conhecida a tensão admissível para uma fundação o "k" pode ser obtido por:

$$k = 40 (FS) q_{adm} \quad (5.1)$$

onde:

$k$ = coeficiente de recalque (MPa/m)

$q_{adm}$ = tensão admissível (MPa)

FS=fator de segurança adotado.

A constante 40 significa o inverso de 0,025m, ou seja, Bowles admite que a tensão admissível está associada a um fator de segurança aplicado para uma tensão limite que produza um recalque considerado excessivo, nesse caso, 25 mm.

Apesar de originalmente tal critério estar associado à experiência com placas quadradas de 30 cm de lado (Código Boston), esta situação foi absorvida

pela prática da engenharia de fundações brasileira, assim como aquela que admite como recalque admissível o valor de 10 mm.

A Figura 5.4 mostra os valores de coeficiente de recalque "k" calculados conforme sugerido por Bowles, no recalque limite de 25 mm, e para o recalque de 10 mm.

Ambas situações conduzem a valores de coeficiente de recalque "k" menos rígidos que o  $k_{med}$  adotado neste trabalho, como ilustra a Figura 5.4. Isso é explicado por se tratarem de valores secantes para deformações relativamente elevadas, válidas para a prática de fundações, contra o  $k_{med}$  obtido no trecho inicial da curva, trecho de interesse para o desempenho e cálculo de pisos e pavimentos rígidos.

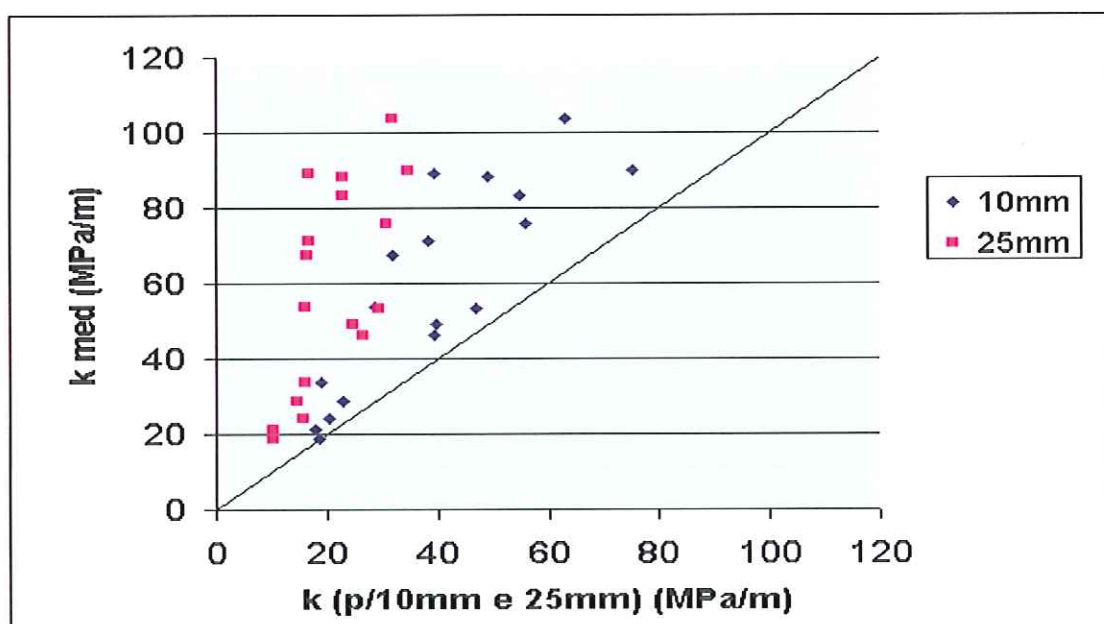


FIGURA 5.4 – Comparativo entre  $k_{med}$  e k para deformações fixas de 10 e 25 mm

## 5.5 Comparativo entre os Coeficientes de Recalque Obtidos para as Argilas da Formação Guabirotuba e os Sugeridos na Literatura

Durante a revisão bibliográfica foi observado uma escassez de informações no que tange a valores de coeficientes de recalque ou de mola adotados em

projetos desenvolvidos no Brasil. Isso se deve provavelmente ao distanciamento existente entre as empresas projetistas (que tem determinado e utilizado o coeficiente de recalque no dimensionamento de pavimentos) e o meio científico (que permitiria a propagação desse conhecimento). Nos últimos anos essa distância tem diminuído, sem contudo haver uma adequada e suficiente discussão deste assunto.

No Capítulo 2, foram apresentados valores típicos do coeficiente de recalque propostos por Terzaghi em 1955, e apresentado por Velloso (1996), conforme Tabela 2.1. Também foram apresentados valores do coeficiente de recalque segundo a classificação da AASHTO, conforme Tabela 2.2, e baseados nessas duas referências será realizado um comparativo com a média dos valores encontrados para as argilas nas diferentes condições de consistência.

### 5.5.1 Valores Típicos Tabelados

O coeficiente de recalque para argilas apresenta, segundo Terzaghi (Tabela 2.1), uma faixa de variação em função da consistência, conforme resumido abaixo:

Argila rija  $\rightarrow$   $k$  variando de 16 a 32 MPa/m;

Argila muito rija  $\rightarrow$   $k$  variando de 32 a 64 MPa/m;

Argila dura  $\rightarrow$   $k$  maior que 64 MPa/m.

Para realizar-se a comparação com as argilas da Formação Guabirotuba, foi calculada a média aritmética dos valores de  $k_{med}$ , apresentados nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 (agrupados em função do nível de intemperismo sofrido). Os valores médios são dispostos abaixo:

Argilas "inalteradas" (média a dura) – cinzas  $\rightarrow$   $k_{med} = 83$  MPa/m;

Argilas "alteradas" (mole a dura) – variegadas  $\rightarrow$   $k_{med} = 28$  MPa/m;

Argilas "laterizadas" (média) – vermelha  $\rightarrow$   $k_{med} = 70$  MPa/m.

Observando os valores médios apresentados e associando-os a sua consistência (obtida a partir do SPT, apresentados no Capítulo 4), tanto os valores das argilas "alteradas ou intemperizadas" como as argilas "laterizadas" situam-se bem acima das expectativas geradas pelas faixas de valores apontadas por Terzaghi.

Torna-se importante frisar que a sistemática de execução de ensaios (medidas *in situ*), em contraponto a obtenção de parâmetros em tabelas (que

tendem a ser conservadoras), é fundamental para um dimensionamento realista e, provavelmente, mais econômico.

### **5.5.2 Classificação AASHTO - HRB**

Segundo a classificação AASHTO (Tabela 2.2), para solos finos classificados como A7-5 ou A7-6 devem ser adotados coeficientes de recalque menores do que 60 MPa/m.

Analisando as argilas da Formação Guabirota ensaiadas, tem-se sua maioria classificada como A7-5 (resultados de ensaios de laboratório, Capítulo 4).

Neste caso, apenas as argilas “alteradas ou intemperizadas” se enquadraram no intervalo proposto pela AASHTO. Tanto as argilas “inalteradas ou pouco alteradas” como as argilas “laterizadas” apresentaram valores médios superiores a 60 MPa/m.

## **5.6 Melhoria Proporcionada ao Sistema de Fundação pela Utilização de Sub-base**

Além da função de proporcionar uma melhor distribuição de tensões no solo e eliminar a ocorrência do fenômeno de bombeamento dos finos do subleito, a utilização de sub-base também promove aumento na rigidez do sistema de fundação de pavimentos (sub-base/subleito). Esse aumento na rigidez diminui a espessura requerida para a placa de concreto, que se traduz em economia.

Para avaliar-se a melhoria proporcionada pela utilização de sub-base em argilas da Formação Guabirota foram realizadas quatro provas de carga em placa na Divisão de Veículos Utilitários (LAV), sendo duas diretamente sobre o solo de fundação (subleito) e duas sobre o sistema (sub-base/subleito).

A sub-base utilizada foi caracterizada como pedregulho arenoso com espessura de 30 cm (ver item 4.1.5).

A área possui a peculiaridade de apresentar argilas da Formação Guabirota em diferentes condições de intemperismo. Uma prova de carga foi programada para região de argila na condição “laterizada” (LAV-E1) e outra numa região com argila condição “intemperizada” (LAV-L1).

Estes materiais, como já foi dito no item 5.1, apresentam diferentes respostas quanto a deformabilidade (ver Figuras 4.19 e 4.20). Esse comportamento



é refletido através dos valores do coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ), sendo para a argila "laterizada" (LAV-E1) igual a 70,42 MPa/m, indicando um subleito competente sem necessidade de utilização de sub-base para melhoria do quesito deformabilidade do sistema. A argila "intemperizada" (LAV-L1) apresentou  $k_{med}$  igual a 27,47 MPa/m, indicando a necessidade de utilização de sub-base para melhoria na característica de deformabilidade do sistema de fundação.

A prova de carga realizada sobre o sistema sub-base/subleito na condição "laterizada", denominada LAV-E2 (ver Figura 4.21), apresentou um coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) igual a 99,01 MPa/m, o que representa uma melhoria de 40%.

A prova de carga realizada sobre o sistema sub-base/subleito na condição "intemperizada", denominada LAV-L2 (ver Figura 4.22), apresentou um coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) igual a 43,86 MPa/m, o que representa uma melhoria de 60%.

A melhoria proporcionada pela utilização da sub-base no solo foi expressiva, e seria mais expressiva caso fossem utilizados como sub-base, materiais granulares britados, solo-cimento ou concreto rolado, como apresentado no Capítulo 2, nas Tabelas 2.4, 2.5 e 2.6, respectivamente. A decisão pela utilização de qualquer um desses materiais como sub-base passa pela análise custo-benefício.

A utilização de areia pedregulhosa como sub-base não foi adequada devido a sua fácil contaminação com o material de subleito, de elevada umidade natural e alta plasticidade. Essa contaminação da sub-base promove a diminuição da resistência do sistema.

Em função desses resultados, observa-se também que o comportamento do sistema (sub-base/subleito) está condicionado às características do solo de fundação (subleito). Haja vista que, apesar da melhoria de 60% obtida com o uso de sub-base granular para a região de argila "intemperizada", o valor obtido de coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) de 43,86 MPa/m, ainda é menor que o valor do mesmo parâmetro para o subleito em argila "laterizada" ( $k_{med} = 70,42$  MPa/m).

Essas últimas observações podem ser comparadas ao que se depreende das Tabelas da PCA (Capítulo 2). Nestas tabelas também se nota que solos melhores necessitam de menores espessuras de material de sub-base, bem como quanto melhor o solo proporcionalmente é menor o efeito (ganho) no coeficiente de recalque ( $k$ ).

## 5.7 Correlações com Parâmetros de Campo

Nesse item serão apresentados em forma de gráfico, relações entre o coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) e outros parâmetros de campo para as provas de carga em placa realizadas nessa pesquisa.

Os dados para geração desses gráficos encontram-se no Apêndice B, na Tabela Resumo de todos os parâmetros geotécnicos obtidos a partir das investigações de campo e de laboratório associados a cada prova de carga em placa.

A partir da observação desses gráficos, busca-se estabelecer correlações entre esses parâmetros e também verificar a aplicabilidade de correlações sugeridas na literatura.

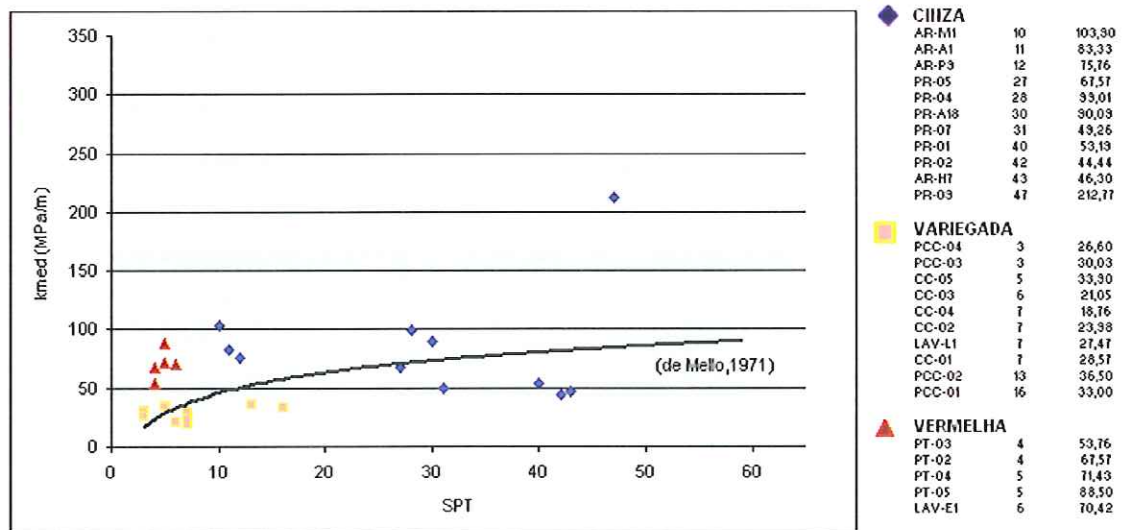
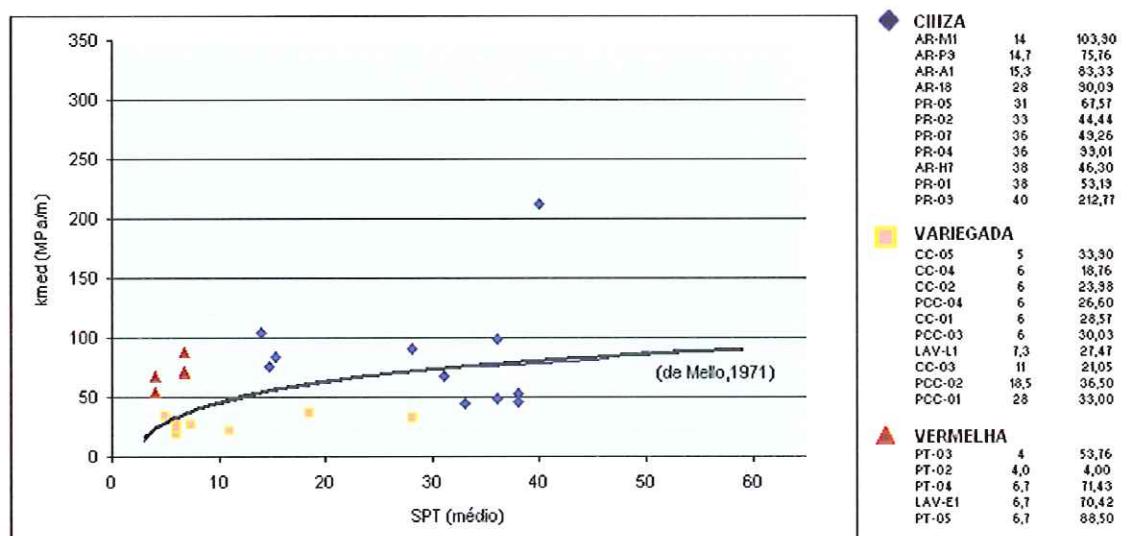
### 5.7.1 Relação entre o coeficiente de recalque e o SPT

Primeiramente o coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) é relacionado com o valor de SPT, valor esse obtido das sondagens de simples reconhecimento próximas aos locais de realização das provas de carga, ou com similaridade de cotas.

Na Figura 5.5 são apresentados um total de 26 pontos de associação entre o coeficiente de recalque e o SPT, sendo 11 pontos em subleito caracterizado como argila "inalterada" (cinza), 10 pontos em subleito caracterizado como argila "intemperizada" (variegada) e 5 pontos em subleito caracterizado como argila "laterizada" (vermelha), conforme legenda. Não foram incluídos na análise, os pontos onde os valores de SPT foram superiores a 60, o que caracterizaria o impenetrável à percussão, sendo esses valores considerados exceções.

Em seguida, na Figura 5.6, são apresentados para os mesmos 26 pontos, a associação entre o coeficiente de recalque e o  $SPT_{médio}$ .

Como  $SPT_{médio}$  foi considerado a média dos valores do SPT, 1 metro acima da cota de realização da prova de carga, próximo à cota de apoio e 1 metro abaixo.

FIGURA 5.5 – Relação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o SPTFIGURA 5.6 – Relação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o SPT (médio)

É esperado como tendência para a relação entre o coeficiente de recalque ( $k$ ) e o SPT, que quanto maior a resistência à penetração, representada através do SPT, maior seja o coeficiente de recalque ( $k$ ). A partir da observação das Figura 5.5 e 5.6 essa tendência é confirmada, apesar de haver grande dispersão dos pontos.

Confrontando os dados aqui apresentados com a curva média sugerida por de Mello em 1971 (Velloso, 1996), percebe-se que a curva média é aceitável. A dispersão dessa correlação foi anteriormente comentada no item 2.4.3, Capítulo 2.

A maior dispersão encontra-se no grupo das argilas cinzas, que como já abordado no item 5.1.1, apresentam uma grande variabilidade nos valores de “k” obtidos.

Provavelmente este comportamento esteja associado aos diferentes níveis de intemperização existentes nesses materiais e que não puderam ser visualmente identificados e nem tampouco traduzidos pelos valores de SPT, mas que se refletem em valores diferenciados de “k”.

### 5.7.2 Relação entre o coeficiente de recalque e o CBR “in situ”

Nesse item serão associados os coeficientes de recalque ( $k_{med}$ ) obtidos a partir das provas de carga em placa com o índice de suporte Califórnia “in situ” realizados ao lado das provas de carga. Somente algumas provas de carga tiveram CBR “in situ” associados, como pode ser observado na Tabela Resumo apresentada no Apêndice B.

Portanto na Figura 5.7 são apresentados um total de 9 pontos de associação entre o coeficiente de recalque e o CBR “in situ”, sendo 3 pontos em subleito caracterizado como argila “inalterada” (cinza), 5 pontos em subleito caracterizado como argila “intemperizada” (variegada) e apenas 1 pontos em subleito caracterizado como argila “laterizada” (vermelha), conforme legenda.

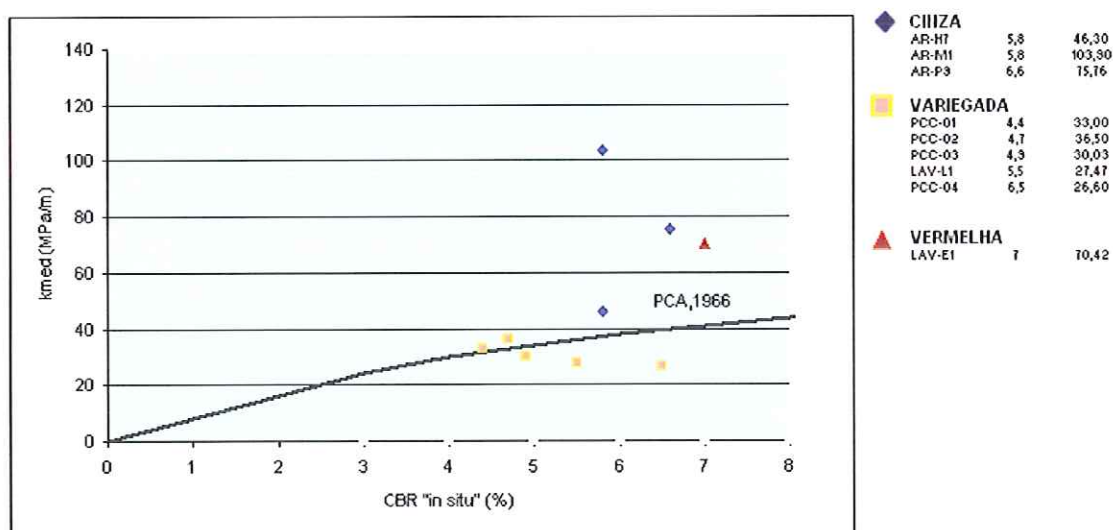


FIGURA 5.7 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o CBR “in situ”

A tendência esperada para o gráfico de  $k$  versus CBR "in situ" é crescente, ou seja, quanto maior o CBR "in situ" maior o  $k$ , pois para uma maior capacidade de suporte do solo menor será sua deformação.

Essa tendência não é confirmada para os dados apresentados na Figura 5.2, onde para uma faixa restrita de variação do CBR "in situ" (4% a 7%) ocorre uma grande variação do coeficiente de recalque " $k$ ".

A curva inserida na Figura 5.7 foi obtida a partir da correlação entre  $k$  e CBR, para qualquer tipo de solo, proposta pela PCA, 1966 e apresentada em forma de tabela por Pitta (1998), conforme transcrita na Tabela 2.3, Capítulo 2.

Para as argilas da Formação Guabirotuba aqui ensaiadas, não foi possível estabelecer-se nenhuma correlação, nem tampouco confirmar a correlação proposta pela PCA, função da dispersão observada e da restrita faixa de CBR "in situ" determinada.

Essa observação reforça a dificuldade de utilização de valores tabelados ou correlações para a obtenção de parâmetros que irão subsidiar os projetos, devido à variabilidade de fatores como: heterogeneidade do solo de fundação, condição de saturação do solo, grau de compactação e nível de intemperismo sofrido.

### 5.7.3 Relação entre o coeficiente de recalque e o DCP

Nesse item serão associados os coeficientes de recalque ( $k_{med}$ ) obtidos a partir das provas de carga em placa com o resultado dos ensaios com o Cone de Penetração Dinâmica (DCP) realizados ao lado das provas de carga. Somente algumas provas de carga tiveram DCP associados, como pode ser observado na Tabela Resumo apresentada no Apêndice B.

Na Figura 5.8 são apresentados um total de 13 pontos de associação entre o coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) e o DCP, sendo 5 pontos em subleito caracterizado como argila "inalterada" (cinza), 5 pontos em subleito caracterizado como argila "intemperizada" (variegada) e 3 pontos em subleito caracterizado como argila "laterizada" (vermelha), conforme legenda.

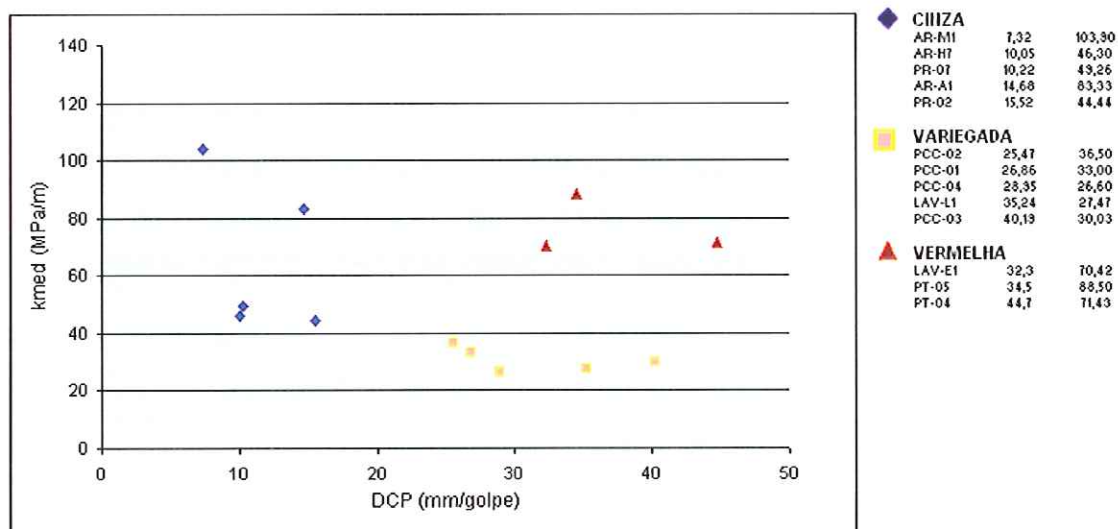


FIGURA 5.8 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o DCP

Não foi possível estabelecer-se correlação entre o coeficiente de recalque e o DCP para as argilas da Formação Guabirota.

Contudo, analisando o gráfico de  $k$  versus DCP apresentado na Figura 5.8, pode-se perceber a nítida separação entre os três grupos, onde as argilas “inalteradas” (cinzas) apresentam coeficientes de recalque maiores do que 40 MPa/m para penetração baixa (< 20 mm/golpe) e as argilas “intemperizadas” (variegadas) apresentam coeficiente de recalque menores do que 40 MPa/m para penetração alta (> 20 mm/golpe), confirmando a tendência decrescente esperada para esse gráfico. Contudo as argilas “laterizadas” (vermelha) contrariam essa tendência, pois apresentam coeficientes de recalque maiores do que 70 MPa/m para uma penetração alta (> 30 mm/golpe).

## 5.8 Correlações com Parâmetros de Laboratório

Nesse item serão apresentados gráficos relacionando o coeficiente de recalque ( $k_{med}$ ) a alguns parâmetros obtidos em laboratório, seguindo o mesmo procedimento de análise usado no item anterior.

Os dados para geração desses gráficos encontram-se no Apêndice B, na Tabela Resumo de todos os parâmetros geotécnicos obtidos a partir das investigações de campo e de laboratório associados a cada prova de carga em placa.

A partir da observação desses gráficos, busca-se estabelecer correlações entre esses parâmetros e também verificar a aplicabilidade de correlações sugeridas na literatura.

### 5.8.1 Relação entre o coeficiente de recalque e o CBR

Foram relacionados o coeficiente de recalque e o índice de suporte Califórnia obtido em laboratório em 9 pontos, sendo 1 ponto na argila “inalterada”, 5 pontos na argila “intemperizada” e três pontos na argila “laterizada”, conforme apresentado na Figura 5.9.

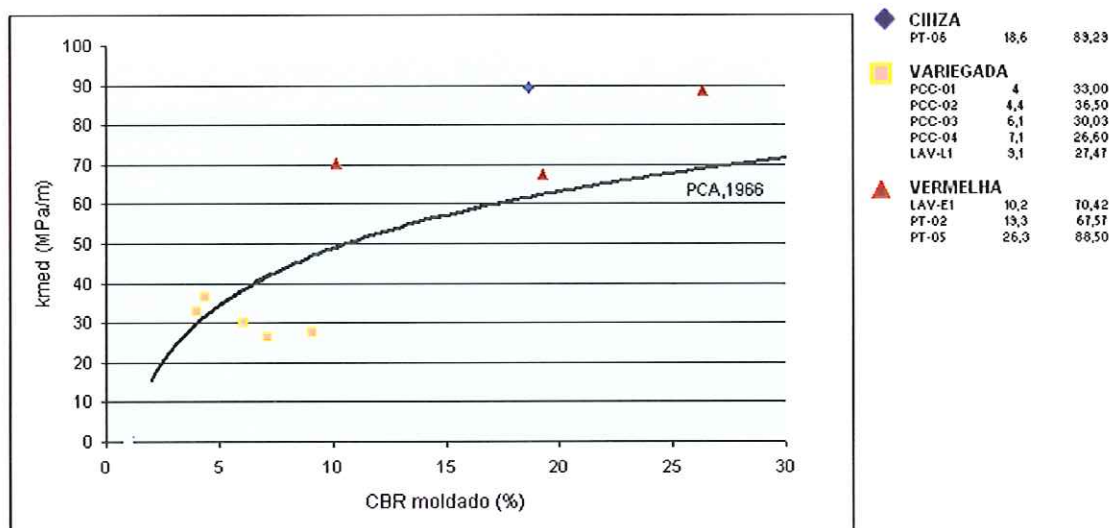


FIGURA 5.9 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o CBR moldado

Analisando os dados apresentados na Figura 5.9, pode-se perceber uma tendência crescente da relação do  $k$  versus o CBR moldado, conforme esperado, contudo são poucos pontos e dispersos, o que dificulta o estabelecimento de correlação.

A curva obtida a partir da correlação entre  $k$  e CBR proposta pela PCA, está sendo novamente utilizada, pois para esse gráfico apresenta uma relativa concordância, ao contrário do que foi mostrado para o CBR “in situ”.

### 5.8.2 Relação entre o coeficiente de recalque e a porcentagem de argila

Na Figura 5.10 buscou-se estabelecer correlação entre o coeficiente de recalque e a porcentagem de argila apresentada nas amostras coletadas no local de realização de cada prova de carga em placa. Um total de 11 amostras foram associadas, sendo 2 amostras da argila “inalterada”, 5 amostras da argila “intemperizada” e 4 amostras da argila “laterizada”.

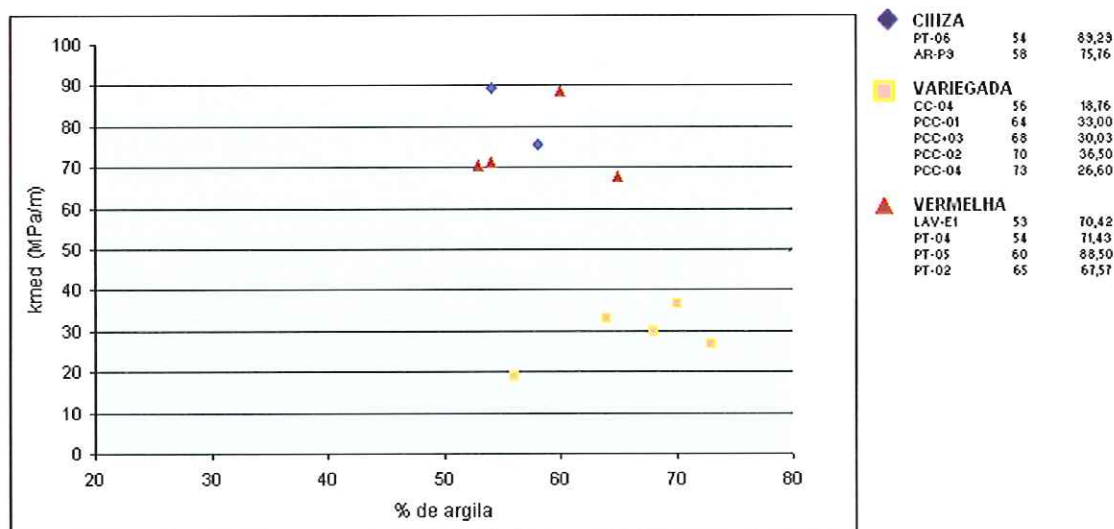


FIGURA 5.10 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e a % de argila

Observa-se desse gráfico, que para as argilas variegadas, uma tendência de coeficiente de recalque crescente com o aumento na porcentagem de argila. Analisando o conjunto de pontos não existe tendência.

### 5.8.3 Relação entre o coeficiente de recalque e o Limite de Liquidez

Na Figura 5.11 buscou-se estabelecer correlação entre o coeficiente de recalque e o Limite de Liquidez das amostras coletadas no local de realização de cada prova de carga em placa. São apresentadas 12 amostras no total, sendo 2 amostras da argila cinza - “inalterada”, 6 amostras da argila variegada - “intemperizada” e 4 amostras da argila vermelha - “laterizada”.



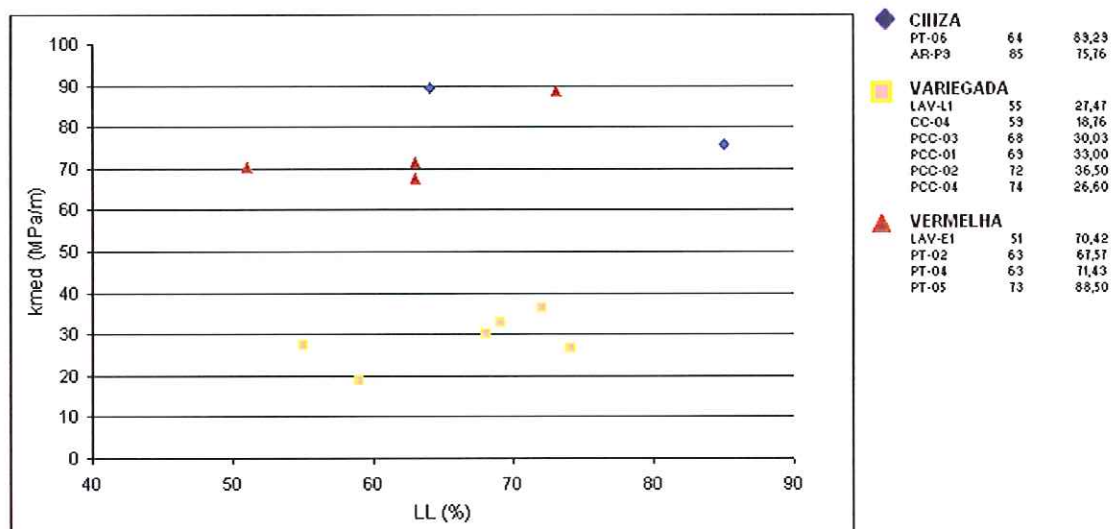


FIGURA 5.11 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o Limite de Liquidez

A despeito da escassez de pontos, nota-se para as argilas variegadas, uma ligeira tendência de crescimento de “k” com o Limite de Liquidez. O mesmo pode ser notado quando se considera o conjunto “cinza + vermelha”, embora também com dispersão acentuada. No entanto, se analisados em conjunto não há qualquer tendência de correlação entre “k” e Limite de Liquidez.

#### 5.8.4 Relação entre o coeficiente de recalque e o Índice de Plasticidade

São apresentados na Figura 5.12, os coeficientes de recalque associados ao Índice de Plasticidade, para os mesmos pontos analisados no item 5.8.3.

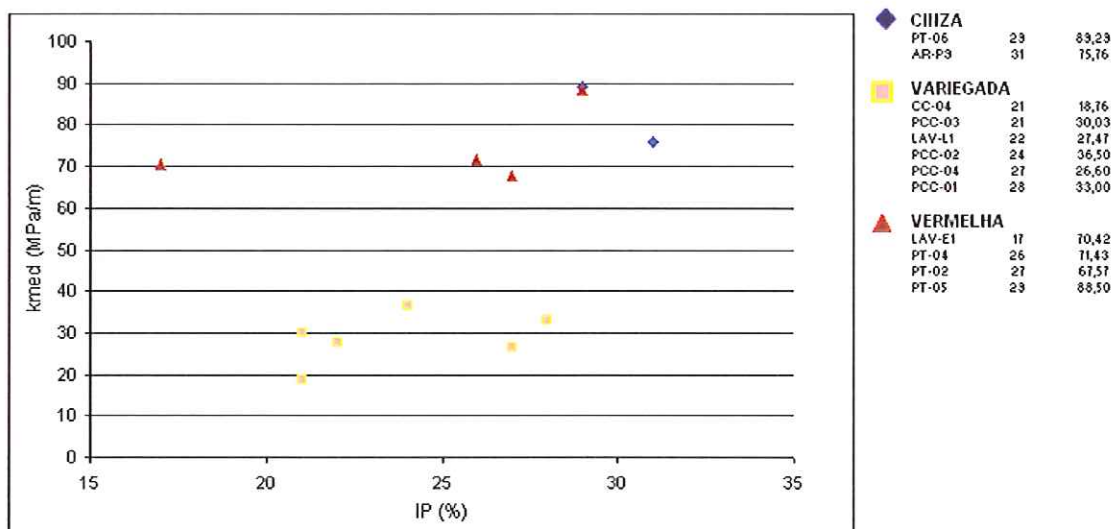


FIGURA 5.12 – Correlação entre o coeficiente de recalque  $k_{med}$  e o Índice de Plasticidade

Do mesmo modo que para a análise do “k” com o LL, nota-se para as argilas variegadas, uma ligeira tendência de crescimento de “k” com o Limite de Liquidez. O mesmo pode ser notado quando se considera o conjunto “cinza + vermelha”, embora também com dispersão acentuada. No entanto, se analisados em conjunto não há qualquer tendência de correlação entre “k” e Índice de Plasticidade.

## Capítulo 6

### Conclusões

Neste trabalho procurou-se avaliar o comportamento de materiais da Formação Guabirotuba, quanto à sua competência como subleito para pavimentos industriais rígidos. A análise baseou-se no coeficiente de recalque "k" obtido em provas de carga realizadas segundo dois procedimentos, o da ASTM D-1196 e o da ABNT NBR 6489, este destinado primariamente ao estudo da capacidade de carga de fundações rasas. Mesmo assim optou-se pela utilização do coeficiente de recalque fornecido através de provas de carga segundo esse procedimento, com vistas a ter-se idéia da ordem de grandeza dos valores apresentados para esses solos. Deve-se frisar que as provas de carga analisadas foram resgatadas de obras realizadas na região de Curitiba, ou seja, não foram especificamente realizadas para esta pesquisa, o que resultou na ausência de algumas informações que, provavelmente, permitiriam esclarecer em mais detalhe os diferentes resultados obtidos. Com base nessas considerações e nas análises efetuadas é possível estabelecer as seguintes conclusões.

- a) Ocorre uma grande variabilidade de resultados seja dentro dos diferentes grupos de solos (argila cinza "inalterada", argila variegada "intemperizada" e argila vermelha "laterizada"), seja quando se consideram o conjunto de todos os materiais estudados.
- b) Apesar da variabilidade observada num mesmo conjunto, verificou-se que os coeficientes de recalque médios da argila cinza foram maiores ( $k=83$  MPa/m), seguidos da argila vermelha ( $k=70$  MPa/m) e por último da argila variegada ( $k=28$  MPa/m). Esta constatação respalda, dentro de certos limites, a classificação prática utilizada, que consistiu em separar os diferentes materiais, com vários níveis de intemperismo, com base em sua coloração e observações de campo.

- c) As dispersões observadas podem estar relacionadas a diferentes intensidades de intemperismo em pontos próximos, que não puderam ser quantificados pela classificação expedita aqui utilizada, nem pelos outros índices obtidos em campo, tais como SPT, DCP e outros. Principalmente, para as argilas cinzas, há ainda mais uma variável a ser considerada, a dificuldade de manter suas características originais após sua exposição e desconfinamento.
- d) A prova de carga da ABNT, NBR 6489, embora não destinada especificamente à determinação de coeficiente de recalque, permitiu ter um conjunto de resultados que, obtidos segundo o mesmo critério ( $k_{med}$ ), possibilitou análises comparativas entre diferentes materiais. Para essas provas de carga, o  $k_{0,127}$  foi na maioria das vezes menor que  $k_{med}$ . A explicação para isso reside no fato das provas de carga, segundo a ABNT, terem como principal preocupação o trecho final da curva tensão- recalque. Assim o trecho inicial, acaba por apresentar deformações iniciais relativamente grandes, em função da acomodação do sistema placa/solo, comprometendo a determinação do  $k_{0,127}$ .
- e) Os valores do coeficiente de recalque obtidos para as argilas da Formação Guabirotuba se mostraram superiores aos sugeridos na literatura. Principalmente as argilas cinzas, que fornecerão um subleito competente ao sistema de fundação, desde que os procedimentos executivos da obra sejam ágeis e permitam preservar tal característica, evitando longos períodos de exposição e desconfinamento.
- f) A utilização de sub-base, composta por 30 cm de pedregulho arenoso, promoveu melhoria na rigidez do sistema sub-base/subleito, refletida a partir do aumento no coeficiente de recalque. O efeito da melhoria no sistema de fundação foi analisado para dois solos (subleito) em diferentes níveis de intemperismo, sendo um composto pela argila vermelha "laterizada" e outro pela argila variegada "alterada". A partir dos resultados obtidos verifica-se que o comportamento do sistema está condicionado às características do solo de fundação (subleito).
- g) Para as argilas da Formação Guabirotuba, o tradicional tratamento do subleito com revolvimento do solo e compactação é dificultado, pelas condições de elevada umidade natural e presença de argilo-minerais expansivos em sua constituição mineralógica. Outro fator de ordem prática,

diz respeito a contaminação das sub-bases com presença de finos, em função da elevada umidade natural e alta plasticidade destas argilas, sendo aconselhável a utilização de sub-bases constituídas por materiais granulares britados.

- h) As correlações sugeridas na literatura demonstraram-se ineficientes e conservadoras frente aos resultados experimentais, conforme esperado.
- i) Para os resultados apresentados é confirmada tendência crescente para o coeficiente de recalque em relação à resistência a penetração (SPT), apesar da dispersão dos pontos. A correlação sugerida por Mello, 1971, pode ser considerada como representativa do comportamento médio.
- j) Na relação do "k" com o DCP, pode-se perceber nítida separação entre os três grupos sugeridos, onde as argilas cinzas apresentam "k" maiores (>40 MPa/m) para penetração baixa (DCP < 20 mm/golpe), as argilas variegadas apresentam "k" menores (<40 MPa/m) para penetração alta (DCP > 20 mm/golpe), confirmando tendência decrescente esperada. Contrariando essa tendência as argilas vermelhas apresentam "k" elevados (>70MPa/m) para penetração alta (DCP > 30 mm/golpe).
- k) Existe uma tendência crescente na relação do "k" com o CBR, contudo a pequena quantidade de dados e sua dispersão dificultam o estabelecimento de correlação.

Para trabalhos futuros sugere-se a realização em um mesmo local, de provas de carga em placa segundo a ABNT- NBR 6489 e segundo a ASTM – D-1196, verificando a viabilidade de utilização do procedimento da ABNT, também para determinação do coeficiente de recalque "k". Tal verificação permitiria a utilização de um grande acervo de dados obtidos a partir destas provas de carga em placa existente no Brasil.

Também sugere-se quantificar para as argilas da Formação Guabirotuba, o nível de intemperismo através de algum processo mais específico, por exemplo a mineralogia.

## Referências Bibliográficas

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS T222/78 (1978) – Standard Method for Nonrepetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components, for use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements, Washington, D.C., AASHTO.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986) – *Guide for the Design of Pavements Structures*, Washington, D.C., AASHTO.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993) – *Guide for the Design of Pavements Structures*, Washington, D.C., AASHTO.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). D 1196 – Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. Philadelphia, ASTM.

ANTONIUTTI NETO, L.; FERREIRA, C. C.; KORMANN, A. C. M.; CHAMECKI, P. R.; RUSSO NETO, L. (1999) – Fundações Diretas na Formação Guabirota: Caso de Obra com Uso de Ensaio de Placa. *Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirota*, ABMS/UFPR, p.139-148.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR 6484 – *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459 – *Solo. Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6489 – *Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 – *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180 – *Solo. Determinação de limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 – *Solo. Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 6457 – *Amostras de solo. Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 7182 – *Solo. Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 9603 – *Sondagem a trado*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 9604 – *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 9813 – *Solo. Determinação da massa específica aparente “in situ”, com o emprego de cilindro de cravação*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 9895 – *Solo. Índice de suporte Califórnia*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). NBR 12007 – *Ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). NBR 12069 – *Solo. Ensaio de penetração de cone "in situ" (CPT)*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). NBR 6502 – *Rochas e solos*. Rio de Janeiro, ABNT.

BARATA, F. E. (1962). *Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas*, Tese de Livre Docência, Escola de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.

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

BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R. (1957) – Aspectos geográficos e geológicos da cidade de Curitiba e arredores. *Contribuição n 2 das cadeiras de Mineralogia-Petrografia e Geologia-Paleontologia*. Faculdade Católica de Filosofia de Curitiba.

BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R. (1959) – Notas Complementares à planta geológica da cidade de Curitiba e arredores. *Boletim do Instituto de Biologia e Pesquisas Tecnológicas*, Curitiba, n-40, 14p.

BJERRUM, L. (1967). Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Clays as related to Settlements of Buildings, Rankine Lecture, *Geotechnique*, vol 17, nº 2, pp 81-118.

BOWLES, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*. 4.ed. Singapura : Mc Graw-Hill Book.

BURMISTER, D.M. (1943). Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. *Highway Research Board*, v. 23, p 126-144.

BURMISTER, D.M. (1945a). The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. *Journal of Applied Physics*. v. 16, nº 02, p. 89-94.



BURMISTER, D.M. (1945b). The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. *Journal of Applied Physics*. v. 16, nº 03, p. 126-127.

BURMISTER, D.M. (1945c). The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. *Journal of Applied Physics*. v. 16, nº 04, p. 296-302.

BURMISTER, D.M. (1947). General Discussion, Symposium on Load Tests and Bearing Capacity of Soils, *ASTM Publication nº 79*.

CARVALHO, M.D.; PITTA, M.R. (1996). Pisos Industriais de concreto-dimensionamento de pavimentos de concreto simples- Parte I, 3ed. São Paulo, ABCP.

CRONEY, D. (1991) – *The Design and Performance of Road Pavements*. 2ed., England. Mc Graw Hill.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS (1989) – *Projeto e dimensionamento; Operação e conservação – Vol. 2*, Rio de Janeiro, DNER.

HOUSEL, W.S. (1929). A Practical Method for the Selection of Foundations based on Fundamental Research in Soil Mechanics, *Research Bulletin nº 13*. University of Michigan. Ann Arbour.

IOANNIDES, A.M. (1984). *Analysis of Slabs-on-Grade for a Variety of Loading and Support Conditions*, PhD. Dissertation, University of Illinois, Illinois, USA.

IOANNIDES, A.M. (1991). Analytical Procedures for Concrete Pavements, in: *Precast Concrete Rafts Units*. John W. Bull, Blackie and Son Ltd., Bishopbriggs, Glasgow, Great Britain, 193 p.

IOANNIDES, A.M.; THOMPSON, M.R.; BARENBERG, E.J. (1985). Finite Element Analysis of Slabs-on-Grade Using a Variety of Support Models, *Proceedings 3rd. International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*. Purdue University, p. 309-324.

JANBU, N.; SENNESET, K. (1973). Field Compressometer- Principles and Applications, *Proceedings 8th. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Moscow, v. 1.1, p. 191-198.

KARUNAPREMA, K.A.K., EDIRISINGHE, A.G.H.J. (2002) – *A Laboratory Study to Establish Some Useful Relationships for the Use of Dynamic Cone Penetrometer*. <http://www.ejge.com> / 2002 / Ppr 0228.htm. (13/05/2003).

KORMANN, A. C. M. (2002) – *Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório*. 429p., Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Engenharia Civil, USP, São Paulo.

MASSAD, F.; ROCHA, J.L.R.; YASSUDA, A.J. (1981) – Algumas características geotécnicas de solos da Formação Guabirotuba. *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, Rio de Janeiro, p. 706-723.

PITTA, M.R. (1990). *Projeto de Sub-bases para Pavimentos de Concreto*. ET-29, 5ed. São Paulo, ABCP.

PITTA, M. R. (1998) Dimensionamento dos pavimentos rodoviários de concreto. ET-14. 10ed. São Paulo, ABCP.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1966) – *Thickness design for concrete pavements*. Chicago, PCA.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1984) – *Thickness design for concrete highway and street pavements; Canadian edition*. Skokie, PCA.

RICCOMINI, C. (1989) – *O Rift Continental do Sudeste do Brasil*. 256p., Tese de Doutorado – Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ROAD RESEARCH LABORATORY (1964). *Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários*. Trad. por Evelynna Bloem Silveira e Araken Silveira. São Paulo, Edgard Blocher.

RUFINO, D.M.S. (1997). Estudo dos Procedimentos de Dimensionamento e dos Novos Programas de Análise de Tensões em Pavimentos de Concreto. 436p., dissertação de Mestrado, Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

SALAMUNI, E. (1998) – *Tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (PR)*. 214p., Tese de Doutorado – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP, Rio Claro.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. (1999) – Contexto Geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba. *Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba*, ABMS/UFPR, p.07 - 15.

SAXENA, S.K. (1973). Pavements Slabs Resting on Elastic Foundation, *Highway Research Board*, p. 163-178.

SIGA JR., O; BASEI, M.A.S.; REIS NETO, J.M.; MACHIAVELLI, A.; HARARA, O.M. (1996) – O Complexo Atuba: um cinturão paleoproterozóico intensamente retalhado no neoproterozóico. *Boletim do Instituto de Geociências*, Série Científica, USP, v. 26, p. 69-98.

SCHMERTMANN, J.H. (1970). Static Cone to Compute Settlement over Sand. *Journal of Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, v. 96, nº SM3, p. 1011-1043.

SOUZA, M. L.; THOMAZ, C. A. (1986) *Considerações sobre o coeficiente de recalque (k) e normas para sua determinação*. 2.ed. São Paulo : Associação Brasileira de Cimento Portland, ABCP.

STOCK, A.F. (1981). The Analytical Design of Concrete Pavements, *Proceedings 2nd International Conference on Concrete Pavement Design*, Purdue University, p. 19-25.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1ed., New York, John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2ed., New York, John Wiley & Sons.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1999) – *Measuring In Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soil, A Synthesis of Highway Practice*. National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., TRB.

VILAR (2000) – Resistência ao Cisalhamento. *Contribuição da cadeira de Mecânica dos Solos para a área de geotecnia*. USP - Escola de Engenharia de São Carlos.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (1996). *Fundações- Critérios de Projeto, Investigações do Subsolo, Fundações Superficiais*. v.1, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.

VESIC, A. S. (1961) Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid. *Proceedings Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE*, v. 87, nº EM6, p. 35-51.

WESTERGAARD, H.M. (1926). Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis, *Public Roads*, v. 07, p. 25-35.

WESTERGAARD, H.M. (1948). New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields, *Transactions ASCE*, v. 113, p. 425-444.

WINTERKORN, H.F.; FANG, H. (1975) *Foundation engineering handbook*. New York : Van Nostrand Reinhold.

## Apêndice A

### Curvas Tensão – Recalque das Provas de Carga em Placa Realizadas

#### Lista de símbolos das áreas ensaiadas:

AR	Prédio da Armação
CC	Centro de Comunicações
LAV	Divisão de Veículos Utilitários
PCC	Sítio Experimental
PR	Prédio das Prensas
PT	Pátio de Containers

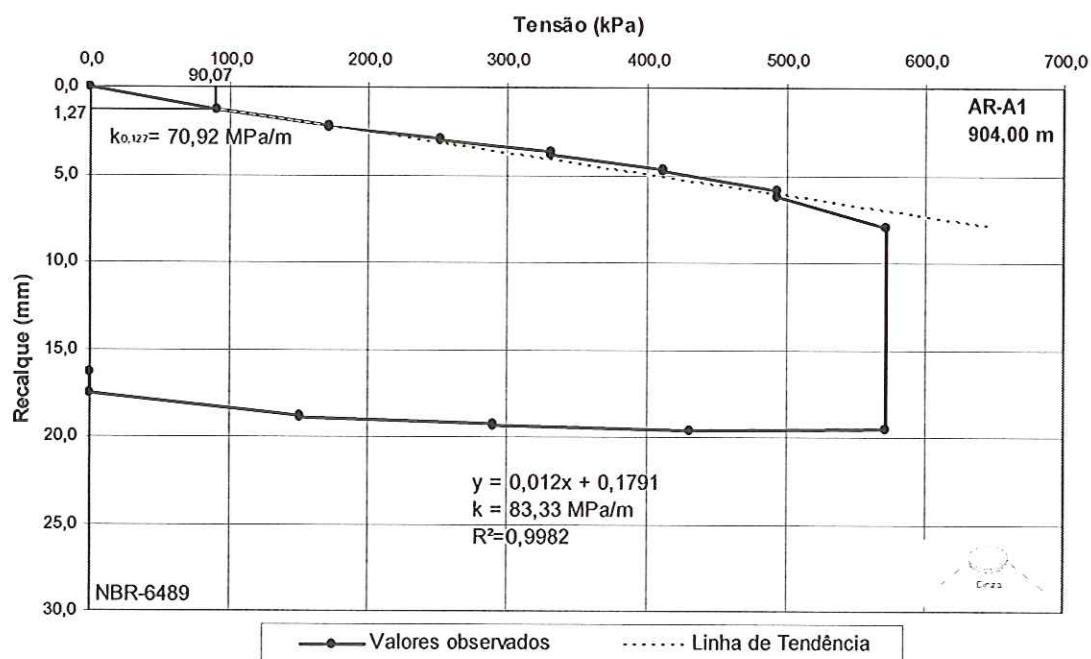


FIGURA A1 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-A1 no Prédio da Armação.

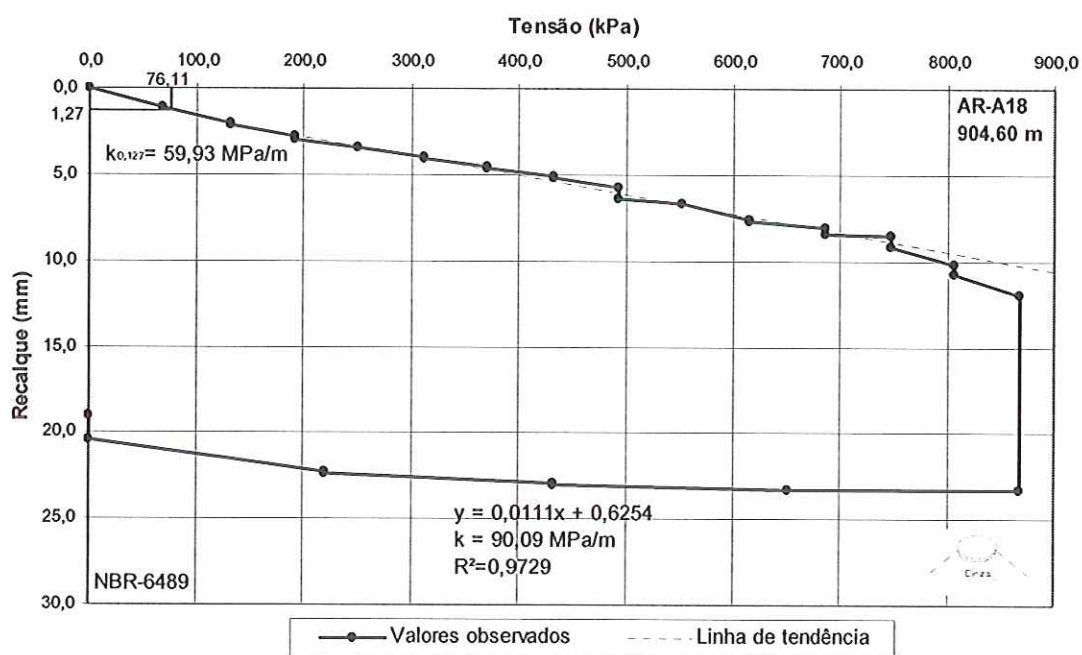


FIGURA A2 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-A18 no Prédio da Armação.

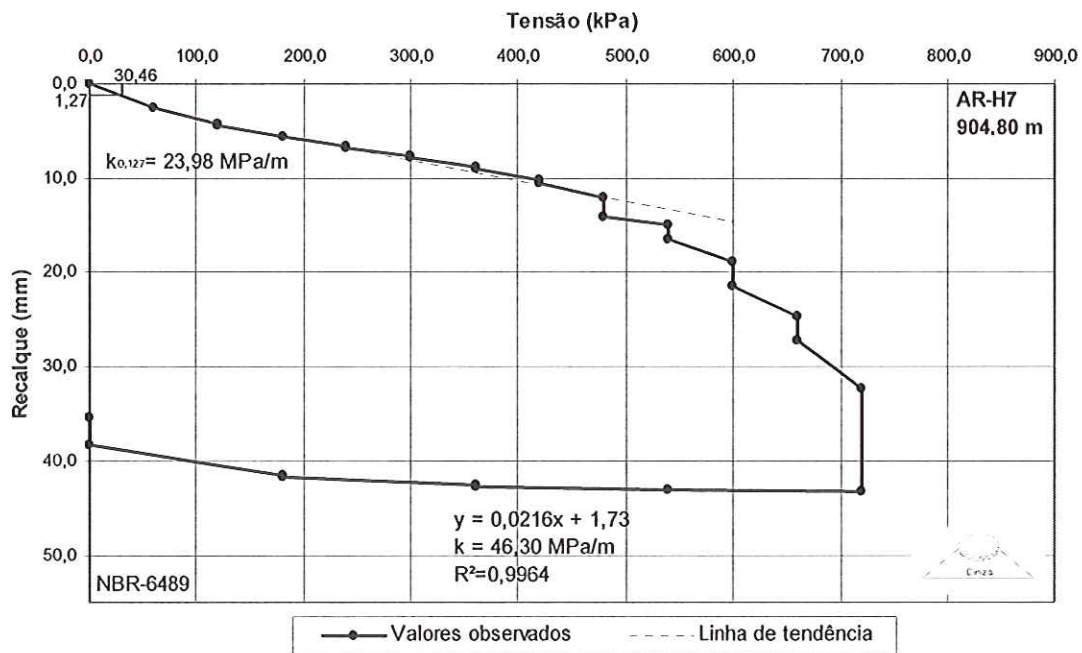


FIGURA A3 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-H7 no Prédio da Armação.

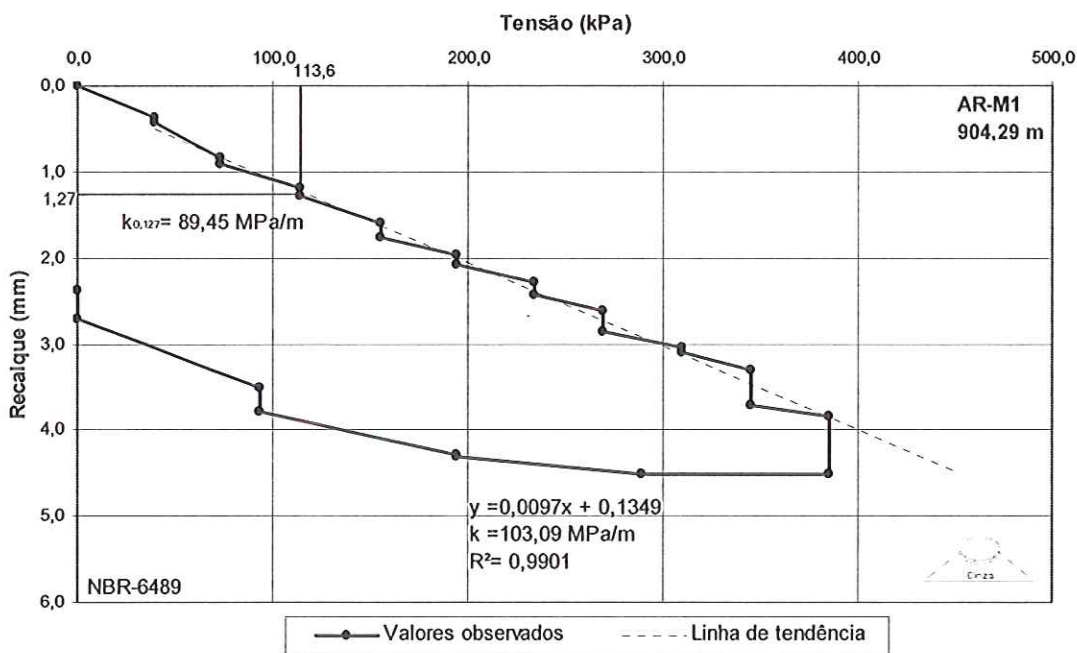


FIGURA A4 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-M1 no Prédio da Armação.

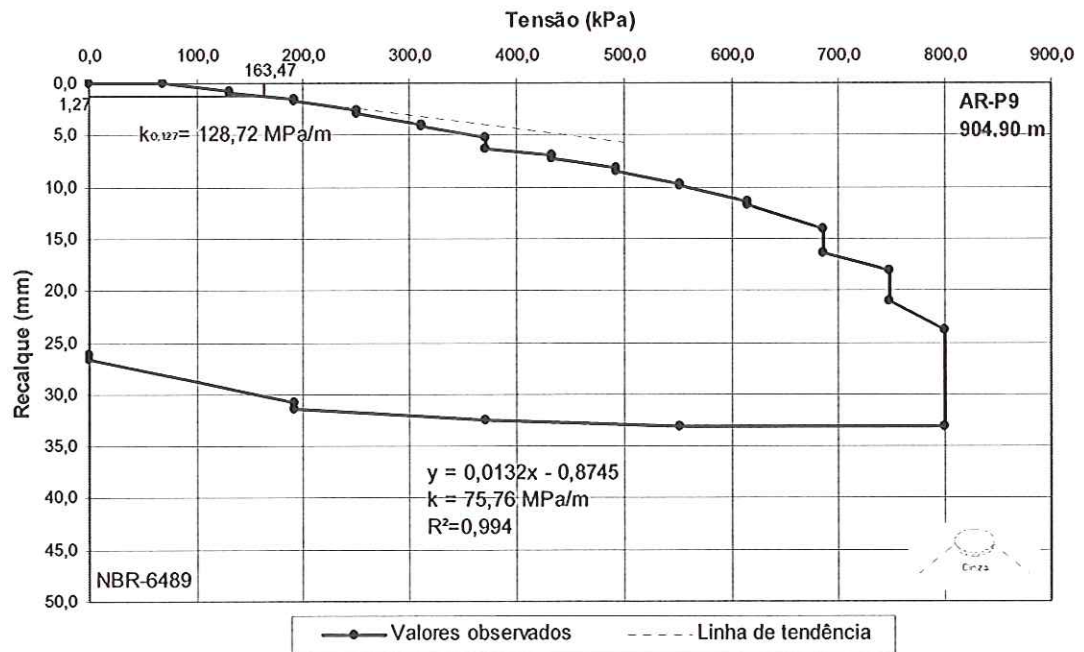


FIGURA A5 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga AR-P9 no Prédio da Armação.

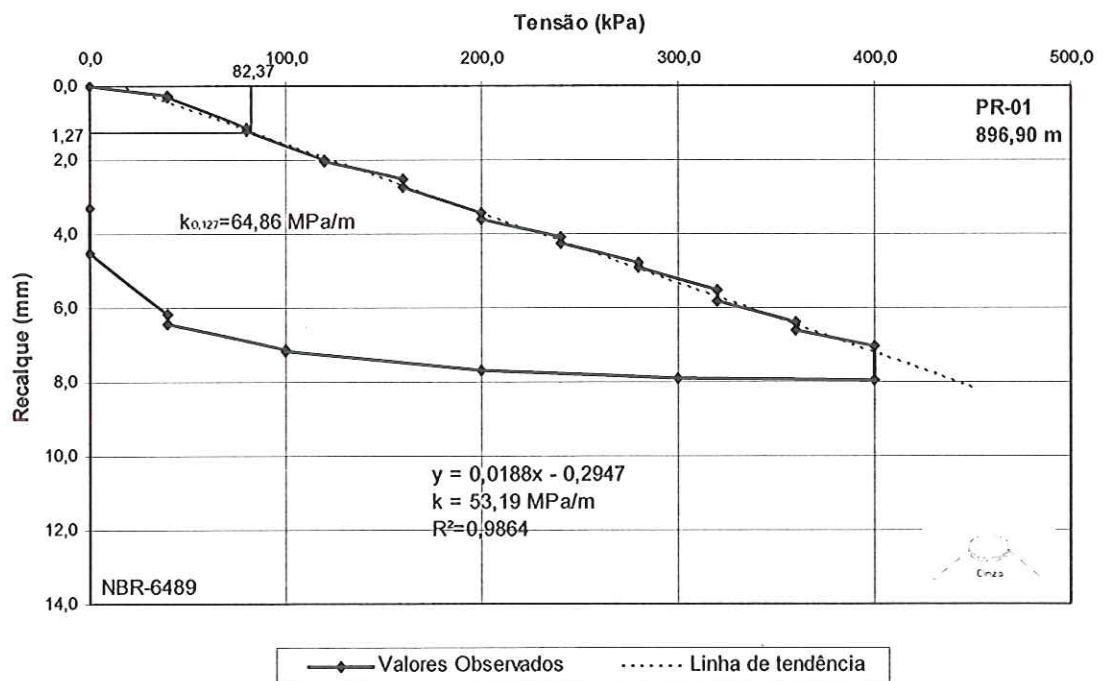


FIGURA A6 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-01 no Prédio das Prensas.



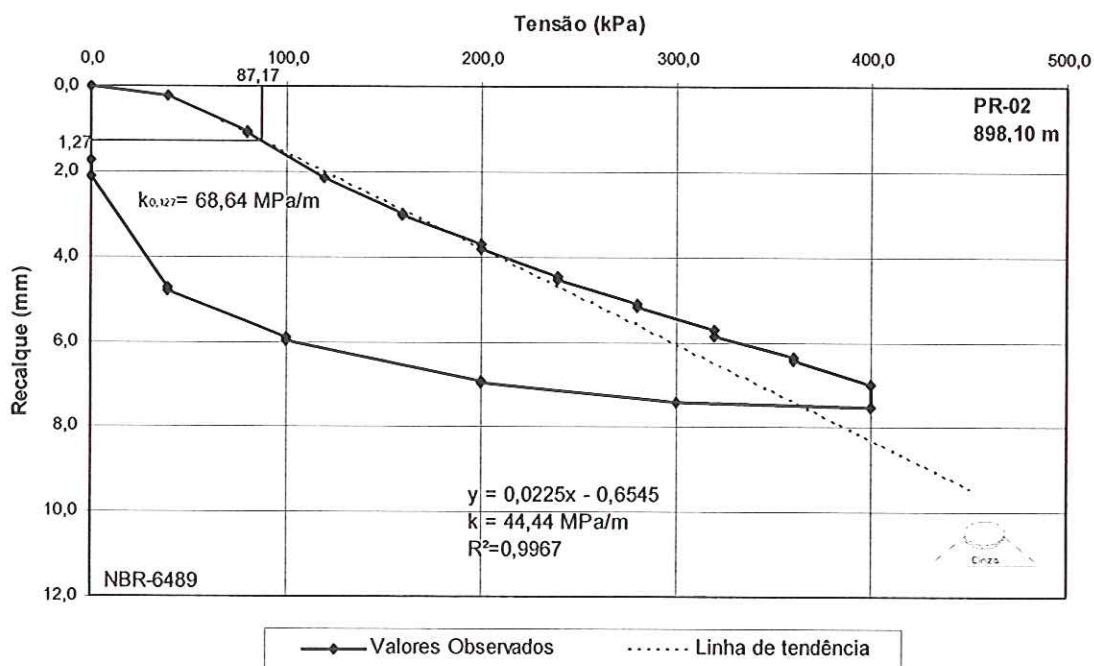


FIGURA A7 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-02 no Prédio das Prensas.

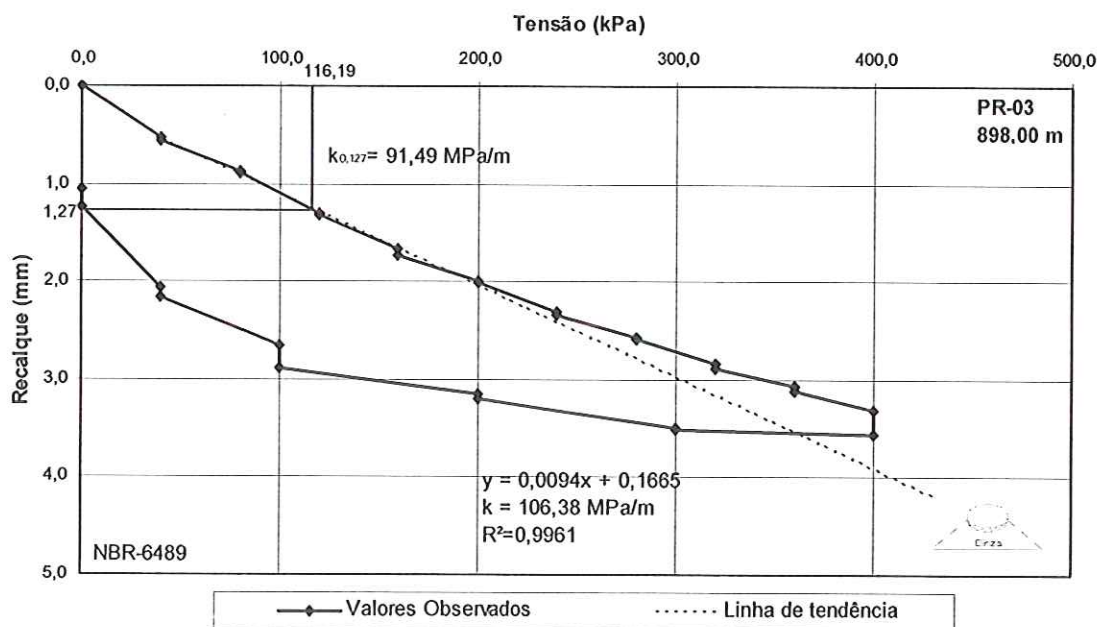


FIGURA A8 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-03 no Prédio das Prensas.

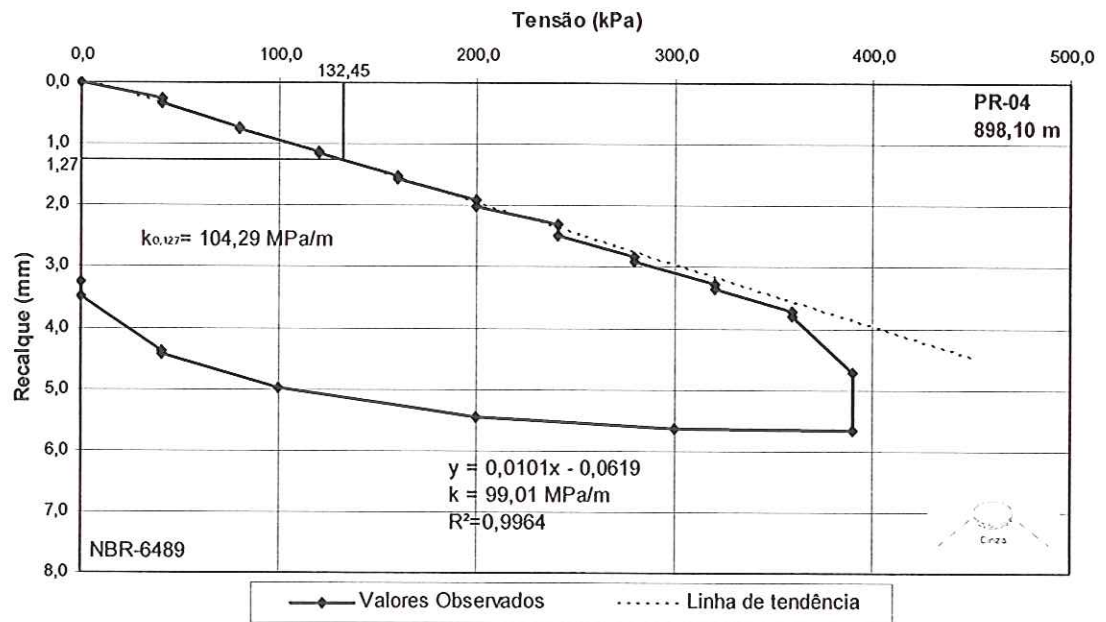


FIGURA A9 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-04 no Prédio das Prensas.

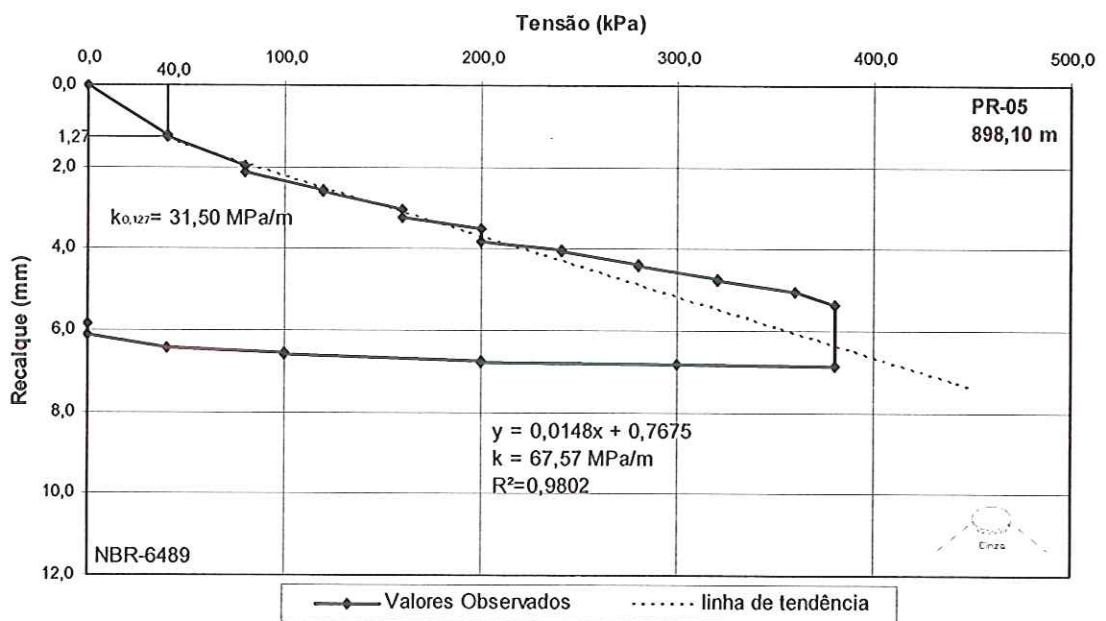


FIGURA A10 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-05 no Prédio das Prensas.

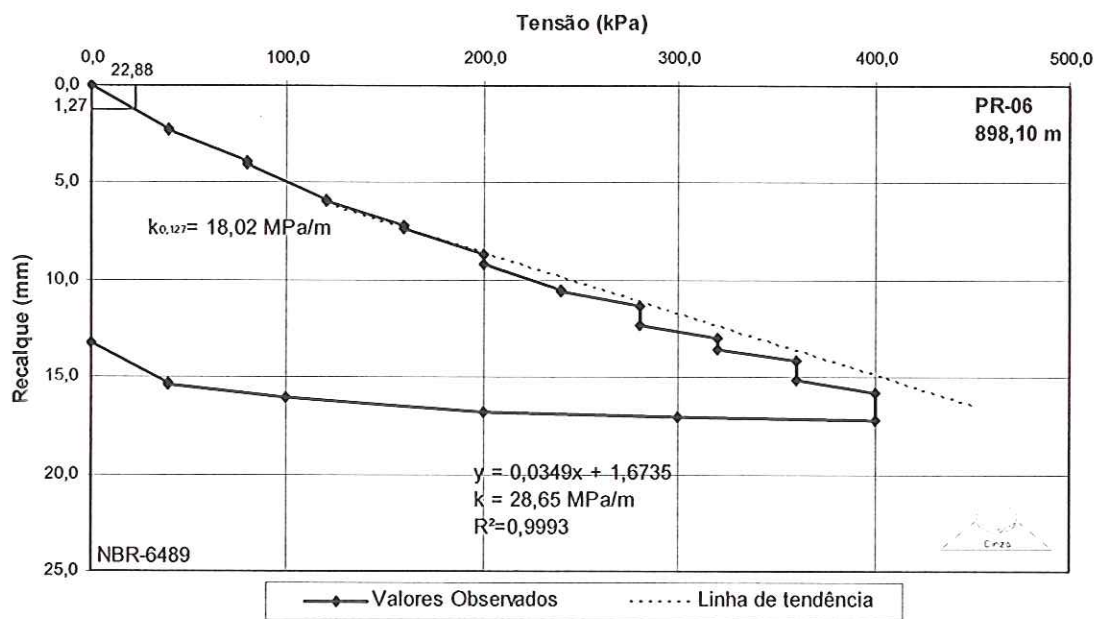


FIGURA A11 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-06 no Prédio das Prensas.

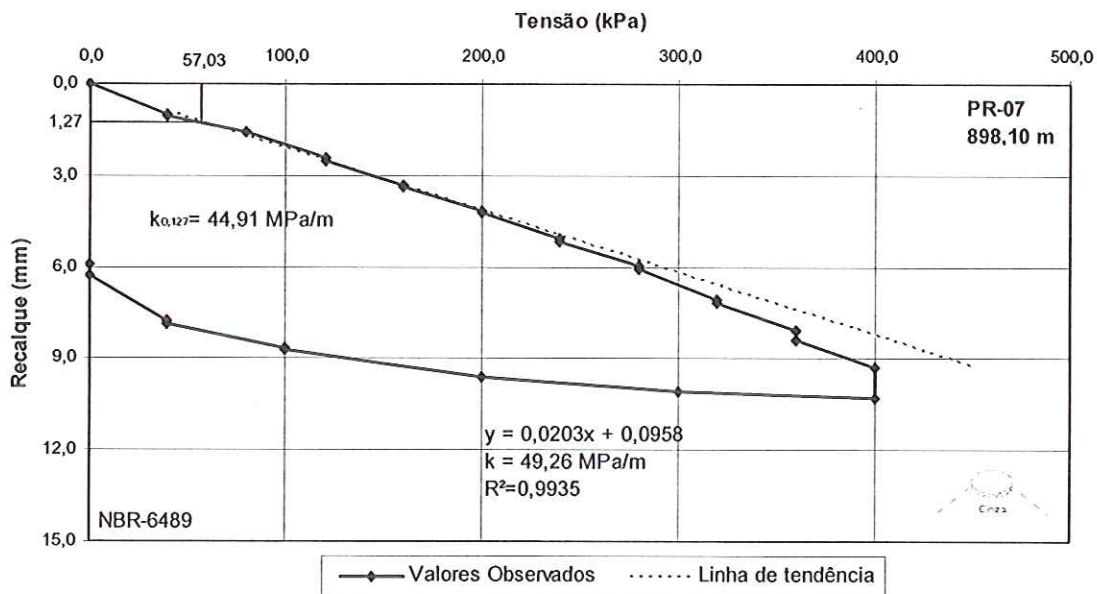


FIGURA A12 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-07 no Prédio das Prensas.

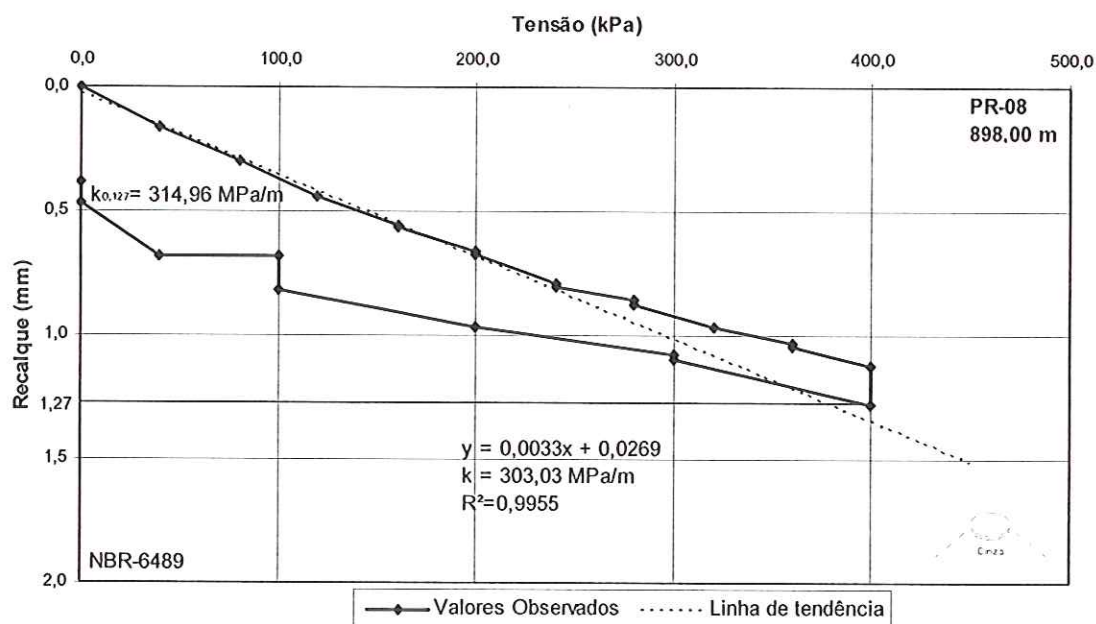


FIGURA A13 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-08 no Prédio das Prensas.

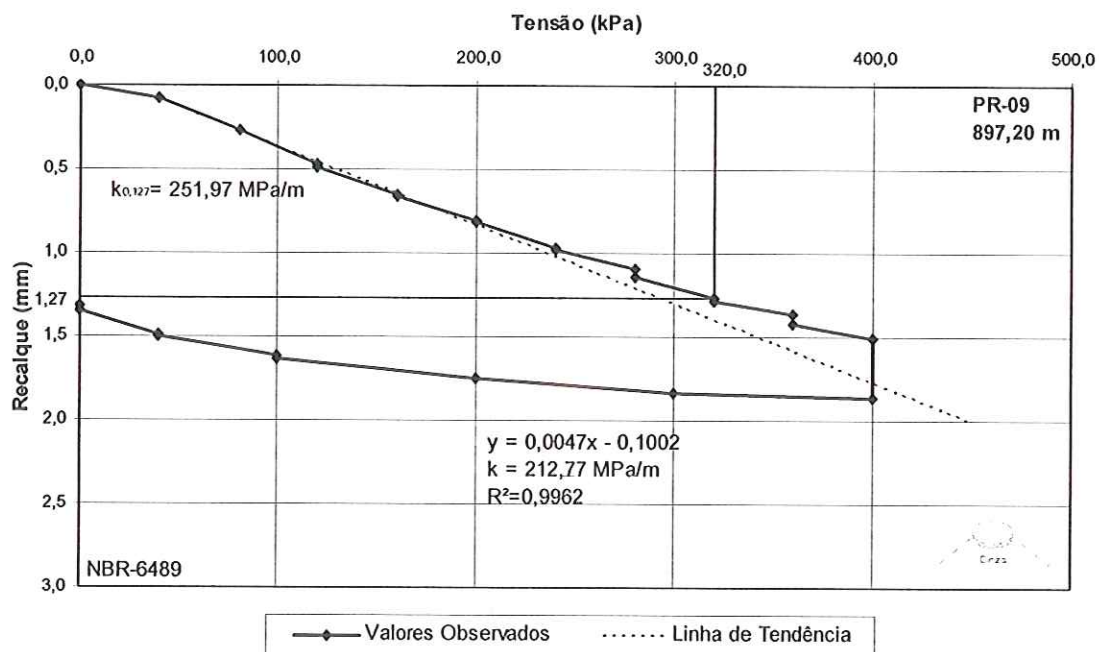


FIGURA A14 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PR-09 no Prédio das Prensas.

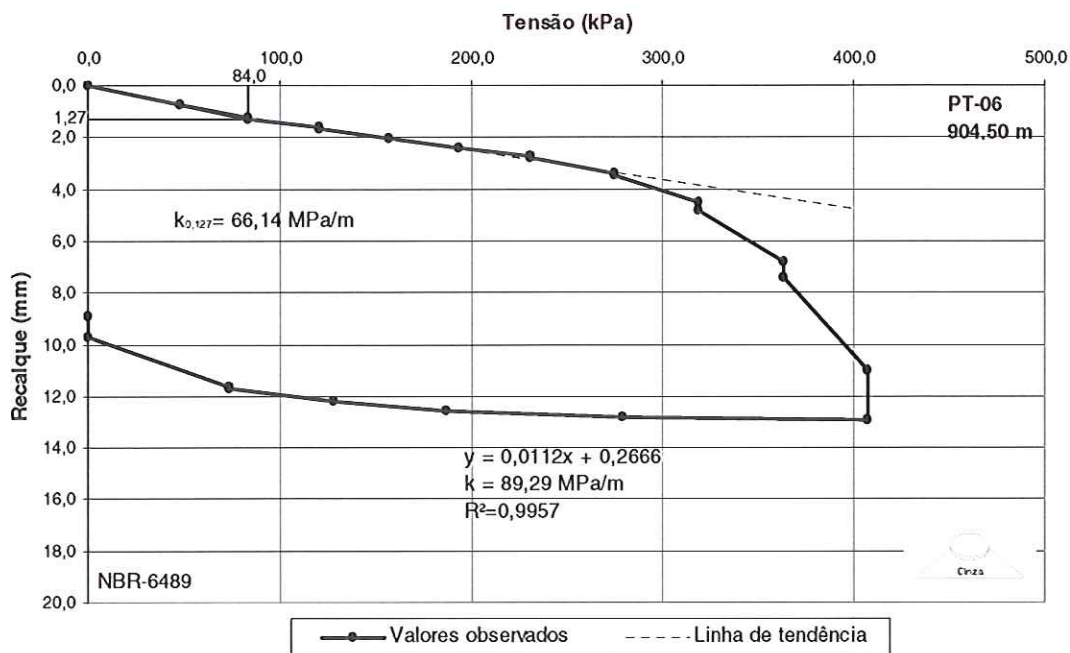


FIGURA A15 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-06 no Pátio de Containers.

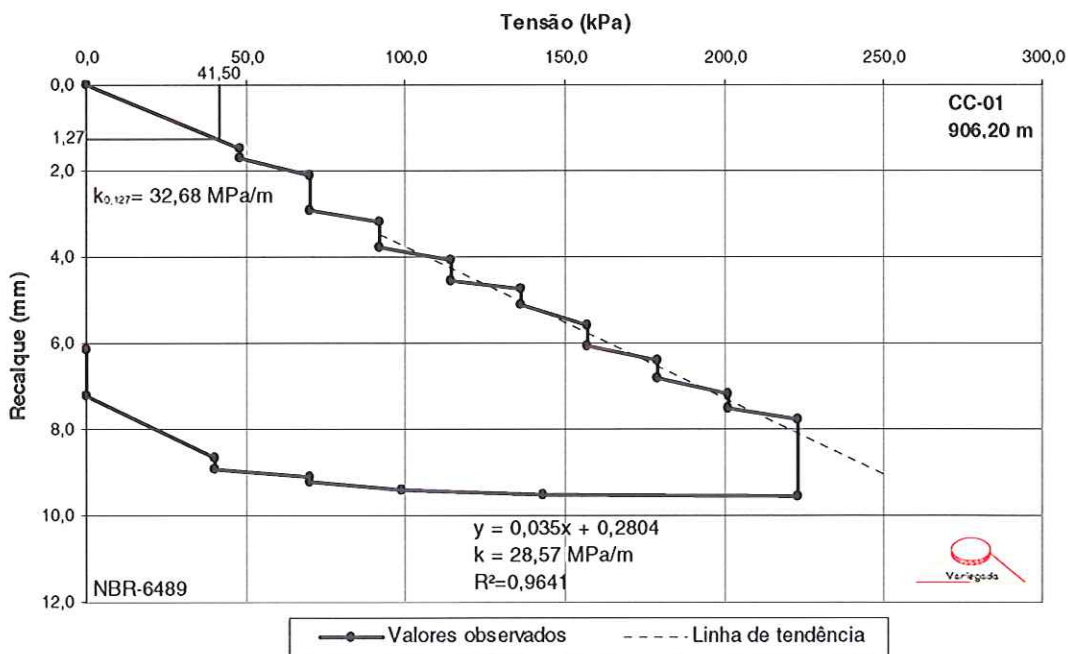


FIGURA A16 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-01 no Centro de Comunicações.

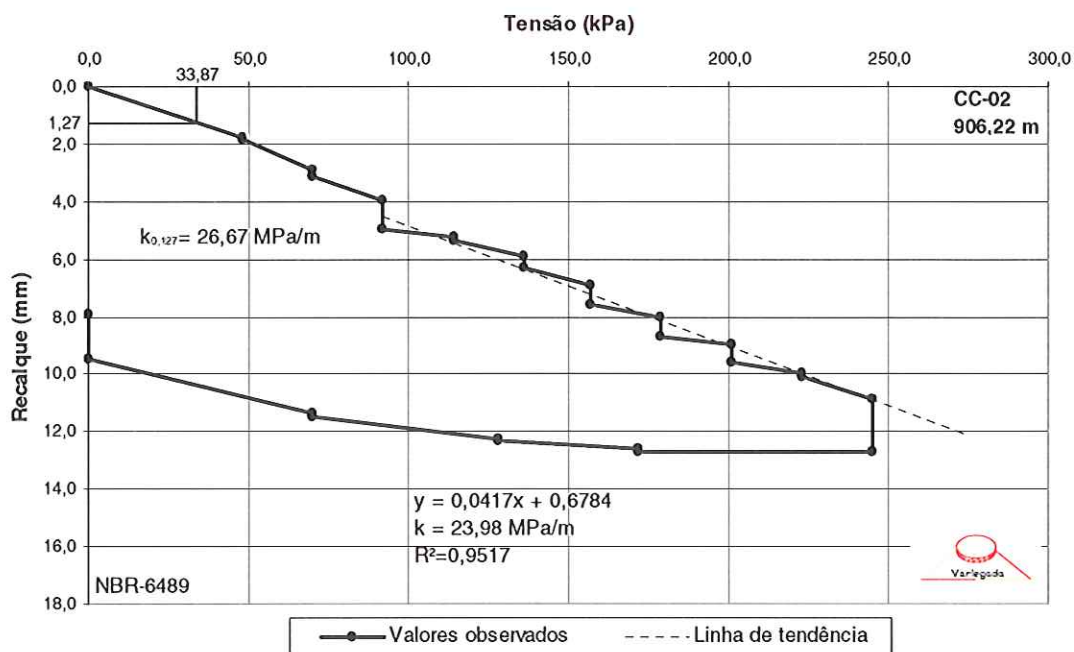


FIGURA A17 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-02 no Centro de Comunicações.

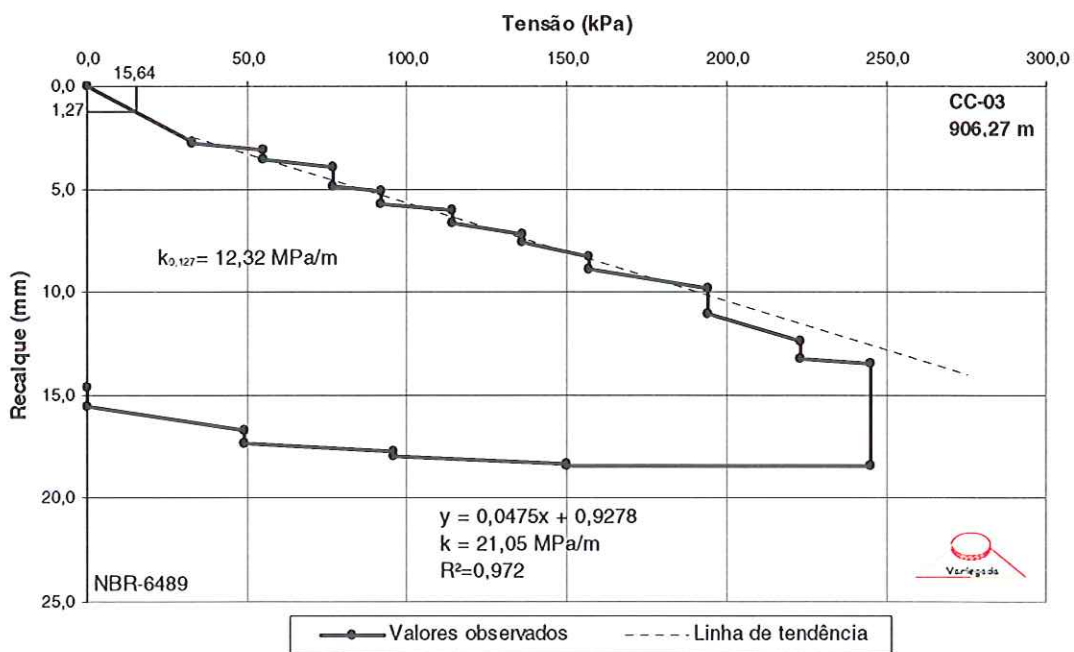


FIGURA A18 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-03 no Centro de Comunicações.

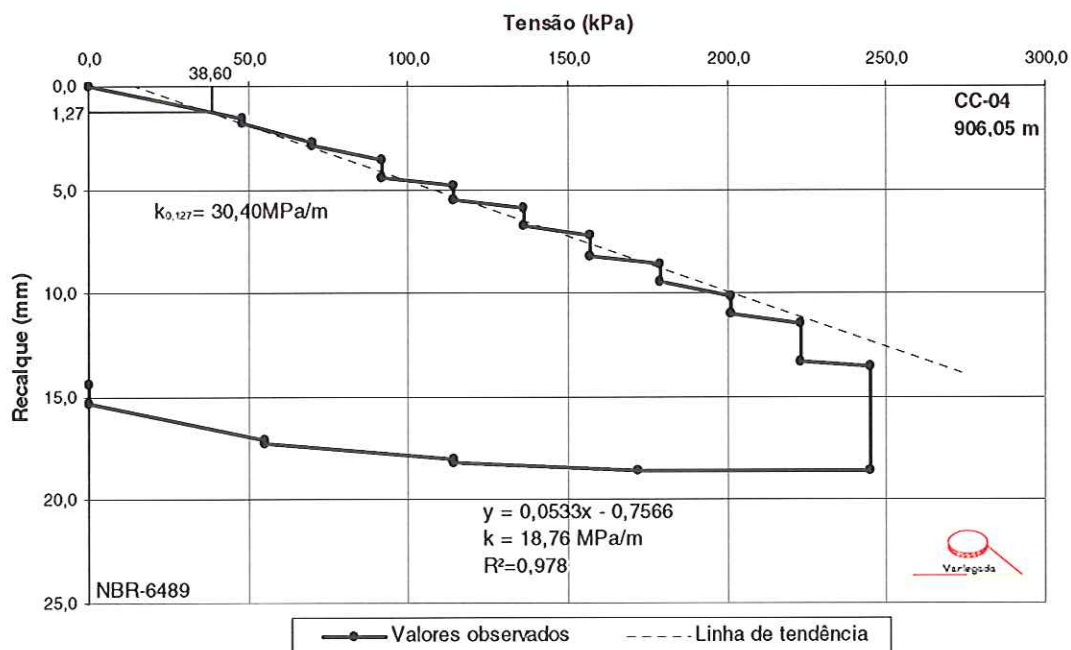


FIGURA A19 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-04 no Centro de Comunicações.

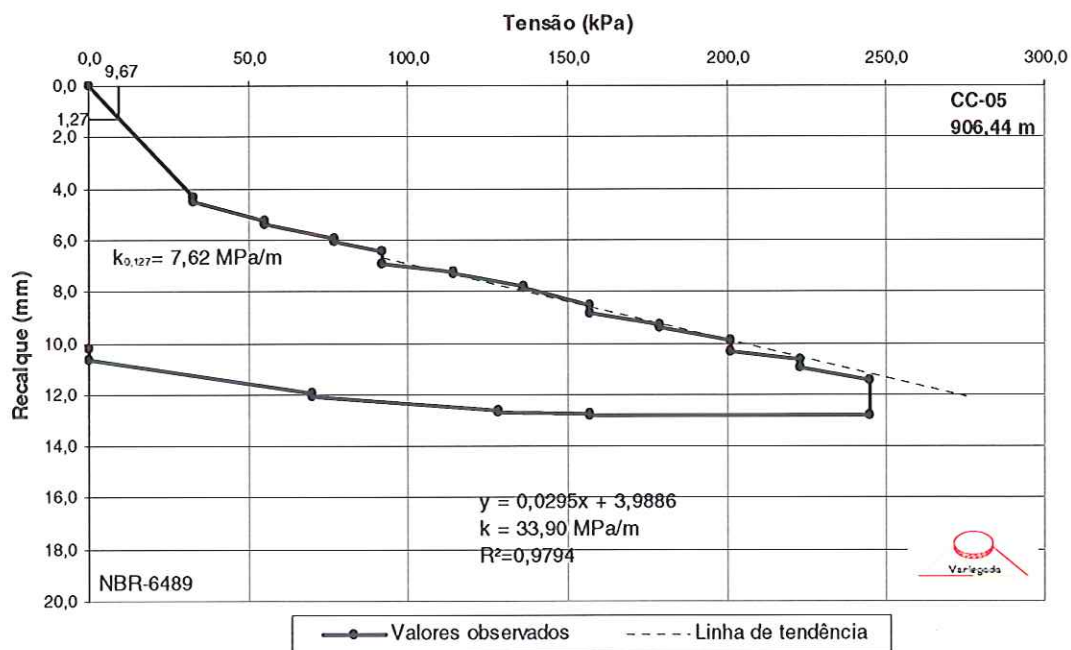


FIGURA A20 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga CC-05 no Centro de Comunicações.

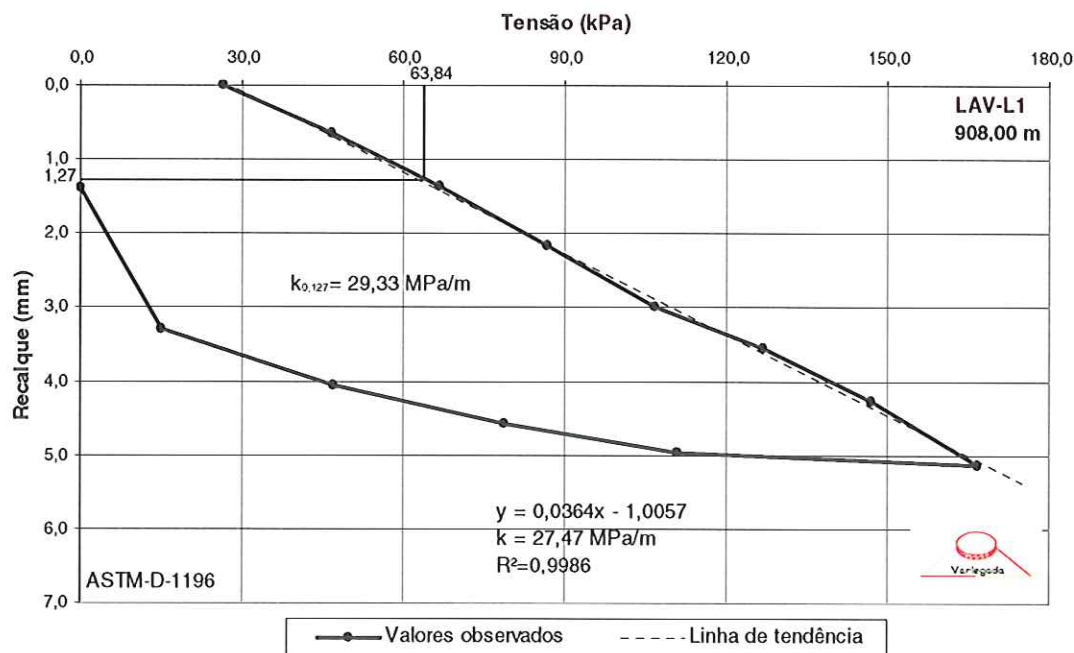


FIGURA A21 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-L1 na Divisão de Veículos Utilitários.

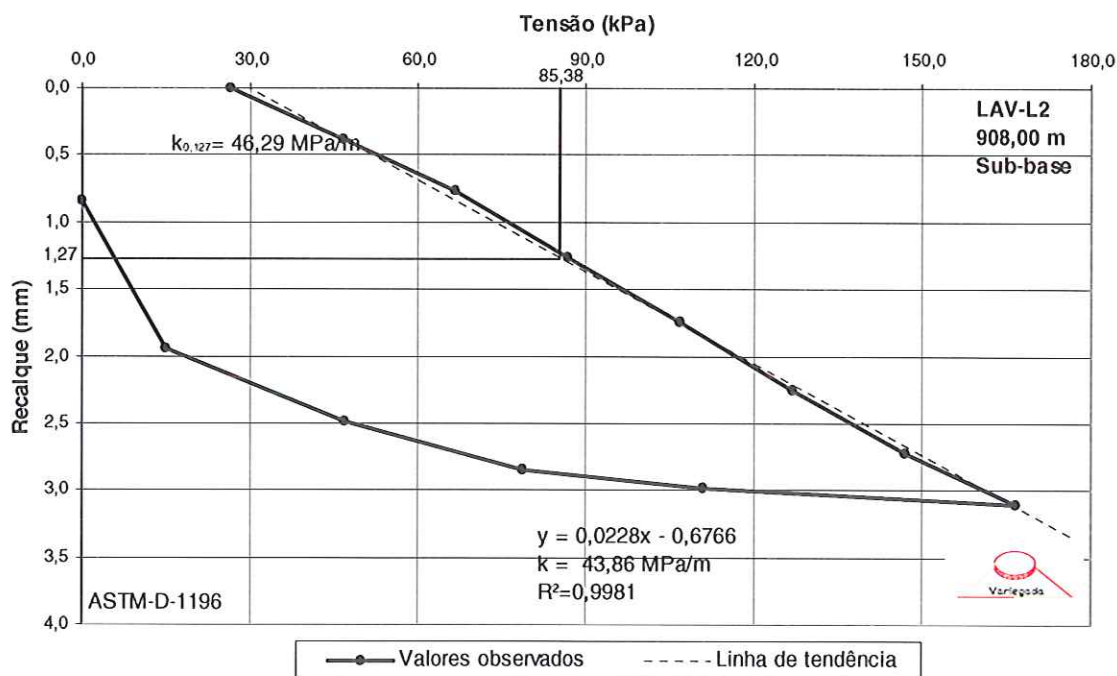


FIGURA A22 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-L2 na Divisão de Veículos Utilitários.



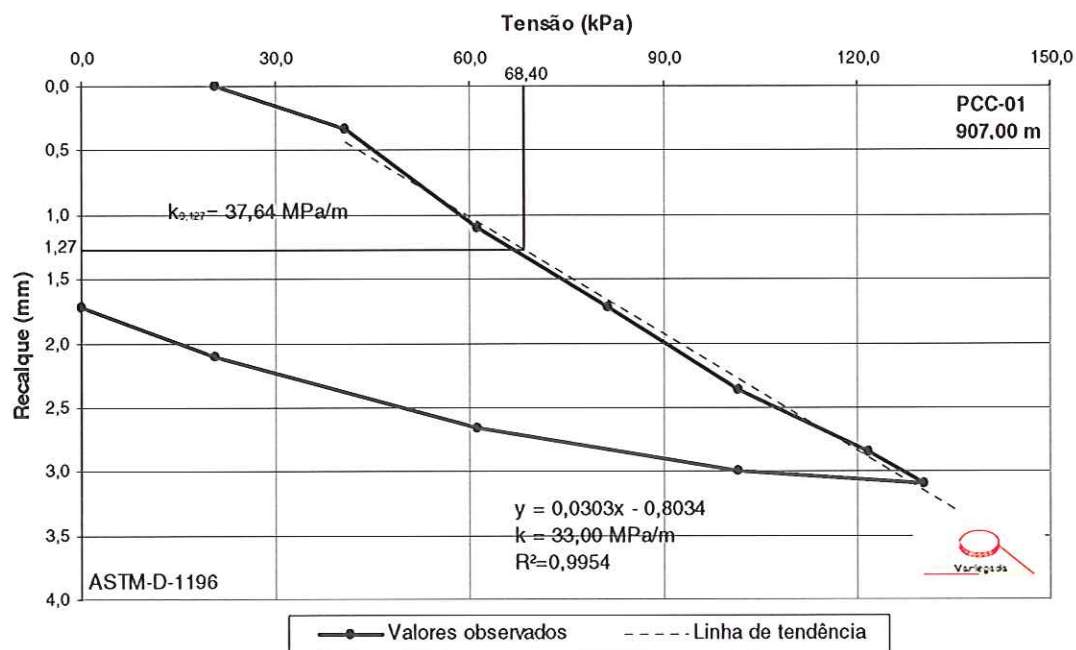


FIGURA A23 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-01 no Sítio Experimental.

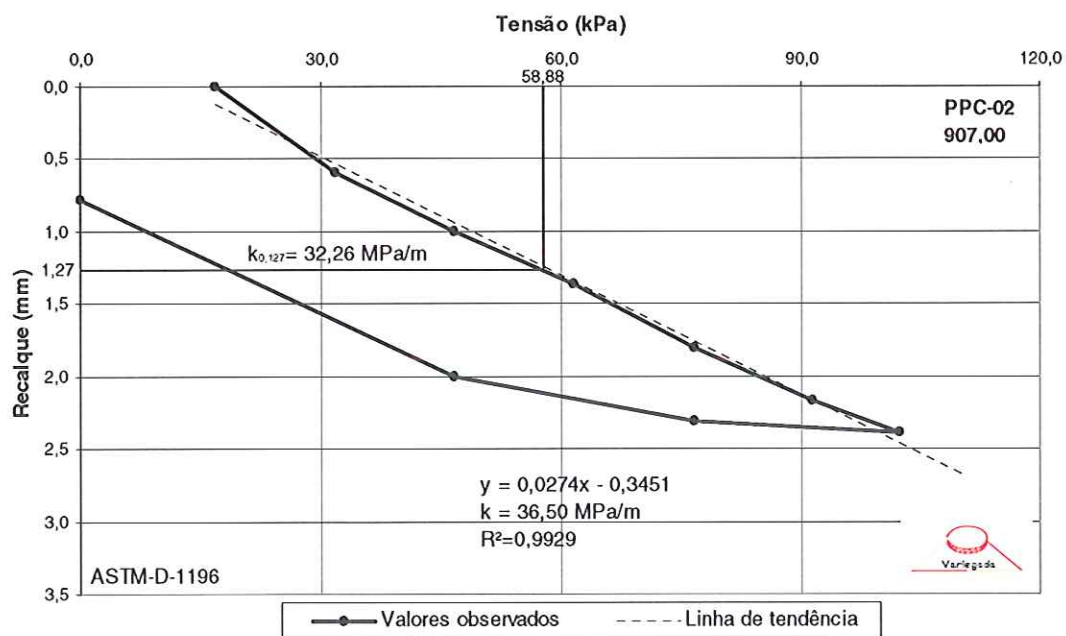


FIGURA A24 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-02 no Sítio Experimental.

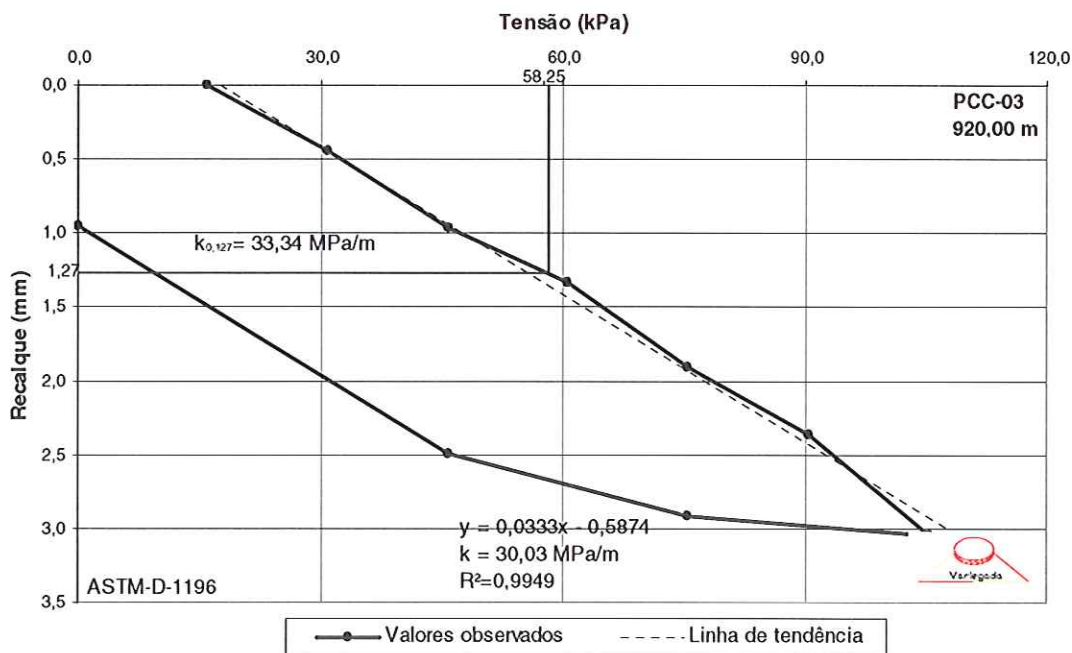


FIGURA A25 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-03 no Sítio Experimental.

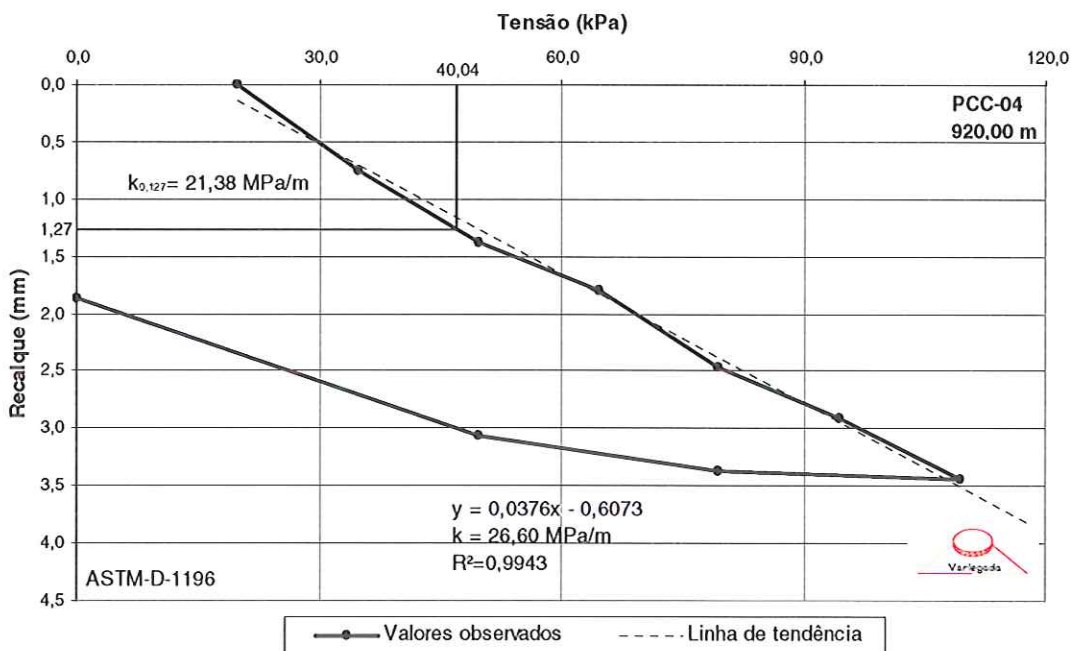


FIGURA A26 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PCC-04 no Sítio Experimental.

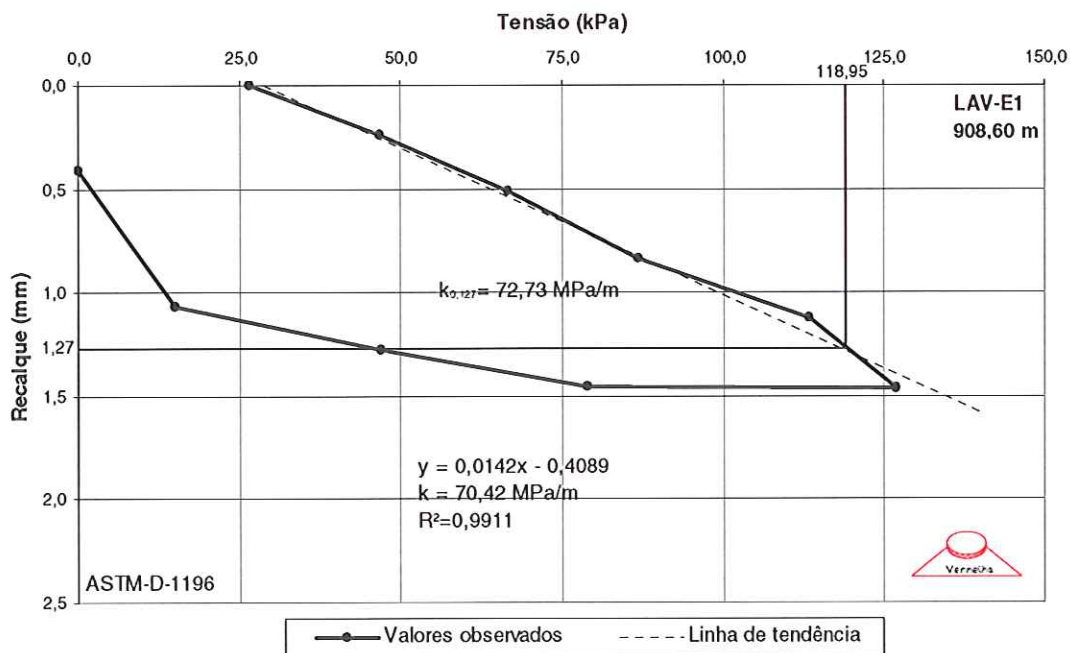


FIGURA A27 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-E1 na Divisão de Veículos Utilitários.

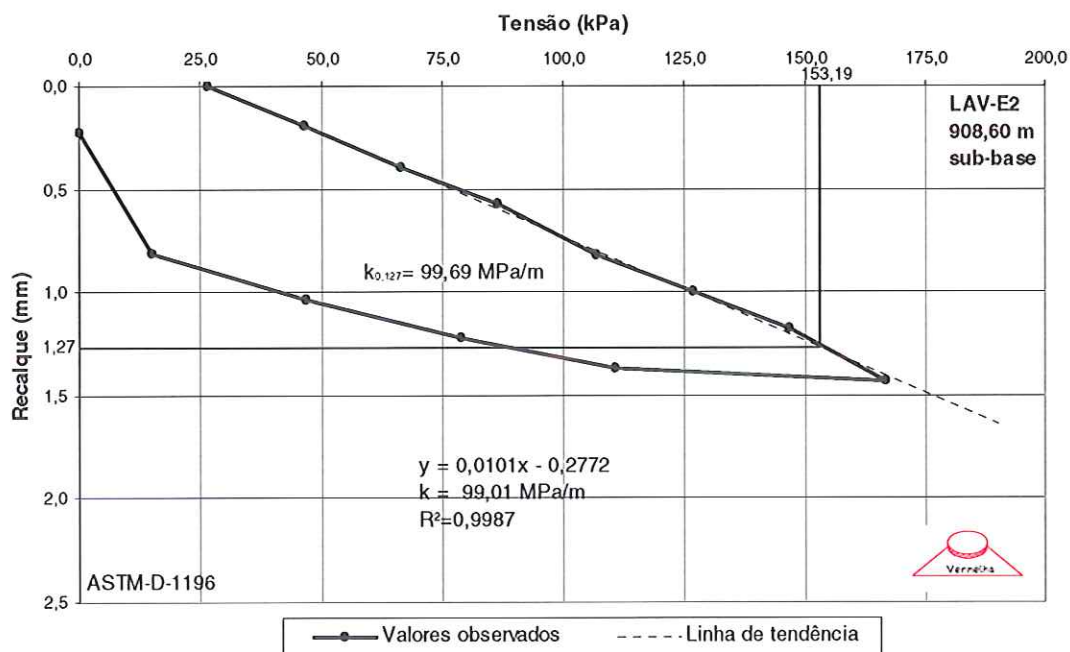


FIGURA A28 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga LAV-E2 na Divisão de Veículos Utilitários.

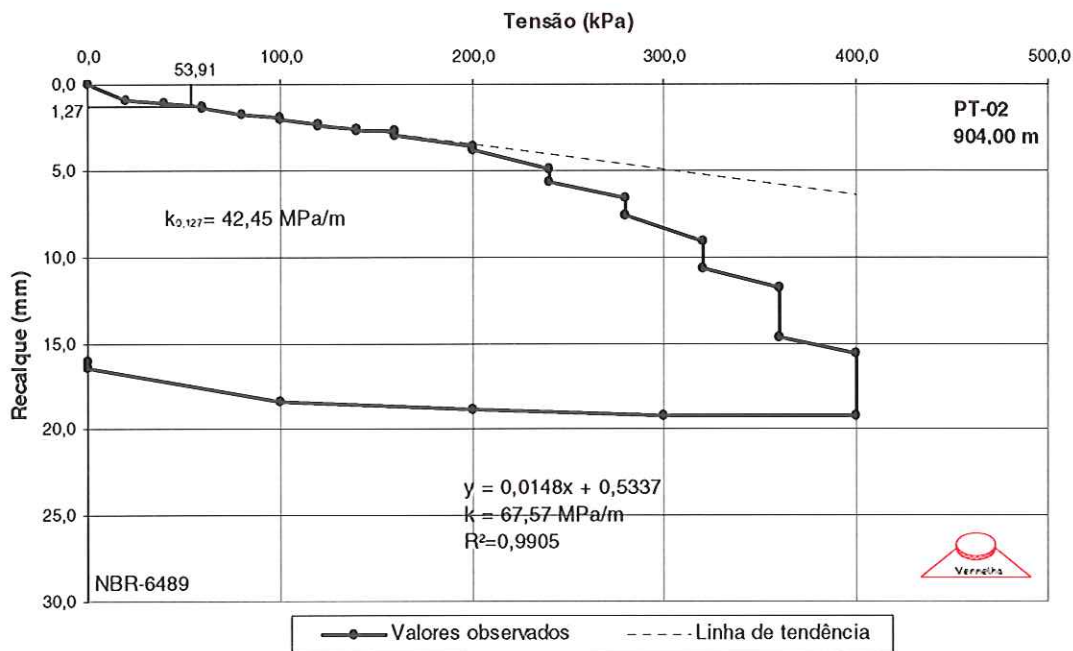


FIGURA A29 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-02 no Pátio de Containers.

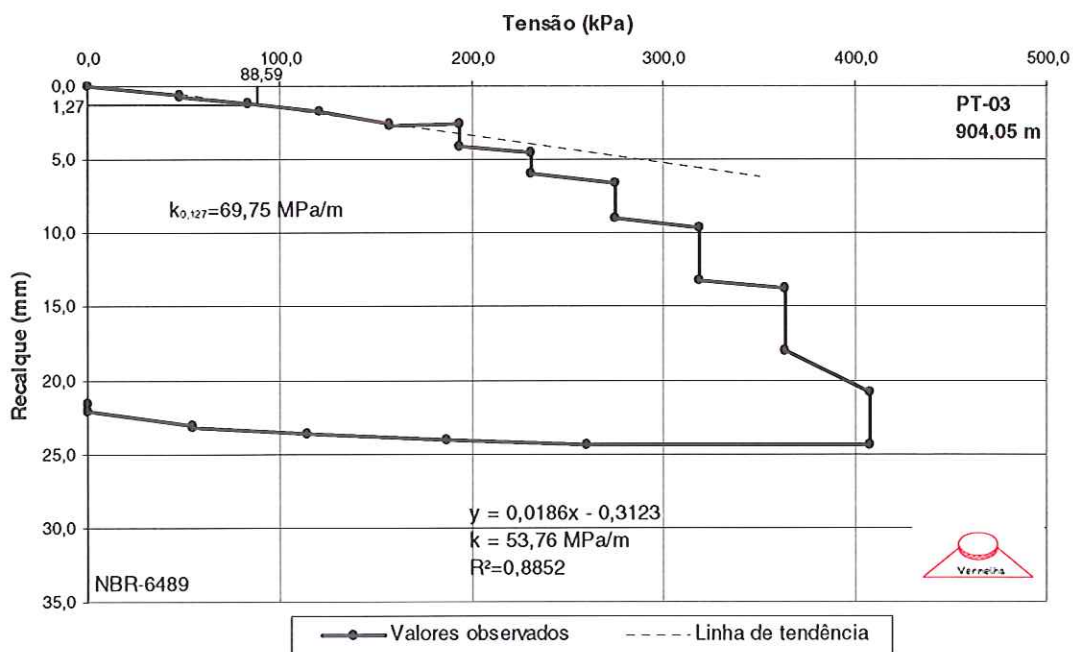


FIGURA A30 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-03 no Pátio de Containers.

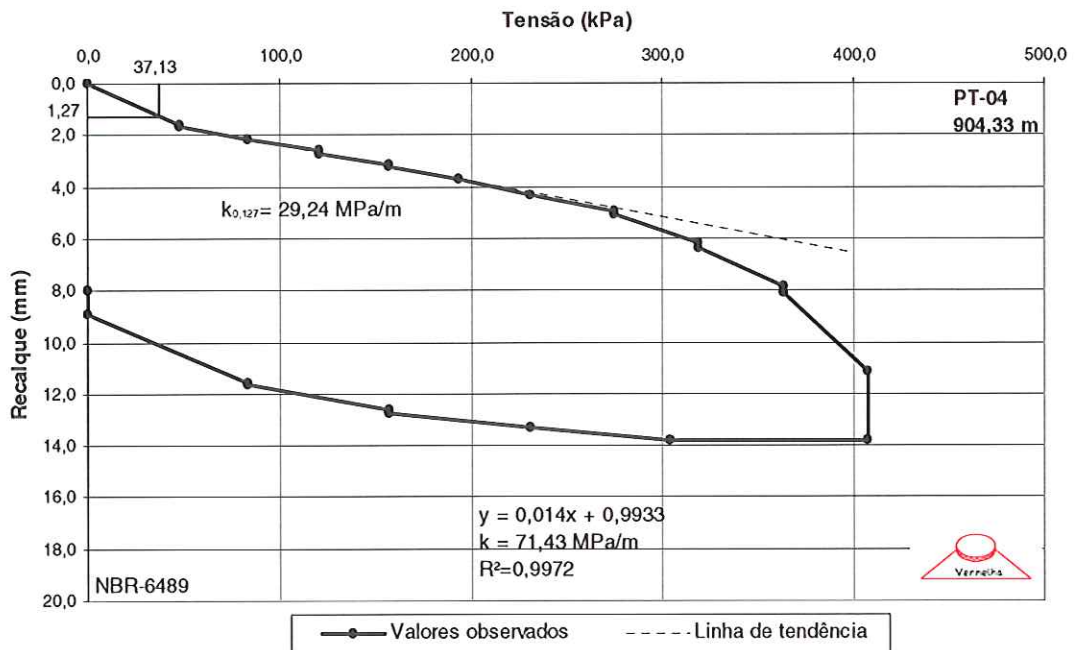


FIGURA A31 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-04 no Pátio de Containers.

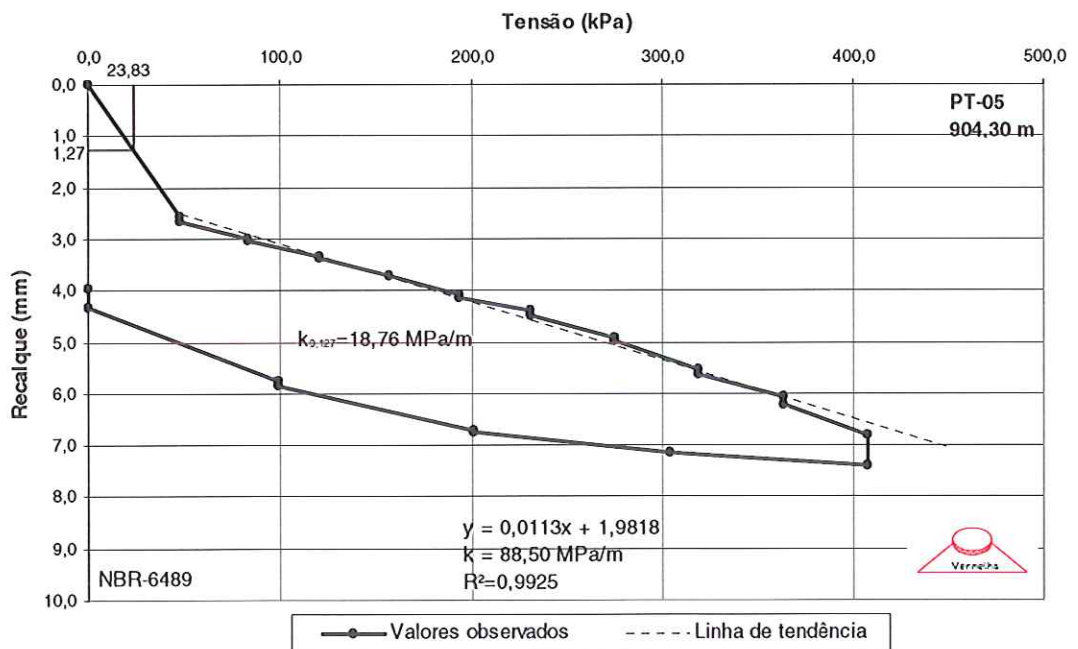


FIGURA A32 – Curva Tensão – Recalque, prova de carga PT-05 no Pátio de Containers.

## Apêndice B

### Resumo – Resultados de Ensaios.

#### Lista de símbolos das áreas ensaiadas:

AR	Prédio da Armação
CC	Centro de Comunicações
LAV	Divisão de Veículos Utilitários
PCC	Sítio Experimental
PR	Prédio das Prensas
PT	Pátio de Containers

PARÂMETROS DE CAMPO											
Prova de Carga Nº	Coloração	Cota (m)	k <sub>0,127</sub> (Mpa/m)	k <sub>med</sub> (Mpa/m)	R <sup>2</sup>	SPT	SPT <sub>med</sub>	CBR <sub>in situ</sub> (%)	DCP (mm/golpe)	g (kN/m <sup>2</sup> )	w (%)
PR-01	cinza	896,90	64,86	53,19	0,9064	40	38				
PR-02	cinza	898,10	68,64	44,44	0,9967	42	33		15,52		
PR-03	cinza	898,00	91,49	106,38	0,9961	72	75				
PR-04	cinza	898,10	104,29	99,01	0,9964	28	36				
PR-05	cinza	898,10	31,50	67,57	0,9802	27	31				
PR-07	cinza	898,10	44,91	49,26	0,9935	31	36		10,22		
PR-08	cinza	898,10	314,96	303,03	0,9955	90	68				
PR-09	cinza	897,20	251,87	212,77	0,9962	47	40				
AR-A1	cinza	904,00	70,92	83,33	0,9982	11	15,3		14,68		
AR-A18	cinza	904,60	59,93	90,09	0,9729	30	28				
AR-H7	cinza	904,80	23,98	46,30	0,9964	43	38	5,8	10,05		
AR-M1	cinza	904,29	89,45	103,90	0,9901	10	14	5,8	7,32		
AR-P9	cinza	904,90	128,72	75,76	0,9940	12	14,7	6,6		18,70	34,70
PT-06	cinza	904,50	66,14	89,29	0,9957					17,88	42,30
LAV-L1	variegada	908,00	29,33	27,47	0,9986	7	7,3	5,5	35,24	19,20	30,20
PCC-01	variegada	907,50	50,39	33,00	0,9954	16	28	4,4	26,86	18,20	38,60
PCC-02	variegada	907,70	32,26	36,50	0,9929	13	18,5	4,7	25,47	16,50	45,80
PCC-03	variegada	919,60	33,34	30,03	0,9949	3	6	4,9	40,19	16,10	52,10
PCC-04	variegada	919,50	21,38	26,60	0,9943	3	6	6,5	28,95	16,60	55,00
CC-01	variegada	906,20	32,68	28,57	0,9641	7	6				
CC-03	variegada	906,27	12,32	21,05	0,9720	6	11				
CC-04	variegada	906,05	30,40	18,76	0,9780	7	6			19,47	32,60
CC-02	variegada	906,22	26,67	23,98	0,9517	7	6				
CC-05	variegada	904,44		33,90	0,9794	5	5				
PT-05	verm. Conc	904,30	18,76	88,50	0,9925	5	6,7		34,50	15,69	45,10
LAV-E1	vermelha	908,60	72,73	70,42	0,9911	6	6,7	7,0	32,30	16,40	35,70
PT-02	vermelha	904,00	42,45	67,57	0,9905	4	4			19,18	37,75
PT-03	vermelha	904,05	69,75	53,76	0,8852	4	4				
PT-04	vermelha	904,33	29,24	71,43	0,9972	5	6,7		44,70		
PR-06	cinza			28,65		36	44				

QUADRO B1 – Resumo de Ensaios de Campo.

PARÂMETROS DE LABORATÓRIO												
Prova de Carga Nº	Coloração	Granulometria				Limites de Atterberg			Classificação		Compactação	
		Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	UCS	HRB	g <sub>d</sub> máx (kN/m <sup>3</sup> )	wot (%)
PR-01	cinza											
PR-02	cinza											
PR-03	cinza											
PR-04	cinza											
PR-05	cinza											
PR-07	cinza											
PR-08	cinza											
PR-09	cinza											
AR-A1	cinza											
AR-A18	cinza											
AR-H7	cinza											
AR-M1	cinza											
AR-P9	cinza	0	12	30	58	85,00	54	31	MH	A-7-5		
PT-06	cinza	0	28	18	54	64,00	35	29	MH	A-7-5	14,54	29
LAV-L1	variegada	1,5				55,00	33	22	MH	A-7-5	16,2	21,5
PCC-01	variegada	1	13	22	64	69,00	41	28	MH	A-7-5	12,8	29,5
PCC-02	variegada	0	8	22	70	72,00	48	24	MH	A-7-6	12,8	31,7
PCC-03	variegada	0	4	28	68	68,00	47	21	MH	A-7-5	13,6	27,4
PCC-04	variegada	0	8	19	73	74,00	47	27	MH	A-7-5	13	32,8
CC-01	variegada											
CC-03	variegada											
CC-04	variegada	0	18	26	56	59,00	38	21	MH	A-7-5		
CC-02	variegada											
CC-05	variegada											
PT-05	verm. Conc	0	16	24	60	73,00	44	29	MH	A-7-5	14	32,8
LAV-E1	vermelha	1	27	19	53	51,00	34	17	MH	A-7-5	14,5	28,5
PT-02	vermelha	0	18	17	65	63,00	36	27	MH	A-7-5	14,6	30
PT-03	vermelha											
PT-04	vermelha	0	27	19	54	63,00	37	26	MH	A-7-5		
PR-06	cinza											

QUADRO B2 – Resumo de Ensaios de Caracterização.



PARÂMETROS DE LABORATÓRIO											
Prova de Carga Nº	Coloração	CBRmoldado		Índices Físicos			Adensamento			Cisalhamento Direto	
		CBR (%)	Expansão (%)	g <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	e	S (%)	C <sub>c</sub>	cv (cm <sup>2</sup> /seg)	S a' (MPa)	c (kPa)	Ø' (°)
PR-01	cinza										
PR-02	cinza										
PR-03	cinza										
PR-04	cinza										
PR-05	cinza										
PR-07	cinza										
PR-08	cinza										
PR-09	cinza										
AR-A1	cinza										
AR-A18	cinza										
AR-H7	cinza										
AR-M1	cinza										
AR-P9	cinza			27,3	0,96	98,68	0,21	0,00160	0,41	47	28
PT-06	cinza	18,6	0,6	27,39	1,18	98,19	0,54	0,00243	0,37		
LAV-L1	variegada	9,1	3,2	27,55	0,87	95,83					
PCC-01	variegada	4	2,8	28,59	1,18	93,74					
PCC-02	variegada	4,4	3,7	28,22	1,49	86,53					
PCC-03	variegada	6,1	5,2	28,35	1,68	88,01					
PCC-04	variegada	7,1	3,3	28,95	1,70	93,49					
CC-01	variegada										
CC-03	variegada										
CC-04	variegada			26,5	0,80	107,35	0,15	0,00117	0,35	25	31
CC-02	variegada										
CC-05	variegada										
PT-05	verm. Conc	26,3	0,07	27,48	1,54	80,48	0,57	0,00139	0,35	18	22
LAV-E1	vermelha	10,2	0,7	27,55	1,28	76,86					
PT-02	vermelha	19,3	0,04	27,15	0,95	107,90	0,44	0,00360	0,31	50	24
PT-03	vermelha										
PT-04	vermelha			27,39							
PR-06	cinza										

QUADRO B3 – Resumo de Ensaios de Laboratório.