

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL DE UM PAVIMENTO RÍGIDO EM VIA
URBANA DO RECIFE - ESTUDO DE CORRELAÇÕES

por

JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO

Dissertação apresentada ao Centro
de Ciências e Tecnologia da
Universidade Federal da Paraíba -
Campus II - Campina Grande, como
requisito parcial à obtenção do
grau de Mestre em Ciências de
Engenharia Civil

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

DEZEMBRO/93



V657a Vieira Filho, José Orlando.
Avaliação estrutural e funcional de um pavimento rígido em via urbana do Recife : estudo de correlações / José Orlando Vieira Filho. - Campina Grande, 1993.
400 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1993.
"Orientação : Prof. Francisco Barbosa de Lucena".
Referências.

1. Estruturas de Concreto Armado. 2. Pavimentação de Vias Públicas. 3. Tráfego. 4. Concreto - Pavimento. 5. Dissertação - Engenharia Civil. I. Lucena, Francisco Barbosa de. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.012.45(043)

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL DE UM PAVIMENTO RÍGIDO EM VIA
URBANA DO RECIFE - ESTUDO DE CORRELAÇÕES

José Orlando Vieira Filho

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA - CAMPUS
II - CAMPINA GRANDE COMO REQUISITO PARCIAL À OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIA DE ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

Walter Carlos Guedes
Francisco Jung Brasileiro
Antônio Oscar C. da Fente
Spencer

HP-1081-852

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

22 / MARÇO / 1994

VIEIRA FILHO, JOSÉ ORLANDO

Avaliação Estrutural e Funcional de um
Pavimento Rígido em Via Urbana do Recife
[Paraíba] 1993

XXVIII, 400 p. 29,7 cm (PÓS GRADUAÇÃO/UFPB,
MSc, Engenharia Civil, 1993)

Tese - Universidade Federal da Paraíba -
Campus II, Campina Grande, PÓS GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL

1. Avaliação de Pavimento / Ensaios
Geotécnicos/ Tecnologia do Concreto I.
PÓS-GRADUAÇÃO/UFPB

II. Título (série)

Dedicada à minha família, especialmente aos meus pais José Orlando e Judith, à minha esposa Neusa e aos meus filhos Neto, Paulo Marcelo, Jorge Bruno e Carlos Henrique.

... "assim, em vez desse grande número de preceitos de que a lógica se compõe acreditei que me bastariam os quatro seguintes, contanto que eu me tomasse a firme e constante resolução de não deixar uma só vez de observá-los.

- O primeiro era não receber nunca coisa alguma como verdadeira que eu não conhecesse evidentemente ser tal; isto é, evitar cuidadosamente a precipitação e a prevenção, e não compreender nada em meus juízos além do que se patenteasse tão clara e distintamente a meu espírito que eu não tivesse nenhuma ocasião de o por em dúvida.
- O segundo, dividir cada uma das dificuldades que houvesse de examinar em tantas parcelas quantas pudessem ser e fossem exigidas para resolvê-las melhor.
- O terceiro, conduzir por ordem meus pensamentos, começando pelos objetos mais simples e mais fáceis de serem conhecidos, para subir pouco e pouco como por degraus até o conhecimento dos mais compostos, e supondo mesmo certa ordem entre os que não precedem naturalmente uns aos outros.
- E o último, fazer por toda a parte enumerações tão completas e revistas tão gerais, que eu ficasse certo de nada omitir".

(DESCARTES, 1637)

A G R A D E C I M E N T O S

A todos que contribuíram para a execução das etapas de campo, laboratório e escritório deste trabalho, especialmente:

Ao Prof. Francisco Barbosa de Lucena, orientador desta dissertação, pelos incentivos e apoio ao desenvolvimento do trabalho e pela atenção dedicada ao mesmo.

À Empresa de Obras Públicas Cidade do Recife, através da equipe da Divisão de Laboratório coordenada pelo Eng^o Fernando Veloso de M. Barros, pela disponibilidade de veículos, pessoal e equipamentos, e ao Eng^o Marcelo Patriota pela colaboração nos ensaios de laboratório.

Ao laboratorista Rubem Genuíno Cavalcante pela dedicada colaboração na execução dos levantamentos e ensaios "in situ", aos aux. de serviços Ademir, Damaceno e João e ao laboratorista Adelson.

À digitadora e diagramadora Annie Schirly de F. A. de Souza, pela dedicação na preparação gráfica deste trabalho.

Aos Profs. Antão Luiz de Melo, Joaquim Correia X. de A. Filho e Lourival Trajano pelos incentivos ao trabalho e apoio através da cessão de instrumentos contadores de tráfego, esclerômetro e máquina para brocagem de corpos de prova, respectivamente.

Aos Profs. Heber Carlos Ferreira, Heldio P. Villar, José Maria C. de Vasconcelos e Tibério Wanderley de Andrade, pelas sugestões ao trabalho e troca de idéias e ao Prof. Jaime Gusmão de A. Filho pela atenção e presteza no fornecimento de dados da Carta Geotécnica do Recife em elaboração.

Ao sondador José Constâncio e equipe pela execução das sondagens SPT.

Aos Eng^{os} Márcio Rocha Pitta, Regis Martins Rodrigues e Edson Pontes da Nóbrega pelas informações bibliográficas.

Ao Sr. Plácido Monteiro da Silva Filho pela disponibilidade de coroa diamantada para a extração dos testemunhos de concreto.

Aos Centros de Tecnologia da UFPB-Campus II e da UFPE através de seus laboratórios e setores de informática e respectivos funcionários e aos laboratoristas Cazuza e Ezequiel e ao auxiliar Rinaldo.

À Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco, em particular a Eng^a Química Ana Maria Barbosa pela realização dos ensaios químicos de reconstituição do traço do concreto endurecido.

À ATP-DYNATEST que possibilitou a avaliação do pavimento pelo "Falling Weigth Deflectometer", em particular ao Eng^o José Salustiano de Barros Branco.

Ao Laboratório de Análises Mineraias da SUDENE/UFPE pela execução de corte com serra diamantada nos testemunhos de concreto.

Aos professores, funcionários e colegas do curso de mestrado pelos incentivos ao desenvolvimento do trabalho, ao Prof. Roberto A. de Andrade e ao Eng^o Wladimi José D. de Assis pelas sugestões e ao Eng^o Perboyre Alcântara pela colaboração na execução dos ensaios pressiométricos.

À PEC Engenharia e ao seu diretor Eng^o José Maximino de A. P. Viana e à TECOMAT pelos apoios na execução das atividades de escritório e de informática deste trabalho.

Ao técnico em computação e auxiliar de engenheiro José Carlos S. de Oliveira, pela colaboração nos trabalhos de informática.

Aos desenhistas Cynara C. C. Arruda e Alberto Antônio Gonçalves pela dedicação e esmero na elaboração dos desenhos e a datilógrafa Maria Gorete da Silva pela sua dedicada colaboração.

Resumo da Dissertação apresentada à UFPB/ CAMPUS II / CAMPINA GRANDE, como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Ciências de Engenharia Civil

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL DE UM PAVIMENTO RÍGIDO EM VIA URBANA DO RECIFE - ESTUDO DE CORRELAÇÕES

José Orlando Vieira Filho

Dezembro, 1993

Orientador: Francisco Barbosa de Lucena

Um estudo experimental objetivando a avaliação estrutural e funcional de um pavimento rígido, incluindo a investigação de possíveis correlações entre os resultados dos principais ensaios utilizados, foi realizado em importante corredor de tráfego da cidade do Recife. Esse corredor, com 5 Km de extensão e duas pistas com 3 faixas de tráfego cada, pavimentado em placas de concreto de cimento portland sobre sub-base de material areno-siltoso assente sobre subleito natural em areia fina, foi aberto ao tráfego há 15 anos e apresenta um volume médio diário de 19.000 veículos por pista. Os ensaios "in situ" compreenderam, entre outros, prova de carga sobre placas, CBR e pressiométricos no canteiro central, aos níveis sub-base e do subleito e ensaios esclerométricos nas placas de concreto do revestimento. Amostras de solos das referidas camadas foram coletadas e testemunhos das placas foram extraídos para ensaios em laboratório. Ensaios dinâmicos "in situ" com o "falling weight deflectometer" (FWD) foram também realizados. Constatou-se, entre outros parâmetros analisados um aumento de 23% na resistência à compressão do concreto ao longo desses 15 anos. Mostrou-se que o pavimento atendia às ações do tráfego que suportava, pelos critérios de "erosão" e "fadiga" da Portland Cement Association. Pelo "índice de condição do pavimento", desenvolvido pelo U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory, e adotado pelo DNER, o pavimento foi classificado como "muito bom". A partir de inter-relações e comparações com parâmetros de referência da literatura, chegou-se a um conjunto de indicadores da compatibilidade e fidedignidade dos resultados. Confirmou-se a utilidade dos ensaios esclerométricos e ultra-sônicos na verificação da homogeneidade do concreto, servindo o último também para avaliação das propriedades elásticas. Mostrou-se ao mesmo tempo as vantagens do "FWD", dadas à rapidez e ao volume de informações que propicia. Com base em correlações entre resultados de diversos ensaios, comprovou-se a viabilidade da utilização dos resultados do ensaio CBR "in situ" e do ensaio pressiométrico na avaliação do módulo de reação, de forma mais rápida e menos dispendiosa, do que pelo ensaio de prova de carga sobre placas, originalmente utilizado.

Abstract of the Thesis submitted to the Federal University , of Paraíba at Campina Grande, as partial fulfilment of the degree of M.Sc. in Civil Engineering

STRUCTURAL AND FUNCTIONAL ASSESSMENT OF A RIGID PAVEMENT IN A MAIN ROAD OF URBAN AREA OF RECIFE - CORRELATIONS STUDIES

José Orlando Vieira Filho

December, 1993

Supervisor: Francisco Barbosa de Lucena

An experimental study aiming at the structural and functional assessment of a rigid pavement, including the investigation of possible correlations between the results of the main essays employed, was carried out in one of the main roads of the city of Recife. This road, 5 km long and comprising two carriageways with 3 traffic lanes each, made up of Portland cement concrete plates on a silty sand subbase overlying the natural subgrade of fine sand, was opened to traffic 15 years ago and now has an average daily traffic of 19,000 vehicles per carriageway. The "in situ" essays included, among others, plate-loading tests, CBR and pressuremeter tests at the subbase and subgrade level under the central refuge, and sclerometer tests on the concrete plates. Soil samples from the above layers were collected, as well as specimens of the plates, for laboratory tests. "In situ" dynamic tests with the falling-weight deflectometer (FWD) were also performed. Among other parameters, a 23% increase in the strength of the concrete over the past 15 years was verified. It was also established that the pavement was capable of withstanding the effects of the traffic, on the basis of the criteria of "erosion" and "fatigue" of the Portland Cement Association. According to the "pavement condition rating", developed by the U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory and adopted by Brazil's National Highway Dept. (DNER), the pavement was rated "very good". From inter-relationships and comparisons with reference parameters found in the literature, a set of indicators showing the consistency and reliability of the results was obtained. The usefulness of sclerometer and ultrasound tests for the verification of concrete homogeneity was confirmed, with the latter test being also used for the evaluation of elastic properties. At the same time, the advantages of the FWD were shown, mainly its speed and the amount of information it yields. From correlations between results of several essays, it was shown the feasibility of using the results of "in situ" CBR and pressuremeter tests for the assessment of the modulus of reaction, originally determined by plate-loading tests, in less time and with less expenditure.

S U M Á R I O

Dedicatória.....	iii
Pensamento de Descartes.....	iv
Agradecimentos.....	v
Resumo.....	vii
Abstract.....	viii
Lista de Quadros e Tabelas.....	xiii
Lista de figuras.....	xvii
Simbologia e Nomenclatura.....	xxiii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	1
I.1 Considerações Gerais.....	1
I.2 A Importância da Avaliação Estrutural e Funcional de Pavimentos.....	3
I.3 O Pavimento de Concreto de Cimento Portland no Recife e no Estado de Pernambuco.....	5
I.4 Objetivos do Trabalho.....	9
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E FUNDAMENTAÇÃO DOS ENSAIOS.....	11
II.1 Avaliação de Pavimentos Rígidos.....	11
II.1.1 Evolução dos Processos de Avaliação Estrutural.....	11
II.1.2 Modelos de Comportamento Estrutural..	22
II.1.3 Tipos de Defeitos no Pavimento.....	24
II.2 Ensaio de Prova de Carga sobre Placas.....	28
II.3 Ensaio Pressiométrico.....	36
II.4 Ensaio CBR "in situ".....	48
II.5 Ensaio Esclerométrico.....	51
II.6 Ensaio Ultra-Sônico.....	56
II.7 Ensaio de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido.....	64
II.8 Extração de Testemunhos do Concreto.....	68
CAPÍTULO III - O CAMPO EXPERIMENTAL ESCOLHIDO E A METODOLOGIA EMPREGADA (MATERIAIS E MÉTODOS).....	76
III.1 A Avenida Recife e as Razões da sua Escolha..	76
III.2 Metodologia da Pesquisa.....	77
III.3 Coleta de Dados e de Documentos (Pesquisa Documental).....	80
III.4 Caracterização e Cadastramento do Trecho Estudado.....	81
III.5 Quantificação Geral das Sondagens e dos Ensaios Realizados.....	89
III.6 Caracterização Geotécnica das Camadas de Sub-base e do Subleito.....	90
III.6.1 Elementos Considerados e Locação dos Ensaios.....	90
III.6.2 Coleta de Amostras (Sondagens à Pá e Picareta).....	90
III.6.3 Ensaios em Laboratório.....	95
III.6.3.1 Análise Granulométrica.....	95
III.6.3.2 Limite de Liquidez.....	95
III.6.3.3 Limite de Plasticidade.....	95
III.6.3.4 M.Esp. dos Grãos (D.Real)..	95
III.6.3.5 Compactação.....	95

	III.6.3.6 CBR.....	96
III.6.4	Ensaaios "in situ".....	96
	III.6.4.1 Umidade Natural.....	96
	III.6.4.2 Massa Específica Aparente..	96
	III.6.4.3 Prova de Carga sobre Placas	96
	III.6.4.4 Ensaio CBR "In Situ".....	102
	III.6.4.5 Ensaio Pressiométrico.....	103
	III.6.4.6 Sondagem SPT.....	108
III.7	Caracterização do Revestimento em Concreto de Cimento Portland.....	110
III.7.1	Levantamento de Defeitos no Pavimento (Inventário do Pavimento).....	110
III.7.2	Brocagem de Testemunhos.....	112
III.7.3	Ensaaios Esclerométricos "In Situ"....	115
III.7.4	Ensaaios em Laboratório com os Testemunhos Extraídos do Pavimento...	117
	III.7.4.1 Inspeção e Preparação dos Testemunhos Extraídos.....	117
	III.7.4.2 Determinações da Massa Específica Aparente do Concreto	117
	III.7.4.3 Ensaaios Esclerométricos nos Testemunhos	118
	III.7.4.4 Ensaaios de Ultra-Som.....	118
	III.7.4.5 Ensaaios de Resistência à Compressão Simples.....	120
	III.7.4.6 Ensaaios de Tração por Compressão Diametral.....	124
	III.7.4.7 Ensaaios de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido	125
III.8	Estudos de Tráfego.....	125
CAPÍTULO IV	- RESULTADOS OBTIDOS.....	128
IV.1	Camadas de Sub-base e do Subleito.....	128
IV.2	Camada de Revestimento.....	135
	IV.2.1 Defeitos Encontrados.....	135
	IV.2.2 Esclerometria na Pista.....	138
	IV.2.3 Esclerometria nos Corpos' de Prova....	147
	IV.2.4 Inspeção, Massa Específica Aparente e Reconstituição do Traço.....	147
	IV.2.5 Ultra-Som.....	147
	IV.2.6 Resistências Mecânicas.....	155
IV.3	Tráfego.....	158
CAPÍTULO V	- ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	169
V.1	Avaliação Estrutural das Camadas de Sub-base e do Subleito.....	
	V.1.1 Perfil Geotécnico e Características Médias das Camadas Estudadas.....	169
	V.1.2 Análise da Camada de Sub-base.....	173
	V.1.3 Análise do Subleito.....	178
	V.1.4 Ensaaios Pressiométricos Comparativos na Faixa de Rolamento.....	180
V.2	Avaliação do Revestimento em Concreto de Cimento Portland.....	181
	V.2.1 Características Físicas, Mecânicas e Elásticas do Concreto.....	181
	V.2.2 Verificação da Espessura das Placas..	189
	V.2.3 Análise dos Defeitos Observados.....	190
V.3	Avaliação dos Resultados do Tráfego.....	194

V.4	Avaliação Estrutural e Funcional do Pavimento como um Todo.....	196
V.4.1	Ações do Meio Ambiente e Interferências de Serviços Públicos.	196
V.4.2	Avaliação do Pavimento pelo ICP.....	197
V.4.3	Verificação do Dimensionamento Estrutural.....	199
V.5	Estudos Comparativos e de Correlações de Resultados de Ensaios.....	206
V.5.1	Estudos com os Ensaios Geotécnicos das Camadas de Sub-base e do Subleito.....	207
V.5.1.1	Ensaios Pressiométricos Horizontais e Verticais.....	207
V.5.1.2	Comparações com os Resultados Obtidos por Briaud em Ensaios Pressiométricos..	207
V.5.1.3	Comparações entre o Módulo de Elasticidade e o Módulo Pressiométrico com Recompressão.....	209
V.5.1.4	Correlação do CBR "In Situ" x Prova de Carga sobre Placas.	210
V.5.1.5	CBR "In Situ" x Prova de Carga sobre Placas : Comparação com os Estudos da PCA.....	213
V.5.1.6	Correlação do CBR "In Situ" x Ensaio Pressiométrico.....	213
V.5.1.7	Correlação de Prova de Carga sobre Placas x Ensaio Pressiométrico.....	215
V.5.2	Estudos com os Ensaios do Revestimento em Concreto de Cimento Portland.....	219
V.5.2.1	Relação entre a RTCD e a RCS.....	219
V.5.2.2	Crescimento da RCS com a Idade.....	221
V.5.2.3	Relação entre os Módulos de Deformação do Concreto.....	222
V.5.2.4	Correlação do Índice Esclerométrico Efetivo x RCS.....	224
V.5.2.5	Correlação da Velocidade Ultra-Sônica x RCS.....	227
V.5.2.6	Velocidade Ultra-Sônica x RCS (Estudos Comparativos)..	229
V.5.2.7	Relação da Massa Específica Aparente x Velocidade Ultra-Sônica.....	233
V.5.2.8	Correlação da Massa Específica Aparente x RCS.....	236
V.5.2.9	Correlação da Velocidade Ultra-Sônica x RTCD.....	239
V.6	Avaliação do Pavimento com o "FWD" e Comparações com os Demais Resultados Obtidos.....	241
V.7	Resumo dos Principais Parâmetros e Análises Efetuadas e das Correlações Obtidas.....	247

CAPÍTULO VI	- CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	254
VI.1	Quanto ao Pavimento Avaliado.....	254
VI.2	Quanto à Metodologia Utilizada.....	258
VI.3	Quanto aos Ensaios e Resultados Obtidos.....	259
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		265
ANEXO 1	- Curvas dos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas.....	277
ANEXO 2	- Curvas dos Ensaios CBR "In Situ".....	291
ANEXO 3	- Curvas dos Ensaios Pressiométricos.....	299
ANEXO 4	- Perfis de Sondagens SPT.....	332
ANEXO 5	- Resultados dos Ensaios de Reconstituição do Concreto Endurecido.....	340
ANEXO 6	- Resultados da RCS aos 28 Dias Obtidos Durante a Fase Construtiva.....	346
APÊNDICE A	- Tipos de Defeitos em Pavimentos Rígidos.....	351
APÊNDICE B	- Elementos para Determinação do Índice de Condição do Pavimento-ICP.....	357
APÊNDICE C	- Elementos para Verificação Estrutural do Pavimento pelo Método da PCA/84.....	364
APÊNDICE D	- Análise Estatística de Correlações.....	374
APÊNDICE E	- Avaliação do Pavimento pelo "FWD".....	381

LISTA DE QUADROS E TABELAS

	p.
<u>QUADRO</u>	
1 - Levantamento de Dados e de Documentos (Pesquisa Documental, 1990/91).....	80
2 - Graus de Severidade dos Defeitos (Apêndice B).....	358
<u>TABELA</u>	
1 - Rodovias Pavimentadas em Concreto de Cimento Portland no Estado de Pernambuco (1991).....	9
2 - Quantificação Geral das Sondagens e dos Ensaios Realizados na Avaliação do Pavimento da Av. Recife (1990/91)...	89
3 - Quantidades e Locação das Sondagens e dos Principais Ensaios "In Situ" Realizados no Canteiro Central da Av. Recife.....	91
4 - Resultados dos Ensaios de Laboratório e "In Situ" nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)...	129
5 - Resultados dos Ensaios Geotécnicos Suplementares Executados "In Situ" nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91).....	135
6 - Av. Recife - Tipos, Graus de Severidade, Quantidades e Classificação dos Defeitos Encontrados no Pavimento (Maio/91).....	136
7 - Resultados dos Ensaios Esclerométricos Executados nas Pistas de Rolamento (1991).....	144
8 - Resultados dos Ensaios Esclerométricos Executados em Placas Fissuradas ou Quebradas das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991).....	146
9 - Resultados dos Ensaios Esclerométricos Executados nos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento (1991)....	148
10 - Localização, Dimensões, Massa Específica Aparente e Reconstituição do Traço do Concreto dos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991).	151
11 - Resultados dos Ensaios Ultra-Sônicos nos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991), e Respectivos Parâmetros Estimados.....	153
12 - Resultados dos Ensaios de Resistência à Compressão Simples e de Resistência à Tração por Compressão Diâmetral, Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife, (1991).....	156
13 - Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego - (DETRAN/PE, Março, 90) - Pista do Lado Direito. Sentido do Tráfego: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes.....	159

14 - Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego - (DETRAN/PE,Março,90) - Pista do Lado Esquerdo. Sentido do Tráfego: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Dr. José Rufino.....	160
15 - Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego Efetuada em Maio e Junho/91 - Pista do Lado Esquerdo. Sentido do Tráfego: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Dr. José Rufino.....	161
16 - Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego Efetuada em Maio e Junho/91 - Pista do Lado Direito. Sentido do Tráfego: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal.Mascarenhas de Moraes.....	162
17 - Av. Recife - Estimativa de Crescimento do Tráfego Médio Diário no Biênio 1990/91.....	163
18 - DER/PE - Pesagens de Eixos - Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha - Ônibus.....	164
19 - DER/PE - Pesagens de Eixos - Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha - Caminhão Médio.....	165
20 - DER/PE - Pesagens de Eixos - Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha - Caminhão Pesado.....	166
21 - DER/PE - Pesagens de Eixos - Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha - Reboque e Semi-Reboque.....	167
22 - Parâmetros Estatísticos Referentes aos Ensaios e Classificações Correspondentes às Características Médias dos Materiais Constituintes da Sub-base da Av. Recife, (1991).....	171
23 - Parâmetros Estatísticos Referentes aos Ensaios e Classificações Correspondentes às Características Médias dos Materiais Constituintes do Subleito da Av. Recife, (1991).....	172
24 - Subtrechos 1 a 4 - Resultados Médios Principais e Características Correspondentes da Sub-base.....	174
25 - Resumo dos Resultados dos Ensaios de Massa Específica Aparente, Ultra-Som, Esclerometria, RCS, RTCD e Reconstituição do Traço do Concreto, Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife, (1991).....	186
26 - Amostra Inspeccionada, ICP e Conceito Correspondente.....	198
27 - Cálculo do ICP para o Pavimento como um Todo.....	199
28 - Distribuição de Frequência de Carga por Eixos e por Categoria de Veículos.....	203
29 - Verificação do Dimensionamento Estrutural pelo Método da PCA/84 (Espessura Considerada = 20 cm).....	205

30 - Resultados Pressiométricos Obtidos por Briaud no Aeroporto de Ottawa (Cf. BRIAUD, J. L, <u>The Pressuremeter: Application to Pavement Design</u> , 1979, p. 172, 347 a 353)	208
31 - Pares de Valores CBR "In Situ" x Módulo de Reação da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações.....	209
32 - Pares de Valores CBR "In Situ" x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações.....	215
33 - Pares de Valores Módulo de Reação x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações.....	217
34 - Pares de Valores Módulo de Reação x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Subleito para o Estudo de Correlações.....	219
35 - Pares de Valores IEE x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações.....	225
36 - Pares de Valores Velocidade Ultra-Sônica x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações.....	227
37 - Comparação entre as Resistências à Compressão Simples dos Testemunhos e às Estimadas no Gráfico da Fig. 73....	232
38 - Comparação entre as Resistências à Compressão Simples dos Testemunhos e às Estimadas no Gráfico da Fig. 74...	232
39 - Pares de Valores Massa Específica Aparente x Velocidade Ultra-Sônica do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações.....	234
40 - Pares de Valores Massa Específica Aparente x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações.....	236
41 - Pares de Valores Velocidade Ultra-Sônica x RTCD do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações.....	239
42 - Resumo Geral dos Principais Resultados Obtidos e das Comparações Efetuadas.....	247
43 - Resumo Geral das Correlações de Resultados de Ensaios Obtidas (Nível de de Significância = 0,01).....	250
44 - Resultados da RCS aos 28 dias Obtidos Durante a Construção da Via - Prefeitura Municipal do Recife - S.V.O., D.V., Seção de Laboratório (ANEXO 06).....	347
45 - Tensão Equivalente para Eixos Simples e Tandem Duplos (MPa). PCAC (pavimento com acostamento de concreto) Método PCA/84 (Apud DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989) (APÊNDICE C).....	367
46 - Tensão Equivalente para Eixos Tandem Triplos (MPa). PCAC (pavimento com acostamento de concreto) Método PCA/84 (Apud DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)	

(APÊNDICE C).....	368
47 - Fator de Erosão para Eixos Simples e Tandem Duplos JSPE e PCAC (junta sem barras de transferência e pavimento com acostamento de concreto) Método PCA/84 (Apud DNER Manual de Pavimentos Rígidos, 1989) (APÊNDICE C).....	369
48 - Fator de Erosão para Eixos Tandem Triplos JSPE e PCAC (junta sem barras de transferência e pavimento com acostamento de concreto) Método PCA/84 (Apud DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989) (APÊNDICE C).....	370
49 - Valores de F ao nível de Significância de 0,01 (Apud LEVIN, J. Estatística Aplicada à Ciências Humanas, p. 292, 2ª ed., 1978) (APÊNDICE D).....	380

LISTA DE FIGURAS

<u>Figura</u>	p.
1 - Mapas Gerais de Situação e da Cidade do Recife com a Indicação do Trecho da Av. Recife Estudado.....	4
2 - Rodovias Federais e Estaduais Pavimentadas em Concreto de Cimento Portland no Estado de Pernambuco.....	7
3 - Mapa Geral do Recife com a Indicação dos Principais Corredores de Tráfego Pavimentados em Concreto de Cimento Portland.....	8
4 - Curva Pressão x Recalque e Cálculo do Coeficiente de Recalque k nos Ensaios de Placa Segundo ASTM D-1196/64 (Cf. SOUZA, M. L. e THOMAZ, C. A. <u>Determinação do Coeficiente de Recalque</u> , 1982, p. 14).....	32
5 - Relação entre o Módulo de Reação do Subleito e o Diâmetro da Placa (Cf. ROAD RESEARCH LABORATORY, <u>Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários</u>), Trad. Evelyn B. Silveira e Araken Silveira, s.d., p. 506)..	32
6 - Representação Esquemática do Pressiômetro de Pavimentação (Pressiômetro de Briaud), Aplicado a um Pavimento Genérico.....	38
7 - Detalhes da Sonda do Pressiômetro de Briaud (Apud BRIAUD & SHIELDS, 1979).....	38
8 - Curva Pressiométrica Representando um Grande Amolgamento do Solo (Apud BAGUELIN, JEZÉQUEL & SHIELDS, 1978).....	40
9 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura Adequada do Furo (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).....	40
10 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura do Furo Muito Larga (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).....	41
11 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura do Furo Muito Pequena (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).....	41
12 - Representação Esquemática de uma Curva Pressiométrica Típica (de Lima, 1979, Apud BEZERRA, S.P., 1990).....	43
13 - Representação Esquemática de uma Curva Pressiométrica com Recarregamento (Apud BRIAUD & SHIELDS, 1990).....	43
14 - Av. Recife: Vista Geral das Duas Pistas e Canteiro Central, Aparecendo a Execução das Sondagens à Pá e Picareta (1990).....	82
15 - Av. Recife: Vista do Tráfego de Veículos nas Duas Pistas (1990).....	82

16 - Av. Recife: Seção Transversal Projetada do Pavimento (Apud PREFEITURA MUNICIPAL DO RECIFE, Projeto de Pavimentação Elaborado pela CONGEPE LTDA, 1975).....	83
17 - Limite entre as Fácies Fluvial e de Leque Aluvial da Formação Barreiras (Apud CENTRO DE TECNOLOGIA DA UFPE, <u>Carta Geotécnica da Cidade do Recife</u> , 1991, no prelo).	87
18 - Locação dos Poços à Pá e Picareta Correspondentes aos Demais Ensaios "In Situ" (Amarração em Relação ao Postejamento da CELPE, 1990).....	94
19 - Av. Recife: Ensaio de Massa Específica Aparente "In Situ" no Subleito, Realizado no Canteiro Central (1990)	98
20 - Av. Recife: Ensaio de Prova de Carga sobre Placas Realizado no Canteiro Central (1990).....	98
21 - Representação Esquemática dos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas, Realizados na Sub-base e no Subleito, no Canteiro Central.....	99
22 - Representação Esquemática dos Ensaios CBR "In Situ", Realizados na Sub-base, no Canteiro Central.....	99
23 - Curva de Calibração do Macaco Hidráulico Utilizado nos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas (1990).....	100
24 - Curva de Calibração do Anel Utilizado nos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas (1990).....	100
25 - Av. Recife: Detalhe do Ensaio de Prova de Carga sobre Placas, Realizado no Canteiro Central (1991).....	101
26 - Av. Recife: Detalhe do Ensaio CBR "In Situ" na Sub-base, Realizado no Canteiro Central (1990).....	101
27 - Av. Recife: Ensaio Pressiométrico (Sonda na Posição Vertical), Realizado no Canteiro Central (1991).....	104
28 - Av. Recife: Ensaio Pressiométrico (Sonda na Posição Horizontal), Realizado no Canteiro Central (1991).....	104
29 - Representação Esquemática dos Ensaios Pressiométricos em Furos Verticais.....	105
30 - Representação Esquemática dos Ensaios Pressiométricos em Furos Horizontais.....	105
31 - Curva de Calibração da Resistência da Membrana do Pressiômetro de Briaud (1990).....	106
32 - Curva de Calibração da Perda de Volume do Pressiômetro de Briaud (1990).....	106
33 - Curva Corrigida Típica do Ensaio com o Pressiômetro de Briaud (Cf. BRIAUD, J. L. <u>The Pressuremeter: Application to Pavement Design</u> , 1979, p. 89).....	107

34 - Av. Recife: Ensaio Pressiométrico Realizado na Faixa de Rolamento (1991).....	108
35 - Av. Recife: Ensaio de Sondagem SPT Realizado no Canteiro Central (1991).....	108
36 - Locação Esquemática das Sondagens SPT Realizadas no Canteiro Central.....	111
37 - Representação Esquemática dos Ensaios SPT Realizados no Canteiro Central.....	111
38 - Av. Recife: Extração de Testemunhos do Concreto da Pista com Coroa Diamantada Rotativa (1991).....	113
39 - Av. Recife: Detalhe do Testemunho Extraído (1991).....	113
40 - Locação e Representação Esquemáticas da Extração dos Testemunhos na Pista.....	114
41 - Locação e Representação Esquemáticas dos Ensaios Esclerométricos na Pista.....	114
42 - Av. Recife: Ensaio Esclerométrico na Pista de Rolamento (1991).....	116
43 - Detalhe do Corte de Regularização da Face Inferior dos Testemunhos Extraídos por Serra Diamantada (Laboratório de Análises Mineraias da SUDENE/UFPE).....	116
44 - Pesagem dos Testemunhos Extraídos em Laboratório para Determinação da Massa Específica Aparente (1991).....	119
45 - Ensaio Esclerométrico e de Resistência à Compressão Simples nos Testemunhos Extraídos (1991).....	119
46 - Ensaio de Ultra-Som em Laboratório nos Testemunhos Extraídos (1991).....	121
47 - Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral com os Testemunhos Extraídos (1991).....	121
48 - Relação entre a Velocidade de Pulsos ("Pulse Velocity") e os Módulos Elásticos Estático e Dinâmico ("Elastic Modulus Estatic/Dynamic") - Gráfico Fornecido pelo Fabricante do Aparelho "PUNDIT").....	122
49 - Ensaio Químico de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido (Laboratório do ITEP, 1991).....	126
50 - Av. Recife: Contagem Volumétrica Classificatória do Tráfego (1991).....	126
51 - Representação Gráfica dos Principais Defeitos Encontrados no Pavimento (Apud CARVALHO, M.D. de, 1990).....	137

52 - Av. Recife: Ausência de Selagem das Juntas das Placas e Desgaste Superficial com Agregado Graúdo Aparente (Vistoria Realizada em 1991).....	139
53 - Av. Recife: Desgaste Superficial do Concreto com Agregado Graúdo Aparente (Vistoria em 1991).....	139
54 - Av. Recife: Fissura Longitudinal (Faixa Central,LD) em Trecho com Discreto Assentamento do Pavimento, Vendo-se ainda Ausência de Selagem na Junta. (Vistoria em 1991). No Canteiro Central, ao Longe, Ensaio Pressiométrico.....	140
55 - Av. Recife: Fissura Longitudinal Paralela ao Alinhamento dos Tampões de Galeria (Faixa Central,LD), Vê-se Trecho Danificado Coberto com Asfalto entre a Junta e a Respectiva Fissura (Vistoria em 1991).....	140
56 - Av. Recife: Placa Quebrada ou Dividida, com Partes Cobertas com Asfalto (Vistoria em 1991). No Canteiro Central Vê-se a Execução de Prova de Carga sobre Placas.....	141
57 - Av. Recife: Fissura Longitudinal Severa (Faixa Central LE), com Quebra do Concreto nas Bordas (Vistoria em 1991).....	141
58 - Av. Recife: Placa com Quebra Localizada (Vistoria em 1991).....	142
59 - Av. Recife: Fissura Transversal, Quebra de Canto, Ausência de Selagem e Esborcinamento de Junta. (Vistoria em 1991).....	142
60 - Av. Recife: Quebras de Canto Induzidas por Tampão de Galeria e Deficiência na Selagem das Juntas (Vistoria em 1991).....	143
61 - Carbonatação Visível a partir da Face Superior dos Testemunhos Extraídos (Parte Inferior na Foto). Vêem-se também a Identificação e o Acondicionamento de Amostras para o Ensaio de Reconstituição do Traço.....	143
62 - Perfil Geotécnico das Camadas do Pavimento e Subleito Investigados (1990/91).....	170
63 - Curva Granulométrica Média da Sub-base e Faixa da AASHTO Correspondente.....	171
64 - Curva Granulométrica Média do Subleito e Faixa da AASHTO Correspondente.....	172
65 - Av. Recife: Localização Esquemática e Extensões das Principais Fissuras Longitudinais e Área com Concentração de Desgaste Superficial Observadas no Pavimento (Vistoria em 1991).....	192

- 66 - Curva de Correlação Experimental CBR "In Situ" (%) x Módulo de Reação (MPa/m), Camada de Sub-base, Solo A-2-4 (HRB); $k = 44,40 e^{0,0223}$ CBR..... 212
- 67 - Comparação entre as Curvas CBR (%) x COEFICIENTE DE RECALQUE (kgf/cm²/cm), Obtidas pela PCA - Portland Cement Association e no Trabalho em Apreço..... 214
- 68 - Curva de Correlação Experimental CBR "In Situ" (%) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Camada de Sub-base, Solo A-2-4 (HRB); $E_r = 31,98 \text{ CBR} / (6,226 + \text{CBR})$ 216
- 69 - Curva de Correlação Experimental Módulo de Reação (MPa/m) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Camada de Sub-base, Solo A-2-4 (HRB); $E_r = 0,1615 k + 11,97..$ 218
- 70 - Curva de Correlação Experimental Módulo de Reação (MPa/m) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Camada de Subleito, Solo A-3 (HRB); $E_r = 0,1232 k + 24,80....$ 220
- 71 - Curva de Correlação Experimental Índice Esclerométrico Efetivo x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $RCS = 20,90 \text{ IEe} / (-69,23 + \text{IEe})$ 226
- 72 - Curva de Correlação Experimental Velocidade Ultra-Sônica (m/s) x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $RCS = 0,03833V - 140,3$ 228
- 73 - Relação entre a Resistência à Compressão de Cubos e a Velocidade de Pulsos Ultra-Sônicos (Elvery e Ibrahim Apud NEVILLE, A. Propriedade do Concreto, 1982, p.556)
- 74 - Relação entre a Resistência à Compressão e Velocidade de Pulsos Ultra-Sônicos em Cubos de Concreto preparados com Vários Traços (R. Jones e E. Gatfield Apud NEVILLE, Propriedades do Concreto, p. 550)..... 231
- 75 - Curva de Correlação Experimental Massa Específica Aparente (kg/m³) x Velocidade Ultra-Sônica (m/s), Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $V = 2,162 \rho - 634,6$ 235
- 76 - Curva de Correlação Experimental Massa Específica Aparente (kg/m³) x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $RCS = -6,773 \rho / (\rho - 2884)$ 238
- 77 - Curva de Correlação Experimental Velocidade Ultra-Sônica (m/s) x Resistência à Tração por Compressão Diametral (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $RTCD = 0,004108V - 14,63$ 240
- 78 - Representação Esquemática da Aplicação do "FWD" em Pavimentos, com a "Bacia de Deflexões" e Respectivos Sensores de Medição (Geofones)..... 242

79	- Av. Recife: Ensaio com o "FWD", Vendo-se Detalhe da Aplicação da Carga sobre o Pavimento (Maio/92).....	242
80	- Av. Recife: Veículo - Teste com Detalhe do Micro-computador de Comando dos Ensaios com o "FWD"(Maio/92)	243
81	- Av. Recife: Ensaio com o "FWD", Pista do Lado Esquerdo Faixa nº 6 (Maio/92).....	243
82	a	
107	- Curvas dos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas - PC 1 a PC 26 (ANEXO 1).....	277
108	a	
121	- Curvas dos Ensaios CBR "In Situ" - CBR 1 a CBR 14 (ANEXO 2).....	291
122	a	
185	- Curvas dos Ensaios Pressiométricos - P 1 a P 58, P 19A, P 20A, P 45A, P 46A, P 51H, P 52H (ANEXO 3).....	299
186	a	
198	- Perfis de Sondagens SPT - SPT1 a SPT13 (ANEXO 4).....	332
199	- Gráficos para Determinação dos Valores Dedutíveis em Função dos Tipos de Defeitos para o Cálculo do ICP - Norma DNER 50 (ref. CERL) (Apud DNER. <u>Manual de Pavimentos Rígidos</u> , 1989) (Apêndice B).....	361
200	- Gráficos para Determinação dos Valores Dedutíveis em Função dos Tipos de Defeitos do Valor Dedutível para o Cálculo do ICP e da Escala de Avaliação da Condição do Pavimento - Norma DNER 50 (ref. CERL) (Apud DNER. <u>Manual de Pavimentos Rígidos</u> , 1989) (Apêndice B).....	362
201	- Modelo de Ficha de Inspeção do Pavimento e Exemplo de Cálculo do ICP para Amostra nº 10 (Apud DNER. <u>Manual de Pavimentos Rígidos</u> , 1989) (Apêndice B).....	363
202	- Correlação entre as Resistências à Tração, à Compressão e o Módulo de Ruptura - Estudos do INT. (Cf. PITTA et alii. <u>Materiais para Revestimento de Concreto Simples</u> , 1981, p. 154) (Apêndice C).....	371
203	- Análise da Fadiga - Nº de Repetições Admissíveis em Função do Fator de Fadiga (Com ou Sem Acostamento de Concreto) - Método PCA/84 (Cf. DNER. <u>Manual de Pavimentos Rígidos</u> , 1989, p. 175) (Apêndice C).....	372
204	- Análise de Erosão - Nº Admissível de Repetições de Carga com Base no Fator de Erosão (Com Acostamento de Concreto) - Método PCA/84 (Cf. DNER. <u>Manual de Pavimentos Rígidos</u> , 1989, p. 177) (Apêndice C).....	373

SIMBOLOGIA E NOMENCLATURA

a	- Raio da placa de ensaio
A	- Área dos testemunhos ou corpos de prova extraídos
CBR ou ISC	- "Califórnia Bearing Ratio" ou Índice de Suporte Califórnia
d	- Diâmetro dos testemunhos extraídos
D	- Resistência à compressão do concreto (na expressão proposta por R _{0s})
D ₂₈	- Resistência à compressão do concreto na idade de 28 dias (na expressão proposta por R _{0s})
D ₁₅ anos	- Resistência à compressão do concreto na idade de 15 anos (na expressão proposta por R _{0s})
E	- Módulo de elasticidade ou de deformação genérico
E _c	- Módulo elástico estático do concreto
E _d	- Módulo elástico dinâmico do concreto
E _p	- Módulo pressiométrico no primeiro carregamento
E _r	- Módulo pressiométrico cíclico ou com recompressão
E _s	- Módulo elástico do solo "in situ" obtido pelo "FWD"
E _{pcc}	- Módulo elástico do concreto "in situ" obtido pelo "FWD"
ES	- Eixo simples
ETD	- Eixo tandem duplo
ETT	- Eixo tandem triplo
F	- Razão ou teste de análise de variância para verificação da significância das correlações
F _s	- Identificação de placa fissurada
F _{cr} (0,01)	- Valor crítico de F ao nível de significância de 0,01
F _c	- Fator de correção do módulo de reação referente ao diâmetro da placa do ensaio
f _{cub}	- Resistência à compressão do concreto referente à corpos de prova cúbicos
f _{cil}	- Resistência à compressão do concreto referente à corpos de prova cilíndricos

fcj	- Resistência à compressão do concreto a j dias de idade
fck	- Resistência à compressão característica do concreto
fctk	- Resistência à tração na flexão característica do concreto
FE	- Fator de eixo
Fnº	- Furo de sondagem à pá e picareta nº
Fsc	- Fator de segurança das cargas do tráfego
GC	- Grau de compactação do solo
GL	- Grau de liberdade das variáveis na análise de correlações
GS	- Grau de severidade dos defeitos do pavimento
H	- Espessura da placa de concreto
IE	- Índice Esclerométrico
IEe	- Índice Esclerométrico efetivo
ICP	- Índice de condição do pavimento
IG	- Índice de grupo para classificação do solo
IP	- Índice de plasticidade do solo
k'	- Módulo de reação ou coeficiente de recalque não corrigido
k	- Módulo de reação ou coeficiente de recalque ou módulo de Westergaard corrigido, do subleito ou da sub-base
Kb	- Fator de correção da resistência à compressão dos testemunhos devido ao broqueamento
Kc	- Fator de correção da resistência à compressão dos testemunhos referente à corpos de prova 15 x 30 cm
Ke	- Fator de correção do índice esclerométrico devido à aferição do equipamento
Kr	- Fator de correção da resistência à compressão dos testemunhos referente à relação altura/diâmetro
L	- Comprimento ou altura dos testemunhos extraídos após o corte de regularização
LD	- Pista do lado direito

LE	- Pista do lado esquerdo
LL	- Limite de liquidez do solo
LP	- Limite de plasticidade do solo
Mr	- Módulo de ruptura do concreto ou resistência à tração na flexão
n	- Número de elementos da amostra ou nº de ensaios
N	- Número de elementos no plano de amostragem do DNER
NA	- Nível d'água
ne	- Número de eixos
NL	- Não se obteve o limite de liquidez para o solo
NP	- Não se obteve o intervalo de plasticidade para o solo
p	- Pressão
Pl	- Pressão limite
P _{0,127}	- Pressão que produz um recalque de 0,127 cm (0,05 polegada)
P	- Período de projeto ou de análise considerado
PCnº	- Identificação do ensaio de prova de carga sobre placas nº
Pnº	- Identificação do ensaio pressiométrico nº
Pi	- Percentual de tráfego por classe de veículo
q	- Número de valores dedutíveis individuais superiores a cinco para o cálculo do "índice de condição do pavimento"
Q	- Carga atuante genérica
Qb	- Identificação de placa quebrada
QM	- Soma dos quadrados dos desvios devido à regressão ou aos resíduos na análise estatística das correlações
r	- Coeficiente de correlação
Rp	- Raio da sonda pressiométrica
RCS'	- Resistência à compressão simples do concreto não corrigida
RCS	- Resistência à compressão simples do concreto, referida à corpos de prova de 15 x 30 cm

R _{Ce}	- Resistência à compressão estimada
R _{Ce} (u)	- Resistência à compressão estimada ultra-sônica
RTCD	- Resistência à tração por compressão diametral do concreto
RN	- Referencial de nível topográfico
s	- Desvio padrão
SB	- Sub-base
SL	- Subleito
SPT	- "Standard Penetration Test" ou ensaio padronizado de penetração (nº de golpes)
t	- Tempo de propagação das ondas ultra-sônicas no concreto
t'	- Coeficiente determinado em função do tamanho da amostra correspondente a um risco de ocorrência de 20% de valores abaixo do mínimo
T	- Tempo em dias para projeção da resistência do concreto (na expressão de R _{0s})
T	- Coeficiente determinado em função do risco considerado e do tamanho da amostra para estimativa dos valores mínimos, obtidos da distribuição normal ou da distribuição de Student para pequenas amostras
v	- Volume genérico
v ₀	- Volume correspondente ao início da face pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
v _f	- Volume correspondente ao final da face pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
v _c	- Volume da sonda pressiométrica no estado deflatado
v _m	- Volume médio da fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico
V _m	- Volume médio diário de tráfego
V	- Velocidade ultra-sônica
VDC	- Valor dedutível corrigido para o cálculo do ICP
X, Y	- Variáveis consideradas nos estudos de correlações estatísticas
X	- Média aritmética de X, onde X é a variável que representa os diversos parâmetros estudados

Xmin	- Valor mínimo estatístico da variável X, onde X representa os diversos parâmetros estudados
α	- Ângulo de incidência no ensaio esclerométrico
β	- Relação entre o módulo pressiométrico cíclico e o módulo pressiométrico no primeiro carregamento
δ	- Recalque no ensaio de placa
ϕ_h	- Diâmetro do furo para o ensaio pressiométrico
ϕ_p	- Diâmetro da sonda pressiométrica
ρ	- Massa específica aparente ou massa unitária do concreto
σ	- Desvio padrão no plano de amostragem do DNER
$\Delta\%$	- Desvio percentual entre dois parâmetros
$\overline{ \Delta\% }$	- Valor médio dos módulos dos desvios
Δp	- Acréscimo de pressão no ensaio pressiométrico
Δv	- Acréscimo de volume no ensaio pressiométrico
Δp_r	- Acréscimo de pressão no ensaio pressiométrico cíclico
Δv_r	- Acréscimo de volume no ensaio pressiométrico cíclico
Δr_p	- Incremento no raio da sonda pressiométrica, quando expandida
μ	- Coeficiente de Poisson
AASHTO	- "American Association of State Highway Officials" (antiga AASHO)
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- "American Concrete Institute"
ASTM	- "American Society for Testing Materials"
CELPE	- Companhia Energética de Pernambuco
CERL	- "U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory"
DER/PE	- Departamento de Estradas de Rodagens de Pernambuco
DETRAN/PE	- Departamento Estadual de Trânsito de Pernambuco
DNER	- Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
FWD	- "Falling Weight Deflectometer"

- HRB - "Highway Research Board"
- INFRAERO - Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária
- INT - Instituto Nacional de Tecnologia do Rio de Janeiro
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
- ITEP - Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco
- NBR - Norma Brasileira registrada no Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial
- PCA - "Portland Cement Association"
- PCR - Prefeitura da Cidade do Recife (antiga PMR-Prefeitura Municipal do Recife)
- TECNAPAV - Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários

C A P Í T U L O I

I N T R O D U Ç Ã O

I.1 **Considerações Gerais**

O envelhecimento dos pavimentos, aliado, em muitos casos, a um aumento das ações do tráfego além das expectativas, tendem a torná-los deteriorados ou inadequados ao nível de serviço para o qual foram projetados.

Para atingir a uma capacidade satisfatória de desempenho e a um prolongamento de sua vida útil, os pavimentos exigem reabilitações frequentes, passando por processos de restauração simples, reforço de sua estrutura, ou, ainda, a combinação destas ações com melhoramentos referentes à drenagem e ao traçado geométrico da via, conforme as deficiências observadas.

As estruturas dos pavimentos, para efeito de avaliação de sua capacidade estrutural, podem ser divididas em três categorias: **flexíveis, rígidas e compostas em camadas rígidas e flexíveis** (DNER, Guia de Gerência de Pavimentos, 1983).

Os métodos de avaliação estrutural dos pavimentos rígidos e compostos, buscam atingir o grau de desenvolvimento, no tocante à simplicidade, rapidez e padronização, dos adotados para os pavimentos flexíveis.

A partir da década de 60, em todo o mundo, as pesquisas sobre a avaliação estrutural de pavimentos rígidos têm-se direcionado para a utilização de **métodos dinâmicos de medidas de deflexões** e interpretação das características estruturais das camadas do pavimento, transferência de tensões e estado das

juntas do revestimento.

No Brasil, embora os pavimentos rígidos de concreto de cimento portland tenham precedido aos pavimentos betuminosos, os mesmos, representam menos de 2% da Rede Rodoviária Federal pavimentada, advindo daí o maior interesse dos engenheiros rodoviários brasileiros pelos pavimentos flexíveis. A gerência de pavimentos rodoviários, em nosso país, tem sido desenvolvida praticamente em função dos pavimentos flexíveis. (SANTANA, 1989). O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER, sistematizou a avaliação e restauração de pavimentos flexíveis, adotando os métodos DNER - PRO 159/85, DNER - PRO 10/79 e DNER - PRO 11/79 e o procedimento denominado TECNAPAV (Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários). Para pavimentos de concreto, publicou recentemente, em 1989, o seu Manual de Pavimentos Rígidos, contendo procedimentos sobre a avaliação funcional e estrutural dos mesmos. O desenvolvimento, domínio e aplicação de métodos de avaliação estrutural de pavimentos, reveste-se de grande importância em nosso país, pois, em face da escassez de recursos destinados ao setor rodoviário e do empirismo ainda observado nas metodologias de avaliação e de reabilitação dos pavimentos, a qualidade de serviço atual das estradas e vias urbanas, apresenta-se em geral deficiente, encontrando-se em estado precário de conservação um significativo percentual de nossas rodovias.

Particularmente na cidade do Recife e no Estado de Pernambuco, a extensa malha viária pavimentada em concreto de cimento portland, com idade média superior a 20 anos de serviço, submetida à tráfego progressivamente crescente, se constitui num

universo representativo da necessidade de conservação rotineira e de reabilitações periódicas.

Ao nos depararmos com a escolha de pesquisa geotécnica para esta dissertação de mestrado, optamos pelo estudo da avaliação estrutural dos pavimentos rígidos, de ocorrência tão marcante em nossa cidade.

Vivenciando, há mais de duas décadas, tanto como docente, quanto como engenheiro, os problemas inerentes a projeto, construção, conservação e restauração de pavimentos, inicialmente, na qualidade de engenheiro, junto à empresa de consultoria do setor rodoviário e posteriormente como técnico da Empresa de Obras Públicas da Prefeitura do Recife, julgamos oportuno efetuar um trabalho de **pesquisa experimental**, aliado a um programa objetivo de avaliação estrutural e funcional de pavimento de concreto de cimento portland, em trecho situado na zona urbana do Recife (Ver Fig. 1).

Esperamos que estes estudos possam contribuir oferecendo subsídios para as metodologias de avaliação e de reabilitação de pavimentos rígidos de vias urbanas da área metropolitana do Recife e das rodovias do nosso Estado.

I.2 A Importância da Avaliação Estrutural e Funcional de Pavimentos

A etapa de avaliação da estrutura e funcionamento de um pavimento é essencial à racionalização dos programas de investimentos no setor rodoviário, em todas as suas fases, a saber: **projeto, construção, manutenção e reabilitação**. O estudo do comportamento estrutural das camadas de um pavimento é

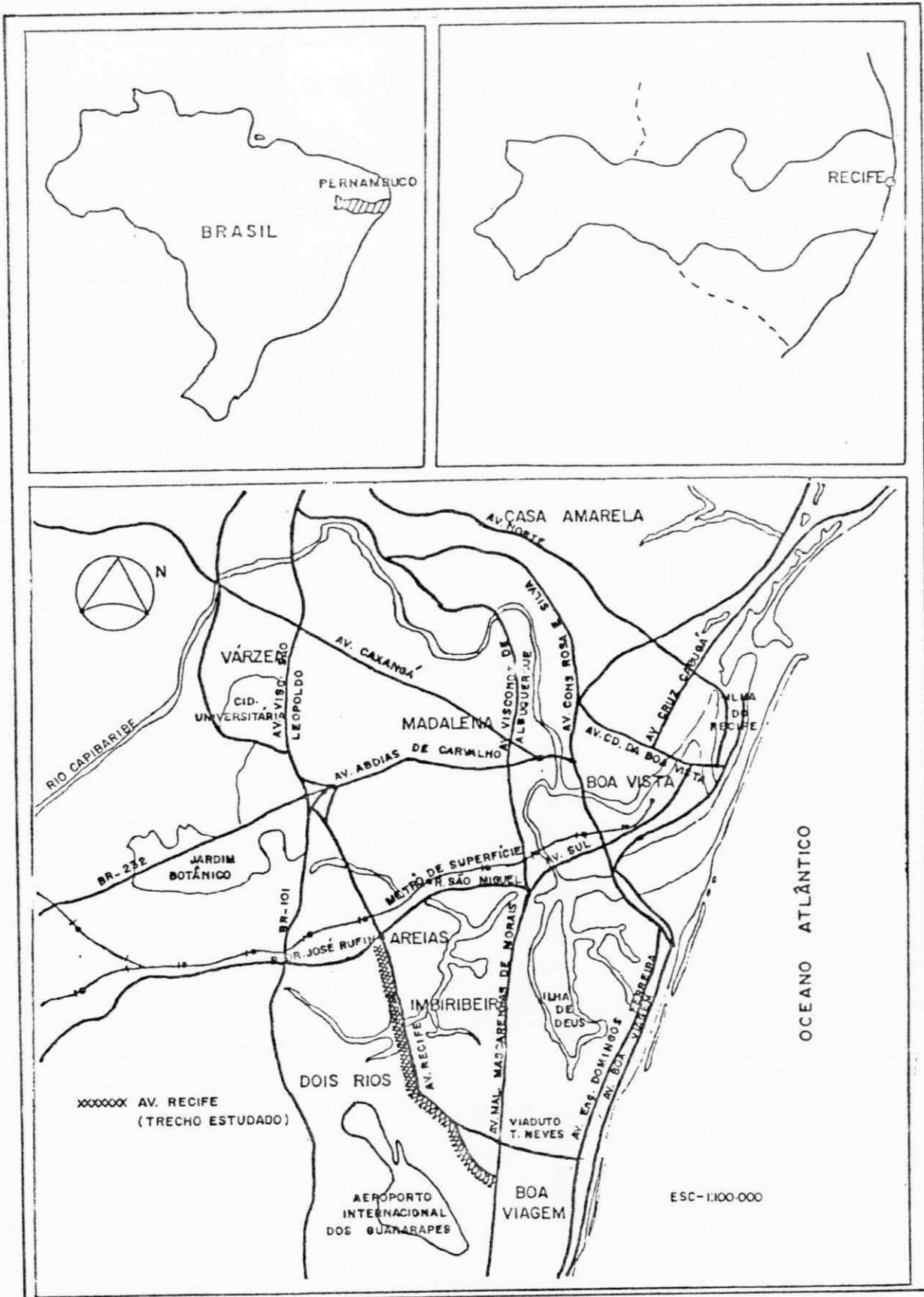


Fig. 1 - Mapas Gerais de Situação e da Cidade do Recife com a Indicação do Trecho da Av. Recife Estudado.

indispensável para a identificação dos trechos e subtrechos, que, apresentando características homogêneas, necessitam, para a sua reabilitação, soluções específicas. A avaliação estrutural tem ainda a finalidade de, com base nas análises procedidas, fornecer informações para o avanço das tecnologias de projetos, métodos construtivos e manutenção dos pavimentos, de modo a se obter um aumento da vida útil de forma racional e economicamente viável.

Para os pavimentos rígidos, enfocados no presente trabalho, os métodos de avaliação tradicionais, consistem basicamente nas estimativas da resistência à tração da placa de concreto e da capacidade de suporte das camadas de fundação do pavimento em confronto com as cargas atuantes oriundas do tráfego de veículos. São necessários em sua aplicação a execução de levantamentos das características e estado de conservação dos pavimentos, estudos de tráfego e ensaios de campo e de laboratório, largamente difundidos. De seus resultados dependem a adequação, das diversas metodologias de restauração e de reforço de pavimento conhecidas, à cada caso estudado.

I.3 O Pavimento de Concreto de Cimento Portland no Recife e no Estado de Pernambuco

Os primeiros pavimentos de concreto de cimento portland no Estado de Pernambuco, foram construídos em 1935, no trecho Sucupira - Vila Militar Floriano Peixoto, na rodovia BR-11, hoje BR-101, e na Estrada de Belém em Recife, funcionando os mesmos, atualmente, como bases das pavimentações existentes nos referidos locais. Em 1945 foi construída a Av. Barão de Souza Leão, que liga o Aeroporto dos Guararapes ao bairro de Boa Viagem, ainda hoje, integrada ao sistema viário da zona sul da cidade.

No período de 1945 a 1976, intensificou-se a construção de pavimentos rígidos, no Estado de Pernambuco e no Recife, destacando-se as rodovias federais BR-101, BR-408 e BR-232, as rodovias estaduais PE-45, PE-60 e PE-126 (Ver Fig. 2) e os principais corredores de tráfego no Recife, entre eles as avenidas Conde da Boa Vista, Agamenon Magalhães, Caxangá, Norte, Sul e Recife (Ver Fig. 3).

Consta, em trabalho apresentado no 1º Congresso Brasileiro de Pavimentos de Concreto, (LIRA & VIEIRA FILHO, 1978), que a área total pavimentada em concreto de cimento portland, no Recife, abrangendo ruas, avenidas e pátios de estacionamentos industriais, alcançava, naquela data, 1.196.490 m² enquanto as rodovias, no Estado, representavam cerca de 3.500.000 m² ou aproximadamente 500 km de extensão com 7 m de largura da faixa de rolamento.

O quadro atual das rodovias pavimentadas em concreto de cimento portland em Pernambuco, conforme dados coletados junto ao DER-PE e ao DNER (incluindo alguns trechos com capeamentos betuminosos), é apresentado na Tabela 1 a seguir.

Quanto ao Recife e Região metropolitana, acrescenta-se aos números registrados em 1978, um trecho da 2ª perimetral com extensão de 8 km e ainda cerca de 3km de vias em concreto, totalizando aproximadamente 77.000 m² a mais, atualmente. Foi também praticamente concluído em 1991, pelo DER-PE, à excessão da 3ª pista em pequeno subtreccho envolvendo desapropriações, um trecho de 20 km, entre os municípios de Abreu e Lima e Igarassú, inserido na BR-101 Norte, de acesso ao Grande Recife, em pavimento rígido, composto de várias pistas, ciclovia e via expressa para transportes coletivos.

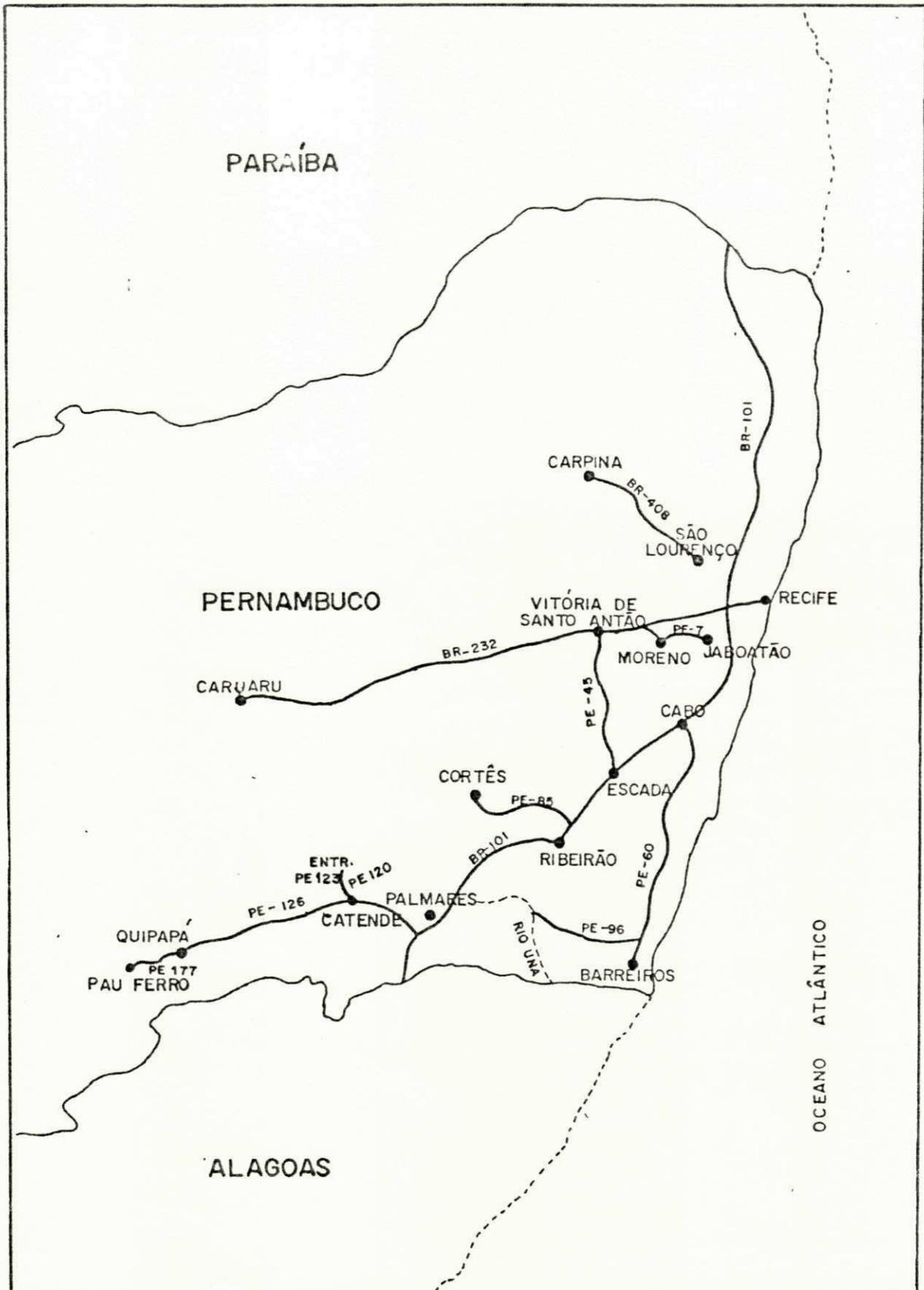


Fig. 2 - Rodovias Federais e Estaduais Pavimentadas em Concreto de Cimento Portland no Estado de Pernambuco.

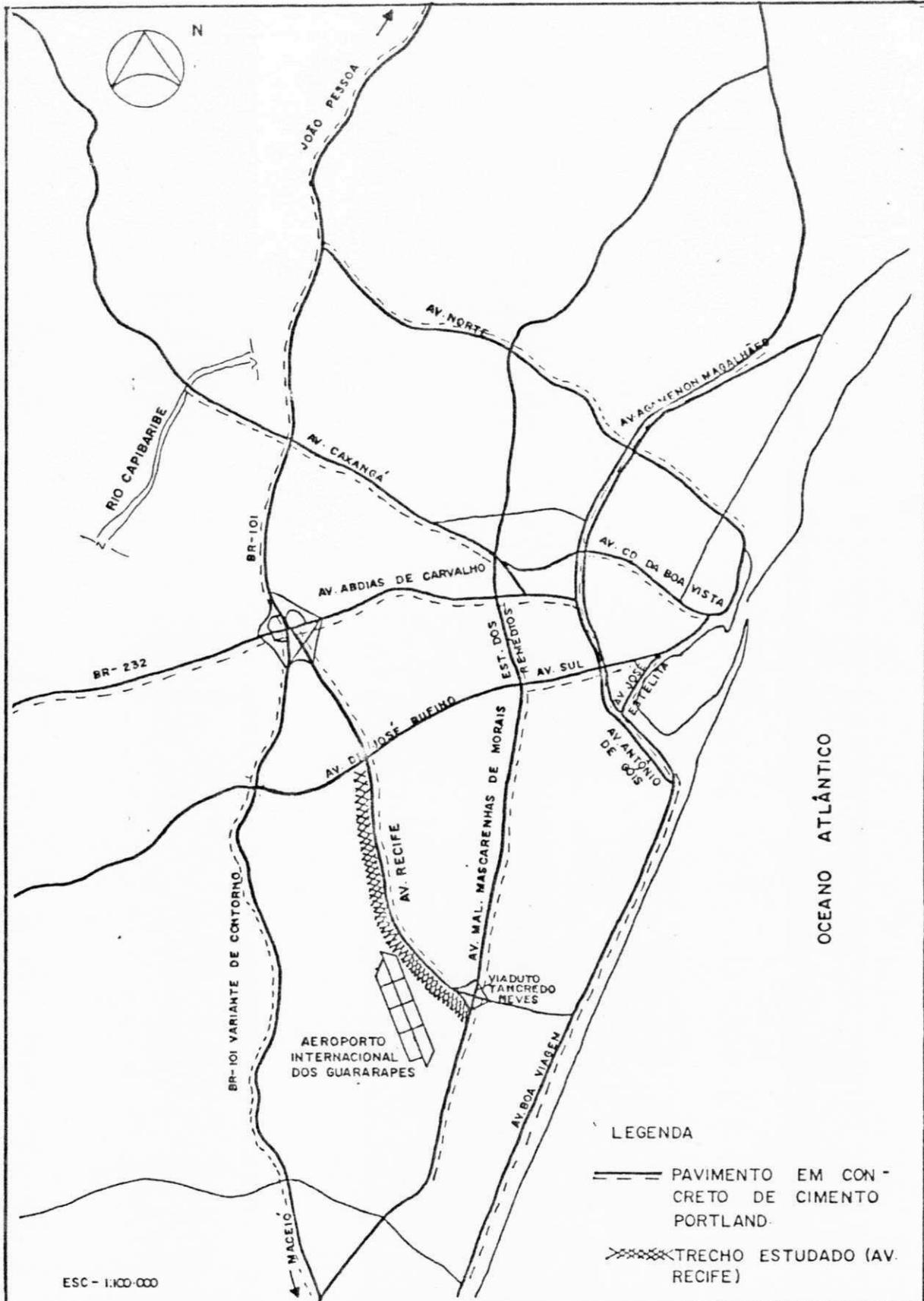


Fig. 3 - Mapa geral do Recife com a Indicação dos Principais Corredores de Tráfego Pavimentados em Concreto de Cimento Portland.

Tabela 1

Rodovias Pavimentadas em Concreto de Cimento Portland no Estado de Pernambuco, 1991

Rodovias	Sigla	Trecho(*)	Extensão (km)	Total (km)
Federais	BR-101/PE ⁽¹⁾	Div. PE/PB-Div. PE/AL ⁽²⁾ (incl. Contorno do Recife)	215	375
	BR-232/PE ⁽³⁾	Recife - Caruaru	130	
	BR-408/PE	São Lourenço-Carpina	27	
	BR-408/PE	Acesso ao TIP	03	
Estaduais	PE-15	Paulista - BR-101	03	237
	PE-90	Entronc. BR-408 - Carpina	02	
	PE-120	Km 2.9 - Entronc. PE-123	07	
	PE-60	Cabo - Barreiros	72	
	PE-7	Jaboatão - Moreno	06	
	PE-85	Ribeirão - Cortês	26	
	PE-45	Escada-Vit. de St ^o Antão	34	
	PE-126	Palmares - Quipapá	54	
	PE-96	Entronc. PE-60-Rio Una	21	
	PE-177	Entronc. BR-104-Pau Ferro	12	
Extensão Total			(km)	612

Fontes: DNER (4^o Distrito) e DER/PE

(*) Estão incluídos alguns subtrechos com capeamentos betuminosos

(1) Atualmente (1991) em obras de restauração

(2) Do km 41 ao km 82: pista dupla

(3) Do km 10 ao km 15: pista dupla

I.4 Objetivos do Trabalho

O presente trabalho de pesquisa experimental tem como objetivo geral a avaliação estrutural e funcional de um pavimento rígido, pertencente a uma via urbana do Recife, em serviço após 15 anos de abertura ao tráfego. A metodologia empregada

possibilita também, como objetivo específico, o estudo de correlações entre os resultados de diversos ensaios efetuados, visando a aplicações práticas.

Para se atingir aos objetivos estabelecidos, são determinados parâmetros de resistência das camadas estruturais do pavimento e do subleito ensaiadas, realizados estudos de tráfego, analisados os defeitos da camada de revestimento, determinado o respectivo índice de condição ou de serventia do pavimento e verificado o dimensionamento de sua estrutura.

C A P Í T U L O I I

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E FUNDAMENTAÇÃO DOS ENSAIOS

É apresentada, neste Capítulo II, uma revisão da literatura referente à avaliação de pavimentos rígidos e aos principais ensaios constantes da metodologia, bem como, a fundamentação desses ensaios utilizados nas análises efetuadas e para os estudos de correlações processados.

II.1 Avaliação de Pavimentos Rígidos

II.1.1 Evolução dos Processos de Avaliação

As primeiras verificações dos pavimentos de concreto de cimento portland, se restringiam à constatação visual dos defeitos superficiais do pavimento, realizadas com base na experiência técnica dos engenheiros, visando o seu recobrimento com camadas do mesmo material ou com utilização de material betuminoso.

COLOMBO e AUBERT (1979) se referem a um documento do ano de 1932 do Highway Research Board - HRB, contendo um capítulo referente ao "Simpósio sobre Recobrimentos de Pavimentos de Concreto" relativo ao emprego de camadas de concreto, com informes sobre o comportamento de diversos trechos executados, ressaltando-se o primeiro recapeamento efetuado, em 1909, utilizando-se espessuras de 3,8 a 7,6 cm sobre um pavimento rígido na cidade de Schenectad, do Estado de Nova York. Seguiram-se os das cidades de Marshalltown, Estado de Iowa, em 1911, em que se construiu um recapeamento em concreto com 10 cm de espessura e de Toledo, em Ohio, em 1912, com um recobrimento

de 2,5 cm a 5 cm de concreto armado sobre o velho pavimento de concreto. Vinte anos depois de concluídos, à época do referido documento, estes recapeamentos continuavam prestando serviços. Também, na cidade de Seattle, Estado de Whashington, segundo os mesmos autores, foram executadas, a partir de 1923, grandes extensões de recobrimento em suas avenidas.

Após estes primeiros recobrimentos de pavimentos de concreto, muitos outros foram executados, não só nos Estados Unidos mas em outros países, tal como a Argentina, onde destacam-se, no ano de 1949, na cidade de Santiago del Estero, em 1958, na Ruta Nacional nº 1 - Buenos Aires - La Plata ("Camino Centenário") e em 1962, no aeroporto "El Plumerillo" na cidade de Mendoza. (RUIZ, 1962 e COLOMBO & AUBERT, 1979).

Os métodos para determinação das espessuras dos recobrimentos, eram empírico-experimentais e, a partir de 1944, se baseavam nas experiências realizadas pelo U. S. Army Corps of Engineers, nas pistas experimentais de Lockbourne, 1944/46 e posteriormente em Sharonville, 1954/55 e 1958/59, PITTA (1979).

Na Suíça, no início da década de 60, foi executado um recapeamento em concreto armado com 12 cm de espessura em um sub-trecho experimental e 15 cm no restante do trecho Schottikon - Elgg, Rodovia nº 7, cujo pavimento construído entre 1935 e 1937 possuía placas com 17 cm de espessura e 3 m de largura (Pirsch, 1965. Apud BASÍLIO & THOMAZ, 1967). Nessa época, comentam esses autores, foram desenvolvidas naquele país, técnicas de recuperação de pavimentos de concreto, através da "Betonstrasse AG", entidade técnica que atendia aos trabalhos de manutenção e recuperação de pavimentos de concreto em regime de rotina.

No transcorrer desse período, a partir da década de 40, nas avaliações do estado do pavimento, além do levantamento das trincas e fissuras superficiais, passou-se a observar também as falhas do subleito, motivadoras de recalques diferenciais e consequentes trincas ou abatimentos, dos desnivelamentos de juntas e das rupturas de placas causadas pelo "bombeamento" de solos finos do subleito. Procurava-se corrigir estas deficiências do subleito, por meio de injeções, sob as placas, de uma pasta fluída de cimento e solos com granulometria adequada, executadas com equipamento próprio denominado "mud-jack", composto basicamente de um misturador rotativo e de uma moto-bomba com mangueiras e bicos apropriados para injeção. Na Argentina, referem-se ainda BASÍLIO e THOMAZ (1967), o "Instituto del Cimento Portland Argentino" colaborou, na década de 50, substancialmente no preparo de especificações, nas pesquisas de solos utilizáveis para injeções e nos métodos de dimensionamento e execução dos reforços.

Passou-se ainda nesta fase a adotar procedimentos para caracterização das camadas de fundação do pavimento e do revestimento em concreto, bem como a se considerar a ação qualitativa e quantitativa do tráfego atuante, nos processos de avaliação. A exemplo, na Argentina, em 1971, treze anos após a execução do reforço em concreto da Ruta Nacional nº 01 - Buenos Aires - La Plata, supracitada, foram extraídos testemunhos da placa de concreto e coletadas amostras de solo da camada de sub-base, realizando-se ensaios de resistência à compressão com os testemunhos de concreto e ensaios de caracterização com as amostras de solos, para, juntamente com o levantamento das fissuras do revestimento e os dados do tráfego obtidos, se

proceder à avaliação dos diversos subtrechos considerados na referida análise (COLOMBO & AUBERT, 1979).

No Brasil, BASÍLIO e THOMAZ (1967) chamavam a atenção para o fato de existirem naquela época, pavimentos de concreto com vida útil superior a 25 e 30 anos, reclamando recuperação apenas parcial, e que a prática seguida na correção de trincas ou denivelamento de placas, com o emprego superficial de misturas betuminosas, não atendia a qualquer especificação técnica, constituindo-se uma tentativa de melhoria da superfície, sem correção das causas de tais defeitos.

Em 1967, a Associação Brasileira de Cimento Portland-ABCP publicou as "Especificações para Reparações em Pavimentos de Concreto" e divulgou a tradução do Boletim HB-22 da Portland Cement Association-PCA sob o título "The Design and Construction of Concrete Ressurfacing for Old Pavements". Com base nestas especificações, segundo os autores acima citados, foram feitas as reparações, de pequena monta, na Av. Presidente Vargas no Rio de Janeiro.

Em 1975, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias-IPR do DNER, publicou a tradução do trabalho "Pavement Rehabilitation - Materials and Techniques", nº 9 do Transportation Research Board - National Cooperative Highway Research Program (USA) de 1972, sob o título: "Reabilitação de Pavimentos - Materiais e Técnicas". Este trabalho, embora enfatizando a reabilitação de pavimentos flexíveis, estabeleceu alguns critérios para a avaliação de pavimentos rígidos. Referindo-se a avaliação da superfície do pavimento definia o "Índice de Serventia Atual" ("Present Serviciability Rating" - PSI), obtido com base em regressão

estatística de medições físicas feitas na superfície do pavimento comparadas com a avaliação efetuada, por um grupo de avaliadores, após transitarem no trecho do pavimento em apreço, desenvolvido na pista experimental da "American Association of State Highway and Transportation Officials" - AASHTO (na época designada AASHO), e expresso por:

$$PSI = 5,41 - 1,80 \log (1 + \overline{SV}) - 0,09 \sqrt{C + P} \quad (1) \quad \text{onde:}$$

PSI = Índice de Serventia Atual

\overline{SV} = Média da variância da declividade nas duas trilhas de rodas, medida com um aparelho denominado perfilômetro (AASHO Profilometer)

C + P = uma medida do trincamento e remendos da superfície do pavimento

No tocante a avaliação estrutural dos pavimentos, refere-se o citado trabalho, como principal técnica, sem estabelecer distinção entre pavimentos rígidos e flexíveis, a medição das deflexões, entendida como deformações verticais superficiais, utilizando-se equipamentos com a "viga de Benkelman", o "dynaflect" e o "road rater". Na fase de análise, para o projeto de reforço betuminoso, admite como premissa básica a conversão do pavimento de concreto de cimento portland existente, numa espessura equivalente de concreto asfáltico e a adoção dos procedimentos utilizados para os pavimentos flexíveis.

Ainda no ano de 1975, foi publicado através do IPR o trabalho "Reparações de Pavimentos de Concreto" (VEIGA, 1975), abordando os principais danos que ocorrem em pavimentos de concreto, técnicas e métodos de reparações destes defeitos. CARVALHO (1982) também publicou trabalho detalhando métodos de recuperação desses pavimentos.

Os trabalhos acima referidos, no entanto, não apresentavam uma metodologia para a avaliação funcional e estrutural de pavimentos rígidos.

Com a difusão, em todo o mundo, a partir dos anos 70, das práticas de gerenciamento de pavimentos, desenvolvidas inicialmente nos EEUU e no Canadá (as quais visam alcançar a otimização na aplicação de recursos públicos disponíveis na área rodoviária), associadas ao extraordinário avanço do estudo dos pavimentos nos últimos decênios, permitiram a sistematização e divulgação de metodologias de avaliação dos pavimentos, abrangendo a sua capacidade estrutural, sua deterioração física e os aspectos de qualidade de rolamento, segurança e aparência relacionados aos usuários.

Registre-se que no Brasil, os estudos desenvolvidos pela equipe da ABCP, em particular os trabalhos publicados pelos Eng^{os} Francisco de Assis Basílio e Márcio da Rocha Pitta e os seminários promovidos pelo Instituto Brasileiro de Concreto - IBRACON, em muito contribuíram para o desenvolvimento da tecnologia de pavimentos de concreto em nosso país.

Voltando aos processos de avaliação de pavimentos, HUDSON (1975), também referido por RODRIGUES e LUCENA (1990), sugere, para pavimentos de um modo geral, a sequência metodológica: 1) avaliação da estrutura com a utilização de ensaios de placa, medidas de deflexão, ensaios de laboratórios, etc; 2) avaliação do comportamento do pavimento através da avaliação superficial e da rugosidade; 3) avaliação da fadiga do pavimento; 4) avaliação da segurança do pavimento; 5) avaliação dos custos e benefícios.

GONTIJO (1982), em trabalho abordando projetos de restauração de pavimentos urbanos, ressalta a importância da etapa de avaliação para a elaboração desses projetos.

Especificamente, para a avaliação de pavimentos rígidos, a "Federal Aviation Administration-FAA", segundo CARDOSO (1979), recomenda a verificação dos seguintes parâmetros com os respectivos procedimentos:

- a) Espessura das camadas: obtidas de dados de projeto ou de execução da obra, se existirem, ou verificadas através de furos de sondagens.
- b) Resistência à tração na flexão do concreto: serrando-se corpos de prova prismáticos no pavimento, ou estimando-se o ganho de resistência ao longo do tempo, caso se conheçam resultados da fase construtiva, ou ainda, através de extração de testemunhos de concreto com 6" de diâmetro.
- c) Módulo de reação do subleito (k): obtido através de ensaios de placa ou estimando-se este parâmetro em função do CBR e ajustando-se estes resultados, através de gráficos, levando-se em conta a presença de sub-base e sua espessura, para a obtenção do valor de k corrigido.

Destacam-se, em sequência, os seguintes trabalhos, no Brasil, referentes à avaliação de pavimentos de concreto: CUNHA e RIBEIRO FILHO (1987), abordando técnicas de restauração de vias urbanas em pavimento rígido sem interdição de tráfego; CARVALHO e MACEDO (1988) descrevendo metodologia para avaliação, incluindo a determinação do "Índice de Condição do Pavimento" (ICP) proposto com base nos estudos desenvolvidos pelo "U. S. Army Construction Engineering Research Laboratory" - CERL; VASCONCELOS (1988), expondo processo para determinação das constantes elásticas do

concreto e da continuidade de suporte da placa, através de métodos sísmicos; e, LUCENA et alii (1988), apresentando trabalho experimental sob o título "Características e Propriedades de Resistência dos Materiais dos Trechos Experimentais da BR230-PB".

De parte do DNER, órgão responsável pela construção e manutenção da Malha Rodoviária Federal do País, foram contratados, a partir da década de 70, com empresas de consultoria nacionais, projetos de restauração de pavimentos rígidos, a exemplo das BR's 101 e 232, no Estado de Pernambuco, que tiveram esses projetos elaborados, pelas firmas CONGEPE LTDA e ASTEP S/A, seguindo metodologias previstas nos respectivos editais de concorrência. Na década de 80, foram contratados e elaborados os projetos da BR-230/PB na Paraíba e da BR-101/PE-Contorno do Recife através da Consultora MAIA MELO ENG^a LTDA. No ano de 1987, referente a Pernambuco, registra-se um convênio com a Universidade Federal-UFPE, objetivando o desenvolvimento de pesquisas relativas à pavimentação de concreto. Seguiu-se em 1989, a publicação, através do IPR, do Manual de Pavimentos Rígidos, contendo as normas DNER 48, 49 e 50, referentes à Inspeção, Tipos de Defeito e Avaliação Objetiva de Pavimentos Rígidos, que abrangem, além da nomenclatura, definição e caracterização de defeitos, o cálculo do Índice de Condição do Pavimento-ICP, estabelecido de acordo com a metodologia do CERL, e referido no trabalho de Carvalho e Macedo anteriormente citado.

A partir da adoção, nos anos 80, do Sistema Gerencial de Pavimentos, o DNER, visando a sua ampliação e aperfeiçoamento, através da Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico (antigo IPR),

firmou, em 1989, Convênio Internacional de Cooperação Técnica com os EEUU, estabelecido com a "Federal Highway Administration - FHWA" e com a AASHTO", através do chamado SHRP (Strategic Highway Research Program), abrangendo amplo programa de pesquisas, o qual envolve também o Canadá e permite a participação integral de organismos rodoviários das mais longínquas nações (GONTIJO, 1991).

O SHRP possui uma linha de pesquisa denominada "Long Term Pavement Performance-LTPP" (Desempenho de Pavimentos a Longo Prazo), o que permite ao DNER a integração com este programa do monitoramento da rede rodoviária federal pavimentada, incluindo os pavimentos rígidos, situando-se assim em consonância com as pesquisas mais atuais em desenvolvimento nessa área.

No monitoramento de pavimentos rígidos, SANTANA (1991) considera importante no que tange às características estruturais, o levantamento dos seguintes elementos:

- a) "O coeficiente de recalque do subleito k , através do CBR, e no topo da sub-base através do k do subleito e da natureza e espessura da sub-base (ábacos e tabelas)";
- b) "As deflexões reversíveis (pela "Viga Benkelman" ou pelo "Falling Weight Deflectometer-FWD") de um lado e do outro das juntas transversais, permitindo a avaliação da transferência de carga de uma placa à outra".
- c) "As bacias de deflexões (Viga Benkelman ou FWD) nas bordas longitudinais, nos cantos e na parte central das placas, que vai permitir uma análise da erosão sob a placa e fornecer elementos para o cálculo dos valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, quando se compara as bacias

experimentais com as bacias teóricas, das diversas camadas do pavimento e do subleito".

- d) "O valor da tensão na flexão característica, através de correlações com a resistência à compressão axial e diametral obtidas em corpos de prova extraídos".

Evidencia-se, em todos os métodos referidos, que, para a avaliação de pavimentos rígidos, é fundamental a determinação da resistência à tração da placa e da capacidade de suporte da fundação do pavimento. Como estes pavimentos são dimensionados para suportar um grande número de cargas pesadas, os principais tipos de defeitos que ocorrem são de desgaste da superfície e danos nas juntas e trincas, o que leva, segundo o Guia de Gerência de Pavimentos do DNER (1983), a vários órgãos públicos preferirem avaliar esta deterioração da superfície do pavimento do que medir diretamente a resistência ou capacidade estrutural do mesmo. Isto se deve ao fato dos ensaios comuns de prova de carga estática (ensaio de placa) e a brocagem de testemunhos do concreto, serem ensaios de execução demorada e nem sempre viáveis de serem realizados. As alternativas adotadas com frequência, quando não se dispõem de métodos modernos dinâmicos, são: a realização de ensaios de CBR em substituição aos ensaios de placa, através de correlações confiáveis (PCA, 1951), de ensaios pressiométricos e respectiva correlação (BRIAUD, 1979), e para a placa de concreto, de ensaios não destrutivos, cujas correlações de seus resultados com os dos ensaios destrutivos, possibilitam a redução do número de testemunhos a serem extraídos.

Na atualidade vêm sendo utilizados os já citados ensaios dinâmicos "in situ", não destrutivos, com o "FWD", de extrema simplicidade e rapidez, possibilitando uma produção de até 40 km

de avaliação estrutural de rodovia, por dia de trabalho. É, no entanto, um equipamento de tecnologia sofisticada existindo, atualmente, dois veículos-teste, pertencentes à DYNATEST, em utilização no nosso país. A sua primeira aplicação no Brasil, em pavimentos rígidos, se deu, em 1991, na avaliação estrutural do Pátio de Concreto do Aeroporto de Brasília, (PREUSSLER et alli, 1991).

Quanto à inspeção do pavimento e ao levantamento dos defeitos superficiais tem-se procedido a avaliação objetiva visual, através de metodologia padronizada pelo DNER, já referida. Pode-se no entanto, ter-se o auxílio de equipamentos modernos para medições de irregularidades na superfície, comumente utilizados nas avaliações de pavimentos betuminosos, como os sofisticados "perfilômetros" do TRRL (Transport and Road Research Laboratory) e o da AASHTO, ou ainda de equipamentos mais simples, como o "mays-meter" e o "integrador IPR/USP" (desenvolvido no Brasil) que possibilitem, em caso de necessidade, complementar a avaliação objetiva.

CASTRO (1988), reportando-se ao XVIII Congresso Mundial de Estradas, realizado em Bruxelas, em Setembro de 1987, cuja Questão III tratou do projeto, construção, manutenção e restauração de pavimentos rígidos, considera que os recentes avanços na teoria da avaliação não destrutiva irão contribuir nas pesquisas sobre o modelo da previsão da vida útil destes pavimentos, pois tão logo se iniciem os processos de deterioração será possível se dispor de dados confiáveis e quantitativos.

Por fim, conforme relatam ainda GONTIJO e DANTAS (1991), no trabalho intitulado "As Diretrizes SHRP para Avaliação do Desempenho de Pavimentos a Longo Prazo", ser de interesse, para o

programa SHRP (que abrange cerca de 25 países), a unificação de procedimentos de avaliação, ou seja, "a utilização dos mesmos critérios, a nível técnico, por todos os países integrantes do acordo de cooperação técnica, no sentido de se programar uma homogeneização e confiabilidade no registro de dados, obtidos nos serviços de levantamento básicos de inventário e nas avaliações estruturais e funcionais dos pavimentos".

II.1.2 Modelos de Comportamento Estrutural

Os pavimentos de concreto são dimensionados basicamente determinando-se a espessura da placa de concreto, com a resistência característica à tração na flexão f_{ctk} ou módulo de ruptura M_r , apoiada num solo com coeficiente de recalque ou módulo de reação do sub-leito k , que tenha capacidade de suportar uma carga Q oriunda do tráfego atuante, repetidas vezes, sem ruptura. O modelo clássico de comportamento de pavimentos rígidos, considera que o colapso estrutural ocorre quando o somatório dos efeitos das tensões de tração na flexão, produzidas pela repetição das cargas é superior a resistência do concreto à fadiga.

Como relata PITTA (1990) em seu trabalho sobre o método de dimensionamento atual da PCA, publicado em 1984, o método original PCA/1951 e posteriormente o PCA/1966, adotavam o modelo de placas elásticas com suporte contínuo e admitiam o critério de ruína por fadiga do concreto, considerando a Lei de Miner, para a qual o número admissível de repetições de carga é função da relação da tensão de tração na flexão despertada na placa e a tensão na flexão característica do concreto, sendo este número ilimitado para a citada relação igual ou menor a 0,50.

O método PCA/84, admite o critério de ruína não somente pela fadiga, como também pela formação de "degraus" ou escalonamento nas juntas transversais ("faulting"), causados pela "erosão" no terreno de apoio da placa, que atinge deformações verticais críticas, principalmente nos cantos, bordas longitudinais livres e nas juntas transversais. Outros parâmetros são também levados em consideração neste método, como o grau de transferência de carga entre placas contíguas, o efeito da adoção de sub-bases semi-rígidas e de acostamentos pavimentados e a ação dos eixos tandem triplos. Para a análise conjunta de todos estes fatores na determinação da espessura da placa de concreto, ao invés do sistema estrutural de placas de concreto apoiadas em fundação contínua, da teoria clássica de WESTERGAARD (1925 a 1927), ou do sistema de camadas múltiplas proveniente da análise de tensões de Boussinesq e generalização de Burmister, é adotado na análise estrutural o processo das malhas de elementos finitos em modelos tridimensionais. Em síntese, segundo ainda PITTA (1990) este método da PCA/84 baseia-se em quatro pontos, a saber:

- a) "Estudos teóricos clássicos sobre o comportamento de placas de concreto (Westergaard, Pickett et alli) e modernas análises computacionais empregando elementos finitos (Tayabji e Colley)";
- b) "Ensaaios de laboratório e em modelos sobre o comportamento e influência de juntas, sub-bases e acostamentos no desempenho do pavimento";
- c) "Pistas experimentais, especialmente a da AASHTO e estudos específicos levados a efeito por diversos órgãos rodoviários e aeroportuários";
- d) "Observação metódica de pavimentos em serviço".

Também, a mais recente versão, de 1986, do método de dimensionamento rígido da AASHTO, constante do Manual de Pavimento Rígido do DNER, considera no cálculo da resistência de projeto do concreto, entre outros fatores um coeficiente de carga através das juntas transversais.

Este enfoque atual da análise global dos métodos estruturais, abrangendo os efeitos dos "degraus" e graus de transferência de carga nas juntas, valoriza processos de avaliação do tipo "FWD" que fornecem os elementos compatíveis com os parâmetros e sistemas de dimensionamento e análises de pavimentos rígidos.

II.1.3 Tipos de Defeitos no Pavimento

Os defeitos ou falhas de um pavimento, causados pela ação conjunta do tráfego com os agentes do intemperismo podem ser classificados em funcionais e estruturais. Caso representem um simples desconforto aos usuários ou provoquem desgaste aos veículos circulantes, caracterizam-se como falha funcional, e se, por outro lado, signifiquem o subdimensionamento das camadas do pavimento, a ocorrência de deformações excessivas e em estado último o colapso do mesmo, caracterizam-se como defeito estrutural. O desgaste superficial das placas de concreto com os agregados graúdos aparentes e polidos, podendo provocar derrapagens dos veículos é um exemplo de defeito funcional ao passo que o assentamento de placas ou recalque do pavimento, corresponde a um defeito estrutural e a ocorrência de escalonamento ou degraus nas juntas transversais, enquadra-se nas duas classificações de defeitos (SANTANA, 1991).

YODER e WITCZAK (1975) consideram que os defeitos em pavimentos rígidos são devidos a duas causas básicas. A primeira é a deficiência ou deterioração do próprio pavimento em si, causada pela ação do congelamento e degelo (nos países sujeitos a esses fenômenos), uso de materiais não duráveis, de agregados potencialmente reativos (reação álcali-agregado) e pelas tensões de contração e expansão e empenamento das placas. A segunda causa está relacionada com o sistema estrutural pavimento-base-subleito. Neste caso são evidenciados pela ação de sobrecargas, bombeamento de materiais do subleito, cantos quebrados, juntas com falhas e outros defeitos. Alinham como principais defeitos e respectivas causas os seguintes, cuja tradução apresentamos a seguir:

- "Cracking" : trincas ou rachaduras no concreto, resultante da utilização de agregados não duráveis.
- "Scaling" : escamação do concreto, resultante de causas diversas incluindo a utilização de agregados contendo impurezas (silte e argila), bem como misturas demasiadamente úmidas do concreto.
- "Shrinkage Cracks" : fissuras de retração, resultante da retração do próprio concreto, geralmente durante o período de cura.
- "Frozen Dowel Bars" : barras de transferência com movimentação restringida provocando esmagamento ou quebra da placa de um lado da junta.
- "Warping Cracks" : trincas por empenamento resultante do arqueamento ou empenamento das placas, causados pela ausência de junta longitudinal de ligação entre as faixas de tráfego.
- "Contraction Crack" : trincas ou fissuras de contração

da laje, quando se adotam placas muito longas.

- **"Pumping and Blowing"** : bombeamento e carreamento de solos de granulometria fina do subleito e água livre existente sob as placas, através das juntas e trincas causadas, pela deflexão das lajes submetidas a ação das cargas dinâmicas do tráfego. Provocam a quebra transversal das placas, geralmente à distância de 5 a 6 pés (cerca de 1,50 m a 1,80 m) da junta.
- **"Structural Breaks"** : a quebra estrutural da placa resultante de sobrecarga ou fadiga do concreto e podem ocorrer sob a forma de trincas de canto, trincas transversais ou trincas longitudinais.
- **"Blowups"** : corresponde ao alçamento das placas nas juntas transversais, submetidas à tensões de compressão que ocorrem pelo espaçamento inadequado dessas juntas e pela presença de areia ou outros materiais incompressíveis ocupando as mesmas.
- **"Deep-Foundation Movements"** : movimento da fundação profunda do pavimento ou assentamento, caracterizando-se por um abatimento suave e afetando uma área relativamente de grandes dimensões. É resultante da consolidação de depósitos orgânicos profundos e de falhas de escorregamento das camadas profundas de solo de fundação.
- **"Faulted or Depressed Joint"** : degraus ou juntas rebaixadas, resultantes da indevida transferência de carga nas juntas de contração. Geralmente ocorrem nas placas à frente do tráfego, devido ao efeito do impacto da carga móvel através da junta e podem ser considerados o maior defeito funcional dos pavimentos rígidos.
- **"Channelized Traffic"** : tráfego canalizado atuante, a exemplo dos pavimento das pistas de aeroportos, podem provocar falhas

estruturais localizadas, nas quais as trincas ou quebras são causadas tipicamente por grandes sobrecargas e repetições das mesma.

- "Continuously Reinforced Concrete" : pavimento de concreto continuamente reforçado, estão sujeitos a trincas igualmente espaçadas (4 a 8 pés, cerca de 1,20 m a 2,40 m), causadas provavelmente pela combinação de esforços de retração, contração e tensões de empenamento. A experiência tem mostrado que, em grande número de casos, estas trincas são observadas após a colocação do concreto.

CARVALHO (1982 e 1990), CARVALHO e MACEDO (1988), em trabalhos abordando a recuperação de pavimentos de concreto, caracterizam e classificam 15 tipos de defeitos e suas causas prováveis. O Manual de Pavimentos Rígidos do DNER (1989) dá a nomenclatura, definição e caracterização de 20 tipos de defeitos em pavimentos rígidos, os quais estão relacionados, juntamente com suas possíveis causas, no Apêndice A.

Segundo o LTPP do SHRP, referido no subitem II.1.1, desenvolvido pelos EEUU, os danos nos pavimentos de concreto podem ser catalogados em 4 categorias totalizando 16 tipos de defeitos ("Distress Type"), os quais, apresentam um bom grau de concordância (SANTANA, 1991) com a listagem do Manual de Pavimentos Rígidos do DNER, apresentada no Apêndice A, e encontram-se discriminados a seguir:

a) "Cracking" - Trincas:

1. "Corner Breaks" - Trincas de Canto
2. "Durability Cracking" - Trincas de Fadiga
3. "Longitudinal Cracking" - Trincas Longitudinais
4. "Transverse Cracking" - Trincas Transversais

b) **"Joint Deficiencies" - Deficiência nas Juntas:**

5. "Joint Seal Damage of Transverse Joint" - Defeito na Selagem da Junta Transversal
6. "Spalling of Transverse Joint" - Esborcinamento nas Juntas Transversais
7. "Spalling of Longitudinal Joint" - Esborcinamento nas Juntas Longitudinais

c) **"Surface Defects" - Defeitos Superficiais:**

8. "Map Cracking and Scaling" - Trincas Interligadas e Descamação
9. "Polished Aggregate" - Agregados Polidos
10. "Popouts" - Pequenos Buracos Superficiais (saída de agregados)

d) **"Miscellaneous Distress" - Degradações Diversas:**

11. "Blowups" - Levantamento de Placas
12. "Faulting of Transverse Joint and Cracks" - Degraus em Juntas Transversais e Trincas
13. "Lane-to-Shoulder Dropoff" - Desnível Pista/Acostamento
14. "Lane-to-Shoulder Separation"- Separação Pista/Acostamento
15. "Patch / Patch Deterioration" - Remendos / Deterioração de Remendos
16. "Water Bleeding and Pumping" - Sangramento e Bombeamento de Água

II.2 Ensaio de Prova de Carga sobre Placas

As provas de carga sobre placas são ensaios de campo que remontam de longa data. Segundo VARGAS (1977), a maneira mais primitiva de se estudarem as relações tensão-deformação de solos, é por meio de carregamento de sua superfície, costumando-se usar

uma placa rígida circular de aço que aplica pressões normais ao solo. Isto é confirmado por BARATA (1984) que o considera o mais antigo e mais importante ensaio "in situ" de compressão.

De acordo com a teoria clássica de Westergaard, referida no subitem II.1.2, para as tensões e deflexões nas placas de concreto, admite-se que a reação elástica do subleito contra a placa é vertical. A constante de proporcionalidade "k" denominada módulo de reação do subleito, coeficiente de recalque ou ainda módulo de Westergaard é tradicionalmente determinada pelo carregamento de uma placa rígida assente sobre o terreno ou diretamente num pavimento existente, construído sobre base de características semelhantes ao terreno considerado (ABCP, 1951).

Com referência a determinação de k através de provas de carga sobre placas, faz-se registro, no estrangeiro, as publicações do U. S. Corps of Engineers (1943) e Mcleod (1948) Apud ROAD RESEARCH LABORATORY (1952), da PCA (1951) e BRIAUD (1979) em trabalho experimental no Aeroporto de Ottawa, Canadá. No Brasil destacam-se os trabalhos de BARATA (1966 e 1984) relacionados à fundações e os trabalhos publicados pela ABCP (1951) e SOUZA e THOMAZ (1982) sobre o coeficiente de recalque do subleito k, bem como os de LUCENA e COSTA (1987), BEZERRA e LUCENA (1989) e MEDEIROS (1991) abordando a obtenção experimental deste coeficiente de recalque.

- Princípio Básico do Ensaio, Curva Tensão - Deformação e Determinação de k

O ensaio consiste basicamente no carregamento do solo com uma placa rígida, circular, por meio de um macaco hidráulico, atuando contra um sistema de reação, registrando-se os valores

das tensões através de um manômetro ou anel dinamométrico, e dos respectivos recalques, por meio de um conjunto de deflectômetros apoiados sobre a placa e instalados por meio de uma viga que repousa sobre o terreno em pontos não afetados pelo recalque.

Se a premissa de Westergaard, de que a reação do subleito é proporcional à deflexão, fosse uma verdade absoluta, a curva tensão-deformação resultante seria uma linha reta e a sua inclinação representaria o módulo de reação do subleito (em libra/polegada²/polegada, em kgf/cm²/cm ou MPa/m). Os resultados, entretanto, apresentam geralmente uma curva que é convexa ascendente, determinando-se k como sendo a inclinação da linha passando na origem e no ponto da curva correspondente ao recalque de 0,05 polegada ou 0,127 cm, aplicado por meio de uma placa de 30 polegadas (76,2 cm) de diâmetro, (ver Fig. 4). Desta forma:

$$k = \frac{P_{0,127}}{0,127} \quad (2) \quad \text{onde:}$$

k = módulo de reação do subleito
 $P_{0,127}$ = pressão (em kgf/cm²) aplicada a uma placa circular rígida de 76,2 cm de diâmetro, necessária para produzir um recalque de 0,127 cm.

O método ASTM-D 1196/64, reaprovaado em 1977, recomenda que inicialmente seja aplicado um carregamento para acomodação da placa, empregando-se uma carga que produza deformação média entre 0,25 mm a 0,50 mm (pressão de pré-adensamento), descarregando-se em seguida.

As leituras dos deflectômetros para a referência inicial, do ensaio, corresponderão à estabilização dos ponteiros referente ao carregamento igual a metade desta pressão de pré-adensamento aplicada, a qual é descontada no cálculo para determinação de k (Ver Fig. 4).

O Manual de Pavimentos Rígidos do DNER (1989), referindo-se a esse método para determinação de k , admite o diâmetro mínimo de 76 cm para a placa rígida, recomendando o diâmetro de 79,9 cm, correspondente a 5000 cm² de área da placa rígida.

Se for usado o processo revisto pelo U.S. Corps of Engineers, determina-se somente o recalque correspondente a uma pressão de 10 lb/polegada² (0,70 kgf/cm²) e o k é dado simplesmente por:

$$k = \frac{10}{\delta} \quad (3) \quad \text{onde:}$$

δ é o recalque (em polegadas) e k é o coeficiente de recalque (em libra/polegada²/polegada).

Os dois processos dão resultados idênticos quando $k = 200$ lbs/polegada²/polegada (5,5 kgf/cm²/cm), que é o valor médio para subleitos rodoviários (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1952).

Conforme exemplifica BASILIO (1961), devido a rigidez dos pavimentos de concreto, as deformações teóricas destes pavimentos são inferiores a 0,5 mm e em consequência, não necessitando, para a sub-base, que as provas de carga atinjam grandes deformações.

Após completado o ciclo de carregamento até o estágio de tensão desejado (cerca de 1,5 a 1,8 kgf/cm² no método da ASTM), pode-se proceder ao descarregamento controlado fazendo-se leituras de retorno intermediárias e uma final, correspondente ao início do carregamento, obtendo-se assim a curva de descompressão e a deformação residual do solo. (Ver Fig. 4)

A determinação de k pode ser feita também para carregamentos repetidos, a exemplo dos estudos experimentais realizados por Briaud, em 1979, no Aeroporto de Ottawa, já referidos.

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 de 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 expressão recomendada pelo U.S. Corps of Engineers:

$$k_s = k_u \cdot \frac{p_s}{p} \quad (4) \quad \text{onde:}$$

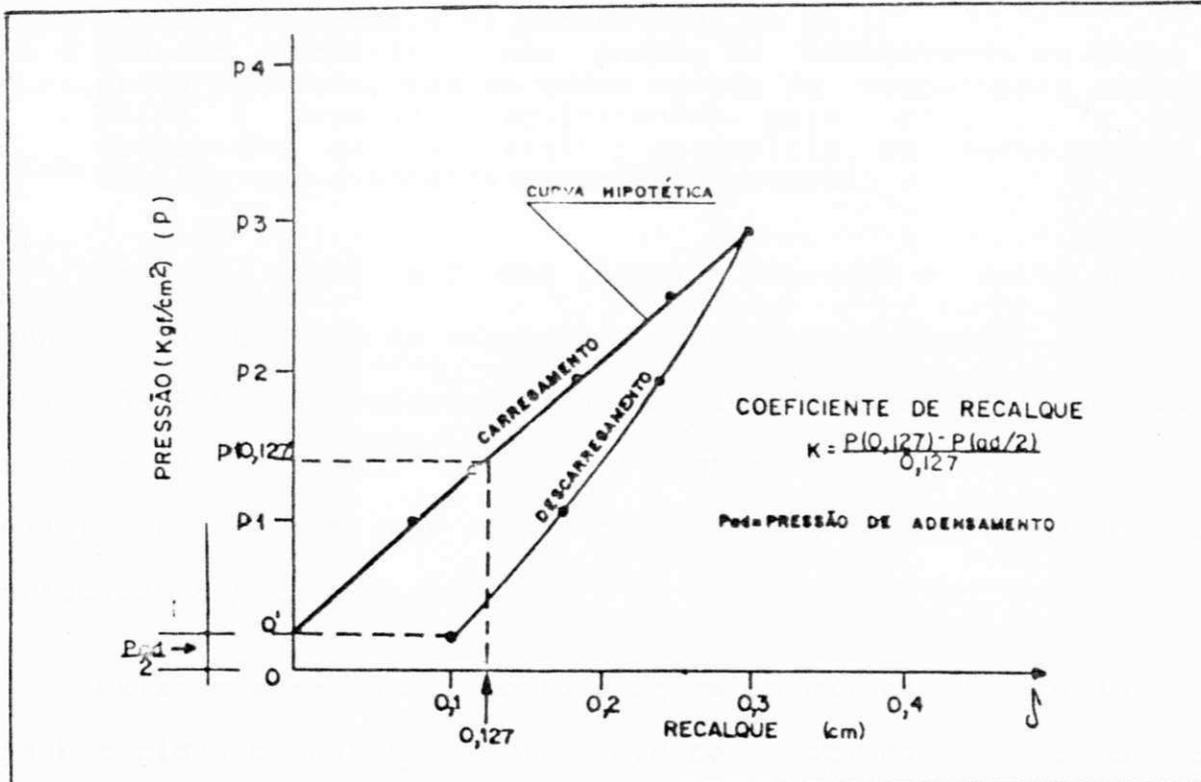


Fig. 4 - Curva Pressão x Recalque e Cálculo do Coeficiente de Recalque k nos Ensaios de Placa Segundo a ASTM D-1196/64 (Cf. SOUZA, M.L. e THOMAZ C.A. Determinação do Coeficiente de Recalque, 1982, p.14)

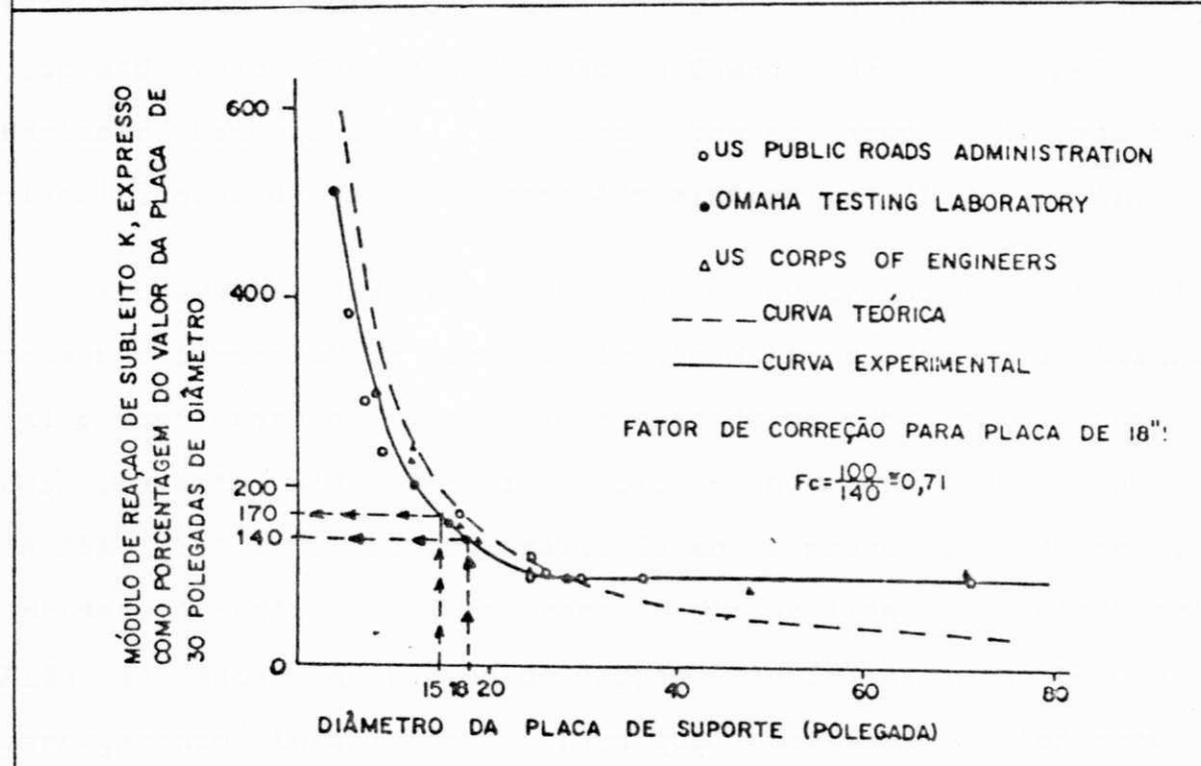


Fig. 5 - Relação entre o Módulo de Reação do Subleito e o Diâmetro da Placa (Cf. ROAD RESEARCH LABORATORY, Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários), Trad. Evelyn B. Silveira e Araken Silveira, s.d., p. 506)

k_s = coeficiente de recalque para as condições de saturação
 k_u = coeficiente de recalque com o solo na sua umidade natural
 p = pressão necessária na determinada de K_u
 p_s = pressão necessária num ensaio de adensamento em corpo de prova saturado, mas no mesmo estado de compactação (umidade ótima e densidade equivalente) para produzir a mesma deformação que a pressão p produziria, no mesmo tipo de ensaio, com a amostra na umidade natural.

Segundo SOUZA e THOMAZ (1982) a correção é muito pequena quando há preparo de sub-base. Segundo ainda esses autores o valor de k varia, dependendo do tipo de solo, densidade de campo e teor de umidade, entre 1,4 kgf/cm²/cm para solos muito plásticos a 14,0 kgf/cm²/cm ou mais para solos arenosos bem graduados e pedregulhosos.

Existem correlações obtidas entre os valores de k e do CBR, já referidas no subitem II.1.1, bem como estimativas para o valor de k no topo da sub-base em função do coeficiente de recalque do subleito e do tipo e da espessura da sub-base. Também, foram estabelecidas correspondências entre valores aproximados de k e grupos de solos da classificação de Casagrande, usadas pelo "U.S. Engineer Departament", bem como com os grupos de solos da classificação da "Public Roads Administration" (ABCP, 1951).

A curva tensão-deformação, para o seu trecho de linearidade pode ser interpretada com a aplicação da teoria da elasticidade. Tal procedimento se justifica, apesar do solo não ser um material perfeitamente elástico, isotrópico e homogêneo, pois segundo BARATA (1984), a proporcionalidade entre pressões e deformações obtidas, é razão suficiente para a aplicabilidade daquela teoria. Além do mais, as provas de cargas, são feitas com tempos de carregamento insuficientes para que intervenha o fenômeno de adensamento. Assim, o valor de E (módulo de elasticidade) pode ser considerado constante e o de ν (coeficiente de Poisson)

próximo de 0,5 (VARGAS, 1977).

Dessa forma, pode-se estabelecer entre k e o módulo de elasticidade E do subleito, definido na teoria de Boussinesq (semi-espaço infinito), uma relação, obtida a partir da expressão abaixo, onde se admitiu o coeficiente de poisson $\nu = 0,5$, tendo-se para o caso da placa rígida (SOUZA, 1961):

$$\delta = \frac{1,18 p a}{E} \quad (5) \quad \rightarrow \quad k = p/\delta = \frac{E}{1,18 a} \quad (6) \quad \text{onde:}$$

δ = recalque teórico da placa rígida
 p = pressão aplicada (kgf/cm²)
 a = raio de placa (cm)
 E = módulo de elasticidade do subleito (kgf/cm²)
 k = módulo de reação do subleito (kgf/cm²/cm)

Sobre o assunto, BRIAUD (1979) estabeleceu estudo comparativo entre módulos pressiométricos obtidos com o "Pressiômetro de Briaud" e módulos de elasticidade obtidos com a aplicação da teoria da elasticidade aos resultados dos ensaios de placa, obtendo compatibilidade entre os respectivos módulos.

É interessante registrar a observação de BADILLO e RODRIGUEZ (1979), ou seja, que apesar do amplo uso que se faz do conceito do módulo de reação na tecnologia dos pavimentos, há de assinalar-se a sua falta de significação intrínseca como medida de qualquer propriedade fundamental dos solos; seu valor se enquadra melhor em servir como parâmetro de cálculo, ao comparar módulos obtidos da mesma maneira em solos diferentes.

- Fatores Intervenientes e Limitações do Ensaio

Os fatores que influenciam os resultados dos ensaios são: as variações das propriedades do solo dentro do limite de profundidade do bulbo de tensões, as condições de confinamento da

placa, as dimensões, forma e rigidez da placa, o tipo de carregamento e o número de repetições. Também a regularização da superfície do terreno sobre o qual se assenta a placa e a centralização de aplicação da carga pelo macaco são fatores importantes para a obtenção de resultados corretos.

O mesmo solo homogêneo, para a placa "encaixada" ou confinada lateralmente, em profundidade, sofre menores deformações, para a mesma pressão aplicada, que para a placa na superfície do solo, é o chamado efeito de profundidade (BARATA, 1984).

O fator de maior relevância que intervém nos resultados dos ensaios e na sua interpretação é a dimensão da placa. O módulo de reação do subleito k varia inversamente com o diâmetro da placa, o qual foi considerado adequado para o ensaio, com 30 polegadas (76,2 cm) nos estudos desenvolvidos por Stratton (1944), Apud ROAD RESEARCH LABORATORY (1952). Isto é demonstrado tanto pelo modelo teórico (eq. 6), quanto pelos inúmeros trabalhos experimentais, cujos resultados são traduzidos em curvas que relacionam o diâmetro da placa utilizada no ensaio com o coeficiente percentual correspondente a 100%, para a adoção da placa de 30 polegadas, pelo qual se deve multiplicar o valor de k obtido no respectivo ensaio (Ver Fig. 5).

Diferentemente dos estudos para fundações que exigem muitas vezes o conhecimento de camadas mais profundas não atingidas pelo bulbo de pressões geradas pelo carregamento dos ensaios, a utilização dos ensaios de placa em pavimentação é adequada e suficiente para a caracterização das camadas, limitando-se apenas pelas dificuldades executivas, que possam ocorrer para avaliação

de pavimentos existentes em serviço e no tocante à instalação e leituras dos deflectômetros em cavas mais profundas.

Tratando-se também de um ensaio de carregamento rápido, apresenta limitações para a análise de camadas compressíveis, necessitando de ensaios complementares, utilizando-se, com frequência, o ensaio de sondagem SPT para identificação do perfil dos solos do subleito em estudo.

O ensaio de placa para determinação específica de k não é normalizado no Brasil, sendo, através da ABNT, pela NBR 6489, normalizada a Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação, destinada estudos de fundações rasas. A prova de carga sobre placas para determinação do módulo de reação é normalizada pelo método ASTM - D.1196/64 e pela AASHTO - TT.222/66.

II.3. Ensaio Pressiométrico

A idéia de se verificar "in situ" o comportamento mecânico do solo, por meio de um dispositivo capaz de realizar um carregamento lateral através de um furo, remonta aos anos de 1930, atribuída ao engenheiro alemão Kogler, e, mais tarde, a partir de 1957, desenvolvida e difundida internacionalmente pelo "Ingénieur Civil de Ponts et Chaussées", o francês Louis Ménard através do aparelho atualmente conhecido como pressiômetro (CASSAN, 1978). Nos dias de hoje existem diversos tipos de aparelhos pressiométricos para usos rotineiros em projetos de fundações e de pavimentação. O uso do pressiômetro para fins rodoviários, teve desenvolvimento no ano de 1976, na Universidade de Ottawa, no Canadá, visando substituir o ensaio de placa, de forma mais prática e econômica, no fornecimento de parâmetros

para avaliação dos pavimentos flexíveis dos aeroportos existentes naquele país, e para projetos de novos aeroportos (BRIAUD & SHIELDS, 1979). Em continuidade, no Texas, na Universidade de College Station, utilizou-se o pressiômetro de pavimentação em pesquisa para determinação dos fatores de equivalência das camadas de base e sub-base, no método de multicamada elástico para projetos rodoviários (HUNG, BRIAUD e LYTTON, 1982).

- Equipamento, Princípio Básico e Execução do Ensaio

O pressiômetro de pavimentação, conhecido como **pressiômetro de Briaud**, como os demais pressiômetros de um modo geral, é composto por uma sonda, uma unidade de controle e um tubo de conexão sonda-unidade de controle (Ver Fig. 6). A sonda (Ver Fig. 7) é monocelular, formada por um cilindro (membrana de borracha com envólucro metálico), com 23 cm de comprimento, expansível radialmente. A unidade de controle compreende um manômetro, tubos medidores de volume, uma bomba manual e válvulas de controle, agrupadas em uma caixa de madeira, conforme representação esquemática na Fig. 6.

O ensaio é extremamente simples e consiste na verificação da deformação do solo causada pela expansão radial de uma sonda cilíndrica contra a parede de um furo (previamente executado) através da injeção d'água por meio de uma bomba manual, numa razão de 330 mm³/s, registrando-se a pressão e volume correspondente a cada incremento de 5 cm³ no volume da água injetada.

Com os pares de valores do volume e da pressão, traça-se o gráfico cartesiano pressão x volume (deformação) resultante do ensaio.

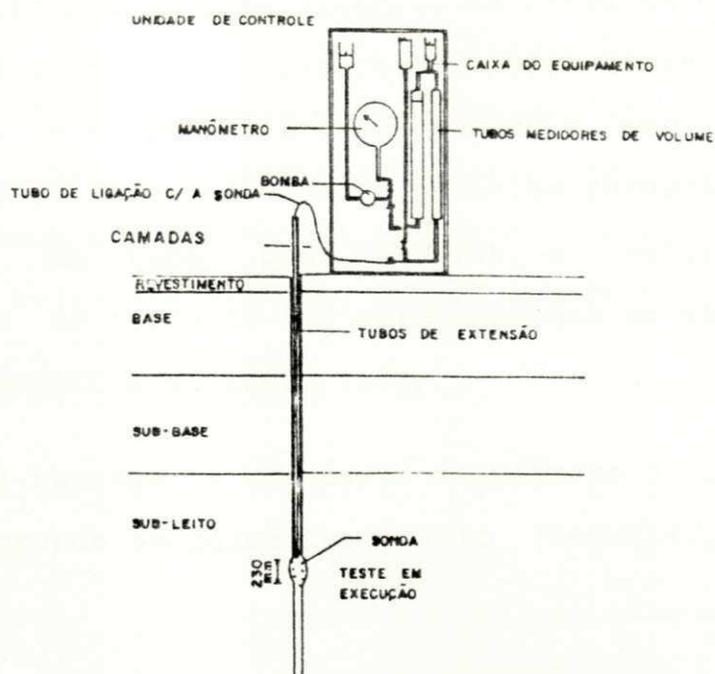


Fig. 6 - Representação Esquemática do Pressiômetro de Pavimentação (Pressiômetro de Briaud), Aplicado a um Pavimento Genérico.

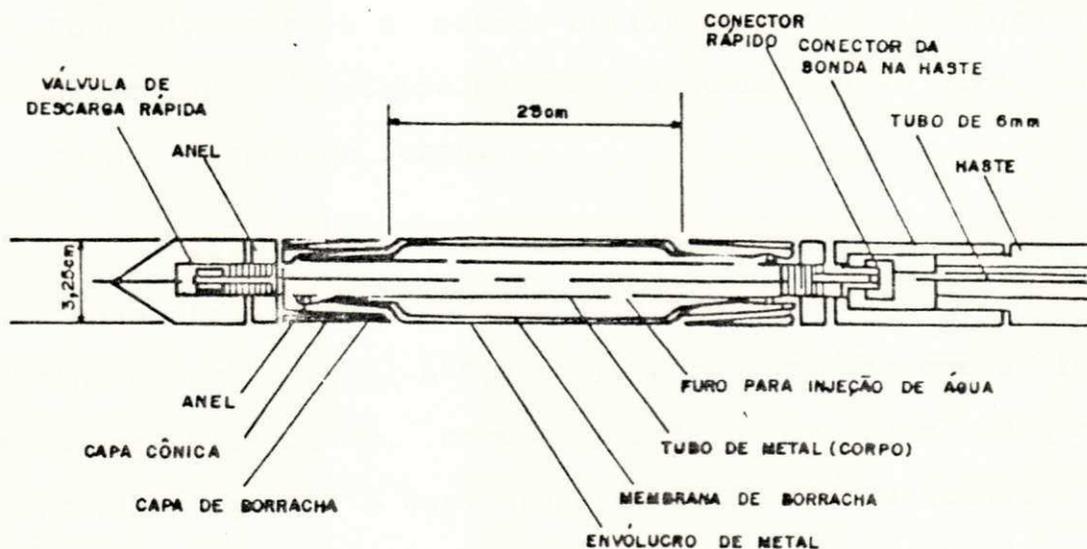


Fig. 7 - Detalhes da Sonda do Pressiômetro de Briaud (Apud BRIAUD & SHIELDS, 1979).

Reveste-se de grande importância na realização do teste, a execução do furo prévio para inserção da sonda na cota desejada. Existem várias formas de preparação do furo, tendo-se em conta o tipo de solo e a profundidade da camada a ser verificada. O amolgamento do solo, especialmente os solos fofos e moles, quando da abertura do furo, pode alterar o valor do módulo pressiométrico em cerca de 30% relativamente ao solo no estado indeformado (BRIAUD & SHIELDS, 1979).

A Fig. 8 representa uma curva resultante de um ensaio que reflete um grande amolgamento do solo (BAGUELIN, JEZEQUEL & SHIELDS, 1978).

Duas condições são necessárias para a obtenção de um furo satisfatório, segundo BRIAUD, TUCKER e FELIO (1983), traduzindo-se por:

- 1ª) "O diâmetro do furo deve obedecer a uma estreita tolerância em relação a sonda".
- 2ª) "O equipamento e o método utilizado para a abertura do furo, devem causar o mínimo possível de perturbação para o solo e para a parede do furo".

Nas Figs. 9, 10 e 11, conforme os referidos autores, são mostradas três curvas obtidas para três condições de preparação distintas dos furos. A Fig. 09, representa uma curva ideal do teste pressiométrico, correspondente a um furo adequadamente aberto. Na Fig. 10, a curva resulta de um ensaio quando o furo é muito largo e a Fig. 11 mostra uma curva resultante de um teste quando o furo é muito pequeno. No eixo das abcissas, R_p significa o raio da sonda no início do ensaio e R_p representa o incremento no raio da sonda, quando expandida durante o ensaio.

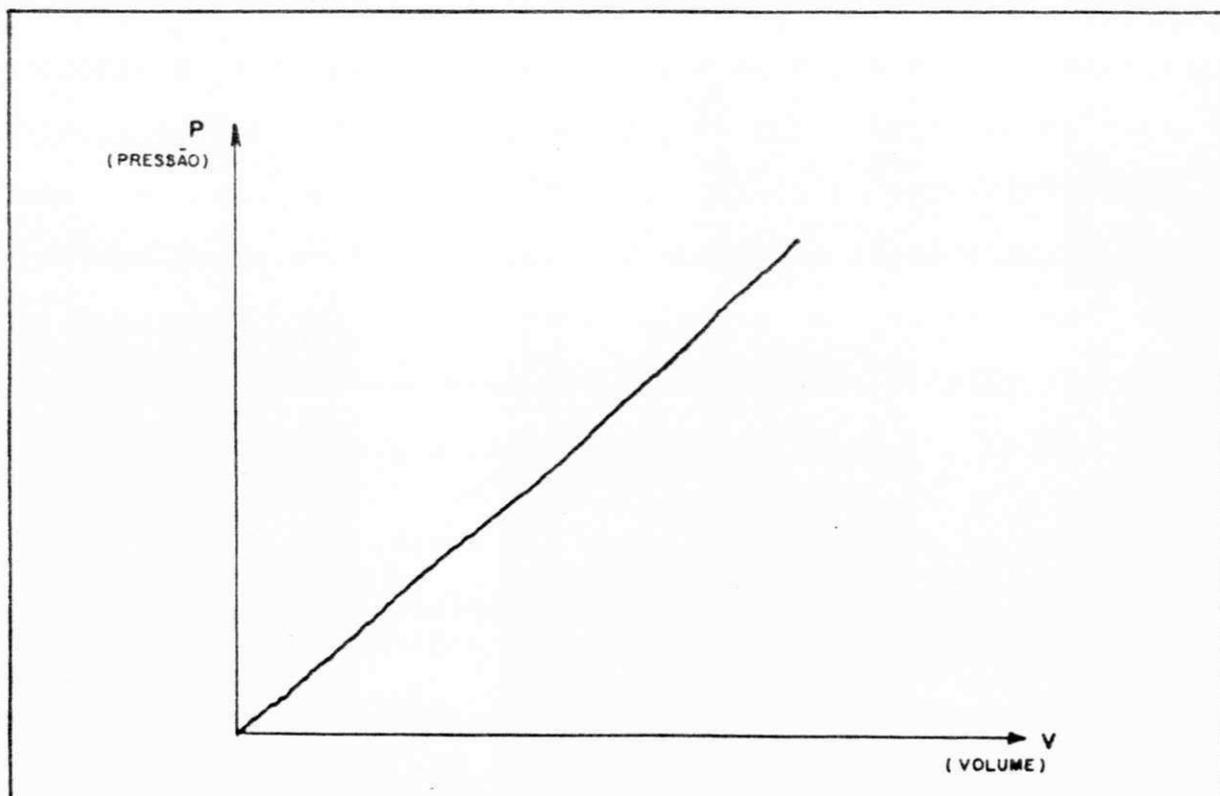


Fig. 8 - Curva Pressiométrica Representando um Grande Amolga
mento do Solo (Apud, BAGUELIN, JÉZEQUEL & SHIELDS ,
1978).

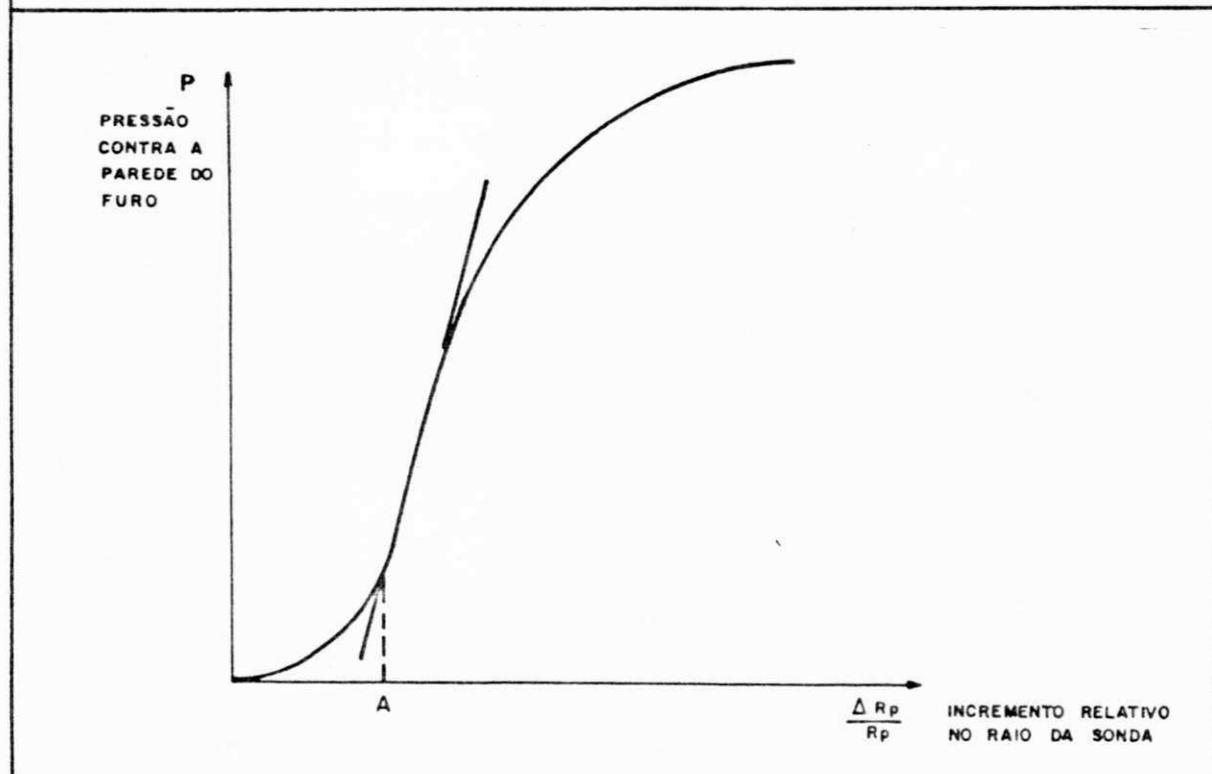


Fig. 9 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura Adequa
da do Furo (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).

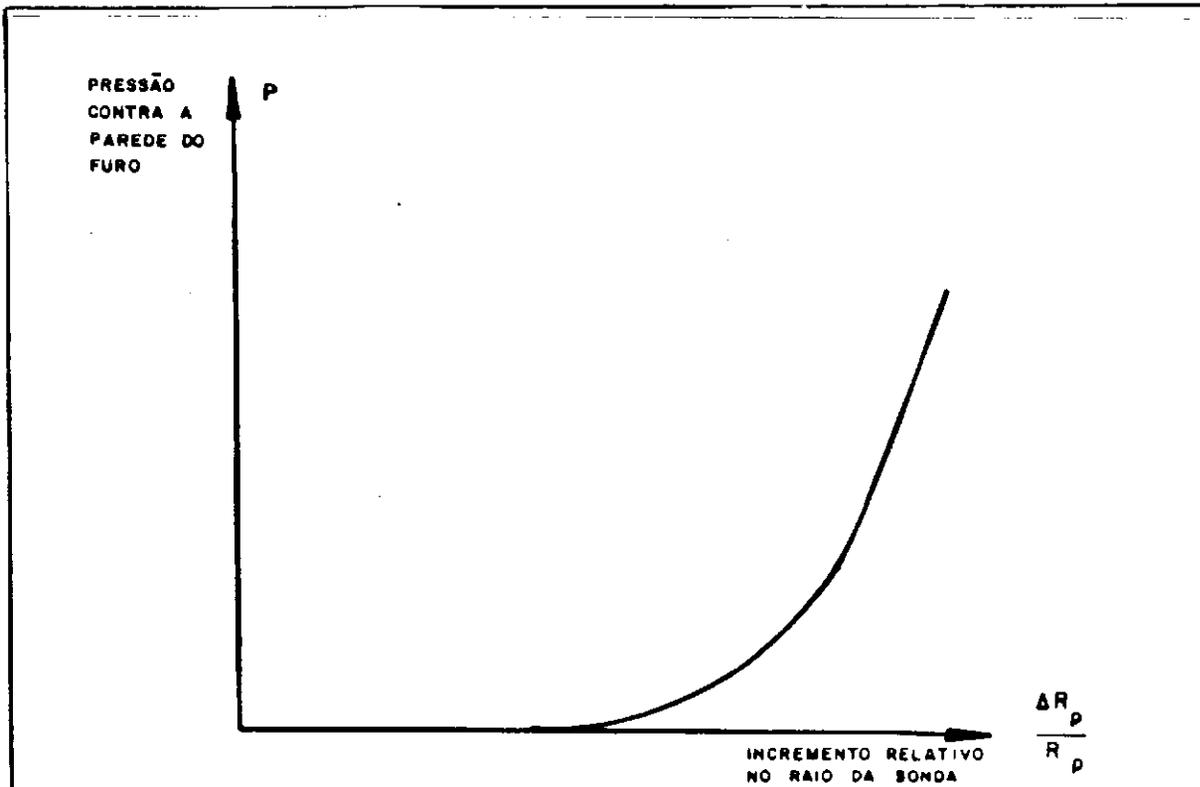


Fig. 10 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura do Furo Muito Larga (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).

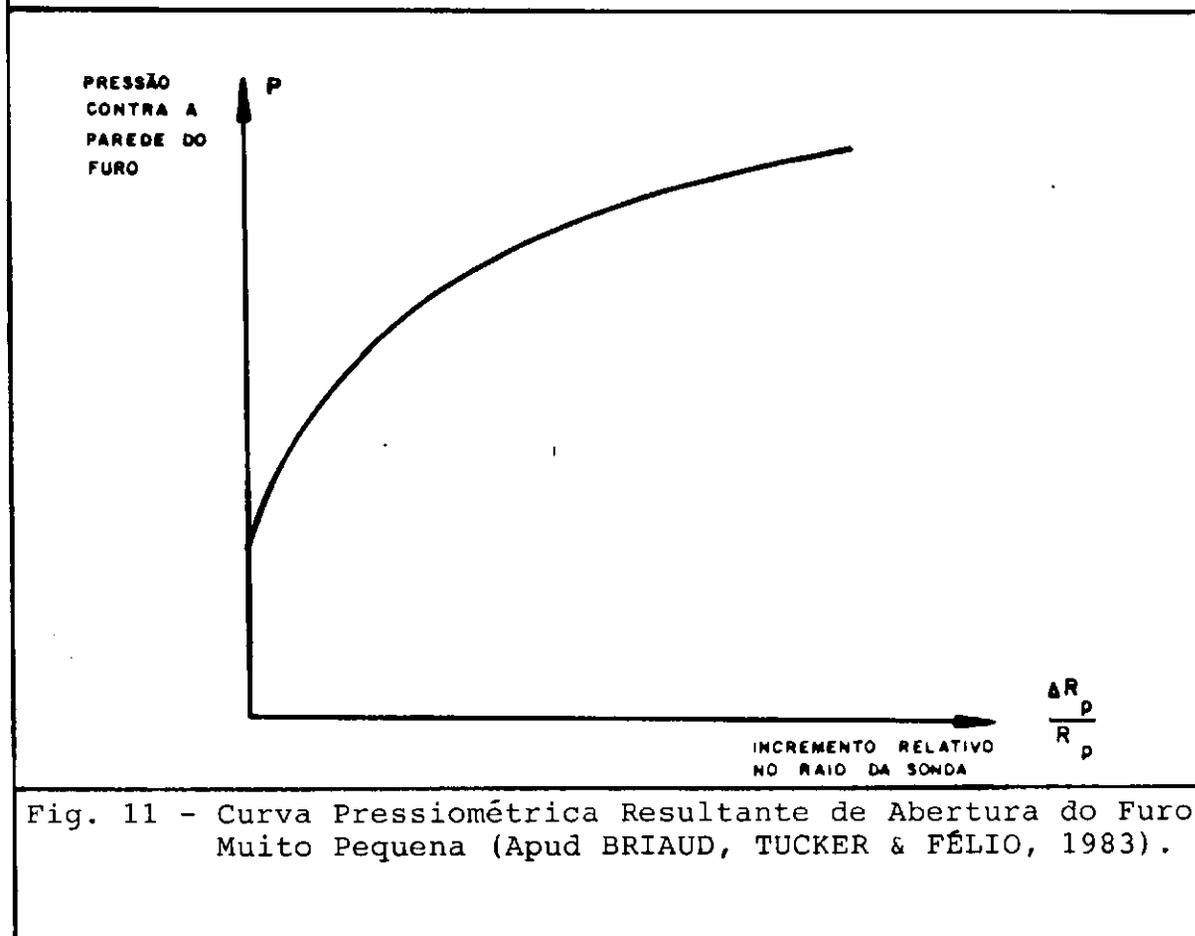


Fig. 11 - Curva Pressiométrica Resultante de Abertura do Furo Muito Pequena (Apud BRIAUD, TUCKER & FÉLIO, 1983).

BAGUELIN et alii (1978) recomendam $\phi_h/\phi_p = 1,07$, sendo ϕ_h o diâmetro do furo e ϕ_p o diâmetro da sonda.

- Direção do carregamento e da solicitação imposta ao solo

No ensaio pressiométrico o carregamento é efetuado de forma estática, na direção radial, normal ao eixo da sonda, impondo ao solo uma solicitação horizontal. No caso do pressiômetro de pavimentação, no ensaio preconizado por BRIAUD e SHIELDS (1979), a solicitação provocada pela sonda monocelular é contínua sob deformação controlada e com velocidade que resulta em comportamento não drenado em argilas e siltes finos e drenado em areias e pedregulhos.

- Análise da Curva Pressão x Volume, Módulo Pressiométrico e Pressão Limite

A curva pressão x volume resultante do ensaio tem a forma ideal, representada na Fig. 12 (de Lima, 1979. Apud BEZERRA, 1990). Distinguem-se cinco trechos, que se sequenciam, a saber: o trecho 1 corresponde ao início do ensaio, onde é atingido o equilíbrio, restabelecendo-se o nível original de tensões no terreno, o valor de P_{Om} corresponde a pressão do terreno no repouso; o trecho 2 caracteriza uma eventual fase elástica, ainda sob baixas tensões; o trecho 3 representa a fase pseudo-elástica, com proporcionalidade aproximadamente linear, na qual é definido o módulo de deformação ou módulo pressiométrico; o trecho 4 é a fase plástica, na qual há um aumento das deformações e ultrapassa-se o limite de plasticidade e o trecho 5 correspondente a fase de equilíbrio limite onde ocorrem deformações sucessivas que tendem a um valor assintótico da

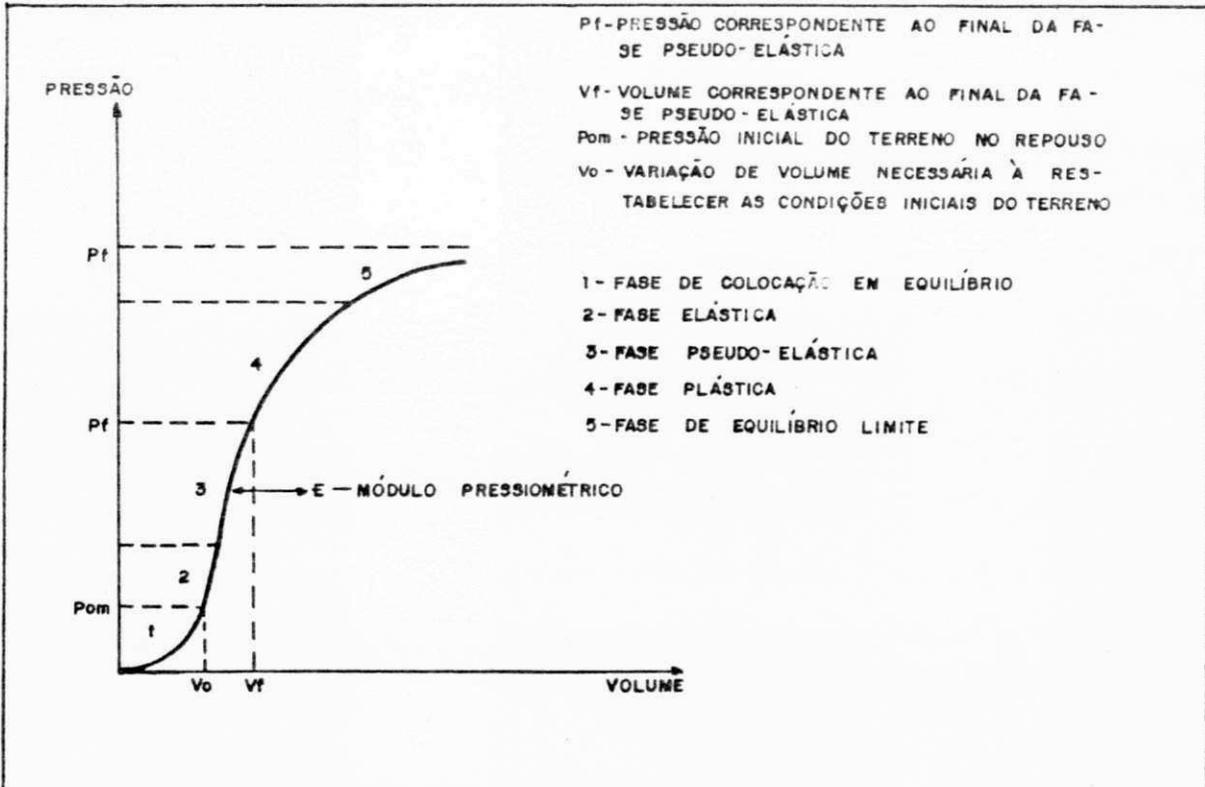


Fig. 12 - Representação Esquemática de uma Curva Pressiométrica Típica (de Lima, 1979, Apud BEZERRA, S.P., 1990)

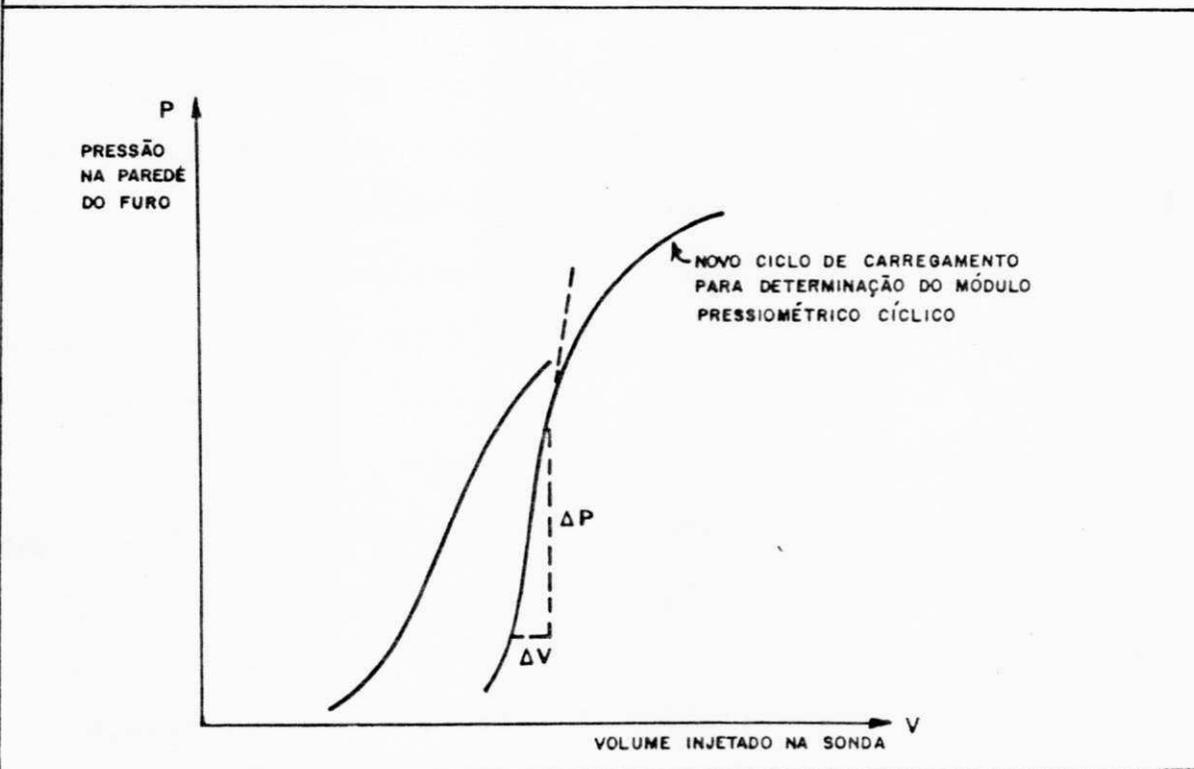


Fig. 13 - Representação Esquemática de Curva Pressiométrica com Recarregamento (Apud BRIAUD & SHIELDS, 1979).

pressão, ou seja, o valor da **pressão limite**.

Para a determinação do módulo pressiométrico, admite-se o solo como um meio elástico e linear no trecho 3 da curva referida acima, e estabelece-se a equação, com base na teoria da elasticidade, para a expansão radial de cavidades cilíndricas, desenvolvida por Lamé, em 1852 (BRIAUD, 1979) e tem-se:

$$E = 2 (1 + \mu) v \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (7) \quad \text{onde:}$$

E = módulo de elasticidade
 μ = coeficiente de poisson
v = volume da cavidade
 Δp = incremento de pressão através da parede da cavidade
 Δv = incremento de volume da cavidade

A inclinação neste trecho da curva é constante, mas o volume v não é, como resultado E sofrerá variação, assim como o coeficiente de Poisson que também varia de solo para solo e depende das condições de drenagem durante o teste. Conforme BRIAUD (1979), Menard sugeriu as seguintes regras de simplificação para facilitar o cálculo do **módulo pressiométrico (Ep)**:

- 1) Tomar v igual a v_m que é o volume da cavidade correspondente ao ponto médio do trecho reto.
- 2) Tomar 0,33 para o valor do coeficiente de Poisson, uma vez que o mesmo varia de 0,2 a 0,5 e que sua grandeza tem uma influência relativamente pequena no resultado final.

v_m é dado pela seguinte equação:

$$v_m = v_c + \frac{v_o + v_f}{2} \quad (8) \quad \text{onde:}$$

v_o = Volume injetado no início da fase considerada elástica
 v_f = Volume injetado no fim da fase considerada elástica
 v_c = Volume inicial da sonda não dilatada

Assim o módulo pressiométrico é dado por:

$$E_p = 2,66 \text{ vm} \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (9)$$

A pressão limite p_1 , teoricamente no final da fase plástica, é definida como a pressão para a qual o volume inicial da cavidade é duplicado ou seja $2V_0 + V_c$. Este valor é considerado como indicador da capacidade de carga do solo.

- Ciclos de Descarregamento e Recarregamento

Visando-se obter o módulo pressiométrico cíclico ou com recompressão E_r , o qual é menos susceptível aos efeitos de amolgamento do solo, durante a abertura do furo, como demonstra Hartman (1974) em estudos paramétricos com utilização de elementos finitos e Jezequel (1977) (Apud, BAGUELIN et alii, 1978), procede-se ao descarregamento, ao se atingir o fim da fase elástica do ensaio, (Ver Fig. 13), seguindo-se a novo ciclo de carregamento e descarregamento, repetindo-se o processo de forma análoga para outros ciclos desejados. A fim de se padronizar a determinação do E_r , com referência ao ponto de descarregamento, BRIAUD e SHIELDS (1979), recomendam iniciá-lo, quando o último incremento de pressão p_m , obtido pela terceira vez consecutiva, for menor ou igual ao maior incremento de pressão verificado, ou caso isso não ocorra, quando o volume atingir 90 cm^3 (expansão plena da sonda do Pressiômetro de Briaud), reduzindo-se o volume de 20 cm^3 ou até atingir o valor estimado para a pressão horizontal no repouso. Obtidos assim os valores das pressões e dos volumes, traçam-se as curvas referentes aos ciclos supracitados, determinando-se E_p e E_r conforme descrito no segmento anterior.

- Vantagens e Limitações do Ensaio

Comparativamente com o ensaio de prova de carga sobre placas, BRIAUD (1979), relaciona as seguintes vantagens do ensaio pressiométrico: menor custo de execução, muito maior rapidez na realização dos ensaios, (podendo uma equipe treinada realizar até 48 testes em oito horas de trabalho), maior facilidade no transporte do equipamento e possibilidade de caracterização, com rapidez, do módulo pressiométrico de diversas camadas, com a identificação de horizontes de baixa resistência, o que não é possível com os ensaios de placa. Utilizam-se os ensaios pressiométricos para projetos de pavimentos, no acompanhamento da construção e para a avaliação de pavimentos existentes e projetos de recapeamentos.

Diversas correlações entre os resultados de ensaios pressiométricos, com ensaios de placa, CBR e SPT, têm sido estabelecidas em estudos experimentais, tais como, os de BRIAUD (1979), BRIAUD e SHIELDS (1979), MAARSLAND e RANDOLPH (1977) e em nossa região, os de LUCENA (1988), BEZERRA e LUCENA (1989) e BEZERRA (1990) e LUCENA et alii (1988 e 1992) além dos trabalhos em solos lateríticos da Paraíba, de DINIZ e DEMARTINECOURT (1985), ALCÂNTARA e LUCENA (1991) e RODRIGUES e LUCENA (1991).

Dentro das limitações do ensaio, considera-se o fato da sonda monocelular do pressiômetro de Briaud, não possuir perfeitamente uma expansão cilíndrica, na qual se baseia a teoria elástica aplicada aos pressiômetros. Teoricamente as condições planas de deformação do solo em torno da cavidade cilíndrica, seriam obtidas se esta sonda fosse infinitamente longa. No entanto, Hartman, por meio da teoria da elasticidade, conclui

que, ao se utilizar a sonda do pressiômetro de Briaud, cuja relação comprimento diâmetro é $230\text{cm}/32\text{cm} = 7,19$, conduz-se a um erro no volume, correspondente a uma superestimação de apenas 5% no valor do módulo, em relação a sonda **perfeitamente cilíndrica** (BRIAUD, 1979).

Quanto à divergência entre as cargas verticais que solicitam os pavimentos e a solicitação horizontal ao solo, que ocorre no ensaio pressiométrico, Leischner realizou estudos, publicados em 1966, comparando os resultados de **ensaio pressiométricos horizontais e verticais** em uma grande gama de solos, cujos resultados dos respectivos módulos situam-se num intervalo de **variação de 5%** (BEZERRA, 1990).

Outra consideração referente a limitação do uso dos ensaios pressiométricos em pequenas profundidades, é feita em função de que nos ensaios realizados com a sonda próxima a superfície do solo, podem ocorrer deformações verticais ($E_z \neq 0$), deixando de existir as condições preconizadas de deformação plana. Dessa forma, faz-se necessária a definição de profundidade crítica, ou seja, aquela cujos ensaios realizados acima desta cota sofrem a influência desta parcela de deformação vertical. Em estudos realizados por BRIAUD e SHIELDS (1981), utilizando um depósito artificial de areia e um depósito natural de argila, na realização de ensaios com o pressiômetro de Ménard, os mesmos concluíram, que para uma areia média a densa, a razão entre a profundidade crítica e o diâmetro da sonda é igual a 20 e ainda que a influência desta profundidade crítica varia com a magnitude das deformações impostas ao solo. Este resultado, aplicado ao pressiômetro de Briaud, chegaria a uma profundidade crítica da ordem de 65 cm.

II.4 Ensaio CBR "in situ"

Foi O. J. Porter, em 1929, quem estabeleceu, nos E.E.U.U., o ensaio do Índice de Suporte Califórnia ("California Bearing Ratio") para avaliar o suporte dos subleitos sob a ação das cargas de rodas dos veículos. MEDINA (1988), referindo-se ao ensaio estabelecido por Porter e a sua importância para o estudo estrutural dos pavimentos, enfatiza: "o conhecimento empírico do desempenho de pavimentos flexíveis nas estradas da Califórnia, traduzia-se por duas curvas de cálculo da espessura. Estas correspondiam a dois níveis de tráfego e forneciam a espessura para determinado valor de CBR. Digamos que o empirismo do dimensionamento estava codificado".

O ensaio ISC ou CBR geralmente é executado em laboratório com um corpo de prova compactado sob determinadas condições, ou com amostras indeformadas, ou ainda, realizado "in situ". Os ensaios "in situ" são apropriados para a utilização em avaliação de pavimentos, uma vez que refletem as condições reais de compactação e umidade de equilíbrio em que se encontram os materiais. TERZAGHI e PECK (1948), afirmam que: "ao contrário do comportamento dos solos das fundações, o dos subleitos dos pavimentos de estradas de rodagem e aeroportos é influenciado diretamente pelas condições climáticas. Em virtude desse fato, as conclusões gerais, baseadas nos resultados de ensaios de laboratório e experiência de conservação em áreas geográficas limitadas, podem ser muito ilusórias".

Por outro lado, BADILLO e RODRIGUEZ (1973), justificam a realização do ensaio CBR de campo, quando o material lá está colocado por vários anos e o seu teor de umidade varia dentro de

colocado por vários anos e o seu teor de umidade varia dentro de um intervalo reduzido.

Dentre os trabalhos, no Brasil, analisando o ensaio CBR e a dispersão dos seus resultados, citam-se os da ABPV (1964), MENDES (1970 e 1978), SILVA (1970), BARROS (1972) e ANDREATINI (1981).

- Princípio Básico e Execução do Ensaio

O ensaio consiste na medida da carga necessária para que um pistão padronizado com área de 3 pol.², penetre à velocidade de 0,05 pol/min em uma amostra de solo preparada de modo padronizado antes e após a sua imersão em água por quatro dias. Faz-se determinações intermediárias para as penetrações de 0,025 pol; 0,050 pol e 0,075 pol e traça-se uma curva carga x penetração. O CBR ou ISC é computado, como a relação, em percentagem, entre o maior valor das pressões correspondentes às penetrações de 0,1 pol. e 0,2 pol. respectivamente, e a pressão padrão necessária para introduzir o mesmo pistão até a respectiva profundidade numa amostra de brita graduada de alta qualidade.

O ensaio aproxima-se de uma prova de carga em escala reduzida e como a deformação do corpo de prova é uma deformação por cisalhamento, o ensaio CBR pode ser encarado como uma medida indireta da resistência ao cisalhamento do solo.

Os fatores que mais afetam os valores obtidos no ensaio CBR são a textura do solo, seu teor de umidade e o peso específico seco (BADILLO & RODRIGUEZ, 1973).

O ensaio do ISC ou CBR (de laboratório) é normalizado pela ABNT, NBR 9895 e pelo DNER, ME 49/74, e é utilizado também como parâmetro fundamental em diversos métodos de dimensionamento de

pavimentos flexíveis, através de curvas experimentais.

O ensaio CBR "in situ" ou de campo, foi desenvolvido pelo "U.S. Corps of Engineers" (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1952), e na sua execução, após a preparação da superfície, com o nivelamento do solo para assentamento do pistão, realiza-se o ensaio de forma idêntica ao executado em laboratório, com exceção ao que se refere à saturação do solo que não é efetuada.

- Vantagens e Limitações do Ensaio CBR

O ensaio de CBR, especificamente o CBR "in situ", em comparação, por exemplo, com o ensaio de placa, é um teste simples, muito mais rápido, necessitando apenas um pequeno macaco e uma estrutura de reação que pode ser o chassi de um veículo. São tradicionalmente conhecidos os estudos de correlação entre os resultados dos ensaios de CBR e ensaios de placa, desenvolvidos pela PCA e aplicados nos dimensionamentos de pavimentos rígidos (PITTA, 1977). Em contrapartida às vantagens citadas acima, tem-se as seguintes limitações e comentários:

- grande dispersão nos resultados, fato este, abordado em diversos trabalhos técnicos, destacando-se, entre eles, a tese de doutorado do Prof. Sérgio T. de Barros, apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-USP. BARROS (1972) conclui que o erro experimental do ensaio CBR é inferior a 10%, no entanto, a dispersão do CBR encontrada em solos, do mesmo grupo geotécnico e da mesma família geológica é da ordem de 20%, com critério log-normal. Vários pesquisadores da ABPV (1964), coordenados pelo Eng^o Carlos de Souza Pinto, obtiveram coeficientes de variação de resultados, da ordem de 20 a 40%. Estas pesquisas foram referidas à ensaios CBR em laboratório;

- os ensaios CBR, de laboratório e de campo, são ensaios de placa em pequena escala, sendo este fato a raiz da questão a ser considerada na apreciação dos seus efeitos e nos estudos de correlações (BRIAUD, 1979);
- o ensaio é arbitrário, sob o aspecto de que, os resultados não podem ser relacionados, com exatidão, a quaisquer das propriedades fundamentais que regulam a resistência dos solos (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1952).

II.5 Ensaio Esclerométrico

A palavra esclerometria que é composta por sklér + metro, que em grego significam dureza e medida respectivamente, refere-se, neste caso, à avaliação da dureza superficial do concreto. (HELENE, 1982)

A avaliação da dureza com base na deformação plástica permanente aplicada aos metais, foi proposta por Johan A. Brinnell em 1900 e segundo PETRUCCI (1956) foi o Eng^o Kurt Gaede, de Hannover, quem estendeu esta metodologia ao concreto, a partir de 1934. O esclerômetro de Gaede, no entanto, dado à dificuldade e imprecisão na medida da área da calota esférica, resultante da deformação provocada, tem sido pouco utilizado no Brasil em comparação aos esclerômetros ditos "de reflexão", desenvolvidos posteriormente.

Deve-se ao engenheiro suíço Ernest Schmidt, com base na aplicação dos conceitos de dureza "shore", utilizados na caracterização de metais, bem como nos estudos efetuados, a partir de 1950, no laboratório Federal de Materiais de Zürich, o desenvolvimento do instrumento denominado esclerômetro de Schmidt, esclerômetro de reflexão ou "martelo Schmidt". Este

processo de verificação da dureza, através da reflexão de uma massa chocante, perpendicularmente sobre a superfície do concreto, é o mais rápido, tendo sido largamente usado no Brasil, desde os estudos iniciais do Prof. Eládio Pettrucci na década de 1950 (HELENE, 1982). O próprio SCHMIDT (1954), diversos pesquisadores e entidades técnicas, estudaram a aplicação dos testes esclerométricos e estabeleceram a correspondência entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto, entre eles, GREENE (1954), PETRUCCI (1956), LARANJEIRAS (1966), BAUER (1968), INT (s.d.) Apud LARANJEIRAS (1969) e RILEM (1976), afora inúmeros trabalhos de pesquisa acadêmica e de utilização profissional do esclerômetro, tornando a aplicação deste instrumento e a interpretação dos seus resultados de pleno domínio técnico.

- Princípio Básico do Ensaio, Aferição do Equipamento e Execução do Teste Esclerométrico

O ensaio é baseado no princípio de que a reflexão de uma massa elástica, lançada contra uma superfície, depende da dureza dessa superfície. No caso do esclerômetro de recuo, ou de reflexão, a massa (martelo) é impulsionada por uma mola, e se choca, através de uma haste com ponta de forma semi-esférica, com a superfície do concreto em ensaio. A energia de impacto, é, em parte, consumida, na deformação plástica permanente, provocada na superfície em ensaio, e em parte refletida elasticamente, proporcionando, ao fim do choque, o retorno do martelo, anotando-se então a reflexão percentualmente. Quanto mais duro e conseqüentemente mais resistente for o concreto, tanto menor é a parcela de energia que se converte em deformação permanente e

tanto maior, por outro lado a energia de reflexão ou o recuo do martelo. O índice de recuo provocado pelo concreto situa-se em média entre 20 a 50% (HELENE, 1982). O índice esclerométrico é uma medida arbitrária, pois depende da massa e da energia armazenada pela mola (NEVILLE, 1982).

O ensaio é normalizado no Brasil, através da NBR 7584 da ABNT (cuidadosamente elaborada e resultante de uma Comissão de Estudos, presidida pelo Prof. Paulo Helene) a qual, quanto à aferição e coeficiente para correção do índice esclerométrico recomenda:

- O esclerômetro será aferido utilizando-se uma bigorna especial de aço, que, na superfície destinada ao impacto, apresente dureza Brinell de 50 MPa (500 kgf/cm²) e forneça índices esclerométricos de cerca de 80%;
- O coeficiente de correção do índice esclerométrico deve ser obtido pela fórmula:

$$K_e = \frac{n \cdot I_{Enom}}{\sum_{i=1}^n I_{Ei}} \quad (10) \quad \text{onde:}$$

K_e = coeficiente de correção do índice esclerométrico
n = número de impactos na bigorna de aço
I_{Enom} = índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna aço fornecido pelo fabricante
I_{Ei} = índice esclerométrico obtido dos (pelo menos nove) impactos do esclerômetro na bigorna de aço

A metodologia de execução do ensaio encontra-se descrita na norma, destacando-se: a importância da preparação adequada da superfície, a área de ensaio, que deve estar no intervalo (70 x 70) mm a (200 x 200) mm e a observação para que se evite impactos sobre agregados, armaduras, bolhas, etc.

- Resultados e Correlação com a Resistência à Compressão

De acordo com a NBR 7584, o índice esclerométrico final, de cada área de ensaio, é dado por:

$$IEe = K_e IE \quad (11) \quad \text{onde:}$$

IEe = índice esclerométrico médio efetivo

K_e = coeficiente de correção

IE = média dos n (5 a 16) valores individuais dos índices esclerométricos correspondentes a uma única área de ensaio, desprezando-se no cálculo o índice que esteja afastado de $\pm 10\%$ do valor médio obtido.

O valor médio IE será corrigido, através de coeficientes fornecidos pelo fabricante do esclerômetro, caso o ensaio não seja executado na posição horizontal.

Quanto a correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão de concreto, a Comissão de Estudo que elaborou a NBR 7584, prudentemente, decidiu não incluir uma tabela, uma vez que essa correlação, pode ser obtida experimentalmente de várias formas, e é particular para cada concreto e cada região do País (HELENE, 1982).

Exemplificando um tipo de correlação, as normas Polonesas (Facaoaru, 1976. Apud HELENE, 1982) recomendam a relação polinomial:

$$R = a IE^2 + b IE + c \quad (12) \quad \text{onde:}$$

R = resistência à compressão

IE = índice esclerométrico medido

a, b, c = coeficientes determinados por ensaios destrutivos e esclerométricos, respectivamente, de pelo menos 30 cilindros que tenham variações de resistência acima de $\pm 30\%$ do valor da resistência de projeto utilizada na obra em questão.

Para que se estimem resultados da resistência à compressão com confiabilidade é necessário que, para o instrumento que se está utilizando, seja ajustada, a curva fornecida pelo

fabricante, através de resultados comparativos de corpos de prova de concreto rompidos à compressão e ensaiados com o esclerômetro, obtendo-se relações conforme exemplificado acima.

O tipo de agregado tem influência sobre o índice esclerométrico, de modo que a relação entre esse índice e a resistência deve ser determinada experimentalmente para cada concreto usado num mesmo local, conforme enfatiza Grieb em 1958 (Apud NEVILLE, 1982).

- Utilização e Limitações do Ensaio

O ensaio esclerométrico é um ensaio não destrutivo, bastante rápido e de fácil execução e sobretudo permite averiguar a uniformidade da dureza superficial do concreto ou a sua homogeneidade. Esta utilização o torna adequado, por exemplo, à verificação de pavimentos de concreto, avaliando-se a sua homogeneidade ao longo das pistas rodoviárias. É considerado um método adicional ou de caráter complementar a outros ensaios efetuados. Permite também, levando-se em conta as considerações já efetuadas, uma estimativa da resistência à compressão do concreto e a comparação de concretos com um concreto de referência.

A aplicação de ensaios esclerométricos "in situ" nas placas de pavimentos rígidos é utilizada com frequência e encontrada, entre nós, por exemplo, em trabalhos da CONGEPE LTDA (1976) e ASTEP S/A (1976) e (1978) para o DNER, referentes aos projetos de restauração das BR's 101/PE e 232/PE respectivamente e de LUCENA et alli (1988) em trechos experimentais da BR 230/PB publicado pela ABPV.

Com referência às limitações dos ensaios esclerométricos ressalta-se que os mesmos fornecem informações a respeito da dureza superficial do concreto (avalia cerca de 20 mm de profundidade para o esclerômetro com energia de percussão de 2,25 Nm) que é influenciada por um grande número de fatores tais como: tipo do cimento e tipo do agregado, o estado da superfície a ser ensaiada (fator que acarreta a maior variabilidade), as condições de umidade da superfície, esbeltez do elemento a ser ensaiado, carbonatação da superfície e idade do concreto.

Esta variabilidade faz com que o ensaio seja apenas de natureza comparativa não podendo o índice esclerométrico ser transformado diretamente em resistência à compressão (NEVILLE, 1982).

Dentre os diversos estudos de correlação efetuados entre os resultados de ensaios esclerométricos, ultrassônicos e de ruptura à compressão em corpos de prova, cita-se o trabalho de Benatov e Lucea (1982) Apud CANOVAS (1988), no qual, no tocante aos ensaios esclerométricos, consta nas suas conclusões a observação concernente a necessidade de superfícies lisas para a obtenção de resultados homogêneos, sendo que "os resultados de recuo obtidos nas superfícies rugosas, são sempre inferiores aos das superfícies lisas".

II.6 Ensaio Ultra-Sônico

Os ensaios ultra-sônicos representam uma importante modalidade na categoria de ensaios não destrutivos, para avaliação de características do concreto de cimento portland.

A utilização prática da determinação da velocidade de ondas ultra-sônicas em concreto, data de algumas décadas e segundo MALHOTRA (1976) pode ser efetuada através dos seguintes processos:

- Soniscópio;
- UCT ("Ultrasonic Concrete Tester");
- PUNDIT ("Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester").

O Soniscópio teve sua origem no Canadá, em 1945, com a Comissão de Energia Hidroelétrica de Ontário, patrocinando estudos de técnicas para exame de fissuras e trincas em barragens e estruturas associadas. Praticamente ao mesmo tempo, em trabalho similar, realizado na Inglaterra, surgia o UCT (HAMASSAKI, 1987). Na década de 70, o Departamento de Engenharia Civil e Municipal do "University College" em Londres, após dois anos com protótipos, apresentou o aparelho de ensaio portátil, de indicador digital, conhecido pelas iniciais do seu nome em inglês PUNDIT (ALMEIDA, 1978).

A ASTM, no método de ensaio C-597-"Pulse Velocity Through Concrete" (ASTM, 1983) relaciona a velocidade de ondas ultra-sônicas num sólido, com algumas propriedades físicas desse sólido, através da equação (conhecida como expressão de Ford Rayleigh):

$$V^2 = C \frac{E}{D} \quad (13) \quad \text{onde:}$$

- V = velocidade de ondas ultra-sônicas
- C = constante
- E = módulo de deformação do sólido
- D = massa específica do sólido

No concreto, essa correlação entre a velocidade dos pulsos ultra-sônicos e o módulo de deformação e em consequência com a



resistência mecânica, depende de vários fatores, entre os quais: proporções da mistura, tipo de agregado utilizado, umidade do concreto, temperatura de cura e idade (Elvery, 1973. Apud HAMASSAKI 1987). Portanto, a avaliação da resistência mecânica do concreto com base em ensaios ultra-sônicos e suas correlações com outros ensaios não destrutivos e destrutivos aplicados ao concreto, sofrem a influência de um grande número de variáveis, tendo-se que fixar algumas delas nas respectivas análises e estabelecimentos de critérios paramétricos.

Dentre os estudos de vários pesquisadores sobre o assunto citam-se os ANDERSON e SEALS (1981), Benatov e Lucea (1982) Apud CÁNOVAS (1988), BORGES (1954), HAMASSAKI (1986 e 1987), Elvery e Ibrahim (1976) e Jones e Gatfield (1955) Apud NEVILLE (1982), MALHOTRA (1976), MALHOTRA e CARETTE (1980) e WOLLE et alii (1973). No tocante à aplicação de ultra-som, "in situ", em pavimentos, NEVILLE (1982), refere-se aos trabalhos de Jones and Mayhew (1965) e o de Mailer (1972) sob o título "Pavement Thickness Measurement Using Ultrasonic Techniques".

- Princípio Básico e Execução do Ensaio

O ensaio com o aparelho de ultra-som, baseia-se na velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas, em um certo percurso do concreto, de comprimento L, calculada pela relação:

$$v = \frac{L}{t} \quad (16) \quad \text{onde:}$$

v = velocidade das ondas ultra-sônicas longitudinais
 L = comprimento percorrido conhecido
 t = tempo que as ondas ultra-sônicas necessitam para percorrer tal distância

O método consiste na utilização de dois transdutores (cabecotes) para medir o tempo que as pulsações ultra-sônicas levam para atravessar o concreto. As ondas são geradas por um transdutor eletro-acústico, que, ligado a um circuito eletrônico, recebe estímulo para oscilar mecanicamente na sua frequência natural, da ordem de 20 a 250 khz. Esse transdutor, portanto transforma pulsos eletrônicos em ondas vibratórias de energia mecânica, transmitindo-se por contato superficial, ao longo da peça de concreto. A recepção dos sinais do pulso é feita por outro transdutor, colocado a uma determinada distância do primeiro, o qual realiza a transformação de energia mecânica recebida em eletrônica que é enviada a um circuito medidor de tempo (HAMASSAKI, 1987). De acordo com o método de ensaio normalizado pela ABNT, NBR 8802 - "Concreto Endurecido - Determinação da Velocidade de Propagação de Onda Ultra-Sônica", os supracitados transdutores devem se posicionar, de preferência, em planos paralelos, em faces opostas do concreto (transmissão direta), podendo no entanto, situarem-se num mesmo plano (transmissão indireta) ou em planos perpendiculares (transmissão semi-direta).

- Aplicabilidade, Correlações com Parâmetros do Concreto e Limitações do Ensaio

A aplicação do ultra-som em concreto, como ensaio não destrutivo, segundo a norma da British Standards Institution BS4408 : Part 5 (1974) - "Measurement of the Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete", é adequada para os seguintes campos de avaliação (HAMASSAKI, 1987) :

- . homogeneidade do concreto;

- . fissuras, vazios e outras imperfeições;
- . qualidade do concreto em relação às especificações;
- . mudança nas características do concreto ao longo do tempo;
- . qualidade de uma peça de concreto em relação a uma outra;
- . valores de módulo de deformação dinâmica do concreto

Devido aos múltiplos fatores que intervêm na determinação da resistência mecânica em função da velocidade ultra-sônica, as normas Britânica (BS4408 - Part : 5), Americana (ASTM-C 597/83) e Brasileira (ABNT-NBR 8802) não recomendam esta determinação, a não ser em casos específicos, onde alguns parâmetros sejam conhecidos e fixados.

NEVILLE (1982) afirma que : "o ensaio de ultra-som é usado como meio de controle de qualidade de produto que se supõe preparados com concretos semelhantes; podem ser detectados, prontamente, tanto a falta de adensamento como variação da relação água/cimento. Essa técnica, não pode, no entanto, ser usada para a determinação da resistência de concreto preparados com materiais diferentes em proporções desconhecidas". Esse autor admite porém, que há uma tendência geral dos concretos de massa específica mais alta terem resistência maior desde que não varie a massa específica do agregado, e, desse modo, apresenta uma classificação geral dos concretos com base na velocidade de pulsos proposta por Whitehurst, em 1951, ou seja :

Veloc. de pulsos longitudinais (km/s)	Qualidade do concreto
> 4.5	excelente
3.5 - 4.5	boa
3.0 - 3.5	duvidosa
2.0 - 3.0	pobre
< 2.0	muito pobre

Esta classificação coincide com a proposta por Leslie e Cheesman, segundo ALMEIDA (1978), e, é equivalente a apresentada por PETRUCCI (1981) com base nos dados obtidos no "Laboratoire de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics", a saber:

- Concreto bom : Velocidade de 4.000 a 4.200 m/s
- Concreto médio : Velocidade de 3.000 a 4.000 m/s
- Concreto mau : Velocidade de 2.000 a 3.000 m/s

Quando o impulso ultra-sônico é enviado através do concreto a energia se irradia em todas as direções. As ondas longitudinais, também chamadas de pressão ou de compressão, se propagam paralelamente ao movimento e são as que possuem maior velocidade (CANOVAS, 1988). O módulo de deformação dinâmico também pode ser determinado por esta velocidade de propagação de impulsos de frequência ultra-sônica pela expressão sugerida por Whitehurst, 1966 (Apud BAUER, 1987).

$$E_d = \rho \times V^2 \times \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \quad (15) \quad \text{onde :}$$

E_d = módulo de deformação dinâmico em MPa
 ρ = massa específica do concreto em kg/dm³
 μ = coeficiente de poisson, geralmente estimado como valor médio em 0,20
 V = velocidade ultra-sônica em m/s.

Pelo método de ressonância, que consiste em procurar, com um captador eletrônico a frequência de ressonância longitudinal de um corpo de prova, que se apóia no centro, num suporte de borracha, pode-se determinar em laboratório, com corpos de prova prismáticos de 150 x 150 x 750 mm, ou de 100 x 100 x 500mm (Norma Britânica BS 1881 : Part 5), o módulo de deformação E.

Sendo n a frequência em Hz, L o comprimento do prisma em mm e a sua massa específica, o módulo de deformação E é dado por (NEVILLE, 1982)

$$E = 4 \times 10^{-12} \rho \cdot n^2 \cdot L^2 \quad (16)$$

Com referência às correlações entre o módulo de deformação dinâmico E_d e as resistências à compressão e à flexão, CANOVAS (1988) apresenta as seguintes expressões empíricas, para concretos com módulo de deformação compreendidas entre 20 e 47 GPa:

$$f_c = 3,5 \times 10^{-9} E_d^2 - 10^{-3} \cdot E_d + 200 \quad (17)$$

$$E_d = \frac{K'}{(1 - \mu)} \sqrt{f_{fc}} \quad (18) \quad \text{onde:}$$

f_c = resistência à compressão do concreto em kgf/cm^2

E_d = módulo de deformação dinâmico em kgf/cm^2

K' = constante que vale 50.000 para concretos com seixo de rio (sílica) e 69.000 para concretos com agregados calcários

μ = coeficiente de Poisson

f_{fc} = resistência à flexão em kgf/cm^2

O Código Britânico de Prática de Uso Estrutural do Concreto CP 110:1972, (NEVILLE, 1982) estabelece as expressões seguintes, sendo E_c e E_d em GPa e f_{cub} (resistência à compressão em corpos de prova cúbicos) em MPa:

$$E_c = 9,1 f_{cub}^{0,33} \quad (19)$$

$$E_d = 7,6 f_{cub}^{0,33} + 14 \quad (20)$$

$$E_c = 1,25 E_d - 19 \quad (21)$$

A NBR 6118 propõe, na falta de determinação experimental, a seguinte relação entre o módulo de deformação longitudinal à compressão e a resistência f_{cj} , a j dias de idade, ambos expressos em MPa:

$$E_c = 6.600 \sqrt{f_{cj}} \quad (22)$$

Já o Comitê Europeu do Beton-CEB recomenda para essa relação sendo E_c em MPa e $f_{cil,k}$ a resistência à compressão em cilindros característica em MPa aos 28 dias (LEONHARDT, 1979):

$$E_c = 9500 \frac{3}{\sqrt{f_{cil,k} + 8}} \quad (23)$$

O ACI propõe:

$$E_c = 43. \rho^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cil}} \times 10^{-6} \quad (24) \quad \text{onde:}$$

E_c = módulo elástico em GPa
 ρ = massa específica em kg/m^3
 f_{cil} = resistência à compressão em cilíndricos, em MPa

Segundo CANOVAS (1988) outras aplicações interessantes da auscultação ultra-sônica são a determinação do grau de enchimento de uma fissura mediante injeção epoxídica e a determinação da espessura de lajes ou placas em contato com o terreno.

No tocante às limitações do uso do ensaio na avaliação das características do concreto, há de se considerar, dentre os diversos fatores que influenciam nos resultados, a idade do concreto. Assim como a resistência, a velocidade de propagação aumenta com a idade, tendendo assintoticamente a um valor limite. No entanto, enquanto os concretos confeccionados com cimento portland comum só atingem 90% de sua resistência final (considerando 1 ano de idade) aos 90 dias, a velocidade de propagação já alcança 90% do seu valor máximo com a idade de aproximadamente 10 dias. (ALMEIDA, 1978). Este fato pode levar a discrepâncias na avaliação de resultados de ensaios em concretos de pequenas idades.

Outro ponto a se observar na classificação da qualidade do concreto, com base na velocidade de propagação, é que esta classificação, nas faixas de velocidades estabelecidas, é

bastante grosseira. Segundo WOLLE et alli (1973), a quase totalidade dos concretos que foram ensaiados pelo "Laboratório FALCÃO BAUER", em São Paulo, resultaram em velocidades da ordem de 4.200m/s, enquanto que para concretos praticamente inutilizáveis as velocidades variaram em torno de 3.200m/s, e ainda que, em apenas um par de corpos de prova, foi medida velocidade inferior a 3.000m/s, num concreto que podia ser desagregado a mão (velocidade da ordem de 2.000m/s).

II.7 Ensaio de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido

A reconstituição do traço do concreto endurecido é utilizada, na prática, em caso de dúvidas quanto à dosagem empregada e também nos casos de patologia do concreto, em que o mesmo apresenta-se visivelmente corroído. Neste último caso, resultados de análise química poderão, por exemplo, evidenciar a corrosão por lixiviação (CINCOTTO, 1977). Esse ensaio é também realizado em trabalhos de pesquisas.

Para a sua realização, no Brasil, vem sendo tradicionalmente utilizado um método de análise publicado em 1940 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, praticamente sem modificações desde essa época, pois tem-se obtidos bons resultados (IPT - Relatório nº 20.392, 1984).

Internacionalmente, segundo esse Relatório, destacam-se sobre o assunto as normas abaixo:

- . Inglesa: BS1881 - "Methods of testing concrete" - Part 6: 1971 - "Analysis of Hardened Concrete"
- . Americana: ASTM C-85-66 (Reapproved 1973) - "Standard Test Method for Cement Content of Hardened Portland Cement Concrete"

. Alemã: DIN 52170 - February 1980 - "Bestimmung der Zusammensetzung Von erhärtetem Beton"

Com o intuito de se escolher um método de reconstituição de traço que pudesse servir de base a uma futura Norma Brasileira, o IPT realizou estudo comparativo desses métodos supracitados, utilizando-se amostras de traço conhecido, preparadas em laboratório. Paralelamente realizaram-se ensaios físicos e mecânicos com as amostras de concreto, visando a obtenção de elementos que permitissem a correlação dos resultados desses ensaios com o traço do concreto.

Os resultados deste estudo constam do Relatório nº 20392, supracitado, em cujas conclusões encontra-se destacado que os métodos do IPT e o ASTM C-85, foram os que apresentaram o melhor índice de aproximação entre o traço teórico e o valor experimental, no caso de concretos constituídos de cimento portland comum e agregados insolúveis em ácidos. No entanto, o método ASTM exige que se conheça a composição química do cimento utilizado no preparo do concreto, enquanto que no método IPT pode-se prescindir desse conhecimento.

- Princípio Básico e Metodologia do Ensaio

Os métodos químicos de reconstituição baseiam-se no seguinte princípio: determinação do teor de um constituinte do concreto que seja proveniente apenas do agregado ou apenas do cimento, e, em função do teor desse constituinte no concreto, estimar o teor de agregado ou cimento presente no mesmo.

O método do IPT fundamenta-se na determinação do teor de cimento a partir do resíduo insolúvel, proveniente do agregado,

resultante após o ataque pelo ácido clorídrico. Aliás, de acordo com NEVILLE (1982) os silicatos do cimento portland são atacados, tornando-se solúveis em ácido clorídrico diluído, muito mais rapidamente do que os compostos de silício constituintes dos agregados.

São determinados três parâmetros no método do IPT acima referido: o resíduo insolúvel, que no caso de agregados, insolúveis em ácido, representa o teor de agregados; o anidrido silícico e o teor de óxido de cálcio solúveis, provenientes apenas do cimento. O teor de cimento e o traço são calculados a partir da média dos três parâmetros quando se dispõe de uma amostra ou se conhece a composição química do cimento utilizado. Caso contrário é utilizado apenas o valor do teor de resíduo insolúvel do concreto, o que tem-se revelado um parâmetro satisfatório para concretos fabricados com cimento portland comum. (IPT - Relatório nº 20.392, 1984)

Para realização do ensaio pelo método do IPT (Boletim nº 25) o concreto é britado, separando-se manualmente o agregado graúdo da argamassa, constituída pelo agregado miúdo e pela pasta, até que todos os pedaços tenham diâmetro inferior a 5mm. Toma-se o cuidado para não reduzir muito seu tamanho, afim de não aumentar a superfície de ataque do agregado pelos reagentes utilizados na análise química. A argamassa é moída até passar totalmente pela peneira ABNT Nº 20 (0.84mm de abertura). A análise química é realizada separadamente nas amostras de agregado e argamassa e os seus resultados são combinados na mesma proporção em que essas frações se encontram no concreto. Essa análise química é iniciada pela dissolução da amostra, primeiro em solução de ácido

clorídrico, e em seguida, em solução de carbonato de sódio. Esse tratamento dissolve somente o aglomerante, permanecendo insolúveis os agregados, permitindo uma separação quantitativa de ambos. O insolúvel do cimento, em geral, em baixo teor, não influi neste resultado.

Na solução obtida por filtração do resíduo insolúvel, são possíveis as determinações dos constituintes normais do cimento: o anidrido silícico, o óxido de cálcio, o óxido de ferro, etc. Uma vez obtidos os resultados da análise química, das duas frações é feita a reconstituição do traço. Para a determinação da relação água/cimento, um procedimento que dá resultados bastante interessantes é o proposto por PETRUCCI (1981):

- a) "Coloca-se o corpo de prova em água, fazendo-se pesadas sucessivas em cada 24 horas, até constância de peso";
- b) "O material é colocado em forno a 600 graus Centígrados, por duas horas, e pesado após dessecado";
- c) "Calcula-se o teor de água pela variação percentual do peso";
- d) "Conhecendo-se o teor de cimento e peso total da amostra, determina-se a relação água/cimento".

- Resultados e Limitações do Ensaio

A precisão dos resultados depende, entre outros fatores, da preparação da amostra, da cuidadosa separação manual do agregado graúdo da argamassa do concreto e das informações disponíveis sobre a composição química do cimento utilizada no preparo do concreto, o que possibilita o cálculo do traço pelos três parâmetros já referidos.

O Relatório nº 20.392 do IPT revela que para a avaliação do consumo de cimento por m^3 , pelos diferentes métodos utilizados, foi obtida uma aproximação do valor real de no mínimo 89,7% e chegando-se a 94,7% pelo método do IPT.

Quanto às limitações ao método encontram-se as reconstituições de concretos fabricados com agregados calcários e com cimentos pozolânicos. Os agregados calcários são também atacados pelo ácido clorídrico não permitindo a separação dos constituintes, cimento e agregado por via química. Já os cimentos pozolânicos apresentam um teor de insolúvel variável, mas, sempre elevado, o qual é retido juntamente com o agregado, falseando o resultado. Entretanto, a reconstituição pode ser tentada quando se dispõe de uma amostra do cimento pozolânico ou do agregado calcário utilizado (CINCOTTO, 1977)

Para o método da ASTM, de processo semelhante ao do IPT, observa NEVILLE (1982), que a precisão do ensaio é menor para concretos de baixo teor de cimento e que também este método não é confiável quando são liberados grandes quantidades de sílica e óxido de cálcio solúveis pelos agregados.

II.8 Extração de Testemunhos do Concreto

Os testemunhos ou corpos de prova são peças de forma cilíndrica, cúbica ou prismática, que podem ser extraídos do concreto por meio de corte com sonda rotativa ou com disco. O objeto principal da extração desses corpos de prova é a determinação da resistência da peça estrutural em estudo, podendo-se obter também outras informações através da inspeção dos mesmos, tais como: compactidade do concreto, homogeneidade,

aderência em juntas de construção, espessura de placas de pavimento, etc.

Comparativamente com os corpos de prova normais de 15cm de diâmetro e 30cm de altura, moldados e curados em condições ideais, os testemunhos extraídos apresentam resistências inferiores, para a mesma idade considerada, aumentando esta diferença para os concretos de melhor qualidade. MALHOTRA (1977) mostrou que a redução pode atingir até 15% nos concretos de 40 MPa.

Vários são os fatores que influenciam na resistência dos corpos de prova extraídos e na interpretação dos seus resultados, a saber: amostragem e extração, dimensões dos corpos de prova, condições de ruptura, idade e determinação da resistência característica.

- Amostragem e extração

As amostras extraídas devem ser representativas de todo o concreto ou do lote considerado. O número de amostras a retirar é variável em função do tipo da estrutura e do objetivo da análise que se está procedendo.

A altura de corte tem influência. Os testemunhos extraídos, geralmente, tem resistência menor quando próximos da superfície superior da estrutura, seja uma coluna, uma parede, uma viga ou mesmo uma laje, aumentando sua resistência com o aumento da profundidade (Petersons, 1968 Apud NEVILLE 1982). Este fato é atribuído por CÁNOVAS (1988) à fenômenos de segregação e exsudação do concreto colocado. Também, a direção da extração, relacionada à de aplicação e compactação do concreto na obra tem

influência nos resultados obtidos, de tal forma que se a aplicação na obra foi no sentido vertical e os testemunhos são extraídos horizontalmente, estes costumam apresentar uma resistência 8% inferior à obtida se fosse realizada a extração verticalmente. (GRAHMA, 1969)

Por outro lado, independentemente do tipo de estrutura em análise, a resistência das amostras extraídas, segundo ainda CÁNOVAS (1988), dá valores inferiores à real do concreto da obra, apesar de ser a amostra uma parte integrante da estrutura, e isto se deve, entre outras razões, à influência que tem as dimensões da mesma em relação à dos componentes do concreto, às condições de contorno, às microfissuras originadas pela extração e ao corte de agregados graúdos. Para levar em conta estes fatores, algumas normas recomendam multiplicar os resultados por um coeficiente variável de 1,10 e 1,15.

A norma brasileira NBR - 6118 "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", prevê em seu capítulo 16 - Aceitação da Estrutura, no subitem referente a ensaios especiais do concreto, que na investigação direta da resistência do concreto os resultados dos corpos de prova extraídos devem ser corrigidos em virtude dos efeitos do broqueamento, sem, no entanto, especificar o coeficiente para a correção referida.

À título de informação de valor obtido na prática com agregados locais, em trabalho experimental desenvolvido pela firma consultora ASTEP S.A. no Recife, em 1984, no controle tecnológico do concreto das obras do Metrô-Recife, foi encontrado o coeficiente médio de 1,14 para a relação entre a resistência a compressão simples em corpos de prova cilíndricos de 15x30cm

moldados e corpos de prova cilíndricos de 10x20cm, extraídos por brocagem, do mesmo concreto, ambos aos 28 dias de idade, valor esse dentro do intervalo referido por Cánovas. (ANDRADE FILHO, comunicação pessoal, Setembro, 1991).

- Dimensões dos Corpos de Prova

Os cilindros padronizados para moldagens de corpos de prova tem altura igual ao dobro do diâmetro, mas, no caso de corpos de prova extraídos de concreto já endurecido, de uma peça, o diâmetro depende da coroa de corte, enquanto a altura depende muitas vezes da espessura da placa ou do elemento em exame. Se o corpo de prova for muito longo, pode ser cortado antes do ensaio até chegar-se a relação altura/diâmetro igual a dois, mas se for muito curto, será necessário estimar a resistência que teria o mesmo concreto se determinada com um corpo de prova na citada relação padronizada. Daí a necessidade do estabelecimento de fatores de conversão, preconizados em diversas normas, (CÁNOVAS, 1982), entre elas: americana ASTM C42-77, inglesa BS 1881-70, espanhola UNE 7242 e brasileira NBR 7680 - "Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto", as quais apresentam valores bastante semelhantes. Esses coeficientes são também influenciados pela própria resistência do concreto, conforme os estudos realizados por MURDOCK e KESLER (1957). A influência da resistência no fator de conversão tem significado prático, no entanto, quando se ensaiam corpos de prova extraídos com relação altura/diâmetro menor que 2 (NEVILLE, 1982).

Quanto ao diâmetro do corpo de prova brocado, as normas ASTM C42-77 e NBR 7680 recomendam que o mesmo seja no mínimo igual a três vezes o diâmetro máximo do agregado graúdo. Sabe-se que em

testemunhos extraídos de diâmetros reduzidos, pode ser grande o estrago causado pela sonda ao realizar a extração e portanto mais baixo será o valor da resistência obtida (CÁNOVAS, 1988). No entanto na Suíça já foram ensaiadas cilindros de até 50 mm com bons resultados, conforme o "Bulletin du Ciment nº 38, 1970 (Apud NEVILLE, 1982). Os mais comuns são de 10 cm de diâmetro com comprimento suficiente para que se obtenham, por corte em serra de disco, peças com 20 cm de comprimento e, portanto, de relação altura/diâmetro igual a dois.

Quanto às influências do tamanho e da relação altura/diâmetro, sobre a resistência à tração por compressão diametral, estudos experimentais realizados nas obras da barragem de Itaipú (SCANDIUZZI & ANDRIOLO, 1986), mostraram que relações altura/diâmetro entre $4/3$ e 2 não alteram o resultado do ensaio, ao passo que, comparações destes ensaios, entre corpos de prova padronizados de 15 x 30 cm, com concretos peneirados nas peneiras de 76 mm e 152 mm, e corpos de prova de 25 x 50 cm e de 45 x 90 cm, sem peneiramento, apontaram relações de resistências de 1,29 e 1,37 respectivamente, resultados portanto decrescentes com o aumento das dimensões dos corpos de prova, embora exista a influência de peneiramento do concreto que altera a sua composição como um todo. Não foi feita nestes estudos referência a ensaios com corpos de prova de dimensões inferiores a 15 x 30 cm, não podendo-se avaliar essa tendência para esses corpos de prova menores.

Por fim, para ensaios de resistência à compressão simples, o "Comite Europeen du Beton" - CEB (SOBRAL, 1983), recomenda, quando não se dispuserem de dados experimentais, uma tabela com coeficientes de correção médios de resultados, em função do tipo

e tamanho dos corpos de prova, para referir aos corpos de prova cilíndricos padronizados de 15 x 30 cm.

- Condições de Ruptura

Há controvérsias entre as normas internacionais sobre as condições em que os corpos de prova extraídos devem ser rompidos, se úmidos ou secos.

NEVILLE (1982) faz referência às normas ASTM C42-68 e BS 1881-70, e CÁNOVAS (1988) à Norma Espanhola NE 4271, as quais indicam que os corpos de prova devem ser rompidos úmidos. O "American Concrete Institute", recomenda, através da Norma ACI-302-72, considerada "mais realista" por CÁNOVAS (1988), que os corpos de prova devem ser rompidos nas condições termohigrométricas de serviço do concreto na estrutura, enquanto a norma alemã DIN 1048-72 (CÁNOVAS, 1988) indica que os corpos de prova sejam rompidos imediatamente após a sua extração. Experiências japonesas realizadas por Yamane et alli, em 1979 (Apud NEVILLE, 1982) mostraram que o ensaio na condição seca conduziu a resultados cerca de 10% mais altos do que na condição molhada.

A norma ASTM C42, em sua nova versão de 1977, concorda com o preconizado pela ACI-302-72 e pela NBR 7680, ao indicar que a ruptura dos corpos de prova deve ser feita nas condições existentes na obra. A respeito, afirma CÁNOVAS (1988): "realizar a ruptura dos corpos de prova nas condições em que o concreto está trabalhando em obra é fundamental, visto que, em muitos casos, estes testes tratam de conhecer nada mais do que a resistência real do concreto da obra, e mal se pode conhecê-la se o concreto é ensaiado em condições diferentes".

- Idade e Condições de Cura

A influência que a idade do concreto tem sobre as resistências do mesmo é bastante variável, dependendo do tipo de cimento empregado e das condições de temperatura atuantes sobre o concreto até a idade considerada. Peterson (1971) Apud NEVILLE (1982), em estudo sobre corpos de prova ensaiados à compressão, propõe que, para as condições médias, se considere os seguintes coeficientes, tomando-se com 1,00 a resistência aos 28 dias de idade: 0,70 para 7 dias de idade; 0,89 para 14 dias; 1,10 para 3 meses; 1,15 para 6 meses; 1,18 para 1 ano e 1,20 para mais de 2 anos. Por outro lado, os estudos de Plowman (1974) e Murphy (1977) Apud NEVILLE (1982), evidenciaram que a resistência do concreto "in situ" aumenta pouco, depois de 28 dias, e, por esse motivo, a "Concrete Society" de Londres recomenda que não seja considerada a idade na interpretação da resistência dos corpos de prova extraídos. Ainda segundo NEVILLE (1982) "o efeito da idade não é fácil de ser considerado, mas, sem cura úmida não se deve esperar aumento de resistência".

Com referência à influência da cura, não se conhecendo as suas condições na estrutura da qual foram extraídos os corpos de prova, é incerto o seu efeito sobre a resistência dos cilindros extraídos. No caso de estruturas curadas de acordo com as recomendações, Petersons (1968) Apud NEVILLE (1982), concluiu que a relação entre a resistência de cilindros extraídos e a de cilindros normalizados moldados na mesma idade, é sempre menor que 1, e diminui com o aumento da resistência, sendo que os valores aproximados dessa relação são pouco menores do que 1 para uma resistência de cilindro igual a 20MPa e 0,7 para 60MPa.

- Determinação da Resistência Característica

Em face do que foi exposto evidencia-se que não é simples a interpretação da resistência de corpos de prova extraídos em relação à especificada a 28 dias. O ACI através do seu comitê 301, estabelece que o concreto da região representado por um cilindro extraído é considerado satisfatório se a resistência média dos cilindros for igual a pelo menos 85% da resistência especificada e que nenhum cilindro apresente resistência menor do que 75% dessa resistência (CÁNOVAS, 1988). Isto é válido sempre que se empreguem grupos de três testemunhos de uma mesma zona de dimensões perfeitamente definidas. No Brasil para se determinar a resistência característica estimada do concreto, procedente de uma amostra representativa de um lote ou zona da estrutura, de acordo com o item 9 da NBR 7680, podem ser utilizados os estimadores previstos nas normas NBR 6118, NBR 7187, NBR 7197 e NBR 7583, correspondentes respectivamente a: "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado"; "Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado"; "Cálculo e Execução de Obras de Concreto Protendido" e "Execução dos Pavimentos de Concreto por Processo Mecânico".

Por fim, como enfatiza CÁNOVAS (1988): "é lógico se admitir que as resistências fornecidas pelos corpos de prova extraídos, uma vez efetuadas todas as correções, são mais representativas do concreto que se estuda que as resistências obtidas pelos corpos de prova de controle, por serem uma parte do próprio concreto da estrutura".

C A P Í T U L O I I I

O CAMPO EXPERIMENTAL ESCOLHIDO E A METODOLOGIA EMPREGADA
(MATERIAIS E MÉTODOS)

III.1 A Avenida Recife e as Razões da sua Escolha

O campo experimental escolhido é integrante da Av. Recife, importante corredor de tráfego da capital pernambucana. Seus elementos cadastrais e sua caracterização geral encontram-se descritas no item III.4 deste capítulo. A sua escolha, dentre os demais corredores pavimentados em concreto de cimento portland no Recife, fundamentou-se basicamente nas seguintes razões:

- A existência de canteiro central possibilitando a realização dos ensaios nas camadas de sub-base e do subleito sem destruição do pavimento e sem interrupção do tráfego de veículos;
- A disponibilidade do respectivo projeto de pavimentação do trecho, nos arquivos da Empresa de Obras da Prefeitura do Recife;
- O conhecimento da idade do pavimento e de resultados, da resistência à compressão aos 28 dias de idade do concreto das placas;
- A constatação visual, em alguns subtrechos, de defeitos no pavimento, tais como fissuras longitudinais e assentamentos, possibilitando análises de causa e efeito ao longo da pesquisa experimental;
- Por fim, a existência de dados referentes à contagem classificatória de tráfego realizada em 1990 pela Divisão de Engenharia de Tráfego da Secretaria de Transportes do Estado de Pernambuco.

III.2 Metodologia da Pesquisa

Foi adotada a seguinte sequência metodológica no desenvolvimento do presente trabalho:

- a) Revisão bibliográfica;
- b) Coleta de dados e de documentos disponíveis (pesquisa documental) referentes à via e ao pavimento a ser avaliado, como sejam: elementos cadastrais, projeto existente, informações sobre o controle de qualidade durante a fase construtiva, dados sobre o clima da região e sobre o tráfego atuante;
- c) Caracterização e cadastramento do trecho abrangendo também o levantamento das possíveis interferências com a estrutura do pavimento, de serviços públicos urbanos, tais como redes de água, esgotos, telefones, iluminação pública, bem como da arborização existente nos passeios e no canteiro central e a verificação do sistema de drenagem implantado e obras d'arte existentes;
- d) Caracterização geotécnica do subleito e da camada de sub-base, inclusive de suas capacidades de suporte, abrangendo para cada horizonte estudado:
 - sondagens à pá e picareta com coleta de amostras para ensaios em laboratório de granulometria, limites de liquidez e de plasticidade, densidade real, compactação e índice de suporte califórnia (CBR);
 - determinações, "in situ", da massa específica aparente do solo, umidade natural e do grau de compactação;
 - realização de provas de carga sobre placas, para determinação do módulo de reação do subleito e no topo da sub-base;

- verificações do índice de suporte califórnia "in situ";
 - realização de ensaios pressiométricos, com o pressiômetro de Briaud, para avaliação da capacidade de suporte das camadas em estudo;
 - realização de sondagens à percussão (SPT), especialmente em trechos críticos com indícios de presença de solos moles no subleito;
- e) **Caracterização da camada de revestimento em concreto de cimento portland, abrangendo:**
- levantamento dos defeitos do pavimento com caracterização e quantificação dos seus tipos;
 - ensaios esclerométricos "in situ" nas placas de concreto ao longo do trecho estudado;
 - brocagem de testemunhos do concreto e inspeção dos mesmos, com determinação de suas dimensões e massa específica aparente ou massa unitária do concreto;
 - ensaios esclerométricos, de resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral, ultrassônicos e ensaios químicos de reconstituição do concreto endurecido, realizados com os supracitados testemunhos retirados do concreto das placas;
- f) **Estudos de tráfego abrangendo a realização de contagens classificatórias e análises dos resultados e dos registros de pesagens, por eixo e por categoria de veículos, disponíveis.**
- g) **Análise conjunta, tratamento estatístico e discussão dos resultados, estabelecimento de correlações e verificação do ICP e do dimensionamento do pavimento para o trecho estudado;**

h) Avaliação final sobre as características estruturais e funcionais do pavimento em apreço e sobre as correlações estabelecidas, conclusões e sugestões.

(*)

(*)NOTA

Quando os trabalhos de campo, previstos na metodologia estabelecida para o presente estudo experimental, já se encontravam concluídos, tivemos a oportunidade de acrescentar à esta pesquisa, um levantamento deflectométrico do trecho em questão, realizado com o "Falling Weight Deflectometer" (FWD), numa deferência da Consultora ATP-Dynatest, que efetuava, para órgão público do Estado, em Maio/92, estudos em diversas vias no Recife. Os resultados desse levantamento são apresentados no APÊNDICE E e no item V.6 desta dissertação.

III.3 Coleta de Dados e de Documentos (Pesquisa Documental)

O levantamento de dados e de documentos utilizados no trabalho experimental desenvolvido, foi realizado junto a diversos órgãos e entidades públicas e encontra-se relacionado no quadro seguinte:

Quadro 01

Levantamento de Dados e de Documentos (Pesquisa Documental-1991)

Órgão Consultado	Elementos Pesquisados
Empresa de Obras Públicas da Cidade do Recife-OBRAS RECIFE	-Projetos de Pavimentação e Drenagem e de Iluminação Pública da Av. Recife -Dados sobre o Controle de Qualidade do Concreto na Fase Construtiva -Dados sobre a Conservação do Pavimento em apreço.
Secretaria de Transporte do Estado - Divisão de Engenharia de Tráfego-DETRAN	-Contagem Classificatória de Tráfego Referente à 1990 da Av. Recife.
Departamento de Estradas de Rodagem de Pernambuco-DER/PE	-Dados sobre a Rede Estadual em Pavimento Rígido. -Dados sobre Pesagens de Veículos e Estatística de Tráfego.
Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER 4º Distrito	-Dados sobre a Rede Federal em Pavimento Rígido em Pernambuco. -Dados sobre Pesagens de Veículos e Estatística de Tráfego.
Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Pernambuco - CT/UFPE	-Elementos da Carta Geotécnica da Cidade do Recife (em elaboração).
Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste-SUDENE	-Dados sobre a Climatologia do Recife.
Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife-FIDEM	-Elementos Cartográficos do Recife.
Companhia Pernambucana de Saneamento-COMPESA	-Cadastros das Redes de Água e Esgoto Referentes à Av. Recife.
Companhia Energética de Pernambuco - CELPE	-Cadastro da Rede Elétrica Referente à Av. Recife.
Companhia Telefônica de Pernambuco - TELPE	-Cadastro da Rede Telefônica Referente à Av. Recife.

III.4 Caracterização e Cadastramento do Trecho Estudado

- **Corredor de tráfego** : Av. Recife, a qual tem início no cruzamento das rodovias federais BR-101 e BR-232, no bairro do Curado, se prolongando até a Av. Mal. Mascarenhas de Moraes que por sua vez dá acesso ao Aeroporto Internacional dos Guararapes. No seu trecho final, uma variante conduz grande parte do fluxo de tráfego, através do viaduto Tancredo Neves, para o bairro da Boa Viagem na zona sul da cidade. (Ver Figs. 1 e 3)
- **Trecho estudado** : Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes. (Ver Figs. 1 e 3)
- **Bairros adjacentes e atravessados pelo trecho** : Curado, Estância, Santa Luzia, Areias, Caçote, IPSEP, Ibura, Imbiribeira e Boa Viagem (todos populosos)
- **Localização** : zona sul do Recife
- **Extensão do trecho estudado**: aproximadamente 5 km (4980 m)
- **Número de pistas e larguras**: duas, com 10,5 m de largura e três faixas de tráfego cada uma, separadas por canteiro central. (Ver Figs. 14, 15 e 16)
- **Volume de tráfego** : intenso, nos dois sentidos, integrando os corredores de tráfego radiais ao centro do Recife, da Av. Norte, Av. Abdias de Carvalho, Av. Dr. José Rufino, Av. Mascarenhas de Moraes e Av. Domingos Ferreira, e funcionando ainda como variante da BR-101 no seu trecho urbano do Recife. (Ver Figs. 3 e 15)
- **Canteiro central**: existente, com largura de 1,80 m, em aterro com vegetação urbanística apresentando alguns trechos revestidos com lajotas de concreto. (Ver Figs. 14, 15 e 16)
- **Meios-fios** : existentes, em pedra granítica.

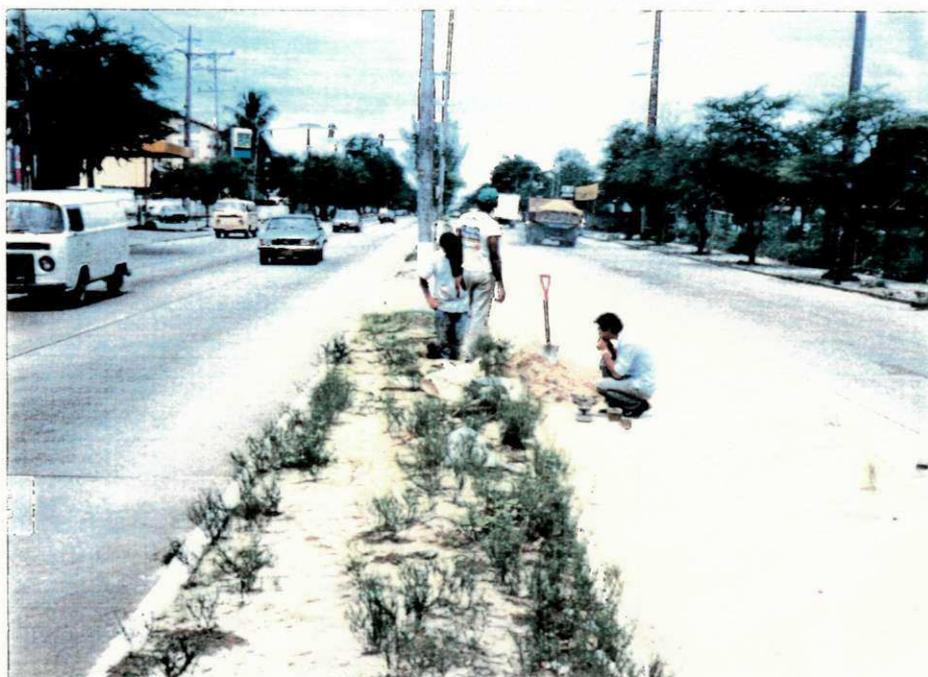
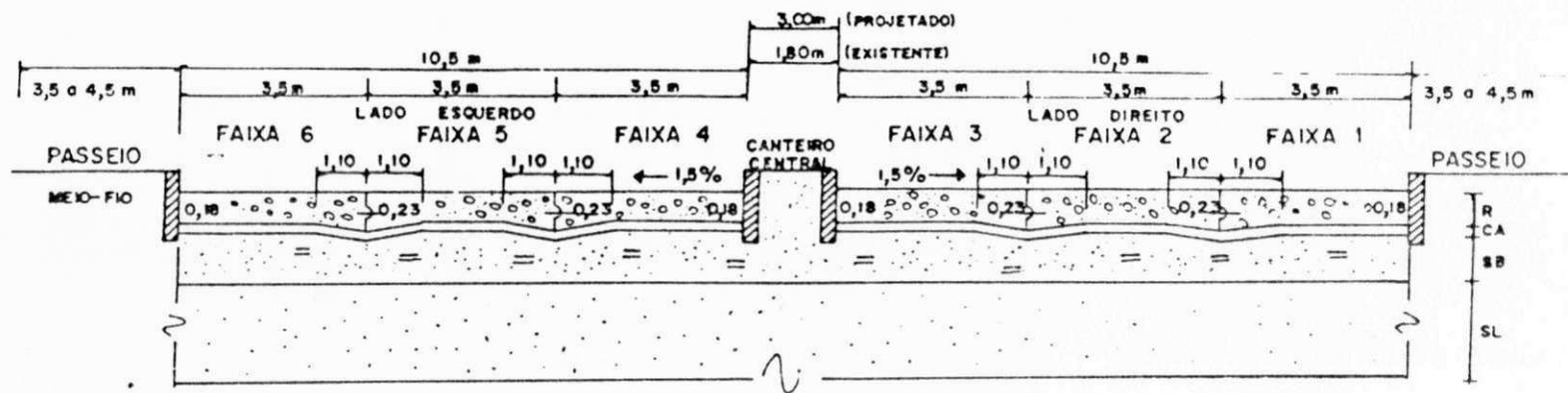


Fig. 14 - Av. Recife - Vista Geral das Duas Pistas e Canteiro Central, Aparecendo a Execução das Sondagens à Pá e Picareta (1990).



Fig. 15 - Av. Recife - Vista do Tráfego de Veículos nas Duas Pistas (1990).



R = REVESTIMENTO EM PLACAS DE CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND, DE (6,0 x 3,5) m, COM SEÇÃO BALANCEADA (ESPESSURA $d_b = 0,23$; $d_m = 0,18$).

CA = COLÇÃO DE AREIA (ESPESSURA = 0,05 m)

SB = SUB-BASE GRANULAR (ESPESSURA = 0,20 m)

SL = SUBLEITO REGULARIZADO.

OBS: COTAS EM m.

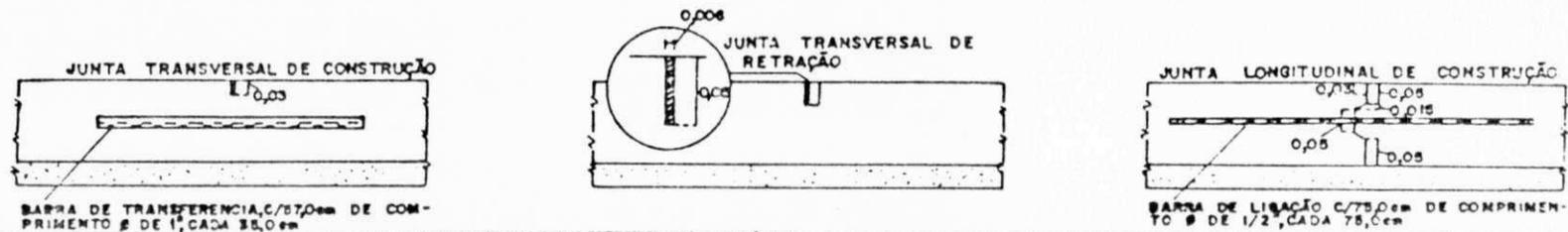


Fig. 16 - Av. Recife: Seção Transversal Projetada do Pavimento (Apud PREFEITURA MUNICIPAL DO RECIFE, Projeto de Pavimentação Elaborado pela CONGEPE LTDA, 1975).

- **Passeios** : existentes, em ambos os lados, com largura variável entre 4,0 a 4,5 m, revestidos em concreto simples.
- **Arborização** : existente, nos passeios laterais e no canteiro central. (Ver Fig. 14)
- **Rede de distribuição de água** : as tubulações de 600 mm da linha principal estão implantadas sob o passeio da pista do lado direito, com apenas um pequeno subtrecho situado sob o bordo direito do pavimento, junto ao meio-fio, no seu subleito.
- **Rede de esgotos sanitários** : não existe coletor de esgotos implantado sob o pavimento estudado. Há uma pequena rede de esgoto setorizada para uma vila residencial, situada do lado esquerdo da via, sem interferência com o pavimento.
- **Rede elétrica** : existe rede elétrica aérea (220 / 280V), implantada em posteação situada nos passeios, em ambos os lados (esta posteação foi inclusive utilizada como referencial de localização das sondagens e ensaios geotécnicos "in situ", realizados). No início do trecho, no passeio do lado direito, existe implantada rede de alta tensão (13,8 kV) em pequena extensão.
- **Iluminação pública** : existente, com lâmpadas a vapor de mercúrio em postes metálicos de 15 m de altura e condutores subterrâneos, situados no canteiro central. (Ver Fig. 14)
- **Rede de telefones** : existente, preponderantemente subterrânea, sob o passeio da pista do lado direito, com 8 dutos de 4 polegadas em duas camadas, não interferindo no terreno de fundação do pavimento.
- **Climatologia** : os dados referentes ao posto do Curado / Recife, localizado a menos de 10 km do trecho em apreço, são os seguintes:

. **Temperatura** (período observado: 1967 a 1987)

média anual = 26,0 °C

média das máximas = 30,6 °C

média das mínimas = 24,3 °C

. **Umidade relativa do ar** (período observado: 1973 a 1987)

média anual (medida às 09 h) = 80%

média anual (medida às 15 h) = 75%

. **Altura anual de chuva** (período observado: 1967 a 1985)

valor médio = 2.243,0 mm

média das máximas = 2.952,5 mm

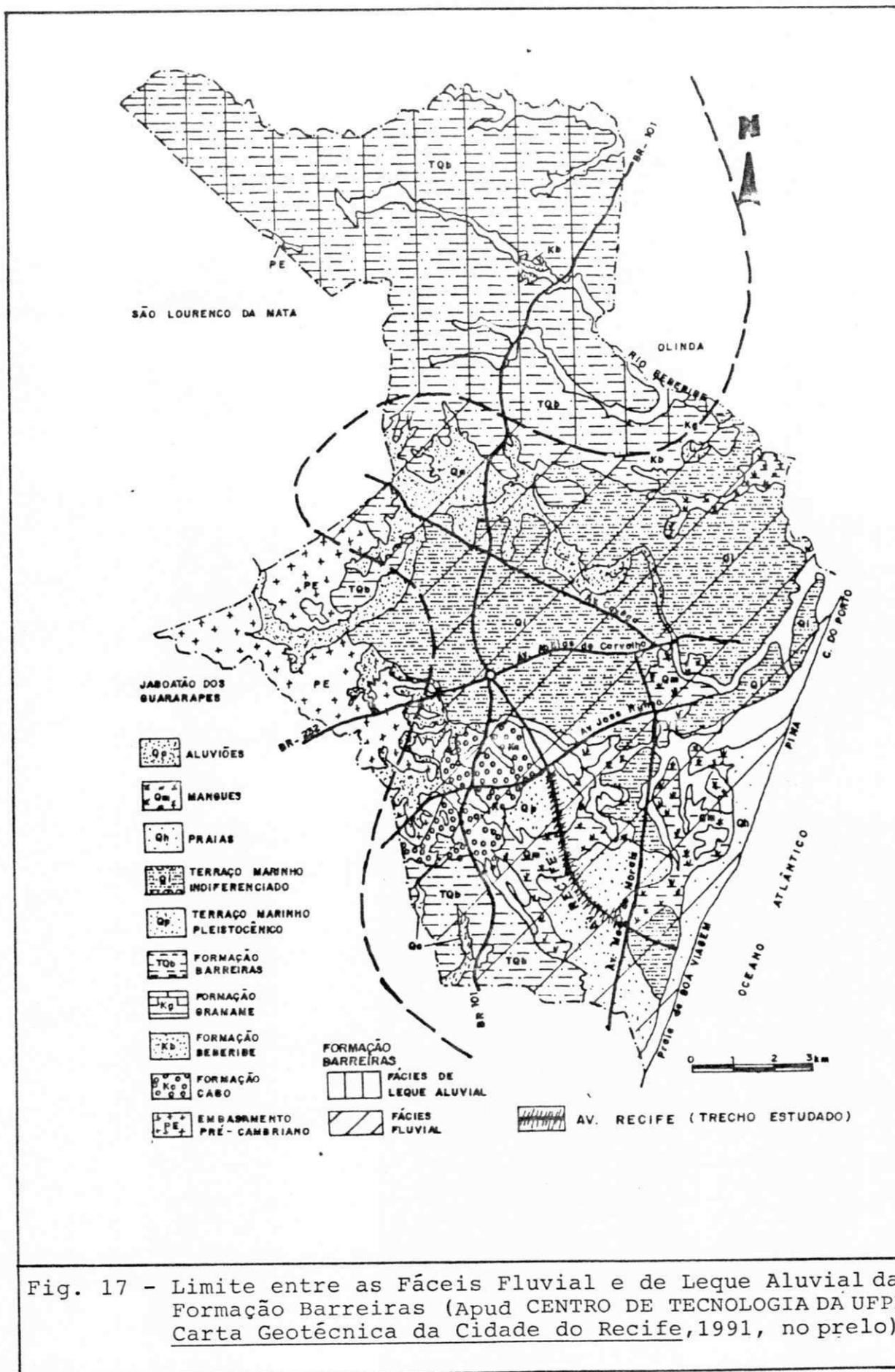
média das mínimas = 1.266,0 mm

- **Sistema de drenagem implantado** : galerias subterrâneas em tubos de concreto armado, com diâmetros de 60 cm, 70 cm, 80 cm e 100 cm, construídas sob os passeios, em ambos os lados. No subleito existe, no subtrecho Av. Dr. José Rufino - Rio Tejipió, uma canaleta em concreto armado com secção de 1,20 m x 1,20 m, com cerca de 300 m de extensão, localizada sob a primeira faixa de tráfego da pista do lado direito, com jusante no Rio Tejipió. O sistema de drenagem é composto ainda, por caixas coletoras e poços de visita, construídos em alvenaria de tijolos com lajes de fundo e de tampa em concreto, situados nos passeios laterais.
- **Obras de arte correntes e especiais** : existe um pontilhão em concreto armado sobre o rio Tejipió e um bueiro duplo de tubo de diâmetro 80 cm, situado no ponto mais baixo do subtrecho Rio Tejipió-Ibura, próximo a uma várzea.
- **Elementos geométricos** : o pavimento desenvolve-se em região plana, com rampa de projeto máxima de 1,6% (excetuando-se os acessos a ponte sobre o Rio Tejipió, onde atinge 3,6%) e com traçado em planta, apresentando longos subtrechos em tangente,

com raio mínimo para curvas horizontais superior a 190 m. As declividades transversais, em ambas as pistas, tem valor de 1,5%, no sentido dos passeios laterais, onde estão situadas as caixas coletoras e galerias subterrâneas.

- **Aspectos geológicos e geotécnicos** : a planície aluvionar do Recife, de origem flúvio-marinha formada no Holoceno, é limitada pelo oceano Atlântico e pelas formações terciárias Barreiras e constituída por camadas de argilas orgânicas, areia, argila inorgânica e camadas de siltes (COUTINHO e FERREIRA, 1988). Conforme já se referia OLIVEIRA (1942), "esta planície é o resultado da ação combinada de diversos fatores, entre os quais os rios, as marés, os ventos, os mangues e o homem".

Especificamente, a área onde se desenvolve o trecho estudado, (Ver Fig. 17), é caracterizada preponderantemente pela Unidade Terraço Marinho Pleistocênico (Qp). "Estes terraços são formados por areias de quartzo de granulometria média a grosseira, medianamente selecionadas, com grãos arredondados a subarredondados. Apresentam-se incoerentes em superfície, e a medida que se aprofunda no perfil sofrem, por lixiviação, enriquecimento em matéria orgânica, alterando sua cor branca para acastanhada até atingir um estágio de coesão bastante pronunciada passando pela presença do ácido húmico para um arenito compacto de cor marrom escura, semelhante a pó de café" (UFPE/CT/DEC-Carta Geotécnica da Cidade do Recife - p. 36 - no prelo). Um pequeno subtrecho, atravessa a zona de mangues (Qm), após o rio Tejipió, caracterizada, conforme a referida Carta Geotécnica, "por sedimentos pelíticos profusamente misturados a restos vegetais e matéria orgânica em decomposição, nos locais mais rebaixados da planície".



As características geotécnicas supracitadas foram confirmadas pelos perfis de sondagens à percussão SPT, constantes do Anexo 4.

- **Tipo do pavimento** : rígido, com revestimento em placas de concreto de cimento portland moduladas, com 6 m de comprimento por 3,5 m de largura, com juntas longitudinais de encaixe com barras de ligação e juntas transversais do tipo moldadas, preenchidas com mastique betuminoso. (Ver Fig. 16)
- **Seção transversal de projeto do pavimento** : apresenta as camadas, dimensões e especificações explicitadas na Fig. 16. Foi constatada durante os estudos realizados a presença de uma camada de reforço do subleito com espessura variável de 0,15 a 0,30 m ao longo do trecho estudado.
- **Época de construção do trecho** : 1975/1976
- **Controle tecnológico**: dispõe-se de resultados da resistência à compressão simples do concreto, da fase construtiva, obtidos nos arquivos do laboratório da Empresa de Obras Públicas da Prefeitura do Recife, constantes do Anexo 6.
- **Conservação do pavimento** : conforme informações coletadas junto ao Departamento competente da Prefeitura do Recife, ao longo dos quinze anos de serventia do pavimento, foram efetuados capeamentos betuminosos em algumas placas, seriamente danificadas, em áreas localizadas, não se procedendo a uma conservação periódica das juntas. No ano de 1991 foi executada uma selagem geral das juntas e das fissuras de maiores dimensões existentes.

III.5 Quantificação Geral das Sondagens e dos Ensaios Realizados

É apresentado na Tabela 2 um quadro - resumo com as quantidades de todos os ensaios e sondagens executados, em campo e em laboratório, referentes as camadas do pavimento avaliado.

Tabela 02

Quantificação Geral das Sondagens e dos Ensaios Realizados na Avaliação do Pavimento da Av. Recife, 1990/91

Nº de Ordem	Tipo	Discriminação	Nº de Sondagens e Ensaios				
			Subleito	Sub-Base	Revest.	Sub-Total	Total
01		Sondagem à Pá e Picareta	30	30	-	60	
02		Umidade Natural	27	27	-	54	
03		Massa Específica Aparente	27	27	-	54	
04	Ensaios e Sondagens	Prova de Carga sobre Placas	11	15	-	26	424
05		CBR	-	14	-	14	
06	"In Situ"	Pressiométrico	31	33	-	64	
07		Sondagem SPT	13	Idem	-	13	
08		Brocagem de Testemunhos	-	-	39	39	
09		Esclerometria na Pista	-	-	39	39	
10		"Falling Weight Deflectometer" (FWD)	(Idem ao Revest.)		61	61	
11	Ensaios em Laboratório	Granulometria	30	30	-	60	482
12		Limite de Liquidez	30	30	-	60	
13		Limite de Plasticidade	30	30	-	60	
14		Densidade Real	30	30	-	60	
15		Compactação	07	30	-	37	
16		CBR	07	30	-	37	
17		Massa Específica Aparente do Concreto	-	-	39	39	
18		Esclerometria (Testemunhos)	-	-	36	36	
19		Ultra-Som	-	-	38	38	
20		Resistência à Compressão Simples (RCS)	-	-	18	18	
21	Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD)	-	-	18	18		
22	Reconstituição do Traço	-	-	19	19		

TOTAL GERAL: 906

III.6 Caracterização Geotécnica da Camada de Sub-base e do Subleito (Materiais e Métodos)

III.6.1 Elementos considerados e Locação dos Ensaios

Para caracterização geotécnica da camada de sub-base e do subleito, foram efetuadas coletas de amostras de solos e ensaios "in situ" no canteiro central da via e ensaios em laboratório com as amostras coletadas.

Foi admitida a continuidade das condições, das camadas em estudo, existentes sob a faixa de rolamento, no canteiro central, ao menos, numa largura de 70 cm a partir do meio-fio do lado direito, no sentido do furo 01 ao furo 30 executados.

Nos ensaios realizados com os respectivos materiais da camada de sub-base e do subleito foram empregados os métodos normalizados pela ABNT, complementarmente, os adotados pelo DNER e pelo IPT, e na ausência dos mesmos, metodologias, preconizadas por técnicos e entidades internacionais, já consagradas.

Na Tabela 3 apresentada a seguir constam as quantidades e a locação das sondagens e dos principais ensaios "in situ" efetuados, referida, como indicado na Fig. 18, à posteação da rede elétrica da CELPE existente nos passeios.

III.6.2 Coleta de Amostras (Sondagens à Pá e Picareta)

A coleta de amostras deformadas dos horizontes da sub-base e do subleito foi executada por meio de sondagens à pá e picareta, situadas no canteiro central (Ver Fig. 14), próximas ao meio-fio do lado direito e espaçadas em média de 162 m (equivalente a 27 placas do pavimento), em número total de 30 para cada horizonte

referido, identificadas por F1 a F30 (Ver Fig. 18).

Os materiais foram coletados entre as profundidades de 0,50 a 0,70 m (camada de sub-base) e após 0,90 m (subleito), a contar do topo do meio-fio tomado como RN = 0,00 m.

Tabela 03

Quantidades e Localização das Sondagens e dos Principais Ensaios "In Situ" Realizados no Canteiro Central da Av. Recife

Sondagem à Pá e Picareta (a) (Fn ²)	Ensaios Pres-siométricos (Pn ²)	Ensaios de Prova de Carga (PCn ²)	Ensaios CBR "In Situ" (CBR n ²)	Ensaios SPT (SPT n ²)	Localção (Amarração ao Postejamento da CELPE, ver Fig. 18)
F1	P1 (SB) P2 (SL)	PC1 (SB) PC2 (SL)	CBR1 (SB)	SPT1	12 m após o Poste 284/1366 (LE)
F2	P3 (SB) P4 (SL)	-	-	-	03 m após o Poste 274/1366 (LE)
F3	P5 (SB) P6 (SL)	PC3 (SB) PC4 (SL)	CBR2 (SB)	-	14 m após o Poste 268/1366 (LE)
F4	P7 (SB) P8 (SL)	PC5 (SB) PC6 (SL)	CBR3 (SB)	SPT2	15 m após o Poste 260/1366 (LE)
-	-	-	CBR4 (SB)	-	(F4+5) = 20 m após o Poste 260/1366 (LE)
F5	P9 (SB) P10 (SL)	PC7 (SB)	CBR5 (SB)	-	20 m após o Poste 252/1366 (LE)
F6	P11 (SB) P12 (SL)	PC8 (SB) PC9 (SL)	-	-	04 m após o Poste 242/1366 (LE)
F7	P13 (SB) P14 (SL)	PC10 (SB)	CBR6 (SB)	SPT3	05 m após o Poste 232/1366 (LE)
F8	P15 (SB) P16 (SL)	-	-	-	18m antes do Poste 224/1366 (LE)
F9	P17 (SB) P18 (SL)	PC11 (SB) PC12 (SL)	CBR7 (SB)	-	Em frente ao Poste 216/1366 (LE)
-	-	-	CBR8 (SB)	-	(F9-5m) = 5m antes do Poste 216/1366 (LE)
-	-	PC13 (SB)	-	-	(F9+15m) =15 m após o Poste 216/1366 (LE)
F10	P19 (SB) P20 (SL)	-	-	SPT4	Em frente ao Poste 208/1366 (LE)
-	P19A (SB) P20A (SL)	-	-	-	Idem ao F10, sendo na pista de rolamento, faixa n ² 03, LD

Tabela 03 (Continuação)

Quantidades e Locação das Sondagens e dos Principais Ensaios "In Situ" Realizados no Canteiro Central da Av. Recife

Sondagem à Pé e Picareta (a) (Fn ²)	Ensaios Pres-siométricos (Pn ²)	Ensaios de Prova de Carga (PCn ²)	Ensaios CBR "In Situ"	Ensaios SPT	Locação (Amarração ao Postejamento da CELPE, ver Fig. 18)
F11	P21 (SB) P22 (SL)	-	-	SPT5	21 m após o Poste 202/1366 (LE)
F12	P23 (SB) P24 (SL)	-	-	SPT6	02 m após o Poste 192/1366 (LE)
F13	P25 (SB) P26 (SL)	PC14 (SB) PC15 (SL)	-	-	12m antes do Poste 182/1366 (LE)
F14	P27 (SB) -	PC16 (SL) PC17 (SB)	CBR9	-	05 m após o Poste 174/1366 (LE)
F15	P28 (SB) -	- -	- -	SPT7 SPT13(*)	32 m após o Poste 164/1366 (LE) No passeio (LD), 12m após o Poste 164/1366 (LE)
F16	P29 (SB) P30 (SL)	PC18 (SB) -	CBR10 (SB) -	- -	09 m após o Poste 152/1366 (LE)
F17	P31 (SB) P32 (SL)	-	-	SPT8	13 m após o Poste 142/1366 (LE)
F18	P33 (SB) P34 (SL)	-	-	-	10 m após o Poste 130/1366 (LE)
F19	P35 (SB) P36 (SL)	-	-	-	Em frente ao Poste 118/1366 (LE)
F20	P37 (SB) P38 (SL)	-	-	SPT9	13 m após o Poste 110/1366 (LE)
F21	P39 (SB) P40 (SL)	-	-	-	21 m após o Poste 96/1366 (LE)
F22	P41 (SB) P42 (SL)	PC19 (SB) PC20 (SL)	- CBR11 (SB)	-	Em frente ao Poste 86/1366 (LE)
F23	P43 (SB) P44 (SL)	PC21 (SB) PC22 (SL)	CBR12 (SB)	-	Em frente ao Poste 76/1366 (LE)
F24	P45 (SB) P46 (SL)	-	-	SPT10	Em frente ao Poste 68/1366 (LE)
-	P45A (SB) P46A (SL)	-	-	-	Idem ao F24, sendo na pista de rolamento, Faixa n ^o 3, LD

Tabela 03 (Continuação)

Quantidades e Locação das Sondagens e dos Principais Ensaios "In Situ" Realizados no Canteiro Central da Av. Recife

Sondagem à Pé e Picareta (a) (Fn ²)	Ensaio Pres- siométricos (Pn ²)	Ensaio de Prova de Carga (PCn ²)	Ensaio CBR "In Situ"	Ensaio SPT	Locação (Amarração ao Postejamento da CELPE, ver Fig. 18)
F25	P47 (SB) P48 (SL)	-	-	-	160 m após o Poste 68/1366 (LE)
F26	P49 (SB) P50 (SL)	-	-	-	324 m após o Poste 68/1366 (LE)
F27	P51 (SB) P51H (SB) P52 (SL) P52H (SL)	PC23 (SB) PC24 (SB)	CBR13 (SB) -	SPT11 -	444 m após o Poste 68/1366 (LE)
F28	P53 (SB) P54 (SL)	PC25 (SB) PC26 (SL)	CBR14 (SB)	-	35m antes do Poste 15/1452 (LD)
F29	P55 (SB) P56 (SL)	-	-	-	112 m após o Poste 15/1452 (LD)
F30	P57 (SB) P58 (SL)	-	-	SPT12	04 m após o Poste 3/1452 (LD)

Totais das Sondagens e dos Principais Ensaios "In Situ"

Total Geral

30	64	26	14	13	147
----	----	----	----	----	-----

(a) Em cada vala das sondagens à pé e picareta foram realizados ainda ensaios de massa específica aparente "in situ" e umidade natural, nos níveis da sub-base (SB) e do subleito (SL). Também foram coletadas amostras em ambos os horizontes, realizando-se em laboratório ensaios de granulometria, limites físicos, densidade real, compactação, CBR e expansão.

(*) Sondagem SPT, com 12 m de profundidade, realizada no passeio do lado direito da Avenida, adjacente a uma área baixa e alagada existente (várzea).

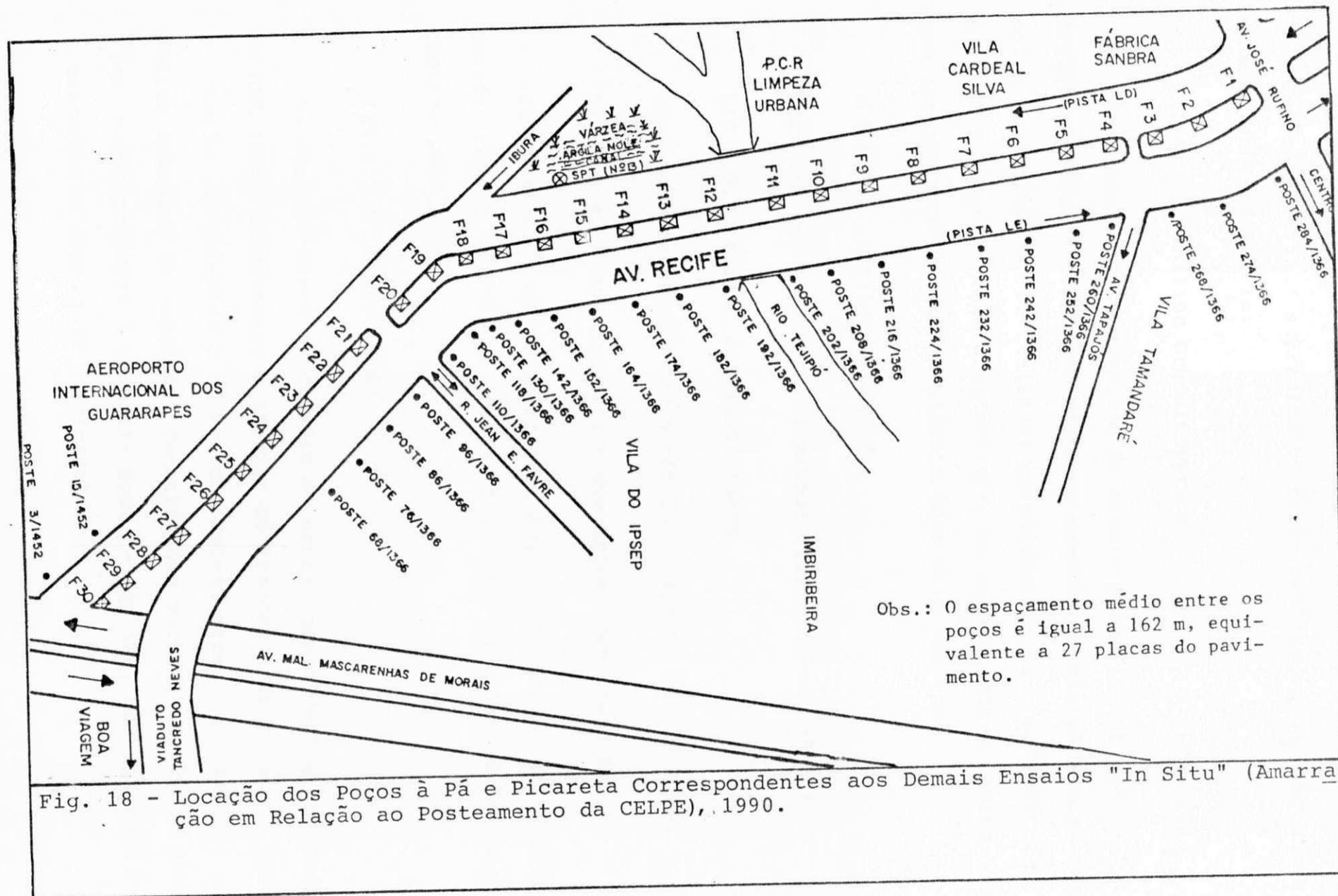


Fig. 18 - Localização dos Poços à Pã e Picareta Correspondentes aos Demais Ensaios "In Situ" (Amarração em Relação ao Posteamto da CELPE), 1990.

III.6.3 Ensaio em Laboratório

Com os materiais supracitados foram realizados os seguintes ensaios em laboratório:

III.6.3.1 Análise Granulométrica

Executada segundo o método de ensaio prescrito na NBR 7181. Devido a natureza preponderantemente granular e não plástica dos solos encontrados, foi realizada granulometria por sedimentação, à título de informação complementar, em sete amostras dentre as que apresentaram índice de plasticidade mais elevados.

III.6.3.2 Limite de Liquidez

Executado de acordo com o método prescrito na NBR 6459.

III.6.3.3 Limite de Plasticidade

Executado de acordo com o método prescrito na NBR 7180.

III.6.3.4 Massa Específica dos Grãos (Densidade Real)

Os ensaios de massa específica dos grãos foram executados de acordo com o método de ensaio DPT. M93-64 (Densidade Real) adotado pelo DNER.

III.6.3.5 Compactação

Os ensaios foram executados de acordo com o método prescrito na NBR 7182, adotando-se a energia do Proctor Intermediário para a camada de sub-base e do Proctor Normal para o subleito. Em várias amostras do subleito, constituídas exclusivamente de areia fina, correspondente à classificação A-3 do HRB, não foi possível a execução do ensaio de compactação.

III.6.3.6 CBR

Em correspondência aos ensaios de compactação foram moldados corpos de prova e executados os ensaios de Índice de Suporte Califórnia-ISC ou CBR, de acordo com o método de ensaio da NBR 9895. Em cada ensaio do ISC foi verificada a expansão considerando-se o período de quatro dias para os corpos de prova em imersão.

III.6.4 Ensaio "In Situ"

Associados a cada furo de coleta de amostras, e em cada horizonte estudado, executaram-se, com frequência variável, em função do tipo de ensaio e das condições locais, os seguintes testes "in situ":

III.6.4.1 Umidade Natural

Foram verificadas as umidades naturais ou de equilíbrio dos materiais encontrados na sub-base e no subleito, em todos os furos, F1 a F30, de acordo com o método MB-1055 da ABNT.

III.6.4.2 Massa Específica Aparente

Com vistas ao conhecimento do grau de compactação das camadas estudadas, foram executados os ensaios de massa específica aparente em campo ou densidade "in situ", pelo método do frasco de areia, normalizado pela NBR 7185, aproveitando-se os poços para coleta de amostras em todos os furos. (Ver Fig. 19)

III.6.4.3 Prova de Carga Sobre Placas

Foram executados ensaios de prova de carga sobre placas aos níveis do subleito e do topo da camada de sub-base, nas

profundidades de 0,90 m e 0,50 m, respectivamente, programadas, em princípio, com frequência em furos alternados, adjacentes à locação dos poços de sondagens, na dependência da arborização e da posteação existentes e das condições de acesso e manobra do caminhão com carga. (Ver Fig. 20)

O equipamento utilizado, esquematizado na Fig. 21, é composto de três placas metálicas circulares sobrepostas, com diâmetro de 15,24 cm (6 pol.), 30,48 cm (12 pol.) e 45,72 cm (18 pol.), todas com 2,54 cm (1 pol.) de espessura, sendo a última placa referida, assente sobre o solo regularizado. Sobre as placas, um macaco hidráulico, com um manômetro aferido e opcionalmente com a utilização de um anel dinamométrico calibrado (Ver Figs. 23 e 24), tem como reação um caminhão com carga, com massa total superior a 10.000 kg. (Ver Fig. 20). O sistema de leitura das deformações é constituído por uma viga de referência, apoiada ao nível superior do canteiro central da via, a qual dá suporte a três deflectômetros instalados em pontos diametralmente opostos sobre a placa assente no terreno (Ver Figs. 21 e 25).

Os ensaios foram executados de acordo com o método ASTM-D 1196/64, dedicando-se especial atenção também à fase de preparação do ensaio, no tocante à regularização da superfície da camada, nivelamento e apoio integral da placa sobre o solo. Foi utilizada a placa de 45,72 cm (18 pol.) de diâmetro, na impossibilidade de uso da placa de 76,20 cm (30 pol.), devido a pequena largura disponível no canteiro central.

O princípio básico do ensaio, aspectos da curva tensão-deformação, dos ciclos de carregamento e descarregamento e o cálculo do módulo de reação ou coeficiente de recalque k , já



Fig. 19 - Av. Recife - Ensaio de Massa Específica Aparente "In Situ" no Subleito, Realizado no Canteiro Central (1990).



Fig. 20 - Av. Recife - Ensaio de Prova de Carga sobre Placas Realizado no Canteiro Central (1990).

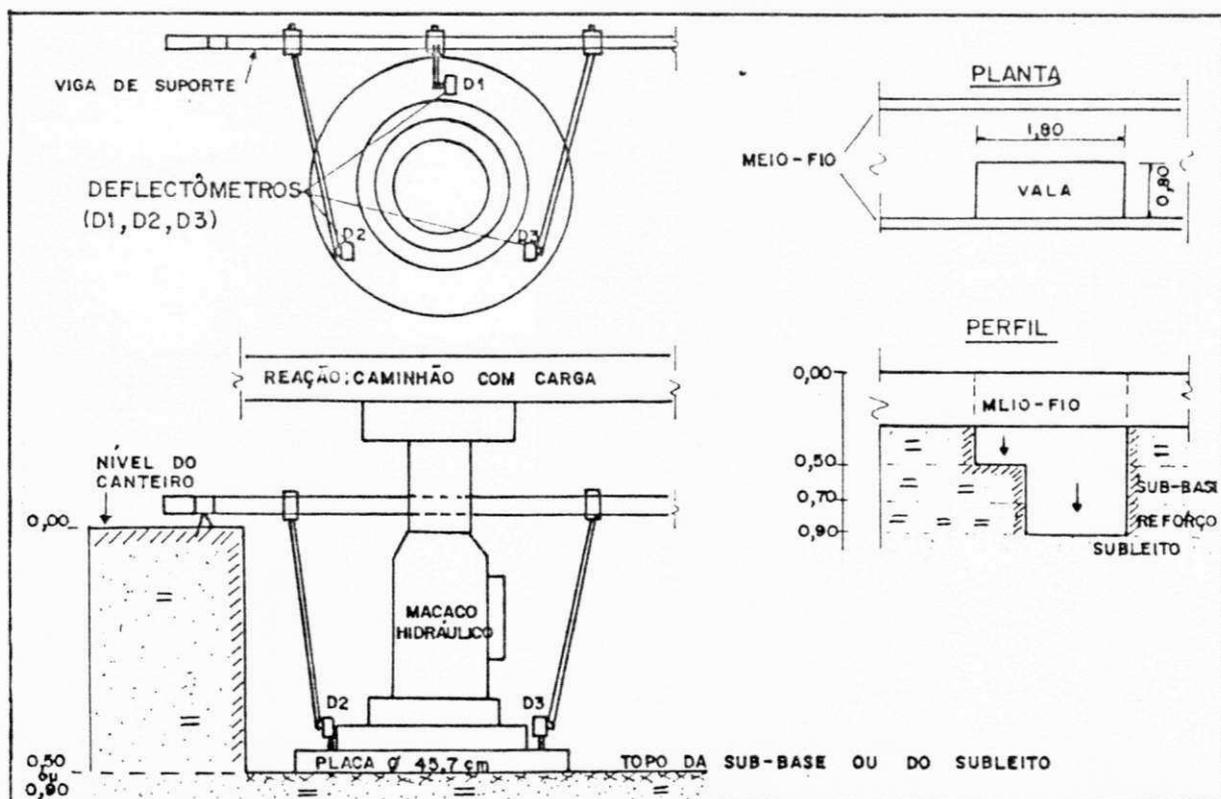


Fig. 21 - Representação Esquemática dos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas, Realizados na Sub-base e no Subleito, no Canteiro Central.

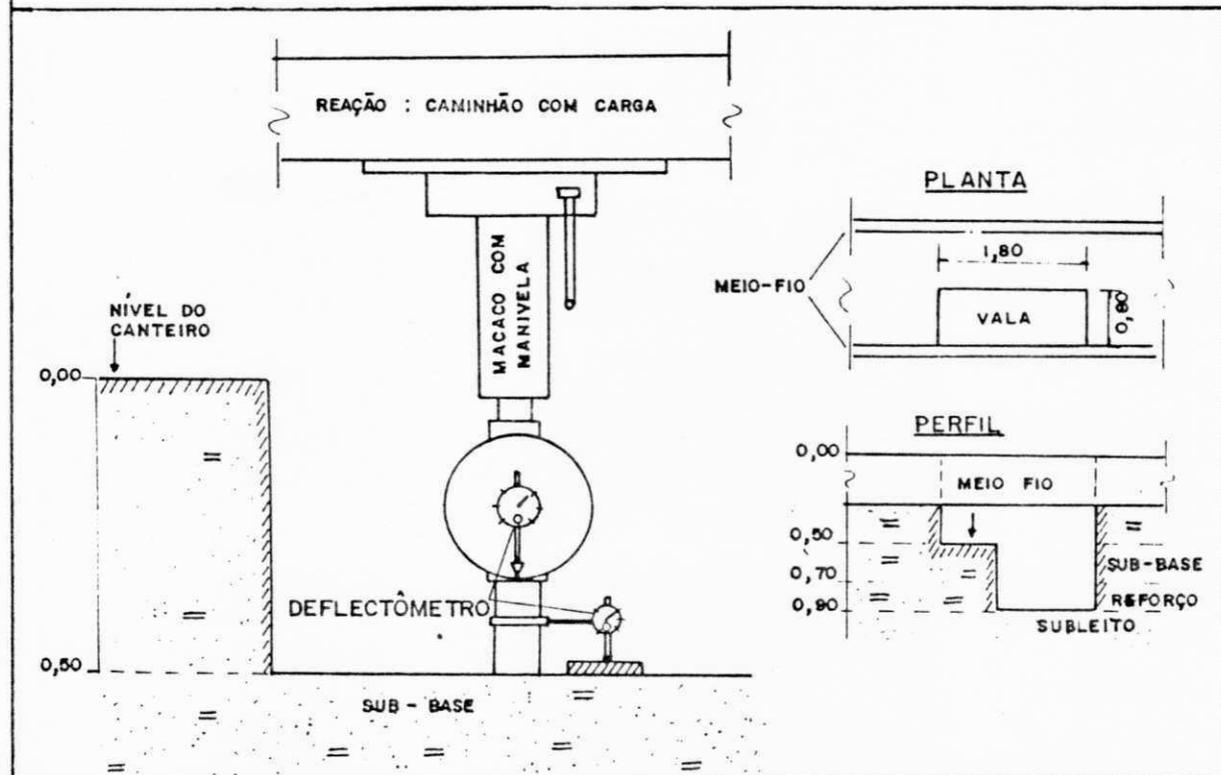
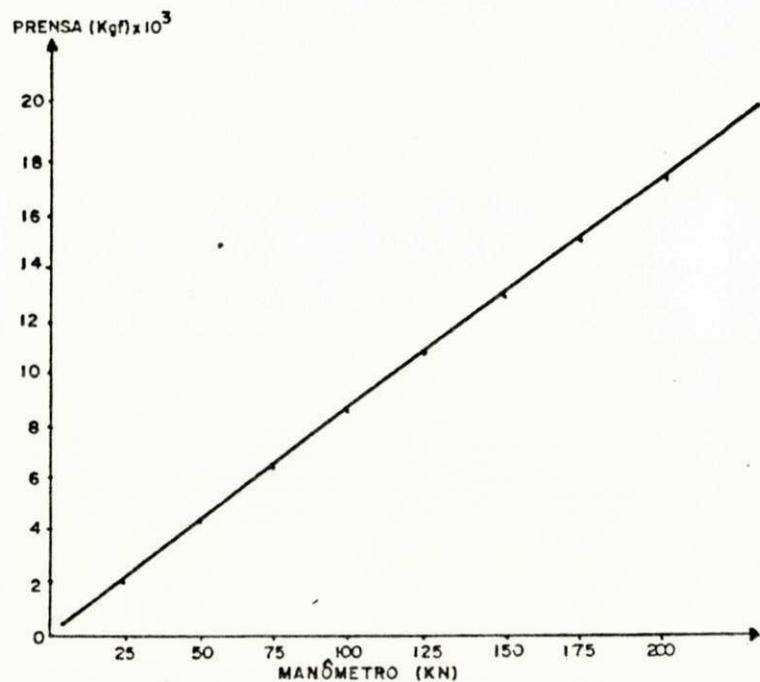
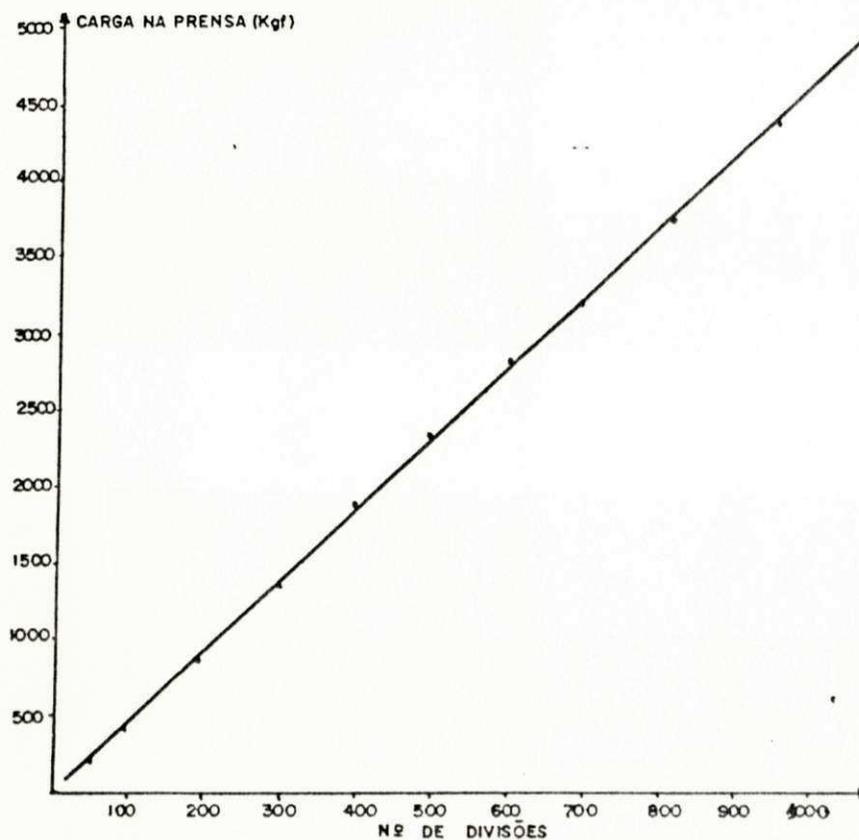


Fig. 22 - Representação Esquemática dos Ensaios CBR "In Situ", Realizados na Sub-base, no Canteiro Central.



(MANÔMETRO Nº 10079297)

Fig. 23 - Curva de Calibração do Macaco Hidráulico Utilizado nos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas (1990).



(ANEL Nº 125-3-508) (CONSTANTE ELÁSTICA MÉDIA DO ANEL= 4,7634 Kgf/DIV.)

Fig. 24 - Curva de Calibração do Anel Utilizado nos Ensaios de Prova de Carga sobre Placas (1990).

DPPH / BIBLIOTECA / PMAI



Fig. 25 - Av. Recife - Detalhe do Ensaio de Prova de Carga sobre Placas, Realizado no Canteiro Central (1991).

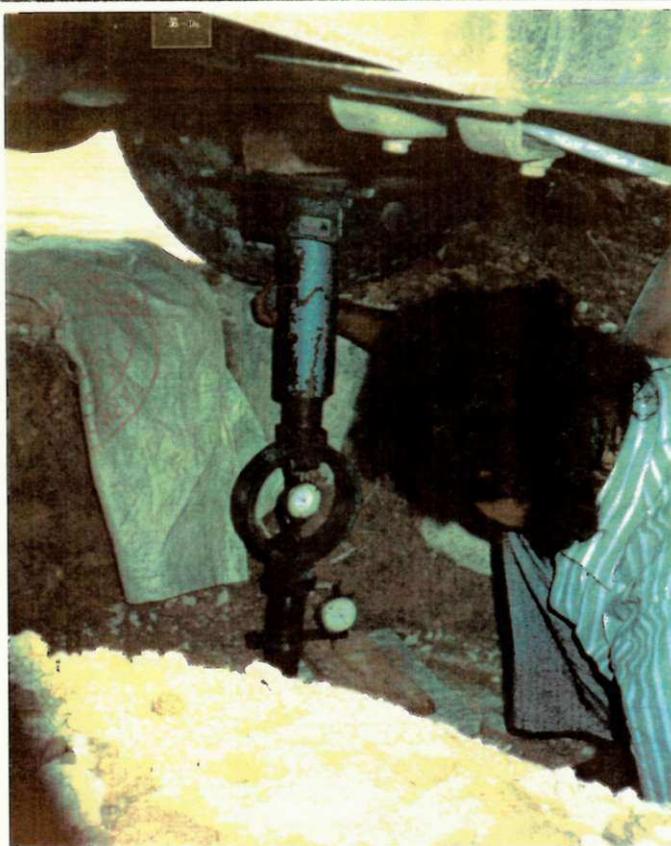


Fig. 26 - Av. Recife - Detalhe do Ensaio CBR "In Situ" na Sub-base, Realizado no Canteiro Central (1990).

foram detalhados no item II.2, no qual também se fez referência ao fator de correção ($F_c = 0,71$) correspondente a utilização da placa de 45,72 cm (18 pol.).

Os valores de k obtidos, foram considerados como referentes as respectivas umidades de equilíbrio, posto que, a correção a ser aplicada é muito pequena quando há o preparo da camada (SOUZA & THOMAZ, 1982), o que corresponde ao caso do pavimento estudado, além dos ensaios terem sido realizados no período invernosos.

III.6.4.4 Ensaio CBR "in situ"

Aproveitando-se as valas abertas e o sistema de reação dos ensaios de prova de carga, realizaram-se os ensaios de índice de Suporte Califórnia ou CBR, para as condições do solo apresentadas "in situ". Após a regularização da superfície, o pistão padronizado, anel e deflectômetro, devidamente acoplados a um macaco com manivela manual, além do deflectômetro medidor das penetrações, instalado sobre um referencial na superfície do solo, permitem a execução do ensaio conforme a metodologia normalizada (NBR 9895), comumente utilizada em laboratório com os corpos de prova moldados.

O equipamento descrito está esquematizado na Fig. 22, observando-se na Fig. 26 a execução de um ensaio na camada de sub-base a uma profundidade de 0,50 m.

Para o subleito, nos locais destinados aos ensaios, o solo encontrado, constituído exclusivamente de areia fina, correspondente à classificação A-3 do HRB não possibilitou a realização do ensaio, devido a ocorrência de deformações excessivas e rupturas precoces no material.

III.6.4.5 Ensaio Pressiométrico

Visando-se a apreciação do comportamento pressão-deformação do solo, a obtenção do módulo pressiométrico e o estudo de correlações com outros testes "in situ", foram executados ensaios com o pressiômetro de pavimentação ou pressiômetro de Briaud, junto a todos os furos de coleta de amostras e aos demais ensaios efetuados, aos níveis da sub-base e do subleito, nas profundidades médias de 0,60 m e 1,00 m, respectivamente, segundo a metodologia estabelecida por BRIAUD e SHIELDS (1979).

O pressiômetro, suas peculiaridades e fundamentação teórica já foram abordadas no subitem II.3. O equipamento utilizado foi o modelo 32-35 fabricado pela ROCTEST (Montreal, Canadá).

Os ensaios foram efetuados com a sonda na posição vertical (Ver Figs. 27 e 29) em face do espaço reduzido para a abertura de grandes valas no canteiro central. Realizou-se, no entanto, para efeito comparativo, ensaio em furo horizontal, representado esquematicamente na Fig. 30 e ilustrado na Fig. 28. Também, para análise comparativa das camadas ensaiadas no canteiro central e sob a faixa de rolamento, efetuaram-se ensaios em furos verticais (10A e 24A) após a extração dos respectivos testemunhos de concreto da pista. (Ver Fig. 34)

Previamente à execução dos ensaios, foram processadas as necessárias calibrações de pressão e volume do equipamento, uma vez que, a tensão aplicada ao solo é menor do que a pressão na sonda, devido a inércia da membrana de borracha e do seu sistema de proteção (Ver Fig. 31), bem como o volume medido é maior que o volume real de inflação da sonda, em face da expansibilidade da tubulação, conexões e elementos de medição, além da



Fig. 27 - Av. Recife - Ensaio Pressiométrico (Sonda na Posição Vertical) Realizado no Canteiro Central (1990).

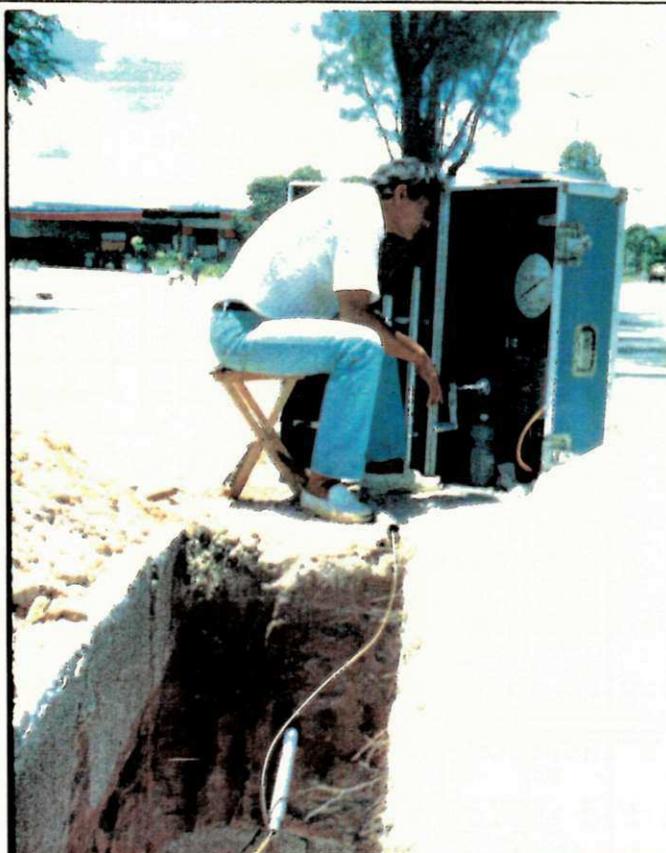


Fig. 28 - Av. Recife - Ensaio Pressiométrico na Sub-base (Sonda na Posição Horizontal) Realizado no Canteiro Central (1990).

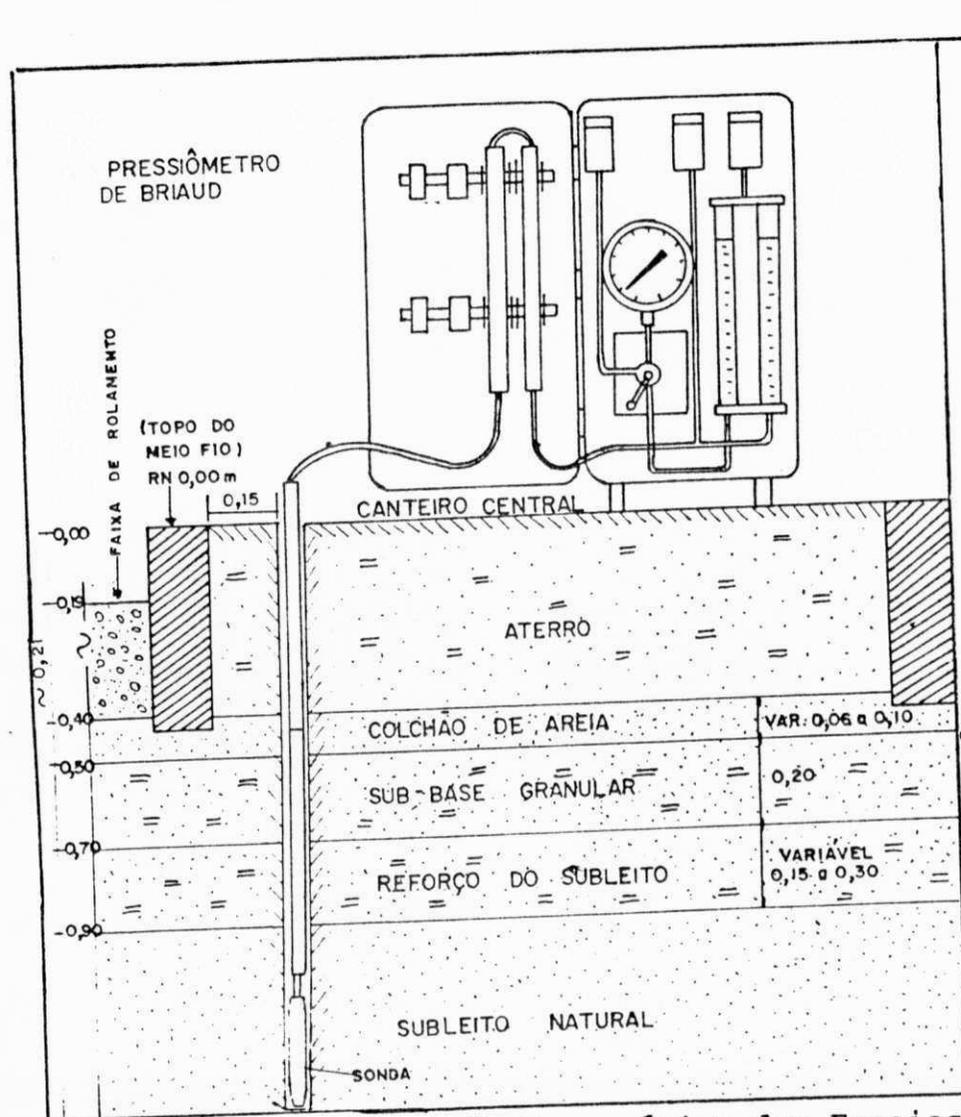


Fig. 29 - Representação Esquemática dos Ensaios Pressiométricos em Furos Verticais.

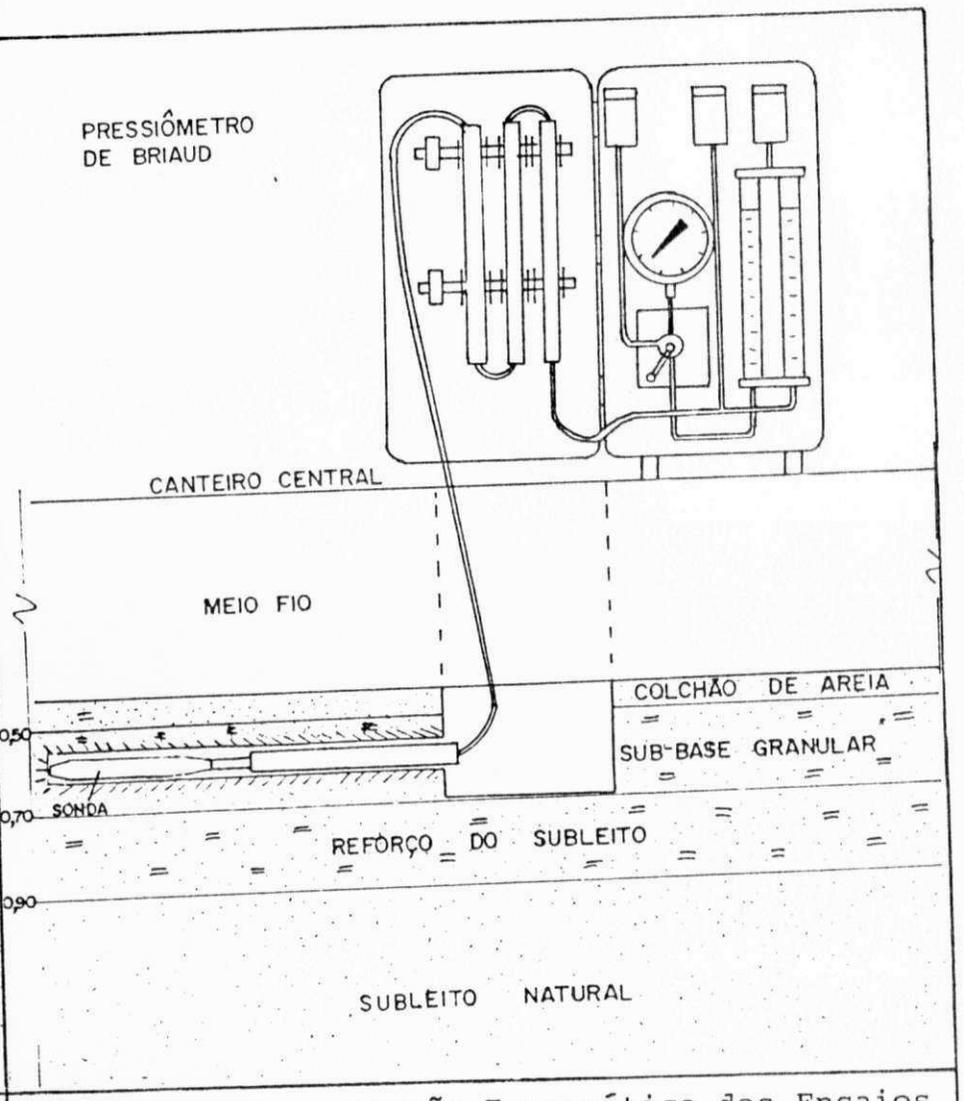


Fig. 30 - Representação Esquemática dos Ensaios Pressiométricos em Furos Horizontais.

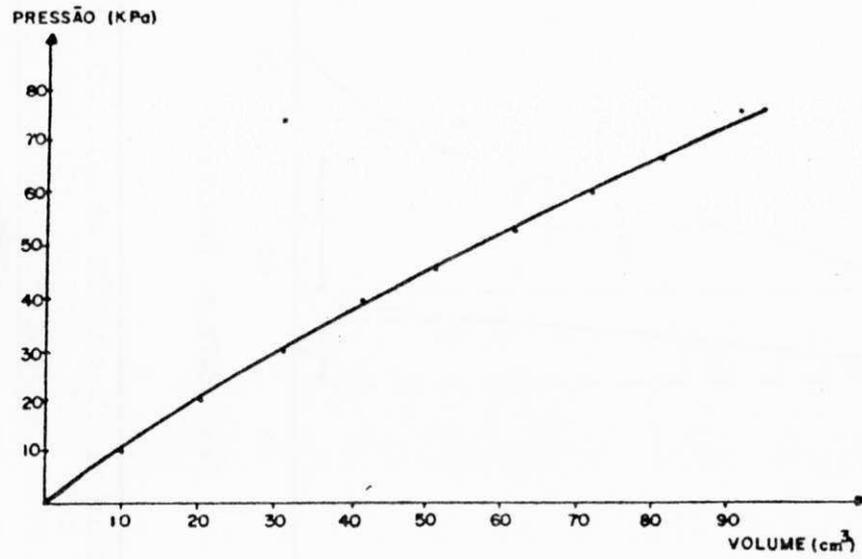


Fig. 31 - Curva de Calibração da Resistência da Membrana do Pressiômetro de Briaud (1990).

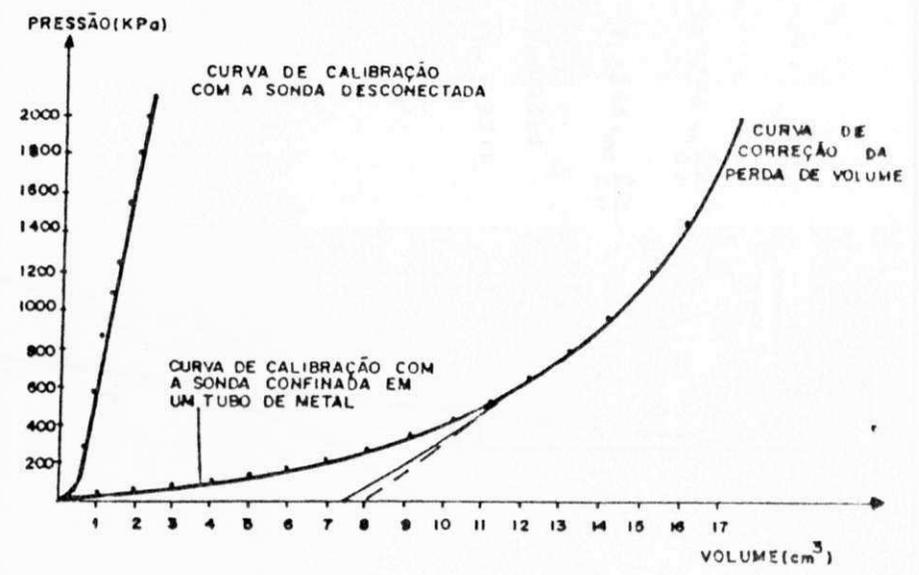


Fig. 32 - Curva de Calibração da Perda de Volume do Pressiômetro de Briaud (1990).

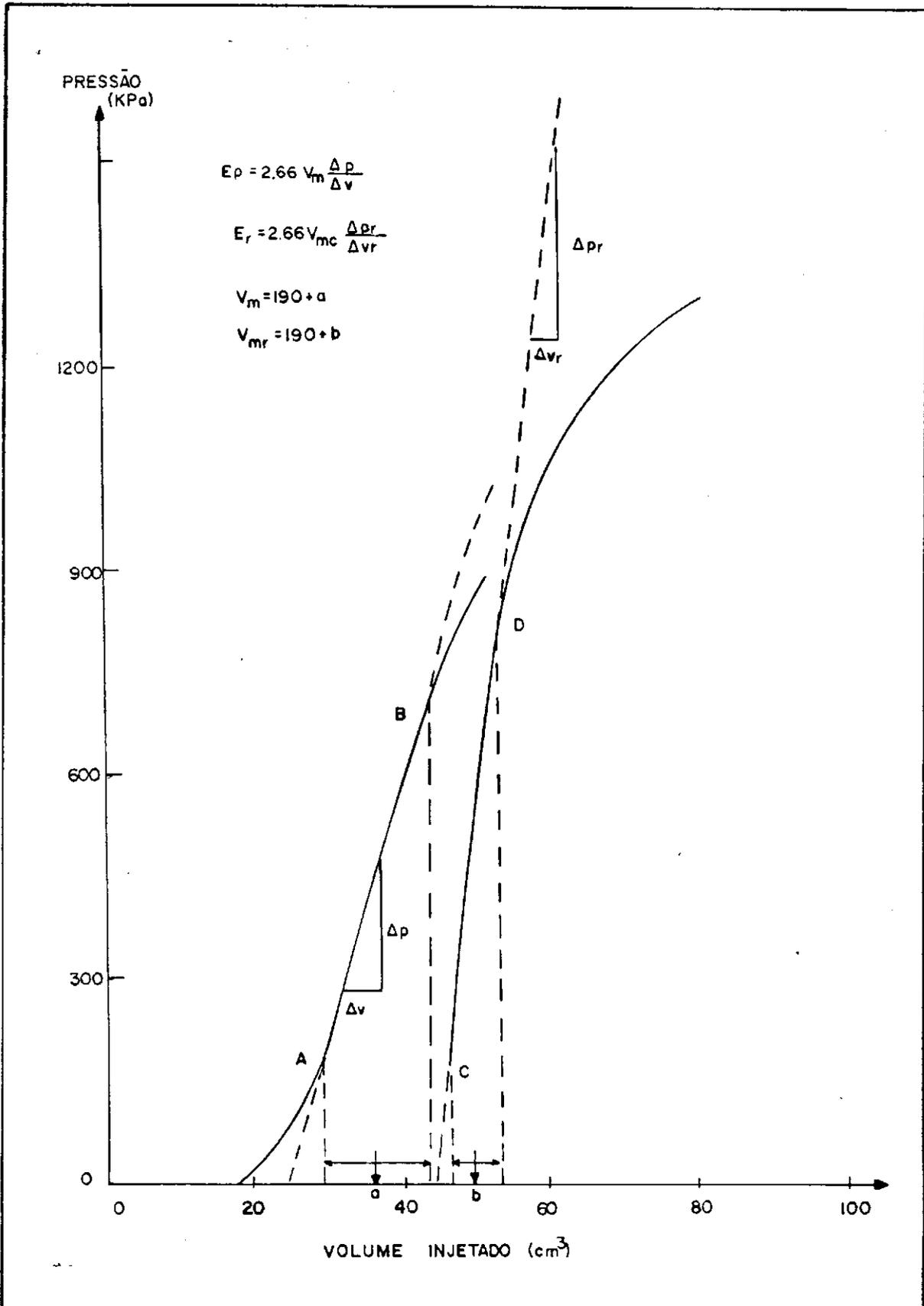


Fig. 33 - Curva Corrigida Típica do Ensaio com o Pressiômetro de Briaud (Cf. BRIAUD, J.L. The Pressuremeter: Application to Pavement Design; 1979, p. 89).



Fig. 34 - Av. Recife - Ensaio Pressiométrico Realizado na Faixa de Rolamento (1991).



Fig. 35 - Av. Recife - Ensaio de Sondagem SPT Realizado no Canteiro Central (1991).

compressibilidade da água (Ver Fig. 32). É considerado também no cálculo da pressão real aplicada na sonda, a parcela de acréscimo, devida a pressão hidrostática resultante do desnível entre o manômetro e a sonda.

A abertura adequada dos furos, tratando-se de material arenoso, foi procedida pela cravação, por meio de um martelo manual, de tubo metálico com diâmetro externo igual a 34,8 cm, correspondente a 1,07 vezes o diâmetro da sonda (ver item II.3), que se revelou mais apropriada que a utilização do trado manual.

A execução propriamente dita do ensaio, seguiu a metodologia já referida, prosseguindo o ensaio, em condições normais, até quando a variação volumétrica alcança a capacidade limite do medidor, de 90 cm^3 , no último carregamento de um ensaio cíclico ou no único carregamento de um ensaio sem recompressão.

A partir da curva típica corrigida do ensaio pressiométrico (Ver Fig. 33), obtida através da aplicação de programa computacional, em linguagem BASIC, aos pares de valores lidos pressão x volume, calculam-se, os valores do módulo pressiométrico E_p e do módulo pressiométrico cíclico ou de recompressão E_r , referentes aos trechos pseudos lineares da curva, conforme enfocado no item II.3, expressos estes valores em Kpa, sendo $V_c = 190 \text{ cm}^3$ o volume inicial da sonda não dilatada. Os valores são transformados e apresentados em MPa para efeito de uniformização de unidades visando o estudo de correlações.

III.6.4.6 Sondagem SPT

Com a finalidade de complementar o conhecimento do perfil geotécnico das camadas do pavimento e do seu terreno de fundação, executaram-se sondagens de reconhecimento à percussão SPT, em

furos com 2 m de profundidade, com frequência média correspondente a quatro em quatro furos à pá e picareta, com espaçamento da ordem de 486 m (SPT1 a SPT12), localizada no canteiro central (Ver Fig. 36). Para a estimativa do SPT da camada de sub-base (profundidade de 0,50 a 0,70 m), foram consideradas as duas primeiras penetrações referentes ao início da contagem do número de golpes, na profundidade de 0,50 m.

Especialmente, em subtrecho adjacente à uma várzea existente, com indicação pela Carta Geotécnica do Recife e pelos indícios locais, de ocorrência de argila orgânica mole, foi executado um furo com 10,45 m de profundidade (SPT13), situado no passeio lateral da pista do lado direito, para investigação do subsolo deste subtrecho.

Os ensaios obedeceram à NBR 6484, com a utilização de equipamento padronizado, representado esquematicamente na Fig. 37, observando-se na Fig. 35 a execução de uma sondagem.

III.7 Caracterização do Revestimento em Concreto de Cimento Portland

A caracterização do revestimento do pavimento rígido, abrangeu as etapas de levantamentos e ensaios em campo, brocagem de corpos de prova e ensaios em laboratório.

A seguir são detalhadas as etapas acima referidas.

III.7.1 Levantamento de Defeitos no Pavimento (Inventário do Pavimento)

Foi realizada inicialmente a inspeção visual do pavimento de todo o trecho estudado, em ambas as pistas, em levantamento único

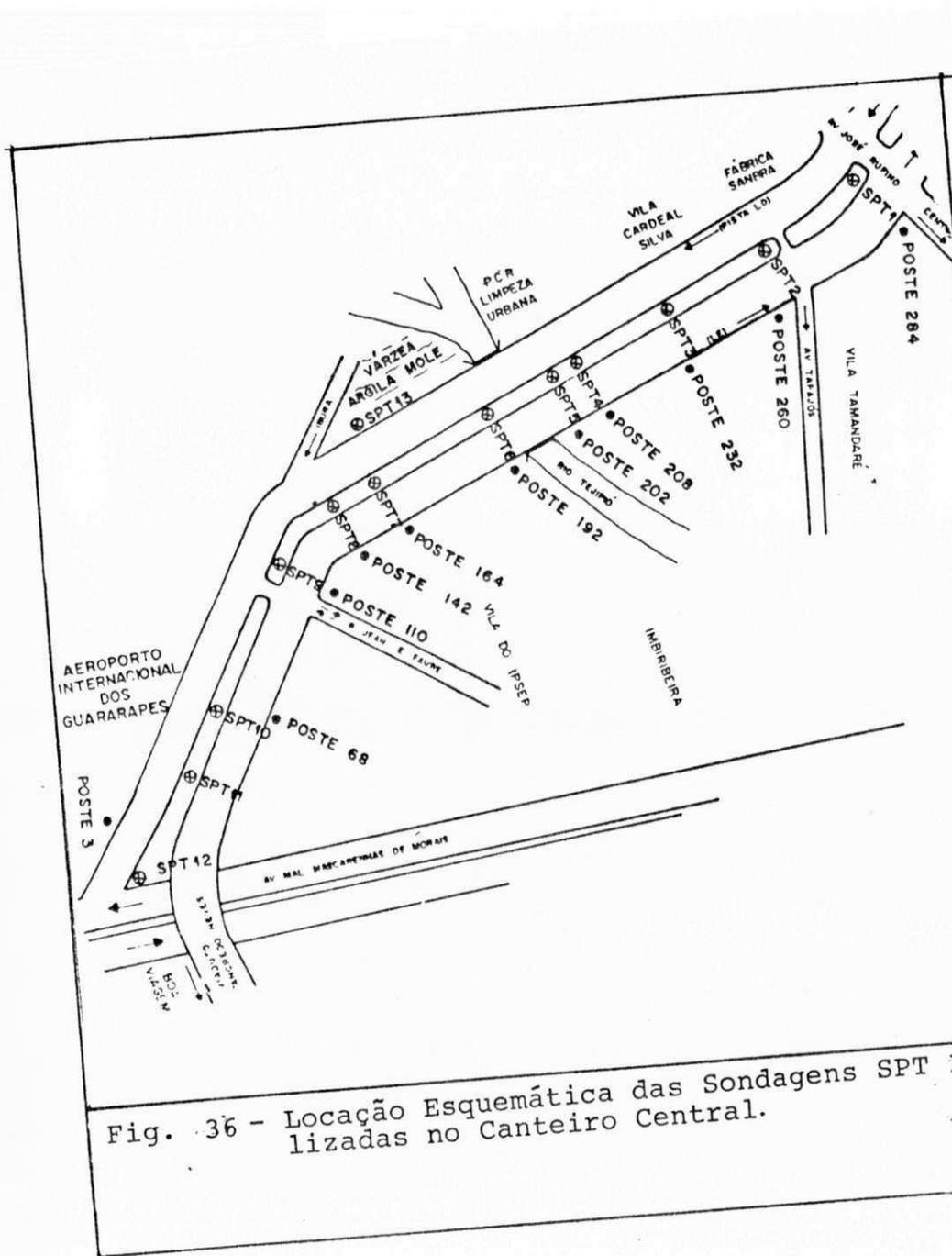


Fig. 36 - Locação Esquemática das Sondagens SPT Realizadas no Canteiro Central.

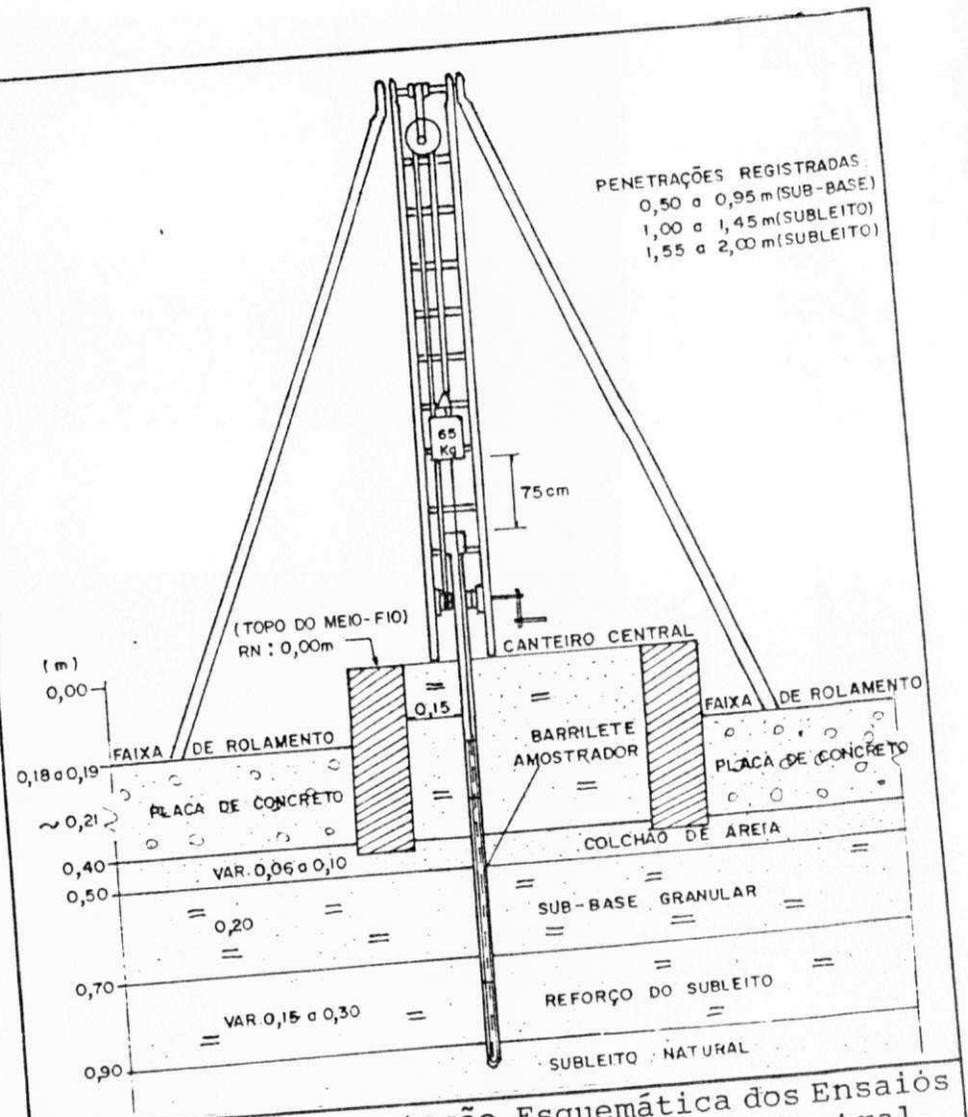


Fig. 37 - Representação Esquemática dos Ensaios SPT Realizados no Canteiro Central.

expedito, caracterizando-se, quantificando-se e avaliando-se o grau de severidade dos defeitos encontrados.

Para o cálculo do "Índice de Condição do Pavimento" (ICP), de acordo com as normas DNER 48, 49 e 50, referidas na Revisão Bibliográfica, foi executada, de forma mais detalhada, a inspeção em 34 amostras, com extensão de 10 placas cada uma, totalizando 30 placas por amostra para as 3 faixas por pista, sendo 17 amostras para cada pista.

III.7.2 Brocagem de Testemunhos

Por meio de sondagens rotativas com equipamento apropriado (Ver Fig. 38), dotado de coroa diamantada com 0,10 m de diâmetro interno, foram extraídos testemunhos das placas de concreto, de acordo com a NBR 7680/83 para avaliação das características do material e da espessura do revestimento.

Os testemunhos (corpo de prova nº 01 ao corpo de prova nº 30) foram obtidos de ambas as pistas, adotando-se para a sua localização, sempre que possível, a sequência das faixas de tráfego de números 1 (LD), 3 (LD), 4 (LE), 6 (LE), 4 (LE), 3 (LD), 1 (LD), (Ver Fig. 40), em correspondência à locação dos furos F1 a F30 de coleta de amostras no canteiro central.

Complementarmente, foram extraídos mais nove corpos de prova, de placas quebradas ou com fissuras severas, para a comparação de resultados, também com locação referida à posteação da rede elétrica.

Após a extração (Ver Fig. 39), os corpos de prova de concreto foram devidamente acondicionados e transportados para o

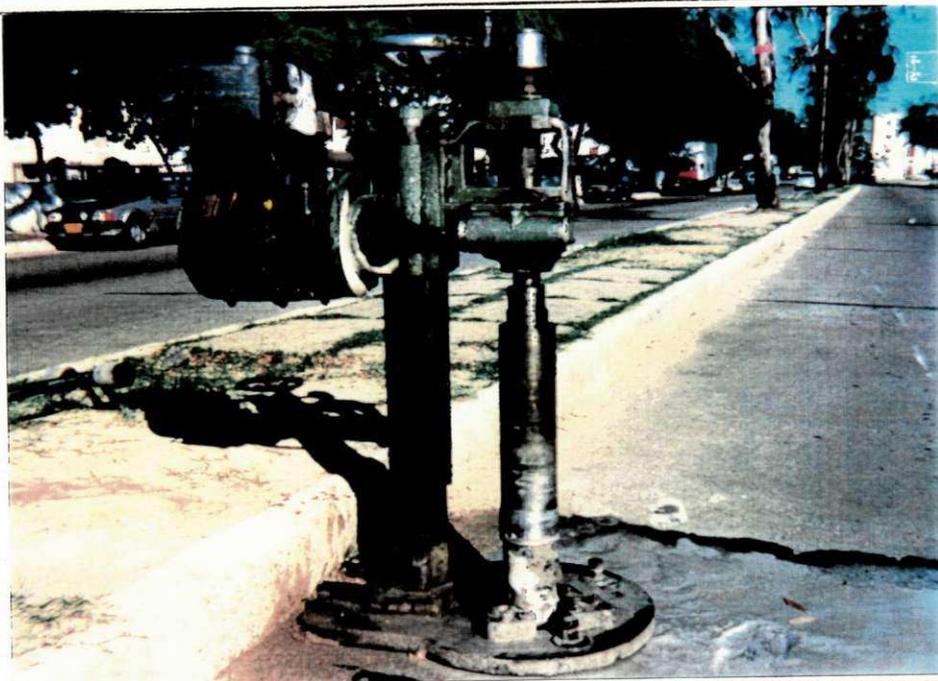


Fig. 38 - Av. Recife - Extração de Testemunhos do Concreto da Pista com Coroa Diamantada Rotativa (1991).

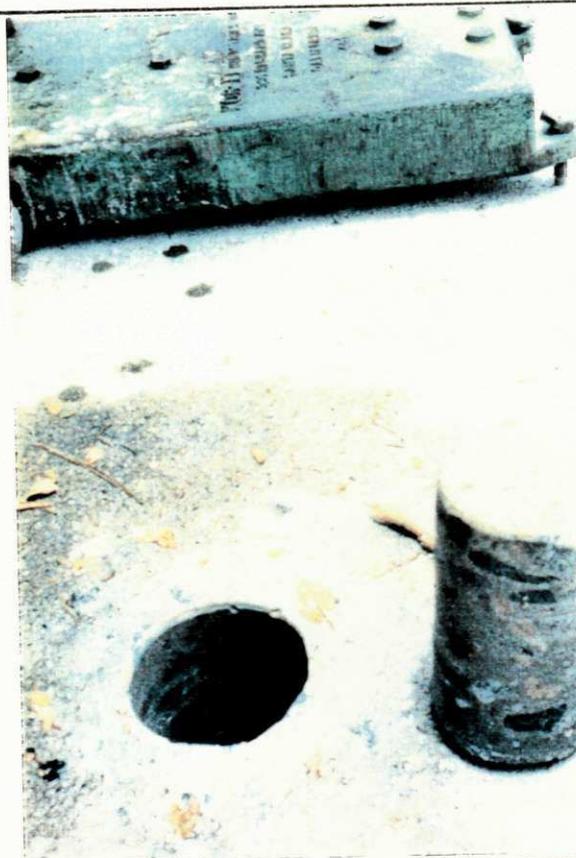


Fig. 39 - Av. Recife - Detalhe do Testemunho Extraído (1991).

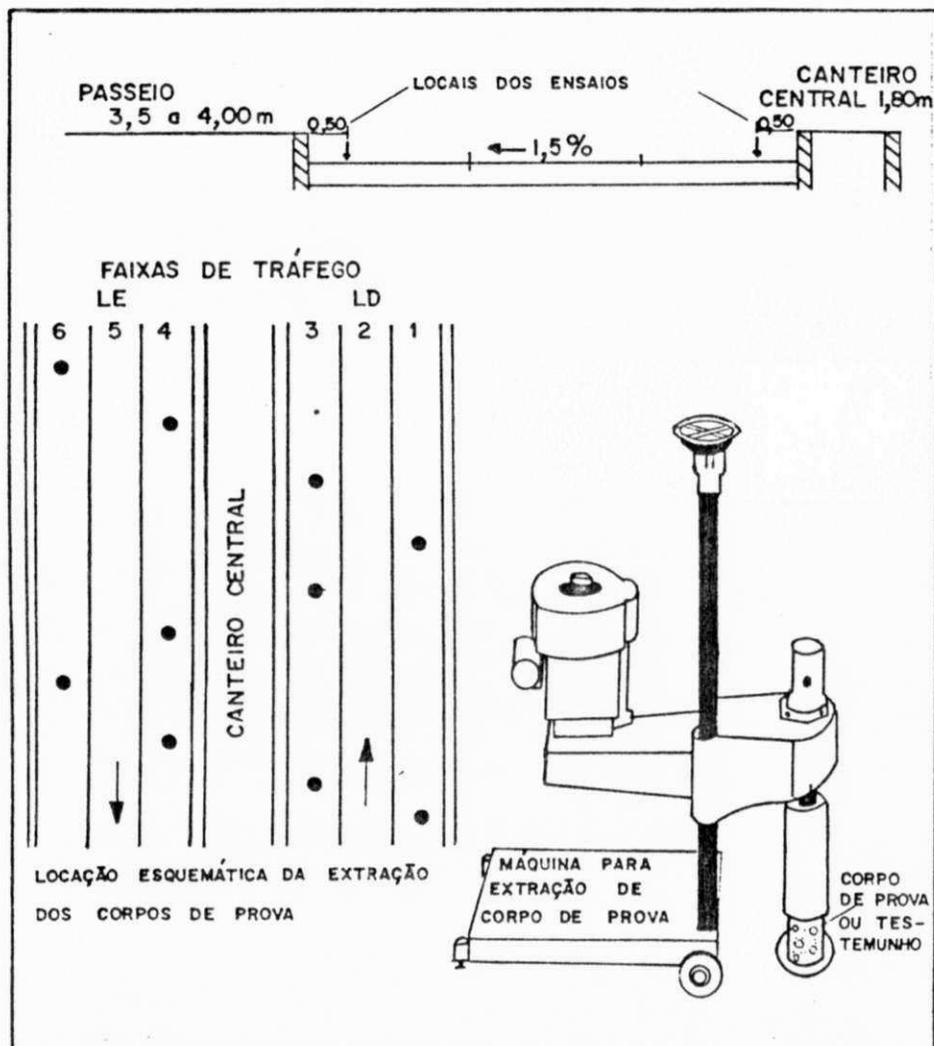


Fig. 40 - Locação e Representação Esquemáticas da Extração dos Testemunhos na Pista.

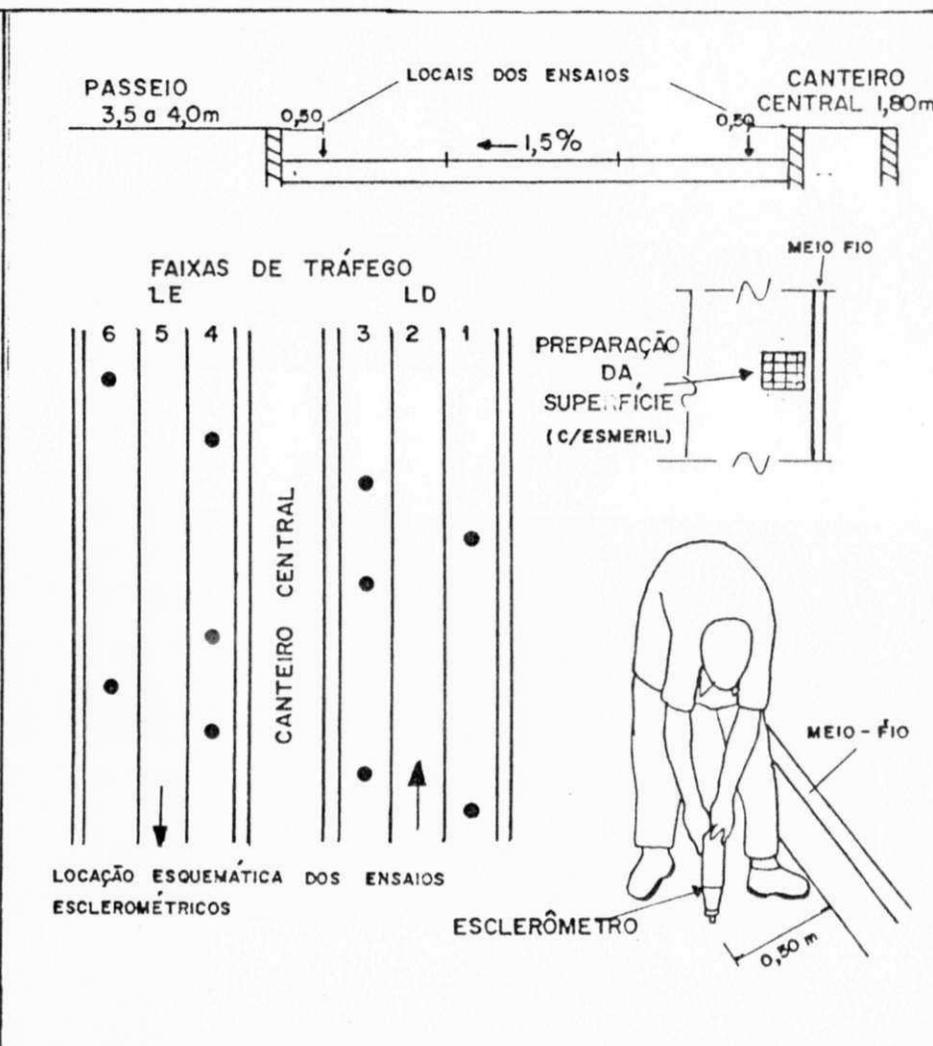


Fig. 41 - Locação e Representação Esquemáticas dos Ensaios Esclerométricos na Pista.

laboratório, para serem inspecionados e preparados visando a execução dos ensaios.

III.7.3 Ensaio Esclerométricos "In Situ"

Ao lado dos locais da extração dos testemunhos na pista, foram realizados os ensaios esclerométricos, de acordo com a NBR 7584, conforme representação esquemática na Fig. 41.

A superfície da placa, para cada ensaio, foi devidamente preparada, efetuando-se um polimento enérgico com disco de carborundum, através de movimentos circulares.

Os equipamentos utilizados foram os esclerômetros de reflexão modelo Schmidt-N-19 e N-34, devidamente aferidos conforme a supracitada norma, obtendo-se o coeficiente de correção do índice esclerométrico a ser aplicado para cada equipamento.

Para cada área de ensaio foram efetuados 10 impactos distribuídos em um reticulado de 0,20 x 0,20 m.

Neste caso de aplicação, sobre as placas de concreto das pistas (Ver Fig. 42), com o equipamento formando um ângulo de -90° com a posição horizontal, o índice esclerométrico é também corrigido, devido a ação da gravidade, adotando-se as curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho.

Ao mesmo modo que a brocagem de corpos de prova, foram realizadas verificações esclerométricas complementares para estudo comparativo, em placas danificadas.



Fig. 42 - Av. Recife - Ensaio Esclerométrico na Pista de Rolamento (1991).



Fig. 43 - Detalhe do Corte de Regularização da Face Inferior dos Testemunhos Extraídos por Serra Diamantada (Laboratório de Análises Minerais da SUDENE/UFPE).

III.7.4 Ensaaios em Laboratório com os Testemunhos Extraídos do Pavimento

Com os testemunhos extraídos foram realizados os ensaios em laboratório previstos, havendo, no entanto, a necessidade da preparação dos mesmos, em face das irregularidades presentes, sobretudo em sua superfície inferior em contato com o colchão de areia, sobre a sub-base do pavimento.

III.7.4.1 Inspeção e Preparação dos Testemunhos Extraídos

Os testemunhos extraídos das placas de concreto foram inspecionados, verificando-se, a existência de vazios, homogeneidade do concreto, ocorrência de carbonatação na camada superior e de desgastes na superfície sujeita à ação do tráfego. Mediram-se também a altura média dos mesmos (correspondente a espessura da placa no local da extração), antes da regularização de sua face inferior.

Com vistas a execução dos ensaios mecânicos de ruptura, os corpos de prova foram regularizados em sua face inferior através de corte por serra metálica diamantada (Ver Fig. 43), medindo-se posteriormente a sua altura resultante, para a obtenção da relação altura/diâmetro, necessária para a correção dos resultados, nos ensaios de resistência à compressão simples. Para estes ensaios a face superior de vários testemunhos extraídos, foram também regularizadas com capeamento a base de enxofre.

III.7.4.2 Determinações da Massa Específica Aparente do Concreto

Visando a obtenção de um parâmetro auxiliar para a avaliação do concreto, foi determinada a massa específica aparente dos

testemunhos extraídos ou massa unitária do concreto, nas mesmas condições de trabalho na estrutura, (ou seja, em equilíbrio com o meio ambiente), nas quais serão submetidos aos demais ensaios. Após o corte dos corpos de prova, a massa específica aproximada do concreto, foi determinada por pesagem dos mesmos (Ver Fig. 44), sendo os respectivos volumes obtidos por imersão em recipiente com água, verificando-se o volume do líquido deslocado. A propósito, em trabalho sobre a avaliação do peso específico do concreto, LARANJEIRAS (1969), utilizando corpos de prova cilíndricos moldados, e determinando o peso específico diretamente por pesagem e medição do diâmetro e altura, estima o erro, com esta metodologia, entre 1 a 2%.

III.7.4.3 Ensaios Esclerométricos nos Testemunhos

Nos tetemunhos preparados e fixados na prensa de ensaios de ruptura, executaram-se ensaios esclerométricos em sua superfície lateral devidamente preparada (Ver Fig. 45), com vistas à comparações e correlações com os demais ensaios.

Foi utilizado o esclerômetro modelo Schmidt N-34, referido no subitem III.7.3, sendo os ensaios realizados de acordo com a NBR 7584, com o equipamento aplicado na horizontal, não havendo, portanto, necessidade de correção no tocante ao ângulo de incidência do impacto do pistão.

III.7.4.4 Ensaios de Ultra-Som

No laboratório do Centro de Tecnologia da UFPB-Campus II, com o equipamento PUNDIT ("Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester"), foram realizados, nos corpos de prova adequadamente preparados, ensaios ultra-sônicos, com a



Fig. 44 - Pesagem dos Testemunhos Extraídos em Laboratório para Determinação da Massa Específica Aparente ou Massa Unitária do Concreto (1991).

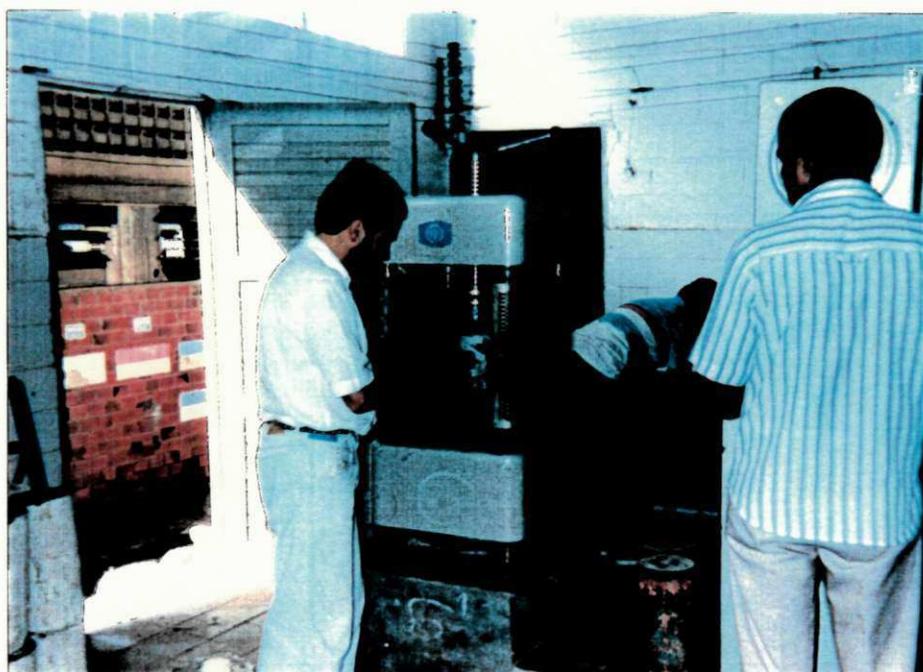


Fig. 45 - Ensaio Esclerométrico e de Resistência à Compressão Simples com os Testemunhos Extraídos (1991).

finalidade de, conhecendo-se a velocidade de propagação da onda ultra-sônica no concreto, avaliarem-se parâmetros como o módulo de deformação, a ordem de grandeza da resistência mecânica e a homogeneidade do concreto.

Os referidos ensaios obedeceram as prescrições da NBR 8802, calibrando-se previamente o aparelho com a barra de referência, e usando-se os transdutores nas faces inferior e superior dos corpos de prova, em transmissão direta (Ver Fig. 46).

Para as estimativas das resistências à compressão, com base nas velocidades ultra-sônicas determinadas nos ensaios, utilizaram-se os resultados obtidos por LUCENA et alii (1988), fundamentados no gráfico velocidade de propagação x resistência à compressão simples fornecido pelo fabricante do aparelho. De modo análogo, foram estimados os módulos de deformação estático e dinâmico do concreto através do gráfico, também fornecido pelo mesmo fabricante, apresentado na Fig. 48.

III.7.4.5 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de resistência à compressão simples-RCS, foram executados, de acordo com a NBR 5739, em prensas aferidas, pertencentes aos laboratórios de concreto dos Centros de Tecnologias da UFPE e da UFPB (Ver Fig. 45), com os corpos de prova devidamente preparados (faces planas e lisas) e em condições ambientais semelhantes (temperatura e umidade), às de trabalho na estrutura do pavimento.

Do total dos 39 testemunhos extraídos, foram destinados 20 para os ensaios de RCS e 19 para os ensaios de tração na compressão diametral, adotando-se em princípio, a sequência

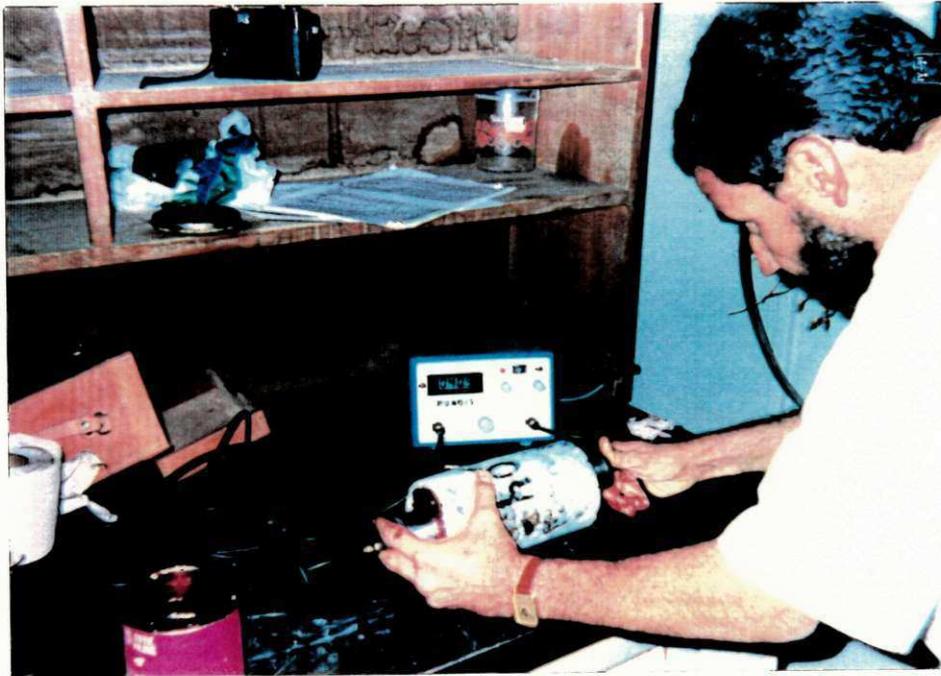


Fig. 46 - Ensaio de Ultra-Som em Laboratório nos Testemunhos Extraídos (1991)

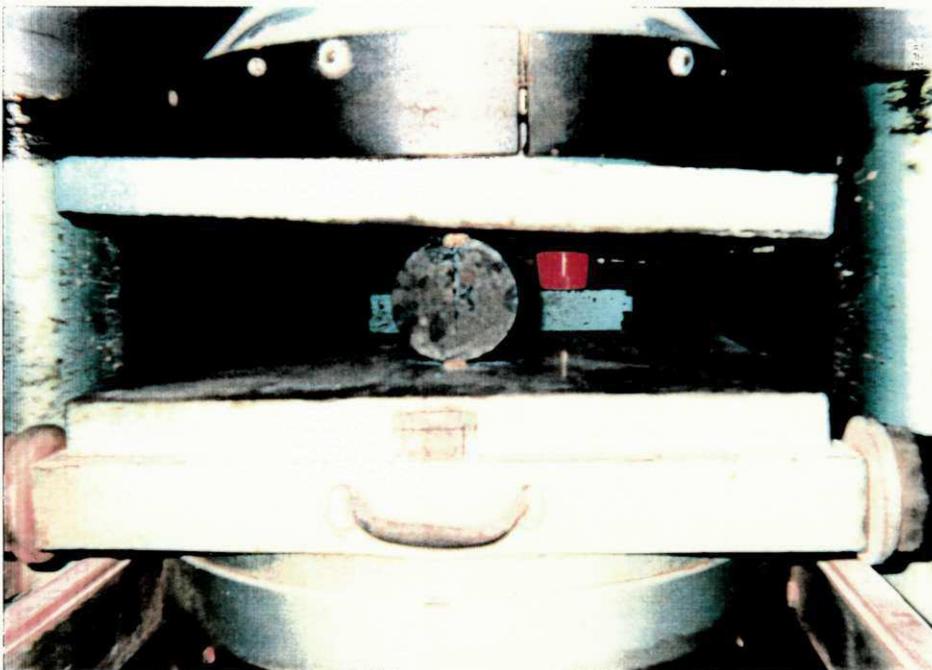


Fig. 47 - Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diame_ tral com os Testemunhos Extraídos (1991)

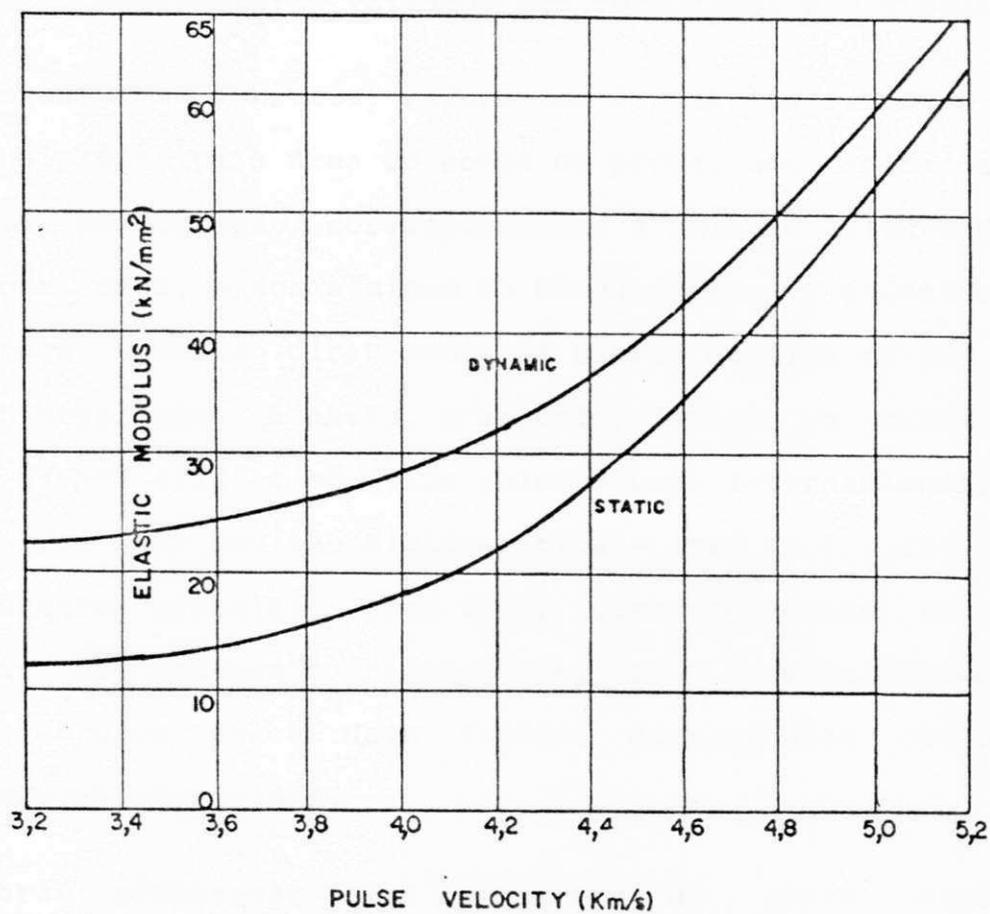


Fig. 48 - Relação entre a Velocidade de Pulsos ("Pulse Velocity") e os Módulos Elásticos Estático e Dinâmico ("Elastic Modulus Estático/Dynamic") - Gráfico Fornecido pelo Fabricante do Aparelho "PUNDIT").

numérica alternada, evitando-se romper à tração, os casos isolados de corpos de prova, que apresentaram ligeiras irregularidades nas geratrizes laterais, oriundas do processo de broqueamento. Também por ocasião dos ensaios, foram assinalados os corpos de prova complementares, procedentes de placas quebradas ou fissuradas, para posterior comparação de resultados, bem como, desprezados aqueles que apresentaram defeitos que pudessem comprometer a validade dos resultados dos ensaios.

Os resultados brutos, referentes à razão da carga de ruptura lida na prensa pela área do corpo de prova, são afetados pelos fatores de correção, correspondentes à relação altura/diâmetro diferente de 2, e aos efeitos de broqueamento. O primeiro fator de correção é obtido diretamente da tabela contida na NBR 7680 ou por interpolação à mesma. O segundo, devido ao broqueamento, citado na NBR 6118, e admitido pelas normas internacionais entre 1,10 e 1,15 (ver Revisão Bibliográfica - item II.8), foi adotado no presente trabalho, como 1,10, correspondente ao limite inferior do intervalo recomendado. Com a multiplicação dos valores brutos pelos dois fatores supracitados obtêm-se as resistências corrigidas.

Para comparação com os corpos de prova cilíndricos padronizados de 15 x 30 cm, admitindo-se os testemunhos extraídos com 10 x 20 cm, o CEB, conforme SOBRAL (1983), recomenda multiplicar os resultados por um coeficiente de correção médio, que para o caso em apreço, vale $k_c = 0,97$, obtendo-se assim os valores finais da RCS, referidos a esses corpos de prova padronizados.

III.7.4.6 Ensaios de Tração por Compressão Diametral

Dispondo-se de corpos de prova cilíndricos extraídos, e, sendo de grande interesse nas análises de pavimentos rígidos, conhecer o comportamento à tração do concreto, procederam-se as rupturas dos mesmos, à tração por compressão diametral, pelo conhecido Método Brasileiro ou Método do Prof. Lobo Carneiro, normalizado através da NBR 7222.

Os corpos de prova são rompidos segundo duas geratrizes diametralmente opostas (Ver Fig. 47), interpondo-se entre estas e as plataformas da prensa, duas tiras delgadas de madeira mole, que proporcionam a adequada distribuição da carga sobre as referidas geratrizes. A distribuição das tensões principais no plano diametral mostra a existência de uma tensão de tração, normal ao plano da seção, (PETRUCCI, 1981), dada por :

$$RTCD = \frac{2Q}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (25) \quad \text{onde:}$$

RTCD = resistência à tração por compressão diametral
 Q = carga aplicada segundo uma geratriz
 d = diâmetro do corpo de prova
 L = comprimento do corpo de prova

Aos resultados assim calculados foi aplicado o fator de correção 1,10, devido aos efeitos do broqueamento, referido no subitem anterior, obtendo-se os valores finais das resistências à tração por compressão diametral.

Os ensaios foram realizados na mesma prensa da UFPE utilizada para os ensaios de RCS.

III.7.4.7 Ensaio de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido

Não só por fornecer informações valiosas para caracterização do concreto do pavimento, como também pela contribuição que possibilita à pesquisa experimental em si, incrementou-se a execução de ensaios químicos de reconstituição do traço do concreto endurecido, realizados com os testemunhos extraídos das placas (Ver Fig. 49).

Estes ensaios foram processados na Fundação Instituto Tecnológico de Pernambuco-ITEP, na quantidade de 19 testemunhos (cerca de 50% da amostra total), pelo método normalizado pelo IPT-SP (Boletim nº 25), o qual foi focado no item II.7 da Revisão Bibliográfica.

III.8 Estudos de Tráfego

Os estudos de tráfego foram realizados com a finalidade da obtenção de dados relativos à distribuição percentual de carga por eixo, classificados por tonelagem e por categoria de veículos. Estes dados destinam-se a subsidiar a análise estrutural do pavimento, quando se consideram a ação das cargas atuantes do tráfego de veículos.

Abrangeram, a coleta de dados referentes à contagem volumétrica classificatória de veículos e aos registros de pesagens por eixo disponíveis, bem como, a execução de nova contagem volumétrica classificatória, levada a efeito em 1991 (ver Fig. 50).

Foram obtidas planilhas com os resultados de contagem de tráfego do trecho, na Divisão de Engenharia de Tráfego do



Fig. 49 - Ensaio Químico de Reconstituição do Traço do Concreto Endurecido (Laboratório do ITEP, 1991).



Fig. 50 - Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória do Tráfego (1991).

DETRAN/PE, relativas à 1990, e compilados registros de pesagens por eixos e por categoria de veículos no 4º Distrito do DNER.

No presente estudo foram admitidos, para a distribuição percentual de cargas por eixo, os resultados de pesagens de eixos obtidos pelo DER/PE, em balança situada na rodovia BR-101/Sul, no trecho Entroncamento da PE 008-Pontezinha, hipótese bastante viável, tendo em vista a proximidade deste posto de pesagem ao trecho estudado (cerca de 14 km) e ainda, tendo-se em consideração que o trecho em apreço, se constitui em variante da BR-101/Sul ao atravessar a zona urbana do Recife (ver Fig. 3).

As planilhas obtidas no DETRAN/PE supracitadas, referem-se às contagens de tráfego realizadas em Março/90, em horário das 6:00 às 21:00h, para ambas as pistas. As novas contagens volumétricas classificatórias foram efetuadas em Maio e Junho/91, em idêntico período horário, também em ambas as pistas, para verificação dos percentuais por tipo de veículo e da evolução anual do volume do tráfego atuante.

C A P Í T U L O I V

RESULTADOS OBTIDOS

IV.1 Camadas de Sub-base e do Subleito

Os resultados dos ensaios geotécnicos "in situ" e em laboratório, detalhados no Cap. III, nos furos programados de 1 a 30, são apresentados na Tabela 4 que vem a seguir. Nela constam também, o Índice de Grupo (IG) a classificação do HRB e a identificação pela textura dos materiais ensaiados, para cada furo e respectivas camadas de sub-base (SB) e subleito (SL), obtidos com base nos resultados dos ensaios de caracterização.

Nos ensaios "in situ" figuram ainda os graus de compactação (GC %), calculados pela relação percentual entre a massa específica aparente máxima de laboratório e a correspondente massa específica aparente obtida em campo.

Na Tabela 5, que se segue, constam os resultados de ensaios "in situ" suplementares, abrangendo umidade natural, módulo pressiométrico, módulo de reação e CBR, realizados em furos intermediários, em furo horizontal pressiométrico comparativo e em 2 furos, 10A e 24A respectivamente, situados na pista, nos quais efetuaram-se ensaios pressiométricos, após a extração dos testemunhos das placas.

Nos Anexos 1, 2, 3 e 4 são apresentadas as figuras representativas dos ensaios individuais "in situ", correspondentes aos testes de Prova de Carga sobre Placas, CBR, Pressiométricos e as sondagens SPT, respectivamente.

Tabela 4

Resultados dos Ensaios Geotécnicos de Laboratório e "In Situ"
nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)

Furo nº		01	01	02	02	03	03	04	04	05	05
Camada		SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL
Profundidade (cm)		50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110
Granulometria (Peneiras: % Passando)	1"	100		100		100		100		100	
	3/8"	93		97		99		99		99	
	Nº 04	92	100	96		97		98		98	
	Nº 10	90	99	95	100	96	100	96	100	96	100
	Nº 40	62	83	59	85	63	78	57	77	52	71
	Nº200	32	3	20	2	23	5	21	6	17	5
LL (%)		31	NL	NL	NL	NL	NL	NL	NL	NL	NL
IP (%)		17	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
IG		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Classificação HRB		A-2-6	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3
Identificação pela Textura		areia argilosa	areia fina sil	areia siltosa	areia fina sil						
Densidade Real (g/cm ³)		2,61	2,55	2,58	2,61	2,59	2,61	2,58	2,60	2,60	2,61
Energia: SB (26 Golpes) SL(Nat.) 126Golpes	Massa Espec.Ap.Max. (kg/m ³)	1905		2002		1993		1962		1927	
	Umidade ótima (%)	15,0		10,7		10,8		10,1		10,1	
	CBR (%)	16		44		41		25		26	
	Expansão (%)	0,4		0,0		0,0		0,0		0,0	
Ensaio "In Situ"	Umidade (%)	4,0	1,4	4,8	1,2	5,9	1,0	4,2	1,2	9,2	5,3
	Massa Espec. Apar. (kg/m ³)	1988	1750	1944	1688	2051	1720	2020	1683	1542	1620
	GC (%)	105		97		103		103		80	
	SPT (Nº Golpes)	38	21					41	48		
	Módulo Press. Ep(MPa) Er (MPa)	18,58 25,89	11,40 40,75	26,73 -	14,41 -	7,62 23,27	10,28 36,25	14,04 -	27,83 -	5,40 -	22,31 61,29
	CBR (%)	13				12		84		2	
	Mód. Reação k (MPa/m)	72	125			48	83	204	57	29	

Tabela 4 (Continuação)

Resultados dos Ensaio Geotécnicos de Laboratório e "In Situ"
nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)

Furo nº		06	06	07	07	08	08	09	09	10	10
Camada		SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL
Profundidade (cm)		50-85	85-110	50-85	85-110	50-90	90-120	50-90	90-110	50-90	90-110
Granulometria (Peneiras: % Passando)	1"	100				100					
	3/8"	98				98		100		100	
	Nº 04	96		100		97		99		99	
	Nº 10	94	100	99	100	96	100	98	100	98	100
	Nº 40	51	73	61	49	51	51	55	55	52	78
	Nº200	16	4	31	4	17	17	22	6	19	12
LL (%)		26	NL	NL	NL	NL	NL	29	NL	29	NL
IP (%)		09	NP	NP	NP	NP	NP	13	NP	14	NP
IG		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Classificação HRB		A-2-4	A-3	A-2-4	A-1-B	A-2-4	A-2-4	A-2-6	A-3	A-2-6	A-2-4
Identificação pela Textura		areia siltosa	areia fina sil	areia siltosa	areia med.fina	areia siltosa	areia siltosa	areia argilosa	areia fina sil	areia argilosa	areia sil.ater
Densidade Real (g/cm ³)		2,60	2,61	2,57	2,61	2,60	2,61	2,54	2,60	2,59	2,57
Energia: SB (26 Golpes) SL (Nat.) 126Golpes	Massa Espec. Ap. Max. (kg/m ³)	1890		1987		1928		1912		1915	1730
	Umidade ótima (%)	13,0		9,6		9,9		11,1		10,1	10,0
	CBR (%)	18		29		21		23		23	18
	Expansão (%)	0,3		0,0		0,0		0,1		0,2	0,0
Ensaio "In Situ"	Umidade (%)	10,9	3,3	10,4	3,5	11,5	3,5	10,1	3,1	9,3	4,3
	Massa Espec. Apar. (kg/m ³)	1895	1576	1688	1690	1850	1614	1608	1568	1970	1817
	GC (%)	100		85		96		84		103	105
	SPT (Nº Golpes)			22	16					15	24
	Módulo Press. Ep (MPa) Er (MPa)	20,49 69,55	21,96 70,69	9,00 -	16,92 57,69	5,50 -	21,20 -	4,80 9,90	9,62 40,57	7,30 -	11,34 -
	CBR (%)			5				3			
	Méd. Reação k (MPa/m)	371	362	53				42	179		

Tabela 4 (Continuação)

Resultados dos Ensaios Geotécnicos de Laboratório e "In Situ"
nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)

Furo nº	11	11	12	12	13	13	14	14	15	15	
Camada	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	
Profundidade (cm)	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-110	
Granulometria (Peneiras: % Passando)	1"						100				
	3/8"	100				100	97		100	100	
	Nº 04	99		100		99	96		99	99	
	Nº 10	98	100	91	100	97	100	94	100	98	
	Nº 40	55	48	46	88	65	83	53	58	52	
	Nº200	21	28	23	9	26	8	19	4	12	10
LL (%)	29	26	31	NL	24	NL	27	NL	NL	NL	
IP (%)	14	14	13	NP	11	NP	11	NP	NP	NP	
IG	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Classificação HRB	A-2-6	A-2-6	A-2-6	A-3	A-2-6	A-3	A-2-6	A-3	A-2-4	A-3	
Identificação pela Textura	areia argilosa	areia arg.ater	areia argilosa	areia siltosa	areia argilosa	areia siltosa	areia argilosa	areia fina sil	areia siltosa	areia sil.ater	
Densidade Real (g/cm ³)	2,58	2,61	2,62	2,63	2,62	2,63	2,59	2,61	2,59	2,59	
Energia: SB (26 Golpes) SL (Nat.) (26 Golpes)	Massa Espec. Ap. Max. (kg/m ³)	1920	1850	1892		1904		1995		1870	1948
	Umidade ótima (%)	11,0	12,8	12,1		11,4		11,0		10,6	10,4
	CBR (%)	27	16	17		23		33		16	28
	Expansão (%)	0,0	0,3	0,2		0,0		0,0		0,0	0,0
Ensaios "In Situ"	Umidade (%)	11,1	11,3	11,1	11,3	11,6	9,9	10,4	16,1	9,3	10,4
	Massa Espec. Apar. (kg/m ³)	1993	1900	1903	1581	1903	1608	2024	1633	1920	1840
	GC (%)	104	103	101		104		101		103	94
	SPT (Nº Golpes)	42	62	56	37					61	22
	Módulo Press. Ep (MPa) Er (MPa)	8,37 22,58	17,59 46,32	10,21 -	30,62 -	12,83 36,70	16,53 46,14	7,49 17,80	NA NA	14,74 -	NA NA
	CBR (%)							6			
	Mód. Reação k (MPa/m)					122	105	63	54		

Tabela 4 (Continuação)

Resultados dos Ensaios Geotécnicos de Laboratório e "In Situ" nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)

Furo nº	21	21	22	22	23	23	24	24	25	25	
Camada	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	
Profundidade (cm)	50-85	85-110	50-85	85-110	50-85	85-110	50-90	90-110	50-90	90-110	
Granulometria (Peneiras: % Passando)	1"										
	3/8"	100		100		100		100		100	
	Nº 94	99		99	100	99	100	99	100	99	
	Nº 10	97	100	98	99	98	99	97	99	98	100
	Nº 40	49	99	51	86	57	86	55	86	57	70
	Nº200	16	10	24	12	27	16	23	10	25	5
LL (%)	NL	NL	32	NL	19	NL	26	NL	32	NL	
IP (%)	NP	NP	12	NP	NP	NP	08	NP	12	NP	
IG	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Classificação HRB	A-1-B	A-3	A-2-6	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-3	A-2-6	A-3	
Identificação pela Textura	areia siltosa	areia fina sil	areia argilosa	areia siltosa	areia siltosa	areia siltosa	areia siltosa	areia fina sil	areia argilosa	areia fina sil	
Densidade Real (g/cm ³)	2,59	2,60	2,58	2,60	2,58	2,61	2,58	2,60	2,58	2,61	
Energia: SB (26 Golpes) SL (Mat.) 12 Golpes	Massa Espec. Ap. Max. (kg/m ³)	1930	1630	1930		1940		1992		1976	1560
	Umidade ótima (%)	10,8	17,4	10,8		10,9		11,3		9,4	20,8
	CBR (%)	21	13	41		47		33		23	16
	Expansão (%)	0,0	0,0	0,1		0,0		0,0		0,0	0,0
Ensaio "In Situ"	Umidade (%)	11,5	NA	11,5	5,3	11,5	4,7	9,3	3,5	10,4	3,5
	Massa Espec. Apar. (kg/m ³)	1757	NA	1912	1780	1925	1855	1926	1688	1780	1517
	GC (%)	91		99		99		100		90	97
	SPT (Nº Golpes)							12	18		
	Módulo Press. Ep (MPa) Er (MPa)	7,53 -	6,37 -	6,45 16,52	12,68 45,11	8,08 28,35	22,78 62,22	23,52 -	23,50 -	25,46 35,45	36,52 56,77
	CBR (%)			23		34					
	Mód. Reação k (MPa/m)			97	203	92	200				

Tabela 4 (Continuação)

Resultados dos Ensaios Geotécnicos de Laboratório e "In Situ" nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL) (1990/91)

Furo nº	26	26	27	27	28	28	29	29	30	30	
Camada	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	SB	SL	
Profundidade (cm)	50-90	90-110	50-90	90-110	50-90	90-115	50-90	90-110	50-90	90-115	
Granulometria (Peneiras: % Passando)	1"		100		100						
	3/8"	100		99		99		100		100	
	Nº 04	99		98		98		99		99	
	Nº 10	97	100	97	100	97	100	98	100	97	
	Nº 40	49	84	58	93	61	92	62	91	61	
	Nº200	17	8	30	5	26	7	19	7	24	
LL (%)	NL	NL	26	NL	29	NL	NL	NL	24	NL	
IP (%)	NP	NP	09	NP	09	NP	NP	NP	05	NP	
IG	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Classificação HRB	A-1-B	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3	A-2-4	A-3	
Identificação pela Textura	areia siltosa	areia fina sil	areia siltosa	areia fina sil	areia siltosa	areia fina sil	areia siltosa	areia fina sil	areia siltosa	areia fina sil	
Densidade Real (g/cm ³)	2,60	2,61	2,59	2,62	2,59	2,60	2,60	2,61	2,58	2,61	
Energia: SB (26 Golpes) SL (Nat.) 126 Golpes	Massa Espec. Ap. Max. (kg/m ³)	1995		1970		2000		1998		1925	
	Umidade Ótima (%)	10,5		11,8		10,1		11,1		10,9	
	CBR (%)	40		30		41		29		36	
Ensaios "In Situ"	Expansão (%)	0,0		0,0		0,0		0,0		0,0	
	Umidade (%)	10,4	NA	10,4	2,3	11,5	3,5	10,4	NA	9,3	
	Massa Espec. Apar. (kg/m ³)	2044	NA	1969	1674	1874	1516	1929	NA	1974	
	GC (%)	102		100		94		97		103	
	SPT (Nº Golpes)			14	19					37	
	Módulo Press. Ep (MPa) Er (MPa)	10,81 -	10,29 -	23,76 44,42	16,30 33,02	6,17 19,75	14,27 30,85	8,24 19,46	7,90 15,96	20,31 50,26	19,10 75,09
	CBR (%)			33		24					
Mód. Reação k (MPa/m)			100	69	61	74					

Tabela 5

Resultados dos Ensaio Geotécnicos Suplementares Executados
"In Situ" nas Camadas de Sub-base (SB) e do Subleito (SL)
(1990/91)

Localção Furo nº	Camada SB ou SL	Profundidade (cm)	Ensaio "In Situ"				
			Umidade (%)	Módulo Pressiométrico		Módulo de Reação (k)(MPa/m)	CBR (%)
				Ep (MPa)	Er (MPa)		
4 + 5 m	SB	50	6,0	-	-	-	62
9 - 5 m	SB	50	10,0	-	-	-	53
9 + 15 m	SB	50	11,0	-	-	52	-
10A (Pista)	SB	60	-	7,12	13,05	-	-
10A (Pista)	SL	90	-	12,18	21,21	-	-
24A (Pista)	SB	60	-	23,94	33,85	-	-
24A (Pista)	SL	90	-	22,85	40,70	-	-
27H (Horiz.)	SB	60	-	23,30	37,18	-	-
27H (Horiz.)	SL	90	-	15,01	27,09	-	-

IV.2 Camada de Revestimento

IV.2.1 Defeitos Encontrados

Os defeitos constatados, caracterizados pelos seus tipos, quantidades de placas atingidas e percentual de incidência, estão relacionados na Tabela 6 e registrados, conforme representação esquemática sugerida por CARVALHO (1990), na Fig. 51, apresentada em sequência.

A ausência ou deficiência no preenchimento betuminoso das juntas das placas, foram consideradas separadamente, atingindo por ocasião da inspeção, um elevado percentual, em cerca de 80%

Tabela 6

Av. Recife - Tipos, Graus de Severidade, Quantidades e Classificação dos Defeitos Encontrados no Pavimento - Maio/91

Nº	Tipo de Defeito e Grau de Severidade (GS): Baixo, Médio e Alto	Quant. Placas	% (Do Total de Placas = 4348)	
			Def.Funcional	Def.Estrutural
1	Fissura de canto (GS: Médio)	42	-	0,97
2	Placa dividida (GS: Médio)	4	-	0,09
2A	Placa dividida (GS: Alto)	46	-	1,06
3	Degrau na junta (GS: Médio)	17	-	0,39
4	Falha na selagem (GS: Alto)	-	(1)	-
5	Desnível pavimento/acostamento (GS: Médio)	61	-	1,40
6	Fissuras longitudinais (GS: Baixo)	239	-	5,55
6A	Fissuras longitudinais (GS: Médio)	228	-	5,24
6B	Fissuras longitudinais (GS: Alto)	87	-	2,00
6C	Fissuras longitudinais junto à tampão de galeria (GS: Médio)	14	-	0,32
6D	Fissuras diagonais (GS: Baixo)	14	-	0,32
6E	Fissuras transversais (GS: Baixo)	20	0,50	-
7	Grandes reparos (>0,45 m ²) ou placa coberta com asfalto (GS: Baixo)	4	-	0,09
8	Desgaste superficial (GS: *)	1570	36,11	-
9	Quebras localizadas (GS: Alto)	13	-	0,30
10	Rendilhado e escamação (GS: Baixo)	22	0,51	-
11	Fissuras de retração (GS: *)	1389	31,95	-
12	Quebra de canto (GS: Médio)	9	0,21	-
12A	Quebra de canto junto à tampão de galeria (GS: Alto)	13	0,30	-
13	Esborcimento de juntas (GS: Baixo)	104	2,39	-
13A	Esborcimento de juntas (GS: Médio)	17	0,39	-
14	Assentamento ⁽²⁾ (GS: Médio)	312	-	7,18
15	Buracos ⁽³⁾	19	-	0,40
	TOTAL		72,76	25,31

(1) Ocorreu em cerca de 80% do trecho estudado.

(2) Procura-se na inspeção associá-lo como causa de outros defeitos. No caso em apreço é causa provável de cerca de 50% dos casos de fissuras longitudinais.

(3) Não se atribui grau de severidade, procurando-se na inspeção identificar a sua origem em outro tipo de defeito.

* Não se atribui grau de severidade.

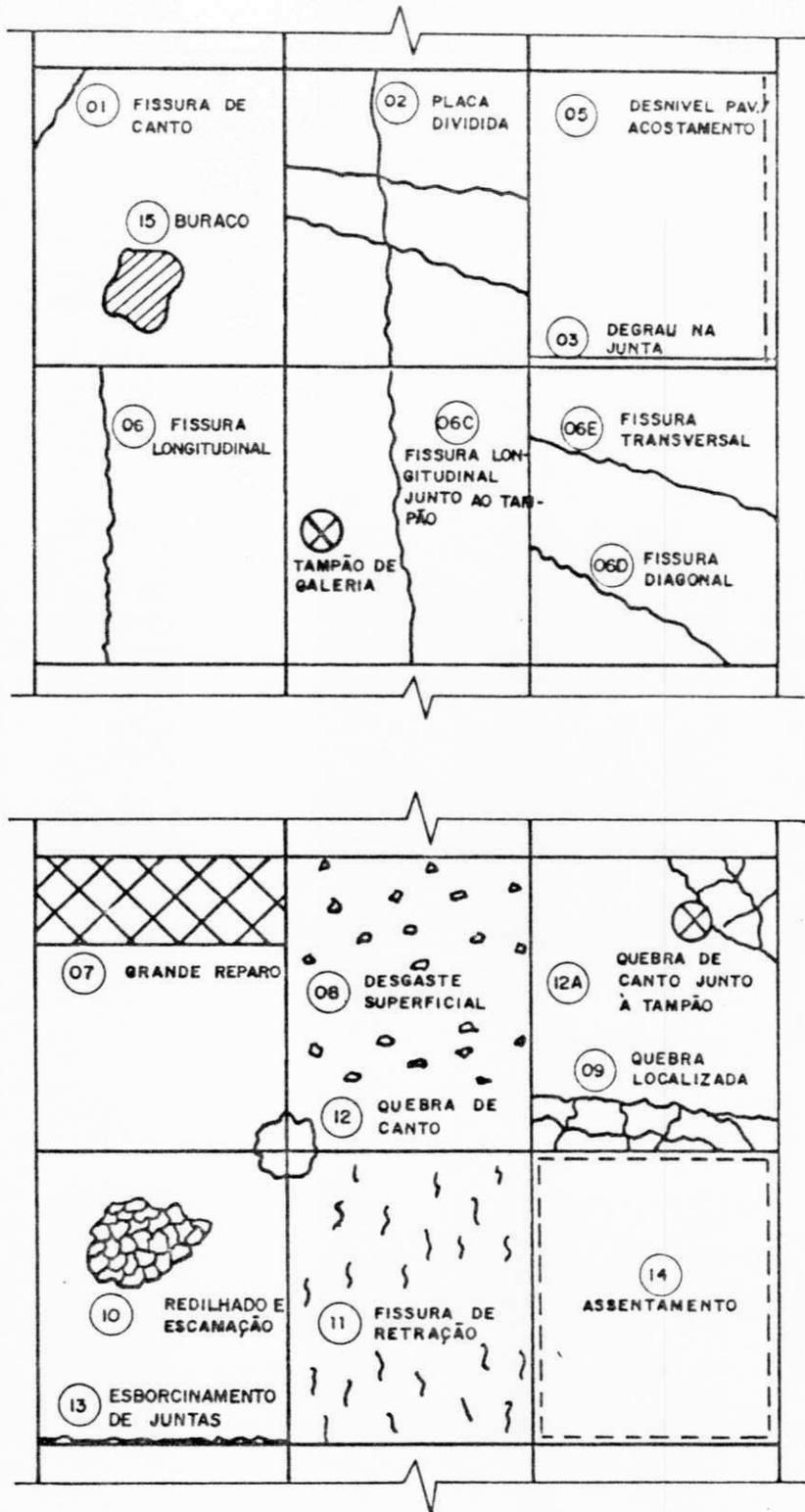


Fig. 51 - Representação Gráfica dos Principais Defeitos Encontrados no Pavimento (Apud CARVALHO, M.D. de , 1990).

do trecho verificado, com alto grau de severidade. Alguns meses após este levantamento, realizado em 1991, foram executados serviços de selagem de juntas e fissuras severas na via em questão pela Prefeitura do Recife.

São ilustrados nas Figs. 52 a 60 seguintes, os defeitos de maior incidência observados na inspeção realizada.

IV.2.2 Esclerometria na Pista

A Tabela 7 na sequência do texto, apresenta os resultados dos ensaios esclerométricos, executados nas faixas de rolamento em ambas as pistas.

Indicam-se, para os 39 ensaios realizados, a localização, as leituras individuais, o valor médio (\bar{X}), o valor médio desprezando-se os pontos fora do intervalo de $\pm 10\%$ (\bar{X}'), o índice esclerométrico efetivo corrigido (IEe) em % e as resistências à compressão estimadas em MPa, referidas à corpos de prova cúbicos (curva do instrumento) e à cilíndricos. Esta última correção foi obtida pela relação f_{cil}/f_{cub} , cujo valor médio para a faixa de resistência em questão é de 0,91, conforme estudos de Evans. (Cf. NEVILLE, A. Propriedades do Concreto, 1982, p. 517).

Os ensaios realizados em placas fissuradas são identificados por (Fs) e os em placas quebradas por (Qb), escritas ao lado da numeração da faixa na qual os mesmos foram realizados, e são apresentados na Tabela 8.

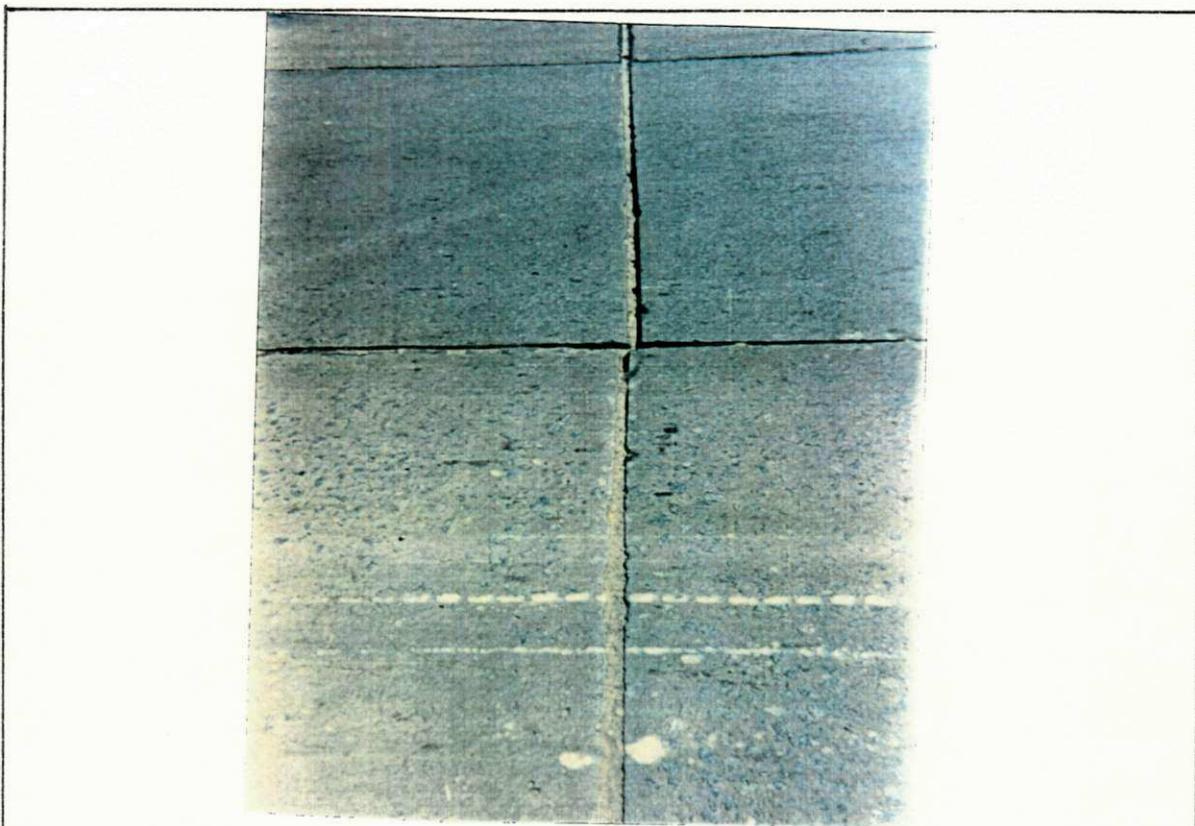


Fig. 52 - Av. Recife - Ausência de Selagem das Juntas das Placas e Desgaste Superficial com Agregado Graúdo Aparente (Vistoria Realizada em 1991).



Fig. 53 - Av. Recife - Desgaste Superficial do Concreto com o Agregado Graúdo Aparente (Vistoria Realizada em 1991)



Fig. 54 - Av. Recife - Fissura Longit. (Faixa Central, LD) em Trecho com Discreto Assentamento do Pavimento, Vendo-se ainda Ausência de Selagem na Junta. (Vistoria em 1991). No Canteiro Central, ao Longe, Ens. Pressiom.

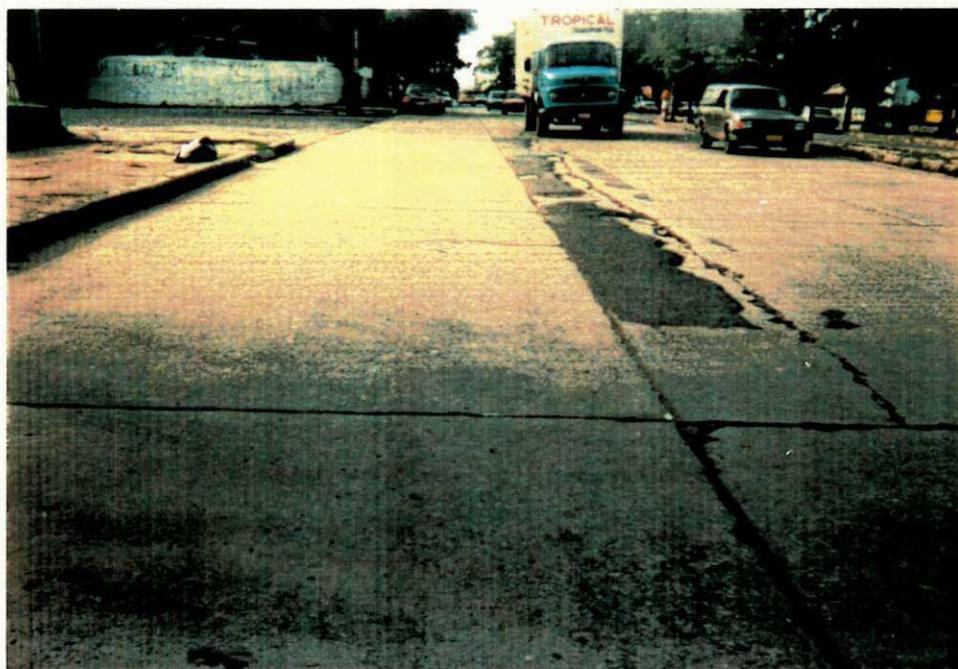


Fig. 55 - Av. Recife - Fissura Longit. Paralela ao Alinhamento de Tampões de Galeria (Faixa Central, LD). Vê-se Trecho Danificado Coberto com Asfalto entre a Junta e a Respectiva Fissura (Vistoria em 1991).



Fig. 56 - Av. Recife - Placa Quebrada ou Dividida, com Partes Cobertas com Asfalto (Vistoria em 1991). No Canteiro Central Vê-se a Execução de Prova de Carga sobre Placas.

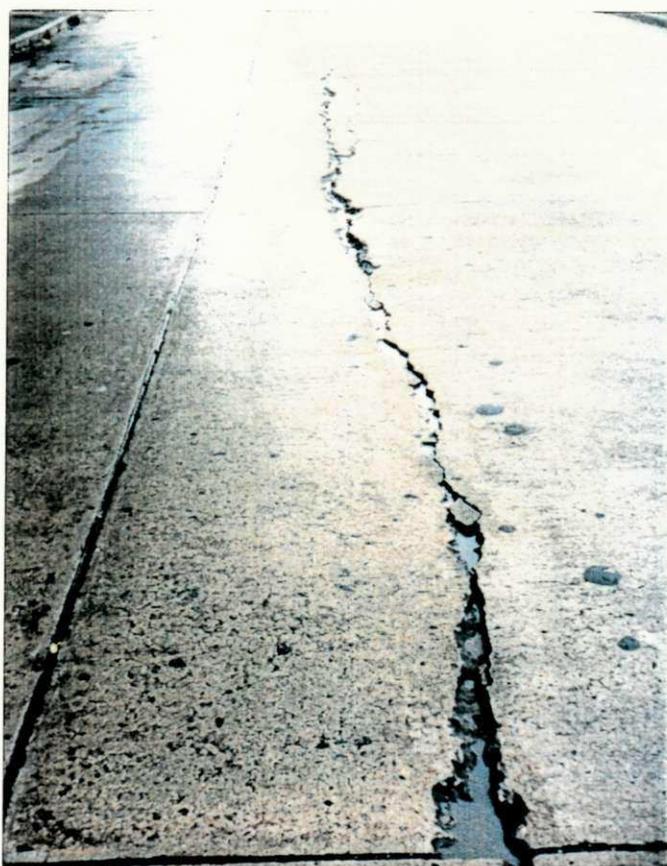


Fig. 57 - Av. Recife - Fissura Longitudinal Severa (Faixa Central, LE), com Quebra do Concreto nas Bordas (Vistoria em 1991).



Fig. 58 - Av. Recife - Placa com Quebra Localizada (Vistoria em 1991).



Fig. 59 - Av. Recife - Fissura Transversal, Quebra de Canto, Ausência de Selagem e Esborcinamento de Junta. (Vistoria em 1991).



Fig. 60 - Av. Recife - Quebras de Canto Induzidas por Tampão de Galeria e Deficiência na Selagem das Juntas (Vis_utoria em 1991).



Fig. 61 - Carbonatação Visível a partir da Face Superior dos Testemunhos Extraídos (Parte Inferior na Foto). Vê_uem-se também a Identificação e o Acondicionamento de Amostras para o Ensaio de Reconstituição do Traço.

Tabela 7

Resultados dos Ensaios Esclerométricos Executados nas Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

Ensaio N ^o	Localização			Esclerômetro Schmidt N-19 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = -90^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,14$) (%)	Resist. à Compr. Est. (R _{Ce}) (MPa)	
	Furo	Pista	Faixa			Cúbica	Cilind.
1	F1	LD	1	26; 31; 31; 31; 31; 27; 38; 31; 36; 31	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 31$ $IE_e = 35$	37,5	34,1
2	F2	LE	6	40; 34; 34; 35; 37; 32; 32; 38; 40; 36	$\bar{X} = 37; \bar{X}' = 36$ $IE_e = 41$	48,0	43,7
3	F3	LE	6	42; 36; 38; 34; 38; 40; 42; 38; 38; 34	$\bar{X} = 38$ $IE_e = 43$	52,0	47,3
4	F4	LD	3	34; 36; 38; 36; 38; 40; 34; 34; 36; 28	$\bar{X} = 35; \bar{X}' = 36$ $IE_e = 41$	48,0	43,7
5	F5	LE	6	38; 40; 38; 40; 38; 34; 35; 30; 34; 42	$\bar{X} = 37; \bar{X}' = 37$ $IE_e = 42$	50,0	45,5
6	F6	LE	4	42; 42; 44; 44; 42; 44; 38; 38; 38; 30	$\bar{X} = 40; \bar{X}' = 41$ $IE_e = 47$	59,0	53,7
7	F7	LD	1	36; 34; 38; 34; 32; 32; 38; 38; 40; 36	$\bar{X} = 36$ $IE_e = 41$	48,0	43,7
8	F8	LD	3	42; 40; 42; 42; 38; 36; 36; 34; 34; 38	$\bar{X} = 38$ $IE_e = 43$	52,0	47,3
9	F9	LE	4	32; 28; 30; 32; 30; 28; 34; 36; 28; 36	$\bar{X} = 31; \bar{X}' = 30$ $IE_e = 34$	36,0	32,8
10	F10	LE	6	31; 28; 30; 42; 36; 28; 40; 36; 34; 28	$\bar{X} = 33; \bar{X}' = 33$ $IE_e = 37$	41,0	37,3
11	F11	LD	3	36; 28; 32; 28; 30; 28; 40; 28; 28; 34	$\bar{X} = 31; \bar{X}' = 30$ $IE_e = 33$	36,0	32,8
12	F12	LD	1	28; 32; 26; 30; 30; 32; 28; 32; 28; 28	$\bar{X} = 29$ $IE_e = 33$	34,0	30,9
13	F13	LD	3	30; 32; 30; 36; 30; 32; 30; 34; 32; 30	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 31$ $IE_e = 35$	37,5	34,1
14	F14	LE	4	26; 34; 32; 32; 34; 34; 30; 34; 34; 40	$\bar{X} = 33; \bar{X}' = 33$ $IE_e = 38$	43,0	39,1
15	F15	LE	6	32; 32; 32; 32; 31; 34; 32; 32; 30; 34	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 32$ $IE_e = 37$	41,0	37,3
16	F16	LE	4	32; 28; 30; 30; 28; 36; 38; 30; 36; 22	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 31$ $IE_e = 35$	37,5	34,1

Tabela 7 (Continuação)

Resultados dos Ensaios Esclerométricos Executados nas Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

Ensaio Nº	Localização			Esclerômetro Schmidt N-19 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = -90^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,14$) (%)	Resist. à Compr. Est. (R _{Ce}) (MPa)	
	Furo	Pista	Faixa			Cúbica	Cilínd.
17	F17	LD	3	32; 32; 30; 32; 30; 34; 28; 30; 36; 30	$\bar{X} = 31; \bar{X}' = 31$ $IE_e = 35$	37,5	34,1
18	F18	LD	1	28; 32; 32; 28; 32; 34; 28; 30; 32; 32	$\bar{X} = 31$ $IE_e = 35$	37,5	34,1
19	F19	LD	3	26; 26; 26; 24; 26; 28; 38; 30; 28; 28	$\bar{X} = 28; \bar{X}' = 27$ $IE_e = 31$	31,0	28,2
20	F20	LE	4	28; 34; 34; 34; 32; 34; 36; 32; 30; 32	$\bar{X} = 33; \bar{X}' = 33$ $IE_e = 38$	43,0	39,1
21	F21	LE	6	28; 30; 30; 28; 32; 30; 27; 34; 28; 28	$\bar{X} = 30; \bar{X}' = 29$ $IE_e = 33$	34,0	30,9
22	F22	LE	4	30; 28; 32; 32; 28; 32; 28; 34; 30; 28	$\bar{X} = 30; \bar{X}' = 30$ $IE_e = 34$	36,0	32,8
23	F23	LD	3	32; 30; 28; 30; 28; 30; 32; 28; 28; 28	$\bar{X} = 29$ $IE_e = 33$	34,0	30,9
24	F24	LD	3	30; 28; 30; 32; 28; 30; 30; 34; 32; 30	$\bar{X} = 30; \bar{X}' = 30$ $IE_e = 34$	36,0	32,8
25	F25	LD	1	32; 34; 32; 30; 36; 32; 34; 34; 34; 34	$\bar{X} = 33$ $IE_e = 38$	43,0	39,1
26	F26	LE	4	34; 34; 34; 33; 32; 34; 30; 32; 32; 32	$\bar{X} = 33$ $IE_e = 38$	43,0	39,1
27	F27	LE	6	32; 34; 30; 28; 30; 34; 36; 34; 36; 32	$\bar{X} = 33$ $IE_e = 38$	43,0	39,1
28	F28	LD	3	30; 34; 32; 34; 34; 32; 30; 28; 30; 32	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 32$ $IE_e = 36$	39,5	35,9
29	F29	LD	1	34; 34; 34; 32; 28; 30; 30; 34; 30; 34	$\bar{X} = 32; \bar{X}' = 32$ $IE_e = 36$	39,5	35,9
30	F30	LE	4	30; 30; 34; 36; 38; 36; 30; 34; 32; 38	$\bar{X} = 34; \bar{X}' = 34$ $IE_e = 39$	44,0	40,0
				Pista do LD	Pista do LE	Para as duas Pistas	
Nº de elementos (n)				15	15	30	
Média aritmética (\bar{X}) R _{Ce} (cil) (MPa)				35.8	39.5	37.6	
Desvio padrão (s) (MPa)				5.37	6.09	5.83	
Coef. de variação (v) (%)				15,0	15,4	15.5	

Tabela 8

Resultados dos Ensaios Esclerométricos, Executados em Placas Fissuradas ou Quebradas das Pistas de Rolamento da Av. Recife, (1991)

Ensaio N°	Localização			Esclerômetro Schmidt N-19 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = -90^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,00$) (%)	Resist. à Compr. Est. (MPa) (RCe)	
	Furo	Pista	Faixa			Cúbica	Cilínd.
31	F5 + 62m	LD	2 (Qb)	41; 42; 39; 38; 38; 42; 36; 42; 37; 44	$\bar{X} = 40$ $IE_e = 40$	45,0	41,0
32	F7	LD	2 (Qb)	41; 42; 42; 38; 48; 47; 45; 42; 39; 40	$\bar{X} = 42; \bar{X}' = 41$ $IE_e = 41$	47,0	42,8
33	F15+ 60m	LD	2 (Qb)	40; 36; 38; 35; 37; 35; 35; 45; 43; 36	$\bar{X} = 38; \bar{X}' = 36$ $IE_e = 36$	38,0	34,6
34	F24+ 50m	LD	2 (Fs)	39; 33; 38; 36; 37; 34; 33; 40; 41; 33	$\bar{X} = 36; \bar{X}' = 35$ $IE_e = 35$	36,0	32,8
35	F16+ 27m	LE	5 (Qb)	37; 35; 39; 35; 41; 36; 39; 38; 37; 37	$\bar{X} = 37$ $IE_e = 37$	40,0	36,4
36	F16+ 31m	LE	5 (Qb)	38; 36; 37; 36; 42; 44; 38; 35; 37; 38	$\bar{X} = 38; \bar{X}' = 37$ $IE_e = 37$	40,0	36,4
37	F17+ 100m	LD	2 (Qb)	35; 36; 34; 43; 42; 35; 36; 35; 36; 35	$\bar{X} = 37; \bar{X}' = 35$ $IE_e = 35$	36,0	32,8
38	F13+ 60m	LE	5 (Qb)	40; 42; 41; 39; 42; 46; 40; 39; 42; 39	$\bar{X} = 41; \bar{X}' = 40$ $IE_e = 40$	45,0	41,0
39	F26	LD	3 (Qb)	40; 38; 39; 38; 39; 46; 40; 41; 39; 40	$\bar{X} = 40; \bar{X}' = 39$ $IE_e = 39$	43,0	39,1
				Obs.: (Qb) Placa quebrada			
				(Fs) Placa fissurada			
						Para as duas Pistas	
N° de elementos (n)						9	
Média aritmética (\bar{X}) RCe(cil) (MPa)						37.4	
Desvio padrão (s) (MPa)						3.71	
Coef. de variação (v) (%)						9.9	

IV.2.3 Esclerometria nos Corpos de Prova

Os resultados esclerométricos dos ensaios realizados nos testemunhos, são relacionados na Tabela 9, que contém os mesmos parâmetros apresentados na Tabela 7, referente à esclerometria na pista.

IV.2.4 Inspeção, Massa Específica Aparente e Reconstituição do Traço

Constam da Tabela 10, a altura média dos testemunhos extraídos, antes e após o corte de regularização da face inferior, a massa específica aproximada do concreto em kg/m^3 , o traço unitário em peso reconstituído (cimento:agregado:água), além dos elementos de identificação (nº do CP, furo, pista e faixa correspondentes e observações) desses testemunhos.

Na inspeção dos referidos testemunhos brocados do pavimento, verificou-se que menos de 10% apresentaram vazios, defeitos originados na extração ou empenos. Constatou-se, por outro lado, a carbonatação progressiva, a partir da face superior dos mesmos, atingindo espessura entre 10 a 20 mm, visível na Fig. 61.

IV.2.5 Ultra-Som

Na Tabela 11 seguinte, encontram-se os resultados dos ensaios de ultra-som realizados em laboratório, nos testemunhos disponíveis. Constam os elementos medidos no ensaio (comprimento em m, tempo em 10^{-6}s), a velocidade "V" resultante em m/s e os parâmetros estimados a partir desta velocidade, ou sejam, a qualidade do concreto, a resistência à compressão e os módulos de deformação estático e dinâmico, em MPa. Figuram ainda as mesmas observações referidas na Tabela 10 anterior.

Tabela 9

Resultados dos Ensaio Esclerométricos, Executados nos Testemunhos Extraídos das Pistas da Av. Recife (1991)

Ensaio N ^o	CP N ^o	Esclerômetro Schmidt N-34 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = 0^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,00$) (%)	Resist. à Compr. Est.(R _{Ce}) (MPa)	
				Cúbica	Cilínd.
1	01	44; 46; 45; 47; 43; 45; 45; 44; 43; 45	$\bar{X} = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
2	02	51; 42; 46; 43; 45; 44; 46; 49; 49; 50	$\bar{X} = 46$ $IE_e = 46$	49,6	45,1
3	03	41; 39; 45; 43; 39; 42; 39; 43; 38; 37	$\bar{X} = 41$ $IE_e = 41$	42,4	48,6
4	04	44; 41; 39; 47; 49; 46; 43; 40; 46; 45	$\bar{X} = 44; \bar{X}' = 44$ $IE_e = 44$	46,8	42,6
5	05	45; 49; 51; 46; 52; 52; 51; 46; 44; 49	$\bar{X} = 48$ $IE_e = 48$	52,0	47,3
6	06	41; 49; 45; 47; 45; 42; 46; 43; 49; 44	$\bar{X} = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
7	07	47; 46; 49; 42; 50; 54; 52; 45; 47; 49	$\bar{X} = 48; \bar{X}' = 48$ $IE_e = 48$	52,0	47,3
8	08	45; 48; 47; 43; 47; 45; 41; 43; 47; 41	$\bar{X} = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
9	09	44; 46; 47; 45; 47; 45; 44; 49; 44; 43	$\bar{X} = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
10	11	49; 49; 46; 51; 49; 53; 48; 43; 46; 51	$\bar{X} = 48$ $IE_e = 48$	52,0	47,3
11	12	48; 49; 42; 51; 51; 41; 44; 35; 40; 47	$\bar{X} = 45; \bar{X}' = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
12	13	47; 50; 50; 55; 43; 45; 44; 48; 50; 45	$\bar{X} = 48; \bar{X}' = 47$ $IE_e = 47$	51,0	46,4
13	14	44; 47; 45; 47; 32; 42; 56; 48; 48	$\bar{X} = 45; \bar{X}' = 46$ $IE_e = 46$	49,6	45,1
14	15	43; 49; 45; 45; 42; 39; 39; 42; 38; 39	$\bar{X} = 41$ $IE_e = 41$	42,4	38,6
15	16	41; 39; 43; 42; 40; 41; 45; 41; 42; 44	$\bar{X} = 42$ $IE_e = 42$	44,0	40,0
16	17	41; 35; 31; 37; 38; 37; 37; 40; 33; 38	$\bar{X} = 37; \bar{X}' = 37$ $IE_e = 37$	37,0	33,7

Tabela 9 (Continuação)

Resultados dos Ensaaios Esclerométricos, Executados nos Testemunhos Extraídos das Pistas da Av. Recife (1991)

Ensaio N ^o	CP N ^o	Esclerômetro Schmidt N-34 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = 0^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,00$) (%)	Resist. à Compr. Est. (RCe) (MPa)	
				Cúbica	Cilínd.
17	18	47; 48; 40; 41; 44; 52; 47; 45; 45; 45	$\bar{X} = 45; \bar{X}' = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
18	19	40; 42; 43; 47; 49; 44; 35; 37; 46; 37	$\bar{X} = 42; \bar{X}' = 43$ $IE_e = 43$	45,2	41,1
19	20	39; 41; 40; 39; 38; 40; 39; 39; 39; 43	$\bar{X} = 39$ $IE_e = 39$	40,0	36,4
20	21	42; 43; 53; 59; 45; 45; 46; 49; 45; 43	$\bar{X} = 47; \bar{X}' = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
21	22	45; 51; 47; 43; 45; 51; 45; 40; 45; 47	$\bar{X} = 46; \bar{X}' = 45$ $IE_e = 45$	48,0	43,7
22	23	39; 40; 39; 46; 44; 42; 44; 41; 39; 38	$\bar{X} = 41; \bar{X}' = 41$ $IE_e = 41$	42,4	38,6
23	24	43; 48; 43; 45; 47; 45; 46; 41; 43; 42	$\bar{X} = 44$ $IE_e = 44$	46,8	42,6
24	25	51; 40; 45; 40; 37; 47; 42; 40; 41; 41	$\bar{X} = 42; \bar{X}' = 41$ $IE_e = 41$	42,4	38,6
25	27	41; 43; 42; 47; 40; 39; 53; 41; 45; 39	$\bar{X} = 43; \bar{X}' = 42$ $\bar{X}'' = 41; IE_e = 41$	42,4	38,6
26	28	50; 45; 44; 41; 45; 41; 41; 49; 42; 45	$\bar{X} = 43; \bar{X}' = 43$ $IE_e = 43$	45,2	41,1
27	29	48; 48; 58; 56; 45; 47; 51; 48; 48; 47	$\bar{X} = 50; \bar{X}' = 48$ $IE_e = 48$	52,0	47,3
28	30	35; 40; 44; 40; 39; 39; 40; 40; 39; 40	$\bar{X} = 40; \bar{X}' = 40$ $IE_e = 40$	41,0	37,3
29	05-A	43; 54; 49; 51; 52; 50; 49; 55; 52; 50	$\bar{X} = 50; \bar{X}' = 51$ $IE_e = 51$	56,8	51,7
30	07-A	51; 45; 45; 47; 55; 48; 45; 52; 43; 46	$\bar{X} = 48; \bar{X}' = 47$ $IE_e = 47$	51,0	46,4
31	13-A	39; 47; 48; 47; 48; 47; 44; 49; 52; 44	$\bar{X} = 46; \bar{X}' = 47$ $IE_e = 47$	51,0	46,4
32	15-A	39; 42; 54; 42; 49; 49; 41; 43; 43; 44	$\bar{X} = 45; \bar{X}' = 44$ $IE_e = 44$	46,8	42,6

Tabela 9 (Continuação)

Resultados dos Ensaios Esclerométricos, Executados nos Testemunhos Extraídos das Pistas da Av. Recife (1991)

Ensaio N°	CP N°	Esclerômetro Schmidt N-34 Leituras Individuais (Ângulo com a horizontal $\alpha = 0^\circ$)	Índice Esclerométrico Efetivo (Fator de Correção $K_e = 1,00$) (%)	Resist. à Compr. Est. (RCe) (MPa)	
				Cúbica	Cilind.
33	16-A	44; 51; 41; 40; 41; 35; 43; 39; 39; 40	$\bar{X} = 41; \bar{X}' = 41$ $IE_e = 41$	42,4	38,6
34	16-B	42; 42; 37; 42; 45; 40; 41; 43; 41; 39	$\bar{X} = 41$ $IE_e = 41$	42,4	38,6
35	17-A	43; 42; 42; 44; 41; 41; 43; 40; 42; 45	$\bar{X} = 42$ $IE_e = 42$	44,0	40,0
36	24-A	42; 46; 44; 42; 48; 50; 40; 52; 44; 44	$\bar{X} = 45; \bar{X}' = 44$ $IE_e = 44$	46,8	42,6
<p><u>Observações:</u></p> <p>1) O corpo de prova n° 10 apresentou altura útil insuficiente para a execução do ensaio.</p> <p>2) O corpo de prova n° 26 foi rompido à compressão, juntamente com o seu par n° 26-A extraído da mesma placa, para a comparação das prensas da UFPE e da UFPB, antes dos ensaios esclerométricos.</p>					
				Para as duas Pistas	
N° de elementos (n)				36	
Média aritmética (\bar{X}) RCe(cil) (MPa)				42.5	
Desvio padrão (s) (MPa)				3.77	
Coef. de variação (v) (%)				8.9	

Tabela 10

Localização, Dimensões, Massa Específica Aparente e Reconstituição do Traço do Concreto dos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

CP	Localização			Dimensões (d=10cm)		Volume (m ³)	Massa Específica Aparente (kg)	Massa Específica Aparente (kg/m ³)	Reconstituição do Traço do Concreto (IPT-B nº 25)	Observação
				Altura média (cm)						
	Nº	Furo	Pista	Faixa	Antes do Corte	Após o Corte	X 10 ⁻³		Cim.:Agregado:Água	
01	01	LD	1	20,0	16,5	1,180	2,889	2448	1,0 : 5,5 : 0,37	Corpo de prova com vazios
02	02	LE	6	21,0	18,0	1,420	3,485	2454	1,0 : 4,6 : 0,39	
03	03	LE	6	20,4	17,2	1,260	3,097	2458	1,0 : 3,2 : 0,31	
04	04	LD	3	22,0	18,7	1,480	3,668	2478		
05	05	LE	6	18,5	15,5	1,200	2,933	2444	1,0 : 4,0 : 0,38	
06	06	LE	4	22,0	18,7	1,480	3,645	2463		
07	07	LD	1	21,7	19,6	1,520	3,678	2420	1,0 : 4,2 : —	
08	08	LD	3	23,8	19,8	1,560	3,875	2484	1,0 : 4,2 : 0,45	
09	09	LE	4	20,6	16,5	1,200	3,008	2507		
10	10	LD	3	17,0	9,8	0,730	1,801	2467		Corpo de prova com vazios
11	11	LD	1	16,8	14,6	1,103	2,793	2532	1,0 : 3,5 : —	
12	12	LD	3	20,4	17,7	1,360	3,446	2534	1,0 : 6,7 : 0,51	
13	13	LD	3	20,0	16,4	1,200	2,964	2470		
14	14	LE	4	21,2	18,8	1,440	3,541	2459	1,0 : 3,9 : 0,38	
15	15	LE	6	16,6	14,6	1,140	2,809	2464		
16	16	LE	4	22,0	19,2	1,520	3,611	2376		
17	17	LD	3	21,5	19,3	1,520	3,505	2306	1,0 : 4,0 : —	
18	18	LD	1	23,3	20,0	1,540	3,655	2373	1,0 : 5,6 : 0,48	Britas aparentes na face superior
19	19	LD	3	21,2	18,5	1,420	3,370	2373	1,0 : 4,4 : 0,36	Britas aparentes na face superior
20	20	LE	4	21,8	18,6	1,460	3,386	2319	1,0 : 3,4 : 0,38	
21	21	LE	6	18,5	15,7	1,240	2,903	2341		
22	22	LE	5	18,2	15,6	1,200	2,938	2448	1,0 : 4,1 : 0,39	Placa fissurada

Tabela 10 (Continuação)

Localização, Dimensões, Massa Específica Aparente e Reconstituição do Traço do Concreto dos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

CP	Localização			Dimensões (d=10cm)		Volume (m ³)	Massa (kg)	Massa Específica Aparente (kg/m ³)	Reconstituição do Traço do Concreto (IPT-B nº 25)	Observação
				Altura média (cm)						
	Nº	Furo	Pista	Faixa	Antes do Corte	Após o Corte	x 10 ⁻³		Cim.:Agregado:Água	
23	23	LD	3	20,5	18,5	1,420	3,450	2430		
24	24	LD	3	20,0	14,5	1,080	2,535	2347	1,0 : 4,7 : 0,42	
25	25	LD	1	21,0	17,4	1,320	3,207	2430		
26	26	LD	3	19,8	17,1	1,311	3,165	2414	1,0 : 4,8 : 0,51	
27	27	LE	6	21,5	18,6	1,460	3,504	2400		
28	28	LD	3	20,0	16,5	1,258	3,106	2469		
29	29	LD	2	16,8	14,8	1,160	2,877	2480		
30	30	LE	4	21,1	18,9	1,140	3,408	2367	1,0 : 4,1 : 0,42	
05-A	5+62m	LD	2	18,5	15,5	1,240	3,014	2431		Placa quebrada
07-A	07	LD	2	18,5	15,2	1,200	2,975	2479		Placa quebrada
13-A	13 + 60 m	LE	5	18,5	15,5	1,208	2,950	2442		Placa quebrada
15-A	15 + 60 m	LD	2	16,0	13,0	1,030	2,503	2430		Placa fissurada
16-A	16 + 27 m	LE	5	15,0	12,6	0,980	2,336	2384		Placa quebrada
16-B	16 + 31 m	LE	5	12,8	10,7	0,820	1,927	2350	1,0 : 5,5 : 0,46	Placa quebrada
17-A	17 + 100 m	LD	2	15,9	13,1	1,040	2,558	2460		Placa quebrada
24-A	24 + 50 m	LD	2	18,5	15,4	1,200	2,920	2433	1,0 : 5,6 : 0,42	Placa fissurada
26-A	26	LD	3	9,0	8,0	0,620	1,484	2394		Corpo de prova quebrado na extração

Tabela 11

Resultados dos Ensaio Ultra-Sônicos nos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991), e Respetivos Parâmetros Estimados

CP Nº	Ensaio de Ultra-Som			Parâmetros Estimados a Partir da Velocidade Obtida				Observação
	Comprim. (m)	Tempo (10 ⁻⁶ s)	Velocidade (m/s)	Qualidade do Concreto	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Deformação (MPa)		
						Estático	Dinâmico	
01	0,165	35,9	4596	Excelente	38,3	34.500	41.500	C. Prova c/vazios
02	0,180	37,6	4787	Excelente	50,0	42.000	49.000	
03	0,172	38,2	4503	Excelente	31,6	31.000	39.000	
04	0,187	39,8	4698	Excelente	43,5	38.500	46.000	
05	0,155	32,9	4711	Excelente	44,0	38.700	46.500	
06	0,187	38,4	4870	Excelente	59,3	47.000	52.500	
07	0,196	40,6	4828	Excelente	54,0	44.500	50.800	
08	0,198	42,0	4714	Excelente	44,0	38.700	46.500	
09	0,165	36,6	4508	Excelente	31,6	31.000	39.000	
10	0,098	21,1	4645	Excelente	40,5	36.200	43.600	C. Prova c/vazios
11	0,146	29,5	4949	Excelente	62,0	50.000	56.000	
12	0,177	36,1	4903	Excelente	59,0	47.500	53.000	
13	0,164	36,0	4556	Excelente	34,7	32.500	40.500	
14	0,188	38,8	4845	Excelente	57,5	45.000	51.000	
15	0,146	30,0	4867	Excelente	59,3	45.900	52.000	
16	0,192	43,1	4455	Boa	30,0	29.500	37.000	
17	0,193	44,3	4347	Boa	22,0	25.500	34.500	
18	0,200	43,7	4577	Excelente	36,0	34.000	41.500	Britas aparentes
19	0,185	40,9	4523	Excelente	32,2	32.000	39.500	Britas aparentes
20	0,186	42,7	4356	Boa	25,1	26.500	35.500	
21	0,157	35,2	4460	Boa	30,0	30.000	37.500	

Tabela 11 (Continuação)

Resultados dos Ensaio Ultra-Sônicos nos Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991), e Respetivos Parâmetros Estimados

CP Nº	Ensaio de Ultra-Som			Parâmetros Estimados a Partir da Velocidade Obtida				Observação
	Comprim. (m)	Tempo (10 ⁻⁶ s)	Velocidade (m/s)	Qualidade do Concreto	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Deformação (MPa)		
						Estático	Dinâmico	
22	0,156	32,5	4800	Excelente	52,0	42.500	49.500	Placa fis- surada
23	0,185	39,8	4648	Excelente	40,6	36.200	43.600	
24	0,145	32,7	4434	Boa	27,3	28.500	37.000	
25	0,174	38,2	4550	Excelente	34,6	32.500	40.500	
26	0,198	37,2	4597	Excelente	38,3	34.800	41.500	
27	0,186	41,0	4537	Excelente	33,5	32.200	40.000	
28	0,165	36,2	4558	Excelente	34,7	32.500	40.500	
29	0,168	31,1	4759	Excelente	46,5	40.800	47.500	
30	0,189	43,5	4345	Boa	23,6	25.500	34.500	
05-A	0,155	32,0	4844	Excelente	57,5	45.000	51.000	Placa que- brada
07-A	0,152	32,6	4663	Excelente	43,0	37.000	44.200	Placa que- brada
13-A	0,155	33,2	4669	Excelente	43,0	37.000	44.200	Placa que- brada
15-A	0,130	28,5	4561	Excelente	34,7	32.500	40.500	Placa que- brada
16-A	0,126	29,8	4228	Boa	19,2	22.500	32.000	Placa que- brada
16-B	0,107	23,5	4553	Excelente	34,6	32.500	40.500	Placa que- brada
17-A	0,131	28,8	4549	Excelente	34,6	32.500	40.500	Placa que- brada
24-A	0,154	33,8	4556	Excelente	34,7	32.500	40.500	Placa fis- surada

IV.2.6 Resistências Mecânicas

Os resultados dos ensaios de ruptura à compressão simples (RCS) e à tração por compressão diametral (RTCD) dos corpos de prova extraídos, estão representados na Tabela 12 adiante apresentada.

Nesta Tabela constam, para cada testemunho ensaiado, seus elementos geométricos, as cargas de ruptura, os fatores de correção devido a relação altura/diâmetro e ao broqueamento, as resistências corrigidas e as resistências finais referidas a corpos de prova cilíndricos padronizado de 15 x 30 cm (através do coeficiente K_c), RCS, em MPa. Na coluna "Observação", identificam-se os corpos de prova obtidos de placas quebradas ou fissuradas e os que por ventura apresentaram defeitos.

Tabela 12

Resultados dos Ensaios de Resistência à Compressão Simples e Resistência à Tração por Compressão Diametral Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife, 1991

CP NE	Diam. (d) (cm)	Altura (h) (cm)	Area (A) (cm ²)	Ensaio de Ruptura		Relação h / d	Fator de Correção (Kr)	Fator de Correção de Bron- queamento (Kb)	Resistências Corrigidas (MPa)		F.de Correção de RCS p/c.p. 15x30 (MPa)		Observação
				Carga na Prensa (kg)					RCS'	RTCD	Kc	RCS	
				Compressão	Tração								
01	10	16,5	78,54	27.000	-	1,65	0,95	1,10	35,9	-	0,97	34,8	C.p. c/ vazios
02	10	18,0	78,54	-	11.000	1,80	-	1,10	-	4,28	-	-	
03	10	17,2	78,54	17.800	-	1,72	0,97	1,10	-	-	-	-	Capamento defeituoso
04	10	18,7	78,54	-	14.800	1,87	-	1,10	-	5,54	-	-	
05	10	15,5	78,54	36.000	-	1,55	0,94	1,10	47,4	-	0,97	46,0	
06	10	18,7	78,54	-	15.500	1,87	-	1,10	-	5,80	-	-	
07	10	19,6	78,54	-	14.100	1,96	-	1,10	-	5,04	-	-	
08	10	19,8	78,54	28.400	-	1,98	1,00	1,10	39,8	-	0,97	38,6	
09	10	16,5	78,54	-	7.500	1,65	-	1,10	-	3,18	-	-	
10	10	9,8	78,54	28.400	-	1,00	0,83	1,10	33,0	-	0,97	32,0	
11	10	14,6	78,54	40.500	-	1,46	0,92	1,10	52,2	-	0,97	50,6	
12	10	17,7	78,54	32.500	-	1,77	0,97	1,10	44,2	-	0,97	42,9	
13	10	16,4	78,54	-	10.500	1,64	-	1,10	-	4,48	-	-	
14	10	18,8	78,54	34.500	-	1,88	0,99	1,10	47,8	-	0,97	46,4	
15	10	14,6	78,54	-	10.800	1,46	-	1,10	-	5,18	-	-	
16	10	19,2	78,54	-	12.300	1,92	-	1,10	-	4,49	-	-	
17	10	19,3	78,54	11.600	-	1,93	1,00	1,10	-	-	-	-	C.p. defeituoso
18	10	20,0	78,54	24.800	-	2,00	1,00	1,10	34,7	-	0,97	33,7	Britas aparentes na face superior
19	10	18,5	78,54	-	8.400	1,85	-	1,10	-	3,18	-	-	
20	10	18,6	78,54	18.500	-	1,86	0,98	1,10	25,4	-	0,97	24,6	
21	10	15,7	78,54	-	7.900	1,57	-	1,10	-	3,52	-	-	

Tabela 12 (Continuação)

Resultados dos Ensaios de Resistência à Compressão Simples e Resistência à Tração por Compressão Diametral Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife, 1991

CP Nº	Diam. (d) (cm)	Altura (h) (cm)	Area (A) (cm ²)	Ensaio de Ruptura		Relação h / d	Fator de Correção (Kr)	Fator de Correção de Bron- queamento (Kb)	Resistências Corrigidas (MPa)		Fator de Cor- reção de RCS p/c.p. (15x30)		Observação
				Carga na Prensa (kg)					RCS'	RTCD	Kc	RCS	
				Compressão	Tração								
22	10	15,6	78,54	31.200	-	1,56	0,94	1,10	41,1	-	0,97	39,9	Placa fissurada
23	10	18,5	78,54	-	10.100	1,85	-	1,10	-	3,82	-	-	
24	10	14,5	78,54	16.000	-	1,45	0,93	1,10	-	-	-	-	C.p. defeituoso
25	10	17,4	78,54	-	9.600	1,74	-	1,10	-	3,86	-	-	
26	10	17,1	78,54	31.000	-	1,71	0,97	1,10	42,1	-	0,97	40,8	
27	10	18,6	78,54	-	13.200	1,86	-	1,10	-	4,97	-	-	
28	10	16,5	78,54	28.500	-	1,65	0,95	1,10	37,9	-	0,97	36,8	
29	10	14,8	78,54	37.000	-	1,48	0,93	1,10	48,2	-	0,97	46,8	
30	10	18,9	78,54	-	9.600	1,89	-	1,10	-	3,56	-	-	
5-A	10	15,5	78,54	-	12.200	1,55	-	1,10	-	5,51	-	-	Placa quebrada
7-A	10	15,2	78,54	-	12.400	1,52	-	1,10	-	5,11	-	-	Placa quebrada
13-A	10	15,5	78,54	32.200	-	1,55	0,94	1,10	42,4	-	0,97	41,1	Placa quebrada
15-A	10	13,0	78,54	27.800	-	1,30	0,90	1,10	35,0	-	0,97	34,0	Placa fissurada
16-A	10	12,6	78,54	-	4.700	1,26	-	1,10	-	2,61	-	-	Placa quebrada
16-B	10	10,7	78,54	25.500	-	1,07	0,84	1,10	30,0	-	0,97	29,1	Placa quebrada
17-A	10	13,1	78,54	31.400	-	1,31	0,90	1,10	39,6	-	0,97	38,4	Placa quebrada
24-A	10	15,4	78,54	-	7.000	1,54	-	1,10	-	3,18	-	-	Placa fissurada
26-A	10	8,0	78,54	32.200	-	0,80	0,81	1,10	36,5	-	0,97	35,4	C.p. quebrado na extração

IV.3 Tráfego

Os dados coletados e as contagens de tráfego, referentes ao trecho estudado, são apresentados nas Tabelas 13 a 21. As Tabelas 13 e 14 referem-se as contagens volumétricas classificatórias, realizadas pelo DETRAN-PE, em Março/90, para as pistas do lado direito e do lado esquerdo respectivamente.

As Tabelas 15 e 16, representam analogamente as contagens efetuadas no presente estudo, em Maio e Junho/91, em igual período horário, em correspondência às primeiras.

A Tabela 17 apresenta uma estimativa de crescimento do tráfego médio diário no biênio 1990/91.

As Tabelas 18 a 21 indicam a distribuição de frequências de cargas por eixo, por classes de 2 t, para ônibus, caminhão médio, caminhão pesado, reboque e semi-reboque, respectivamente, coletadas no DER-PE, referentes às pesagens efetuadas em Agosto/87 e Setembro/88, no posto situado no trecho Entroncamento PE-068-Pontezinha, referido item III.8.

Tabela 13

Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego
(DETRAN/PE, Março, 90) - Pista do Lado Direito. Sentido do
Tráfego: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes

Hora	Volume Diário de Tráfego (23.03.90)				
	Automóvel	Táxi	Carga	Coletivo	Total
06-07	334	52	94	36	516
07-08	738	82	65	28	913
08-09	654	63	151	50	918
09-10	611	66	122	36	835
10-11	848	80	137	24	1.089
11-12	746	74	113	23	956
12-13	881	65	107	37	1.090
13-14	635	43	116	37	831
14-15	657	58	123	32	870
15-16	694	45	146	38	923
16-17	888	49	152	27	1.116
17-18	1.444	47	105	32	1.628
18-19	1.305	63	98	45	1.511
19-20	855	72	83	25	1.035
20-21	577	45	47	20	689
Totais	11.867	904			
	12.771		1.659	490	14.920
%	86		11	03	100

Tabela 14

Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego (DETRAN/PE, Março90) - Pista do Lado Esquerdo. Sentido do Tráfego: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Dr. José Rufino

Hora	Volume Diário de Tráfego (23.03.90)				
	Automóvel	Táxi	Carga	Coletivo	Total
06-07	571	45	63	16	695
07-08	1,628	88	96	42	1.854
08-09	1.598	91	159	36	1.884
09-10	896	57	112	32	1.097
10-11	545	47	82	27	701
11-12	671	68	118	27	884
12-13	1.112	52	94	35	1.293
13-14	1.130	58	68	38	1.294
14-15	965	53	121	38	1.177
15-16	743	50	106	24	923
16-17	802	55	110	32	999
17-18	768	53	109	38	968
18-19	966	90	74	33	1.163
19-20	672	83	41	25	821
20-21	521	55	38	22	636
Totais	13.588	945			
	14.533		1.391	465	16.389
%	88		09	03	100

Tabela 15

Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego Efetuada em Maio e Junho/91 - Pista do Lado Esquerdo. Sentido do Tráfego: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Dr. José Rufino

Hora	Volume Médio Diário de Tráfego (Dias: 29/5, 31/5, 4/6 e 6/6/91)						Total
	Carrros de Passeio	Caminhões Leves	Caminhões Médios	Caminhões Pesados	Reboques e Semi-Reb	Ônibus	
06-07	795	16	19	10	07	38	885
07-08	2.000	17	52	25	08	50	2.152
08-09	1.608	45	41	37	16	41	1.788
09-10	1.247	48	42	37	05	35	1.414
10-11	977	35	37	47	11	32	1.139
11-12	963	33	44	39	12	34	1.125
12-13	1.018	36	39	20	08	43	1.164
13-14	1.171	33	41	39	05	40	1.329
14-15	784	24	19	18	09	18	872
15-16	1.089	30	32	37	07	40	1.235
16-17	1.023	42	41	50	13	41	1.210
17-18	1.331	42	42	40	09	44	1.508
18-19	1.483	38	34	29	09	41	1.634
19-20	1.003	15	10	11	05	38	1.082
20-21	897	07	08	09	06	29	956
Totais		461	501	448	130		
	17.389	1.540				564	19.493
%	89	02	03	02	01	03	100
	89	08				03	100

Tabela 16

Av. Recife - Contagem Volumétrica Classificatória de Tráfego, Efetuada em Maio e Junho/91 - Pista do Lado Direito. Sentido do Tráfego: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes

Hora	Volume Médio Diário de Tráfego (Dias: 29/5, 31/5, 4/6 e 6/6/91)						
	Carros de	Caminhões	Caminhões	Caminhões	Reboques e	Ônibus	Total
	Passageiro	Leves	Médios	Pesados	Semi-Reb		
06-07	526	41	31	28	03	42	671
07-08	1.180	62	102	66	09	50	1.469
08-09	974	51	110	65	08	37	1.245
09-10	995	32	64	42	09	28	1.170
10-11	986	32	67	47	09	24	1.165
11-12	1.386	31	79	54	11	34	1.595
12-13	1.275	30	49	39	11	35	1.439
13-14	1.030	35	55	46	12	35	1.213
14-15	715	27	36	46	06	20	850
15-16	1.067	50	68	64	15	34	1.298
16-17	1.227	56	64	57	10	37	1.451
17-18	1.686	34	59	48	20	41	1.888
18-19	1.487	20	33	35	13	44	1.632
19-20	1.182	16	17	14	13	34	1.276
20-21	905	11	07	09	09	19	960
Totais		528	841	660	158		
	16.621	2.187				514	19.322
%	86	03	04	03	01	03	100
	86	11				03	100

Tabela 17

Av. Recife - Estimativa de Crescimento do Tráfego Médio Diário no
Biênio 1990/91

Pista do Lado Direito. Sentido do Tráfego: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes				
Ano	Carros de Passeio	Carga	Coletivo	Total
1990	12.775	1.659	484	14.918
1991	16.621	2.187	514	19.322
% de Crescimento	30	32	06	30
Pista do Lado Esquerdo. Sentido do Tráfego: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. José Rufino				
Ano	Carros de Passeio	Carga	Coletivo	Total
1990	14.533	1.391	465	16.389
1991	17.389	1.540	564	19.493
% de Crescimento	20	11	21	19

Tabela 18

DER/PE - Pesagens de Eixos - Datas: Agosto/87 e Setembro/88
Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha

Ônibus

Peso (t)	Frequência		%		
	Ago/87	Set/88	Ago/87	Set/88	Média
Até 2	-	2	-	0,5	0,5
2 - 4	-	96	-	21,4	21,4
4 - 6	-	224	-	50,0	50,0
6 - 8	-	82	-	18,3	18,3
8 - 10	-	40	-	8,9	8,9
10 - 12	-	3	-	0,7	0,7
12 - 14	-	1	-	0,2	0,2
14 - 16	-	0	-	0,0	0,0
Somatório	-	448	-	100,0	100,0

Nº de Veículos = 224; Nº de Eixos = 448; (FE = 2)

Tabela 19

DER/PE - Pesagens de Eixos - Datas: Agosto/87 e Setembro/88
Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha

Caminhão Médio

Peso (t)	Frequência		Percentual		
	Ago/87	Set/88	Ago/87	Set/88	Média
Até 2	151	232	16,30	21,02	18,7
2 - 4	596	635	64,36	57,52	60,9
4 - 6	82	133	8,86	12,05	10,5
6 - 8	20	35	2,16	3,17	2,7
8 - 10	16	25	1,73	2,26	2,0
10 - 12	29	25	3,13	2,26	2,7
12 - 14	22	10	2,38	0,91	1,6
14 - 16	8	4	0,86	0,36	0,6
16 - 18	2	4	0,22	0,36	0,3
18 - 20	0	0	0,00	0,00	0,0
20 - 22	0	1	0,00	0,09	0,0
22 - 24	0	0	0,00	0,00	0,0
Somatório	926	1.104	100,00	100,00	100,0

(Ago/87): Nº de Veículos = 463; Nº de Eixos = 926; (FE = 2)
(Set/88): Nº de Veículos = 552; Nº de Eixos = 1.104; (FE = 2)

Tabela 20

DER/PE - Pesagens de Eixos - Dados: Agosto/87 e Setembro/88
Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha

Caminhão Pesado

Eixo Simples					
Peso (t)	Frequência		Percentual		
	Ago/87	Set/88	Ago/87	Set/88	Média
Até 2	2	0	0,3	0,0	0,1
2 - 4	304	409	40,2	40,3	40,2
4 - 6	70	90	9,2	8,9	9,1
6 - 8	2	3	0,3	0,2	0,3
8 - 10	-	4	-	0,4	0,2
10 - 12	-	2	-	0,2	0,1
Somatório	378	508	50,0	50,0	50,0
Eixos Tandem Duplo					
Peso (t)	Frequência		%		
	Ago/87	Set/89	Ago/87	Set/89	Média
Até 2	0	0	0,0	0,0	0,0
2 - 4	1	3	0,1	0,3	0,2
4 - 6	146	154	19,3	15,2	17,2
6 - 8	87	101	11,5	9,9	10,7
8 - 10	19	20	2,5	2,0	2,2
10 - 12	9	17	1,2	1,7	1,5
12 - 14	23	30	3,0	3,0	3,0
14 - 16	17	60	2,3	5,9	4,1
16 - 18	23	79	3,1	7,8	5,4
18 - 20	33	31	4,4	3,1	3,7
20 - 22	12	8	1,6	0,8	1,2
22 - 24	7	0	0,9	0,0	0,5
24 - 26	1	2	0,1	0,2	0,2
26 - 28	-	2	0,0	0,2	0,1
28 - 30	-	0	0,0	0,0	0,0
30 - 32	-	1	0,0	0,1	0,0
32 - 34	-	0	0,0	0,0	0,0
Somatório	378	508	50,0	50,0	50,0
Somat. Eixos	756	1016	100,0	100,0	100,0

(Ago/87): Nº de Veículos = 378; Nº de Eixos = 756; (FE = 2)
(Set/88): Nº de Veículos = 508; Nº de Eixos = 1.016; (FE = 2)

Tabela 21 (Continuação)

DER/PE - Pesagens de Eixos - Datas: Agosto/87 e Setembro/88
Rodovia BR-101 Sul - Trecho: Entroncamento PE-008 - Pontezinha

Reboque e Semi-Reboque

Eixos Tandem Triplo					
Peso (t)	Frequência		%		
	Ago/87	Set/88	Ago/87	Set/88	Média
Até 2	0	0	0,00	0,00	0,0
2 - 4	0	0	0,00	0,00	0,0
4 - 6	0	0	0,00	0,00	0,0
6 - 8	25	16	6,00	3,21	4,6
8 - 10	26	18	6,23	3,61	4,9
10 - 12	6	7	1,44	1,40	1,4
12 - 14	0	4	0,00	0,80	0,4
14 - 16	1	4	0,24	0,80	0,5
16 - 18	0	3	0,00	0,60	0,3
18 - 20	4	5	0,96	1,00	1,0
20 - 22	1	4	0,24	0,80	0,5
22 - 24	3	7	0,72	1,40	1,1
24 - 26	2	14	0,48	2,81	1,7
26 - 28	10	16	2,40	3,21	2,8
28 - 30	2	8	0,48	1,60	1,0
30 - 32	5	5	1,20	1,00	1,1
32 - 34	3	4	0,72	0,80	0,8
34 - 36	3	7	0,72	1,40	1,1
36 - 38	6	2	1,44	0,40	0,9
38 - 40	0	0	0,00	0,00	0,0
Somatório	97	124	23,27	24,84	24,1
Somat. Eixos	417	499	100,0	100,0	100,0

(Ago/87): Nº de Veículos = 139; Nº de Eixos = 417; (FE = 3,0)

(Set/88): Nº de Veículos = 166; Nº de Eixos = 499; (FE = 3,0)

C A P Í T U L O V

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

V.1 Avaliação Estrutural da Camada de Sub-base e do Subleito

V.1.1 Perfil Geotécnico e Características Médias das Camadas Estudadas

Com base nas sondagens à pá e picareta e SPT e nos resultados dos ensaios de caracterização constantes da Tabela 4, foi elaborado o perfil geotécnico das camadas investigadas, de acordo com a NBR 6502, apresentado na Fig. 62. Nas Tabelas 22 e 23 seguintes, constam os parâmetros estatísticos referentes aos resultados dos ensaios de laboratório e "in situ" e as classificações correspondentes às características médias dos materiais constituintes da sub-base e do subleito respectivamente. Nas Figs. 63 e 64 estão representadas as curvas granulométricas médias destes materiais e a faixa da AASHTO correspondente.

Os valores da média aritmética (\bar{X}) e do desvio padrão (s), foram calculados pelas expressões:

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \quad (26) ; \quad s = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n(*)}} \quad (27); \quad \text{onde:}$$

\bar{X} = média aritmética

s = desvio padrão

\bar{X} = variável em questão

n = número de elementos da amostra

(*) n-1 se n < 30

A observação do perfil geotécnico, dos resultados constantes das Tabelas 4, 22 e 23, das Figs. 63 e 64 e do projeto de pavimentação da via consultado, permitiu a identificação das camadas abaixo referidas e as análises apresentadas a seguir:

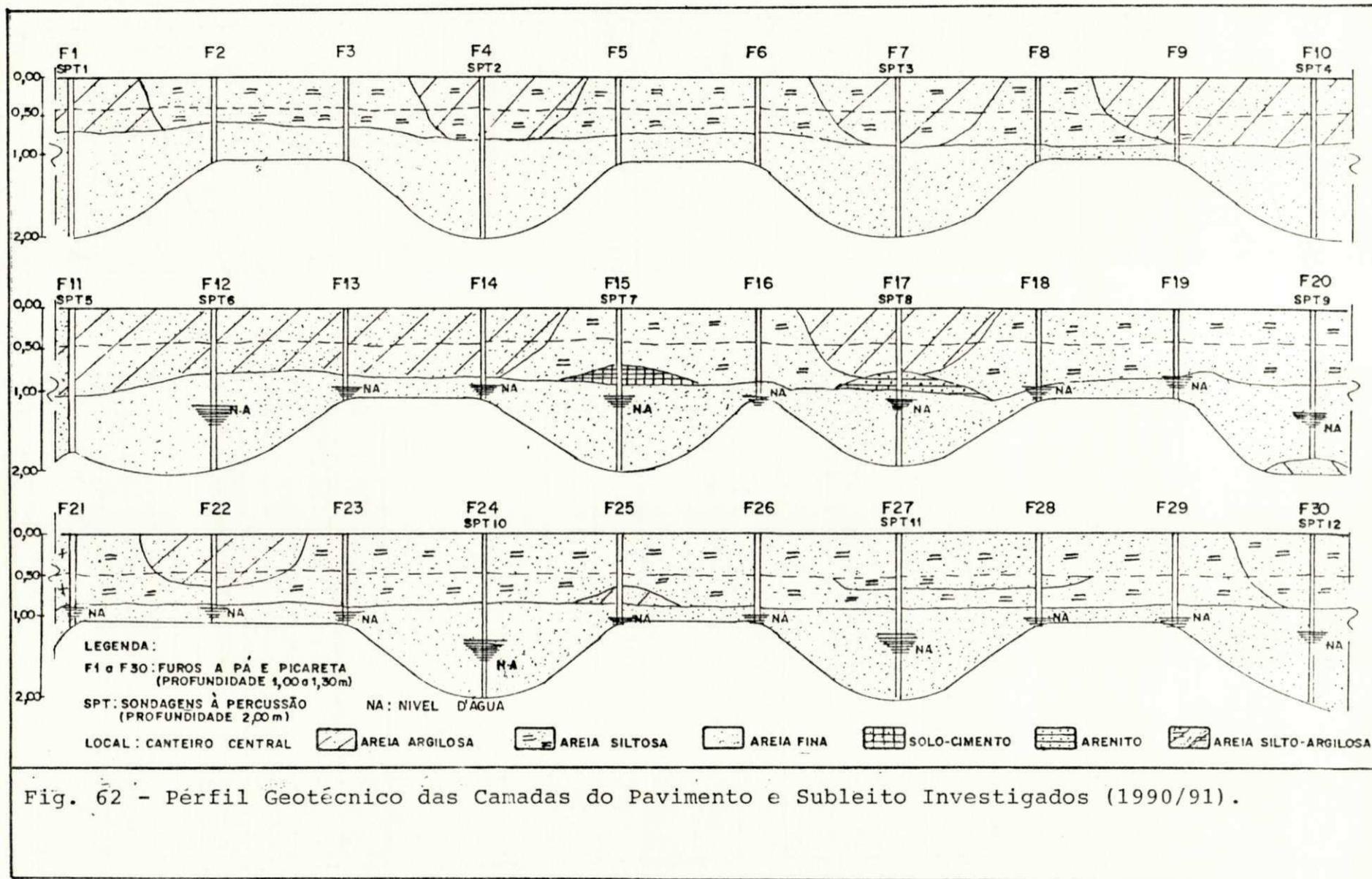


Fig. 62 - Perfil Geotécnico das Camadas do Pavimento e Subleito Investigados (1990/91).

Tabela 22

Parâmetros Estatísticos Referentes aos Ensaios e Classificações Correspondentes às Características Médias dos Materiais Constituintes da Sub-base da Av. Recife (1991)

Camada: Sub-base		Prof.: 0,50 - 0,70 m		RN = 0,00 m (topo do meio fio)									
Ensaios de Laboratório													
Parâmetros Estatísticos	Granulometria: % Passando						Índices Físicos, Compactação e CBR						
	1"	3/8"	nº 4	nº 10	nº 40	nº 200	LL (%)	IP (%)	Dens.Real (g/cm ³)	M. Esp. Ap. (kg/m ³)	Umidade ótima (%)	CBR (%)	Exp. (%)
Amostra (n)	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Média (\bar{x})	100	99	98	96	54	21	NL(*)	NP(*)	2,59	1941	10,9	28	0,0
D.Padrão (s)	0,0	1,5	1,6	2,0	5,8	5,1	(*) Em 2/3 amostra		0,014	48,2	1,09	9,6	0,11
Ensaios "In Situ"													
Parâmetros Estatísticos	Grau de Compactação			S P T	Módulo Pressiom.		Módulo Reação	C B R					
	Umidade (%)	Mas.Esp.Apar.(kg/m ³)	G C (%)	Nº de Golpes	Ep (MPa)	Er (MPa)	(MPa/m)	(%)					
Amostra (n)	30	30	30	12	30	15	15	14					
Média (\bar{x})	9,7	1914	99	31	12,02	30,58	100	29					
D.Padrão (s)	2,1	122,9	5,7	17	6,46	15,58	91,7	25,1					
Classificações													
Textura (HRB - AASHTO)			HRB	SUCS	I G	Faixa AASHTO							
Areia Siltosa			A-2-4	SH	0	F							
<p>Figura 63 - Curva Granulométrica Média dos Materiais Constituintes da Sub-base da Av. Recife e Faixa AASHTO Correspondente</p>													

Tabela 23

Parâmetros Estatísticos Referentes aos Ensaios e Classificações Correspondentes às Características Médias dos Materiais Constituintes do subleito da Av. Recife (1991)

Camada: Subleito		Prof.: 0,90 - 1,20 m		RN = 0,00 m (topo do meio fio)									
Ensaio de Laboratório													
Parâmetros Estatísticos	Granulometria: % Passando						Índices Físicos, Compactação e CBR						
	1"	3/8"	nº 4	nº 10	nº 40	nº 200	LL (%)	IP (%)	Dens.Real (g/cm ³)	M. Esp. Ap. (kg/m ³)	Umidade Ótima (%)	CBR (%)	Exp. (%)
Amostra (n)	-	-	-	26	26	26	26	26	26	03	03	03	03
Média (x̄)	-	-	-	100	76	7	NL	NP	2,51	1600	18,1	14	0,0
D.Padrão (s)	-	-	-	0,4	15,0	3,7	-	-	0,015	36,1	2,5	1,7	0,0
Ensaio "In Situ"													
Parâmetros Estatísticos	Grau de Compactação			S P T	Módulo Pression.		Módulo Reação	C B R					
	Umidade (%)	Mas.Esp.Apar. (kg/m ³)	S C (%)	Nº de Golpes	Ep (MPa)	Ep (MPa)	(MPa/m)	(%)					
Amostra (n)	26	23	03	12	25	15	11	-					
Média (x̄)	5,5	1654	97	30	16,96	47,37	145	-					
D.Padrão (s)	4,0	99,5	0,7	15	7,70	16,24	101,3	-					
Classificações													
Textura (MDD - AASHTO)			MDD	SUCS	I G	Faixa AASHTO							
Areia Fina Silteosa			A-3	SP-SM	0	Fora de Faixa							
<p>Figura 54 - Curva Granulométrica Média dos Materiais Constituintes do Sub-leito da Av. Recife e Faixa AASHTO Correspondente</p>													

- Profundidade 0,00m a 0,50m: camada superficial de aterro areno-siltoso do refúgio central das pistas, ao nível dos meios-fios, sem maior interesse para o estudo realizado;
- Profundidade 0,50m a 0,70m: camada de sub-base constituída, em sua maior parte, de material areno-siltoso, proveniente de jazida;
- Profundidade 0,70m a 0,90m: camada de reforço do subleito ou de aterro, com espessura predominante de 0,20m, variando em função das cotas do pavimento, entre 0,10m a 0,50m (nos acessos à ponte sobre o rio Tejipió), constituída de material de jazida de mesmas características do utilizado na sub-base;
- Profundidade 0,90m a 1,20m: camada estudada do subleito natural, em areia fina, com um subtrecho em solo orgânico, o qual sofreu substituição em cerca de 0,80 m de espessura por material de jazida de mesmas características dos acima referidos.

V.1.2 Análise da Camada de Sub-Base

Para esta camada, os resultados dos ensaios de laboratório revelaram a ocorrência de material predominantemente areno-siltoso, não plástico (em cerca de 2/3 da amostra) com classificações A-2-4 e A-1-B do HRB.

Em média, sua granulometria enquadra-se na faixa "F" da AASHTO, com percentagem passando na peneira de 0,075 mm de 21%, com valor máximo de 32% e com índice de grupo (IG) nulo, considerando-se os valores dos índices de plasticidade (IP) encontrados individualmente, cujo máximo atinge 14%. Apresenta CBR médio de 28% com desvio de 9,6% e expansão média nula.

Em um maior detalhamento, levando-se em conta o IP, distinguem-se quatro subtrechos, para os quais os resultados dos parâmetros principais são apresentados na Tabela 24 seguinte.

Tabela 24

Subtrechos 1 a 4: Resultados Médios Principais e Características Correspondentes

Subtrecho	% Pass. P. n ^o 200	LL (%)	IP (%)	IG (%)	Classi. HRB	Textura AASHTO	Faixa AASHTO	CBR (%)	G C (%)	CBR "In Situ" (%)	K (MPa/m)	Er (MPa)
1 (1400 m) F01 - F08	22	NL	NP	0	A-2-4	Areia Siltosa	F	28	96	(*) 10	(*) 58	39,6
2 (1000 m) F09 - F14	22	28	13	0	A-2-6	Areia Argilosa	F	24	100	5	76	21,8
3 (1200 m) F15 - F21	17	NL	NP	0	A-1-B	Areia Siltosa	E	23	101	(**) 47	(**) 221	(**) 38,7
4 (1400 m) F22 - F30	24	27	9	0	A-2-4	Areia Siltosa	F	36	98	28	88	30,6

(*) Expurgados os valores discrepantes (**) Valor único no subtrecho

OBS.: Resultados da granulometria por sedimentação (ver furos na Tabela 4)

Subtrecho 1 - Furo 1: argila = 16,0%; silte = 9,3%

Subtrecho 2 - Furo 9: argila = 11,1%; silte = 9,7%
Furo 13: argila = 14,3%; silte = 6,5%

Subtrecho 3 - Furo 17: argila = 11,2%; silte = 11,3%

Subtrecho 4 - Furo 22: argila = 14,2%; silte = 8,0%
Furo 25: argila = 12,8%; silte = 9,7%
Furo 27: argila = 19,1%; silte = 9,6%

Observando-se esta Tabela 24, verifica-se que apenas no subtrecho 2 encontra-se um material areno-argiloso da classificação HRB A-2-6, o qual, não tem a sua utilização

adequada em sub-bases de pavimentos rígidos, conforme as recomendações da PCA (PITTA, 1990), para que se evite a ocorrência de defeitos no pavimento por "bombeamento" destes materiais. No caso do pavimento estudado, existe uma camada de bloqueio de areia média, com espessura variável, constatada de 6 a 10 cm, entre a sub-base e a placa de concreto.

Os resultados dos ensaios "in situ", CBR, provas de carga e pressiométricos, mostraram-se coerentes entre si. Em face de em alguns pontos isolados ocorrerem baixos graus de compactação, os valores do CBR "in situ" apresentaram-se com grande dispersão em torno da média bruta 29%. Desprezando-se os valores extremos discrepantes, a média, mais representativa para essa camada passa a ser 23% com desvio padrão de 9,4%. Analogamente os coeficientes de recalque apresentaram consideráveis dispersões em relação ao valor médio igual a 108 MPa/m, o qual, desprezando-se os extremos discrepantes reduz-se para 86,7 MPa/m com desvio padrão de 22,3 MPa/m.

Apesar das elevadas dispersões observadas nesses ensaios de prova de carga sobre placas e CBR "in situ", houve, no entanto, compatibilidade entre os respectivos pares de valores. Observa-se nos furos 07 e 09 que os pares de valores do CBR "in situ" e do módulo de reação, que apresentaram resultados compativelmente baixos, corresponderam aos reduzidos graus de compactação verificados de 85% e 84% respectivamente. No furo 09 também os módulos pressiométricos encontrados foram os menores para a camada de sub-base. Para o furo 05, os resultados dos CBR "in situ", módulos de reação e pressiométrico, guardaram compatibilidade entre si, apresentando-se bastante baixos, correspondentes ao menor grau de compactação encontrado de 80%.

Com referência às diferenças observadas em resultados individuais de alguns CBRs de laboratório relativos aos CBRs "in situ", deve-se considerar, além dos índices de dispersão comumente elevados, inerentes a este tipo de ensaio, as condições diferentes dos mesmos, o deslocamento eventual da localização dos ensaios "in situ", ainda que pequeno, por motivos práticos de sua execução, em referência aos locais de amostras programadas e os baixos graus de compactação constatados em pontos isolados.

A umidade de equilíbrio média encontrada, foi de 9,7%, a massa específica aparente seca média 1914 kg/m³ e o grau de compactação médio 99%, com desvio padrão correspondente de 5,7%; sendo este GC médio de 100%, com desvio padrão de 3,8%, quando se desprezam os valores discrepantes.

O plano de amostragem do DNER (SOUZA, 1980), para efeito de estimativa do valor mínimo estatístico, para cada parâmetro considerado, adota a seguinte expressão:

$$X_{\min} = \bar{X} - \frac{1,29\sigma}{\sqrt{N}} - 0,68\sigma \quad (28) \quad \text{onde:}$$

X_{\min} = valor mínimo estatístico
 \bar{X} = valor da média aritmética
 N = tamanho da amostra ($N \geq 9$)
 1,29 e 0,68 = coef. estatísticos de riscos para estimativa da média (10%) e do valor mínimo (20%) respectivamente
 σ = desvio padrão

Para o caso de projeto ou de aceitação do CBR de uma camada granular executada, é desprezada a parcela 0,68 σ na estimativa do valor mínimo (DNER / Especificações Gerais para Obras Rodoviárias, 1982).

Considerando-se à título de referência, este plano de amostragem como base para o cálculo dos valores mínimos estatísticos, e, estendendo a sua aplicação, conforme os critérios de análise do CBR, para os ensaios de prova de carga

sobre placas e pressiométricos, não previstos nas supracitadas especificações; resultam, para os principais parâmetros enfocados, referidos ao trecho como um todo (ver Tabela 22):

$$GC_{\min} = 99 - \frac{1,29 \times 5,7}{\sqrt{30}} - 0,68 \times 5,7 \approx 94\%$$

$$CBR_{\min} = 28 - \frac{1,29 \times 9,6}{\sqrt{30}} \approx 26\%$$

$$CBR \text{ "in situ" } \min = 29 - \frac{1,29 \times 25,1}{\sqrt{14}} \approx 20\%$$

$$k_{\min} = 108 - \frac{1,29 \times 91,7}{\sqrt{15}} \approx 77 \text{ MPa/m} = 7,7 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$$

$$E_{r_{\min}} = 30,58 - \frac{1,29 \times 15,58}{\sqrt{15}} = 25,4 \text{ MPa}$$

Considerando-se as médias expurgadas dos valores discrepantes para o CBR "in situ" e para o k, os respectivos valores mínimos valem aproximadamente 18% e 76 MPa/m, praticamente coincidentes com os anteriores acima calculados.

Consultando-se o projeto da via, no item referente ao dimensionamento da placa de concreto, observa-se que foi considerado para a sub-base, um material selecionado de jazida, com CBR $\geq 27\%$, compactado a 100% do "Proctor intermediário", e admitido um coeficiente de recalque de 8,5 kgf/cm²/cm, com base em correlação proposta pela PCA.

Pela análise efetuada, verifica-se que a sub-base como um todo é constituída de material granular, de boa capacidade de suporte, com os valores médios do CBR e do coeficiente de recalque de mesma ordem de grandeza dos previstos no projeto e mínimos próximos aos mesmos, com grau de compactação médio de 99%. Em 3 pontos isolados, nos furos 05, 07 e 09, os valores dos graus de compactação não atenderam às especificações do projeto, confirmados pelos baixos valores dos módulos de reação e pressiométricos e dos CBR's "in situ".

V.1.3 Análise do Subleito

A camada do subleito natural estudado é constituída basicamente de areia fina, da classificação A-3 do HRB, à exceção de pequeno subtrecho, do furo 15 ao furo 17, de cotas mais baixas, com aproximadamente 300 m de extensão, no qual há ocorrência de argila mole orgânica, praticamente aflorando em uma várzea lateral à direita da pista, confirmada pelo furo SPT nº 13 (ver Anexo 4). Este furo de sondagem teve sua execução suspensa aos 10 m de profundidade após a constatação de uma camada de 8 m de espessura desse material orgânico, de resistência SPT inferior a 1 golpe.

No subtrecho supracitado, observa-se pelas sondagens realizadas, a substituição de cerca de 0,80 m de espessura abaixo da sub-base, do solo orgânico mole, por aterro com material de jazida de mesmas características do utilizado na sub-base analisada. Nos furos 10 e 11, correspondentes ao acesso à ponte sobre o rio Tejipió, também foi constatado aterro com este material de jazida, executado visando atingir as cotas do projeto geométrico do pavimento.

No subleito investigado foi também constatada, nas sondagens SPT nº 08 e nº 09 e à pá e picareta nº 25, uma camada de areia concrecionada (arenito) de espessura variável e em profundidade de cerca de 1,0 m nos furos SPT nº 8 e no F25 e de 1,80 m no furo SPT nº 09.

No furo SPT nº 07 foi encontrada, à 0,80 m de profundidade, uma camada de 0,30 m de espessura, constituída de solo-cimento, correspondente à base do antigo pavimento da via. Esta camada foi também detectada, juntamente com restos do revestimento asfáltico

do antigo pavimento, quando da abertura das valas para alguns ensaios de prova de carga.

O nível do lençol d'água foi encontrado abaixo de 1,0 m de profundidade, no subtrecho correspondente do furo 12 ao furo 30.

Analisando-se a areia fina que constitui a quase totalidade do subleito estudado, constata-se que a sua compactidade varia de média à compacta, com índice SPT médio de 30 golpes, apresentando teor de umidade natural médio de 5,5% e massa específica aparente seca média de 1654 kg/m³ com a energia do proctor normal. Para as três amostras que possibilitaram a compactação e moldagem de corpos de prova para o ensaio CBR, obteve-se uma massa específica aparente máxima seca média de 1600 kg/m³, CBR médio de 14%, expansão nula, resultando um grau de compactação médio "in situ" de 97%.

O valor médio para o módulo de reação do subleito foi 145 MPa/m e de 43,37 MPa para o módulo pressiométrico cíclico. Para os valores mínimos estatísticos, adotando-se a eq. (28) tem-se:

$$k_{\min} = 145 - \frac{1,29 \times 101,3}{\sqrt{15}} \approx 111 \text{ MPa/m} = 11,1 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$$

$$E_{r\min} = 47,37 - \frac{1,29 \times 16,24}{\sqrt{15}} = 42,0 \text{ MPa}$$

Para o grau de compactação e para o CBR de laboratório, sendo a amostra reduzida, adotou-se, apenas como registro, para o cálculo dos valores mínimos estatísticos, a distribuição de Student para pequenas amostras (SOUZA, 1969), representada pela expressão:

$$X_{\min} = \bar{X} - \hat{T}.s \quad (29) \quad \text{onde :}$$

X_{\min} = valor mínimo estatístico
 \bar{X} = valor da média aritmética
 \hat{T} = coeficiente determinado em função do risco considerado e

do tamanho da amostra, igual a 1,76 para uma amostra com 3 elementos e para o risco adotado na amostragem do DNER
 s = desvio padrão;

Desta forma obtem-se de acordo com os dados da Tabela 23:

$$GC_{min} = 97 - 1,76 \times 0,7 \approx 96\%$$

$$CBR_{min} = 14 - 1,76 \times 1,7 \approx 11\%$$

Consta, no projeto de pavimentação da via analisada, para o subleito, a execução de uma regularização com grau de compactação médio de 100% da energia do Proctor Normal, não se fazendo menção à índices de suporte como o CBR ou módulo de reação, uma vez que o dimensionamento do pavimento foi efetuado para o valor de k no topo da sub-base.

Os parâmetros obtidos, especialmente k e o E_r , indicam uma boa capacidade de suporte para este subleito, que apresenta também um bom grau de compactação verificado pelo SPT médio e pelos valores aceitáveis do GC e GC_{min} , apesar da amostragem reduzida utilizada nos cálculos destes últimos índices.

Quanto ao pequeno subtrecho deste subleito, onde há a ocorrência de espessa camada de argila mole em seu substrato, o mesmo é propício ao aparecimento de defeitos no pavimento (abordados no subitem V.2.3) por assentamentos devidos aos recalques por adensamento desta camada mais profunda.

V.1.4 Ensaios Pressiométricos Comparativos na Faixa de Rolamento

Os ensaios pressiométricos comparativos realizados nos furos suplementares 10A e 24A (ver Tabela 5) situados na faixa de rolamento (aproveitando-se a brocagem dos testemunhos das placas) e adjacentes aos furos 10 e 24 do canteiro central,

apresentaram-se coerentes e com resultados da mesma ordem de grandeza, a saber:

- Camada de Sub-base: (profundidade = 60 cm)

Furo 10 (canteiro central)	Furo 10A (faixa de rolamento nº 03)	Desvio
Ep = 7,30 MPa	Ep = 7,12 MPa	2,5%
Furo 24 (canteiro central)	Furo 24A (faixa de rolamento nº 03)	Desvio
Ep = 23,52 MPa	Ep = 23,94 MPa	1,8%

- Camada de Subleito: profundidade = 100 cm)

Furo 10 (canteiro central)	Furo 10A (faixa de rolamento nº 03)	Desvio
Ep = 11,34 MPa	Ep = 12,18 MPa	7,4%
Furo 24 (canteiro central)	Furo 24A (faixa de rolamento nº 03)	Desvio
Ep = 23,50 MPa	Ep = 22,85 MPa	2,8%

V.2 Avaliação do Revestimento em Concreto de Cimento Portland

V.2.1 Características Físicas, Mecânicas e Elásticas do Concreto

Analisando-se os 30 resultados dos ensaios esclerométricos executados nas pistas, constantes da Tabela 7, verifica-se não ser elevada a dispersão entre os valores, refletindo uma uniformidade razoável do concreto das placas.

A resistência à compressão média estimada, referida a corpos de prova cilíndricos padronizados, com base nestes ensaios, para o trecho como um todo, foi de 37,6 MPa com desvio padrão de 5,83 MPa e coeficiente de variação de 15,5%.

Esse coeficiente de variação V% é calculado pela expressão:

$$V\% = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 \quad (30) \quad \text{onde:}$$

s = desvio padrão
 \bar{X} = média aritmética

O valor mínimo ou característico desta resistência, de acordo com o modelo adotado pela NBR 7583 e pelo Manual de Pavimentos Rígidos do DNER, é calculado para uma amostra de pelo menos 32 elementos, pela equação:

$$f_{ck,est} = f_{cj} - 0,84s \quad (31) \quad \text{onde:}$$

$f_{ck,est}$ = resistência característica estimada do concreto à compressão
 f_{cj} = resistência média do concreto da amostra à compressão na idade de "j" dias
0,84 = coeficiente "t'" correspondente a um risco de 20% de valores abaixo do mínimo
 s = desvio padrão

Assim resulta: $f_{ck,est} = 37,6 - 0,84 \times 5,83 = 32,7$ MPa

Considerando-se isoladamente as pistas do lado direito e do lado esquerdo, obtem-se, para cada conjunto de 15 resultados os valores médios de 35,8 MPa e 39,5 MPa, desvios padrões de 5,37 MPa e 6,09 MPa e coeficientes de variação de 15,0% e 15,4%, respectivamente, indicando a homogeneidade do concreto entre as pistas.

Os resultados dos ensaios esclerométricos suplementares em placas fissuradas ou quebradas, apresentados na Tabela 8, mostraram-se de mesma ordem de grandeza dos demais, ou seja com resistência média estimada de 37,4 MPa, desvio padrão de 3,71 MPa, coeficiente de variação de 9,9% e resistência característica, obtida pela eq. 31, de 34,1 MPa, utilizando-se neste cálculo o coeficiente $t' = 0,89$ ao invés de 0,84, em função

do tamanho da amostra composta por 9 resultados.

É portanto por esta análise, indistinta a qualidade do concreto de placas danificadas e das placas como um todo no trecho estudado.

Para a avaliação do concreto, com base nos testemunhos extraídos, foram agrupados, os resultados dos ensaios de reconstituição do traço, verificação da massa específica, dos ensaios de ultra-som e de resistência à compressão e à tração por compressão diametral, constantes das Tabelas 09, 10, 11 e 12, para efeito de apreciação conjunta, na Tabela 25 apresentada a seguir.

A observação da referida tabela, permite o cálculo dos parâmetros e as análises que se seguem, adotando-se no cálculo dos valores mínimos características o modelo, representado pela eq. 31 sendo o valor de "t'" função do número de resultados disponíveis. Assim:

a) Resistência à compressão estimada:

- Ensaio esclerométricos (37 resultados; $t' = 0,84$)

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
42,5 MPa	3,77 MPa	8,9%	39,3 MPa

- Ensaio de ultra-som (38 resultados; $t' = 0,84$)

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
39,9 MPa	11,27 MPa	28,3%	30,4 MPa

- Ruptura à compressão simples (18 resultados; $t' = 0,86$)

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
38,4 MPa	6,69 MPa	17,4%	32,6 MPa

b) Resistência à tração por compressão diametral estimada (18 resultados; $t' = 0,86$)

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
4,30 MPa	0,97 MPa	22,6%	3,47 MPa

OBS.: A NBR 7583 admite que o valor da resistência característica à tração ou à compressão estimado, calculado pela eq. 31, seja aumentado de 15%, desde que se disponha de pelo menos 18 corpos de prova extraídos; em virtude de se tratar da resistência do concreto na própria estrutura. No presente caso estes valores resultariam em 3,99 MPa e 37,5 MPa, respectivamente.

c) Módulos de deformação estimados com base nos ensaios ultra-sônicos (38 resultados; $t' = 0,84$)

- Módulo estático

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
35.724 MPa	6.696,8 MPa	18,7%	30.099 MPa

- Módulo dinâmico

valor médio	d. padrão	coef. de variação	v. característico
43.168 MPa	5.829,5 MPa	13,5%	38.271 MPa

d) Qualidade do Concreto

A qualidade do concreto avaliada pela velocidade ultra-sônica, para os padrões usuais, foi classificada como "excelente" em 85% da amostra e "boa" nos 15% restantes, considerando-se a amostra como um todo, incluindo-se os testemunhos extraídos de placas defeituosas e em bom estado.

Os valores médios e característicos da resistência à compressão, obtidos pelos diversos ensaios realizados, bem como os de resistência à tração por compressão diametral, apresentaram-se compatíveis, inclusive com os ensaios esclerométricos executados na pista. A resistência à compressão média estimada pelos ensaios esclerométricos nos testemunhos, apresentou-se ligeiramente superior as demais, em

face da alta concentração de agregado graúdo na área útil lateral dos testemunhos ensaiados.

Analisando-se isoladamente os corpos de prova extraídos de placas quebradas ou fissuradas, estes apresentaram resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral médias de 35,6 MPa e 4,1 MPa, de mesma ordem de grandeza da amostragem considerada como um todo, confirmando a análise esclerométrica dos resultados na pista.

Comparando-se com as especificações do projeto, as quais prescrevem um valor mínimo absoluto de $250 \text{ kgf/cm}^2 = 25 \text{ MPa}$ e um valor característico de $300 \text{ kgf/cm}^2 = 30 \text{ MPa}$, tomando-se como parâmetro a resistência à compressão simples, observa-se que os resultados obtidos no presente estudo, para a idade atual do concreto, atendem com folga, em relação aos valores característicos, e, quanto ao valor mínimo absoluto encontrado 24,6 MPa praticamente coincide com o especificado.

Com relação à NBR 7583 - "Execução de Pavimentos de Concreto Simples por Meio Mecânico" e às especificações constantes do Manual de Pavimentos Rígidos do DNER, de 1989, considerando-se o fck de projeto igual a $300 \text{ kgf/cm}^2 = 30 \text{ MPa}$; o concreto atende aos critérios de aceitação previstos em ambas as especificações, uma vez que o valor mínimo da resistência à compressão dos testemunhos extraídos $RCS_{\min} = 32,6 \text{ MPa}$ é superior ao fck de projeto. Por outro lado, esse valor mínimo estatístico obtido é muito próximo do valor mínimo da RCS de 33 MPa adotada para projeto, pelas especificações gerais do DNER para pavimentos de rodovias federais.

Tabela 25

Resumo dos Resultados dos Ensaios de M. Espec. Aparente, Ultra-Som, Esclerometria, RCS, RTCD e Reconstituição do Traço do Concreto, Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

CP Nº	Massa Específica Aparente (kg/m ³)	Ensaio de Ultra-Som					E. Esclerom.		Ensaio de Ruptura		Reconstituição do Traço		Observação
		Veloc. (m/s)	Qualid. Concreto	RCe(u) (MPa)	Módulo de Deform.		IEe (%)	RCe (Cil) (MPa)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	C: Agreg: Água		
					Est. (MPa)	Din (MPa)							
01	2448	4596	Excelente	38,3	34500	41500	45	43,7	34,8	-	1,0: 5,5: 0,37	C.p. c/ vazios	
02	2454	4787	Excelente	50,0	42000	49000	46	45,1	-	4,28	1,0: 4,6: 0,39		
03	2458	4503	Excelente	31,6	31000	39000	41	38,6	-	-	1,0: 3,2: 0,31	Capamento defeituoso	
04	2478	4698	Excelente	43,5	38500	46000	44	42,6	-	5,54	-		
05	2444	4711	Excelente	44,0	38700	46500	48	47,3	46,0	-	1,0: 4,0: 0,38		
06	2463	4870	Excelente	59,3	47000	52500	45	43,7	-	5,80	-		
07	2420	4828	Excelente	54,0	44500	50800	48	47,3	-	5,04	1,0: 4,2: -		
08	2484	4714	Excelente	44,0	38700	46500	45	43,7	38,6	-	1,0: 4,2: 0,45		
09	2507	4508	Excelente	31,6	31000	39000	45	43,7	-	3,18	-		
10	2467	4645	Excelente	40,5	36200	43600	-	-	32,0	-	-	C.p. c/ vazios	
11	2532	4949	Excelente	62,0	50000	56000	48	47,3	50,6	-	1,0: 3,5: -		
12	2534	4903	Excelente	59,0	47500	53000	45	43,7	42,9	-	1,0: 6,7: 0,51		
13	2470	4556	Excelente	34,7	32500	40500	47	46,4	-	4,48	-		
14	2459	4845	Excelente	57,5	45000	51000	46	45,1	46,4	-	1,0: 3,9: 0,38		
15	2464	4867	Excelente	59,3	45900	52000	41	38,6	-	5,18	-		
16	2376	4455	Boa	30,0	29500	37000	42	40,0	-	4,49	-		
17	2306	4347	Boa	22,0	25500	34500	37	33,7	-	-	1,0: 4,0: -	C.p. defeituoso	
18	2373	4577	Excelente	36,0	34000	41500	45	43,7	33,7	-	1,0: 5,6: 0,48	Britas aparentes na face superior	
19	2373	4523	Excelente	32,2	32000	39500	43	41,1	-	3,18	1,0: 4,4: 0,36	Britas aparentes na face superior	
20	2319	4356	Boa	25,1	26500	35500	39	36,4	24,6	-	1,0: 3,4: 0,38		
21	2341	4460	Boa	30,0	30000	37500	45	43,7	-	3,52	-		
22	2448	4800	Excelente	52,0	42500	49500	45	43,7	39,9	-	1,0: 4,1: 0,39	Placa trincada	

Tabela 25 (Continuação)

Resumo dos Resultados dos Ensaios de M. Espec. Aparente, Ultra-Som, Esclerometria, RCS, RTCD e Reconstituição do Traço do Concreto, Efetuados com os Testemunhos Extraídos das Pistas de Rolamento da Av. Recife (1991)

CP Nº	Massa Específica Aparente (kg/m ³)	Ensaio de Ultra-Som					E. Esclerom.		Ensaio de Ruptura		Reconstituição do Traço			Observação
		Veloc. (m/s)	Qualid. Concreto	R _{Ce} (u) (MPa)	Módulo de Deform.		IEe (%)	R _{Ce} (Cil) (MPa)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	C: Agreg: Água			
					Est.(MPa)	Din (MPa)								
23	2430	4648	Excelente	40,6	36200	43600	41	38,6	-	3,82	-			
24	2347	4434	Boa	27,3	28500	37000	44	42,6	-	-	1,0: 4,7: 0,42	C.p. defeituoso		
25	2430	4550	Excelente	34,6	32500	40500	41	38,6	-	3,86	-			
26	2414	4597	Excelente	38,3	34800	41500	-	-	40,8	-	1,0: 4,8: 0,51			
27	2400	4537	Excelente	33,5	32200	40000	41	38,6	-	4,97	-			
28	2469	4558	Excelente	34,7	32500	40500	43	41,1	36,8	-	-			
29	2480	4759	Excelente	46,5	40800	47500	48	47,3	46,8	-	-			
30	2367	4345	Boa	23,6	25500	34500	40	37,3	-	3,56	1,0: 4,1: 0,42			
05-A	2431	4844	Excelente	57,5	45000	51000	51	51,7	-	5,51	-	Placa quebrada		
07-A	2479	4663	Excelente	43,0	37000	44200	47	46,4	-	5,11	-	Placa quebrada		
13-A	2442	4669	Excelente	43,0	37000	44200	47	46,4	41,1	-	-	Placa quebrada		
15-A	2430	4561	Excelente	34,7	32500	40500	44	42,6	34,0	-	-	Placa fissurada		
16-A	2384	4228	Boa	19,2	22500	32000	41	38,6	-	2,61	-	Placa quebrada		
16-B	2350	4553	Excelente	34,6	32500	40500	41	38,6	29,1	-	1,0: 5,5: 0,46	Placa quebrada		
17-A	2460	4549	Excelente	34,6	32500	40500	42	40,0	38,4	-	-	Placa quebrada		
24-A	2433	4556	Excelente	34,7	32500	40500	44	42,6	-	3,18	1,0: 5,6: 0,42	Placa fissurada		
26-A	2394	-	-	-	-	-	-	-	35,4	-	-	C.p. quebrado na		
Nº	39	38	-	38	38	38	36	36	18	18	19 19 16	(Nº de elementos)		
\bar{x}	2430	4620	Excelente	39,9	35724	43168	44	42,5	38,4	4,30	1,0: 4,5: 0,41	(Média aritmética)		
s	54,32	170,20	-	11,27	6.696,8	5.829,5	3,0	3,77	6,69	0,97	0,0 0,9 0,06	(Desvio padrão)		
V(%)	2,24	3,68	-	28,2	18,7	13,5	6,8	8,9	17,4	22,6	0,0 20,0 14,6	(Coef. de variação)		

e) Reconstituição do traço do concreto

Observando-se os resultados destes ensaios (ver Tabela 25), verifica-se que os mesmos também não revelam diferenças significativas para as placas quebradas ou fissuradas e para as placas em bom estado.

Tomando-se como parâmetro o valor médio para o traço unitário em massa resulta:

cimento		agregado total		água
1,0	:	4,5	:	0,41

Esta composição média apresenta características (fator água/cimento, índice de consistência e consumo de cimento), em ordem de grandeza, compatíveis com os concretos utilizados em pavimentos, bem como, com os resultados de ruptura à compressão aos 28 dias da fase construtiva, caso tenha-se utilizado o cimento Portland comum CP-250. Na hipótese de ter sido empregado o CP-320, já existente na época, os RCS's aos 28 dias, deveriam se apresentar mais elevados ou o fator água/cimento mais alto.

Os resultados aos 28 dias supracitados, foram obtidos nos arquivos do Laboratório da Prefeitura do Recife e transcritos para a tabela constante do Anexo 6. Com o intuito de se avaliar o crescimento da resistência do concreto com a idade, foi determinado como parâmetro de referência o seu valor médio que resultou em $312 \text{ kgf/cm}^2 = 31,2 \text{ MPa}$. O desconhecimento de dados sobre a produção do referido concreto (se produzido por uma única central ou diversas centrais e empreiteiras, traços utilizados, etc.), bem como, o sentido adotado para o estaqueamento de amarração dos respectivos corpos de prova moldados, impediram estudos de correlações mais detalhados.

V.2.2 Verificação da Espessura das Placas

A análise das espessuras das placas, efetuada com base nos testemunhos extraídos, é apresentada a seguir:

- Pavimento como um todo:

Ambas as pistas (nº de testemunhos = 38*)

espessura média = 19,7 cm

valor mínimo absoluto = 12,8 cm (placa quebrada)

* para o par de testemunhos 16-A e 16-B extraídos da mesma placa, considerou-se a espessura média, igual a 13,9 cm.

- Pista do lado esquerdo: (nº de testemunhos = 16*)

espessura média = 19,7 cm

valor mínimo absoluto = 12,8 cm (placa quebrada)

* mesma consideração anterior

- Pista do lado direito: (nº de testemunhos = 22)

espessura média = 19,7 cm

valor mínimo absoluto = 15,9 cm (placa quebrada)

- Pista do lado esquerdo:

faixas laterais 4 e 6 (nº de testemunhos = 12)

espessura média = 20,4 cm

valor mínimo absoluto = 16,6 cm

- Pista do lado direito:

faixas laterais 1 e 3 (nº de testemunhos = 16)

espessura média = 20,6 cm

valor mínimo absoluto = 16,8 cm

Os valores médios obtidos, são superiores ao previsto no projeto (18 cm), para a posição de extração nas faixas laterais

(a 0,50 m do meio-fio) como se verifica na Fig. 16.

Para as faixas centrais, 2 e 5 respectivamente, em face das dificuldades de extração devido ao tráfego intenso, dispõe-se de um número reduzido de testemunhos, os quais à excessão do corpo de prova nº 29, foram obtidos, intencionalmente, de placas quebradas ou fissuradas com alto grau de severidade. As espessuras médias encontradas, foram respectivamente, de 17,4 cm para a faixa 2 da pista do lado direito (com 6 testemunhos) e de 16,9 cm para a faixa 5 da pista do lado esquerdo (com 4 testemunhos), significando, em média 95% da espessura projetada.

Nessa amostragem suplementar em placas danificadas, verificou-se, pela posição de extração (próxima ao eixo central da placa), espessura insuficiente em relação à de projeto (18 cm, ver Fig. 16) em três delas, correspondentes aos testemunhos nº 15-A, 17-A e ao par 16-A e 16-B. Os testemunhos 15-A e 17-A (obtidos de placas trincadas), apresentaram espessura de 16,0 cm e 15,9 cm respectivamente, e o par 16-A e 16-B (obtidos de uma mesma placa com quebra localizada) tiveram espessuras de 15,0 cm e 12,8 cm respectivamente, com média de 13,9 cm.

V.2.3 Análise dos Defeitos Observados

As maiores incidências de defeitos observados nas pistas (ver Tabela 6) foram: deterioração ou ausência de selagem, em cerca de 80% das juntas, desgaste superficial com agregados aparentes ($\approx 36\%$), fissuras de retração plástica ($\approx 32\%$), fissuras longitudinais num total de aproximadamente 13% das placas e os assentamentos ou recalques em cerca de 7%. Os demais tipos de defeitos, na vistoria realizada, em maio/91, não

atingiram individualmente a 1,5%, no caso dos defeitos estruturais, a 2,5% para os defeitos funcionais, e, em seu todo a 5,5% do total das placas, para os estruturais e a 5% para os funcionais, respectivamente. Nessa Tabela 6, verifica-se ainda que o percentual total de defeitos estruturais é de 25,31% e funcionais é de 72,76%, excluindo-se os de selagem das juntas.

Analisando-se os defeitos encontrados, tomando-se como base o exposto na Revisão Bibliográfica e no Apêndice A, verifica-se que os de selagem das juntas, os de desgaste superficial e os de retração plástica, são considerados defeitos não estruturais. Os primeiros foram causados provavelmente, pelo rompimento, extrusão, perda de aderência ou quantidade deficiente de selante nas juntas. Para os de desgaste superficial, que se concentram em trechos de cruzamentos com outras vias (imediações dos acessos ao bairro do Ibura e à Vila do Ipsep, ver Fig. 65), se evidencia como causa principal, a intensa solicitação do tráfego, inclusive de veículos de transporte coletivo, agravada pelas constantes frenagens e partidas, devido a existência de semáforos nestes pontos. Já as fissuras de retração plástica, de ocorrência aleatória ao longo do trecho, são superficiais, de pequena abertura, causadas pela inadequação ou insuficiência do processo de cura inicial.

As fissuras longitudinais (defeito estrutural) observadas, sobretudo as de maior grau de severidade, coincidem em sua maioria com os defeitos de assentamento das placas, situadas no subtrecho onde o subleito é constituído por solos argilosos moles (região de mangues, ver Figs. 17, 65 e perfil de sondagem SPT 13 do Anexo 4) causados pelo recalque por adensamento deste substrato. Estas fissuras encontram-se praticamente

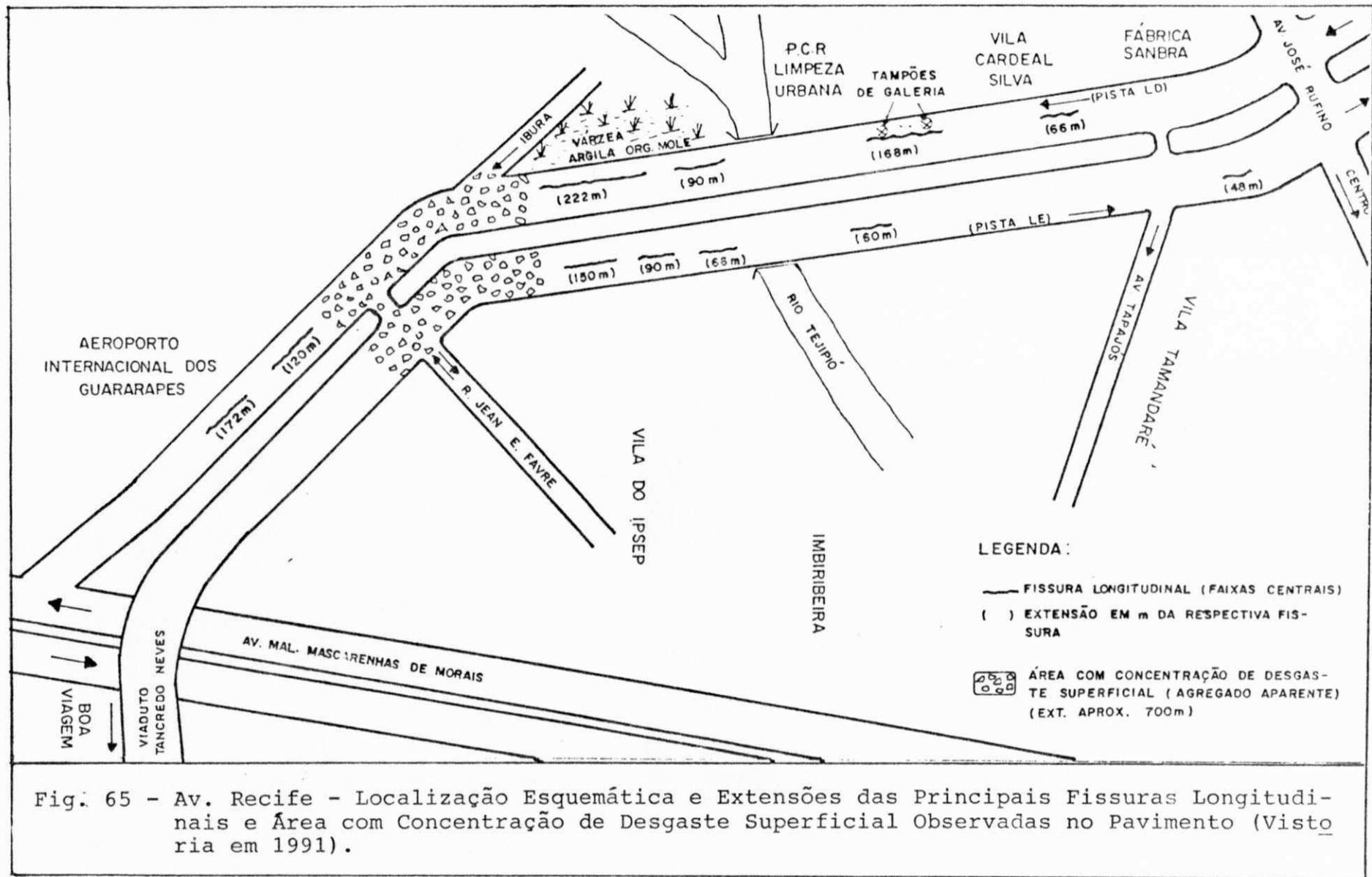


Fig. 65 - Av. Recife - Localização Esquemática e Extensões das Principais Fissuras Longitudinais e Área com Concentração de Desgaste Superficial Observadas no Pavimento (Visto ria em 1991).

estabilizadas, e as de maior abertura foram preenchidas, com material selante betuminoso, posteriormente à vistoria realizada, pelo serviço de conservação da Prefeitura do Recife.

Outra fissura longitudinal de razoável extensão, encontra-se no alinhamento dos poços de visita de uma canaleta rígida de drenagem, construída sob a faixa de rolamento, que provavelmente a induziu. As demais fissuras longitudinais, foram causadas eventualmente por assentamento do material da sub-base ou do subleito.

Os defeitos de menor incidência podem ser agrupados em:

- **Placa dividida (quebrada), grandes reparos (placa coberta com asfalto) e quebras localizadas:** defeitos estruturais, com incidências de 1,15%, 0,09% e 0,30% respectivamente, resultantes da evolução de outros defeitos ou eventuais insuficiências de espessura ou concreto de baixa qualidade. Nos corpos de prova extraídos foram constatados em três casos, já abordados, insuficiência de espessura;
- **Desnível pavimento/acostamento ou afundamento de bordo do pavimento (1,4%), degraus na junta (0,39%) e fissuras de canto (0,97%):** defeitos estruturais causados, nos casos em apreço, provavelmente, por assentamento da sub-base ou do subleito, ou ainda, pela perda progressiva de eficiência das juntas, para os dois últimos casos;
- **Fissuras transversais (0,32%) e diagonais (0,32%):** as primeiras, admitidas como funcionais, causadas provavelmente pela pouca profundidade da ranhura ou pelo mau funcionamento da junta, e, as diagonais, consideradas estruturais, resultantes da falta de eficiência de transmissão de carga nas juntas ou

eventuais deficiências de espessura ou recalque diferencial;

- Buracos (0,40%), defeitos estruturais causados por falhas executivas ou eventual concreto de baixa qualidade;
- Rendilhado e escamação (0,51%), quebras de canto (0,21%), quebras de canto junto à tampão de galeria (0,30%) e esborcinamento de juntas (2,78%), todos defeitos funcionais.

Os primeiros são fissuras capilares superficiais, sem perda da camada fissurada (escamação) nos casos observados, causados por excesso de vibração, má dosagem do concreto (excessos de água de amassamento ou de argamassa), uso de agregados de má qualidade e ineficiência de processo de cura. As quebras de canto e esborcinamento de juntas, foram consequentes das deficiências de selagem, presença de materiais incompressíveis nas juntas, ou defeitos de execução das mesmas.

V.3 Avaliação dos Resultados do Tráfego

As contagens volumétricas classificatórias de tráfego, efetuadas no ano de 1991 e apresentadas nas Tabelas 15 e 16, refletiram um equilíbrio entre as 2 pistas, com volume médio total de 38.815 veículos diários, nos 2 sentidos, sendo 19.322 para a pista do lado direito, no sentido Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes e 19.493 veículos no sentido Viaduto Tancredo Neves (sobre a Av. Mal. Mascarenhas de Moraes) - Av. Dr. José Rufino.

O tráfego apresenta um perfil nitidamente de via urbana, com composição predominante de carros de passeio (89% para a pista do lado esquerdo e 86% para a pista do lado direito) e com intervalos de maior intensidade de tráfego característicos ("horas de pico"), das 7h às 8h, das 11h às 14h e das 17h às 19h.

Apesar do equilíbrio no volume global, a pista do lado direito é mais solicitada por veículos de carga (comerciais), justificado por se constituir, neste sentido de tráfego, em variante para a BR 101 Sul.

Admitindo-se como base de referência as contagens volumétricas realizadas pelo DETRAN/PE (Tabelas 13 e 14), no ano de 1990, constatou-se, pelas contagens levadas a efeito no presente estudo, em 1991, taxas de crescimento globais de tráfego atípicas, bastante elevadas, de 30% para a pista do lado direito e de 19% para a pista do lado esquerdo (Tabela 17), percentuais esses, que também correspondem praticamente ao incremento da parcela de carros de passeio. Mencione-se, que à época das contagens efetuadas (1991), a Av. Recife apresentava-se em melhor estado de conservação que a Av. Mal. Mascarenhas de Moraes, outro importante corredor de tráfego para a zona sul da cidade, podendo ter absorvido parcela de tráfego desviado da mesma. Outro fator que pode ter contribuído para a discrepância observada, são os dias da semana em que se realizaram as contagens de tráfego, que podem não ter coincidido integralmente por ocasião dos dois processos de contagens considerados.

A ausência de séries históricas de registro de tráfego e de pesagens de veículos referentes à via, impediram o estabelecimento de modelos de projeção do seu tráfego futuro.

V.4 Avaliação Estrutural e Funcional do Pavimento como um Todo

V.4.1 Ações do Meio Ambiente e Interferências de Serviços Públicos

A análise das ações do meio ambiente e das possíveis interferências dos serviços públicos urbanos existentes sobre a estrutura do pavimento, é feita com base nas informações cadastrais do item III.4. Verifica-se, quanto à climatologia, que a temperatura e a umidade relativa do ar, praticamente constantes ao longo do ano, são favoráveis à estabilidade volumétrica e à durabilidade do concreto das pistas. Já o efeito das chuvas intensas no inverno e das horas de insolação no verão, associado às ações do tráfego, provocam excessiva deterioração dos mastiques asfálticos de selagem das juntas.

Quanto ao sistema de drenagem implantado, o mesmo tem-se mostrado eficiente, não havendo alagamentos sobre o pavimento, nem a ocorrência do fenômeno de bombeamento de solos finos, nos períodos chuvosos. No entanto, um segmento de galeria implantado sob o pavimento, favoreceu a ocorrência de fissuras em algumas placas, ao longo do eixo da mesma e adjacente aos caixilhos metálicos dos tampões dos poços de visita da referida galeria, já citadas no subitem V.2.3.

No tocante às interferências dos serviços públicos urbanos, de abastecimento d'água, esgoto, energia elétrica, iluminação pública e de telefonia, as tubulações e condutos existentes foram implantados sob os passeios laterais e refúgio central, não trazendo em consequência danos à estrutura do pavimento.

A arborização urbanística, situada no canteiro central,

provocou, em um caso isolado, o alçamento do meio fio e o fissuramento em duas placas adjacentes, causados pelas raízes de árvore de médio porte, a qual foi posteriormente removida pelo setor competente da Prefeitura do Recife.

V.4.2 Avaliação do pavimento pelo ICP

Neste subitem é realizada a avaliação do pavimento pelo cálculo do Índice de Condição do Pavimento (ICP), conforme os procedimentos descritos nas normas 48, 49 e 50 do DNER, as quais fundamentam-se nos estudos desenvolvidos pelo U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory (CERL) e que tem por base a inspeção visual de defeitos no pavimento.

Segundo esses procedimentos o ICP é calculado para cada amostra pela equação abaixo:

$$\text{ICP} = 100 - \text{VDC} \quad (32) \quad \text{onde:}$$

a parcela VDC (Valor Dedutível Corrigido) é obtido pela soma dos valores dedutíveis resultantes dos tipos de defeitos, respectivos graus de severidade, número de placas afetadas e % de placas afetadas por amostra, corrigida pelo parâmetro "q", correspondente ao número de valores dedutíveis individuais superiores a 5, obtido pela Fig. 200 constante do Apêndice B.

Consta também do Apêndice B, no Quadro 2, a caracterização do grau de severidade (A = alto, M = médio, B = baixo) para os diversos tipos de defeitos considerados. Nas Figs. 199 e 200 desse Apêndice, encontram-se os gráficos (ref. CERL) para obtenção dos valores dedutíveis para esses defeitos, que entram no cálculo do VDC, os quais dependem do percentual de ocorrência (densidade) e do grau de severidade (exceção feita para o defeito

de selagem das juntas, avaliado como um todo na amostra inspecionada, com os valores dedutíveis tabelados, constantes da Fig. 199). Ainda na Figura 200 aparece a escala de avaliação proposta no método em apreço e na Fig. 201 do referido Apêndice, é apresentado o modelo da ficha de inspeção, recomendada pelas normas do DNER já referidas, contendo um exemplo de cálculo do ICP, conforme a metodologia acima descrita, para a amostra nº 10. De forma análoga, foram calculados os ICP's das demais amostras inspecionadas e atribuídos os respectivos conceitos para o pavimento, relacionados na Tabela 26 a seguir.

Tabela 26

Amostra Inspecionada, ICP e Conceito Correspondente

Pista do lado direito			Pista do lado esquerdo		
Amostra nº	ICP	Conceito	Amostra nº	ICP	Conceito
01	79	muito bom	18	62	bom
02	85	excelente	19	74	muito bom
03	90	excelente	20	85	excelente
04	69	bom	21	87	excelente
05	87	excelente	22	77	muito bom
06	88	excelente	23	83	muito bom
07	62	bom	24	86	excelente
08	82	muito bom	25	65	bom
09	82	muito bom	26	73	muito bom
10	63	bom	27	74	muito bom
11	84	muito bom	28	35	ruim
12	70	muito bom	29	80	muito bom
13	88	excelente	30	81	muito bom
14	80	muito bom	31	82	muito bom
15	83	muito bom	32	87	excelente
16	84	muito bom	33	82	muito bom
17	75	muito bom	34	56	bom
ICP Médio = 79 -> muito bom			ICP Médio = 75 -> muito bom		

ICP Médio Geral (para as duas pistas) = 77-> Conceito = Muito bom

O valor do ICP para o trecho como um todo, apresenta pequeno desvio, de cerca de 10%, em relação ao valor amostral médio, e situa-se dentro da faixa do mesmo conceito ("muito bom") para o

pavimento.

A título de comparação e tomando-se como base os dados da Tabela 6, foi calculado o ICP para o trecho como um todo (amostra única contínua), conforme explicitado na Tabela 27.

Tabela 27

Cálculo do ICP para o Pavimento como um Todo

Tipo de Defeito (ver Tabela 6)	Grau de Severidade	% de Placas Afetadas	Valor Dedutível
fissura de canto (n ^o 01)	médio	0,97	2
placa dividida (n ^o 02)	médio	0,09	0
placa dividida (n ^o 02A)	alto	1,06	5
degrau da junta (n ^o 03)	médio	0,39	0
falha na selagem (n ^o 04)	alto	-	8 (+)
desnível pavimento/acostamento (n ^o 05)	médio	1,40	1
fissuras lineares (n ^{os} 06, 06D e 06E)	baixo	6,37	3
fissuras lineares (n ^{os} 06A, 06C)	médio	5,56	5
fissuras lineares (n ^o 06B)	alto	2,00	5
grandes reparos (n ^o 07)	baixo	0,09	0
desgaste superficial (n ^o 08)	-	36,11	6 (+)
quebras localizadas e buracos (*) (n ^{os} 09 e 15)	alto	0,70	2
rendilhado e escamação (n ^o 10)	baixo	0,51	0
fissuras de retração (n ^o 11)	-	31,95	1
quebra de canto (n ^o 12)	médio	0,21	0
quebra de canto (n ^o 12A)	alto	0,30	0
esborcinamento de juntas (n ^o 13)	baixo	2,39	1
esborcinamento de juntas (n ^o 13A)	médio	0,39	0
assentamentos (**)			
Valor dedutível total			= 39
(+) q=2 -> Valor dedutível corrigido (VDC)			= 30
ICP = 100 - VDC = 100 - 30 = 70 -> Conceito: muito bom			

(*) agrupados às quebras localizadas

(**) considerados como causas das fissuras longitudinais

V.4.3 Verificação do Dimensionamento Estrutural

A avaliação estrutural do pavimento, para as condições do tráfego atual (1991), é efetuada também, verificando-se o dimensionamento da estrutura de suas camadas pelo método mais recente da PCA (de 1984), que considera em sua análise, além do critério de fadiga do concreto, o critério de erosão ou perda do

material da camada de suporte da placa que causam os escalões ou "degraus" nas juntas transversais (ver subitem II.1.2).

A sequência do método PCA/84 e os demais elementos necessários à sua aplicação constam do Apêndice C.

Na verificação do dimensionamento do pavimento, apresentando as duas pistas espessuras médias investigadas equivalentes (da ordem de 20 cm), se tomará como base o maior tráfego atuante em 1991, considerando-se os veículos comerciais, correspondente à pista do lado direito (ver Tabela 16, item IV.3).

Assim, aplicando-se a sequência apresentada no Apêndice C, tem-se:

1º) Parâmetros de dimensionamento:

- pavimento com acostamento em concreto (passeios laterais) e sem barras de transferência nas juntas transversais (transferência de carga por entrosagem de agregados, ver Fig. 16 do item III.4);
- coeficiente de recalque do sistema subleito/sub-base, $k_{min} = 77 \text{ MPa/m}$ (valor mínimo estatístico, ver subitem V.1.2);
- resistência característica à tração na flexão do concreto (f_{ctk}), obtida, por correlação clássica, com a resistência à compressão simples, a exemplo de estudo realizado no Brasil pelo Instituto Nacional de Tecnologia (INT) do Rio de Janeiro (PITTA et alli, 1981), cujo gráfico resultante é apresentado na Fig. 202 do Apêndice C. Tomando-se, para o caso, a resistência característica à compressão igual a 32,6 MPa (subitem V.1.2), obtem-se no referido gráfico $f_{ctk} \approx 4,8 \text{ MPa}$;

- fator de segurança das cargas: $Fsc = 1,1$ (recomendado para o caso de rodovias e vias urbanas submetidas à tráfego de caminhões pesados);
- tráfego atuante: considerando-se os dados da Tabela 16, correspondente ao caso mais desfavorável (pista do lado direito), tem-se, para o ano de 1991:

. volume médio diário: $Vm = 19.322$

. % do tráfego por classe de veículo (Pi):

carros de passeio	86%
caminhões leves	3%
caminhões médios	4%
ônibus	3%
caminhões pesados	3%
reboques e semi-reboques	1%
Total	<u>100%</u>

. número total de veículos no período (P) de um ano considerado (Vt):

$$Vt = 365 \times P \times Vm \quad (33)$$

$$Vt = 365 \times 1 \times 19.322 = 7.052.530 \text{ veículos}$$

. número de solicitações de eixo por classe de veículos

(ne):

$$ne = \frac{Pi \times Vt \times FE}{100} \quad (34) \quad \text{Onde FE é o fator de eixo;}$$

Com esta expressão, obtem-se, para as diversas categorias de veículos comerciais, que compõem o tráfego atuante, os diversos valores de " ne ", assim:

ônibus:

$$ne = \frac{3 \times 7.052.530 \times 2}{100} = 423.152 \text{ eixos;}$$

caminhão médio:

$$ne = \frac{4 \times 7.052.530 \times 2}{100} = 564.202 \text{ eixos;}$$

caminhão pesado:

$$ne = \frac{3 \times 7.052.530 \times 2}{100} = 423.152 \text{ eixos;}$$

reboques e semi-reboques:

$$n_e = \frac{1 \times 7.052.530 \times 3}{100} = 211.576 \text{ eixos;}$$

Total de eixos comerciais = 1.622.082 eixos.

Aplicando-se as distribuições percentuais de carga por eixos, por classes de 2t, e por categoria de veículos, constantes das Tabelas 18 a 21, obtem-se a Tabela 28, que se segue.

2º) Espessura a ser verificada:

H = 20 cm, que corresponde a espessura média investigada nas placas.

3º) Tensões equivalentes:

Com os valores de H = 20 cm e $k_{min} = 77$ MPa/m, obtem-se, por interpolação, nas Tabelas 45 e 46 do Apêndice C, os valores de 1,35 para eixos simples, 1,14 para eixos em tandem duplos e 0,88 para eixos em tandem triplos para as tensões equivalentes. Estes valores são transportados para os campos 8, 11 e 14 da Tabela 29 de verificação do dimensionamento estrutural apresentada a seguir. As colunas 1 e 3 desta Tabela, são obtidas das colunas referentes a "Faixa de Carga" e ao "Total de Eixos Solicitantes" constantes da Tabela 28.

4º) Fatores de Erosão:

Com os valores H= 20 cm e $k_{min} = 77$ MPa/m, obtem-se, por interpolação, nas Tabelas 47 e 48 do Apêndice C, os valores de 2,58 para eixos simples, 2,65 para eixos em tandem duplos e 2,65 para eixos em tandem triplos, transportados para os campos 10, 13 e 16 da Tabela 29.

Tabela 28

Distribuição de Frequências de Carga por Eixos e por Categoria de Veículos

Faixa de Carga (tf)	Ônibus		Cam. Médio		Cam. Pesados		Reb. e Semi-Reb.		Total de Eixos Solicitantes
	%	Nº de Eixos	%	Nº de Eixos	%	Nº de Eixos	%	Nº de Eixos	
Eixos Simples									
< 4	21,9	92.670	79,6	449.105	40,3	170.530	7,7	16.291	758.596
4 - 6	50,0	211.576	10,5	59.241	9,1	38.507	42,5	89.920	399.244
6 - 8	18,3	77.437	2,7	15.233	0,3	1.270	2,7	5.713	99.653
8 - 10	8,9	37.661	2,0	11.284	0,2	846	3,8	8.040	57.831
10 - 12	0,7	2.962	2,7	15.234	0,1	423	7,0	14.810	33.429
12 - 14	0,2	846	1,6	9.027	-	-	2,6	5.501	15.374
14 - 16	-	-	0,6	3.385	-	-	0,8	1.693	5.078
16 - 18	-	-	0,3	1.693	-	-	0,0	0	1.693
18 - 20	-	-	-	-	-	-	0,1	211	211
Σ	100,0	423.152	100,0	564.202	50,0	211.576	67,2	142.179	1.341.109
Eixos em Tandem Duplos									
< 8					28,1	118.906	4,7	9.944	128.850
8 - 10					2,2	9.309	0,6	1.269	10.578
10 - 12					1,5	6.347	0,3	635	6.982
12 - 14					3,0	12.695	0,7	1.481	14.176
14 - 16					4,1	17.349	0,0	0	17.349
16 - 18					5,4	22.850	1,5	3.174	26.024
18 - 20					3,7	15.657	0,6	1.269	16.926
20 - 22					1,2	5.078	0,2	423	5.501
22 - 24					0,5	2.116	0,1	212	2.328
24 - 26					0,2	846			846
26 - 28					0,1	423			423
Σ					50,0	211.576	8,7	18.407	229.983
Σ (Ac.)	100,0	423.152	100,0	564.202	100,0	423.152	75,9	160.586	1.571.092
Eixos em Tandem Triplos									
< 12							10,9	23.062	23.062
12 - 14							0,4	846	846
14 - 16							0,5	1.058	1.058
16 - 18							0,3	635	635
18 - 20							1,0	2.116	2.116
20 - 22							0,5	1.058	1.058
22 - 24							1,1	2.327	2.327
24 - 26							1,7	3.597	3.597
26 - 28							2,8	5.924	5.924
28 - 30							1,0	2.116	2.116
30 - 32							1,1	2.327	2.327
32 - 34							0,8	1.693	1.693
34 - 36							1,1	2.327	2.327
36 - 38							0,9	1.904	1.904
Σ							24,1	50.990	50.990
Σ (Ac.)	100,0	423.152	100,0	564.202	100,0	423.152	100,0	211.576	1.622.082

5º) Cálculo dos Fatores de Fadiga:

Para eixos simples = $1,35/4,8 = 0,281$
 Para eixos em tandem duplos = $1,14/4,8 = 0,238$
 Para eixos em tandem triplos = $0,88/4,8 = 0,183$
 Transportam-se esses valores para os campos 9, 12 e 15 da Tabela 29 respectivamente.

6º) Repetições admissíveis segundo a análise de fadiga:

Com os fatores de fadiga calculados no 5º passo e com as cargas atuantes corrigidas (coluna 2 da Tabela 29) determinam-se pela Fig. 203 do Apêndice C, as repetições admissíveis da coluna 4 da Tabela 29.

7º) Repetições admissíveis segundo o dano por erosão:

Analogamente, com os fatores de erosão calculados no 4º passo e as cargas corrigidas da coluna 2, determinam-se pela Fig. 204 do Apêndice C, as repetições admissíveis da coluna 6 da Tabela 29.

8º) Percentagens de resistência à fadiga e danos por erosão:

Dividindo-se as repetições previstas da coluna 3 pelas admissíveis das colunas 4 e 6 e multiplicando-se por 100 obtem-se os valores das colunas 5 e 7 respectivamente da Tabela 29.

9º) Ao somar-se a coluna obtem-se que a % total de fadiga consumida é de 84,1% (<100%), concluindo-se que a espessura verificada atende ao critério de análise por fadiga.

A soma da coluna 7, que é de 60,0% também inferior a 100% indica que a espessura média do pavimento em análise, também satisfaz ao critério de análise de dano por erosão.

Desta forma dentro das hipóteses consideradas nesta simulação efetuada, o pavimento atende estruturalmente, as condições atuais do tráfego incidente, de acordo com o método mais moderno de dimensionamento adotado pela PCA.

Tabela 29

Verificação do Dimensionamento Estrutural pelo Método PCA/84
(Espessura Considerada = 20 cm)

Carga por Eixo (tf)	Carga por Eixo x fsc (tf)	Nº de Repetições Previstas	Análise de Fadiga		Análise de Erosão	
			Nº de Repetições Admissíveis	Consumo de Fadiga (%)	Nº de Repetições Admissíveis	Danos por Erosão (%)
1	2	3	4	5	6	7

Eixos Simples 8) Tensão equivalente = 1,35 9) Fator de Fadiga = 0,281 10) Fator de Erosão = 2,58

< 4	4,4	728.596	ilimitado	-	ilimitado	-
4 - 6	6,6	399.244	ilimitado	-	ilimitado	-
6 - 8	8,8	99.653	ilimitado	-	10.000.000	1,0
8 - 10	11,0	57.381	ilimitado	-	1.200.000	4,8
10 - 12	13,2	33.429	800.000	4,2	320.000	10,4
12 - 14	15,4	15.374	200.000	7,7	120.000	12,8
14 - 16	17,6	5.078	34.000	14,9	54.000	9,4
16 - 18	19,8	1.693	5.000	33,9	28.000	6,0
18 - 20	22,0	211	900	23,4	16.000	1,3

Eixos T. Duplos 11) Tensão equivalente = 1,14 12) Fator de Fadiga = 0,238 13) Fator de Erosão = 2,65

< 8	8,8	128.850	ilimitado	-	ilimitado	-
8 - 10	11,0	10.578	ilimitado	-	ilimitado	-
10 - 12	13,2	6.982	ilimitado	-	ilimitado	-
12 - 14	15,4	14.176	ilimitado	-	30.000.000	0,0
14 - 16	17,6	17.349	ilimitado	-	4.000.000	0,4
16 - 18	19,8	26.024	ilimitado	-	1.200.000	2,2
18 - 20	22,0	16.926	ilimitado	-	600.000	2,8
20 - 22	24,2	5.501	ilimitado	-	310.000	1,2
22 - 24	26,4	2.328	ilimitado	-	190.000	1,2
24 - 26	28,6	846	ilimitado	-	120.000	0,8
26 - 28	30,8	423	ilimitado	-	80.000	0,5

Eixos T. Tripos 14) Tensão equivalente = 0,88 15) Fator de Fadiga = 0,183 16) Fator de Erosão = 2,65

< 12	4,4	23.062	ilimitado	-	ilimitado	-	
12 - 14	5,1	846	ilimitado	-	ilimitado	-	
14 - 16	5,9	1.058	ilimitado	-	ilimitado	-	
16 - 18	6,6	635	ilimitado	-	ilimitado	-	
18 - 20	7,3	2.116	ilimitado	-	100.000.000	0,0	
20 - 22	8,1	1.058	ilimitado	-	10.000.000	0,0	
22 - 24	8,8	2.327	ilimitado	-	4.000.000	0,1	
24 - 26	9,5	3.597	ilimitado	-	1.700.000	0,2	
26 - 28	10,3	5.924	ilimitado	-	900.000	0,7	
28 - 30	11,0	2.116	ilimitado	-	600.000	0,4	
30 - 32	11,7	2.327	ilimitado	-	400.000	0,6	
32 - 34	12,5	1.693	ilimitado	-	280.000	0,6	
34 - 36	13,2	2.327	ilimitado	-	200.000	1,2	
36 - 38	13,9	1.904	ilimitado	-	140.000	1,4	
				TOTAL	84,1	TOTAL	60,0

V.5 Estudos Comparativos e de Correlações de Resultados de Ensaios

Efetuada a avaliação do pavimento, busca-se, neste item, uma análise comparativa de resultados obtidos no presente estudo experimental com parâmetros, relações e gráficos tradicionalmente estabelecidos, constantes da literatura, visando-se avaliar as inter-relações e a fidedignidade desses resultados.

Também, para ensaios de interesse prático e quando se dispunha de amostragem significativa, procurou-se o estabelecimento de correlações e a verificação de tendências entre os resultados disponíveis, por meio de representações gráficas e analíticas, utilizando-se o "Programa Computacional para Ajuste em Dados Experimentais (ZULLO JUNIOR & ARRUDA, 1986). Este programa possibilita a determinação, tanto do modelo algébrico de ajuste entre as variáveis, quanto do coeficiente de correlação "r" correspondente e do teste "F" de análise de variância, o qual permite verificar a correlação estabelecida ao nível de significância desejado (ver Apêndice D).

As análises e estudos de correlações efetuados se aplicam aos materiais ensaiados e são apresentados nos subítens que se seguem, separados em dois grupos: o primeiro referente aos ensaios geotécnicos da sub-base e do subleito e o segundo referente aos ensaios do revestimento em concreto de cimento Portland.

V.5.1 Estudos com os Ensaios Geotécnicos das Camadas de Sub-base e do Subleito

V.5.1.1 Ensaios Pressiométricos Horizontais e Verticais

Os ensaios comparativos, realizados em furos horizontais na sub-base e no subleito (P51H e P52H), correspondente ao furo 27, com os respectivos ensaios verticais realizados neste furo apresentaram os seguintes resultados (ver Figs. 176 a 179 do Anexo 3).

- Camada de sub-base

Furo 27 (vertical)	Furo 27 (horizontal)	Desvio (%)
$E_p = 23,76 \text{ MPa}$	$E_p = 23,30 \text{ MPa}$	2,0%
$E_r = 37,54 \text{ MPa}$	$E_r = 37,18 \text{ MPa}$	1,0%

$$\beta = \frac{E_r}{E_p} = 1,58$$

$$\beta = \frac{E_r}{E_p} = 1,60$$

$$\beta = \frac{E_r}{E_p} \quad (33)$$

- Camada do subleito

Furo 27 (vertical)	Furo 27 (horizontal)	Desvio (%)
$E_p = 15,92 \text{ MPa}$	$E_p = 15,01 \text{ MPa}$	6,1%
$E_r = 29,14 \text{ MPa}$	$E_r = 27,09 \text{ MPa}$	7,6%

$$\beta = \frac{E_r}{E_p} = 1,83$$

$$\beta = \frac{E_r}{E_p} = 1,80$$

Os desvios encontrados, embora em apenas 2 resultados, têm valores médios de 4,0% para o E_p e de 4,3% para o E_r , compatíveis com o intervalo de variação de 5%, obtido por Leischner (ver item II.3).

V.5.1.2 Comparações com Resultados Obtidos por Briaud em Ensaios Pressiométricos

É interessante registrar a similaridade dos resultados

obtidos nos ensaios pressiométricos realizados no presente estudo na camada do subleito, com os resultados obtidos por J.L. Briaud, no subleito do Aeroporto de Ottawa, apresentados na sua tese de doutorado em 1979. Coincidentemente, o material constituinte do furos nºs 05 e 06, ensaiados em várias profundidades (ver Tabela 30) no Aeroporto de Ottawa, tem composição granulométrica de 94% de areia e 6% de silte, massa específica de 16,6 kN/m³ (1660 kg/m³) e teor de umidade de 10%, e, o material encontrado no subleito da Av. Recife, em 22 furos, relacionados adiante, tem composição média de 93% de areia e de 7% passando na peneira de 0,075 mm, densidade "in situ" de 1654 kg/m³ e teor de umidade de 5,5%. Os resultados obtidos nos dois estudos foram os seguintes:

Tabela 30

Resultados Pressiométricos Obtidos por Briaud no Aeroporto de Ottawa (Cf. BRIAUD, J.L. The Pressuremeter: Application to Pavement Design, 1979, p. 172, 347 a 353)

Furo nº 05 (Areia: 93%, silte: 5%, pedregulho: 2%)								
Módulos Pressiom.	Profundidade						Média	
	0,33	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	KPa	MPa
E* (KPa)	40.200	32.700	13.000	16.600	13.700	13.200	21.550	21,55
Ec** (KPa)	84.100	78.700	42.000	52.500	34.000	26.000	52.883	52,88
B	2,09	2,40	3,25	3,20	2,47	1,97	Média = 2,56	
Furo nº 06 (Areia: 94%, silte: 6%)								
Módulos Pressiom.	Profundidade						Média	
	0,41	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	KPa	MPa
E* (KPa)	21.500	25.600	16.700	11.200	10.400	16.900	17.050	17,05
Ec** (KPa)	60.900	72.500	55.000	27.400	17.360	33.800	44.493	44,49
B	2,83	2,84	3,29	2,45	1,67	2,00	Média = 2,51	

(*) chamado de Ep no presente estudo

(**) chamado de Er no presente estudo

Valores médios para os 2 furos (12 resultados):

E = Ep = 19,30 MPa; Ec = Er = 48,68 MPa; B = 2,54

- Av. Recife, 1990/91 (Profundidade = 0,90 m)

Furos nº 01 a 09; 12 a 14; 17 a 30 (ver Tabela 4 e Anexo 3)

Valores médios: $E_p = 16,96$ MPa (25 resultados)

$E_r = 47,37$ MPa (15 resultados)

$\beta = 2,94$ (15 resultados)

Comparando-se os resultados médios, encontram-se desvios de apenas 2,7% para o E_r e de 13,8% para o E_p , e para a comparação do coeficiente β (eq. 33), que representa a relação entre os módulos cíclico (E_r) e sem recompressão (E_p), o desvio é de 15,7% entre os respectivos valores médios. Considerando-se isoladamente os resultados obtidos à igual profundidade (0,90 m), os desvios são de 2,4% para o E_r , 14,2% para o E_p e 11,2% para β .

Esses pequenos desvios espelham a compatibilidade entre os resultados obtidos para as respectivas areias de características bastante semelhantes.

V.5.1.3 Comparação entre o Módulo de Elasticidade e o Módulo Pressiométrico com Recompressão

De acordo com a eq. (6) do item II.2, na qual admite-se o material como perfeitamente elástico, pode-se estimar o módulo de elasticidade E do solo, em função do coeficiente de recalque k . Desta forma, com base nos valores médios de k constantes das Tabelas 22 e 23, recorrigidos para a placa de 22,85 cm de raio, utilizado no ensaio tem-se:

. Para camada de sub-base:

$$E = (k/0,71) \times 1,18 \times a = (108/0,71) \times 1,18 \times 0,2285 \approx 41,0 \text{ MPa}$$

. Para camada do subleito:

$$E = (k/0,71) \times 1,18 \times a = (145/0,71) \times 1,18 \times 0,2285 \approx 55,1 \text{ MPa}$$

Comparando-se esses resultados com os valores médios dos módulos pressiométricos com recompressão, $E_r = 30,58 \text{ MPa}$ para a sub-base e $E_r = 47,37 \text{ MPa}$ para o subleito (Tabelas 22 e 23), encontram-se diferenças percentuais de 34% e 16%, respectivamente, entre os aludidos parâmetros, para as referidas camadas.

Cite-se, como simples referência, uma vez que se tratam de resultados obtidos sob condições e metodologias diferentes, que, nos estudos realizados no Aeroporto de Ottawa, referidos no subitem anterior, Briaud encontrou diferença percentual de 8%, no mesmo sentido de variação dos parâmetros em questão, entre o módulo pressiométrico cíclico equivalente do pavimento (calculado em função dos distintos módulos cíclicos de suas camadas) e o módulo elástico (determinado com a aplicação da teoria da elasticidade, admitindo-se o coeficiente de Poisson igual a 0,33, para ensaios com a placa de 38,1 cm de raio), expresso em função do índice de resistência do pavimento (correspondente a carga em KN aplicada na superfície do pavimento que provoca a deformação de 8,5 mm), concluindo então, pela compatibilidade do módulo pressiométrico cíclico com a teoria da elasticidade.

V.5.1.4 Correlação CBR "In Situ" x Prova de Carga sobre Placas

Para a camada de sub-base, cujo material tem características médias constantes da Tabela 22, foram obtidos 12 pares de valores correspondentes aos ensaios CBR "in situ" x Prova de carga sobre placas, conforme discriminação na Tabela 31.

Tabela 31

Pares de Valores CBR "In Situ" x Módulo de Reação da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações

Nº	Poço (nº)	CBR "in situ" X (%)	Módulo de Reação (Y = k)	
			kgf/cm ² /cm	MPa/m
01	01	13	7,2	72
02	03	12	4,8	48
03	04	84	20,4	204
04	05	2	2,9	29
05	07	5	5,3	53
06	09	3	4,2	42
07	14	6	6,3	63
08	16	47	22,1	221
09	22	23	9,7	97
10	23	34	9,2	92
11	27	33	10,0	100
12	28	24	6,1	61

As equações de modelos linear e exponencial, para o intervalo de valores considerados, apresentam praticamente o mesmo coeficiente de correlação ou seja de 0,89 e 0,88 respectivamente, explicitadas abaixo, sendo k expresso em MPa e o CBR em % :

$$k = 2,295 \text{ CBR} + 35,46 \quad (35)$$

$$k = 44,40 e^{0,0223\text{CBR}} \quad (36)$$

As hipóteses de correlação para estas curvas são aceitas, ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D).

A Fig. 66 representa o modelo exponencial obtido de configuração mais próxima à tradicional curva publicada pela PCA, enfocada no subitem seguinte.

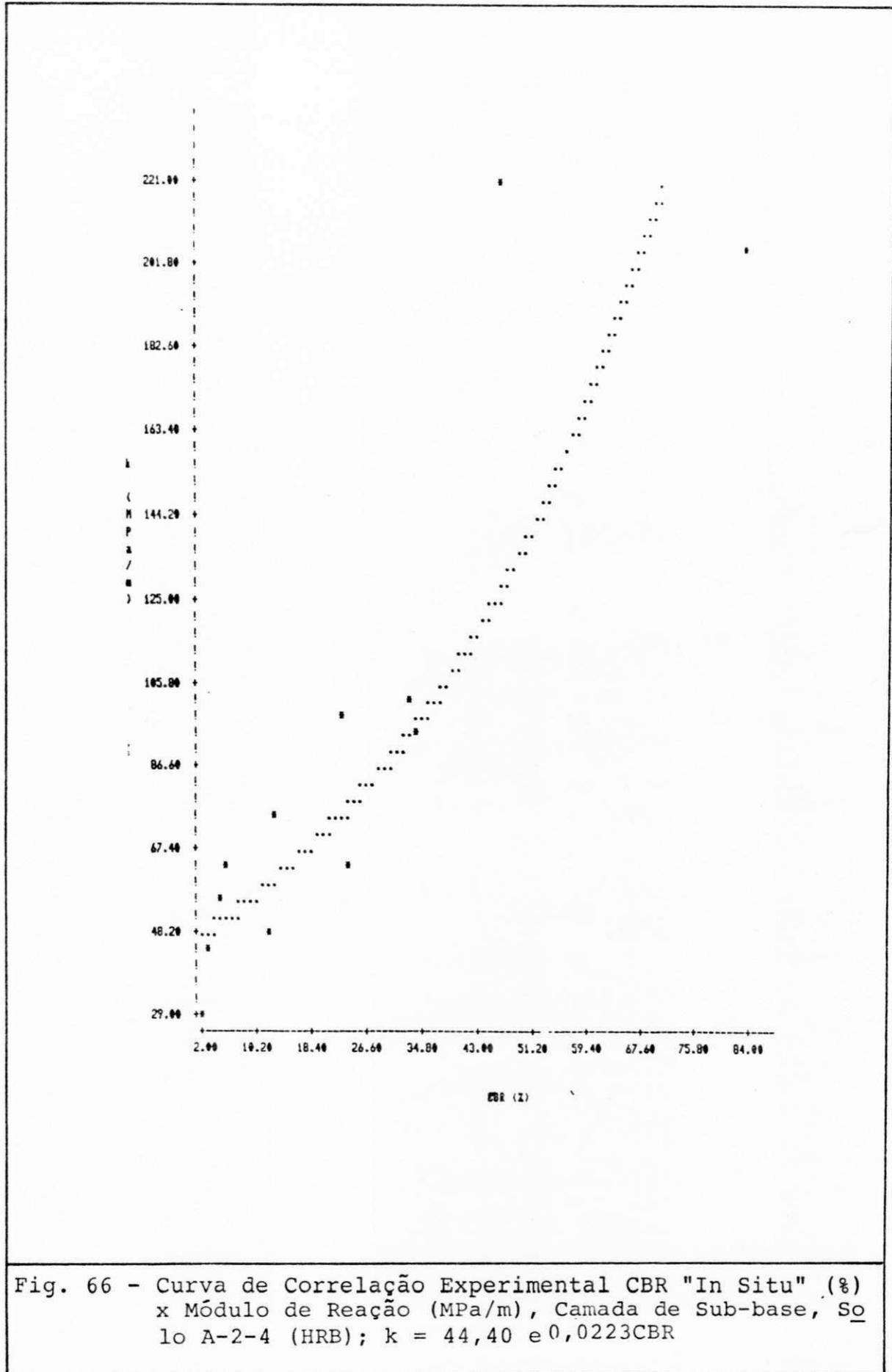


Fig. 66 - Curva de Correlação Experimental CBR "In Situ" (%) x Módulo de Reação (MPa/m), Camada de Sub-base, Solo A-2-4 (HRB); $k = 44,40$ e $0,0223\text{CBR}$

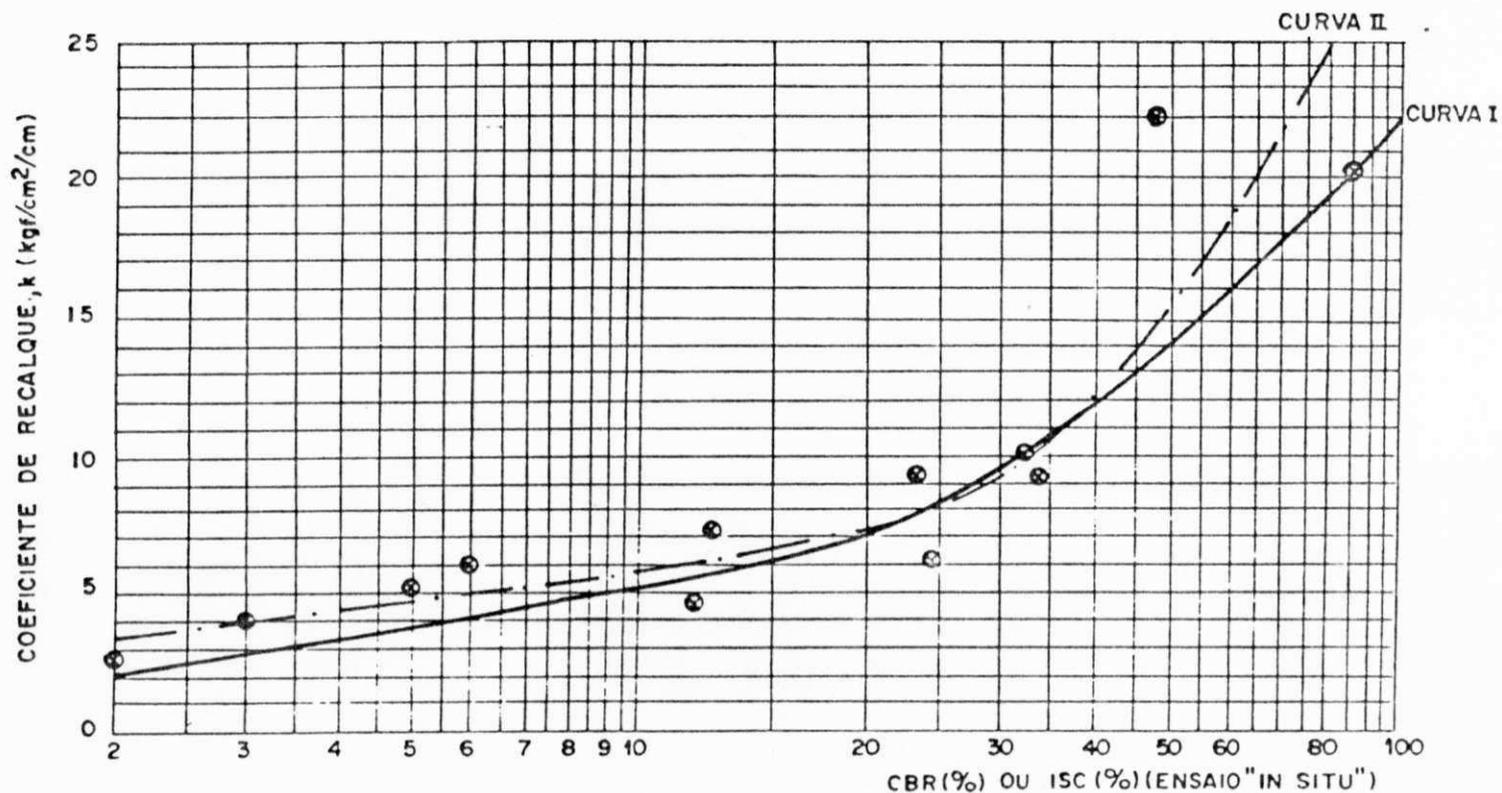
V.5.1.5 CBR "In Situ" x Prova de Carga sobre Placas: Comparação com os Estudos da PCA

Plotando-se os 12 pares de valores CBR "in situ" x coeficiente de recalque ($\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$), referidos no subitem anterior, na curva original dos estudos da Portland Cement Association, contida em inúmeros compêndios e manuais sobre dimensionamento de pavimentos de concreto, verifica-se que a curva experimental resultante, obtida por interpolação gráfica, tem configuração bastante aproximada da curva original, indicando assim a fidedignidade dos ensaios realizados. Esta comparação é ilustrada na Fig. 67 que se segue.

Também os valores médios para toda a camada, incluindo os ensaios suplementares (Tabelas 4 e 5), do módulo de reação ($k = 10,8 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$) e do CBR "in situ" (CBR = 29%) correspondem ao respectivo par de valores ($k = 9,14 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$ e CBR = 30%), indicados pela PCA (BASÍLIO e THOMAZ, 1967), com diferenças insignificantes. Expurgados os valores discrepantes, o par de valores médios passa a ser $k = 8,7 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$ e CBR = 23%, também próximos ao correspondente par $k = 6,92 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$ e CBR = 20% dos estudos da PCA.

V.5.1.6 Correlação CBR "In Situ" x Ensaio Pressiométrico

Para a camada de sub-base (de características médias já referidas na Tabela 22), dispõe-se de 8 pares de valores CBR "in situ" x Módulos pressiométricos com recompressão obtidos da Tabela 4 relacionadas na Tabela 32.



LEGENDA:

- CURVA I Obtida pela PCA - Portland Cement Association (Apud SOUZA, M.L. e THOMAZ, C.A., Determinação do Coeficiente de Recalque, 1982, p. 4).
- - - CURVA II Obtida Experimentalmente com Apenas 12 Pares de Valores (Av. Recife, 1990/91, Camada de Sub-base, Solo HRB: A-2-4).

Fig. 67 - Comparação Entre as Curvas CBR. (%) x COEFICIENTE DE RECALQUE (kgf/cm²/cm), Obtidas pela PCA - Portland Cement Association e no Trabalho em Apreço.

Tabela 32

Pares de Valores CBR "In Situ" x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações

Nº	Poço (Nº)	CBR "In Situ" X = (%)	Módulo Pressiom. Y = Er (MPa)
01	01	13	25,89
02	03	12	23,27
03	09	3	9,98
04	14	6	17,80
05	22	23	16,52
06	23	34	28,35
07	27	33	44,42
08	28	24	19,75

A equação de melhor ajuste entre o CBR em % e o Ec em MPa/m, foi a de modelo hiperbólico, cujo coeficiente de correlação foi 0,87, significativa ao nível de 0,01 (ver Apêndice D), ou seja:

$$Er = \frac{31,98 \text{ CBR}}{6,266 + \text{CBR}} \quad (37)$$

Esta curva encontra-se representada na Fig. 68.

V.5.1.7 Correlação de Prova de carga sobre placas x Ensaio pressiométrico

Ainda para a mesma camada de sub-base tem-se os seguintes pares de valores relacionados na Tabela 33.

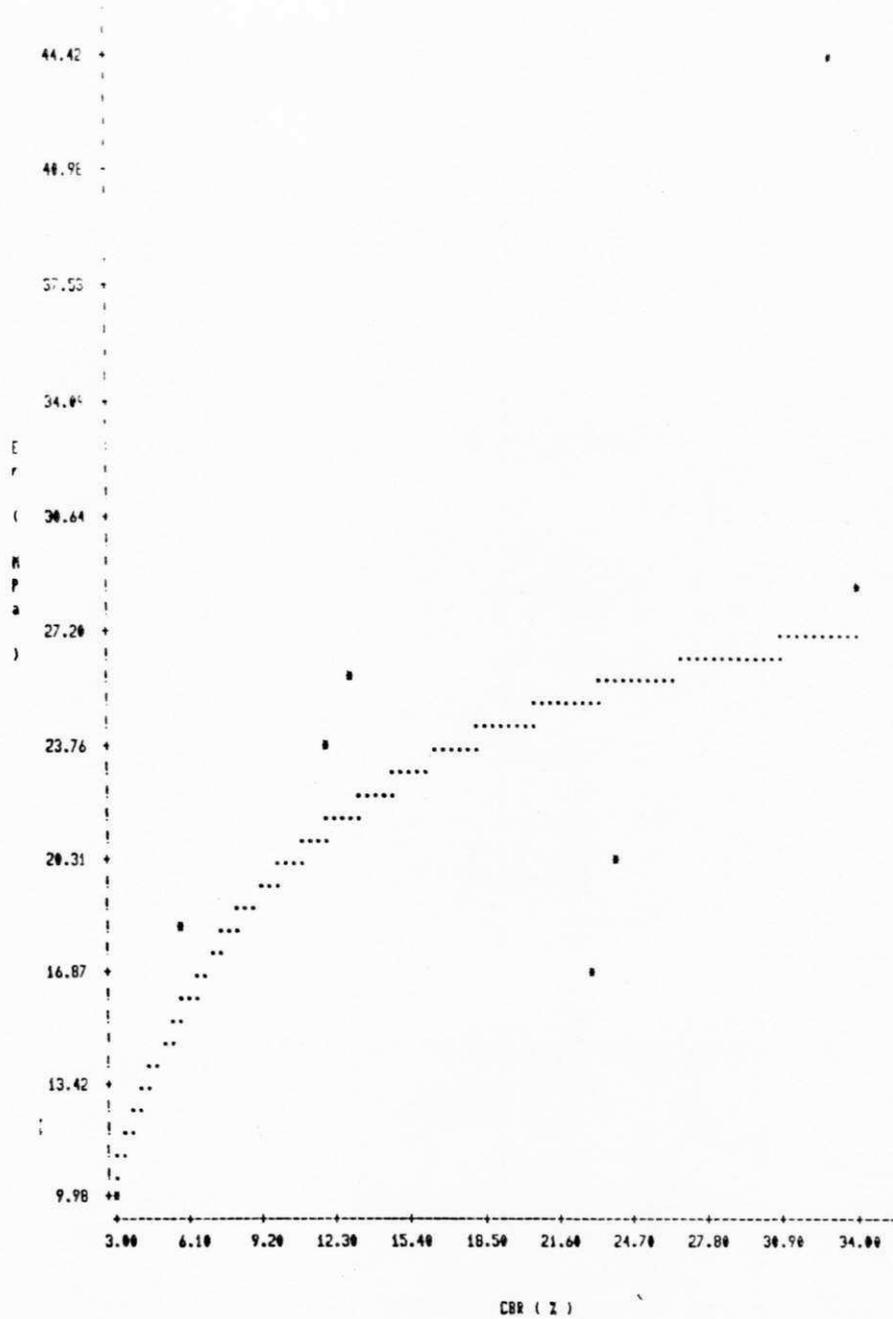


Fig. 68 - Curva de Correlação Experimental CBR "In Situ" (%) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Camada de Sub-base, Solo A-2-4 (HRB); $E_r = 31,98 \text{ CBR} / (6,226 + \text{CBR})$

Tabela 33

Pares de Valores Módulo de Reação x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Sub-base para o Estudo de Correlações

Nº	Poço (Nº)	Módulo Reação X = k (MPa/m)	Módulo Pressiom. Y = Er (MPa)
01	01	72	25,89
02	03	48	23,27
03	06	371	69,55
04	09	42	9,98
05	13	122	36,70
06	14	63	17,80
07	22	97	16,52
08	23	92	28,35
09	27	100	44,42
10	28	61	19,75

A equação linear tem coeficiente de correlação 0,90, testado ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D), sendo Er expresso em MPa e k em MPa/m:

$$Er = 0,1615 k + 11,97 \quad (38)$$

Esta correlação é representada na Fig. 69.

Para a camada do subleito estudada, com características médias constantes da Tabela 23, correlacionam-se 09 pares de valores do coeficiente de recalque k com o módulo cíclico Ec (Tabela 4), constantes da Tabela 34.

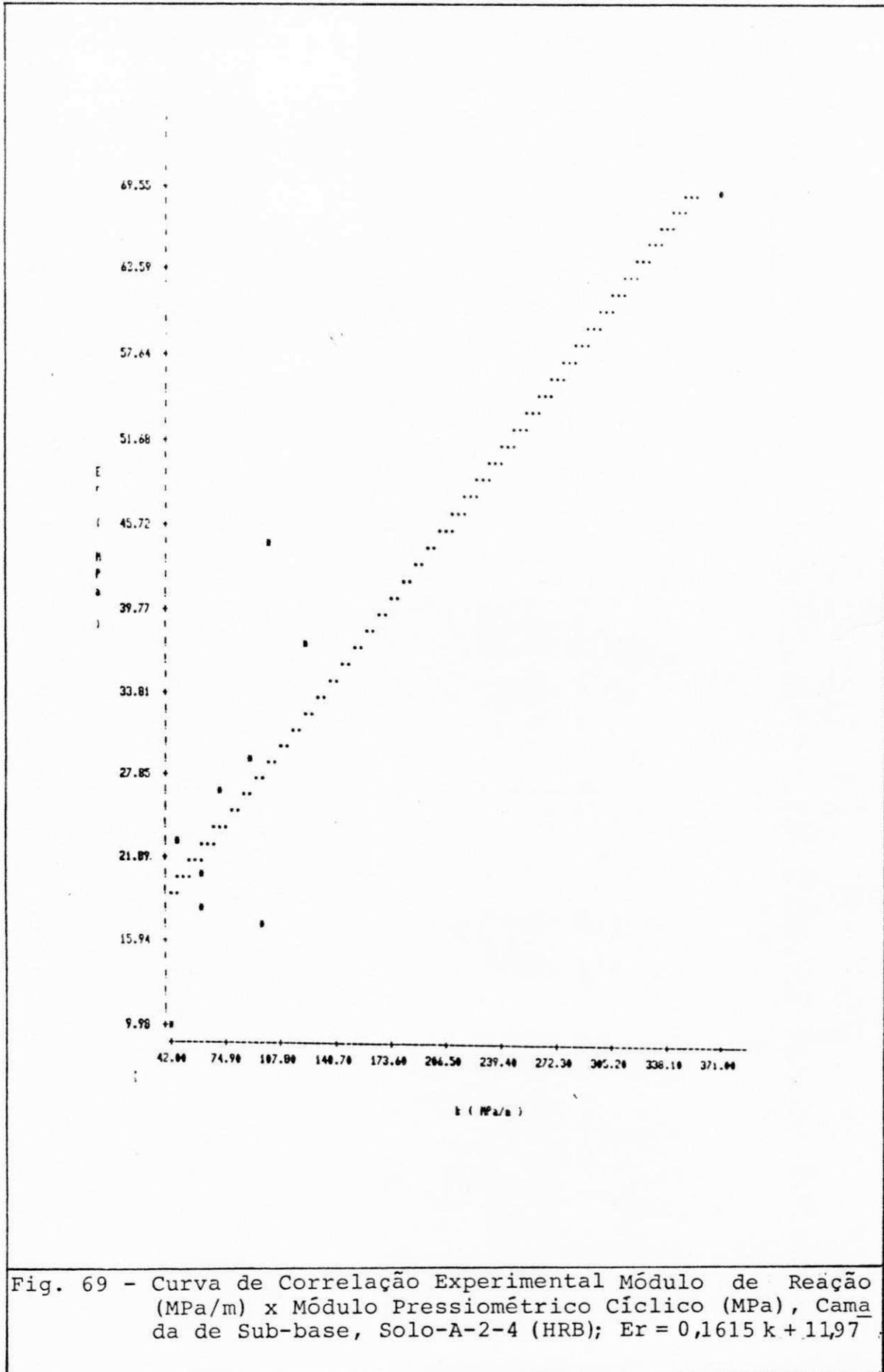


Fig. 69 - Curva de Correlação Experimental Módulo de Reação (MPa/m) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Cama da de Sub-base, Solo-A-2-4 (HRB); $E_r = 0,1615 k + 11,97$

Tabela 34

Pares de Valores Módulo de Reação x Módulo Pressiométrico Cíclico da Camada de Subleito para o Estudo de Correlações

Nº	Poço (Nº)	Módulo Reação X = k (MPa/m)	Módulo Pressiom. Y = Er (MPa)
01	01	125	40,75
02	03	83	36,25
03	06	362	70,69
04	09	179	40,57
05	13	105	46,14
06	22	203	45,11
07	23	280	62,22
08	27	69	33,02
09	28	74	30,85

O modelo linear apresentou coeficiente de correlação de 0,94, hipótese válida ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D) e tem a seguinte expressão com k em MPa/m e Ec em MPa (ver Fig. 70).

$$Er = 0,1232 k + 24,80 \quad (39)$$

V.5.2 Estudos com os Ensaios do Revestimento em Concreto de Cimento Portland

As relações e correlações a seguir explicitadas, referem-se às características do concreto analisado, dos ensaios efetuados e dos equipamentos utilizados, particularmente nos ensaios não destrutivos, ou seja, o esclerômetro modelo Schmidt N-34 e o ultra-sônico "PUNDIT".

V.5.2.1 Relação entre a RTCD e a RCS

A relação entre as resistências à tração por compressão diametral e à compressão simples, para o par de testemunhos 16-A e 16-B extraídos de uma mesma placa (RTCD = 2,61 MPa e RCS = 29,1 MPa, respectivamente, ver Tabela 25), cujo valor é de 9,0%,

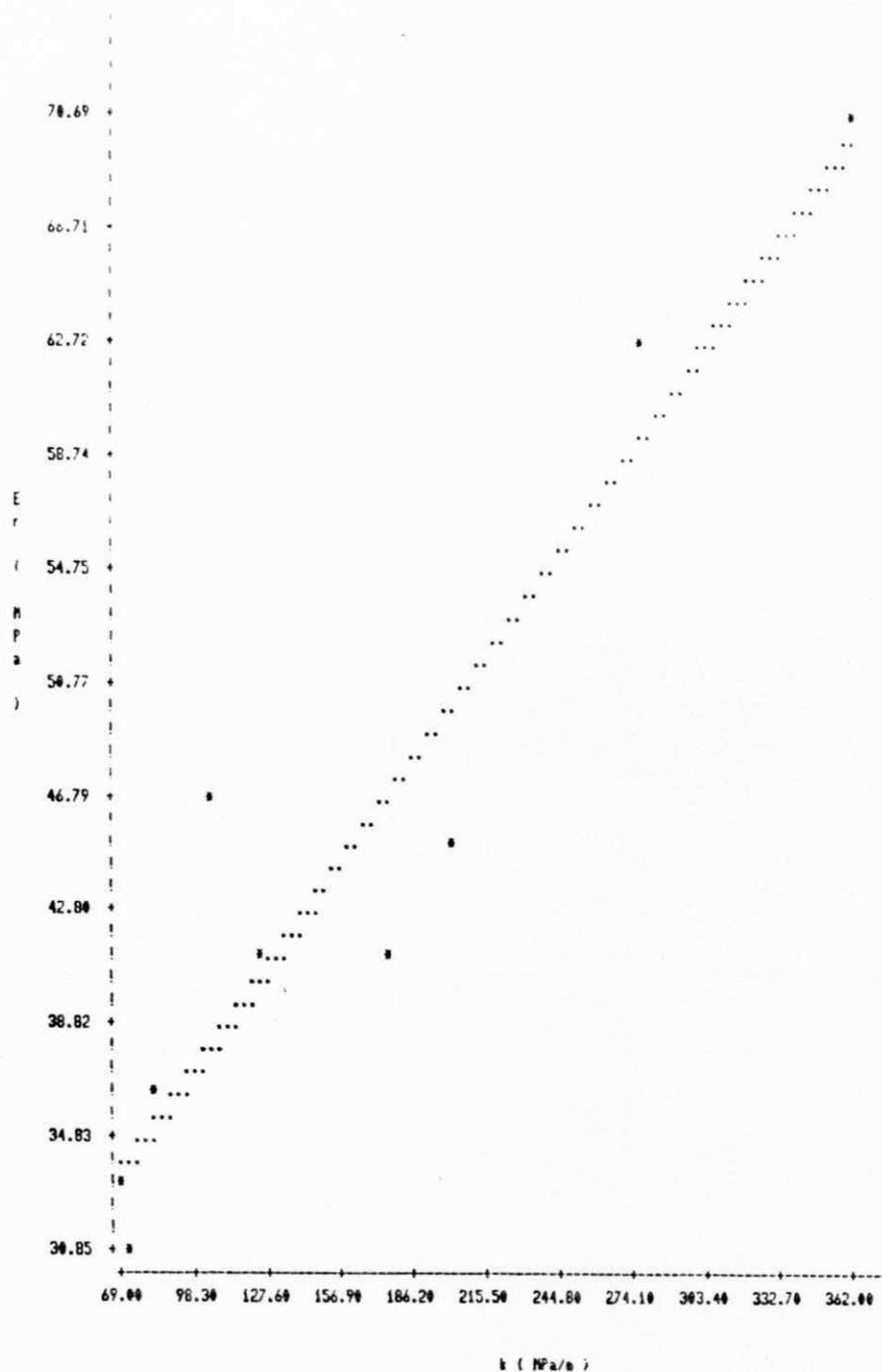


Fig. 70 - Curva de Correlação Experimental Módulo de Reação (MPa/m) x Módulo Pressiométrico Cíclico (MPa), Camada de Subleito, Solo A-3 (HRB); $E_r = 0,1232 k + 24,80$

está dentro do intervalo entre 8% e 11%, obtidos em estudos experimentais de vários concretos, realizados no Brasil, Japão, Dinamarca e EEUU (Cf. NEVILLE, A. Propriedades do Concreto, 1982, gráfico p. 523), para resistência à compressão da ordem de 30,0 MPa. Com efeito esses valores das resistências, plotados no gráfico resultante dos estudos realizados no Instituto Nacional de Tecnologia - INT, determinam um ponto bastante próximo à curva obtida (ver Fig. 202 do Apêndice C).

As relações para essas resistências, referentes aos valores médios e característicos, tomando-se todos os testemunhos extraídos, ao longo das duas pistas, individualmente em placas diversas (ora rompidos à tração por compressão diametral, ora rompidos à compressão simples), tem valor de cerca de 11%, para resistências à compressão de 38,4 MPa e 32,6 MPa respectivamente. (ver subitem V.2.1). Este resultado é superior ao valor obtido nos estudos de Lobo Carneiro, supracitados, da ordem de 8%, desvio admitido como aceitável por se tratar de relações médias não obtidas de um mesmo concreto.

V.5.2.2 Crescimento da RCS com a Idade

Os resultados de RCS, aos 28 dias de idade, dos corpos de prova cilíndricos de (15 x 30) cm, moldados na época da construção do pavimento, (entre Janeiro/76 a Julho/76), constantes do Anexo 6, tem valor médio de $312 \text{ kgf/cm}^2 = 31,2 \text{ MPa}$.

Os testemunhos cilíndricos de (10 x 20) cm, brocados do pavimento e rompidos em Maio/91 (com idade média de 15 anos portanto) após as devidas correções, apresentaram RCS média de 38,4 MPa (subitem V.2.1).

O índice médio de crescimento resultante da RCS, em 15 anos, é portanto:

$$\frac{\text{RCS (1991)}}{\text{RCS (1976)}} = \frac{38,4 \text{ MPa}}{31,2 \text{ MPa}} \approx 1,23$$

Segundo Rös a resistência à compressão "D" a "T" dias de idade pode ser estimada com base na resistência "D28" (aos 28 dias), pela expressão (HUMMEL, 1966):

$$D = D28 \cdot \frac{a T^{2/3}}{b + T^{2/3}} \quad (40) \quad \text{onde:}$$

a e b são coeficientes que dependem do aglomerante e da consistência do concreto (a = 1,36 e b = 3,91 para concretos de cimento portland correntes, conforme o "Memória-discusión nº 7 do Instituto Federal de Ensayo de Materiales de Zürich"). (HUMMEL, 1966)

Aplicando-se a eq.40 obtem-se para D₁₅ anos (T = 5475 dias):

$$D_{15 \text{ anos}} = 31,2 \cdot \frac{1,36 \times 5.475^{2/3}}{3,91 + 5.475^{2/3}} \approx 41,8 \text{ MPa}$$

É interessante observar que este valor é apenas 9% superior ao valor médio 38,4 MPa obtido, neste estudo.

V.5.2.3 Relações entre os módulos de deformação do concreto

Os valores médios dos módulos de deformação estático (Ec) e dinâmicos (Ed) estimados com base nos ensaios de ultra-som foram os seguintes (ver subitem V.2.1):

$$E_c = 35.724 \text{ MPa} \text{ e } E_d = 43.168 \text{ MPa}$$

A seguir são estimados os valores de E_c e E_d , com base nos diversos modelos (eqs. 15 e de 17 a 24), em função da resistência média obtida referida à cilindros de (15 x 30) cm, $\overline{RCS} = 38,4$ MPa, da massa específica aparente média, $\overline{\rho} = 2430$ kg/m³ e da velocidade ultra-sônica média $\overline{V} = 4.620$ m/s (Tabela 25), da resistência característica (subitem V.2.1), e, ainda, utilizando-se a relação $f_{cil}/f_{cub} = 0,91$, obtida como valor médio para essa faixa de resistência, referida no subitem IV.2.2. São apresentados também os desvios percentuais resultantes em relação aos módulos ultra-sônicos calculados por:

$$E_c = \frac{E_c - E_c(\text{ultra-som})}{E_c(\text{ultra-som})} \cdot 100 \quad (41); \quad E_d = \frac{E_d - E_d(\text{ultra-som})}{E_d(\text{ultra-som})} \cdot 100 \quad (42)$$

- Para o módulo estático (E_c):

NBR 6118: Desvio

$$E_c = 6.600 \sqrt{f_{c,j}} = 6.600 \sqrt{38,4} = 40.920 \text{ MPa} \quad \text{14,5\%}$$

CEB:

$$E_c = 9.500 \sqrt[3]{f_{cil,k} + 8} = 9.500 \sqrt[3]{32,6 + 8} = 32.680 \text{ MPa} \quad - 8,5\%$$

ACI:

$$E_c = 43 \rho^{1,5} \sqrt{f_{cil}} \times 10^{-6} = 43 \times 2430^{1,5} \sqrt{38,4} \times 10^{-6} = 31.935 \text{ GPa}$$

$$31.935 \text{ GPa} \times 10^3 = 31.935 \text{ MPa} \quad - 10,6\%$$

CÓDIGO BRITÂNICO

$$E_c = 9,1 f_{cub}^{0,33} = 9,1 (38,4/0,91)^{0,33} = 31,304 \text{ GPa}$$

$$31,304 \text{ GPa} \times 10^3 = 31.304 \text{ MPa} \quad - 12,4\%$$

- Para o módulo dinâmico (E_d):

WHITEHURST: Desvio

$$E_d = \rho \cdot V^2 \times \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} = 2430 \times 4620^2 \times 10^{-6} \times \frac{(1+0,2)(1-2 \times 0,2)}{(1-0,2)} = 46.680 \text{ MPa} \quad + 8,1\%$$

CÁNOVAS:

Desvio

$$f_c = 3,5 \times 10^{-9} E_d^2 - 10^{-3} E_d + 200; 384 = 3,5 \times 10^{-9} E_d^2 - 10^{-3} E_d + 200$$

$$E_d = 41.300 \text{ MPa}$$

- 4,3%

CÓDIGO BRITÂNICO

$$E_d = 7,6 f_{cub}^{0,33} + 14 = 7,6 (38,4/0,91)^{0,33} + 14 = 40,144 \text{ GPa}$$

$$40,144 \text{ GPa} \times 10^3 = 40.144 \text{ MPa}$$

- 7,0%

- Para a relação entre E_c e E_d :

CÓDIGO BRITÂNICO

$$E_c = 1,25 E_d - 19$$

para E_c (ultra-som) = 35.724 MPa \Rightarrow $E_d = 43,779 \text{ GPa} = 43.779 \text{ MPa}$
com um desvio de 1,4% em relação ao E_d (ultra-som)

Por outro lado, aplicando-se esta relação, por exemplo, para o E_d calculado pelo CÓDIGO BRITÂNICO, e, comparando-se o E_c resultante com o calculado pelo ACI (que envolve não só a RCS como a massa específica), tem-se:

$$E_c = 1,25 \times 40,144 - 19 = 31,18 \text{ GPa} = 31.180 \text{ MPa}$$

com um desvio de apenas 2,4% para o $E_c = 31.935 \text{ MPa}$ calculado pelo ACI.

Os desvios obtidos neste estudo comparativo acima, inter-relacionando diversos resultados de ensaios, através de expressões consagradas, indicam a compatibilidade desses resultados além da pequena dispersão entre esses resultados.

V.5.2.4 Correlação do Índice Esclerométrico Efetivo x RCS

Da Tabela 25 obtém-se 15 pares de valores entre o índice esclerométrico efetivo (IEe) em % e a RCS em MPa, relacionados na Tabela 35.

Tabela 35

Pares de Valores IEe x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações

Nº	CP (nº)	X = IEe (%)	Y = RCS (MPa)
01	01	45	34,8
02	05	48	46,0
03	08	45	38,6
04	11	48	50,6
05	12	45	42,9
06	14	46	46,4
07	18	45	33,7
08	20	38	24,6
09	22	45	39,9
10	28	43	36,8
11	29	48	46,8
12	13-A	47	41,1
13	15-A	44	34,0
14	16-B	41	29,1
15	17-A	42	38,4

Os modelos de equação hiperbólica e linear apresentaram coeficientes de correlação de 0,90 e 0,87, respectivamente, ambos testados ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D). As equações estão representadas abaixo, sendo RCS em MPa e IEe em %, e a curva hiperbólica representada na Fig. 71 que se segue.

$$\text{RCS} = \frac{- 20,90 \text{ IEe}}{- 69,23 + \text{IEe}} \quad (43)$$

$$\text{RCS} = 2,21 \text{ IEe} - 59,94 \quad (44)$$

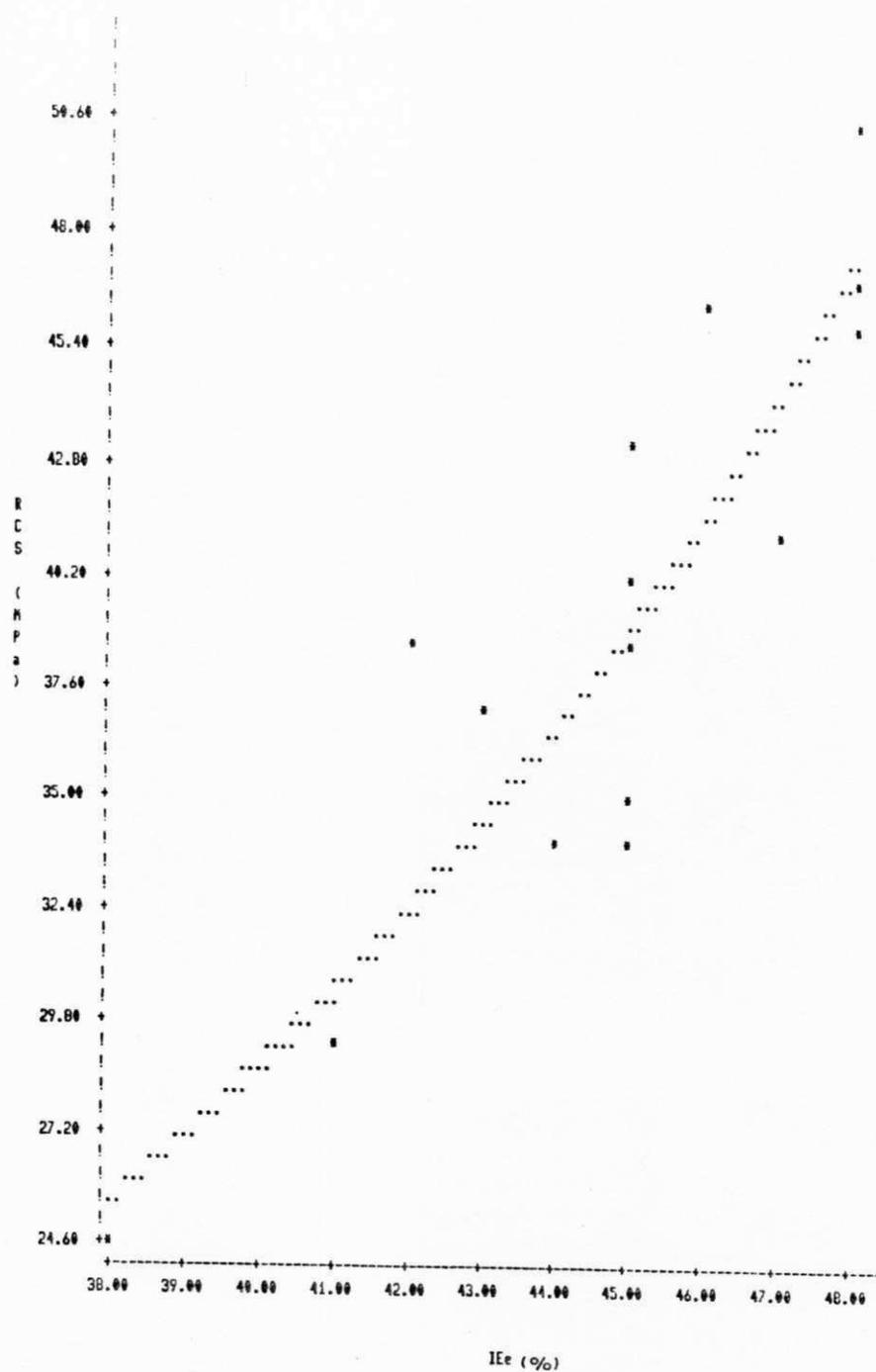


Fig. 71 - Curva de Correlação Experimental Índice Esclerométrico Efetivo x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland
 $RCS = -20,90 \text{ IEe} / (-69,23 + \text{IEe})$.

V.5.2.5 Correlação da Velocidade Ultra-Sônica x RCS

Os 17 pares de valores da velocidade ultra-sônica V em m/s e RCS em MPa, obtidos da Tabela 25 estão relacionados na Tabela 36 abaixo:

Tabela 36

Pares de Valores Velocidade Ultra-Sônica x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações

Nº	CP (nº)	X = V (m/s)	Y = RCS (MPa)
01	01	4596	34,8
02	05	4711	46,0
03	08	4714	38,6
04	10	4645	32,0
05	11	4949	50,6
06	12	4903	42,9
07	14	4845	46,4
08	18	4577	33,7
09	20	4356	24,6
10	22	4800	39,9
11	26	4597	40,8
12	28	4558	36,8
13	29	4759	46,8
14	13-A	4669	41,1
15	15-A	4561	34,0
16	16-B	4553	29,1
17	17-A	4549	38,4

A equação linear que se segue, com coeficiente de correlação de 0,84, significativa ao nível de 0,01 (ver Apêndice D), está representada na Fig. 72 seguinte.

$$\text{RCS} = 0,03833 \text{ V} - 140,3 \quad (45)$$

Para a obtenção de elementos de avaliação da compatibilidade e da ordem de grandeza dos valores da velocidade ultra-sônica, foi efetuada a comparação desses resultados com os obtidos por Luiz T. Hamassaki, em trabalho publicado, em 1987, pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, sobre a aplicabilidade de ensaios de ultra-som em concreto.

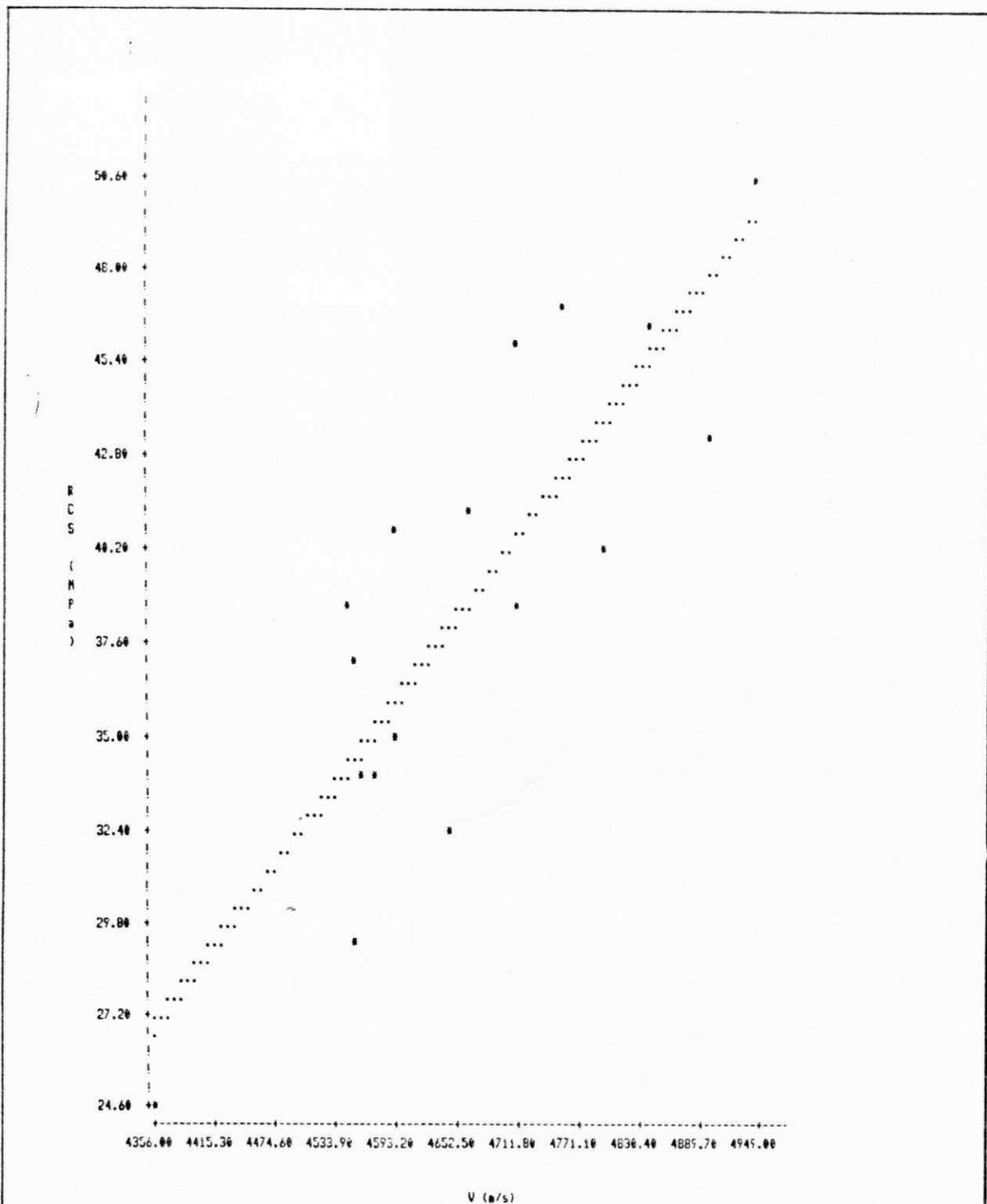


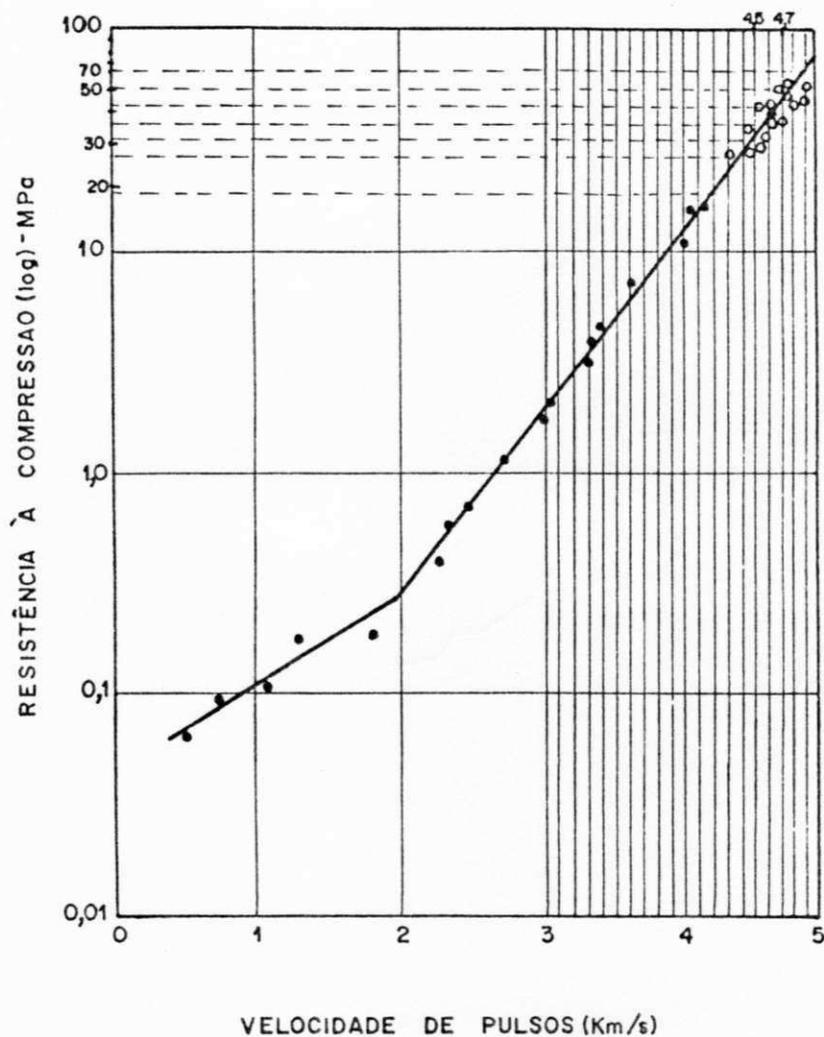
Fig. 72 - Curva de Correlação Experimental, Vel. Ultra-Sônica (m/s) x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland;
 $RCS = 0,03833V - 140,3$.

No presente estudo, foram obtidos, para a velocidade média, em 38 testemunhos extraídos, o valor de 4620 m/s, com coeficiente de variação de 3,68% e para a RCS, o valor médio de 38,4 MPa (Tabela 25). Hamassaki, obteve, em 312 corpos de prova cilíndricos de (15 x 30) cm (156 pares), moldados em obra, de diversos concretos usinados e transportados por caminhões-betoneira, e ensaiados à 90 dias de idade, velocidade ultra-sônica média de 4.570 m/s, com coeficiente de variação de 2,6%, correspondendo a uma RCS média para esta idade de 36,0 MPa. Observa-se que, embora não se tratando do mesmo concreto nem da mesma idade de ensaio, as resistências médias são bastante próximas (com desvio de apenas 6%) e as velocidades médias ultra-sônicas apresentam desvio de apenas 1%, com resultados homogêneos indicados pelos baixos coeficientes de variação. Os resultados médios são portanto bastante próximos, guardando entre si praticamente a mesma relação numérica RCS/V.

V.5.2.6 Velocidade Ultra-Sônica x RCS (Estudos Comparativos)

Nas Tabelas 37 e 38 seguintes, são apresentados estudos comparativos, com o cálculo dos desvios percentuais entre as RCS obtidas nos corpos de prova extraídos (Tabela 25), e, às estimadas nos gráficos propostos por R. H. Elvery e L.A.M. Ibrahim e por R. Jones e E.N. Gatfield (Cf. NEVILLE, A. Propriedades do Concreto, 1982), representadas nas Figs. 73 e 74.

Note-se, que os estudos de R. Jones e E. N. Gatfield, correlacionam também os parâmetros em questão, com as proporções das misturas do concreto, interpolando-se neste caso, no gráfico, os traços reconstituídos no presente estudo (ver Tabela 25).



LEGENDA:

- Curva Obtida por R.H. ELVERY e L.A.M. IBRAHIM, Cf. A. NEVILLE, 1982
- Pontos Obtidos por Pares de Valores no Estudo em Apreço, Av. Recife, 1991

Fig. 73 - Relação entre a Resistência à Compressão de Cubos e a Velocidade de Pulsos Ultra-Sônicos (Elvery e Ibrahim Apud NEVILLE A. Propriedades do Concreto, 1982, p. 556).

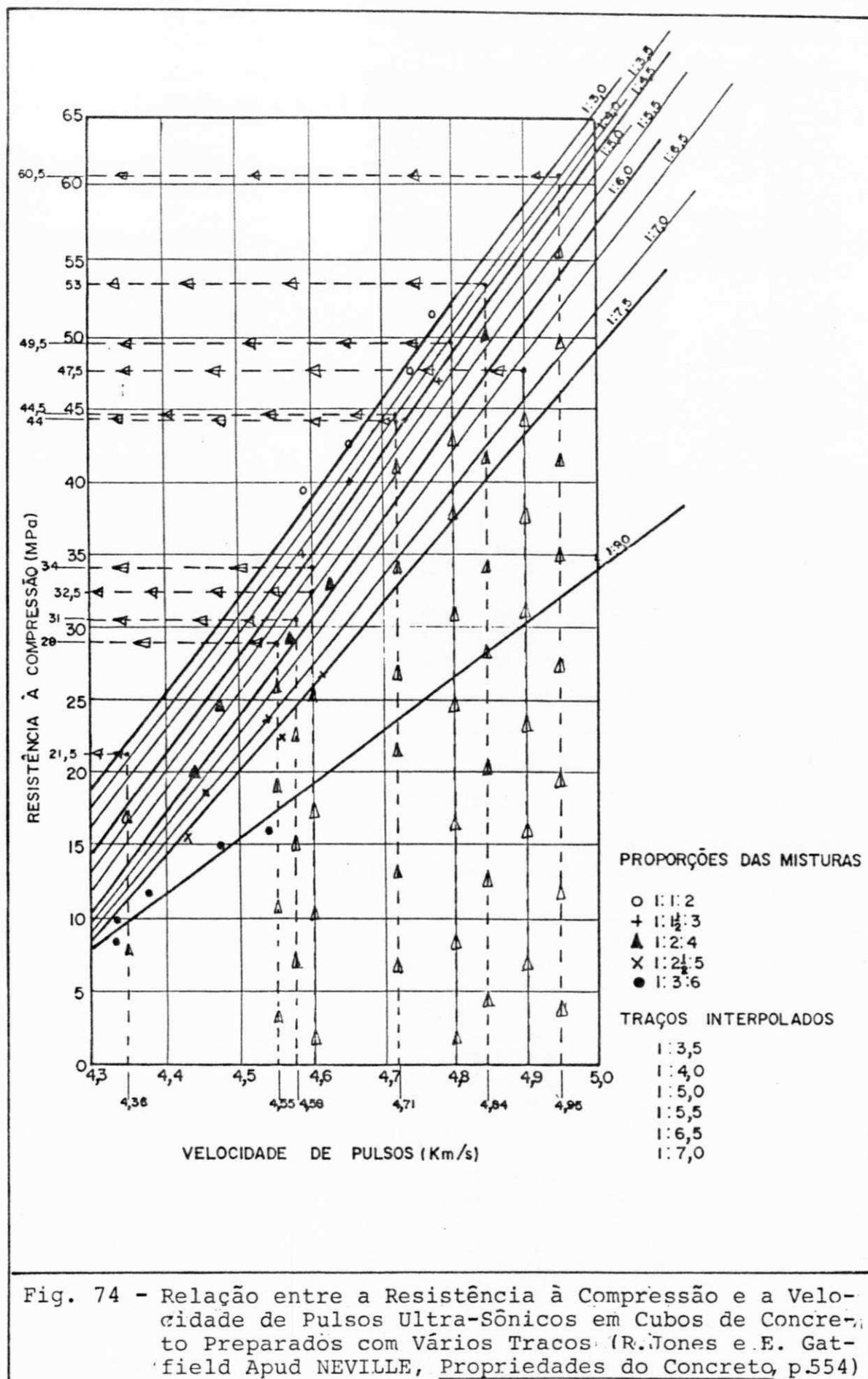


Fig. 74 - Relação entre a Resistência à Compressão e a Velocidade de Pulsos Ultra-Sônicos em Cubos de Concreto Preparados com Vários Traços (R. Jones e E. Gattfield Apud NEVILLE, Propriedades do Concreto, p.554)

Tabela 37

Comparação Entre as Resistências à Compressão Simples dos Testemunhos e às Estimadas no Gráfico da Fig. 73

CP nº	Velocidade de Pulsos (Km/s)	Resistência à Compressão Estimada R _{ce} (MPa)		RCS (MPa)	Desvio (%) $\Delta\% = \frac{RCS - R_{ce}}{RCS} \cdot 100$ (46)
		Em cubos	Em cilindros		
01	4,60	38,3 x 0,91 =	34,9	34,8	- 0,3
05	4,71	44,0 x 0,91 =	40,0	46,0	+ 13,0
08	4,71	44,0 x 0,91 =	40,0	38,6	- 3,6
10	4,64	41,0 x 0,91 =	37,3	32,0	- 16,6
11	4,95	62,0 x 0,96 =	59,5	50,6	- 17,6
12	4,90	59,0 x 0,96 =	56,6	42,9	- 31,9
14	4,84	57,5 x 0,96 =	55,2	46,4	- 19,0
18	4,58	36,0 x 0,91 =	32,8	33,7	+ 2,7
20	4,36	25,1 x 0,84 =	21,1	24,6	+ 14,2
22	4,80	52,0 x 0,96 =	49,9	39,9	- 25,0
26	4,60	38,3 x 0,91 =	34,9	40,8	+ 14,5
28	4,56	34,7 x 0,91 =	31,6	36,8	+ 14,1
29	4,76	46,5 x 0,91 =	42,3	46,8	+ 9,6
13-A	4,67	43,0 x 0,91 =	39,1	41,1	+ 4,9
15-A	4,56	34,7 x 0,91 =	31,6	34,0	+ 7,1
16-B	4,55	34,6 x 0,91 =	31,5	29,1	- 8,2
17-A	4,55	34,6 x 0,91 =	31,5	38,4	+ 18,0
D.Médio $ \Delta\% = 13,0\%$					

Tabela 38

Comparação Entre as Resistências à Compressão Simples dos Testemunhos e às Estimadas no Gráfico da Fig. 74

CP nº	Velocidade de Pulsos (Km/s)	Traço do Concreto Reconstituído	Resistência à Compr. Estimada R _{ce} (MPa)		RCS (MPa)	Desvio (%) $\Delta\% = \frac{RCS - R_{ce}}{RCS} \cdot 100$ (46)
			Cubos	Cilindros		
01	4,60	1 : 5,5	32,5 x 0,91 =	29,6	34,8	+ 14,9
05	4,71	1 : 4,0	44,5 x 0,91 =	40,5	46,0	+ 12,0
08	4,71	1 : 4,2	44,0 x 0,91 =	40,0	38,6	- 3,6
11	4,95	1 : 3,5	60,5 x 0,96 =	58,1	50,6	- 14,8
12	4,90	1 : 6,7	47,5 x 0,91 =	43,2	42,9	- 0,7
14	4,84	1 : 3,9	53,0 x 0,96 =	50,9	46,4	- 9,7
18	4,58	1 : 5,6	31,0 x 0,91 =	28,2	33,7	+ 16,3
20	4,36	1 : 3,4	21,5 x 0,79 =	17,0	24,6	+ 30,9
22	4,80	1 : 4,1	49,5 x 0,91 =	45,0	39,9	- 12,8
26	4,60	1 : 4,8	34,0 x 0,91 =	30,9	40,8	+ 24,3
16-B	4,55	1 : 5,5	29,0 x 0,91 =	26,4	29,1	+ 9,3
D.Médio $ \Delta\% = 13,6\%$						

Referindo-se, ambos os gráficos, às resistências cúbicas, é efetuada a transformação nas Tabelas 37 e 38 para as resistências cilíndricas, com base nas relações estabelecidas por Evans, citadas no subitem IV.2.2, tomando-se relações médias por faixas de resistências.

Os resultados obtidos nestas análises comparativas, com desvios médios de cerca de 13% e 14%, podem ser considerados muito bons, sobretudo levando-se em conta que os resultados dos ensaios ultra-sônicos e de reconstituição do traço do concreto endurecido são passíveis de consideráveis dispersões.

V.5.2.7 Correlação da Massa Específica Aparente x Velocidade Ultra-sônica

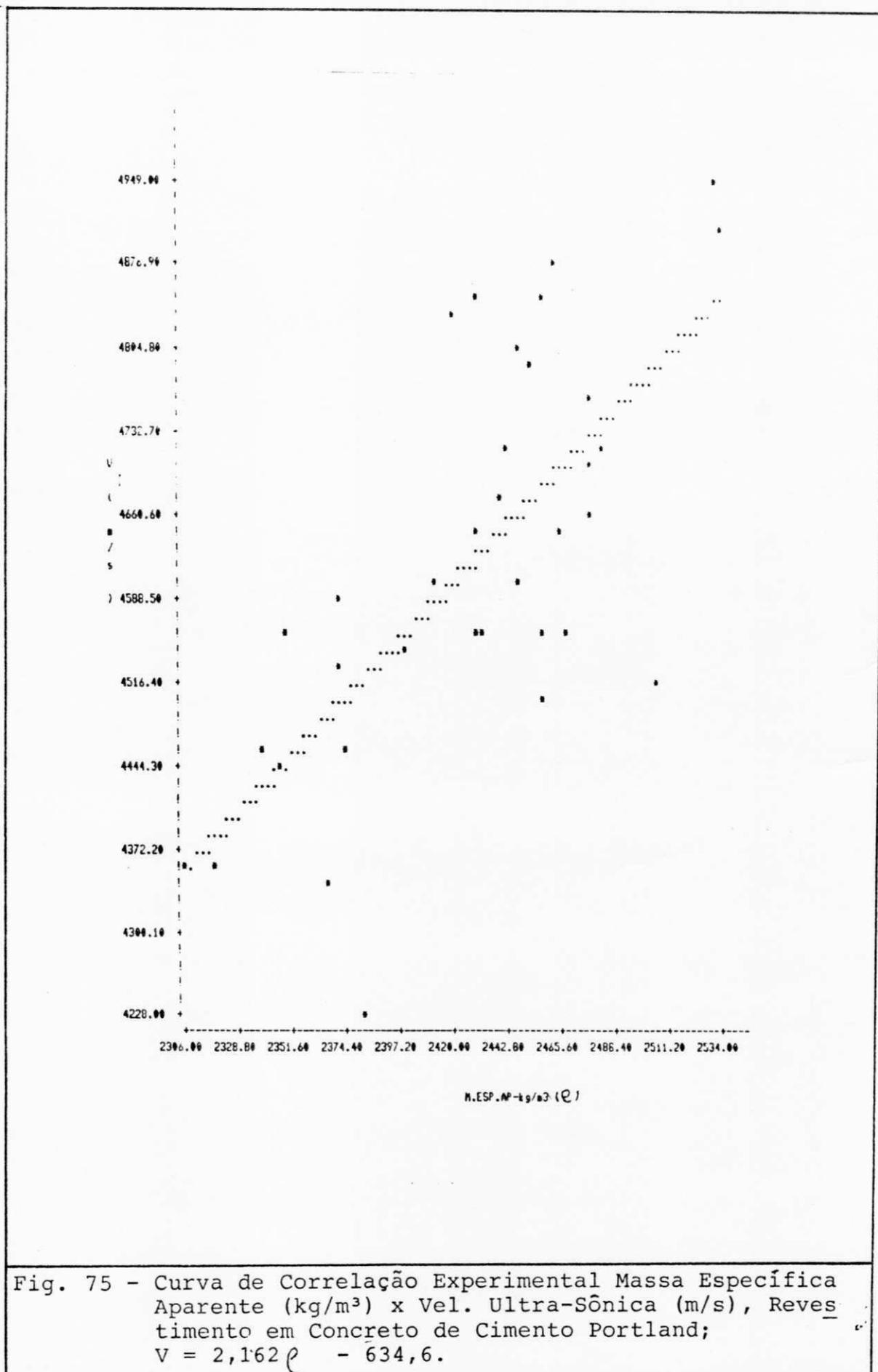
Verifica-se nesta análise a correlação entre a massa específica do concreto, no seu estado de utilização na estrutura do pavimento, obtida por aproximação relação (massa/volume dos testemunhos em estado de umidade natural), denominada no presente trabalho de massa específica aparente ou massa unitária, e a velocidade ultra-sônica, em 38 pares de valores obtidos da Tabela 25 e relacionados na Tabela 39 abaixo.

Tabela 39

Pares de Valores Massa Específica Aparente x Velocidade Ultra-Sônica do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações

Nº	CP (nº)	M. Esp.Apar. X = ρ (kg/m ³)	Velocidade Y = V (m/s)
01	01	2448	4596
02	02	2454	4787
03	03	2458	4503
04	04	2478	4698
05	05	2444	4711
06	06	2463	4870
07	07	2420	4828
08	08	2484	4714
09	09	2507	4508
10	10	2467	4645
11	11	2532	4949
12	12	2534	4903
13	13	2470	4556
14	14	2459	4845
15	15	2464	4867
16	16	2376	4455
17	17	2306	4347
18	18	2373	4577
19	19	2373	4523
20	20	2319	4356
21	21	2341	4460
22	22	2448	4800
23	23	2430	4648
24	24	2347	4434
25	25	2430	4550
26	26	2414	4597
27	27	2400	4537
28	28	2469	4558
29	29	2480	4759
30	30	2367	4345
31	05-A	2431	4844
32	07-A	2479	4663
33	13-A	2442	4669
34	15-A	2430	4561
35	16-A	2384	4228
36	16-B	2350	4553
37	17-A	2460	4549
38	24-A	2433	4556

O modelo linear apresentou coeficiente de correlação de 0,70, testado ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D), cuja equação é indicada abaixo, com V em m/s e ρ em kg/m³, e representada na Fig. 75.



$$V = 2,162 \rho - 634,6 \quad (47)$$

V.5.2.8 Correlação da Massa Específica Aparente x RCS

De modo análogo ao subitem anterior, a correlação entre a massa específica aparente do concreto no seu estado de utilização na estrutura e a RCS, é verificada através de 18 pares de valores obtidos da Tabela 25, constantes da Tabela 40.

Tabela 40

Pares de Valores Massa Específica Aparente x RCS do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações

Nº	CP (nº)	M. Esp.Apar. X = ρ (kg/m ³)	Y = RCS (MPa)
01	01	2448	34,8
02	05	2444	46,0
03	08	2484	38,6
04	10	2467	32,0
05	11	2532	50,6
06	12	2534	42,9
07	14	2459	46,4
08	18	2373	33,7
09	20	2319	24,6
10	22	2448	39,9
11	26	2414	40,8
12	28	2469	36,8
13	29	2480	46,8
14	13-A	2442	41,1
15	15-A	2430	34,0
16	16-B	2350	29,1
17	17-A	2460	38,4
18	26-A	2394	35,4

As equações de modelo hiperbólico e linear apresentaram coeficientes de correlação, respectivamente, de 0,79 e 0,75, ambos testados ao nível de significância de 0,01 (ver Apêndice D). As mesmas, são expressas a seguir, sendo ρ em kg/m³ e RCS em MPa:

$$RCS = \frac{-6,773 \rho}{\rho - 2884} \quad (48)$$

$$RCS = 0,08958 \rho - 180,3 \quad (49)$$

A curva exponencial de melhor ajuste, encontra-se representada na Fig. 76.

Convém assinalar, que o valor médio obtido para a massa específica aparente em condições de equilíbrio de umidade com o meio ambiente, para os 38 testemunhos extraídos, $\rho = 2.430 \text{ kg/m}^3$, com coeficiente de variação de 2,24% (ver Tabela 25), está plenamente de acordo com o resultado obtido por Antônio Carlos Laranjeiras em estudo experimental intitulado "Avaliação do peso Específico do Concreto", realizado em 1969, na Bahia, com utilização da mesma metodologia de ensaio, ora empregada para a determinação de ρ . Laranjeiras, obteve valor médio de 2425 kgf/m^3 (com coeficiente de variação de 2,10%) em amostragem de 161 corpos de prova cilíndricos de (15 x 30) cm, na condição "seco ao ar" de diversos concretos com RCS aos 28 dias predominante, entre 200 kgf/cm^2 e 300 kgf/cm^2 , fabricados com agregados de pedra britada de gnaiss. Em suas conclusões, se refere também Laranjeiras às determinações realizadas por J.Ferry Borges, em Lisboa (1954), em 1220 corpos de prova cúbicos, de 20 cm de lado, com concretos de diferentes resistências, cujo valor médio foi de 2420 kg/m^3 e coeficiente de variação de 2,9%.

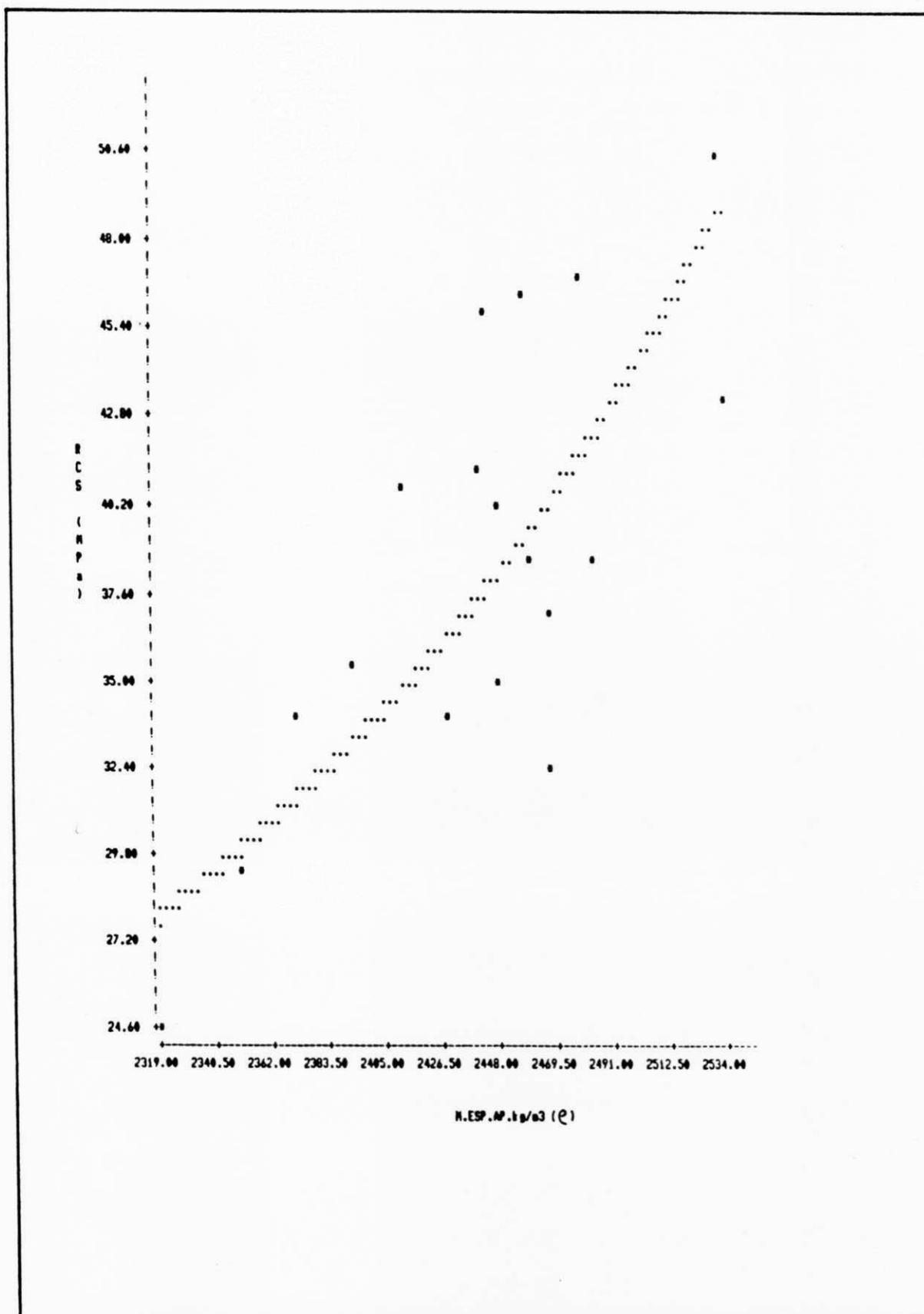


Fig. 76 - Curva de Correlação Experimental Massa Específica Aparente (kg/m^3) x Resistência à Compressão Simples (MPa), Revestimento em Concreto de Cimento Portland
 $RCS = -6,773e / (e - 2884)$.

V.5.2.9 Correlação da Velocidade Ultra-Sônica x RTCD

Dispõe-se de 18 pares de valores (Tabela 25) para verificação de tendência e correlação entre a velocidade ultra-sônica V , em m/s e a resistência à tração por compressão diametral RTCD, em m/s. São eles relacionados na Tabela 41.

Tabela 41

Pares de Valores Velocidade Ultra-Sônica x RTCD do Concreto das Placas para o Estudo de Correlações

Nº	CP (nº)	X = V (m / s)	Y = RTCD (MPa)
01	02	4787	4,28
02	04	4698	5,54
03	06	4870	5,80
04	07	4828	5,04
05	09	4508	3,18
06	13	4556	4,48
07	15	4867	5,18
08	16	4455	4,49
09	19	4523	3,18
10	21	4460	3,52
11	23	4648	3,82
12	25	4550	3,86
13	27	4537	4,97
14	30	4345	3,56
15	05-A	4844	5,51
16	07-A	4663	5,11
17	16-A	4228	2,61
18	24-A	4556	3,18

Analogamente à correlação entre V e RCS (subitem V.5.2.5), foi obtida uma correlação linear, com coeficiente de 0,78, significativa ao nível de 0,01 (ver Apêndice D). Este comportamento era esperado e confirma a compatibilidade entre esses resultados de ensaios, posto que, RCS e RTCD guardam também uma relação aproximadamente linear para o intervalo de valores em questão (ver Fig. 202 do Apêndice C).

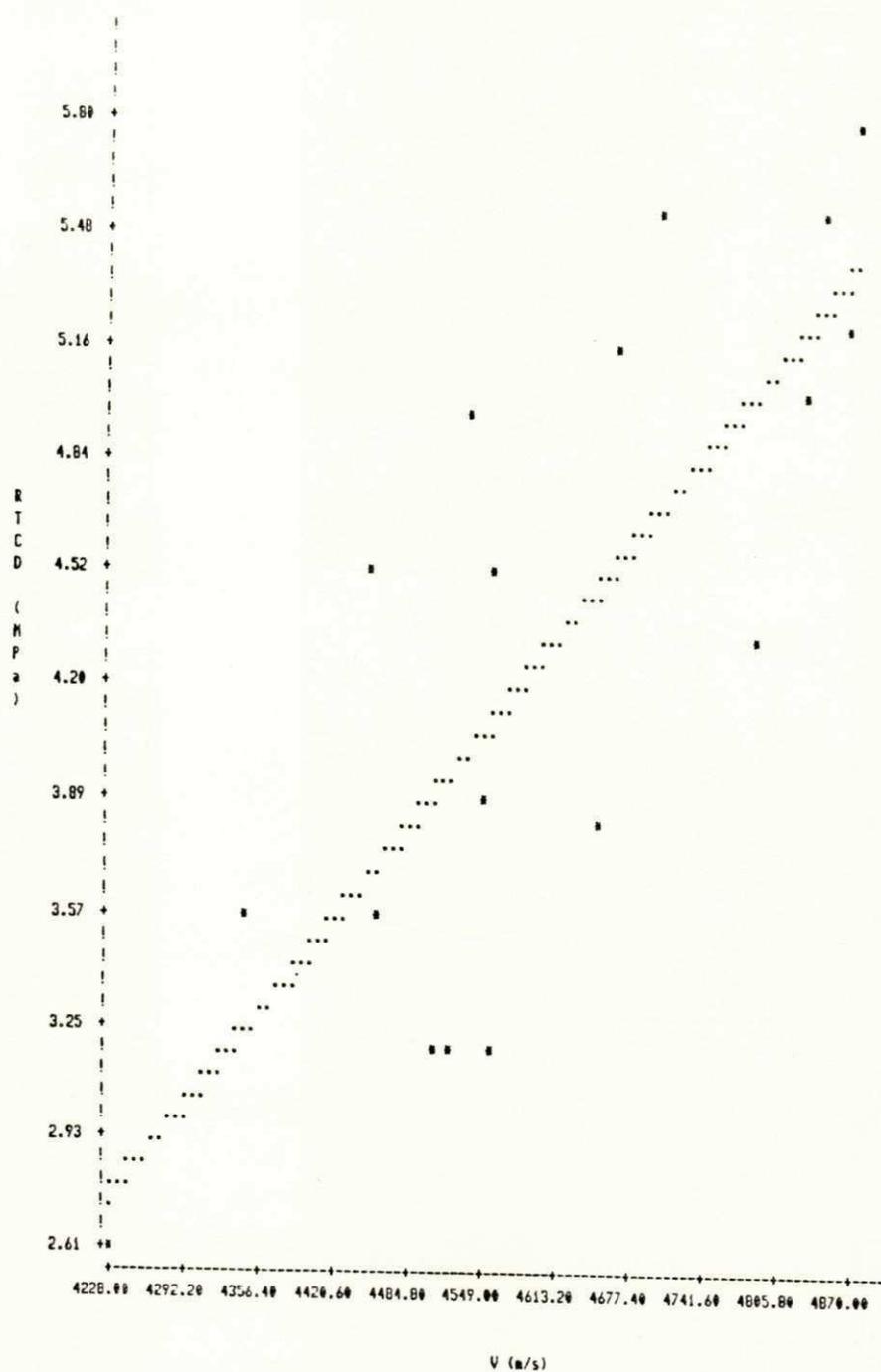


Fig. 77 - Curva de Correlação Experimental Vel. Ultra-Sônica (m/s) x Resistência à Tração por Compressão Diagonal (MPa); Revestimento em Concreto de Cimento Portland; $RTCD = 0,004108V - 14,63$.

A respectiva equação linear, está indicada abaixo, sendo V em m/s e RTCD em MPa e representada no gráfico da Fig. 77.

$$\text{RTCD} = 0,004108 V - 14,63 \quad (50)$$

V.6 Avaliação do Pavimento com o "FWD" e Comparações com os Demais Resultados Obtidos

A avaliação do pavimento com a utilização dos ensaios dinâmicos do "FWD", apresentada no Apêndice E, cujas representação esquemática e a aplicação sobre o pavimento da Av. Recife encontram-se ilustradas nas Figs. 78 a 81, forneceu os resultados indicados abaixo, possibilitando as análises comparativas que se seguem:

a) Para o revestimento em concreto de cimento portland:

. Módulo elástico médio: $\bar{E}_{pcc} = 280.110 \text{ kgf/cm}^2 = 28.011 \text{ MPa}$

. Coeficiente de variação: $V\% = 30,1\%$

De acordo com o ACI, pode-se avaliar a RCS, em kgf/cm^2 , em função de E_{pcc} em kgf/cm^2 , pela eq. (64) do Apêndice E, resultando:

$$\text{RCS} = \frac{\bar{E}_{pcc}^2}{15.110^2} = \frac{280.110^2}{15.110^2} \approx 344 \text{ kgf/cm}^2 \approx 34,4 \text{ MPa}$$

Os resultados de E_{pcc} e RCS acima estão dentro do padrão de normalidade para o tipo de concreto avaliado, verificando-se também sua coerência quando comparados com os valores médios de 344.600 kgf/cm^2 para o E_{pcc} e de 520 kgf/cm^2 para a RCS, obtidos para o concreto, de características mecânicas mais elevadas do pátio do Aeroporto Internacional de Brasília (cujo valor de RCS medido na época da construção foi de 507 kgf/cm^2), na primeira avaliação de pavimento rígido com o

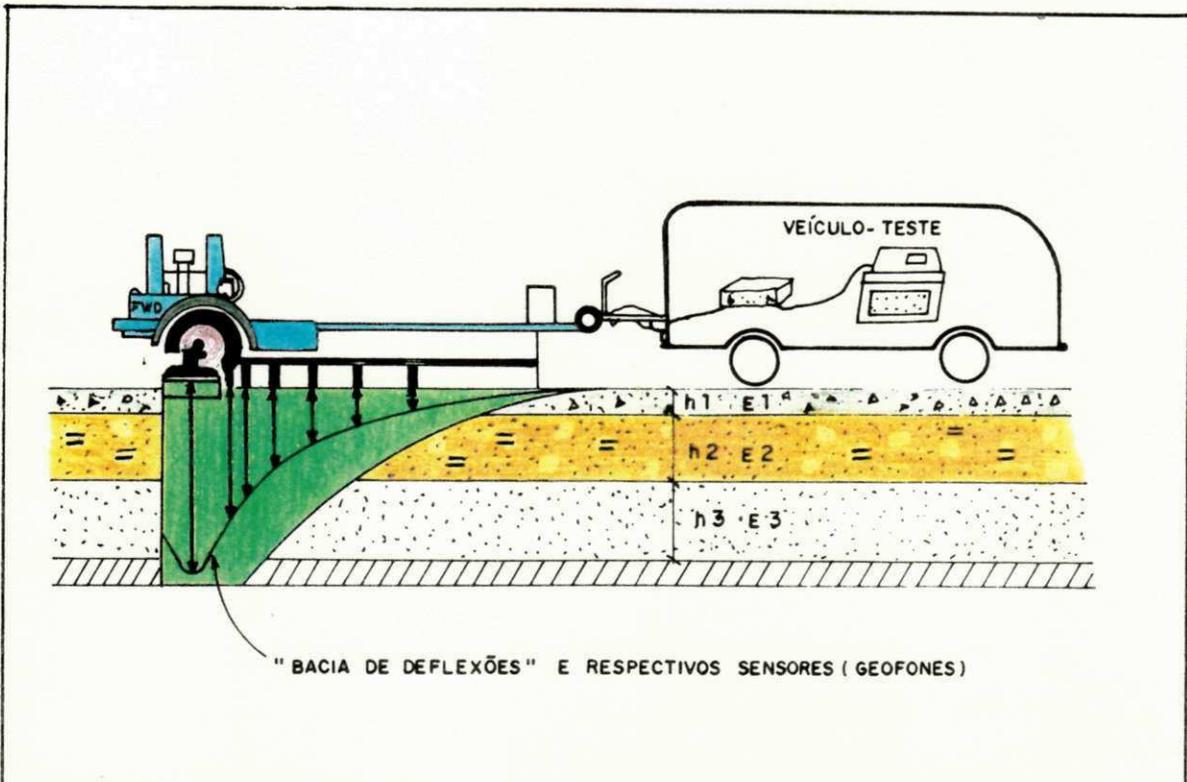


Fig. 78 - Representação Esquemática da Aplicação do "FWD" em Pavimentos, com a "Bacia de Deflexões" e Respectiveiros Sensores de Medição (Geofones).



Fig. 79 - Av. Recife - Ensaio com o "FWD" Vendo-se Detalhe da Aplicação da Carga sobre o Pavimento (Maio/92).



Fig. 80 - Av. Recife - Veículo-Teste com Detalhe do Microcomputador de Comando dos Ensaios com o "FWD" (Maio/92)



Fig. 81 - Av. Recife - Ensaio com o "FWD", Pista do Lado Esquerdo, Faixa nº 6 (Maio/92).

"FWD" no Brasil (PREUSSLER, 1991). Esse pavimento do Aeroporto de Brasília, foi tomado como paradigma de pavimento de excelente qualidade, para a aplicação do "FWD". Por outro lado, comparando-se o valor médio da RCS estimada com o "FWD" com a média obtida para a RCS = 38,4 MPa (Tabela 25), observa-se que o desvio percentual é da ordem de apenas 10%.

Quanto ao módulo elástico dinâmico médio avaliado por esses ensaios, apresentou-se cerca de 35% inferior ao módulo dinâmico médio estimado pelo método dos ensaios ultra-sônicos em laboratório, $\bar{E}_d = 43168$ MPa (Tabela 25), com os testemunhos extraídos das placas. Deve-se considerar nesta comparação, que se tratam de metodologias diferentes para avaliação do módulo elástico dinâmico do concreto, além de não haver, na maioria dos casos, coincidência da aplicação do "FWD" nas placas onde os testemunhos foram extraídos.

b) Para a camada de sub-base (suporte das placas de concreto):

. Módulo elástico médio: $\bar{E}_s = 2558$ kgf/cm² = 255,8 MPa

. Coeficiente de variação: $V\% = 27,6\%$

Com base na eq. (57) do Apêndice E, pode-se estimar o módulo de reação médio $\bar{k}_{(\text{ensaio})}$, para esta camada, referido à placa padrão de 30 polegadas de diâmetro, ou seja:

$$\bar{k}_{(\text{ensaio})} = 6,04 \left(\frac{\bar{E}_s}{1000} \right)^{0,865} = 6,04 \left(\frac{2588}{1000} \right)^{0,865} = 13,6 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 136 \text{ MPa/m}$$

Os resultados obtidos, indicam uma baixa deformabilidade da camada de sub-base, com pequena heterogeneidade e são da mesma ordem de grandeza dos resultados médios ($\bar{E}_s = 2963$ kgf/cm²; $V\% = 33,3\%$; $\bar{k}_{(\text{ensaio})} = 15,36$ kgf/cm²/cm) obtidos para o sistema

sub-base/subleito, na aplicação do "FWD", supracitada, no pátio do Aeroporto de Brasília, embora não haja referência, naquele trabalho, sobre a caracterização do material do sistema sub-base/subleito, que possibilite uma comparação mais efetiva.

Quanto à comparação entre este k avaliado pelo "FWD" e a média dos valores de k obtidos nos ensaios de placa estáticos, igual a 10,8 MPa/m, verifica-se ser o primeiro, cerca de 26% mais elevado, fato este, esperado, devido à rapidez de aplicação da carga (FISCHER et alii, 1984), como ocorre no "FWD".

Ainda, segundo ULLIDTZ (1985), pode-se avaliar o CBR, em função do módulo elástico da camada, obtido pelo "FWD", pela relação empírica aproximada:

$$\text{CBR} = E_s/1,5 \quad (51), \quad \text{com } E_s \text{ em ksi.}$$

Considerando-se que $1 \text{ ksi} = 10^3 \text{ lbs/in}^2 = (1/6,895) \text{ MPa}$, tem-se para o $\overline{\text{CBR}}$ estimado:

$$\overline{\text{CBR}} = \overline{E_s}/1,5 = 255,8 \times (1/6,895) \times (1/1,5) \approx 25\%$$

Comparando-se este valor com os valores médios obtidos, de 23% para o CBR "in situ" e de 28% para os resultados de laboratório (ver Tabela 22 e sub-item V.1.2), verificam-se desvios respectivamente 8,7% e 10,7%, bastante reduzidos para esta avaliação do CBR.

No tocante ao cotejo entre os módulos elásticos estáticos e dinâmicos, estes são substancialmente maiores. Segundo FISCHER et alii (1984), os solos respondem com maior rigidez, quando solicitados por rápido movimento de carga, do que, por carregamento estático, resultando, portanto, num maior valor

No presente estudo, o módulo elástico dinâmico médio avaliado pelo "FWD" para essa camada de sub-base, apresentou-se bastante elevado, em relação ao módulo elástico médio, simplesmente estimado, com base no módulo de reação médio \bar{k} , obtido nos ensaios estáticos de prova de carga sobre placas, apesar da superioridade esperada. Como principais fatores incidentes para esta diferença elevada, alinham-se: a extrema rapidez de aplicação da carga do "FWD" (20 a 30 microssegundos) em relação ao carregamento estático dos ensaios de placa e a determinação do k ser efetuada no primeiro estágio de carregamento (não resiliente), a par da amostragem relativamente reduzida e da elevada dispersão referente aos ensaios de placa efetuados.

c) Para a camada do Subleito:

- . Módulo elástico médio: $\bar{E}_s = 904 \text{ kgf/cm}^2 = 90,4 \text{ MPa}$
- . Coeficiente de variação: $V\% = 34\%$

O CBR e o k médios, analogamente estimados pelas eqs. (51) e (57), para o subleito como um todo, são respectivamente de 9% e de $5,5 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 55 \text{ MPa}$.

Esses resultados comparados com os da camada de sub-base indicam um grau de deformabilidade um pouco maior para o subleito, embora ainda muito pequeno, considerando-se que são baixas as pressões atuantes na profundidade desta camada.

Quanto às comparações do \bar{k} e do \bar{E}_s estimados pelo "FWD", com o módulo de reação médio obtido pelo ensaio de placa e com o respectivo módulo elástico estimado e com o CBR, perdem substancialmente a significância, tendo em vista que os

ensaios estáticos de placa no subleito foram realizados exclusivamente na camada de areia fina natural, na profundidade de 0,90 m, e, os parâmetros médios avaliados pelo "FWD" se referiram a camada do subleito como um todo, na faixa de profundidade, de 0,50 a 5,50 m, abrangendo: reforço do subleito com espessura variável, eventuais camadas de aterro e o subtrecho com substrato em argila orgânica mole a partir de aproximadamente 1,5 m de profundidade.

V.7 Resumo dos Principais Parâmetros e Análises Efetuadas e das Correlações Obtidas

A Tabela 42 a seguir, representa uma síntese dos principais parâmetros médios obtidos e avaliações efetuadas no presente trabalho, respectivamente para as camadas de subleito, sub-base, revestimento e para pavimento como um todo, tomando-se como 100% os valores referenciais, para efeito das comparações dos parâmetros de mesma natureza.

Tabela 42

Resumo Geral dos Principais Resultados Obtidos e das Comparações Efetuadas

Camada	Parâmetro Considerado (Resultados e Análises Efetuadas)	Unid	Valor Médio	Valor %
Pavimento como um todo (Avaliação funcional e estrutural)	.Índice de Condição do Pavimento (ICP = 77 -> Conceito: Muito Bom)	-	77	-
	.Consumo Total de Fadiga (Método PCA / 84) (Espessura do Revestimento = 20 cm testada , atende ao "critério de fadiga")	%	84,1(*)	100(**)
	.Danos por Erosão (Método PCA / 84) (Espessura do Revestimento = 20 cm testada , atende ao "critério de erosão")	%	60,0(*)	100(**)

(*) Valor obtido

(**) Valor admissível

Tabela 42 (Continuação)

Camada	Parâmetro Considerado (Resultados e Análises Efetuadas)	Unid.	Valor Médio	Valor %
Subleito (Areia Fina HRB = A-3)	.Massa Específica Aparente Seca (Proctor Normal)	kg/m ³	1.654	-
	.Grau de Compactação	%	97	-
	.Umidade Natural	%	5,5	-
	.SPT	N ^o golp.	30	-
	.Mod. Press. Cíclico Vertical (Furo 27)	MPa	29,1	100
	.Mod. Press. Cíclico Horizontal (Furo 27)	MPa	27,1	93
	.Intervalo de Variação p/os módulos (LEISCHNER)	%	-	5
	.Mod. Press. Cíclico	MPa	47,4	100
	.Mod. Press. Cíclico Vertical (obtido por BRIAUD em areia de características semelhantes)	MPa	48,7	103
	.Mod. Elástico (obtido em função do Mod. de Reação k, com placa de 18")	MPa	55,1	116
	.Mod. de Reação	MPa/m	145	-
	.CBR em laboratório	%	14	-
	.Mod. Elástico Dinâmico pelo "FWD" (para a camada de 0,50 m a 5,50 m)	MPa	90,4	-
	.Mod. de Reação Estimado pelo "FWD" (para a camada de 0,50 m a 5,50 m)	MPa/m	55	-
	.CBR estimado pelo "FWD" (para a camada de 0,50 m a 5,50 m)	%	9	-
	Sub-base (Areia Siltsosa HRB = A-2-4)	.Massa Específica Aparente Seca(P.Intermediário)	kg/m ³	1.914
.Grau de Compactação		%	99	-
.Umidade Natural		%	9,7	-
.SPT		N ^o golp.	31	-
.Mod. Press. Cíclico Vertical (Furo 27)		MPa	37,5	100
.Mod. Press. Cíclico Horizontal (Furo 27)		MPa	37,2	99
.Intervalo de Variação p/os módulos (LEISCHNER)		%	-	5
.Mod. Press. Vertical Cíclico		MPa	30,6	100
.Mod. Elástico (obtido em função do Mod. de Reação k, com placa de 18")		MPa	41,0	134
.Módulo de Reação		MPa/m	108	100
.Módulo de Reação (estimado pelo "FWD")		MPa/m	136	126
.Módulo Elástico Dinâmico (pelo "FWD")		MPa	255,8	100
.Mód.Elást.Dinâm.,"FWD",SB/SL,Aeroporto Brasília		MPa	296,3	116
.CBR "in situ"		%	23	100
.CBR em laboratório		%	28	122
.CBR estimado pelo "FWD"		%	25	109
.Rel. entre os Val. médios obtidos Mod. Reação/ (K = 8,7 kgf/cm ² /cm e CBR = 23%) (V.5.1.5)	-	0,38	-	
.Rel. entre o par de Valores Mod. Reação/ e CBR mais próximos (k=6,92 kgf/cm ² /cm, CBR=20%)"PCA"	-	0,35	-	

Tabela 42 (Continuação)

Camada	Parâmetro Considerado (Resultados e Análises Efetuadas)	Unid.	Valor Médio	Valor %
	.Massa Específica Aparente	kg/m ³	2430	100
	.Peso Específ.(LARANJEIRAS, conc.de = faixa RCS)	kg/m ³	2425	100
	.Velocidade Ultra-Sônica	m/s	4620	100
	.Veloc.Ultra-Som (HAMASSAKI,conc.de = faixa RCS)	m/s	4570	99
	.RCS por ruptura dos testemunhos (ref.cp 15x30)	MPa	38,4	100
	.RCS Esclerométrica "in situ"	MPa	37,6	98
	.RCS Esclerométrica nos testemunhos	MPa	42,5	111
	.RCS Ultra-Sônica	MPa	39,9	104
	.RCS pelo "FWD" "in situ"	MPa	34,4	90
	.RCS aos 28 dias (1976)	MPa	31,2	81
	.RCS projetada para 15 anos (1991), pelo modelo de R ₀₅ , com base em RCS28	MPa	41,8	109
Revestimento em concreto de cimento portland (composição média estimada: cim.:agreg.:água 1,0:4,5:0,41)	.Desvio Médio entre a RCS por ruptura dos testemunhos e a RCS estimada pela Vel. Ultra-Sônica (curvas obtidas por ELVERY e IBRAHIM)	%	-	13
	.Desvio Médio entre a RCS por ruptura dos testemunhos e a RCS estimada pela Vel. Ultra-Sônica e para diversos traços de concreto (JONES e GATTIELD)	%	-	14
	.Relação RTCD/RCS (c.p. da mesma placa)	-	0,09	-
	.Relação RTCD/RCS (para os valores médios)	-	0,11	-
	.Relação RTCD/RCS para RCS = 38 MPa (obtida em curva elaborada pelo INT)	-	0,08	-
	.Mod.Elast. Estático Ultra-Sônico	MPa	35724	100
	.Mod.Elast.Estát., em função da RCS (NBR 6118)	MPa	40920	115
	.Mod.Elast.Estát., em função da RCS carac. (CEB)	MPa	32680	91
	.Mod.Elast.Estát., em função de RCS cub.(C.BRIT.)	MPa	31304	88
	.Mod.Elast.Estát., em função da RCS e M.Esp.(ACI)	MPa	31935	89
	.Desvio entre o Mod. de Elast. Estát., em função da RCS, calc. pela ACI = 31935 MPa e o Mod. de Elast. Din.calc.pelo COD.BRITÂNICO = 31.180 MPa	%	-	2
	.Mod. de Elast. Dinâmico Ultra-Sônico	MPa	43168	100
	.Mod. de Elast. Dinâmico, em função do Mod. de Elast. Estático Ultra-Sônico (COD.BRITÂNICO)	MPa	43779	101
	.Mod. de Elast. Dinâmico, em função da RCS e da Massa Específica (WHITEHURST)	MPa	46680	108
	.Mod.de Elast.Dinâm., em função da RCS (CÁNOVAS)	MPa	41300	96
	.Mod. de Elast. Dinâm., em função da RCS cúbica (CÓDIGO BRITÂNICO)	MPa	40144	93
	.Mod. de Elast. Dinâmico "in situ" pelo "FWD"	MPa	28011	65

Tabela 43

Resumo Geral das Correlações de Resultados de Ensaios Obtidas
(Nível de Significância = 0,01)

Camada	Parâmetro Considerado	Modelo	Equação	Coef. de Correl.
Subleito (Areia fina, HRB = A-3)	.Mod. de Reação K (MPa/m) x Mod. Press. Cíclico Er (MPa)	Linear	$E_r = 0,1232k + 24,80$	0,94
	.CBR "in situ" CBR (%) x Mod. de Reação K (MPa/m)	Expon.	$k = 44,40 e^{0,0223CBR}$	0,88
Sub-base (Areia siltosa, HRB = A-2-4)	.CBR "in situ" CBR (%) x Mod. de Reação K (MPa)	Linear	$k = 2,295 CBR + 35,46$	0,89
	.CBR "in situ" CBR (%) x Mod. Press. Cíclico Er (MPa)	Hiperb.	$E_r = \frac{31,98 CBR}{6,226 + CBR}$	0,87
	.Mod. de Reação K (MPa/m) x Mod. Press. Cíclico Er (MPa)	Linear	$E_r = 0,1615k + 11,97$	0,90
	.Índice Escler. IEe (%) x RCS (MPa)	Hiperb.	$RCS = \frac{-20,90 IEe}{-69,23 + IEe}$	0,90
	.Índice Escler. IEe (%) x RCS (MPa)	Linear	$RCS = 2,21 IEe - 59,94$	0,87
Revestimento em concreto de cimento portland (composição média estimada: cim.:agreg.:água 1,0:4,5:0,41)	.Vel.Ultra-Sônica V (m/s) x RCS (MPa)	Linear	$RCS = 0,03833V - 140,3$	0,84
	.Massa Esp. Apar. (kg/m ³) x Vel.Ultra-Sônica V (m/s)	Linear	$V = 2,162 \rho - 634,6$	0,70
	.Massa Esp. Apar. (kg/m ³) x RCS (MPa)	Hiperb.	$RCS = \frac{-6,773 \rho}{\rho - 2884}$	0,79
	.Massa Esp. Apar. (kg/m ³) x RCS (MPa)	Linear	$RCS = 0,08958 \rho - 180,3$	0,75
	.Vel.Ultra-Sônica V (m/s) x RTCD (MPa)	Linear	$RTCD = 0,004108V - 14,63$	0,78

Com base nas análises efetuadas, listam-se abaixo indicadores da fidedignidade dos resultados dos ensaios geotécnicos realizados na sub-base e no subleito:

- a) A coincidência, com desvio de 3%, do módulo pressiométrico médio da areia do subleito, com o respectivo módulo médio obtido por Briaud em areia de mesmas características no Aeroporto de Ottawa;
- b) A concordância dos perfis de sondagens SPT obtidos, com os grupos de solos referentes ao substrato do trecho estudado, constantes da "Carta Geotécnica do Recife";
- c) A compatibilidade das curvas de correlação e dos valores médios dos pares CBR "in situ" x Módulo de Reação com os tradicionais estudos da PCA;
- d) As correlações, todas significativas, envolvendo os mesmos pares de valores, CBR "in situ", Módulo de Reação e Módulo Pressiométrico Cíclico, tomados separadamente, dois a dois, consubstanciando a coerência entre esses resultados;
- e) O pequeno desvio encontrado entre os valores médios do CBR "in situ" e o estimado, através de relação empírica, pelo módulo de elasticidade dinâmico médio obtido nos ensaios, também "in situ", do "FWD".

Analogamente, referentes aos ensaios com o concreto de cimento portland das placas, registram-se como indicadores da fidedignidade dos resultados obtidos:

- a) A coincidência, praticamente verificada da massa específica aparente média obtida, com o valor correspondente encontrado por LARANJEIRAS em estudos experimentais na Bahia, tomando-se como parâmetro de referência a mesma faixa de RCS dos

- concretos, em ambos os casos, com coeficientes de variação da ordem de 2%;
- b) Analogamente, a coincidência, com desvio de 1%, do valor médio da velocidade ultra-sônica obtida nos testemunhos com o correspondente valor encontrado por HAMASSAKI, em estudos realizados na EPUSP, em concretos de praticamente mesma RCS, em ambos os casos com coeficientes de variação inferior a 4%;
- c) Os pequenos desvios encontrados entre a RCS média dos testemunhos, e as estimadas pelos ensaios esclerométricos, ultra-sônicos e com o "FWD", quer "in situ", quer com os referidos testemunhos, com valor médio de 11%, bem como a homogeneidade obtida com os resultados de RCS, com coeficiente de variação médio de 17,5%;
- d) A coerência, com desvio de 9%, entre a RCS média dos testemunhos e a resistência projetada, com base na RCS média aos 28 dias, para a idade de 15 anos do concreto, pelo modelo proposto por Rõs;
- e) A coerência, em ordem de grandeza, das relações entre a RTCD e RCS obtidas nesta avaliação e nos estudos do INT, para mesma RCS de referência;
- f) O pequeno desvio médio de 13%, verificado na comparação da RCS dos testemunhos com as RCS estimadas, com base nos estudos experimentais de ELVERY E IBRAHIM, relacionando a RCS com a velocidade de pulsos ultra-sônicos;
- g) Analogamente, o desvio médio reduzido de 14%, obtido comparando-se as RCS dos testemunhos com as RCS estimadas com base nos estudos experimentais de JONES E GATFIELD, inter-relacionando a velocidade de pulsos ultra-sônicos com a RCS para diversos traços de concreto, abrangendo os resultados de reconstituição do traço;

- h) Os pequenos desvios encontrados, entre os módulos elásticos estáticos e dinâmicos estimados pelos ensaios ultra-sônicos e os correspondentes módulos estimados pelas expressões propostas pelos CEB, NBR 6118, ACI, CÓDIGO BRITÂNICO, CÁNOVAS e WITHEHURST, calculados com base nos valores médios da RCS, massa específica aparente e velocidade ultra-sônica, com valores médios de apenas 11,5% e de 6,5% respectivamente. Da mesma forma, as diferenças insignificantes encontradas na aplicação da expressão proposta pelo CÓDIGO BRITÂNICO relacionando os supracitados módulos, tanto para os estimados pelos ensaios ultra-sônicos, como para os calculados pelas expressões do ACI e do CÓDIGO BRITÂNICO;
- i) As correlações, todas significativas, envolvendo os mesmos pares de valores, entre a RCS, a velocidade ultra-sônica e a massa específica aparente, tomados separadamente, dois a dois, consubstanciando a coerência entre esses resultados.

C A P Í T U L O V I

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Do exposto nos Capítulos anteriores, Anexos e Apêndices, são alinhadas as seguintes conclusões e sugestões, referidas à amplitude dos assuntos abordados, consideradas em três grupos:

VI.1 Quanto ao Pavimento Avaliado

Conclusões:

1. O pavimento obteve o conceito "muito bom", pelo "Índice de Condição do Pavimento" (ICP), adotado pelo DNER e fundamentado no "CERL", para ambas as pistas verificadas;
2. O pavimento atende estruturalmente às ações do tráfego atual, pelos critérios de fadiga e de erosão do método de dimensionamento da PCA/84;
3. As camadas de sub-base e do subleito atenderam em média às especificações do projeto de pavimentação da via, ambas constituídas de materiais granulares e de boa capacidade de suporte;
4. A natureza granular do subleito e da sub-base, o "colchão de areia" interposto entre esta e a placa de concreto, e o bom funcionamento do sistema de drenagem, são responsáveis pela não ocorrência do fenômeno do "bombeamento" de solos finos, frequente em pavimentos rígidos, inclusive existente em outros pavimentos de concreto em Recife;
5. A qualidade do concreto, avaliada pela velocidade ultra-sônica, caracterizou-se como "excelente" em 85% dos

- testemunhos extraídos e "boa" nos 15% restantes, bem como foi "boa" a sua homogeneidade avaliada pelos ensaios esclerométricos "in situ" e pelos demais ensaios realizados;
6. As boas características físicas, mecânicas e elásticas do concreto e a sua composição média adequada (baixo fator água/cimento) são responsáveis pela sua boa durabilidade e pelo seu baixo grau de envelhecimento;
 7. A constância da temperatura e da umidade relativa do ar ao longo do ano, são favoráveis à estabilidade volumétrica e à durabilidade do concreto das placas. Já os efeitos de período de chuvas intensas no inverno e de horas de insolação no verão, contribuem para a deterioração dos mastiques asfálticos de selagem das juntas;
 8. É indistinta a qualidade do concreto avaliada para as placas defeituosas e em bom estado;
 9. A homogeneidade do módulo elástico da camada de sub-base de suporte das placas, constatada "in situ", na avaliação pelo "FWD", é fator importante para o bom desempenho geral da estrutura do revestimento rígido;
 10. Os defeitos com maiores incidências observados no pavimento são funcionais: ausência ou falhas de selagem das juntas, desgaste superficial e fissuras de retração;
 11. O desgaste superficial, concentrado nos cruzamentos com outras vias, foram causadas pela ação abrasiva do tráfego intensificada pelas frenagens e partidas nos semáforos existentes. Os defeitos de selagem das juntas são agravados

- pelas deficiências na manutenção rotineira;
12. As fissuras longitudinais, defeito estrutural de maior incidência, encontram-se estabilizadas, e coincidem em grande parte com os assentamentos do pavimento. Esses assentamentos, considerados suaves, ocorreram no trecho onde o subleito, abaixo de 1,5 m de profundidade, é constituído por solo orgânico argiloso mole (região de mangues);
 13. O percentual de defeitos estruturais, considerando-se a coincidência dos assentamentos com a maior parte das fissuras longitudinais, é reduzido, (inferior a 13%), para os 15 anos de serventia do pavimento;
 14. A espessura média dos testemunhos extraídos nas faixas laterais de tráfego, atendeu à especificada no projeto da via;
 15. A espessura média dos testemunhos extraídos nas faixas centrais de tráfego em amostragem reduzida, praticamente resultante de brocagem complementar em placas danificadas, foi inferior, em 5%, à espessura prevista no projeto;
 16. A espessura insuficiente constatada em uma placa danificada, da ordem de 77% da espessura de projeto, certamente provocou a sua quebra localizada;
 17. A canaleta rígida construída no subleito, sob a faixa de rolamento, induziu provavelmente fissura longitudinal no revestimento, ao longo do alinhamento dos poços de visita da galeria, cujos tampões também induziram fissuras e quebras de canto entre os mesmos e as juntas das placas;

18. Não houve danos causados à estrutura do pavimento por tubulações subterrâneas de serviços públicos urbanos. Por outro lado, a arborização de médio porte, no canteiro central, provocou fissura assentuada em duas placas adjacentes do pavimento;
19. O tráfego atuante é intenso, de perfil nitidamente urbano, com horas de pico bem definidas e predominância de veículos não comerciais, embora transitem também, veículos pesados.

Sugestões:

Para a reabilitação do pavimento avaliado, sugere-se ao Departamento competente da Prefeitura da Cidade do Recife:

1. Execução de selagem de todas as juntas longitudinais e transversais do pavimento, de acordo com metodologia e especificações tradicionalmente conhecidas;
2. Restauração do pavimento com a correção dos defeitos, de acordo com as recomendações constantes do Manual de Pavimentos Rígidos do DNER, constituindo-se basicamente na selagem das fissuras estabilizadas, nos reparos parciais e na reconstrução, em pequeno número, das placas seriamente danificadas;
3. Manutenção rotineira abrangendo selagens periódicas das juntas e limpezas rotineiras do sistema de drenagem;
4. Adoção de sistema de gerenciamento do pavimento, incluindo estatísticas de contagens e pesagens de tráfego, visando a projeção da sua vida útil e a utilização racional de investimentos nas reabilitações futuras do mesmo.

VI.2 Quanto à Metodologia Utilizada

Conclusões:

1. A metodologia utilizada se revelou eficiente para a avaliação completa, estrutural e funcional do pavimento e para a obtenção das correlações previstas;
2. A hipótese admitida, da continuidade das condições de suporte das camadas de sub-base e do subleito no canteiro central, pode ser aceita, com base nos pequenos desvios verificados nos resultados dos ensaios pressiométricos comparativos realizados na faixa de rolamento;
3. As conjugações de ensaios destrutivos e não destrutivos e de ensaios estáticos e dinâmicos, permitiram diversas análises comparativas e avaliações entre os parâmetros obtidos com a respectiva literatura;
4. A ausência de séries históricas, sobre a composição do tráfego e pesagens dos veículos, no projeto e após os anos de utilização do pavimento, impediram determinações seguras de projeções do tráfego e da vida útil do pavimento;
5. Está em evidência na atualidade, a adoção de ensaios dinâmicos, "in situ", não destrutivos, tipo "FWD", devido aos seus aspectos práticos, rapidez de execução e ao volume de informações obtidas;
6. Mesmo utilizando-se métodos modernos como o "FWD", se faz necessária a realização de ensaios complementares, de campo e de laboratório, em maior ou menor escala, dependendo da finalidade da avaliação e de cada caso

específico de pavimento a ser avaliado;

7. É indispensável, a par da utilização de equipamentos sofisticados na avaliação estrutural e funcional de pavimentos, a presença do engenheiro para proceder ao levantamento objetivo dos defeitos do pavimento, integrado à observação de seu comportamento como um todo, incluindo-se características geométricas, aspectos de drenagem e a ocorrência de pontos críticos;

Sugestões:

1. Incluir estudo sobre a vida útil remanescente do pavimento, para o que necessita-se do conhecimento de séries históricas de contagens e pesagens de veículos;
2. No caso de avaliação com o "FWD", a determinação de parâmetros experimentais, visando pelo programa computacional "ELCON" estimar a vida útil remanescente do pavimento e analisar a viabilidade de camadas de "overlay";

VI.3 Quanto aos Ensaios e Resultados Obtidos

Conclusões:

1. De um modo geral os resultados dos ensaios, mostraram-se coerentes com os respectivos materiais ensaiados, com as condições dos testes e compatíveis entre si. A fidedignidade desses resultados foi demonstrada por indicadores resultantes das inter-relações entre os mesmos e das comparações com resultados da respectiva literatura;

2. Foram insignificantes as variações entre os módulos pressiométricos horizontais e verticais, com valores médios da ordem de 4%, nos de ensaios comparativos realizados, com os materiais granulares encontrados na sub-base e no subleito;
3. Foi comprovada, para a avaliação do módulo da reação, a confiabilidade dos resultados obtidos com a utilização da placa de 45,7cm de diâmetro nos ensaios de prova de carga sobre placas;
4. Em camadas de areias praticamente puras, como a do subleito estudado (94% de areia), não coesivas, é impraticável, por ocorrência de deformações excessivas e rupturas no material, a execução dos ensaios CBR "in situ";
5. O módulo pressiométrico cíclico é compatível com o módulo elástico calculado com base nos ensaios de placa, ou ainda, como concluiu Briaud, em sua tese de doutorado, é compatível com a própria teoria da elasticidade;
6. O módulo de reação dinâmico estimado através do carregamento rápido do "FWD", é, de um modo geral, superior ao módulo de reação obtido nos ensaios estáticos de placas, comprovado para os materiais arenosos no presente estudo. Da mesma forma, o módulo elástico dinâmico obtido por esse processo é mais elevado que o correspondente módulo elástico estático;
7. Confirmou-se, pelos resultados obtidos, a viabilidade da substituição dos ensaios de placa, pelos ensaios CBR "in

situ", de execução comparativamente mais simples, mais rápida e de custos mais reduzidos, para a avaliação do módulo de reação. Obteve-se para o solo areno siltoso (HRB = A-2-4), correlações, de modelos exponencial e linear, com coeficientes de 0,88 e 0,89 respectivamente.

8. Analogamente, as correlações lineares obtidas, com coeficientes superiores a 0,90, referentes às camadas granulares estudadas, demonstram a possibilidade da substituição dos ensaios de placa pelos rápidos ensaios pressiométricos, para avaliação do módulo de reação;
9. Também foi obtida correlação satisfatória, de modelo hiperbólico, com coeficiente de 0,87, entre o CBR "in situ" e o módulo pressiométrico cíclico, para o solo areno-siltoso da sub-base estudada;
10. Foi de 23% o crescimento constatado da RCS aos 28 dias para a idade de 15 anos, do concreto das placas, cuja composição média estimada em massa correspondeu a 1,0 : 4,5 : 0,41 (cimento:agregados:água);
11. Constatou-se a carbonatação, visível a partir da face superior dos testemunhos extraídos, atingindo espessura entre 10 e 20 mm. Não verificou-se aumento no índice esclerométrico, provavelmente compensado pelas irregularidades na superfície de ensaio das placas;
12. O índice esclerométrico obtido na superfície lateral dos testemunhos extraídos apresentou pequena elevação, provocada pela concentração de agregados graúdos na área útil de realização dos ensaios;

13. Confirmou-se a adequação dos ensaios esclerométricos para a verificação "in situ" do grau de homogeneidade do concreto, ao longo das pistas de pavimentação, sendo relevantes seus aspectos práticos e o baixo custo;
14. Para o concreto estudado e para o esclerômetro utilizado, obtiveram-se correlações de modelos hiperbólico e linear, com respectivos coeficientes de 0,90 e 0,87, entre o Índice Esclerométrico efetivo e a RCS, comprovando-se a viabilidade da utilização dos ensaios esclerométricos como auxiliar na avaliação da RCS;
15. Os resultados obtidos confirmaram a utilidade dos ensaios ultra-sônicos na avaliação da homogeneidade do concreto, bem como de suas propriedades mecânicas e elásticas, em conjunto com ensaios destrutivos de RCS;
16. O módulo de elasticidade dinâmico médio, estimado pelos ensaios ultra-sônicos nos testemunhos extraídos, foi superior ao módulo elástico dinâmico estimado, "in situ", pelos ensaios com o "FWD";
17. Foram obtidas correlações lineares crescentes, esperadas, entre a RCS e a velocidade ultra-sônica, entre a RTCD e a velocidade ultra-sônica, entre a velocidade ultra-sônica e a massa específica aparente e entre a massa específica aparente e a RCS, com coeficientes de correlação superiores a 0,70; obtendo-se, também, correlação de modelo hiperbólico, com coeficiente de 0,79, para os dois últimos parâmetros;

Sugestões:

1. Proceder estudos comparativos específicos entre ensaios pressiométricos horizontais e verticais, em subleitos naturais e em aterros compactados, para diversos solos regionais;
2. Verificação experimental estatística, da relação empírica entre o módulo de elasticidade dinâmico "in situ" obtido com o "FWD" e o CBR, para solos predominantemente argilosos;
3. Realização de estudos experimentais comparativos entre o módulo de reação estimado pelo "FWD" e o correspondente módulo determinado estáticamente pelos ensaios de placa, para solos granulares e solos finos;
4. Realização de estudos experimentais comparativos, do módulo elástico dinâmico "in situ" estimado pelo "FWD", com os módulos elásticos calculados a partir dos ensaios "in situ" de prova de carga sobre placas sem e com recarregamento, com os módulos pressiométricos "in situ" e com os módulos resilientes determinados em ensaios de laboratório, para solos granulares e para solos finos;
5. Realização de estudos experimentais para verificação quantitativa da influência dos efeitos do "broqueamento" em testemunhos extraídos, nos resultados dos ensaios da ruptura à compressão simples e a tração por compressão diametral, para diversos concretos;
6. Realização de estudos experimentais comparativos para diversos concretos de pavimentos, entre os módulos

elásticos dinâmicos, estimados pelos ensaios ultrassônicos e pelas "bacias de deflexão" dos ensaios "in situ" com a "FWD";

7. Verificação experimental da relação entre o módulo de elasticidade dinâmico "in situ" estimado com o "FWD" e a RCS para concretos de pavimentação, fabricados com agregados diversos;
8. Realização de avaliações com o "FWD" em pavimentos rígidos em diversos estados de conservação, possibilitando a análise das respostas obtidas de cada pavimento, bem como a adequação dos parâmetros e relações empíricas de referências, às condições regionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 . AMERICAN Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) - TT 222/66 - Nonrepetitive static plate load test of soil and flexible pavement components of use in evaluation and design and airport and highway pavement, 1966
- 2 . ASSOCIAÇÃO Brasileira de Cimento Portland - ABCP. Boletim nº 63 - Projeto dos pavimentos de concreto para estradas, ruas e pátios industriais. São Paulo: Autor, 1951
- 3 . ASSOCIAÇÃO Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. MB01055 - Solo - Determinação da unidade pelo método expedito "speedy" para construção ferroviária. Rio de Janeiro: Autor, 1981
- 4 . ABNT. NBR 5739 - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro: Autor, 1974
- 5 . ———. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: Autor, 1978
- 6 . ———. NBR 6459 - Solo - Determinação de limite de liquidez. Rio de Janeiro: Autor, 1984
- 7 . ———. NBR 6484 - Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: Autor, 1979
- 8 . ———. NBR 6502 - Rochas e solos. Rio de Janeiro: Autor, 1969
- 9 . ———. NBR 7180 - Solo - Determinação de limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: Autor, 1984
- 10 . ———. NBR 7181 - Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro: Autor, 1984
- 11 . ———. NBR 7182 - Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro: Autor, 1984
- 12 . ———. NBR 7185 - Solo - Determinação da massa específica "In Situ", com uso do frasco de Areia. Rio de Janeiro: Autor, 1986
- 13 . ———. NBR 7187 - Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro: Autor, 1986
- 14 . ———. NBR 7197 - Projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro: Autor, 1989
- 15 . ———. NBR 7222 - Argamassas de Concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: Autor, 1982
- 16 . ———. NBR 7583 - Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico. Rio de Janeiro: Autor, 1985
- 17 . ———. NBR 7584 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de

Janeiro: Autor, 1982

- 18 . ———. NBR 7680 - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: Autor, 1981
- 19 . ———. NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro: Autor, 1982
- 20 . ———. NBR 9895 - Solo - Índice de suporte califórnia. Rio de Janeiro: Autor, 1986
- 21 . ———. NBR 12655 - Preparo, controle e recebimento do concreto. Rio de Janeiro: Autor, 1992
- 22 . ASSOCIAÇÃO Brasileira de Pavimentação - Boletim técnico nº 6 - Primeira pesquisa por equipe - Estudo da dispersão do ensaio CBR. (Relatório elaborado pelo Engº Carlos de Souza Pinto). Rio de Janeiro: ABPv, 1964
- 23 . ALCÂNTARA, Perboyre B. e LUCENA, Francisco B. Avaliação do módulo de reação do subleito através de ensaios pressiométricos e provas de carga com placas de diversos diâmetros. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. São Paulo: ABPv, 1991
- 24 . ALMEIDA, Dirceu F. Ensaio não destrutivo do concreto. Boletim Bauer nº 2, São Paulo: L.A. Falcão Bauer - Centro Tecnológico da Construção, 1978
- 25 . ANDRADE FILHO, Joaquim C. X. de. Comunicação pessoal, Setembro, 1991,
- 26 . ANDERSON, David A. & SEALS, Rogers K. Pulse Velocity as predictor of 28 and 90 days strenght. Journal of the American Concrete Institute, 78: 116 - 122, Mar/Apr, 1981
- 27 . ANDREATINI, Luiz P.V. Análise estatística do ensaio de CBR e aplicação da distribuição beta na determinação do valor de projeto. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 16ª Reunião Anual de Pavimentação, 1981, Recife. Anais... Recife: APBv, 1991
- 28 . ASTEP S.A. Projeto de engenharia (Restauração) da BR-232, Trecho: Recife - São Caetano, para o DNER, Recife, 1978
- 29 . ———. Projeto de engenharia (Restauração) da BR-101-Sul, Trecho: Recife - Div. PE/AL, para o DNER, Recife, 1976
- 30 . AMERICAN Society for Testing Materials - ASTM. Standard method for nonrepetitive static plate load tests of soils and flexible pavement components, for use in evaluation and design of airoport and highway pavements. Reapproved 1977. Philadelphia, 1977
- 31 . ———. ASTM C-597. Pulse velocity through concrete, 1983

32 . BADILLO, Eulálio J. e RODRIGUES, Afonso R. Mecânica del Suelos. 2 ed. México: Editorial Limusa, 1979

33 . BAGUELIN F., JÉZEQUEL, J.F. & SHIELDS, D.H. The pressuremeter and foundation engineering. Clausthal, Germany: Trans Tech Publications, 1978

34 . BARATA, Fernando E. Ensaio de placa para fixação da taxa admissível de fundações diretas. In: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) III COBRAMSEF, v. 1, Belo Horizonte: ABMS, 1966

35 . ———. Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao Projeto de fundações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984

36 . BARROS, Sérgio T. de. Índice de suporte de solos para dimensionamento de pavimentos. Tese de Doutorado em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1972. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) XII Reunião Anual de Pavimentação, 1977, Curitiba. Anais... Curitiba: ABPv, 1977

37 . BASÍLIO, Francisco de A. Dimensionamento dos pavimentos de concreto. In: Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNER) / Curso de Especialização em Pavimentação Rodoviária. Rio de Janeiro: IPR, 1961

38 . BASÍLIO, Francisco de A. e THOMAZ, Carlos A. Manutenção e reforço de pavimentos de concreto. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 8ª Reunião Anual de Pavimentação, 1967, Recife. Anais... Recife: ABPv, 1967

39 . BAUER, L.A. Falcão. Esclerometria. Dirigente Construtor. São Paulo, 4 (4): 25 Fev. 1968

40 . ———. Materiais de Construção, 3 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, 1987

41 . BORGES, J.F. A utilização dos ultra-sons para o estudo de propriedades dos materiais. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1954

42 . BEZERRA, Sosthemar P. e LUCENA, Francisco B. Avaliação estrutural do subleito utilizando-se provas de carga sobre placas e ensaios pressiométricos em furos horizontais. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1989, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1989

43 . BEZERRA, Sosthemar P. Estudo comparativo entre o SPT, a prova de carga sobre placas e o ensaio pressiométrico, aplicados à fundações superficiais em solo arenoso - Resultados preliminares. Dissertação M.Sc. Engenharia Civil Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1990

- 44 . BRIAUD, Jean Louis. The pressuremeter: Application to pavement design. Ph.D. Thesis Department of Civil Engineering - University of Ottawa, Canadá, 1979
- 45 . BRIAUD, Jean Louis & SHIELDS, D.H. A special pressure meter and pressure meter test for pavement evaluation and design. Geotechnical Testing Journal, GTJOD, v.2, n. 3, p. 143-151, Sept. 1979
- 46 . BRIAUD, J.L., TUCKER, L. and FELIO, G. Pressuremeter, cone penetrometer and foundation design, v.1. Civil Engineering Department Texas A & M University College Station, Texas, 1983
- 47 . BRITISH Standards Institution - BSI - BS 4408. Part. 5. Measurement of the velocity of ultrasonic pulses in concrete. London, 1974
- 48 . CÂNOVAS, Manuel F. Patologia e terapia do concreto armado. Trad. de Maria Celeste Marcondes, Carlos W. Fernandes dos Santos e Beatriz Cannabrava, coordenação técnica L.A. Falcão Bauer. São Paulo: PINI, 1988
- 49 . CARDOSO, Samuel H. Avaliação dos pavimentos do Aeroporto Internacional de Viracopos. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1979, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1979
- 50 . CARVALHO, Marcos D. Recuperação de pavimentos de concreto. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 17ª Reunião Anual de Pavimentação, 1982, Brasília. Anais... Brasília: ABPv, 1982
- 51 . CARVALHO, Marcos D. e MACEDO, P. Práticas de inspeção e avaliação de pavimentos rígidos. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 23ª Reunião Anual de Pavimentação, 1988, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABPv, 1988
- 52 . CARVALHO, Marcos D. Técnicas de reparação de pavimentos rígidos - Materiais e procedimentos de execução. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 24ª Reunião Anual de Pavimentação, 1990, Belém. Anais... Belém: ABPv, 1990
- 53 . CASSAN, Maurice. Les Essais in situ en mécanique des sols, tome I - réalisation et interprétation. Paris: Éditions Eyrolles, 1978
- 54 . CASTRO, Protásio F. Reflexões sobre a avaliação da vida útil de pavimentos rígidos. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 23ª Reunião Anual de Pavimentação, 1988, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABPv, 1988
- 55 . CINCOTTO, Maria A. Considerações sobre a reconstituição do traço do concreto endurecido. In: Associação Brasileira do Concreto (IBRACON) Colóquio sobre a Dosagem do Concreto, São Paulo, 1977

- 56 . COLOMBRO, Raul A. y AUBERT, Mário E. Refuerzo y reacondicionamiento de pavimentos com recobrimentos de hormigon - Experiência argentina. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1979, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1979
- 57 . CONGEPE LTDA. Projeto de pavimentação da Av. Recife, Trecho: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Dr. José Rufino, para a Prefeitura Municipal do Recife, Recife, 1975
- 58 . ——. Projeto de restauração da BR-101 Norte/PE Trecho: Igarassú - Divisa PE/PB, para o DNER. Recife, 1976
- 59 . COUTINHO, R.Q. e FERREIRA, Sílvio R. de M. Argilas orgânicas do Recife - Estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos. In: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS). Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras, Rio de Janeiro, 1988
- 60 . CUNHA, Antônio P. e RIBEIRO FILHO, D. de F. Uma abordagem sobre técnica de restauração de rodovias ou vias urbanas de pavimento rígido sem interdição de tráfego. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 22ª Reunião Anual de Pavimentação, 1987, Maceió. Anais... Maceió: ABPv, 1987
- 61 . DEPARTAMENTO Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Especificações gerais para obras rodoviárias. 2 ed. Rio de Janeiro: DNER, 1971
- 62 . ——. DPT M 49/74 Índice de suporte califórnia - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: DNER, 1964
- 63 . ——. DPT M 93-64 Densidade real de solos - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: DNER, 1964
- 64 . ——. Reabilitação de pavimentos - Materiais e técnicas. Rio de Janeiro: IPR, 1975 (do original "Pavement rehabilitation materials and techniques" - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1972)
- 65 . ——. Guia de gerência de pavimentos. Rio de Janeiro: DNER, 1983
- 66 . ——. Manual de pavimentos rígidos. Rio de Janeiro: DNER, 1989 2v.
- 67 . DINIZ, Ailton A. e DEMARTINECOURT, Jean P. O pressiômetro de pavimentação. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 20ª Reunião Anual de Pavimentação, 1985, Fortaleza, . Anais... Fortaleza: ABPv, 1985
- 68 . DYNATEST. Avaliação Estrutural do Pátio de Concreto do Aeroporto Internacional de Brasília - Relatório para a INFRAERO, Março de 1991. São Paulo, Autor, 1991

- 69 . FISHER, J.A. et alii. K_R : The resilient modulus of subgrade reaction. Report AFOSR - Air Force Office of Scientific Research, Air Force Systems Command, Washington. Annual Meeting, TRB, 1984
- 70 . GONTIJO, Paulo R.A. Restauração de pavimentos urbanos - técnicas de avaliação e de definição/dimensionamento das operações corretivas. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 17ª Reunião Anual de Pavimentação, 1982, Brasília. Anais... Brasília: ABPv, 1982
- 71 . ——. O projeto de pesquisa SHRP. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABPv, 1991
- 72 . GONTIJO, Paulo R.A. e DANTAS, Haroldo S. As diretrizes SHRP para a avaliação do desempenho de pavimentos a longo prazo. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABPv, 1991
- 73 . GRAHMA, J.R. Concrete performance in yellowtail dam, Montana U.S. Bureau of Reclamation, Laboratory Report C 1321, Denver, Colorado, 1969
- 74 . GREENE, G.W. Test hammer provides new method of evaluating hardened concrete. American Concrete Institute (ACI), Proc. Detroit, 51 (11): 249-256, Nov. 1954
- 75 . HAMASSAKI, Luiz T. Aspectos da aplicabilidade do ensaio de ultra-som em concreto. Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - BT PUC - 17/87, São Paulo: EPUSP, 1987
- 76 . ——. Utilização do ultra-som em concreto. Dissertação M.Sc. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo: EPUSP, 1986
- 77 . HELENE, Paulo R. do L. Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - método de ensaio. In: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), II Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregado, 1982, São Paulo. Anais... São Paulo, ABCP, 1982
- 78 . HUDSON, W.R. The role of measurements in pavement evaluation In: COPPE/UFRJ, Simpósio sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações, vl. Rio de Janeiro, 1975
- 79 . HUMMEL, Alfred. Prontuário del hormigon. Trad. da 12ª ed. alemana de la obra original Das beton - ABC por Adrian Margarit, 2 ed. Barcelona. España: Editores Técnicos Associados S.A., 1966
- 80 . HUNG, J.T., BRIAUD, J.L. and LYTTON, R.L. Layer Equivalency factores and deformation charecteristic of flexible pavement. Research Report nº 284-3 Texas Transportation Institute. Texas A & M University, 1982

81 . INSTITUTO de Pesquisa Tecnológica de São Paulo - IPT. Boletim nº 25 - Método IPT, reconstituição do traço do concreto e argamassas. São Paulo: Autor, s.d.

82 . ———. Relatório nº 20.392. Seleção de método de análise para reconstituição de traços de concretos endurecidos. Projeto nº 8162.01.6. São Paulo: Autor, s.d.

83 . KAZMIER, Leonard J. Estatística aplicada à economia e administração. Trad. Carlos A. Crusius, revisão Jandyrá M. Fachel. São Paulo: Mc Graw - Hill do Brasil, 1982

84 . LARANJEIRAS, Antônio C.R. Avaliação da resistência do concreto pelo esclerômetro Schmidt. In: XI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Paulo, 1966

85 . ———. Avaliação do peso específico do concreto. Deptº de Estradas de Rodagens da Bahia - DER-BA. Publicação nº 7. Salvador: DER-BA, 1969

86 . LEONHARDT, F. Construções de concreto. v.4. Trad. João L. Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, 1979

87 . LEVIN, J. Estatística aplicada a ciências humanas. Trad. Sérgio F. Costa. São Paulo: Harper & Row do Brasil Ltda, 1978

88 . LIRA, R.D. de A. e VIEIRA FILHO, J.O. O pavimento de concreto de cimento portland em Pernambuco. In: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 1º Congresso Brasileiro de Pavimentos de Concreto, Belo Horizonte, 1978

89 . LUCENA, Francisco B. e COSTA, Carlos R.V. Avaliação das condições estruturais do pavimento do Aeroporto Castro Pinto em João Pessoa. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 22ª Reunião Anual de Pavimentação, 1987, Maceió. Anais... Maceió: ABPv, 1987

90 . LUCENA, Francisco B., BEZERRA, Sosthemar P. e COSTA, Jeconias D. Estudo da aplicação do pressiômetro na pavimentação. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 23ª Reunião Anual de Pavimentação, 1988, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABPv, 1988

91 . LUCENA et alii. Características e propriedades de resistência dos materiais dos trechos experimentais da BR-230/PB. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 23ª Reunião Anual de Pavimentação, 1988, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABPv, 1988

92 . LUCENA et alii. Análise estrutural dos acostamentos de um trecho da BR-230 e estudo comparativo entre o módulo pressiométrico de recompressão e o módulo de elasticidade de HOGG. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 26ª Reunião Anual de Pavimentação, 1992, Aracajú. Anais... Aracajú: ABPv, 1992

- 93 . MAIA MELO ENGENHARIA LTDA. Projeto expedito de restauração da BR-230/PB, Trecho: Campina Grande - Cajá, para o DNER. Recife, 1986
- 94 . ———. Projeto de engenharia para restauração da BR-101/PE - Contorno do Recife, para o DNER. Recife, 1990
- 95 . MALHOTRA, V.M. Testing hardened concrete: nondestructive methods. American Concrete Institute, Monograph nº 9, Detroit, 1976
- 96 . MALHOTRA, V.M. and CARETTE, G. Comparison of pull-out strength of concrete with compressive strength of cylinders and cores, pulse velocity and rebound number. Journal of the American Concrete Institute, 77 nº 3, 160-70, May/June, 1980
- 97 . MARSLAND, A. & RANDOLPH, M.F. Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in-situ plate in London clay. Geotechnique, 1977
- 98 . MEDEIROS, Nerval de. A determinação do módulo de reação do subleito: crítica comparativa dos diversos métodos empregados. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABPv, 1991
- 99 . MEDINA, Jacques de. Notas históricas acerca da mecânica dos pavimentos. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 23ª Reunião Anual de Pavimentação, 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABPv, 1988
100. MENDES, João B. de C. Influência da umidade de saturação na capacidade suporte do solo. Conselho Nacional de Pesquisas - Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Publicação 494, Rio de Janeiro: IPR, 1970
101. ———. Estudos sobre o ensaio CBR. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de Minas Gerais - Publicação Técnica nº 14 - Ano XIV, Belo Horizonte, 1978
102. ———. Determinação expedita do Índice de Suporte Califórnia. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de Minas Gerais - Publicação Técnica nº 22 - Ano XII, Belo Horizonte, 1986
103. MURDOCK, J.W. and KESLER, C.E. Effect of length to diameter ratio of specimen on the apparent compressive strength of concrete, ASTM - Bulletin, April, 1957
104. NEVILLE, Adam N. Propriedades do concreto. Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo: PINI, 1982
105. OLIVEIRA, Valdemar de. Geologia da planície do Recife - contribuição ao seu estudo. Tese de Concurso à cátedra de História Natural da Escola Normal Oficial de Pernambuco. Recife, 1942

106. PETRUCCI, Eládio G. R. Determinação da resistência dos concretos pelo método de dureza. Porto Alegre: Globo, 1956
107. ———. Concreto de cimento Portland, 8 ed. atualizada e rev. por Vladimir A. Paulon. Porto Alegre - Rio de Janeiro: Globo, 1981
108. PITTA, Márcio R. et alii. Materiais para pavimentos de concreto simples. São Paulo: ABCP, 1981
109. PITTA, Márcio R. Projeto de pavimento superpostos de concreto. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1979, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1979
110. ———. Dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto 3 ed. São Paulo: ABCP, 1980
111. ———. Dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto pelo método P.C.A./84. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), 24ª Reunião Anual de Pavimentação, 1990, Belém. Anais... Belém: ABPv, 1990
112. PORTLAND Cement Association - PCA. Thickness design for concrete highway and street pavements; Ottawa, 1984
113. PREUSSLER, Ernesto S. et alii. Análise do pátio de concreto do Aeroporto Internacional de Brasília. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABPv, 1991
114. RÉUNION Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Construction - RILEM, Committee 7 - NDT. Recommendations for testing concrete by hardness methods. Matériaux et construction, Paris, 10 (59): 331-16, Sep/Oct., 1977
115. RODRIGUES, John K. G. e LUCENA, Francisco B. Critérios e equipamentos de avaliação de pavimentos flexíveis. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 24ª Reunião Anual de Pavimentação, 1990, Belém. Anais... Belém: ABPv, 1990
116. ———. Avaliação estrutural de um trecho pavimentado com solos lateríticos no Estado da Paraíba, através de ensaios deflectométricos e pressiométricos. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1990, Belém. Anais... Belém: ABPv, 1990
117. RUIZ, Julian. Construction de la capa de recubrimiento de hormigon del camino centenário. Simpósio sobre pavimentos de hormigon, 21 al 26 Noviembre de 1960. Instituto del Cemento Portland Argentino, Buenos Aires, 1962
118. SANTANA, Humberto. Evolução dos métodos de projetos, avaliação e reforço de pavimentos asfálticos no Brasil.

In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, 1989, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1989, v. II.

119. ——. O monitoramento dos pavimentos rígidos integrados com o programa SHRP. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 25ª Reunião Anual de Pavimentação, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABPv, 1991
120. SCANDIUZZI, Luércio e ANDRIOLLO, Francisco R. Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios. São Paulo: PINI, 1986
121. SCHMIDIT, Ernest. Le scléromètre à béton. Bulletin RILEM, Paris (18), Jui. 1954
122. SILVA, Waldomiro G. da. Pesquisa sobre a influência do tempo de imersão no valor do Índice de Suporte Califórnia de alguns solos granulares. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação nº 386, 1970
123. SOBRAL, Hernani S. Resistência mecânica e deformações do concreto. São Paulo: ABCP, 1983
124. SOUZA, Murilo L. de. Estimativa de qualidade nos serviços rodoviários - planos de amostragem. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviárias, 1969
125. ——. Pavimentação rodoviária, MT - DNER - Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1980
126. SOUZA, Murilo e THOMAZ, Carlos A. Considerações sobre o coeficiente de recalque (k) e normas para sua determinação. São Paulo: ABCP: 1982
127. SPIEGEL, Murray R. Estatística. Trad. Pedro Cosentino, rev. Carlos José P. de Lucena (do original "Schaum's outline of theory and problems"). São Paulo: Mc Graw - Hill do Brasil, 1977
128. TERZAGHI, Karl e PECK, Ralph B. Mecânica dos solos na prática da engenharia. Trad. Antônio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes C. Campello (do original "Soil mechanics in engineering practice", 1948). Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S.A, 1962
129. UNIVERSIDADE Federal de Pernambuco - UFPE / Centro de Tecnologia / Deptº de Engenharia Civil. Carta geotécnica da Cidade do Recife - relatório de geologia. Recife: UFPE, 1991 (no prelo)
130. ULLIDTZ, P. Structural evaluation of highway and airfield PCC pavements using the falling weight deflectometer. Third International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, April 23-25, 1985 - Purdue University, West Lafayette, Indiana 47907 USA

131. VARGAS, Milton. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil, 1977
132. VASCONCELOS, Ediberto M. Avaliação e recuperação de pavimento de concreto na Cidade do Recife. In: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 3º Seminário Nordestino de Tecnologia do Concreto. Recife, 1988
133. VEIGA, Ary P. Reparações de pavimentos de concreto. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1975
134. WESTERGAARD, H.M. Computation of stresses in concrete roads. Highway Research Board. Proceedings of the fifth annual meeting. Washington, D.C. 1925, p. 90-1112
135. ———. Theory of concrete pavement design. Highway Research Board. Proceedings, Seventh annual meeting, 1927, Part. 1, pages 175 to 181
136. WOLLE, Cláudio M. et alii. Avaliação de características do concreto por ensaios de ultra-som. Separata da Revista Politécnica - Edição Especial de 1973, São Paulo
137. YODER, E. J. and WITCZAK, M.W. Principles of pavement design 2 ed. New York, John Wiley & Sons, Ind. 1975
138. ZULLO JUNIOR, J. e ARRUDA, F.B. Programa computacional para ajuste de equações em dados experimentais. Instituto Agrônomo, Boletim Técnico nº 113 - UNICAMP. Campinas, São Paulo, 1986

BIBLIOGRAFIA SUPLEMENTAR

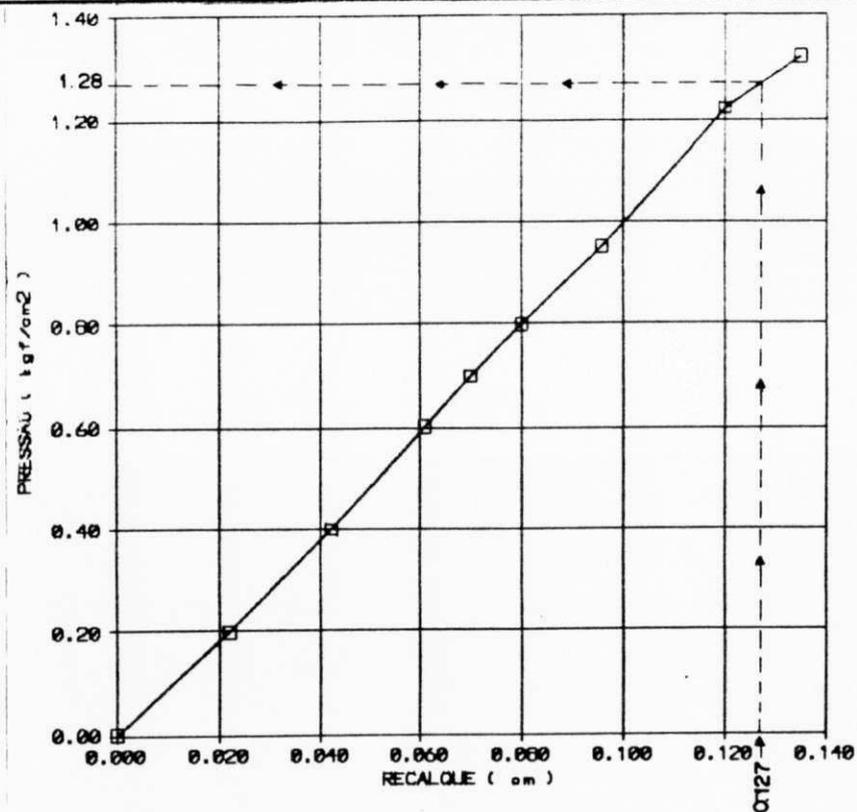
- 1 . ASSOCIAÇÃO Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 6023 - Referências bibliográficas. Rio de Janeiro: Autor, 1989
- 2 . ———. NBR 6024 - Numeração progressiva das seções de um documento. Rio de Janeiro, Autor 1989
- 3 . ———. NBR 6026 - Legenda bibliográfica. Rio de Janeiro, Autor: 1980
- 4 . ———. NBR 6027 - Sumário. Rio de Janeiro, Autor: 1987
- 5 . ———. NBR 6028 - Resumos. Rio de Janeiro, Autor: 1987
- 6 . ———. NBR 6032. Abreviações de títulos de periódicos e publicações seriadas. Rio de Janeiro, Autor, 1987
- 7 . BASTOS, Lília et alii. Manual para elaboração de projetos e relatórios de pesquisa, teses e dissertações. 2 ed. Rio de Janeiro: 1979
- 8 . CAPPER, P. Leonard e CASSIE, W. Fischer. The mechanics of engineering soils, 2 ed. New York: Mc Graw-Hill Book Company Inc. 1957

- 9 . CORRÊA, Wanderley G. Tecnologia de concreto de pavimentação. In: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 1ª Reunião Anual de 1978. São Paulo: IBRACON, 1978
- 10 . DESCARTES, R. Discurso sobre o método para bem guiar a razão e buscar a verdade nas ciências - Tradução J. Brito Broca e Wilson Lousada - Clássicos Jackson v. XII - Pensadores Franceses. Rio de Janeiro, W. M. Jackson Inc. Editores, s.d.
- 11 . DEPARTAMENTO Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Métodos de Ensaio. Rio de Janeiro, 1964
- 12 . FUNDAÇÃO Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. Normas de apresentação tabular. Rio de Janeiro: IBGE, 1979
- 13 . INSTITUTO Brasileiro do Concreto - IBRACON. Seminário sobre pavimentos de concreto. 1ª Reunião Anual de 1978. São Paulo: IBRACON, 1978
- 14 . OWSU-ANTWI, Emmanuel et alii. Evaluation of joint systems in rigid pavements for load transfer efficiency using the falling weight deflectometer. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1989, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1989
- 15 . POBLETE, M. et alii. Elementos para modelacion del deterioro de los pavimentos chilenos de homingon. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, 1989, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, 1989
- 16 . VARGAS, Milton. Metodologia da pesquisa científica. Rio de Janeiro: Globo, 1985
- 17 . WANG, Sue K. et alii. Advanced analysis of rigid pavements. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, February, 1972

ANEXO 1

CURVAS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA

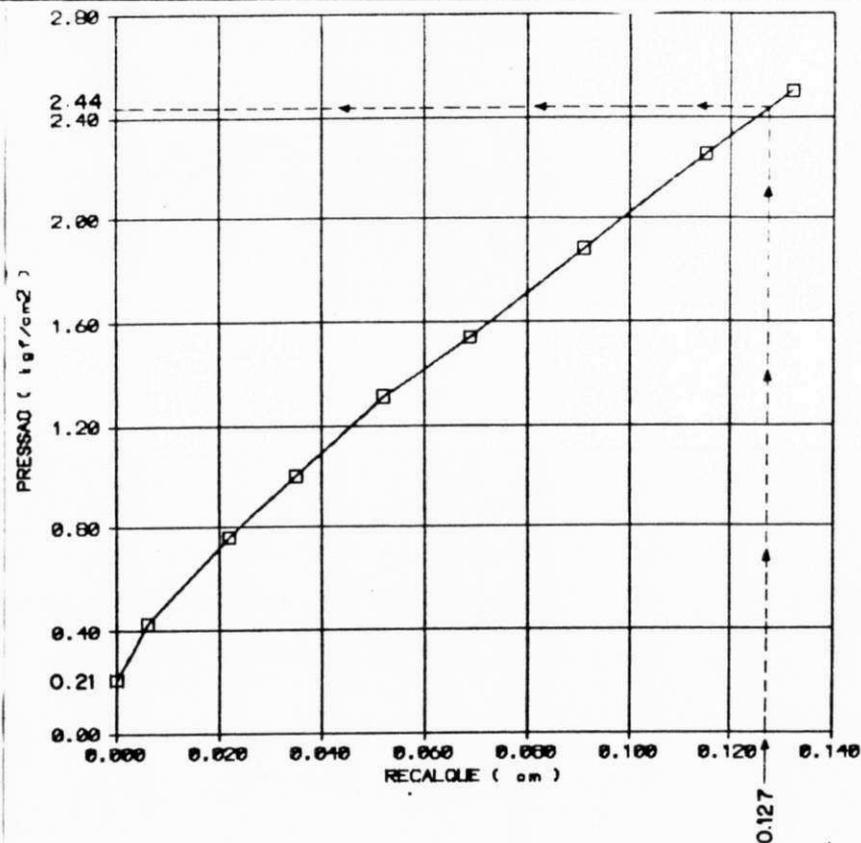
SOBRE PLACAS



$$k' = \frac{1,28 - 0,00}{0,127} = 10,08$$

$$k = F_c \times k' = 0,71 \times 10,08 = 7,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 72 \text{ MPa/m}$$

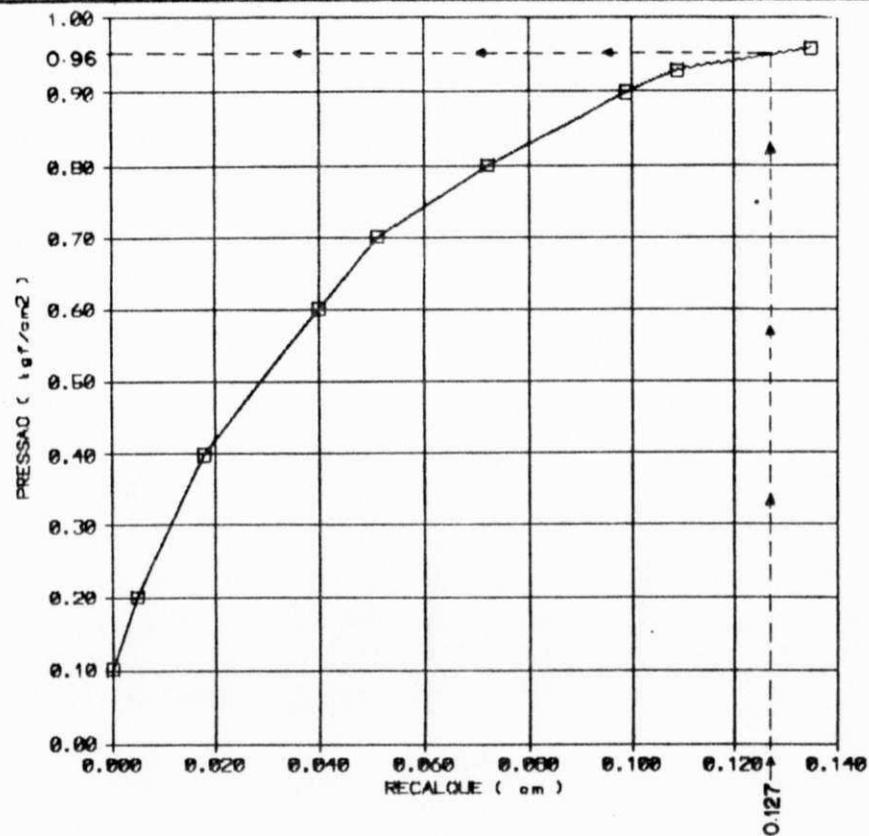
Fig. 82 - Ensaio nº PC1 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife (Furo 1) - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{2,44 - 0,21}{0,127} = 17,56$$

$$k = F_c \times k' = 0,71 \times 17,56 = 12,5 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 125 \text{ MPa/m}$$

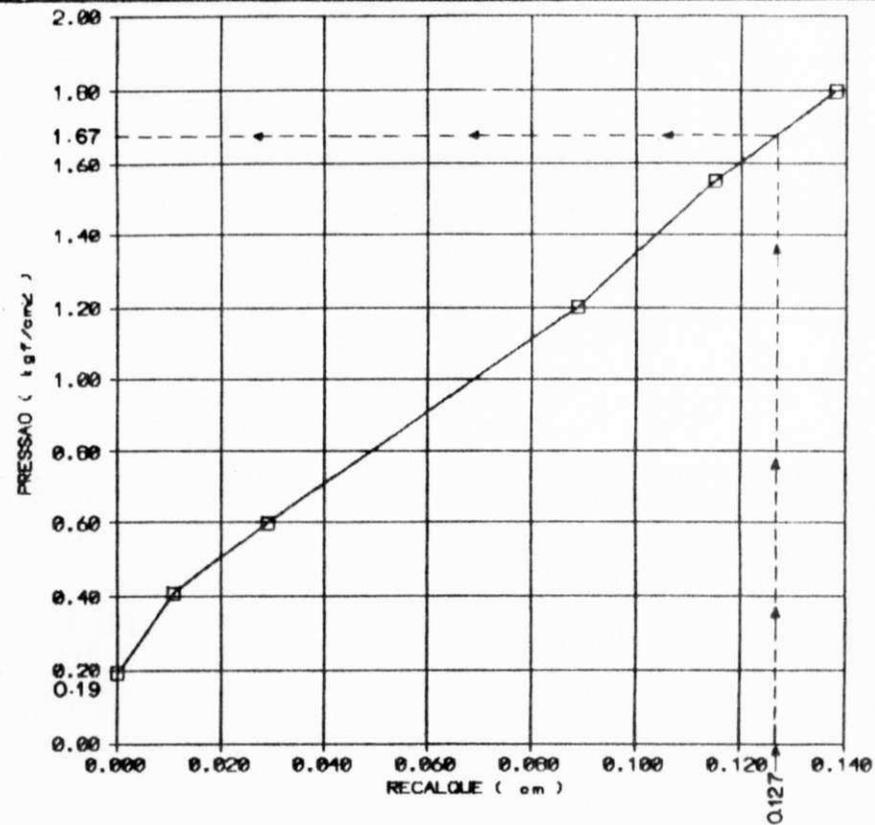
Fig. 83 - Ensaio nº PC2 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife (Furo 1) - Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{0,96 - 0,10}{0,127} = 6,77$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 6,77 = 4,8 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 48 \text{ MPa/m}$$

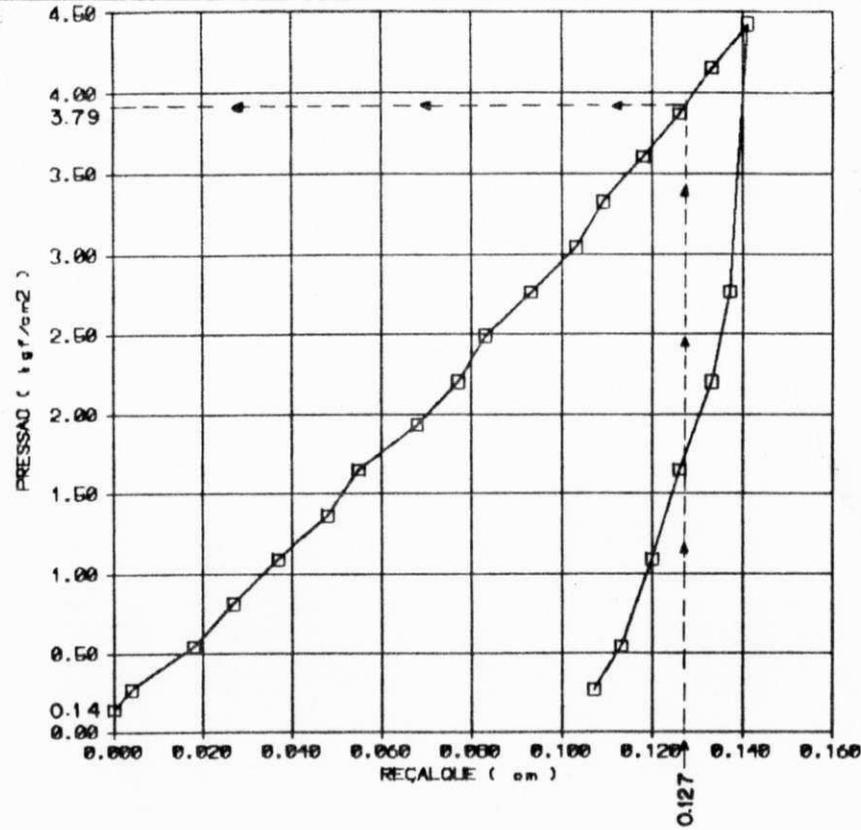
Fig. 84 - Ensaio nº PC3 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 3 - Tópo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,67 - 0,19}{0,127} = 11,65$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 11,65 = 8,27 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 83 \text{ MPa/m}$$

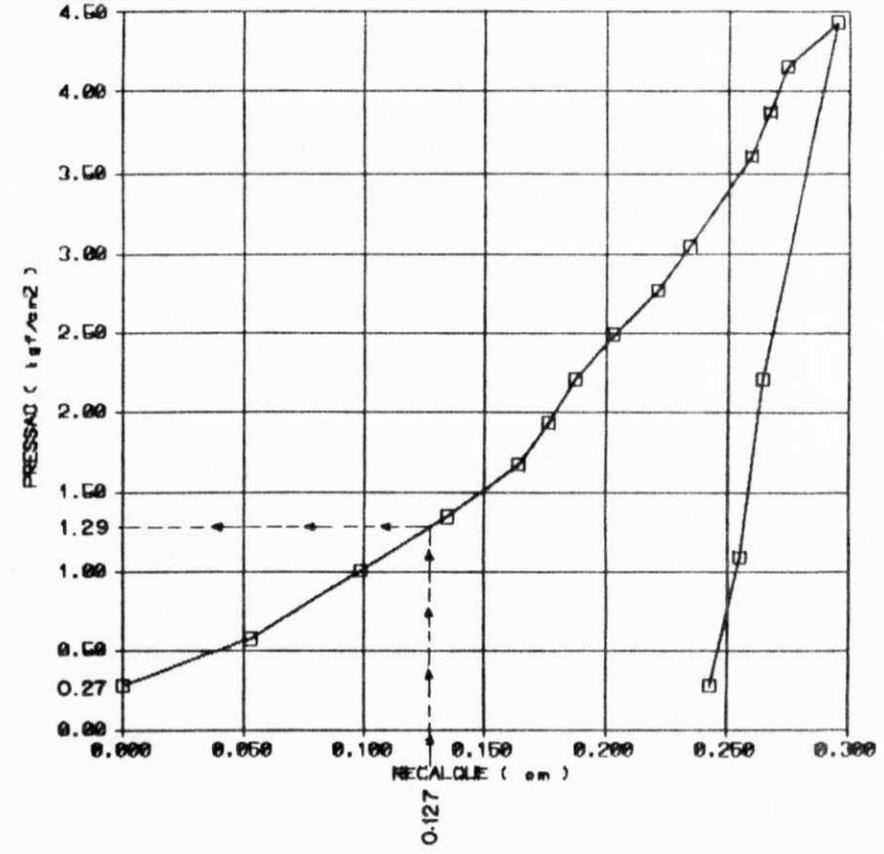
Fig. 85 - Ensaio nº PC4 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 3 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{3,79 - 0,14}{0,127} = 28,74$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 28,74 = 20,4 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 204 \text{ MPa/m}$$

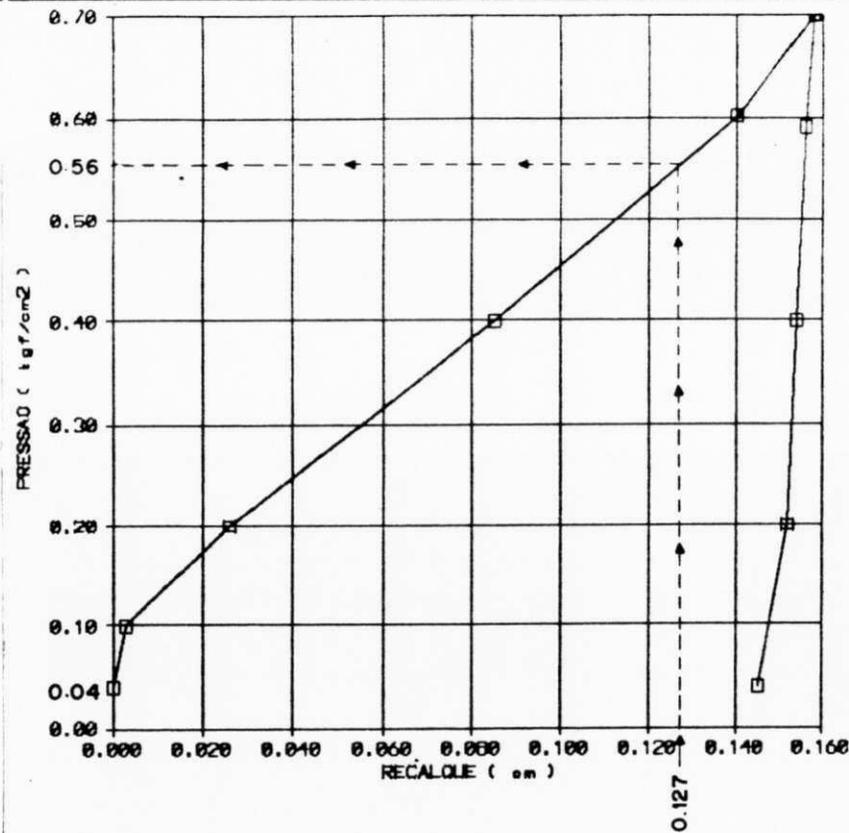
Fig. 86 - Ensaio nº PC5 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 4 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,29 - 0,27}{0,127} = 8,03$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 8,03 = 5,7 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 57 \text{ MPa/m}$$

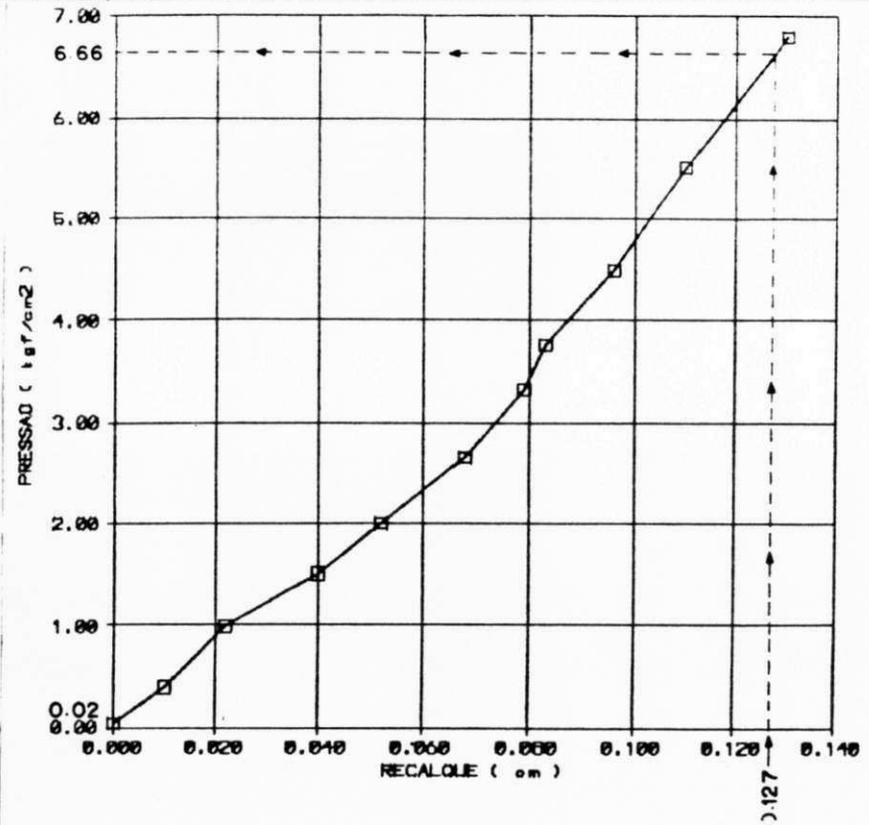
Fig. 87 - Ensaio nº PC6 - prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 4 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{0,56 - 0,04}{0,127} = 4,09$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 4,09 = 2,9 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 29 \text{ MPa/m}$$

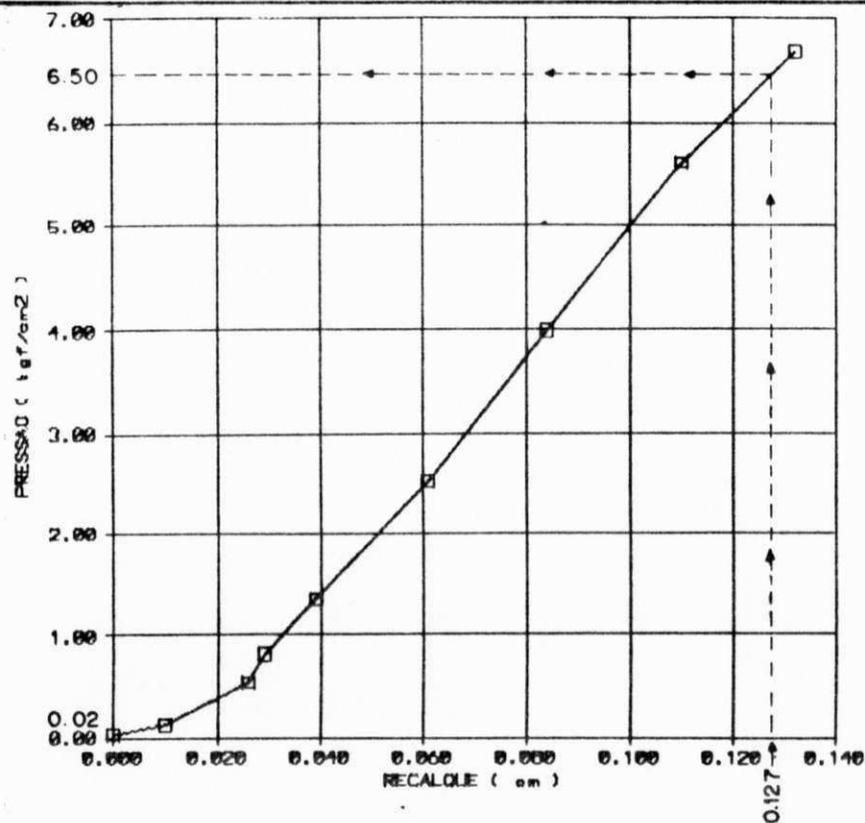
Fig. 88 - Ensaio nº PC7 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 5 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{6,66 - 0,02}{0,127} = 52,28$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 52,28 = 37,1 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 371 \text{ MPa/m}$$

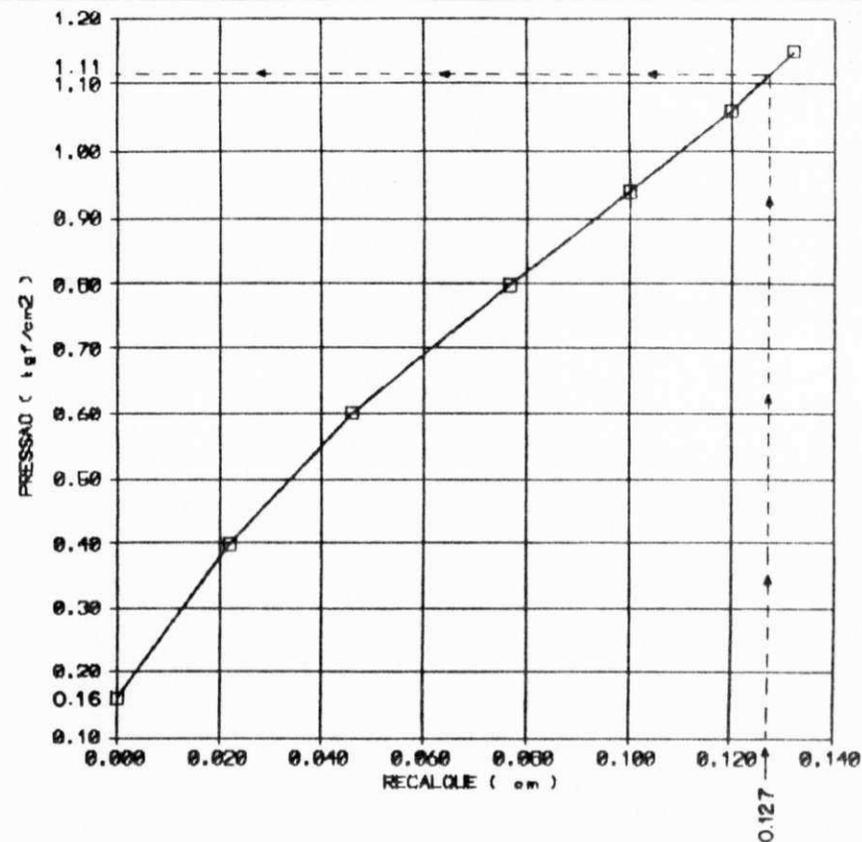
Fig. 89 - Ensaio nº PC8 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 6 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{6,50 - 0,02}{0,127} = 51,02$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 51,02 = 36,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 362 \text{ MPa/m}$$

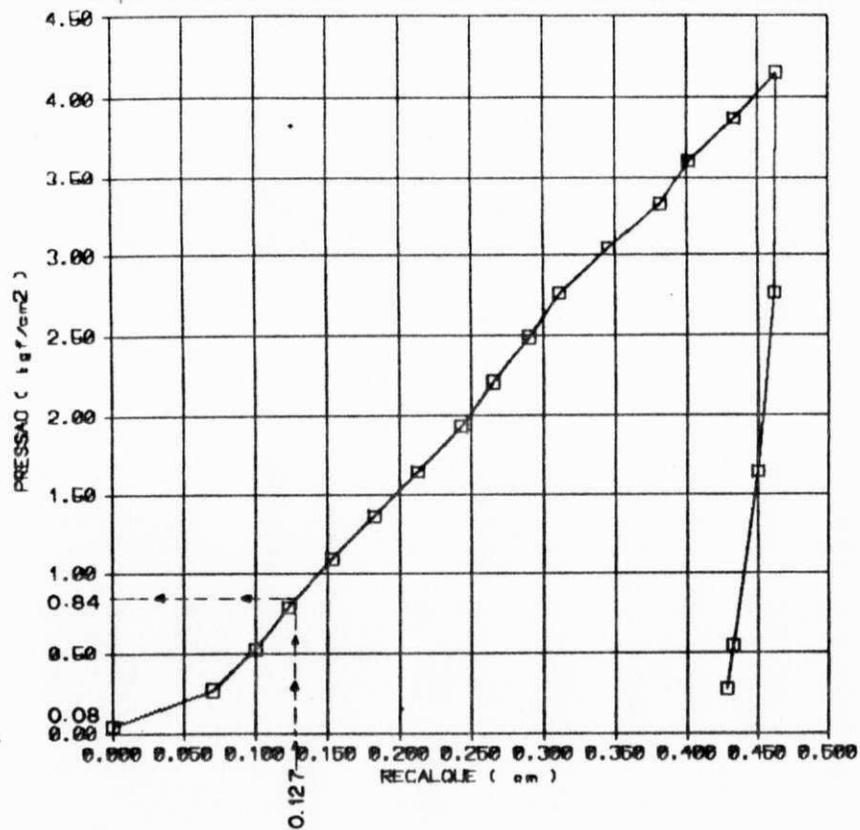
Fig. 90 - Ensaio nº PC9 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife- Furo 6 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,11 - 0,16}{0,127} = 7,48$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 7,48 = 5,3 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 53 \text{ MPa/m}$$

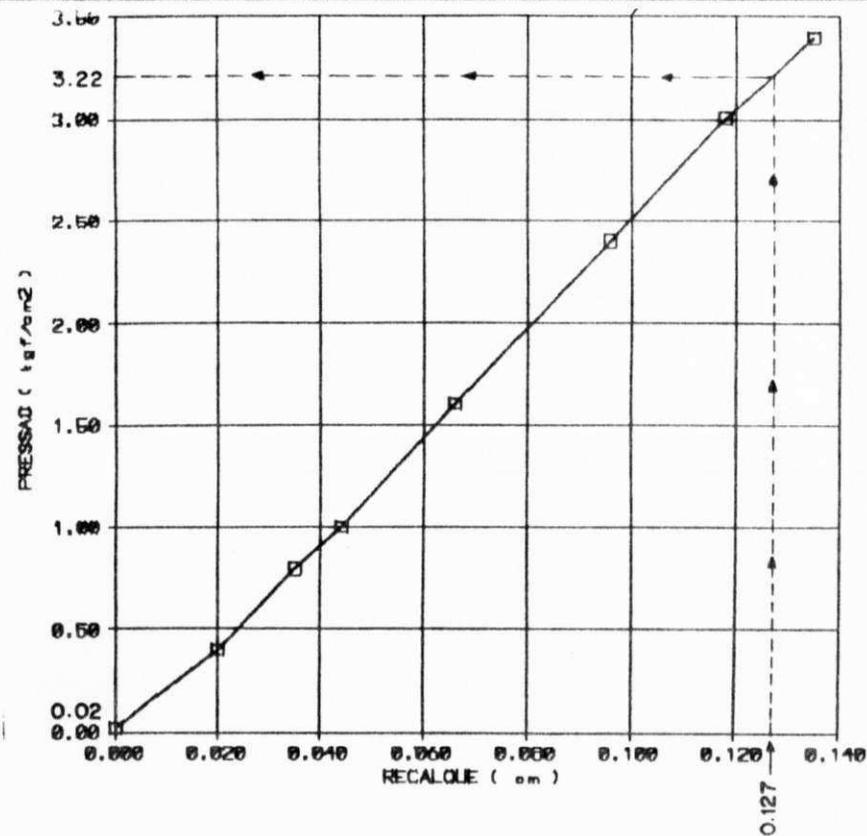
Fig- 91 - Ensaio nº PC10 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 7 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{0,84 - 0,08}{0,127} = 5,98$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 5,98 = 4,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 42 \text{ MPa/m}$$

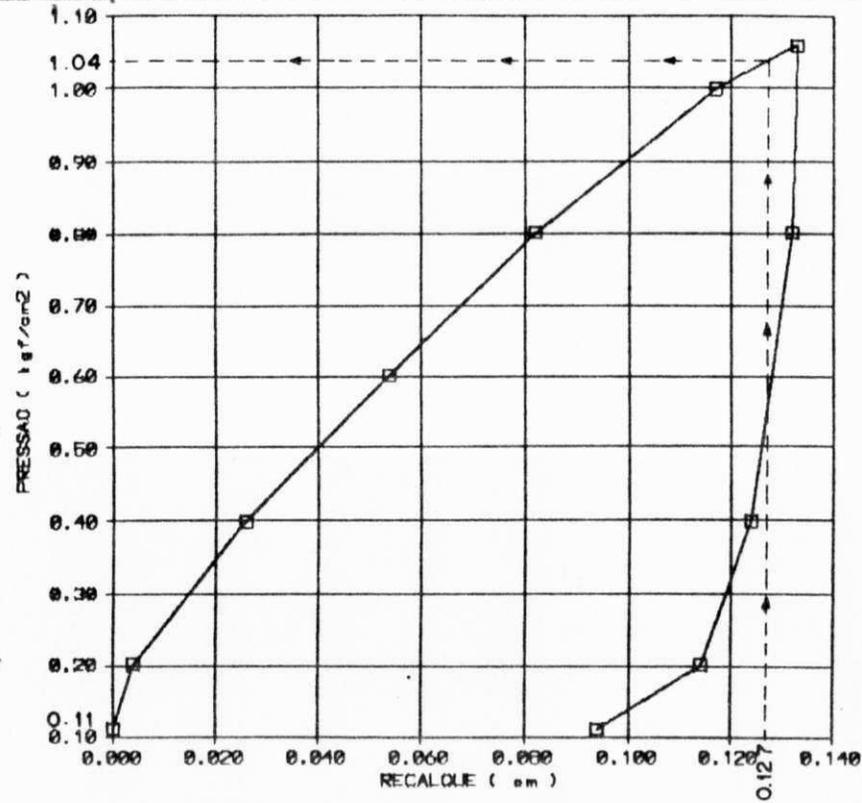
Fig. 92 - Ensaio nº PC11 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 9 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{3,22 - 0,02}{0,127} = 25,20$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 25,20 = 17,9 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 179 \text{ MPa/m}$$

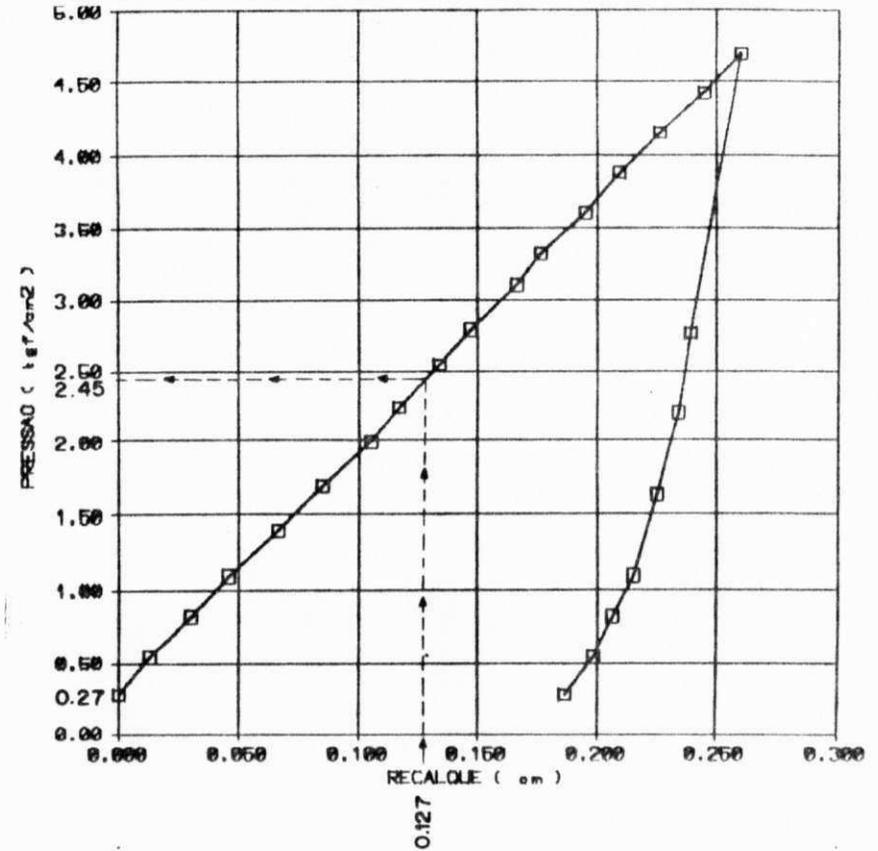
Fig. 93 - Ensaio nº PC12 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 9 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,04 - 0,11}{0,127} = 7,32$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 7,32 = 5,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 52 \text{ MPa/m}$$

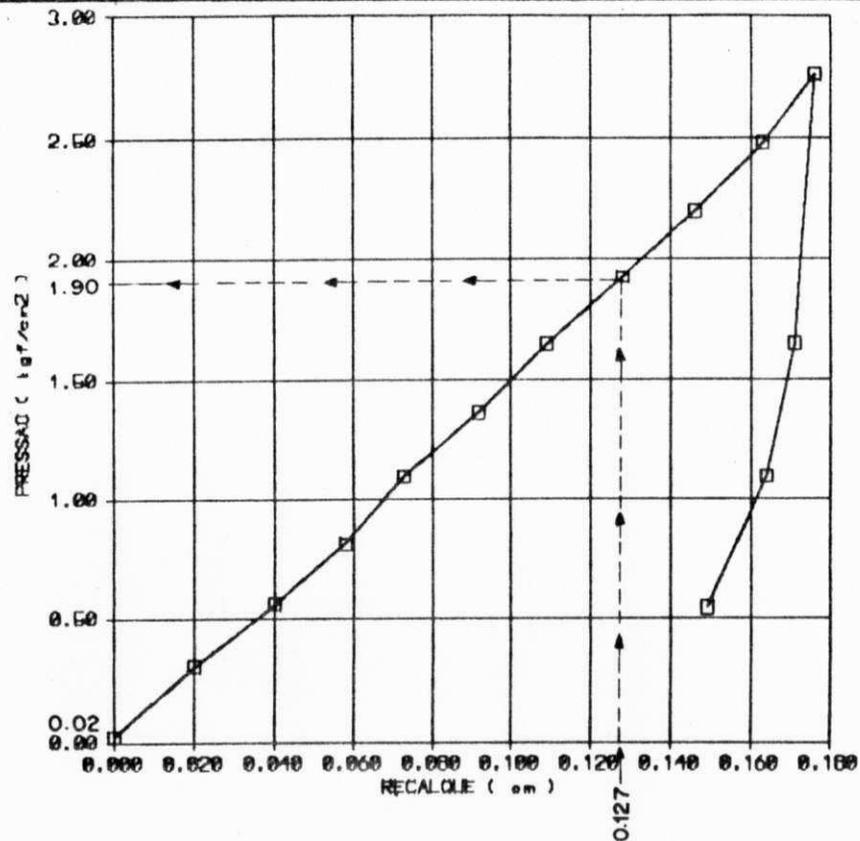
Fig. 94 - Ensaio nº PC13 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife (F9 + 15m) - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{2,45 - 0,27}{0,127} = 17,17$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 17,17 = 12,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 122 \text{ MPa/m}$$

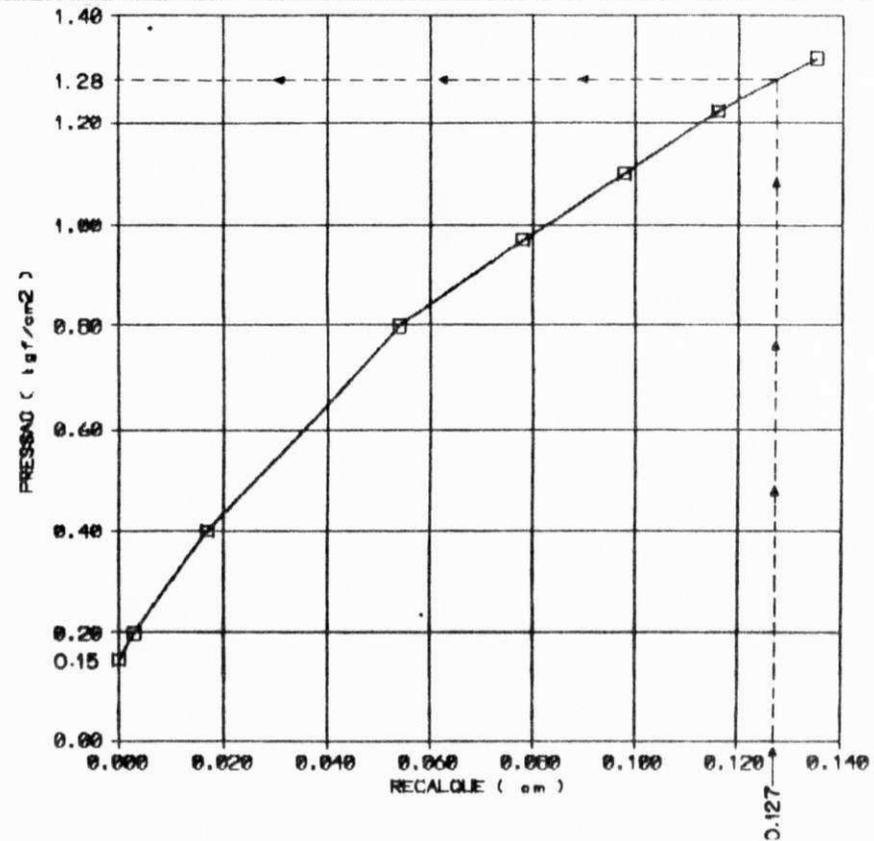
Fig. 95 - Ensaio nº PC14 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 13 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,90 - 0,02}{0,127} = 14,80$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 14,80 = 10,5 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 105 \text{ MPa/m}$$

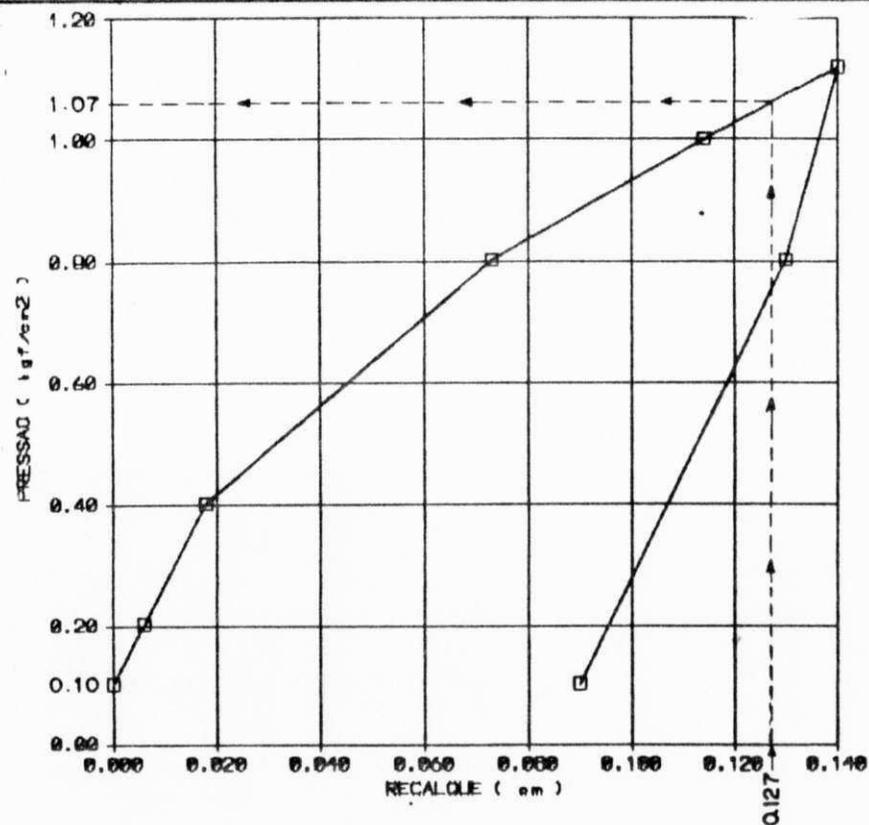
Fig. 96 - Ensaio nº PC15 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife- Furo 13 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,28 - 0,15}{0,127} = 8,90$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 8,90 = 6,3 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 63 \text{ MPa/m}$$

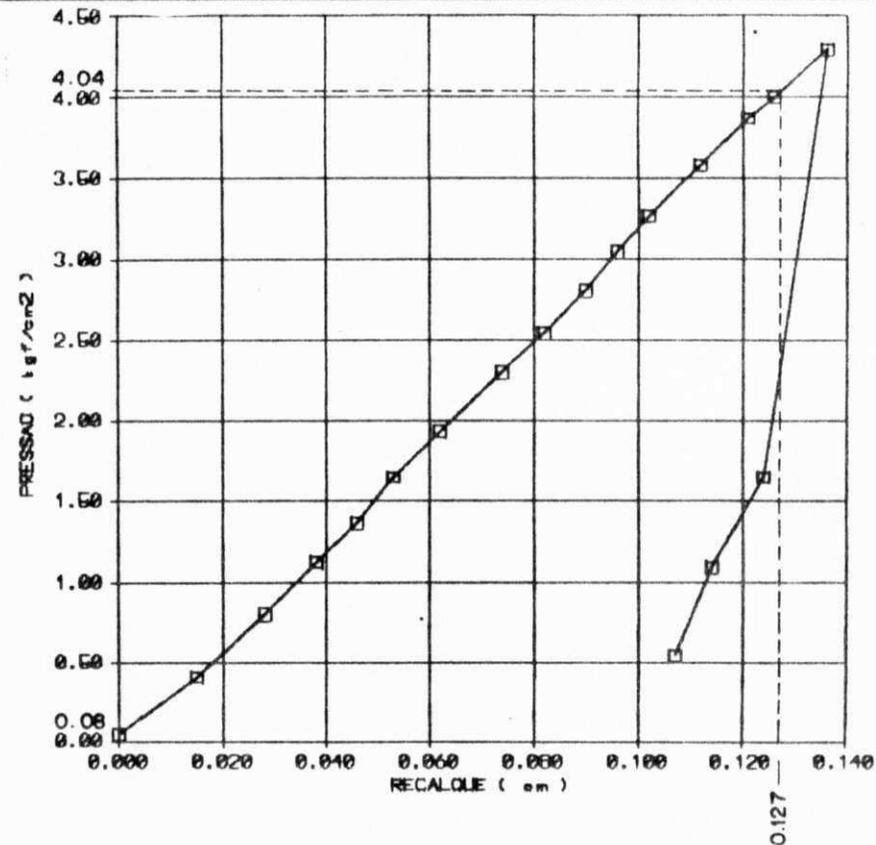
Fig- 97 - Ensaio nº PC16 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 14 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,07 - 0,10}{0,127} = 7,64$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 7,64 = 5,4 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 54 \text{ MPa/m}$$

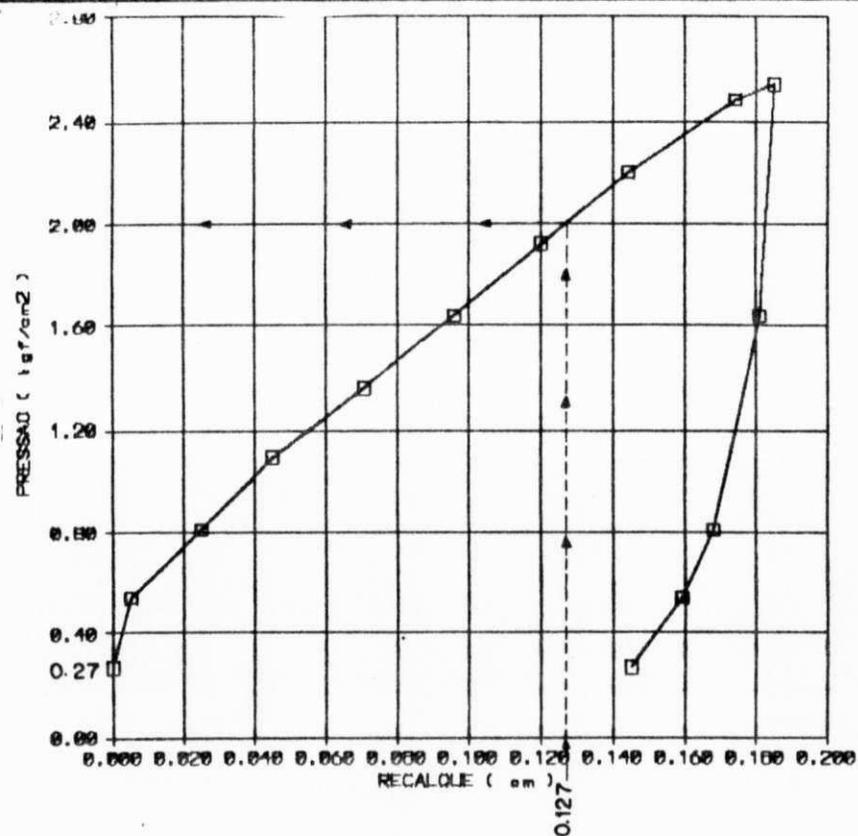
Fig. 98 - Ensaio nº PC17 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 14 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{4,04 - 0,08}{0,127} = 31,18$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 31,18 = 22,1 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 221 \text{ MPa/m}$$

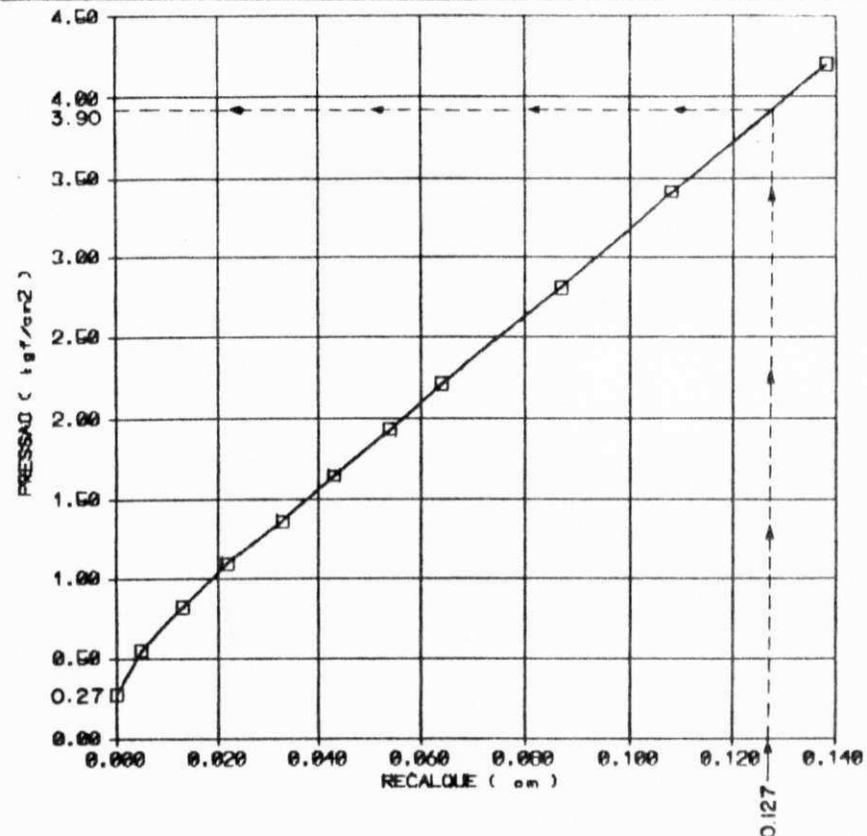
Fig. 99 - Ensaio nº PC18 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 16 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{2,00 - 0,27}{0,127} = 13,62$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 13,62 = 9,7 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 97 \text{ MPa/m}$$

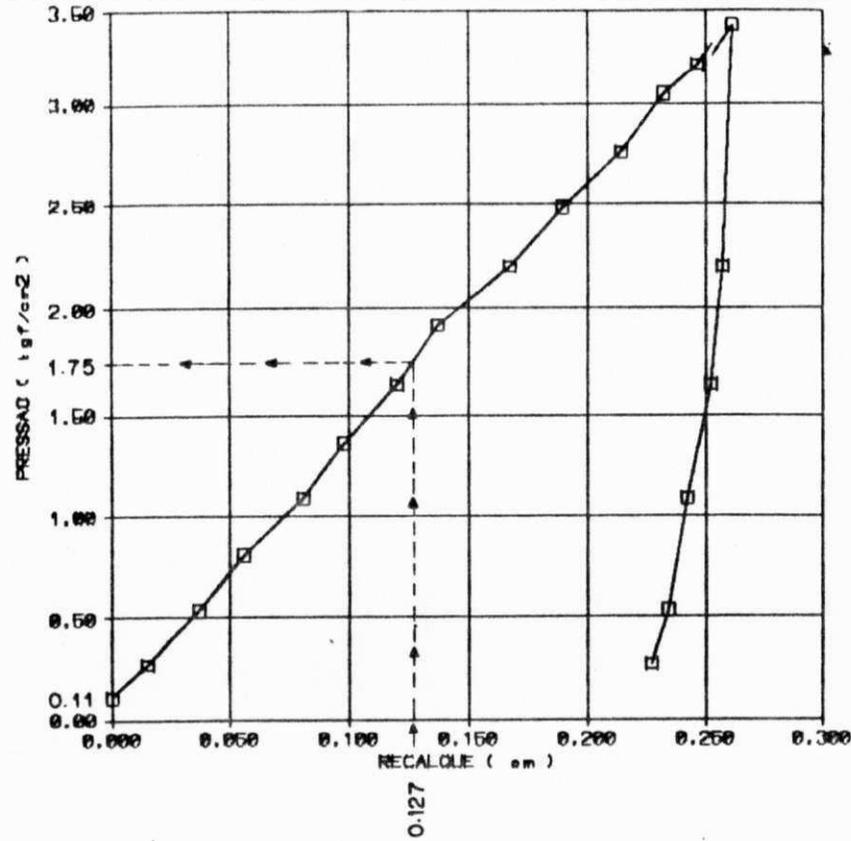
Fig. 100 - Ensaio nº PC19 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 22 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{3,90 - 0,27}{0,127} = 28,58$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 28,58 = 20,3 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 203 \text{ MPa/m}$$

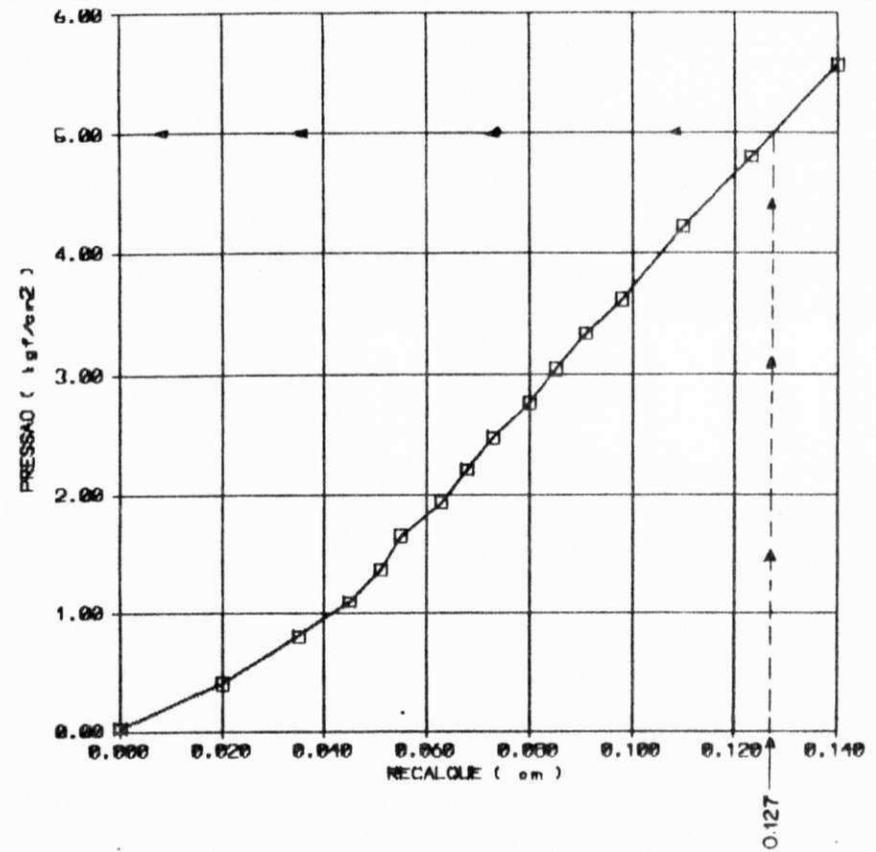
Fig. 101 - Ensaio nº PC20 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 22 - Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,75 - 0,11}{0,127} = 12,91$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 12,91 = 9,2 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 92 \text{ MPa/m}$$

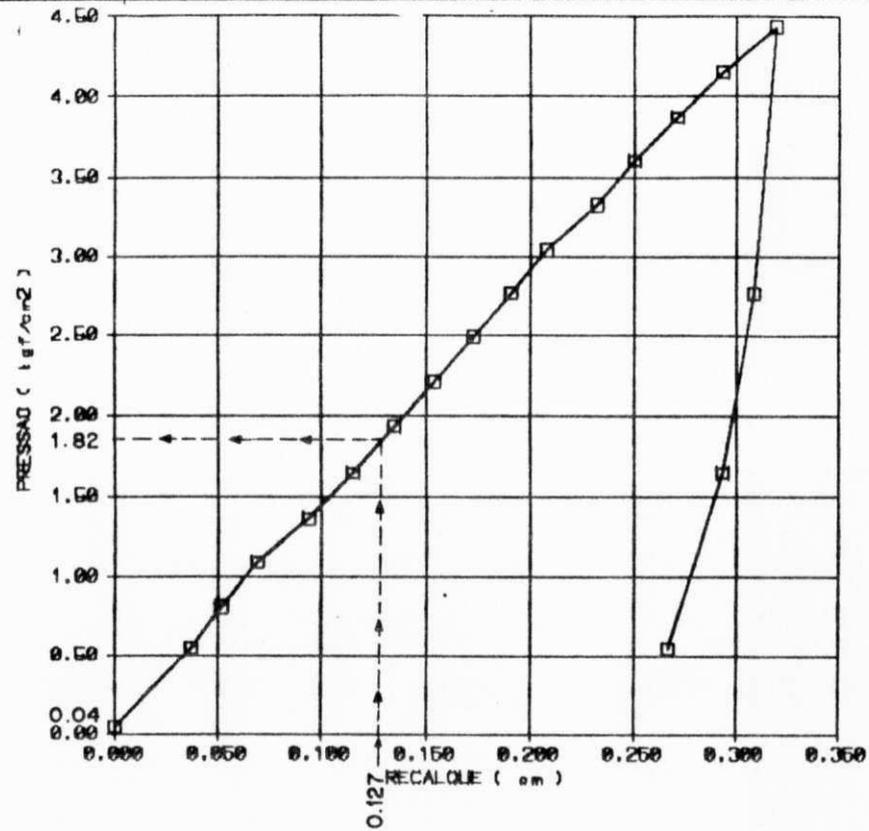
Fig. 102 - Ensaio nº PC21 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 23 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{5,00 - 0,00}{0,127} = 39,37$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 39,37 = 28,0 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 280 \text{ MPa/m}$$

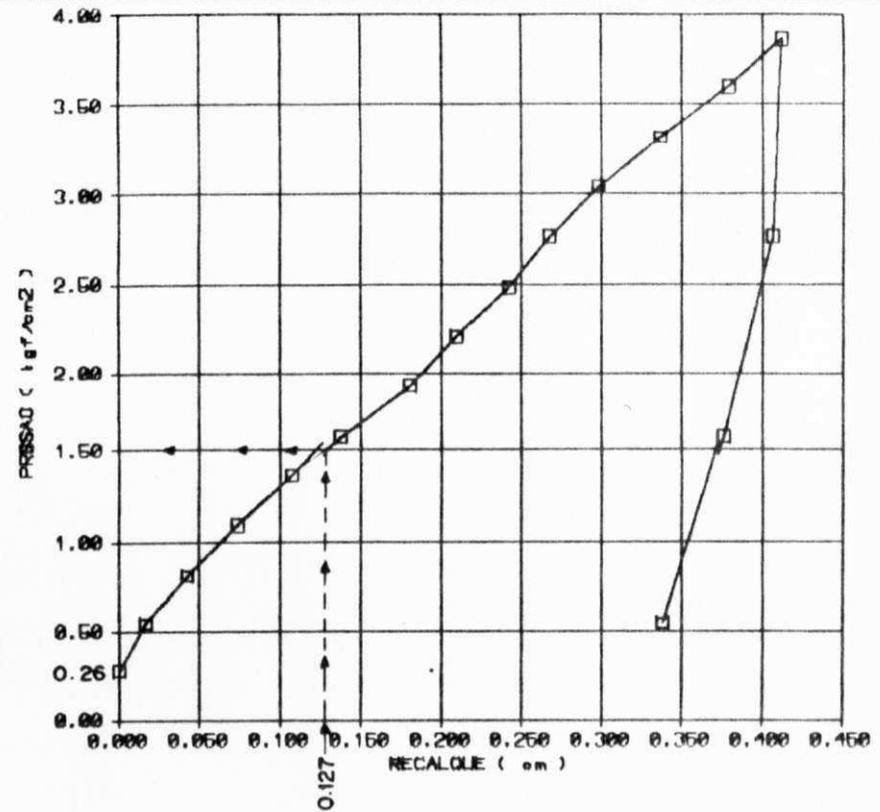
Fig. 103 - Ensaio nº PC22 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 23 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,82 - 0,04}{0,127} = 14,02$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 14,02 = 10,0 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 100 \text{ MPa/m}$$

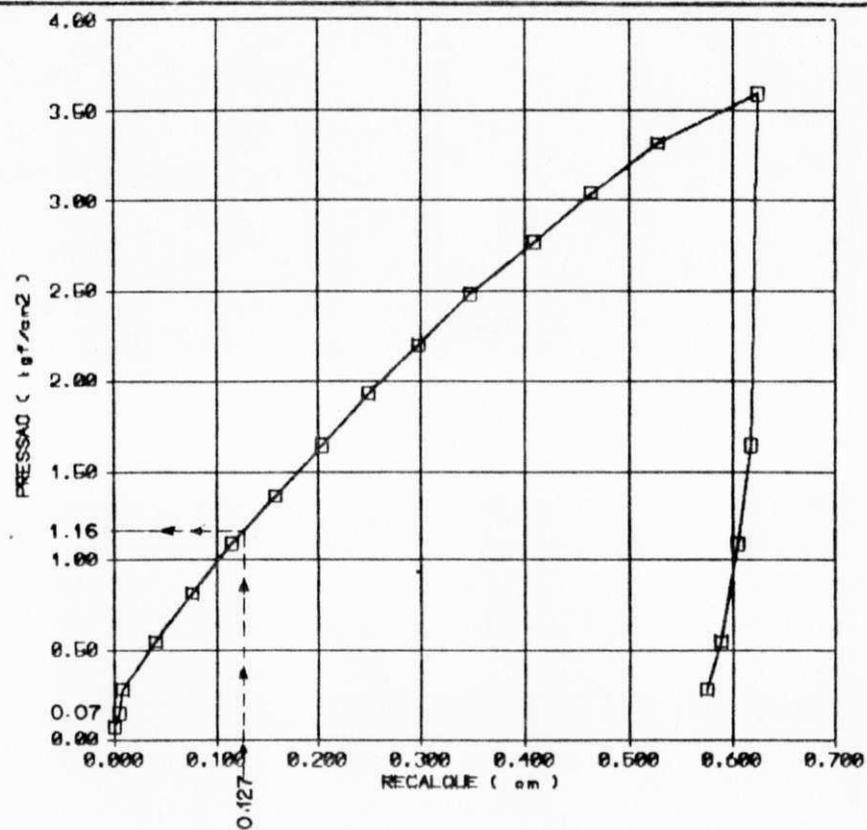
Fig. 104 - Ensaio nº PC23 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 27 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,50 - 0,26}{0,127} = 9,76$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 9,76 = 6,9 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 69 \text{ MPa/m}$$

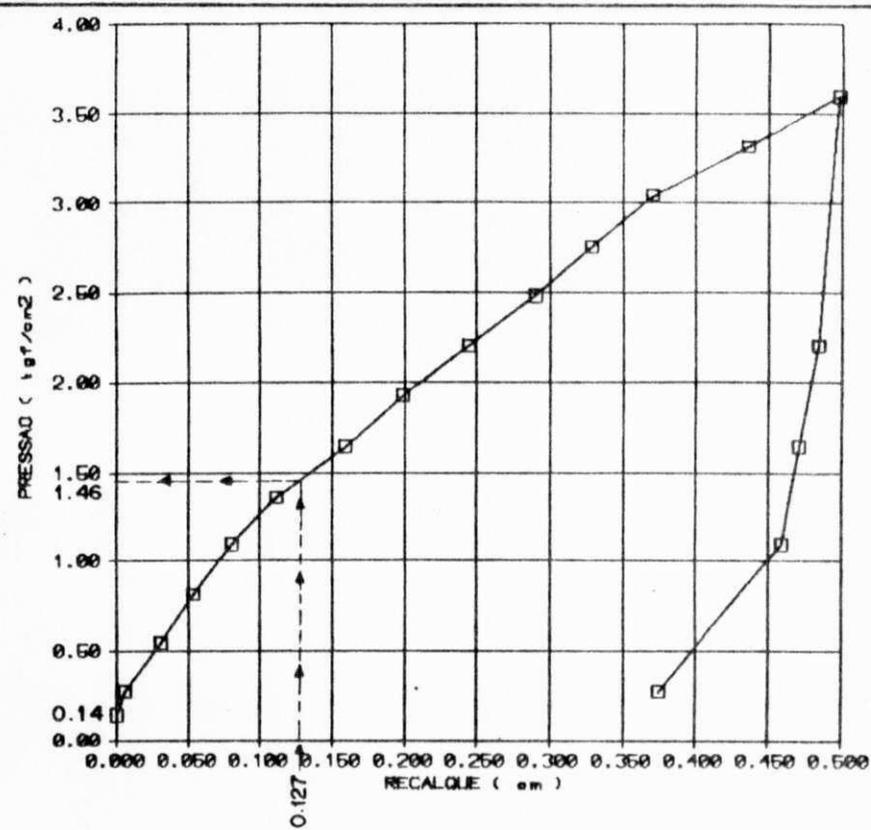
Fig. 105 - Ensaio nº PC24 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 27 Subleito - Profundidade = 0,90m



$$k' = \frac{1,16 - 0,07}{0,127} = 8,58$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 8,58 = 6,1 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 61 \text{ MPa/m}$$

Fig. 106 - Ensaio nº PC25 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 28 - Topo da Sub-base - Profundidade = 0,50m



$$k' = \frac{1,46 - 0,14}{0,127} = 10,39$$

$$k = Fc \times k' = 0,71 \times 10,39 = 7,4 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 74 \text{ MPa/m}$$

Fig. 107 - Ensaio nº PC26 - Prova de Carga Sobre Placas - Av. Recife - Furo 28 Subleito - Profundidade = 0,90m

ANEXO 2

CURVAS DOS ENSAIOS CBR "IN SITU"

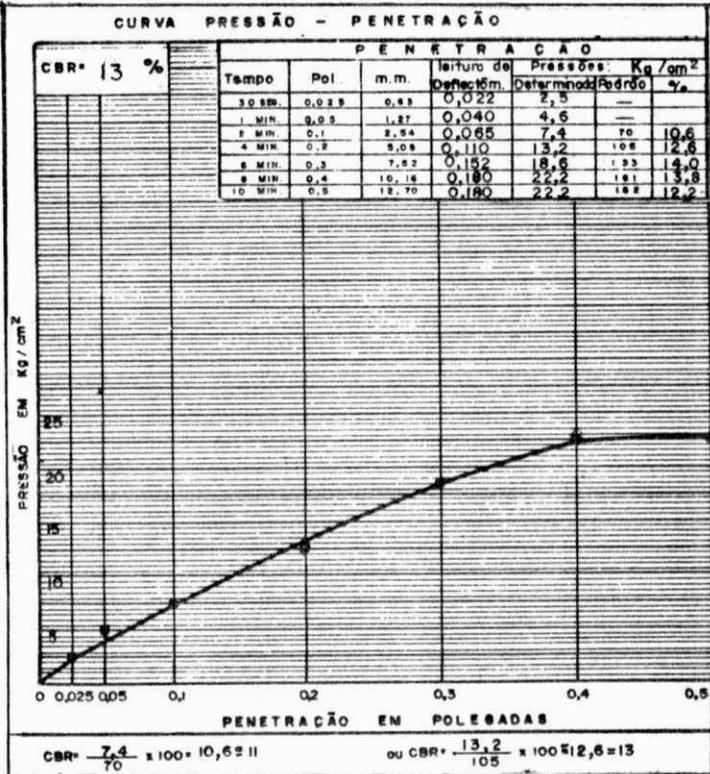


Fig. 108 - Ensaio nº CBR1 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 1) - Profundidade = 0,50m

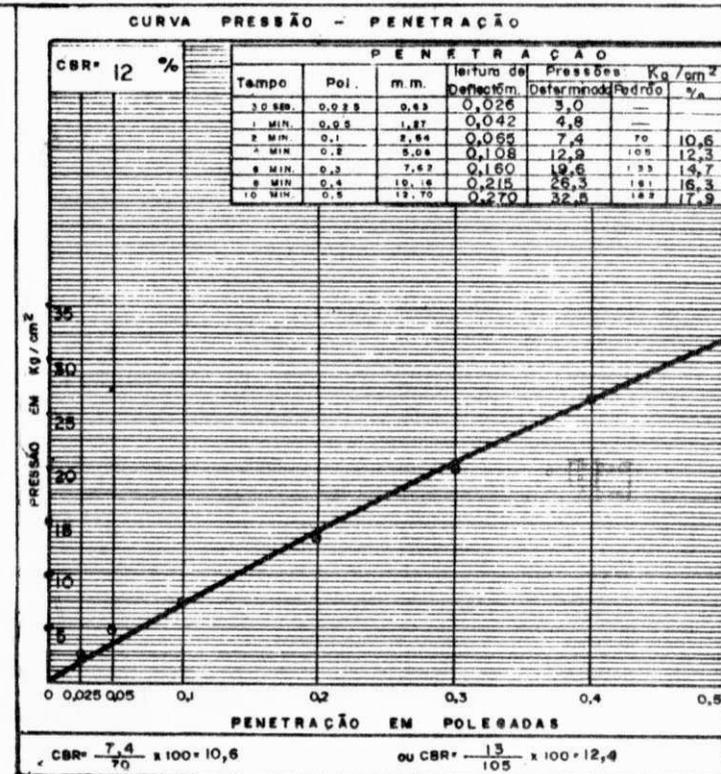


Fig. 109 - Ensaio nº CBR2 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 3) - Profundidade = 0,50m

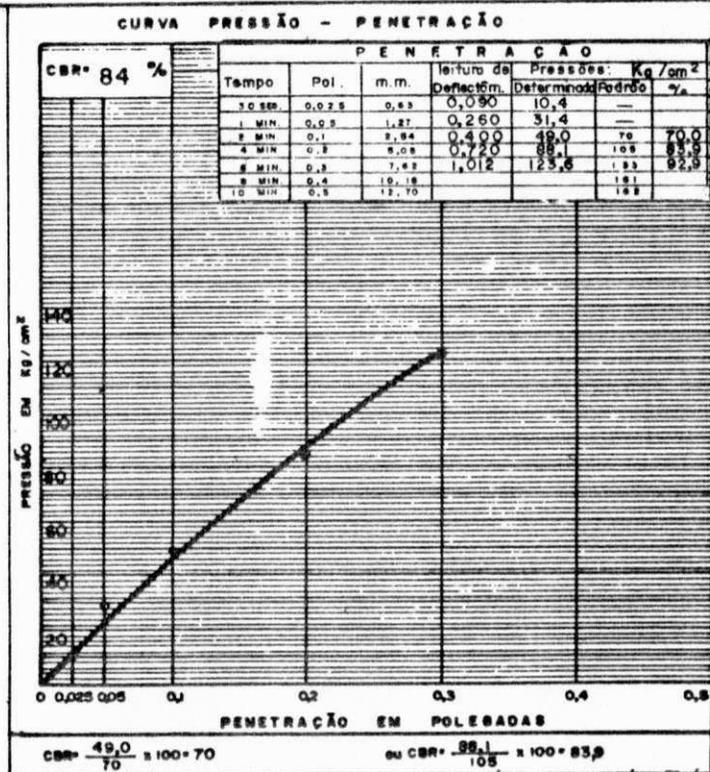


Fig. 110 - Ensaio nº CBR3 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 4) Profundidade = 0,50m

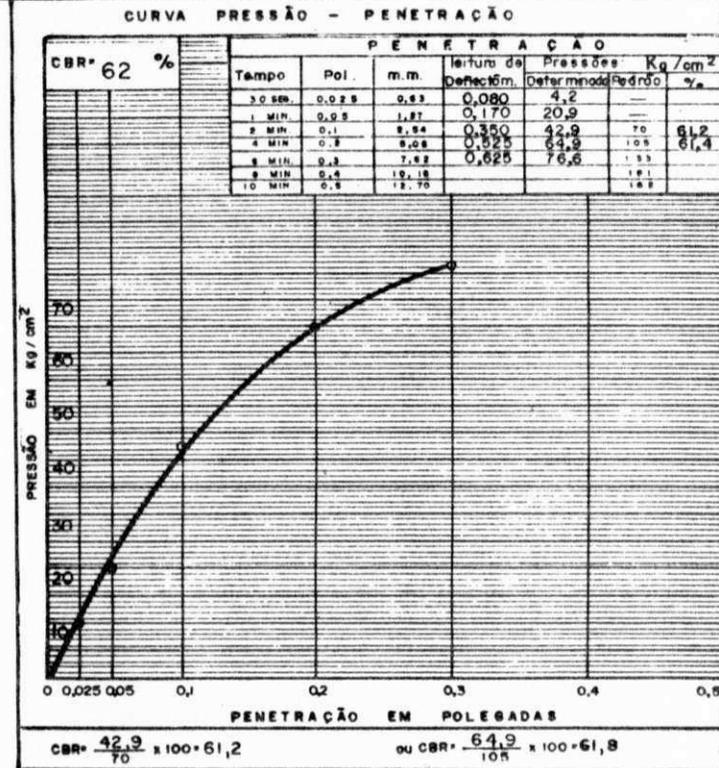


Fig. 111 - Ensaio nº CBR4 - CBE "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 4+5) Profundidade = 0,50m

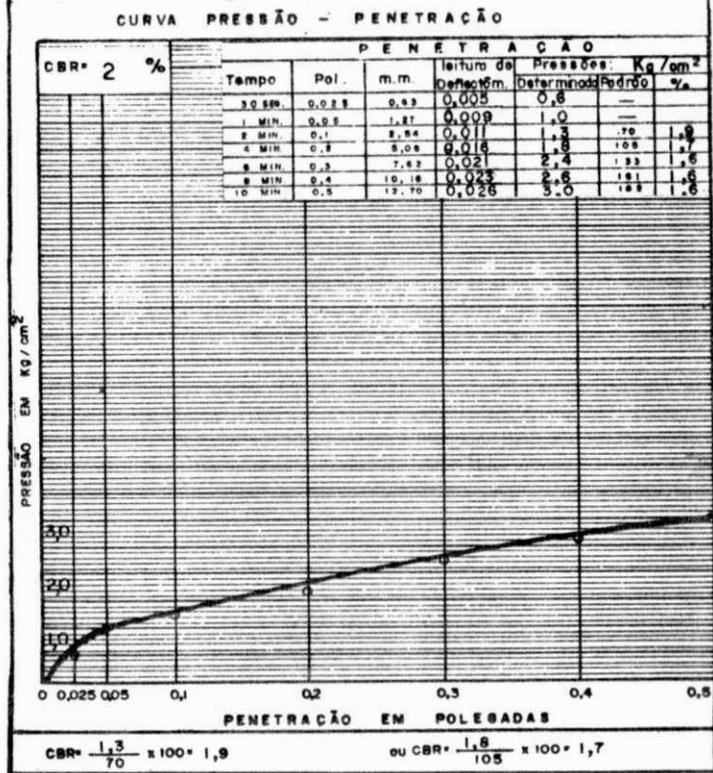


Fig. 112 - Ensaio nº CBR5 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 5) - Profundidade = 0,50m

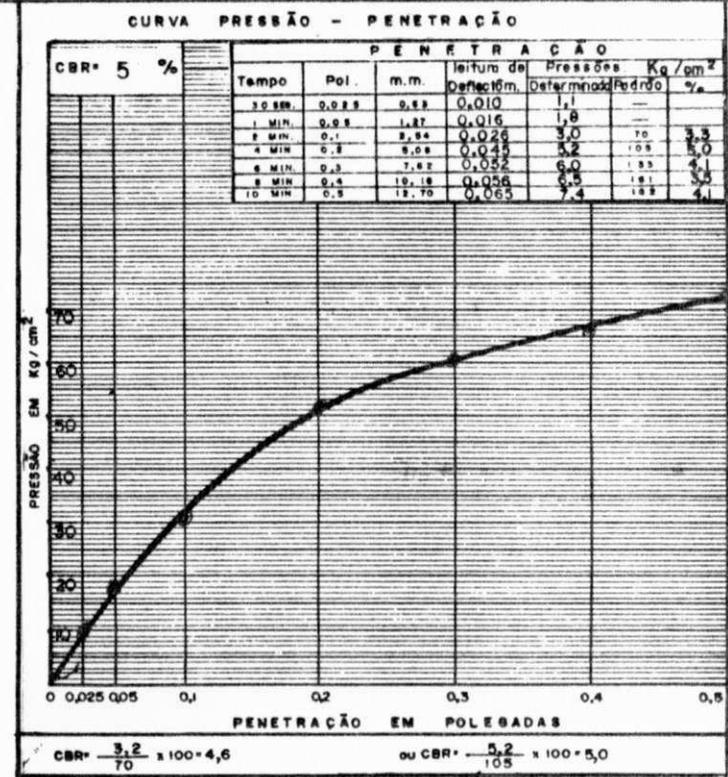


Fig. 113 - Ensaio nº CBR6 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 7) - Profundidade = 0,50m

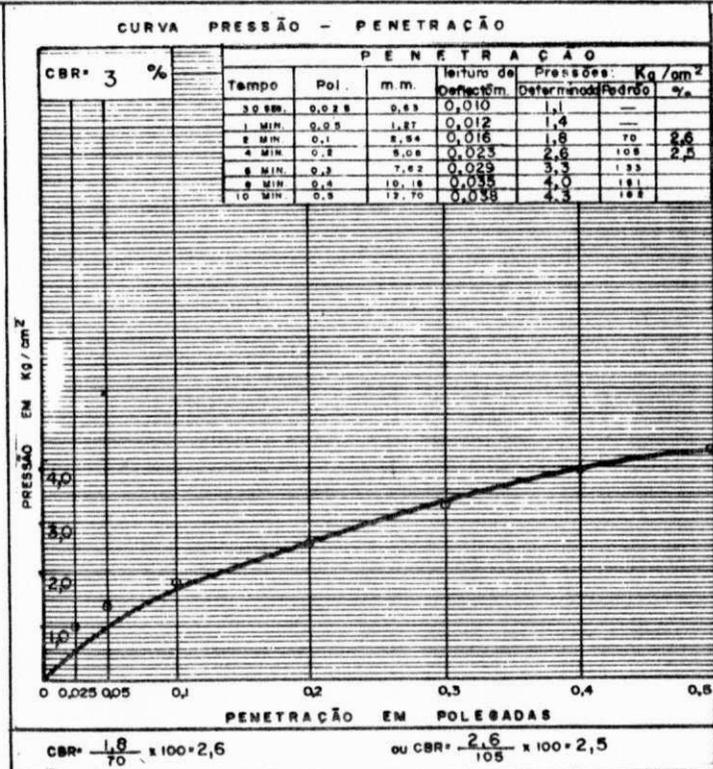


Fig. 114 - Ensaio nº CBR7 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 9) - Profundidade = 0,50m

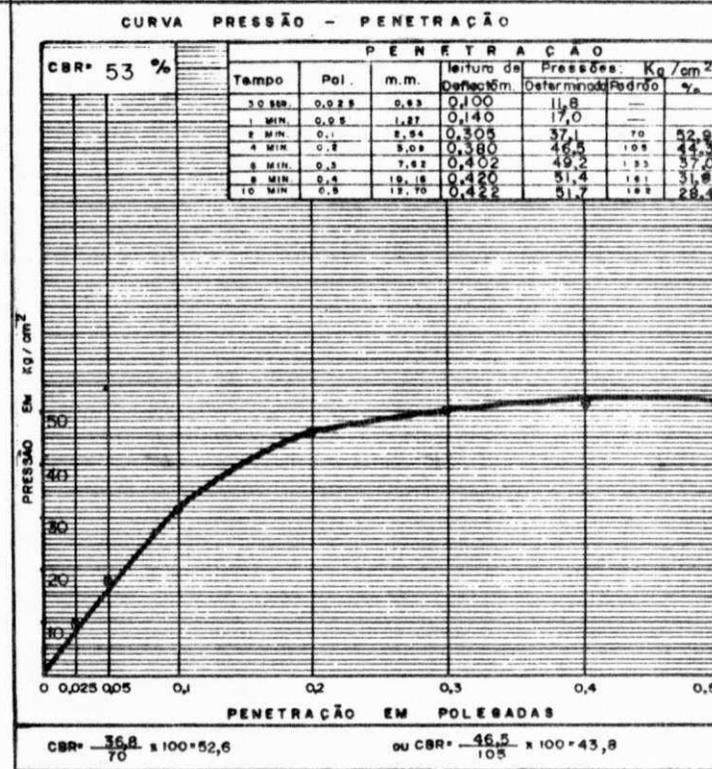


Fig. 115 - Ensaio nº CBR8 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 9-15) - Profundidade = 0,50m

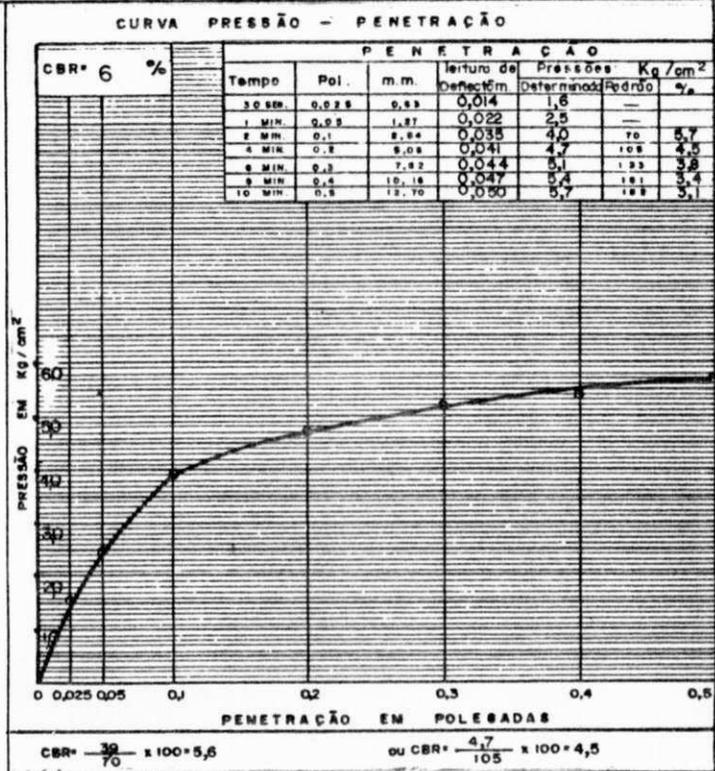


Fig. 116 - Ensaio nº CBR9 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 14) - Profundidade = 0,50m

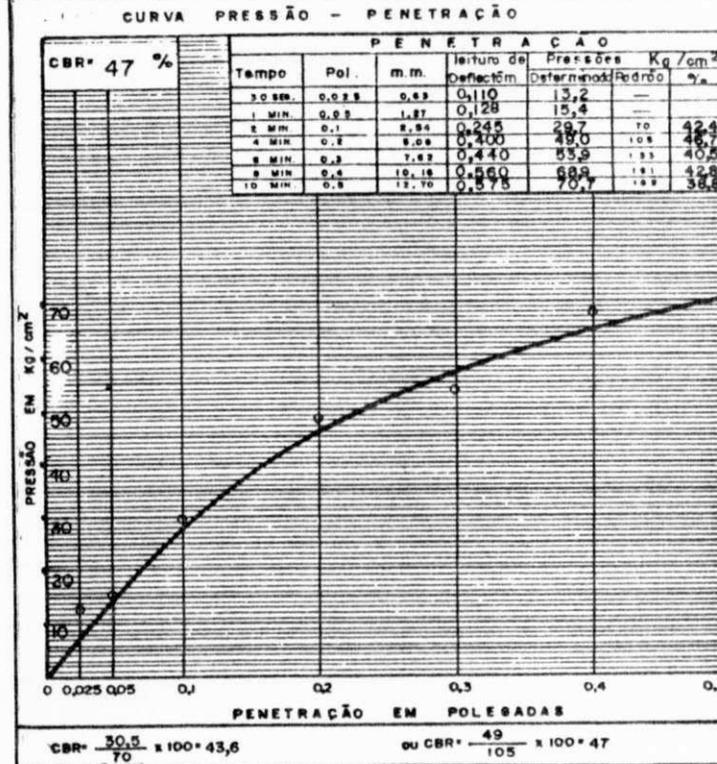


Fig. 117 - Ensaio nº CBR10 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Tpo da Sub-base
 (Furo 16) - Profundidade = 0,50m

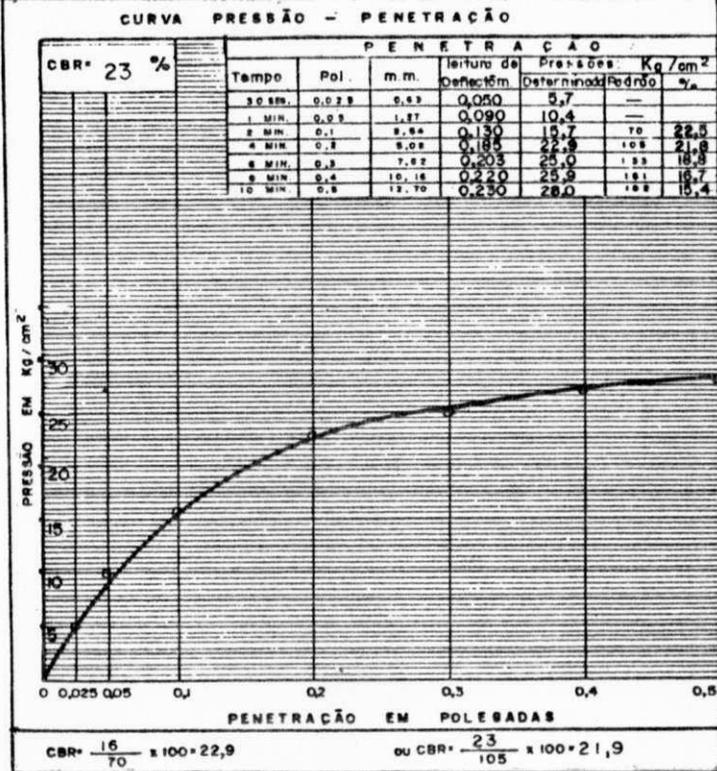


Fig. 118 - Ensaio nº CBR11 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 22) - Profundidade = 0,50m

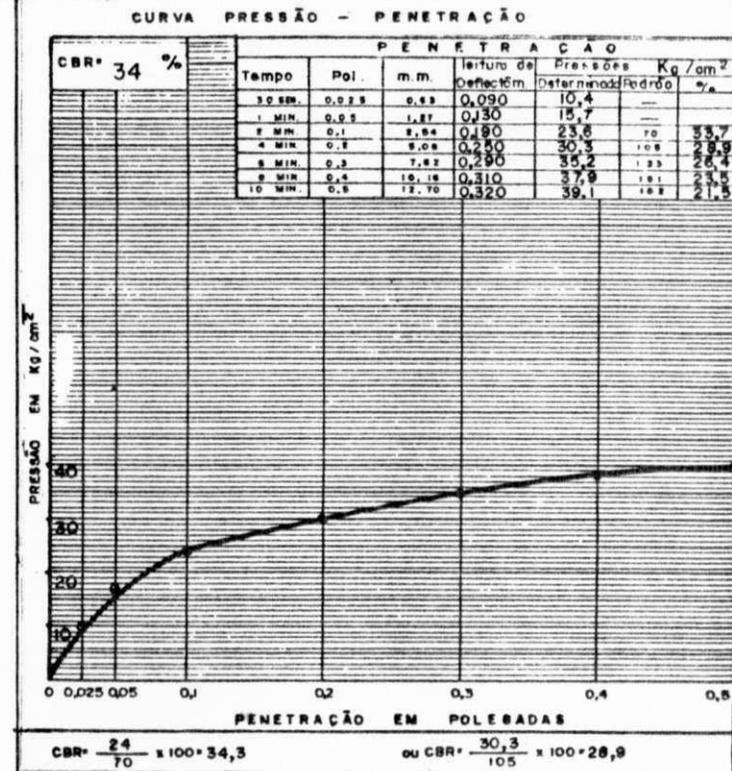


Fig. 119 - Ensaio nº CBR12 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 23) - Profundidade = 0,05m

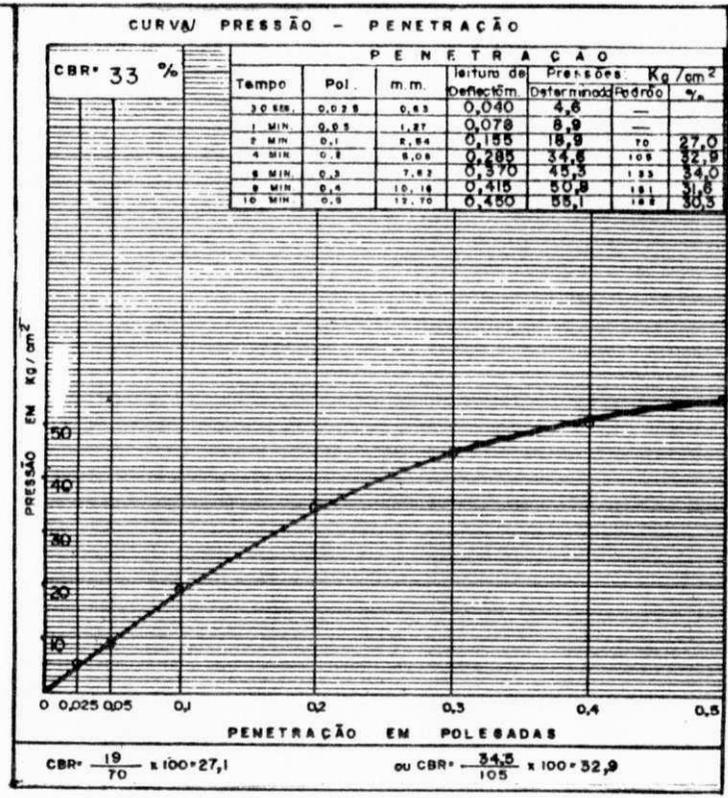


Fig. 120 - Ensaio nº CBR13 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 27) - Profundidade = 0,50m

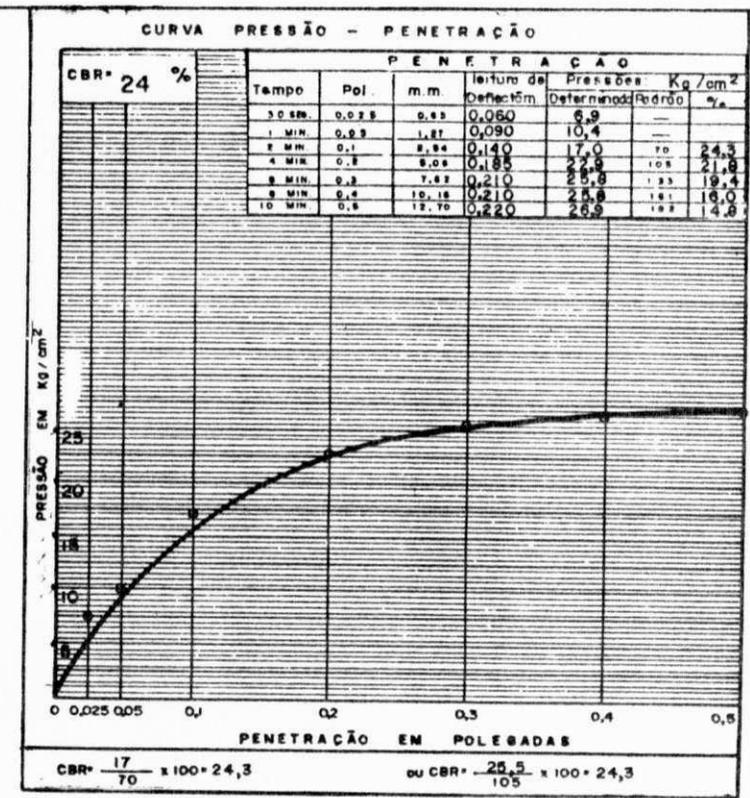


Fig. 121 - Ensaio nº CBR14 - CBR "In Situ"
 Av. Recife - Topo da Sub-base
 (Furo 28) - Profundidade = 0,50m

ANEXO 3

CURVAS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

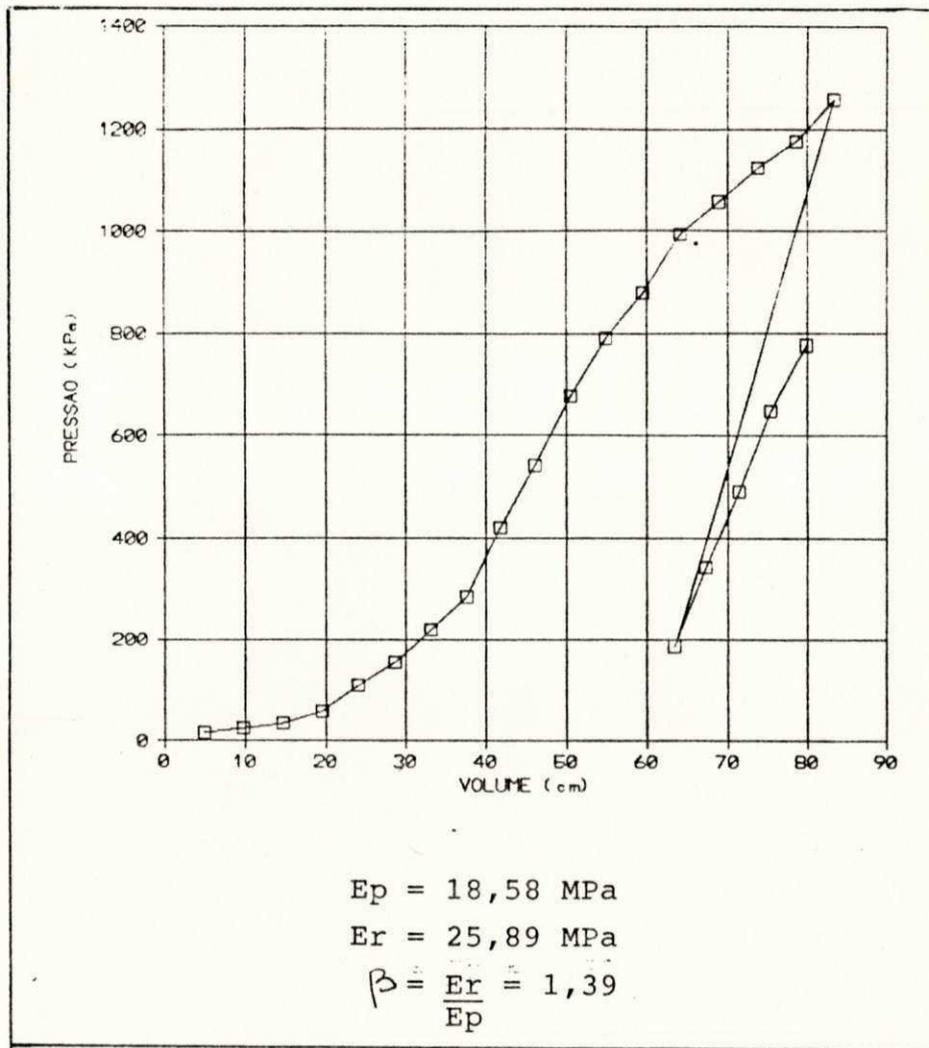


Fig. 122 - Ensaio nº P1 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 1 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

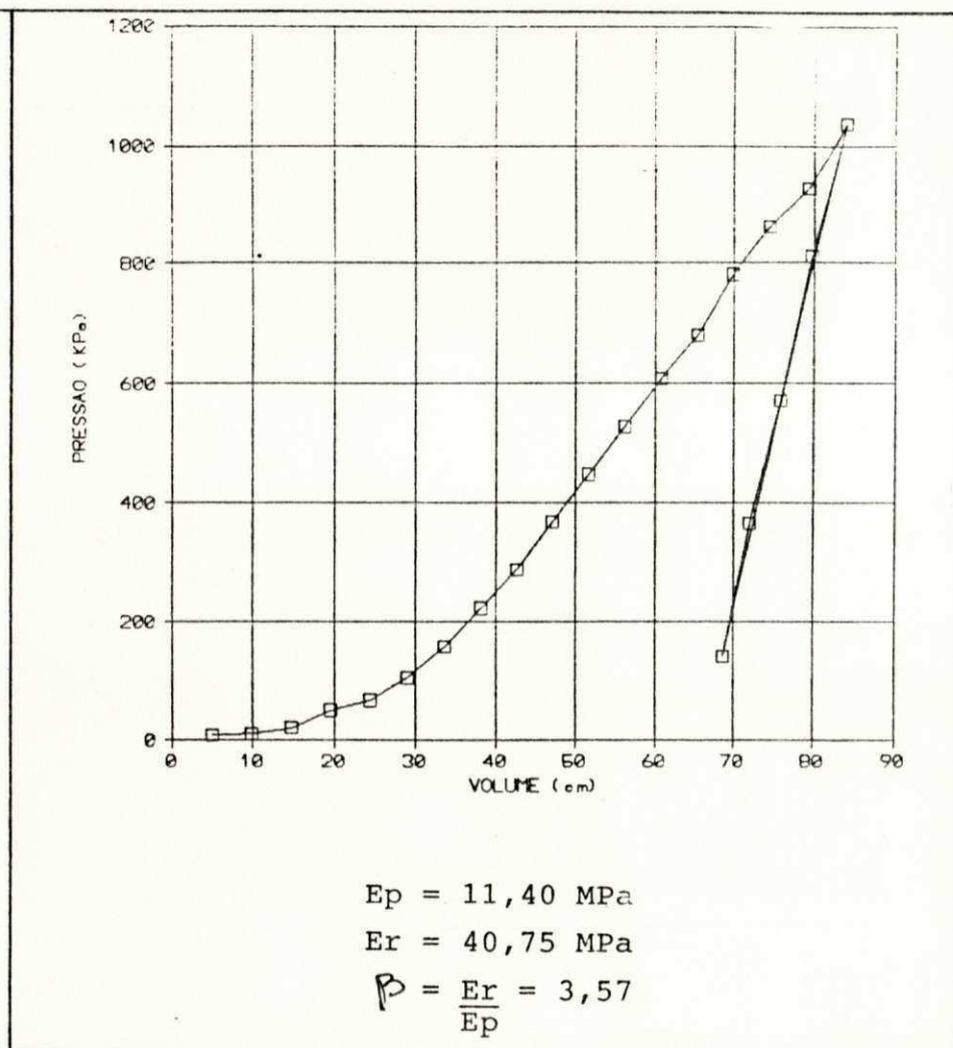
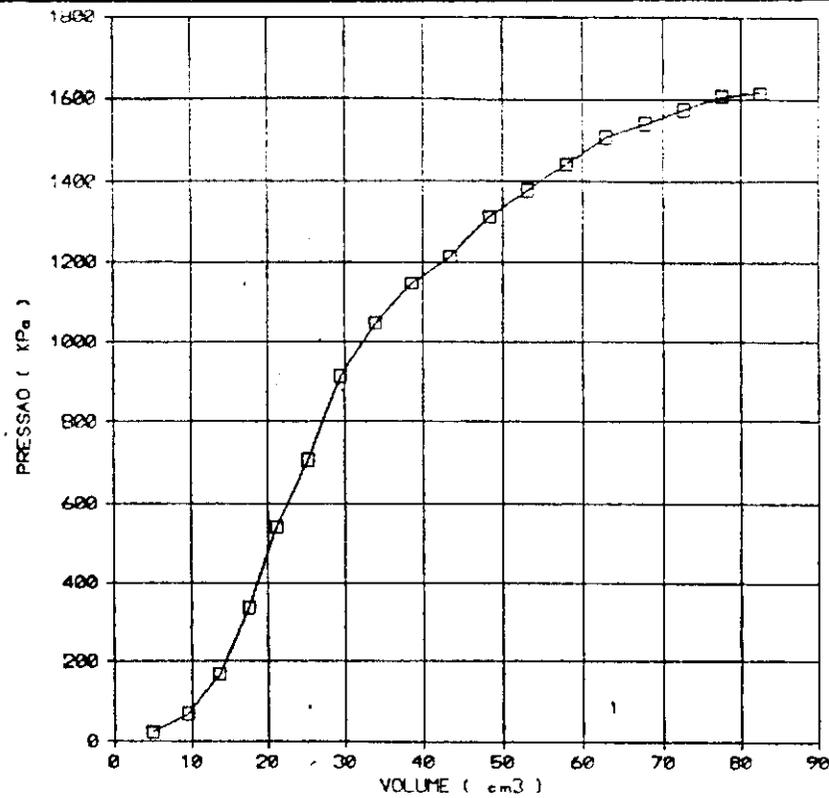
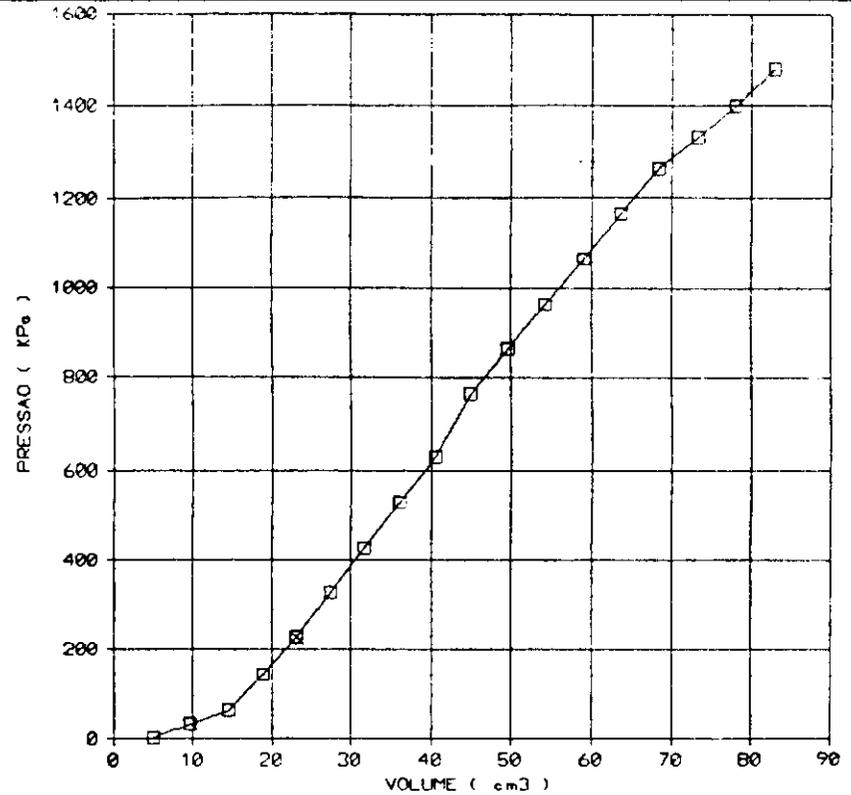


Fig. 123 - Ensaio nº P2 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 1 - Subleito
 Profundidade = 1,00m



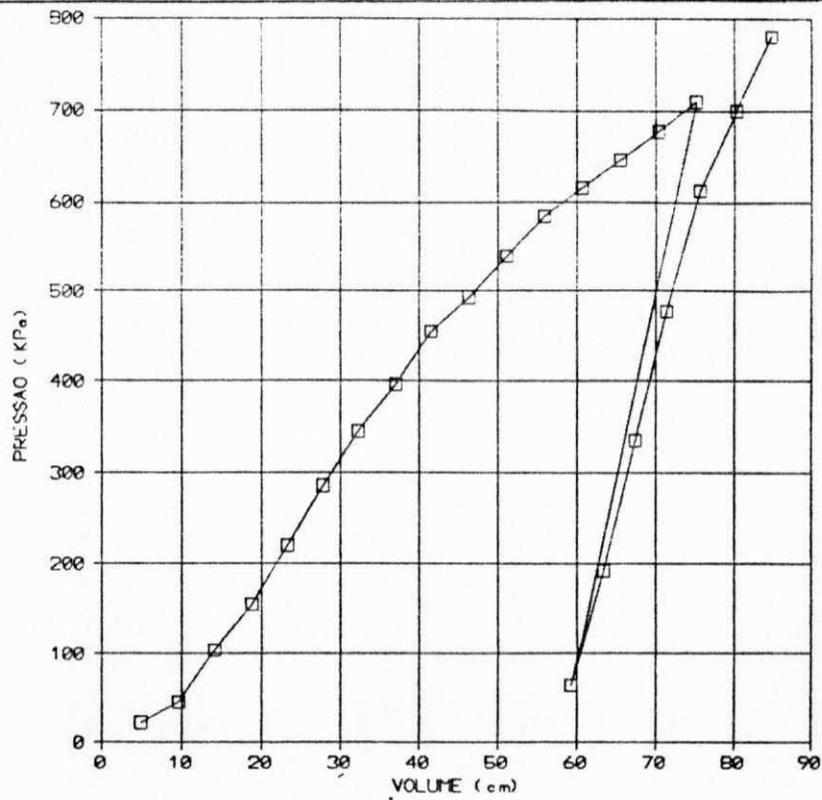
$E_p = 26,73 \text{ MPa}$

Fig. 124 - Ensaio nº P3 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 2 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m



$E_p = 14,41 \text{ MPa}$

Fig. 125 - Ensaio nº P4 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 2 - Subleito
 Profundidade = 1,00m

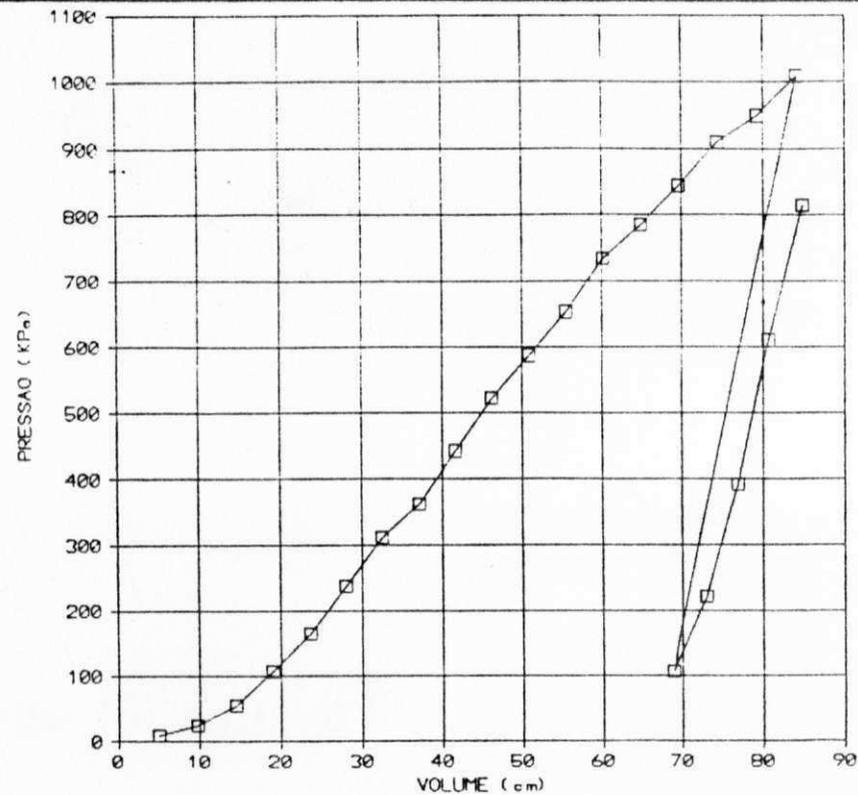


$$E_p = 7,68 \text{ MPa}$$

$$E_r = 23,27 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,03$$

Fig. 126 - Ensaio nº P5 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 3 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

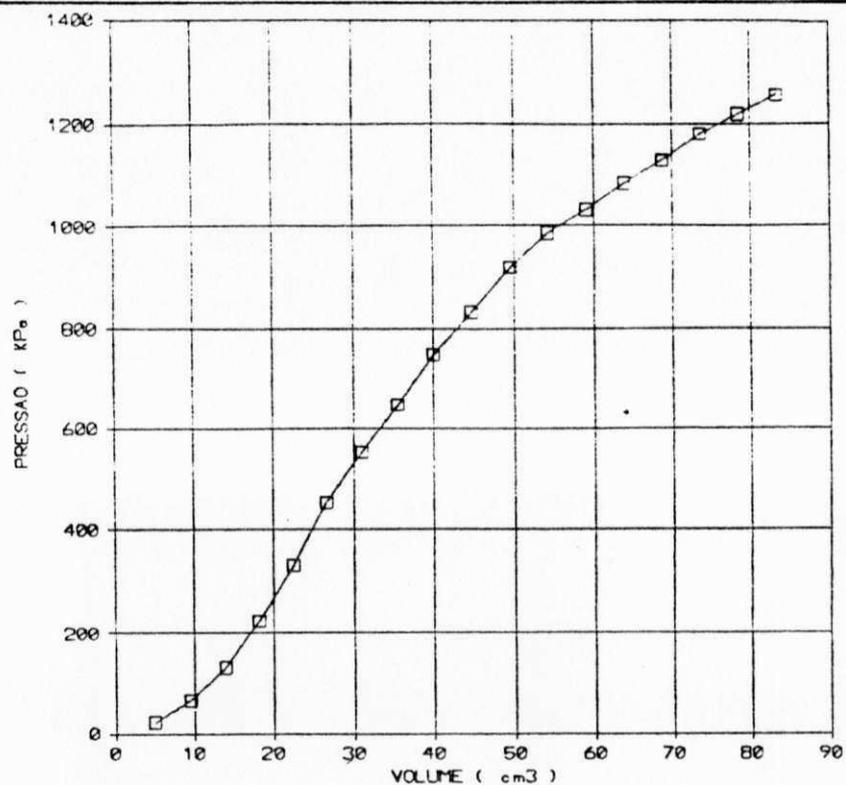


$$E_p = 10,28 \text{ MPa}$$

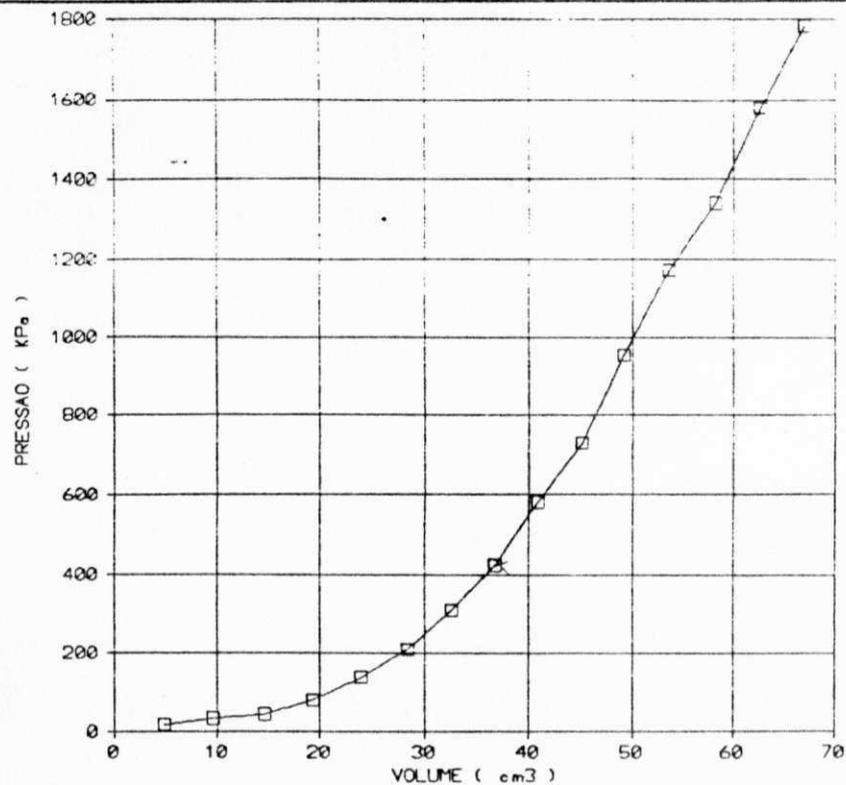
$$E_r = 36,25 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,03$$

Fig. 127 - Ensaio nº P6 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 3 - Subleito
Profundidade = 1,00m



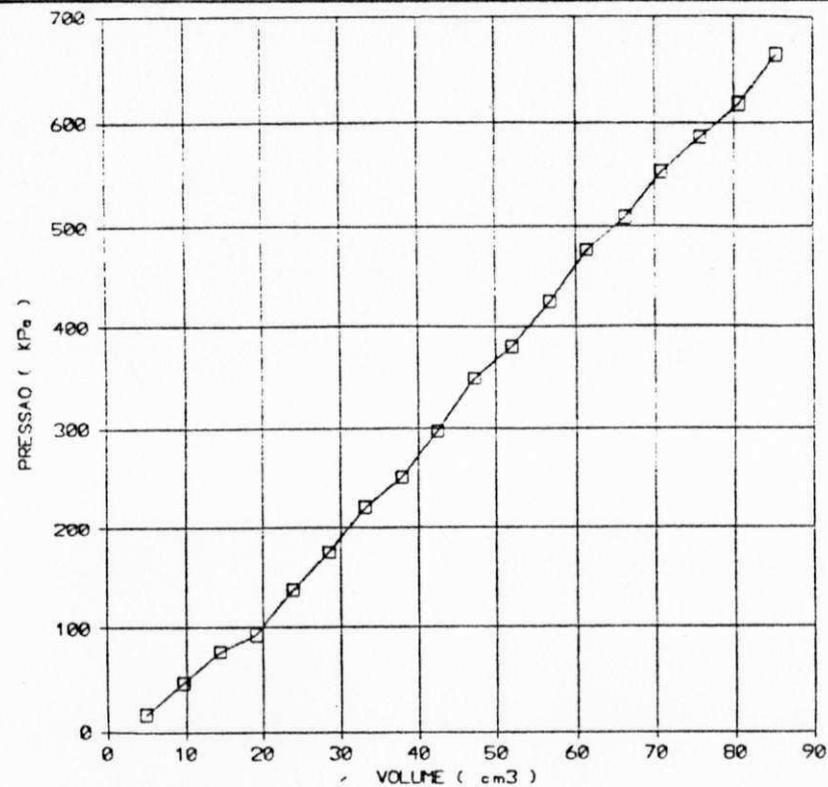
$E_p = 14,04 \text{ MPa}$



$E_p = 27,83 \text{ MPa}$

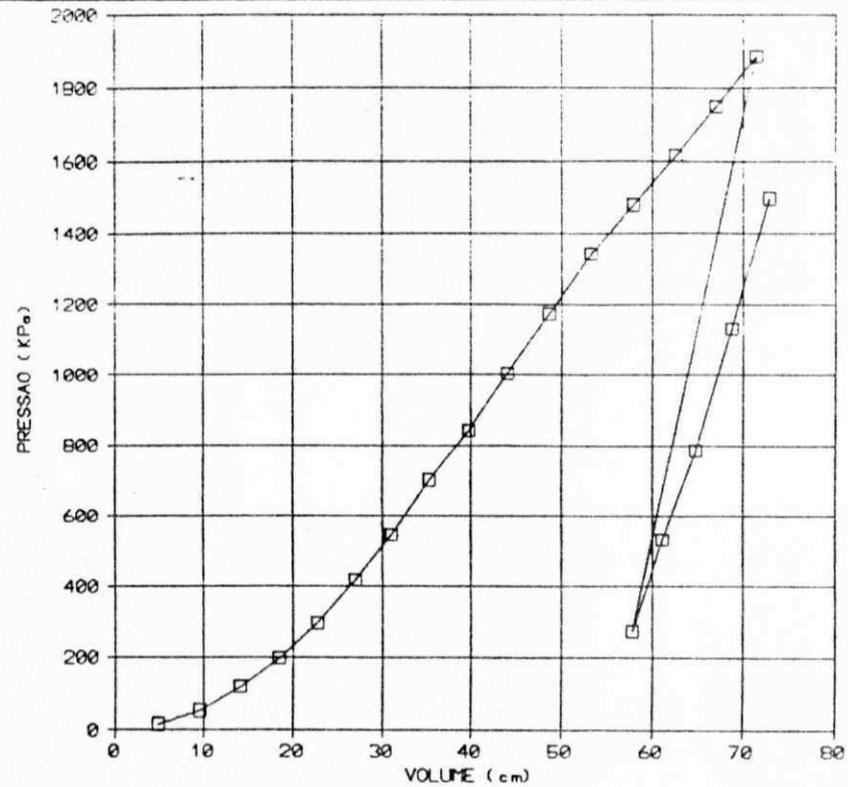
Fig. 128 - Ensaio nº P7 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 4 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 129 - Ensaio nº P8 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 4 - Subleito
Profundidade = 1,00m



$E_p = 5,40 \text{ MPa}$

Fig. 130 - Ensaio nº P9 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 5 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

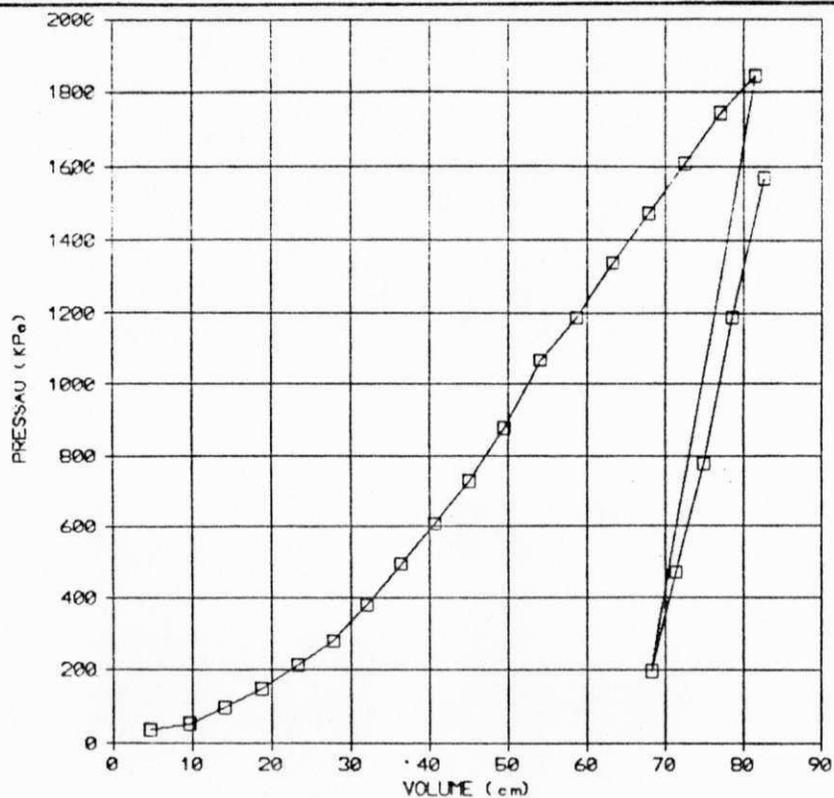


$E_p = 22,31 \text{ MPa}$

$E_r = 61,29 \text{ MPa}$

$\beta = 2,75$

Fig. 131 - Ensaio nº P10 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 5 - Subleito
Profundidade = 1,00m

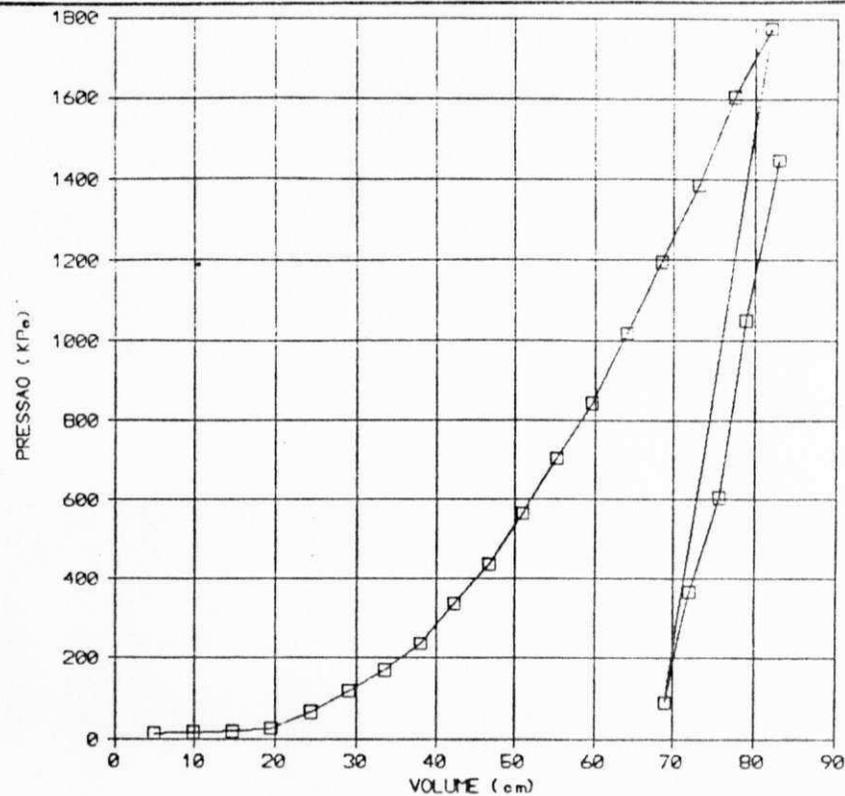


$E_p = 20,49 \text{ MPa}$

$E_r = 69,55 \text{ MPa}$

$\beta = 3,39$

Fig. 132 - Ensaio nº P11 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 6 - Sub-base
Profundidade = 0,60m



$E_p = 21,96 \text{ MPa}$

$E_r = 70,69 \text{ MPa}$

$\beta = 3,22$

Fig. 133 - Ensaio nº P12 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 6 - Subleito
Profundidade = 1,00m

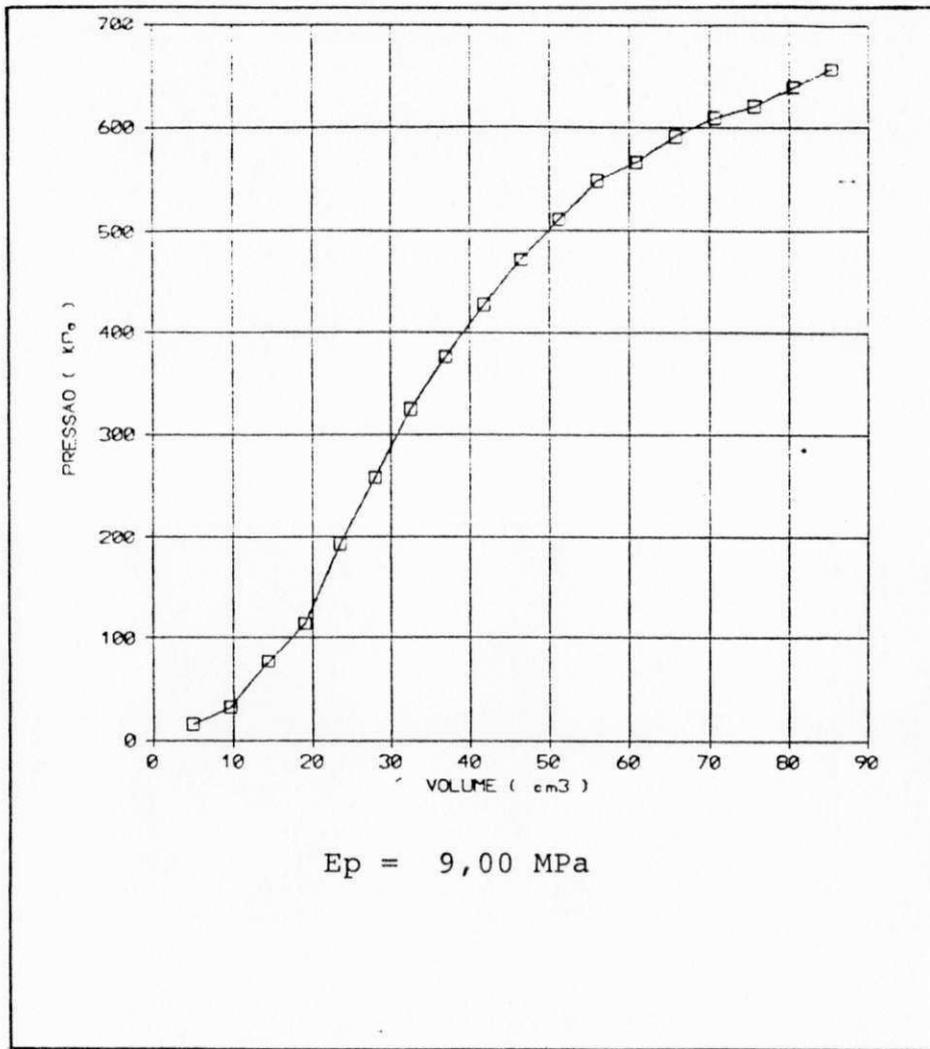


Fig. 134 - Ensaio nº P13 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 7 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

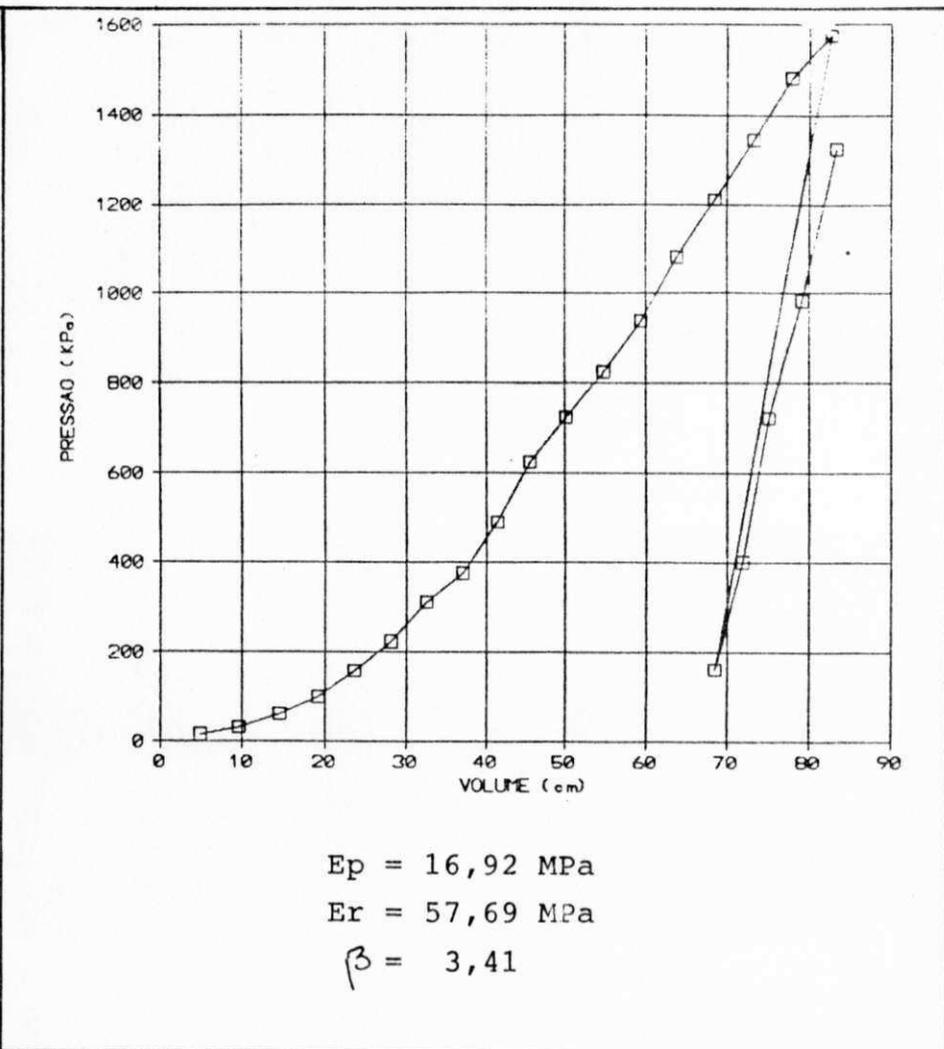
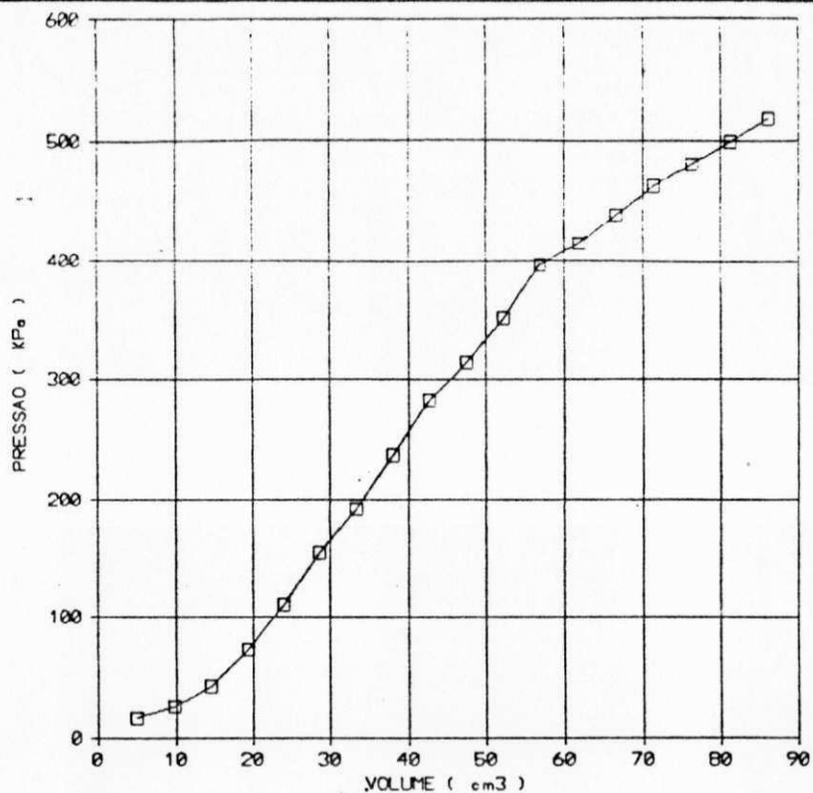
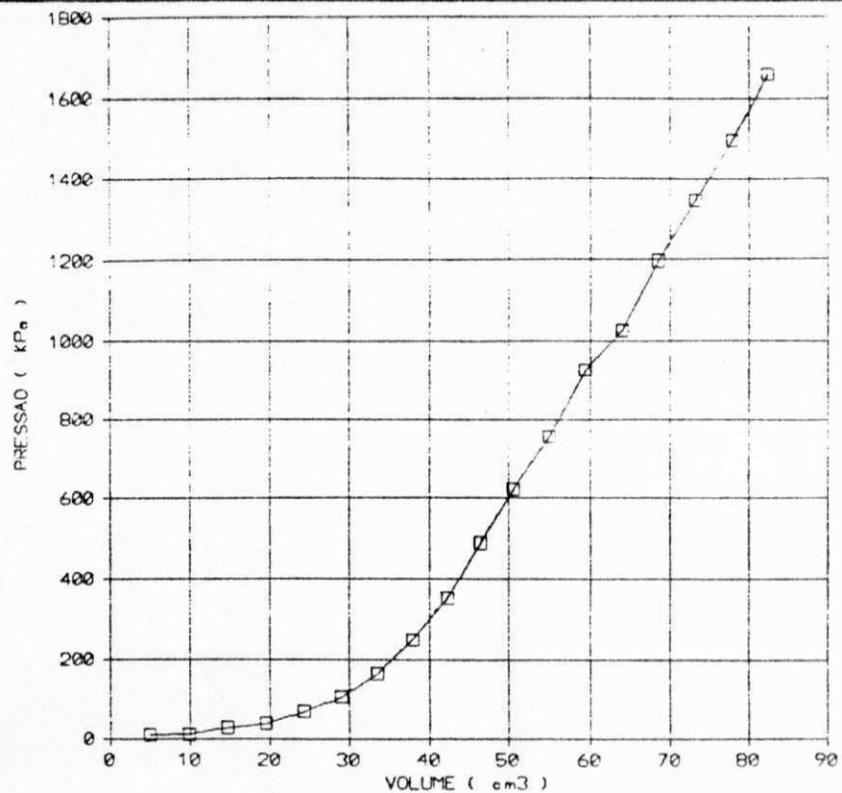


Fig. 135 - Ensaio nº P14 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 7 - Subleito
 Profundidade = 1,00m



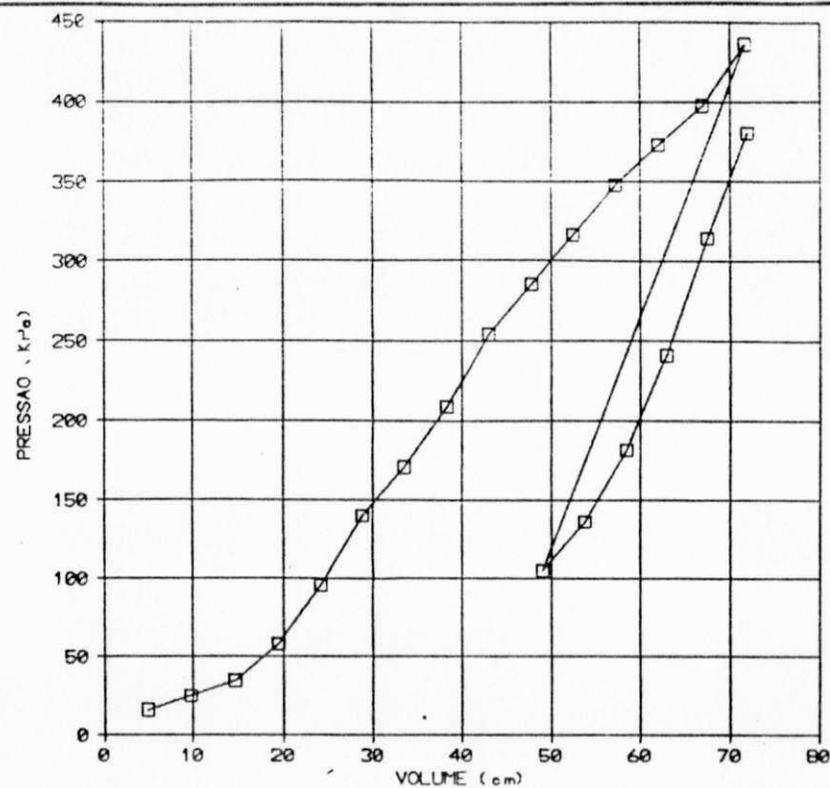
$E_p = 5,50 \text{ MPa}$



$E_p = 21,20 \text{ MPa}$

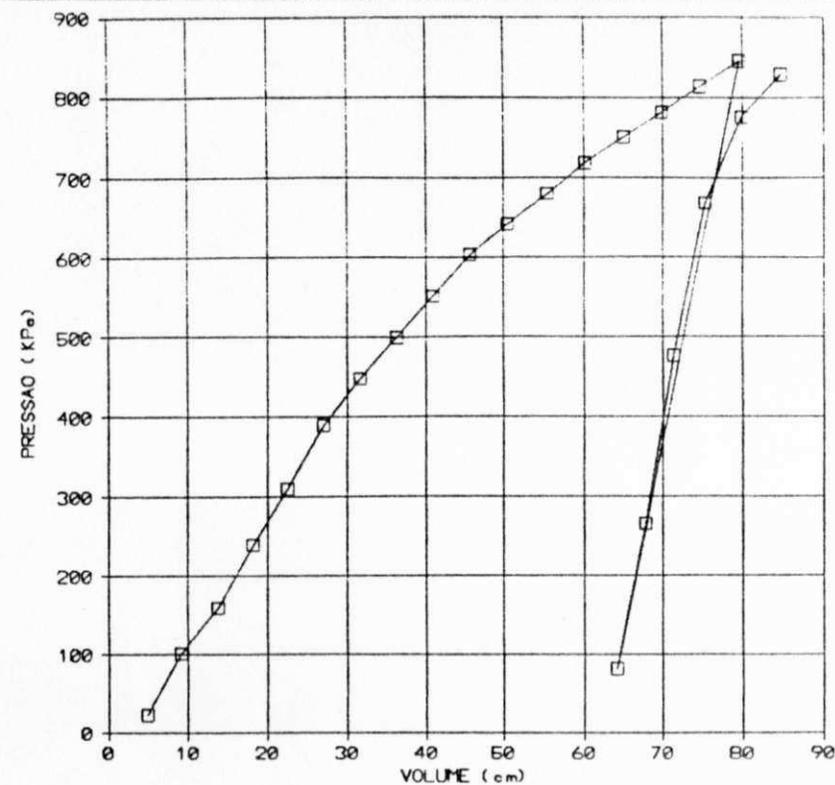
Fig. 136 - Ensaio nº P15 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 8 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 137 - Ensaio nº P16 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 8 - Subleito
Profundidade = 1,00m



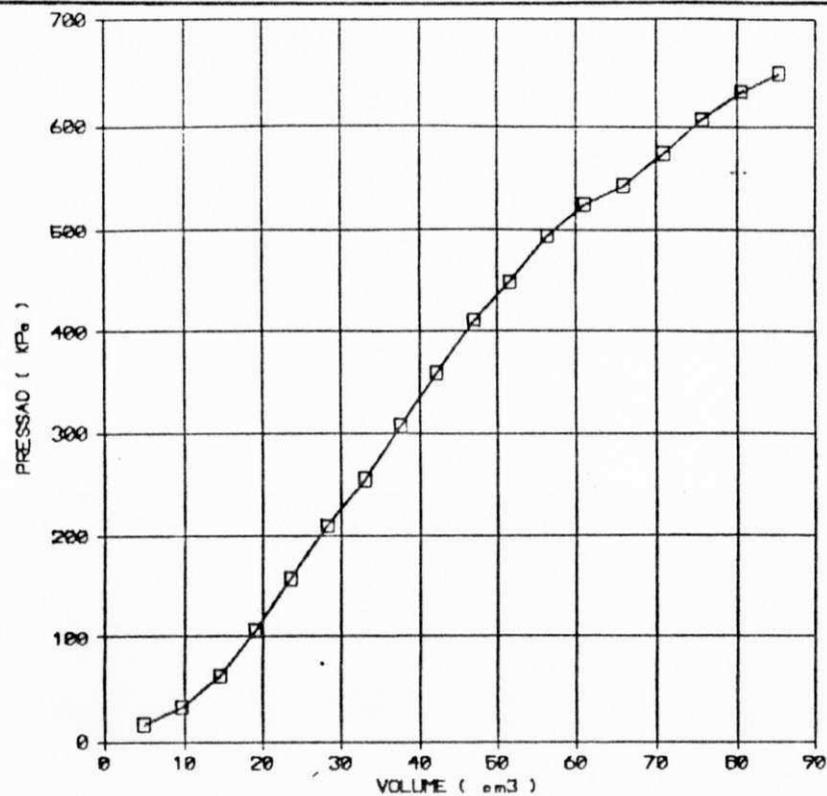
$E_p = 4,80 \text{ MPa}$
 $E_r = 9,98 \text{ MPa}$
 $\beta = 2,08$

Fig. 138 - Ensaio nº P17 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 9 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m



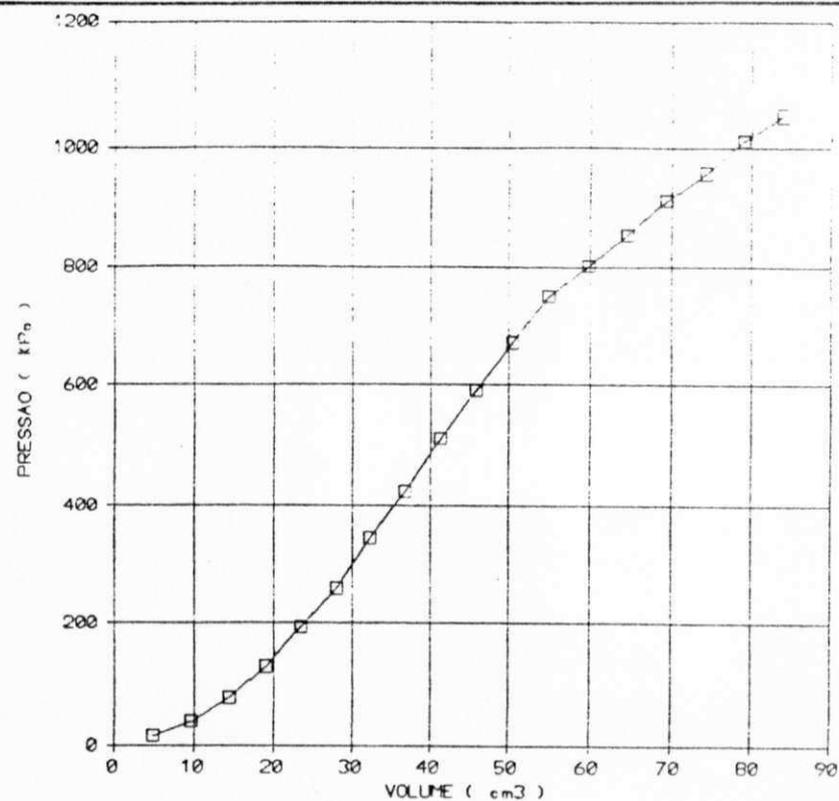
$E_p = 9,62 \text{ MPa}$
 $E_r = 40,57 \text{ MPa}$
 $\beta = 4,22$

Fig. 139 - Ensaio nº P18 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 9 - Subleito
 Profundidade = 1,00m



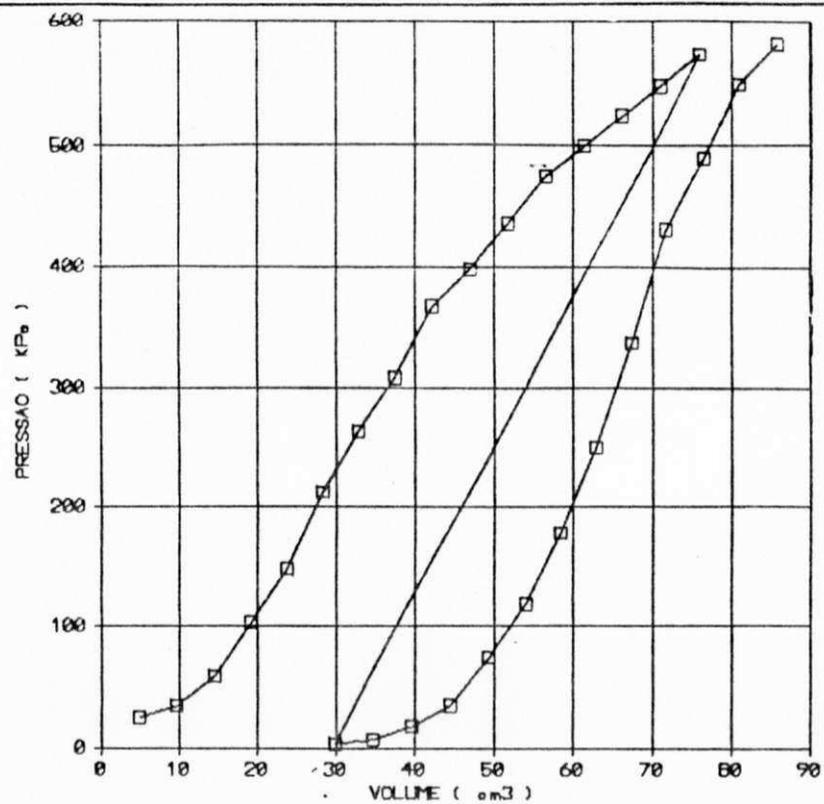
$E_p = 7,30 \text{ MPa}$

Fig. 140 - Ensaio nº P19 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 10 - Sub-base
Profundidade = 0,60m



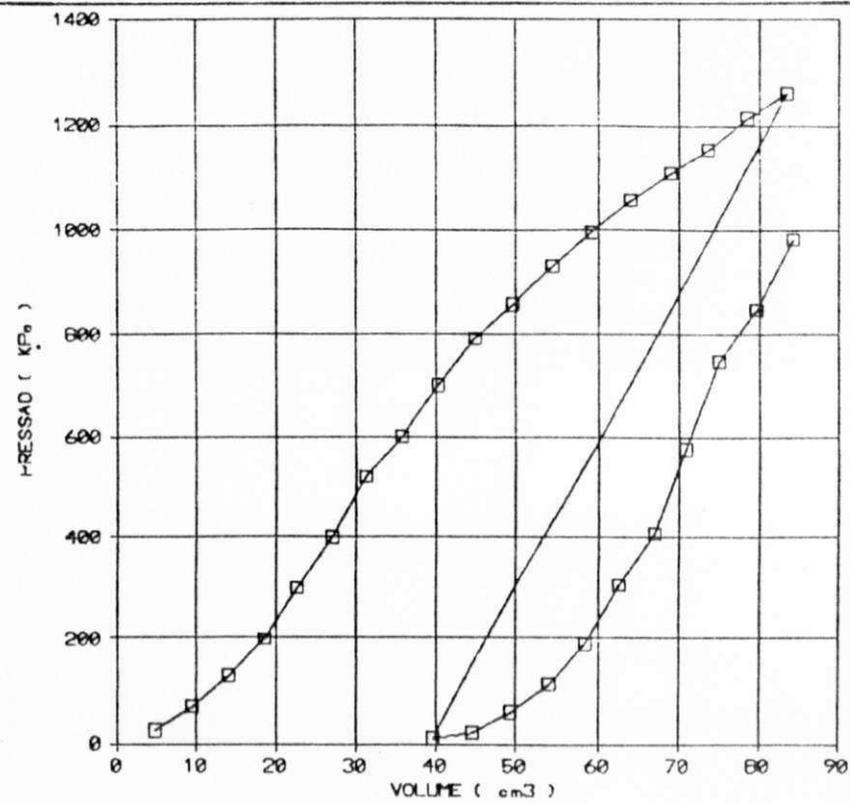
$E_p = 11,34 \text{ MPa}$

Fig. 141 - Ensaio nº P20 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 10 - Subleito
Profundidade = 1,00m



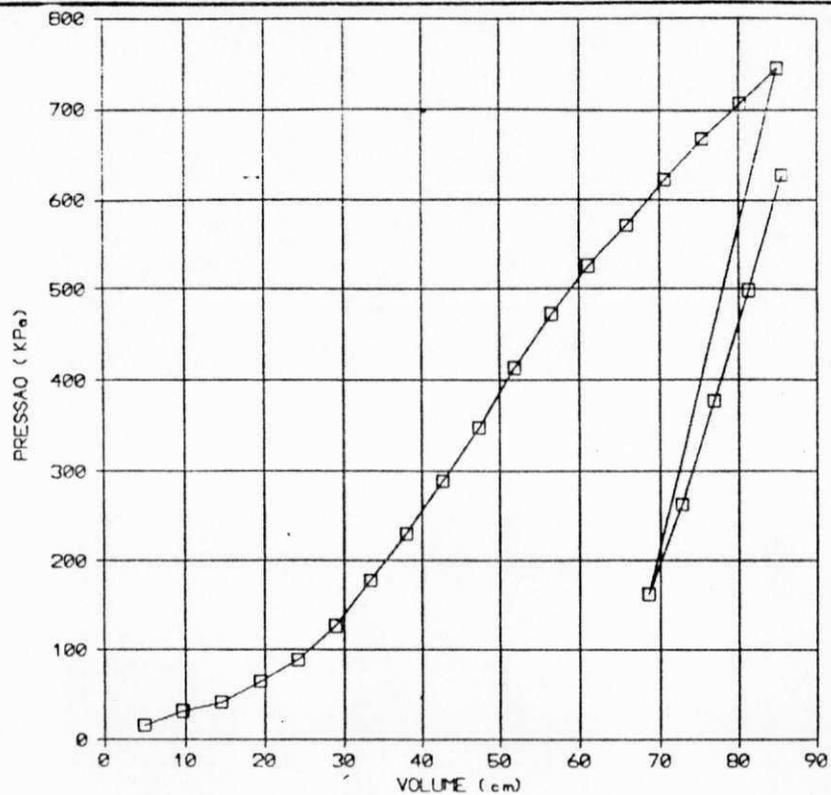
$E_p = 7,12 \text{ MPa}$
 $E_r = 13,05 \text{ MPa}$
 $\beta = 1,83$

Fig. 142 - Ensaio nº P19A - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 10A' (Pista de Rolamento - Faixa 3) - Sub-base
 Profundidade: 0,60m



$E_p = 12,18 \text{ MPa}$
 $E_r = 21,21 \text{ MPa}$
 $\beta = 1,74$

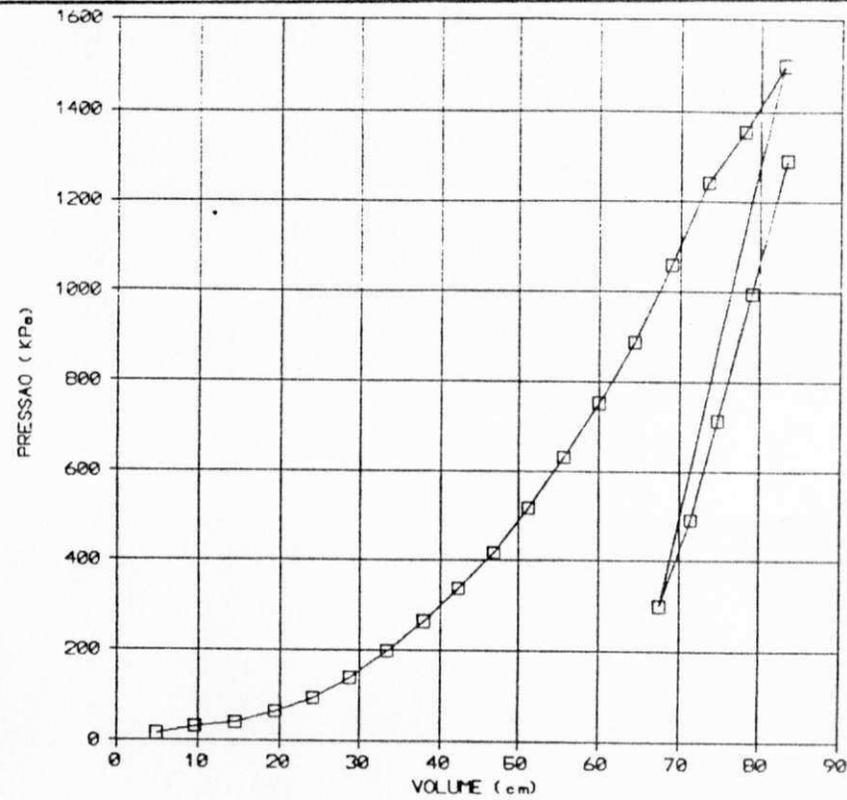
Fig. 143 - Ensaio nº P20A - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 10A (Pista de Rolamento - Faixa 3) - Subleito
 Profundidade: 1,00m



$$E_p = 8,37 \text{ MPa}$$

$$E_r = 22,58 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,70$$



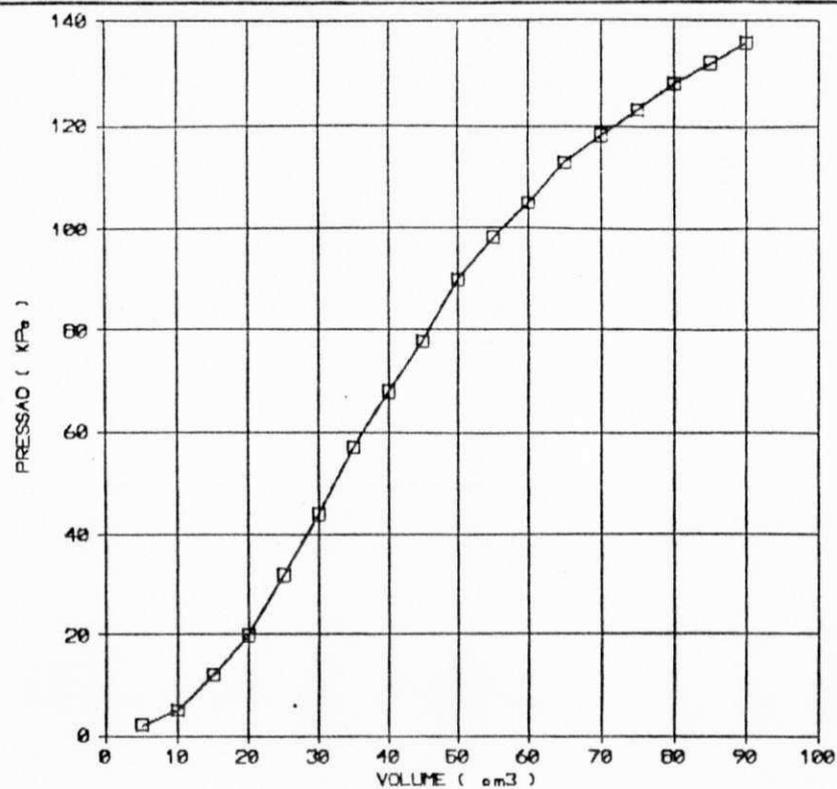
$$E_p = 17,50 \text{ MPa}$$

$$E_r = 46,32 \text{ MPa}$$

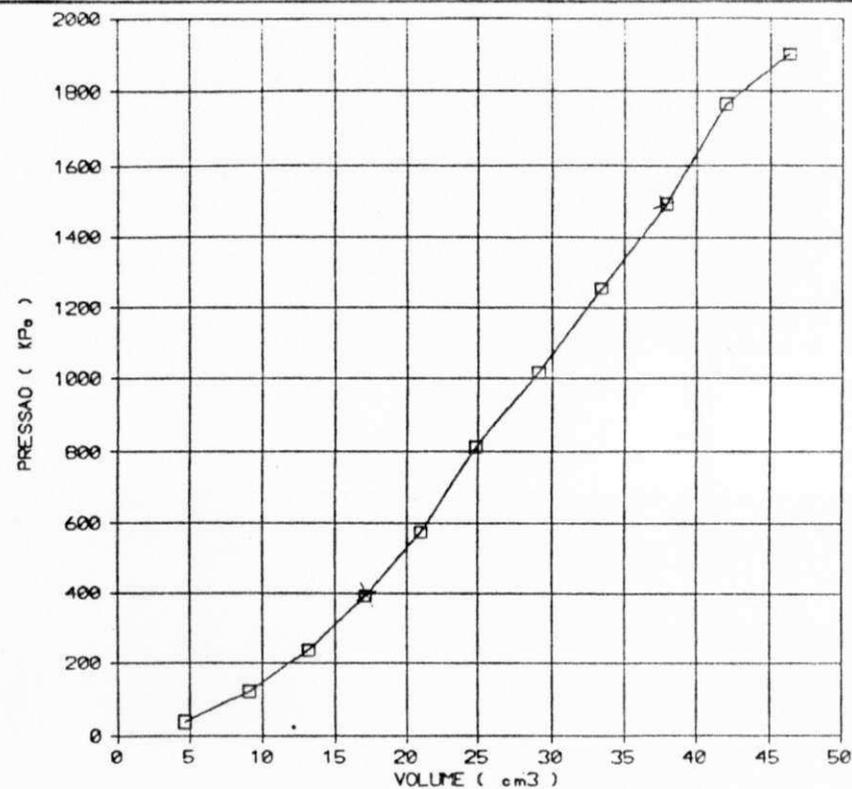
$$\beta = 2,65$$

Fig. 144 - Ensaio nº P21 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 11 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

Fig. 145 - Ensaio nº P22 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 11 - Subleito
 Profundidade = 1,00m



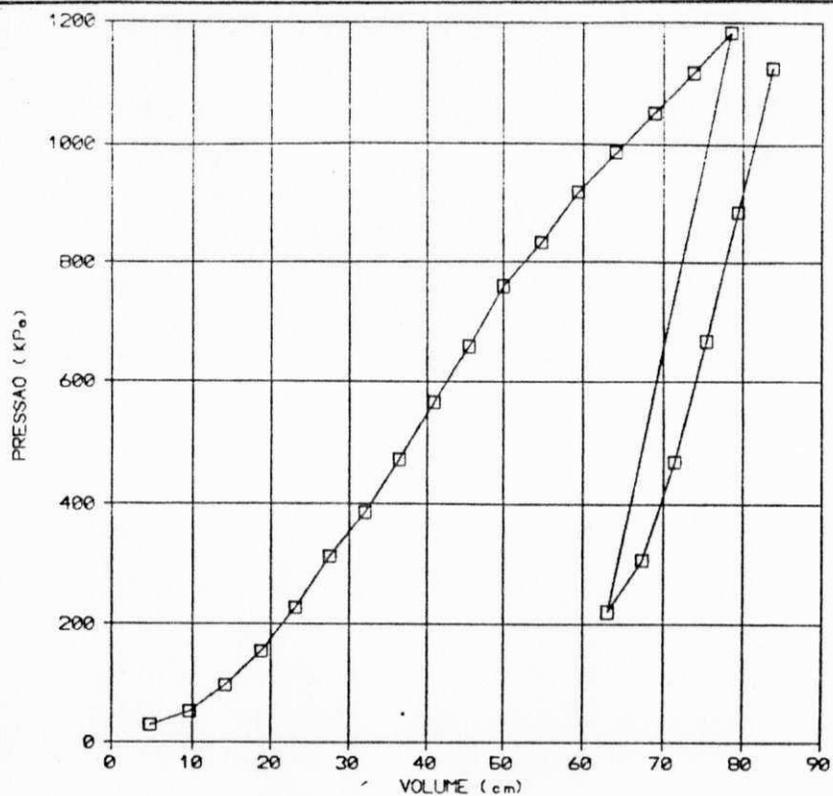
$E_p = 10,21 \text{ MPa}$



$E_p = 30,62 \text{ MPa}$

Fig. 146 - Ensaio nº P23 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 12' - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 147 - Ensaio nº P24 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 12' - Subleito
Profundidade = 1,00m

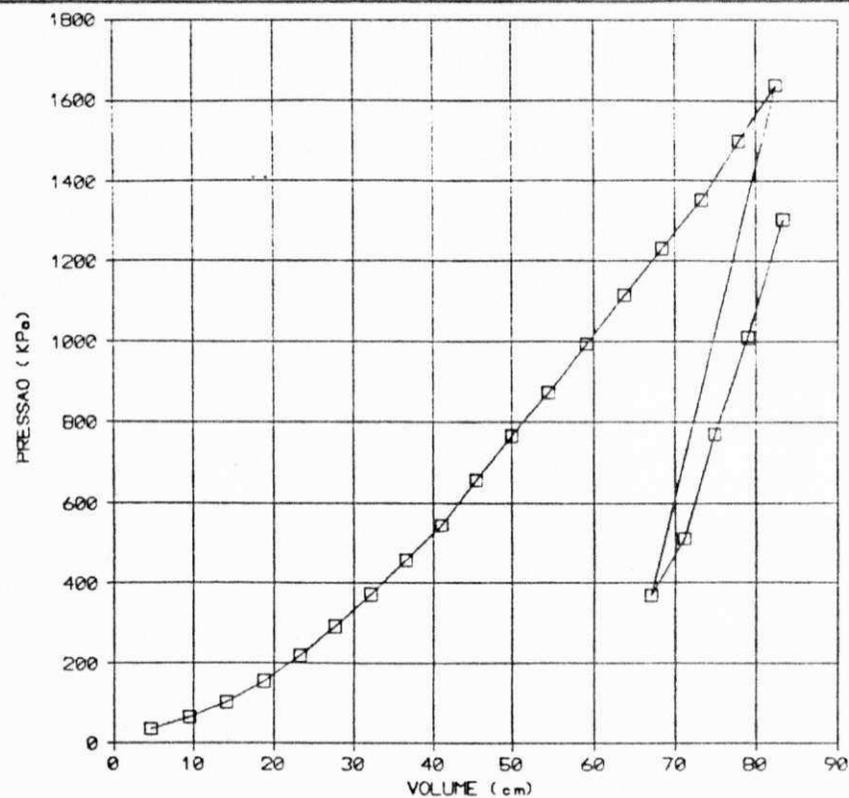


$$E_p = 12,83 \text{ MPa}$$

$$E_r = 36,70 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,86$$

Fig. 148 - Ensaio nº P25 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 13 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

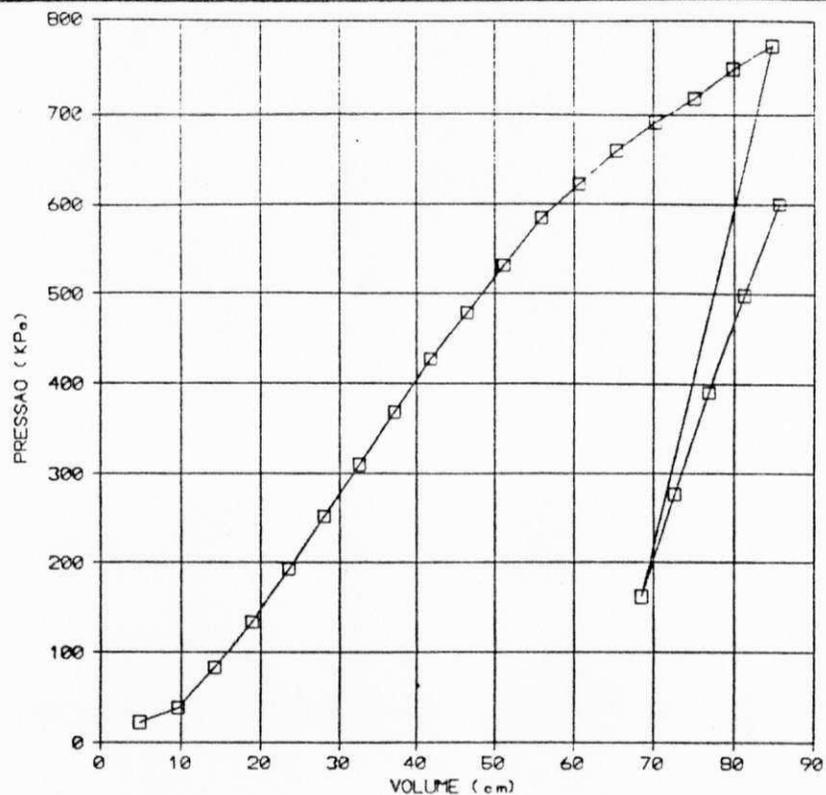


$$E_p = 16,53 \text{ MPa}$$

$$E_r = 46,14 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,79$$

Fig. 149 - Ensaio nº P26 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 13 - Subleito
Profundidade = 1,00m

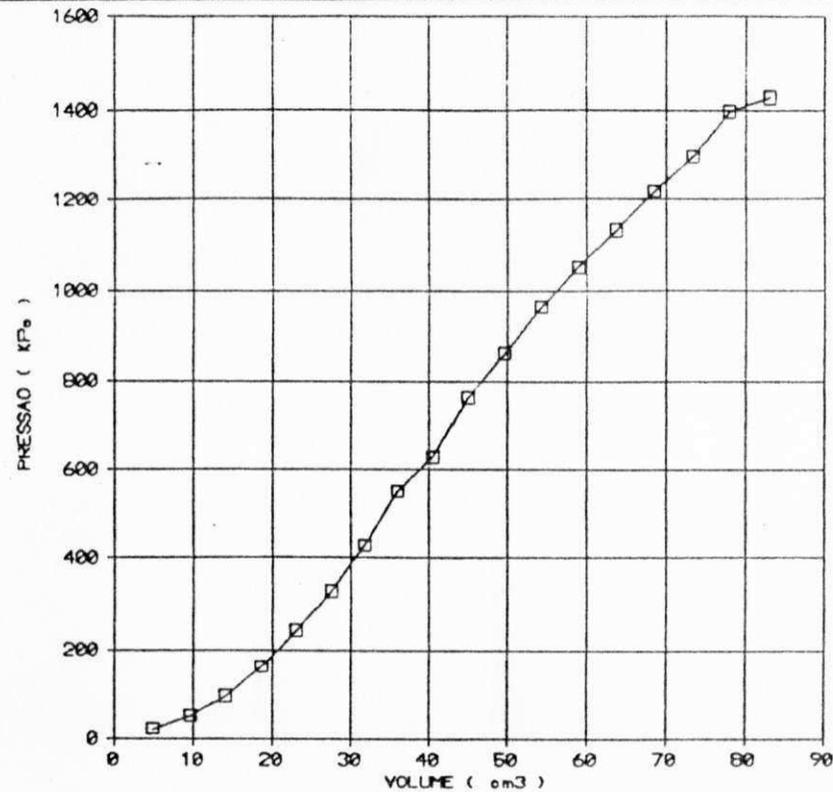


$$E_p = 7,49 \text{ MPa}$$

$$E_r = 17,80 \text{ MPa}$$

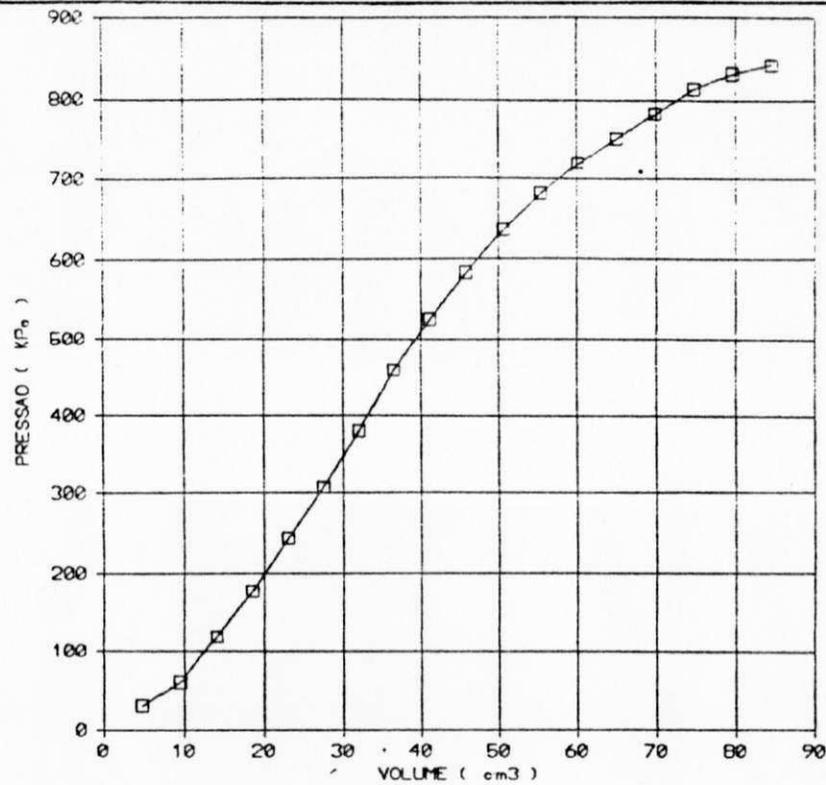
$$\beta = 2,38$$

Fig. 150 - Ensaio nº P27 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 14 - Sub-base
Profundidade = 0,60m



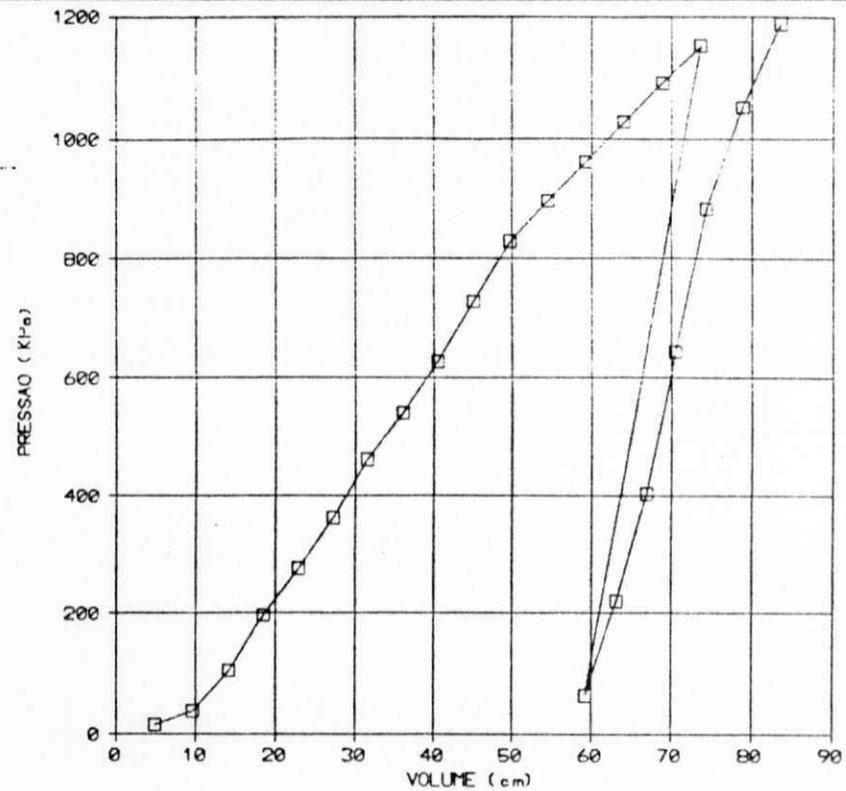
$$E_p = 14,74$$

Fig. 151 - Ensaio nº P28 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 15 - Sub-base
Profundidade = 1,00m



$$E_p = 9,09 \text{ MPa}$$

Fig. 152 - Ensaio nº P29 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 16 - Sub-base
 Profundidade = 0,06m

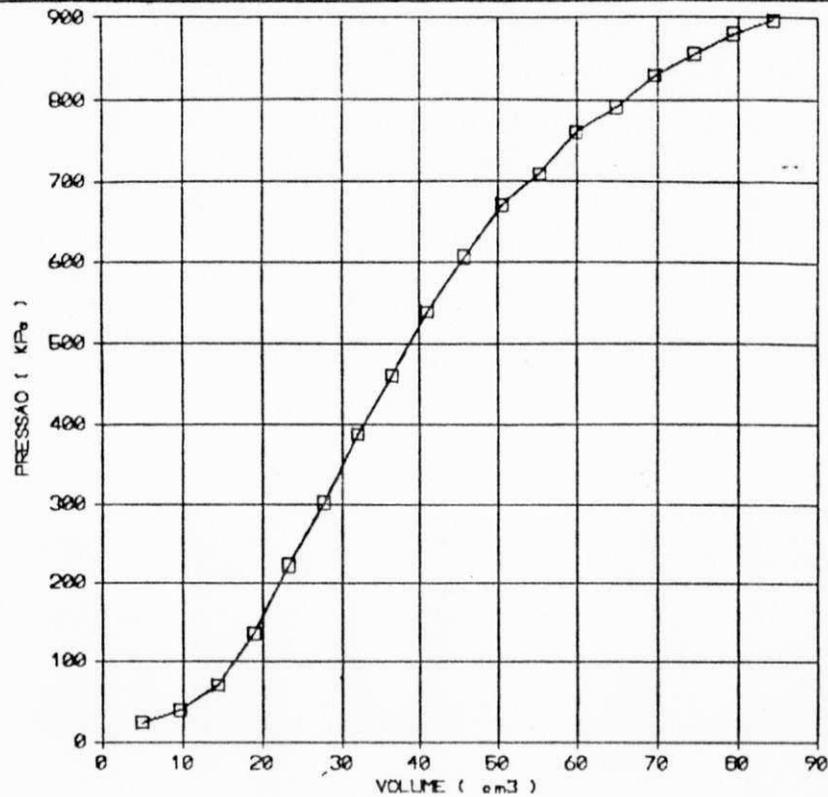


$$E_p = 12,42 \text{ MPa}$$

$$E_r = 43,62 \text{ MPa}$$

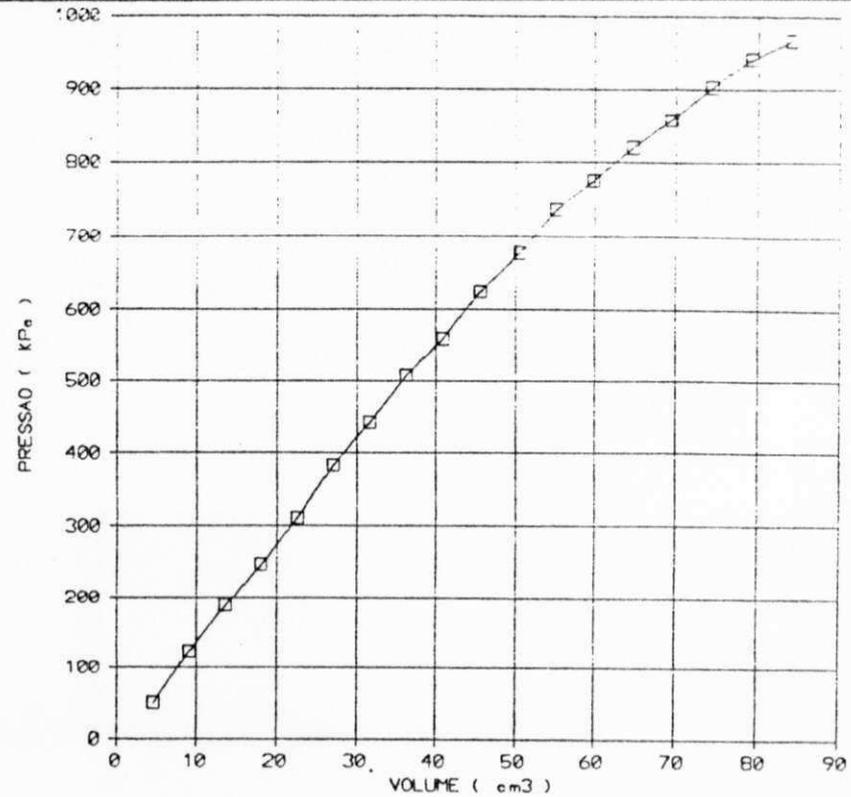
$$\beta = 3,51$$

Fig. 153 - Ensaio nº P30 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 16 - Subleito
 Profundidade = 1,00m



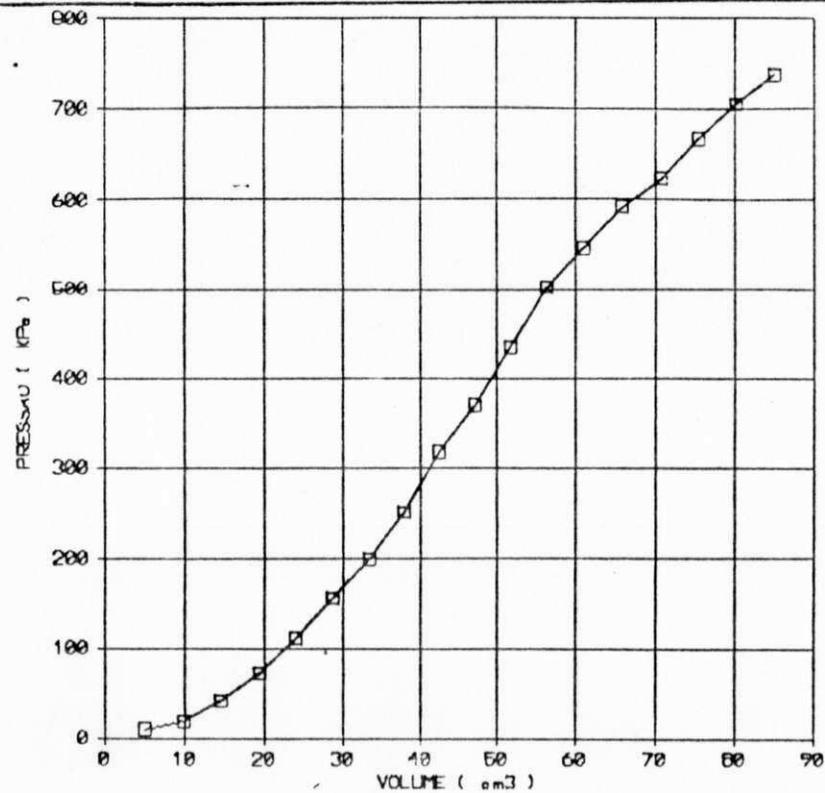
$E_p = 10,64 \text{ MPa}$

Fig. 154 - Ensaio nº P31 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 17 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

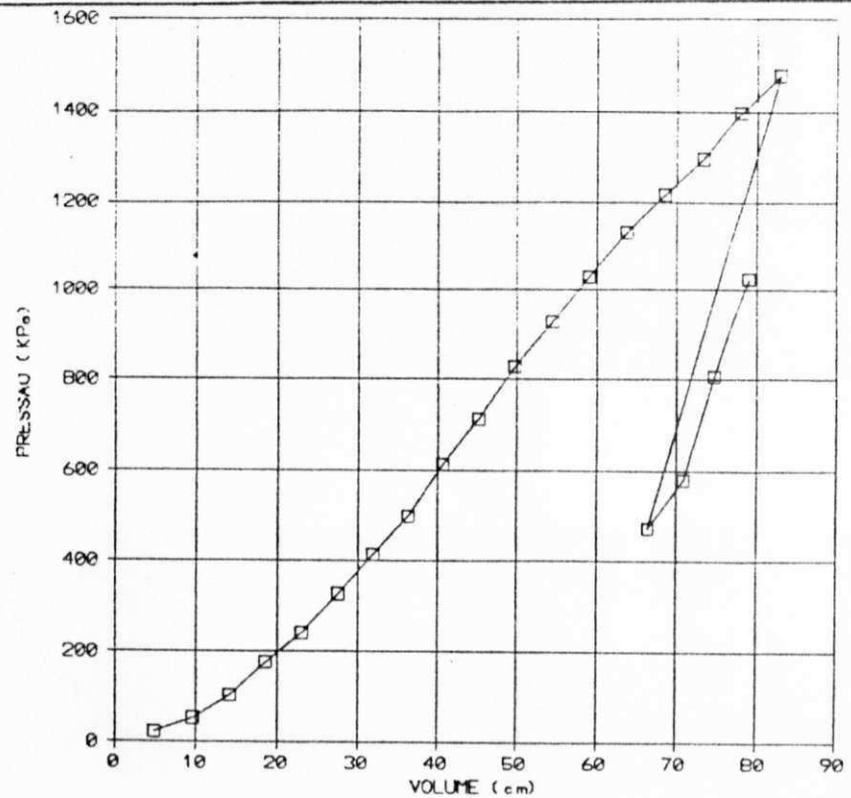


$E_p = 7,98 \text{ MPa}$

Fig. 155 - Ensaio nº P32 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 17 - Subleito
Profundidade = 1,00m



$E_p = 8,22 \text{ MPa}$



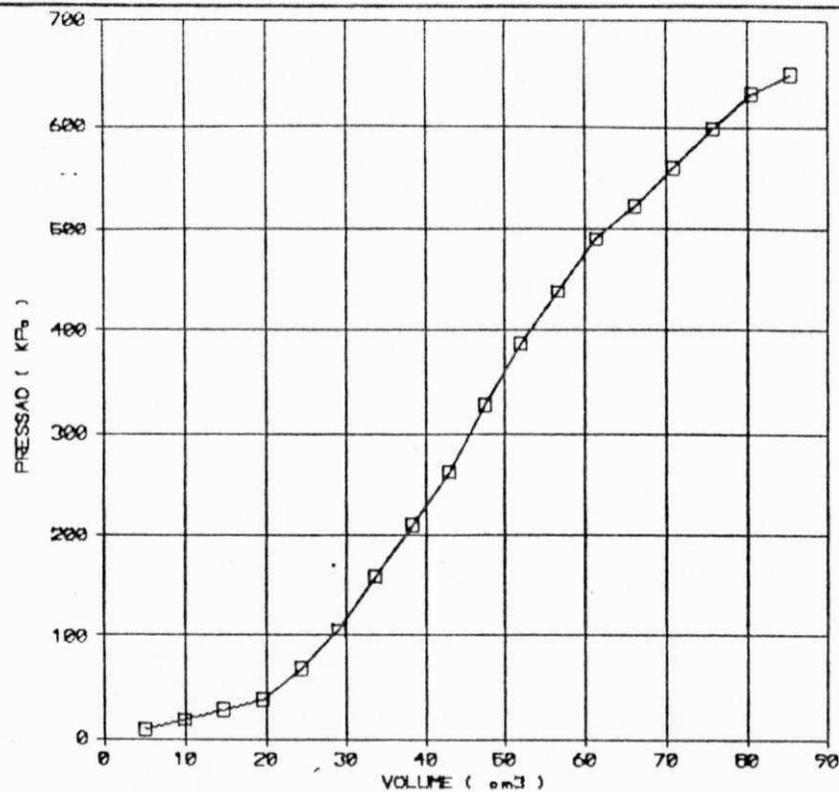
$E_p = 14,75 \text{ MPa}$

$E_r = 38,10 \text{ MPa}$

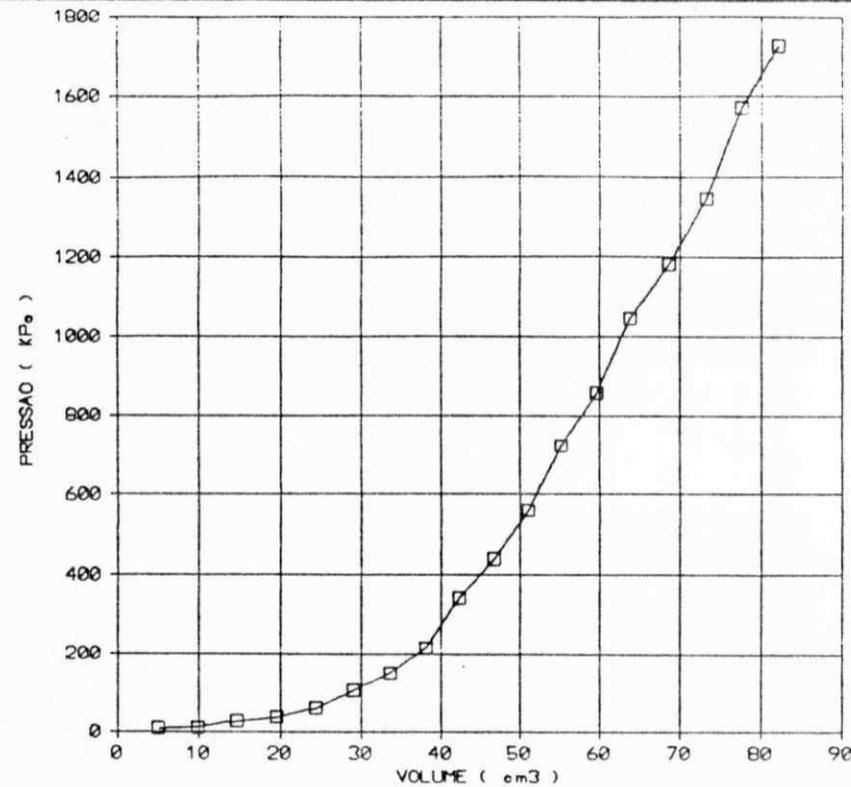
$\beta = 2,58$

Fig. 156 - Ensaio nº P33 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 18 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 157 - Ensaio nº P34 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 18 - Subleito
Profundidade = 1,00m



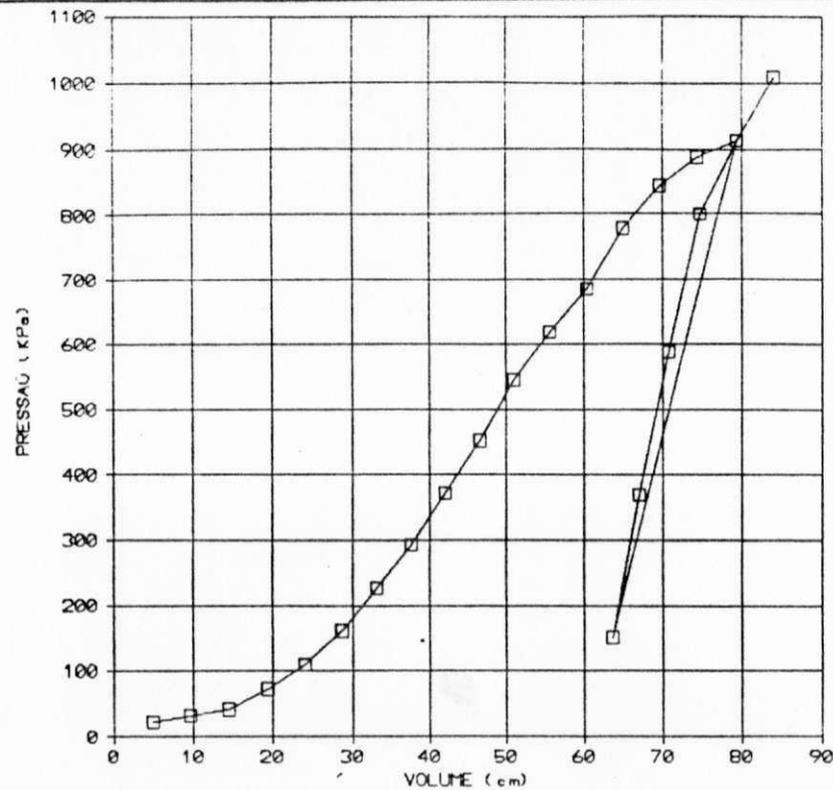
$E_p = 7,48 \text{ MPa}$



$E_p = 20,58 \text{ MPa}$

Fig. 158 - Ensaio nº P35 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 19 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 159 - Ensaio nº P36 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 19 - Subleito
Profundidade = 1,00m

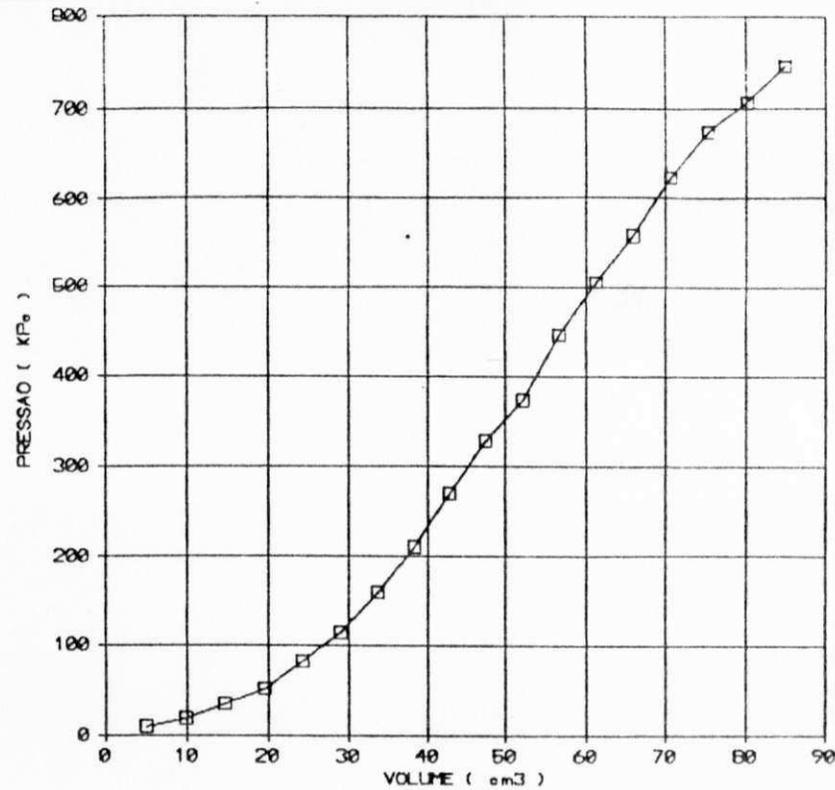


$$E_p = 11,85 \text{ MPa}$$

$$E_r = 38,73 \text{ MPa}$$

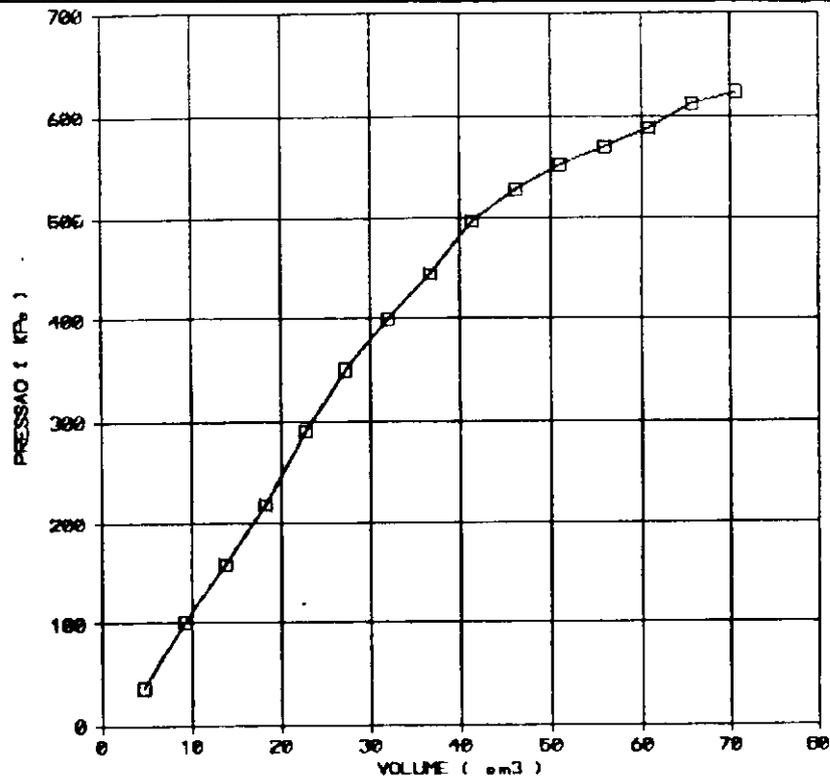
$$\beta = 3,27$$

Fig. 160 - Ensaio nº P37 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 20 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

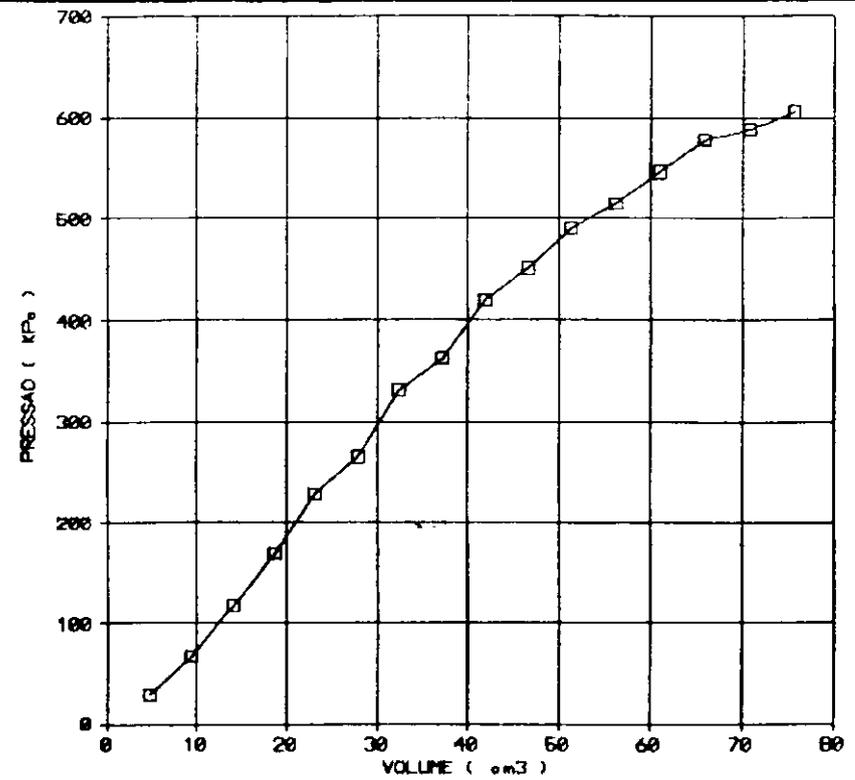


$$E_p = 7,91 \text{ MPa}$$

Fig. 161 - Ensaio nº P38 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 20 - Subleito
Profundidade = 1,00m



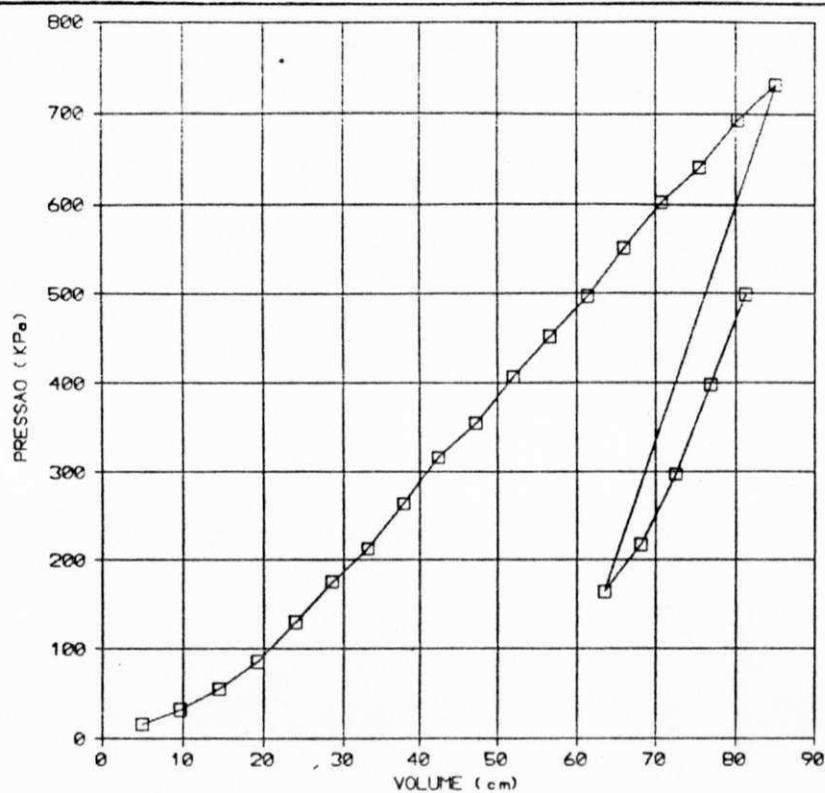
$E_p = 7,53 \text{ MPa}$



$E_p = 6,37 \text{ MPa}$

Fig. 162 - Ensaio nº P39 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 21 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

Fig. 163 - Ensaio nº P40 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 21 - Subleito
 Profundidade = 1,00m

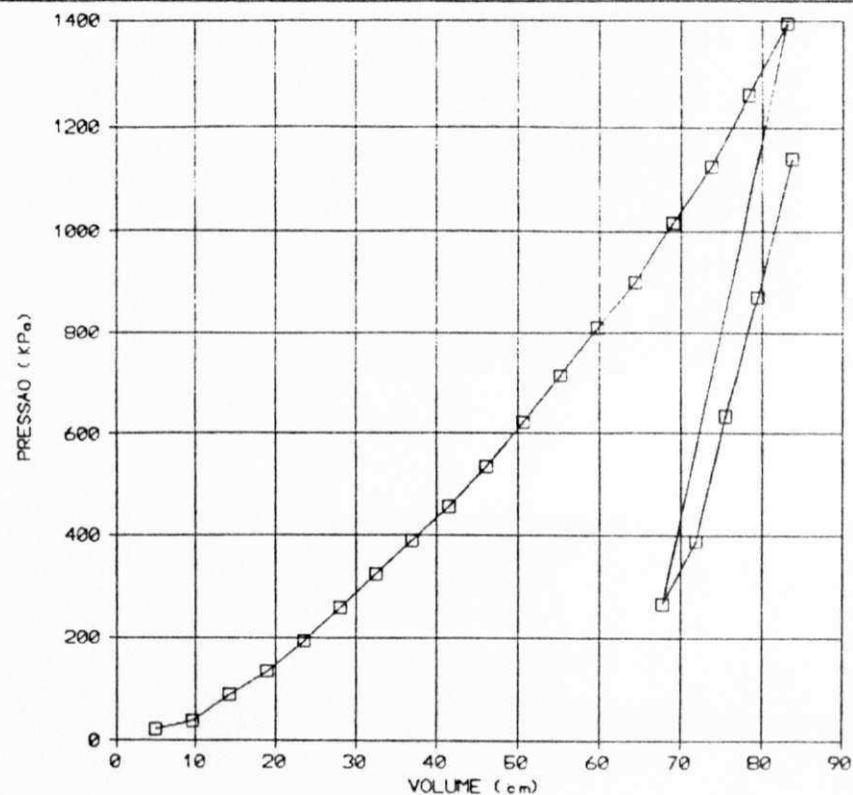


$$E_p = 6,45 \text{ MPa}$$

$$E_r = 16,52 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,56$$

Fig. 164 - Ensaio nº P41 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 22 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

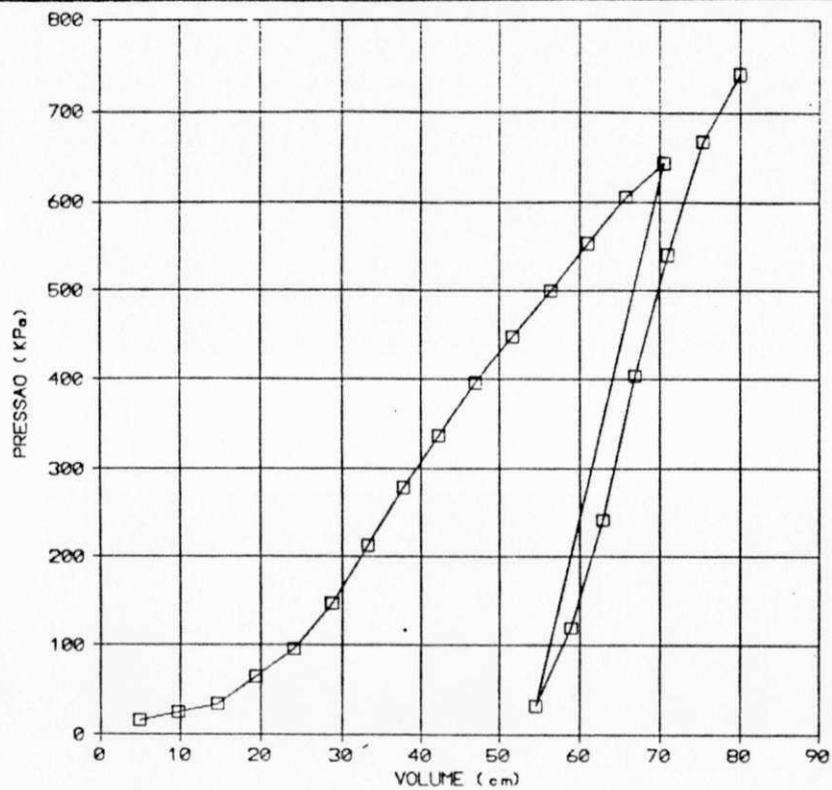


$$E_p = 12,68 \text{ MPa}$$

$$E_r = 45,11 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,56$$

Fig. 165 - Ensaio nº P42 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 22 - Subleito
Profundidade = 1,00m

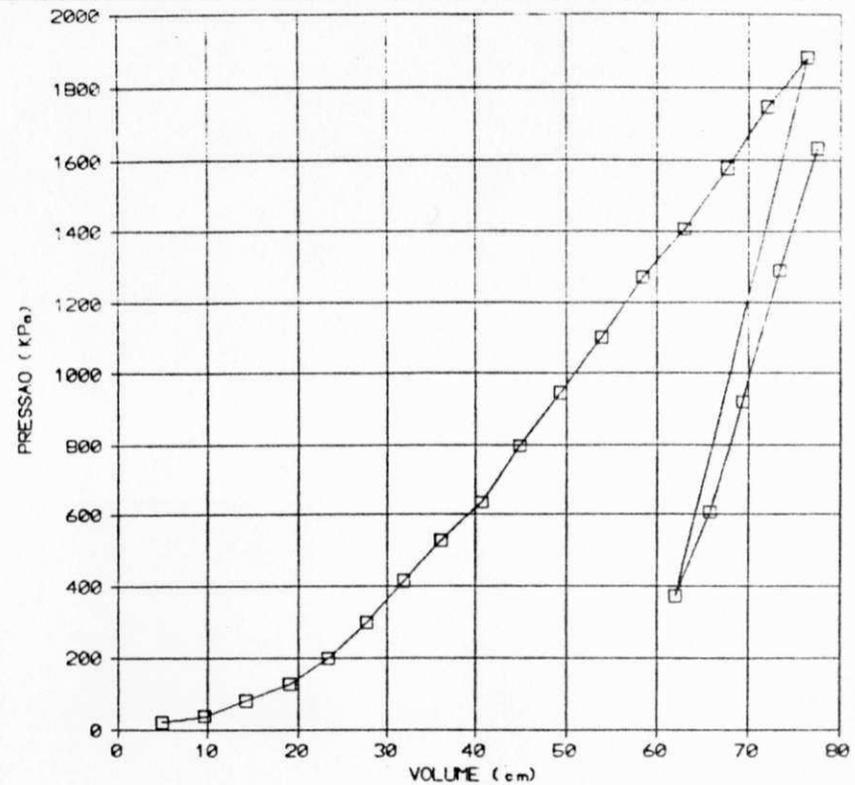


$$E_p = 8,08 \text{ MPa}$$

$$E_r = 28,35 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,51$$

Fig. 166 - Ensaio nº P43 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 23 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

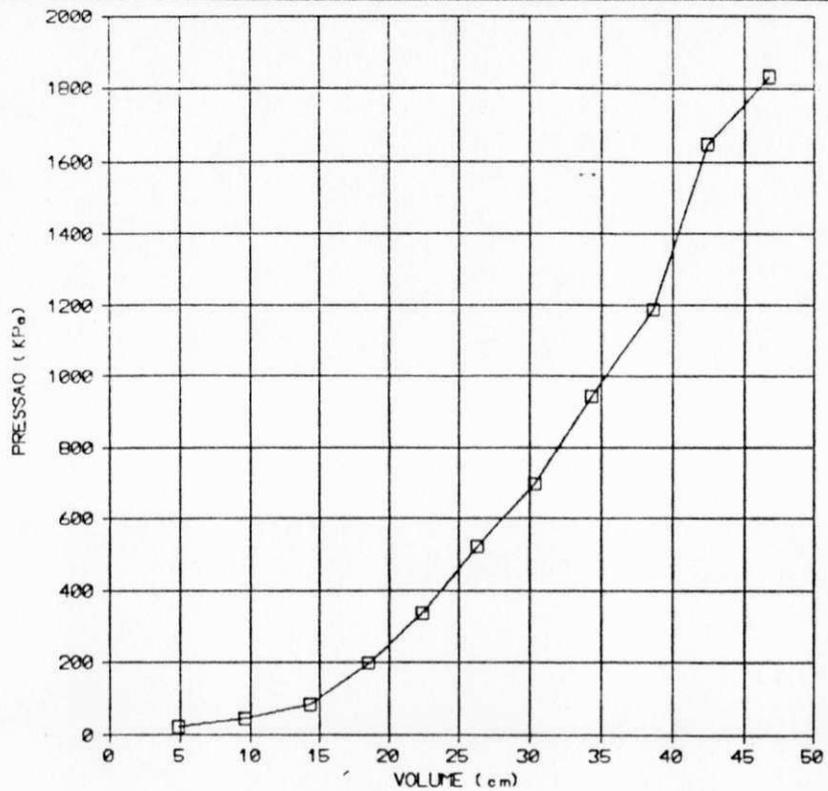


$$E_p = 22,78 \text{ MPa}$$

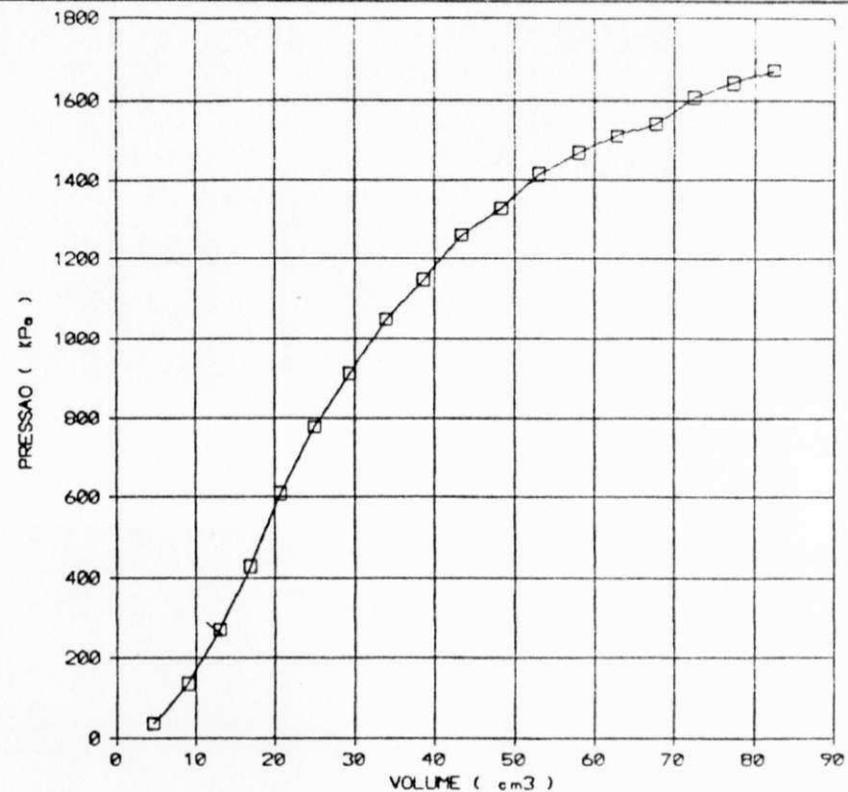
$$E_r = 62,22 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,73$$

Fig. 167 - Ensaio nº P44 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 23 - Subleito
Profundidade = 1,00m



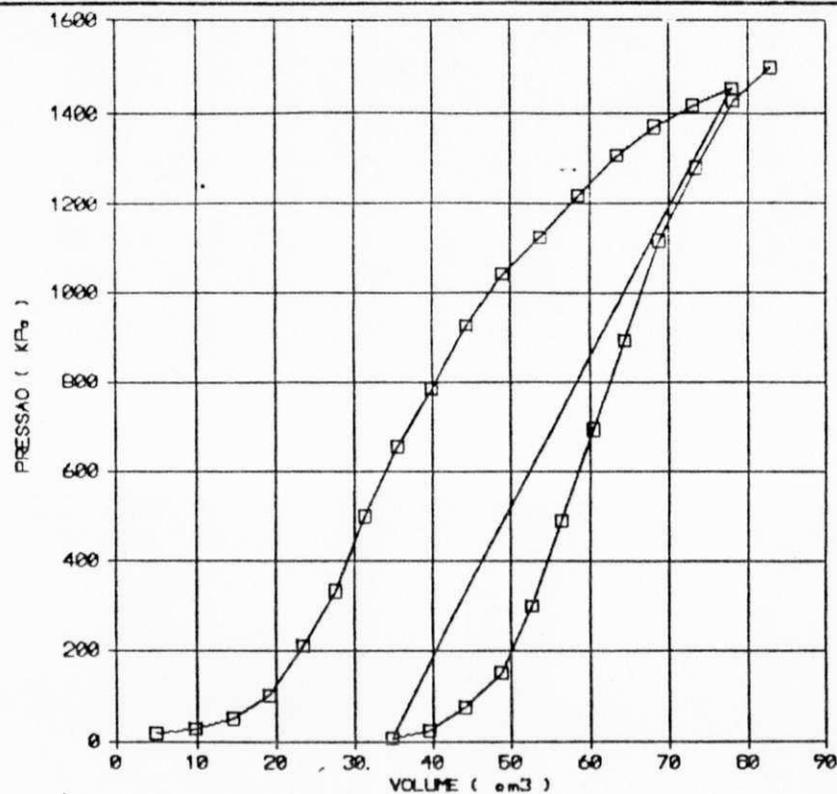
$E_p = 23,52 \text{ MPa}$



$E_p = 23,50 \text{ MPa}$

Fig. 168 - Ensaio nº P45 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 24 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

Fig. 169 - Ensaio nº P46 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 24 - Subleito
Profundidade = 1,00m

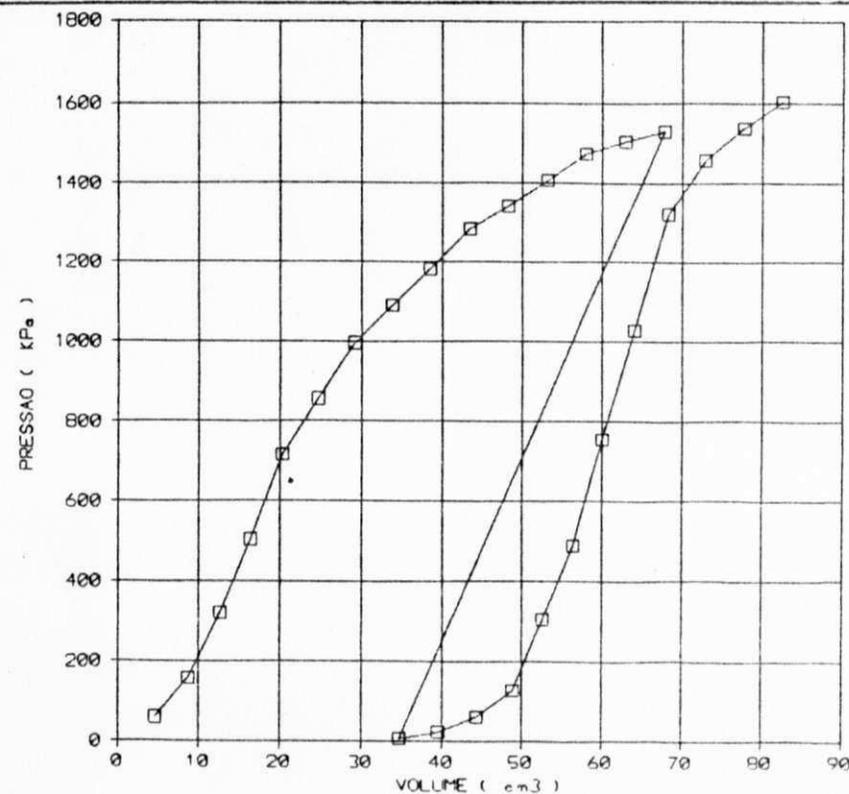


$$E_p = 23,94 \text{ MPa}$$

$$E_r = 33,85 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1,41$$

Fig. 170 - Ensaio nº P45A - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 24A (Pista de Rolamento - Faixa 3) - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

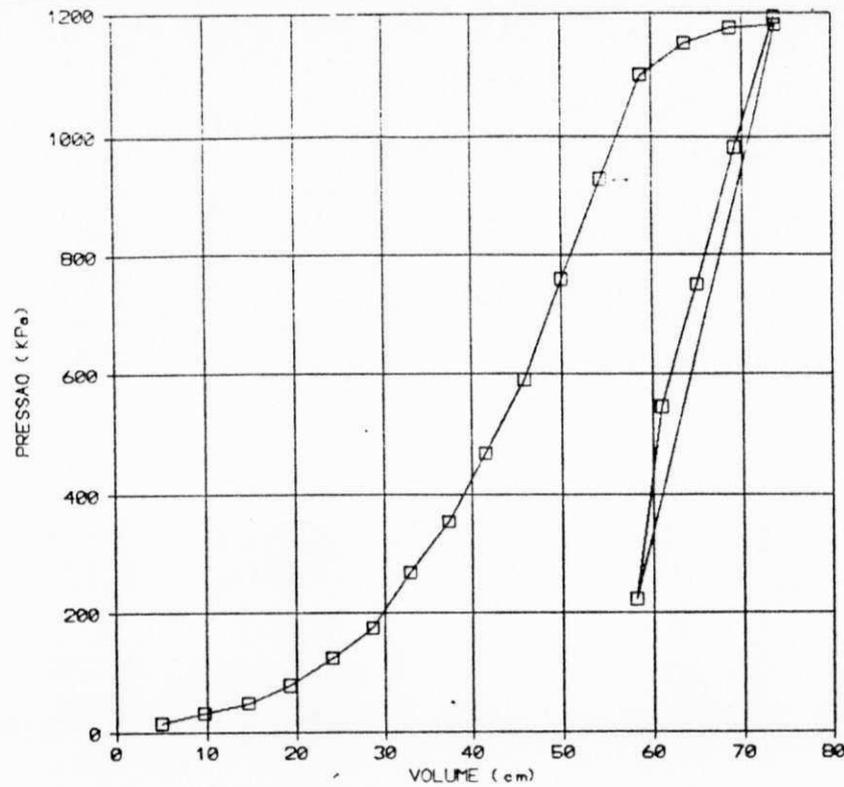


$$E_p = 22,85 \text{ MPa}$$

$$E_r = 40,70 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1,78$$

Fig. 171 - Ensaio nº P46A - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 24A (Pista de Rolamento - Faixa 3) - Subleito
 Profundidade = 1,00m

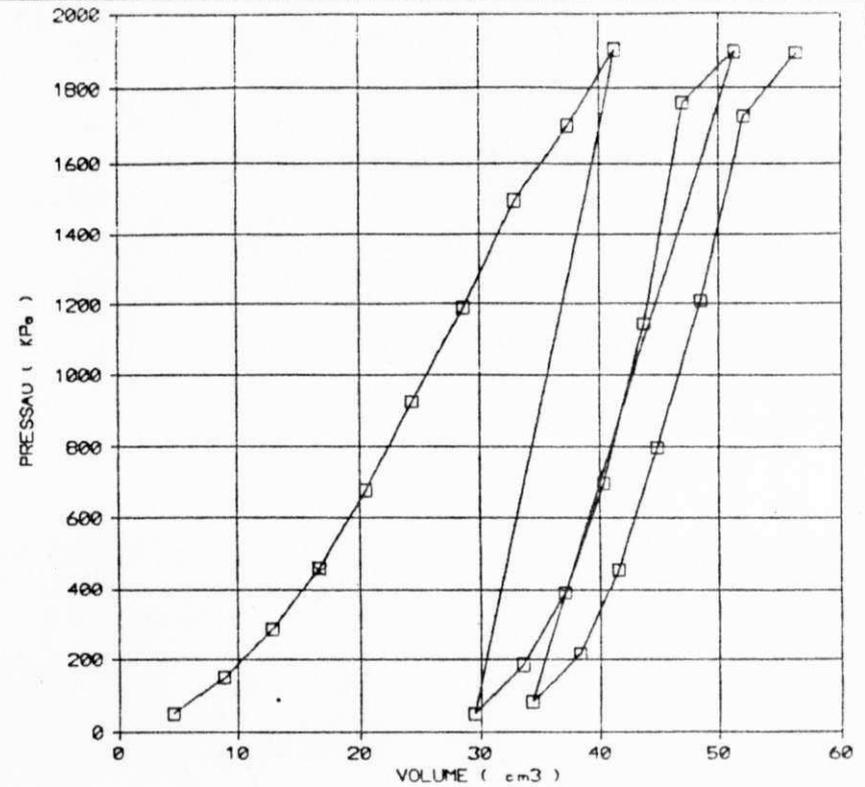


$$E_p = 25,48 \text{ MPa}$$

$$E_r = 35,45 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1,39$$

Fig. 172 - Ensaio nº P47 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 25 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

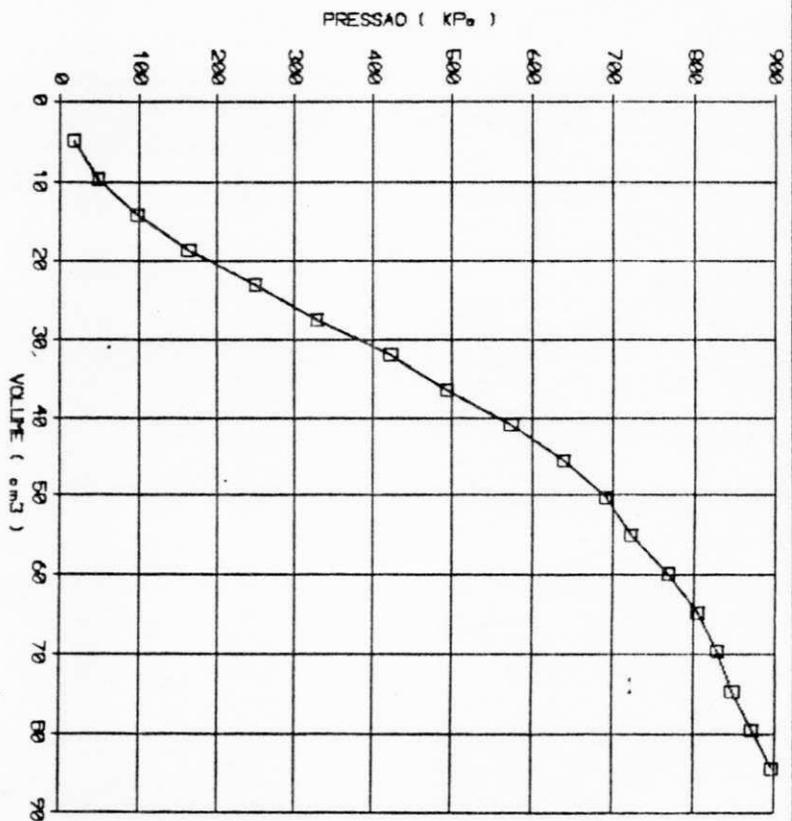


$$E_p = 36,52 \text{ MPa}$$

$$E_{r1} = 56,77 \text{ MPa}$$

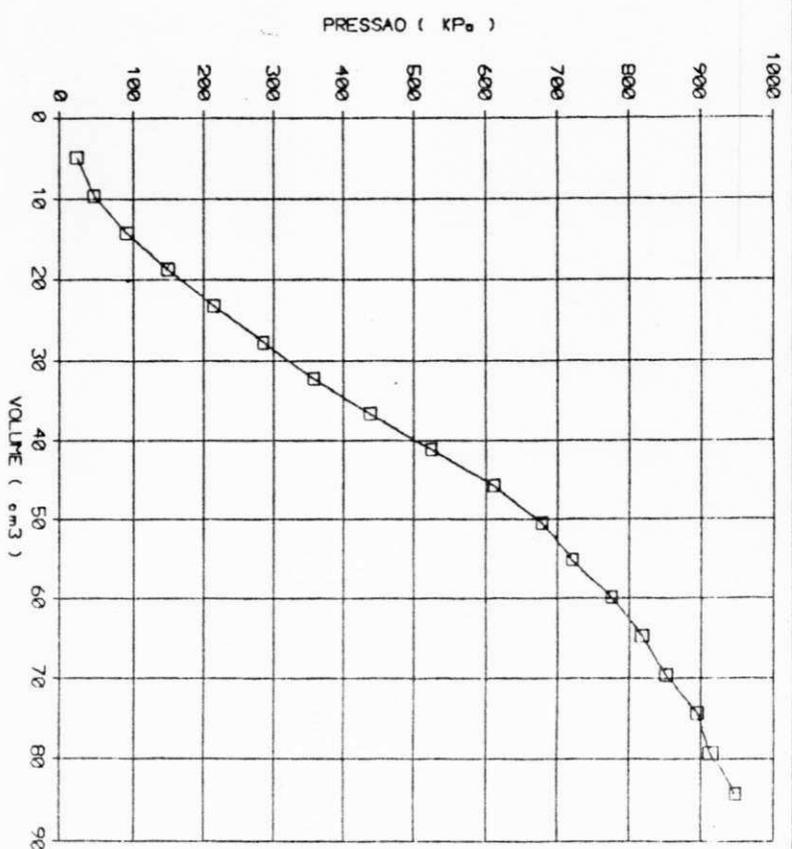
$$\beta = 1,55$$

Fig. 173 - Ensaio nº P48 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 25 - Subleito
Profundidade = 1,00m



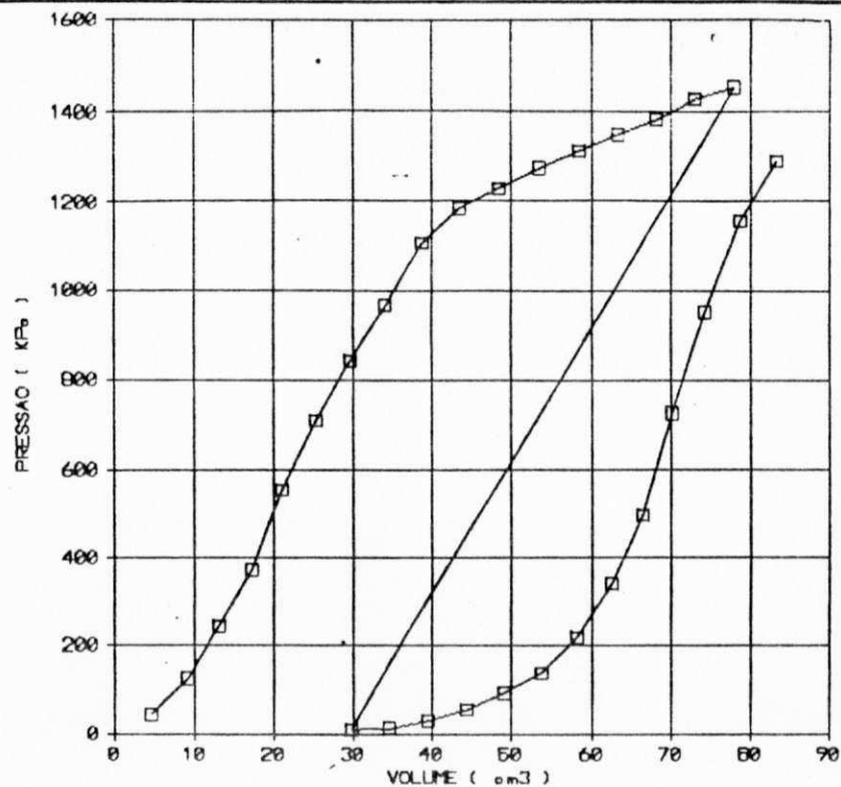
$E_p = 10,81$ MPa

Fig. 174 - Ensaio nº P49 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 26 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m



$E_p = 10,29$ MPa

Fig. 175 - Ensaio nº P50 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 26 - Subleito
 Profundidade = 1,00m

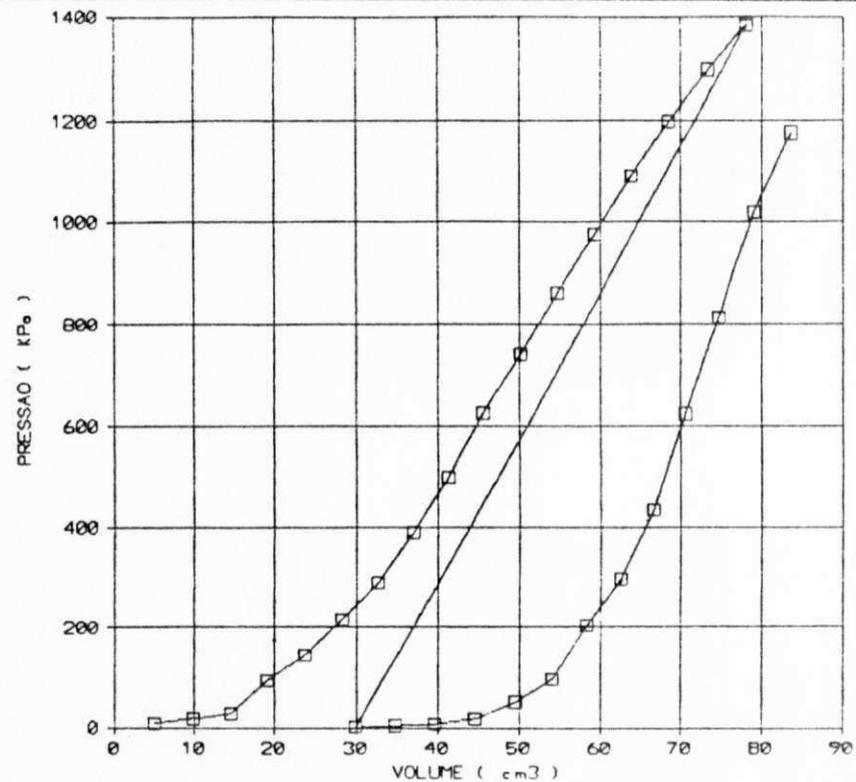


$$E_p = 23,76 \text{ MPa}$$

$$E_c = 44,42 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1,87$$

Fig. 176 - Ensaio nº P51 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife- Furo 27 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

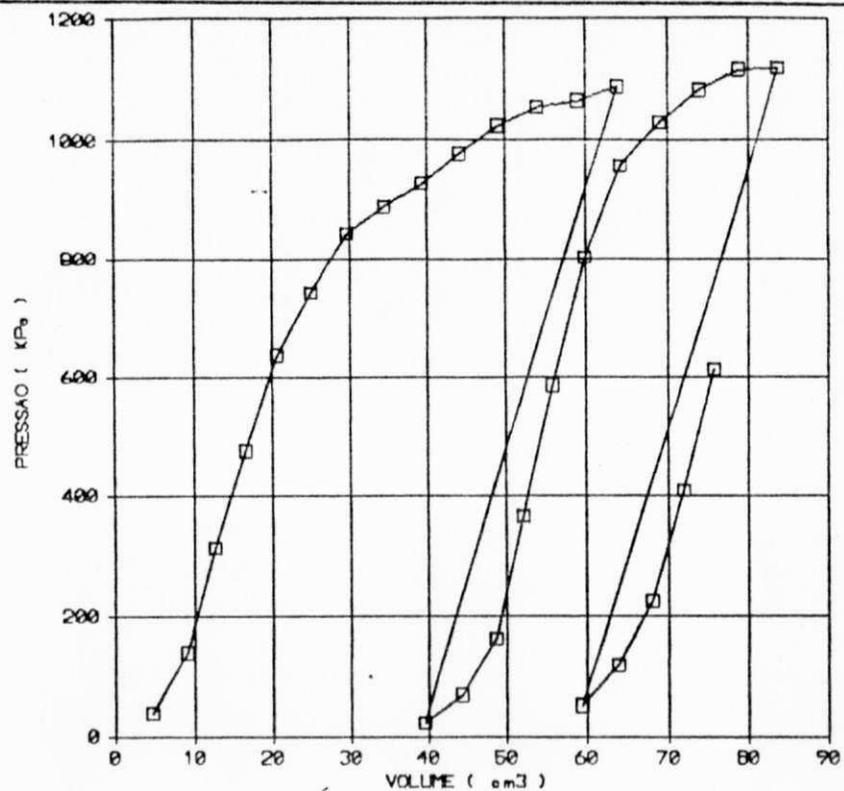


$$E_p = 16,30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33,02 \text{ MPa}$$

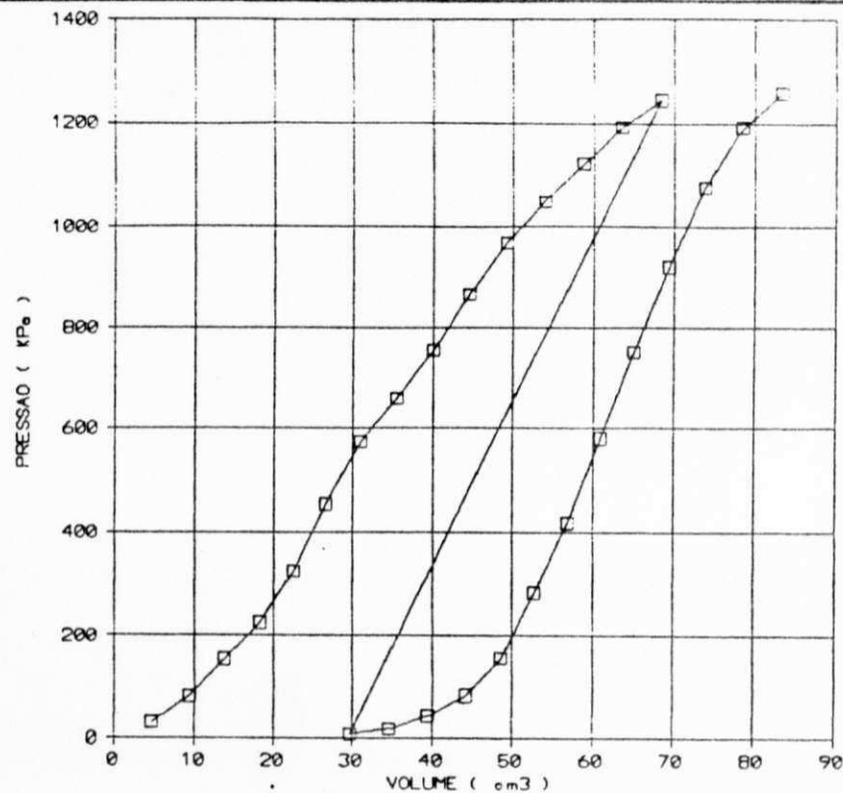
$$\beta = 2,03$$

Fig. 177 - Ensaio nº P52 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 27 - Subleito
Profundidade = 1,00m



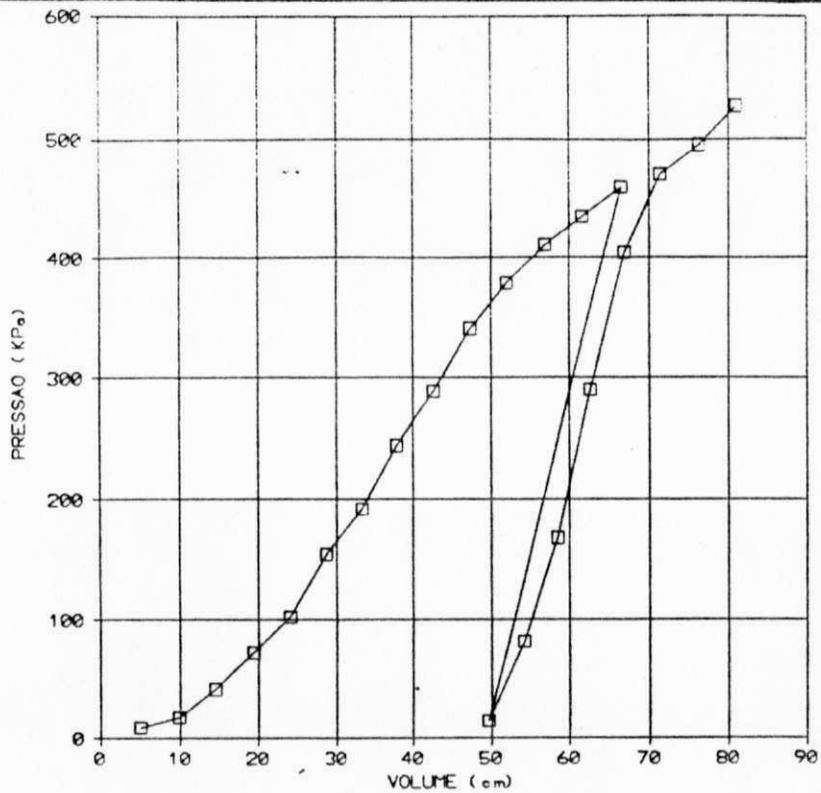
$E_p = 23,30 \text{ MPa}$
 $E_{r1} = 37,18 \text{ MPa}$
 $\beta = 1,60$

Fig. 178 - Ensaio nº P51H (Horizontal) - Pressiõmetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 27H (Horizontal)
 Sub-base - Profundidade = 0,60m



$E_p = 15,01 \text{ MPa}$
 $E_r = 27,09 \text{ MPa}$
 $\beta = 1,80$

Fig. 179 - Ensaio nº P52H (Horizontal) - Pressiõmetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 27H (Horizontal)
 Subleito - Profundidade = 1,00m

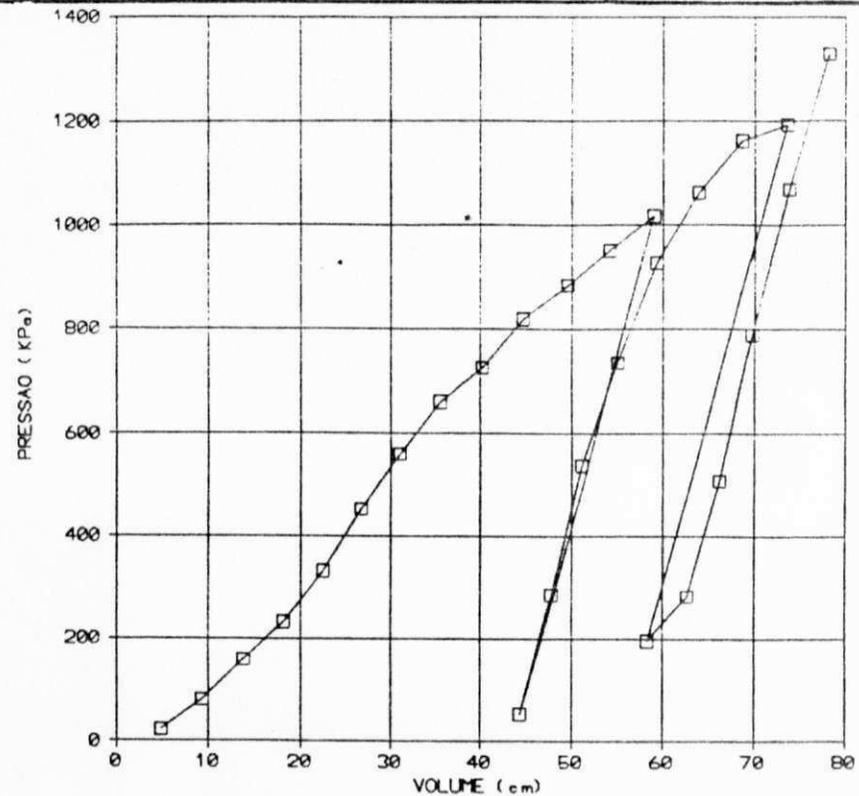


$$E_p = 6,17 \text{ MPa}$$

$$E_r = 19,75 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,20$$

Fig. 180 - Ensaio nº P53 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 28 - Sub-base
 Profundidade = 0,60m

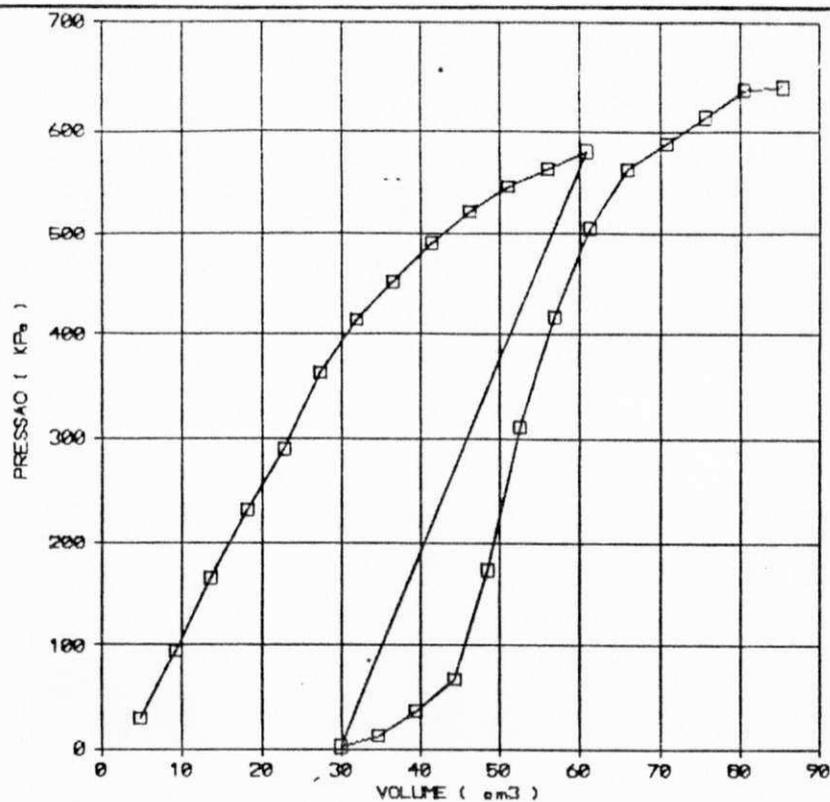


$$E_p = 14,27 \text{ MPa}$$

$$E_{r1} = 30,85 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,16$$

Fig. 181 - Ensaio nº P54 - Pressiômetro de Briaud
 Av. Recife - Furo 28 - Subleito
 Profundidade = 1,00m

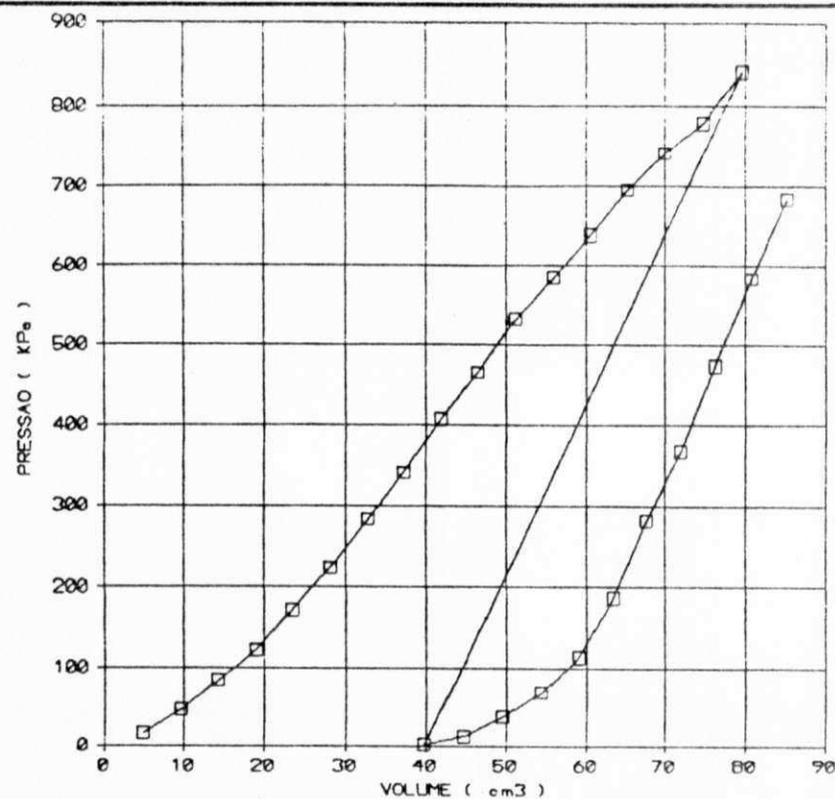


$$E_p = 8,24 \text{ MPa}$$

$$E_r = 19,46 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,36$$

Fig. 182 - Ensaio nº P55 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 29 - Sub-base
Profundidade = 0,60m

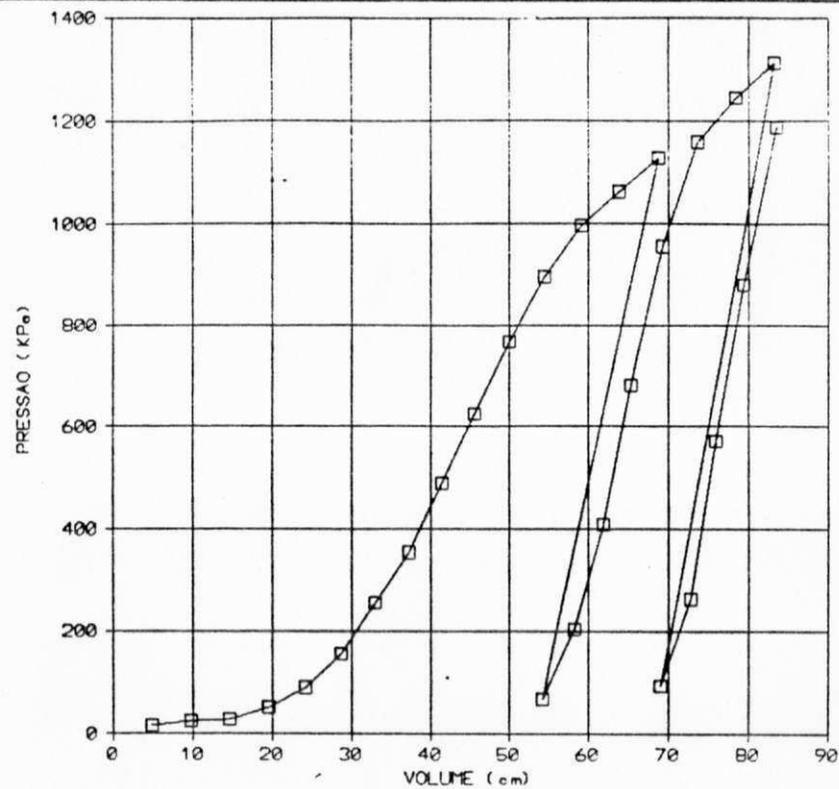


$$E_p = 7,90 \text{ MPa}$$

$$E_r = 15,96 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,02$$

Fig. 183 - Ensaio nº P56 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 29 - Subleito
Profundidade = 1,00m

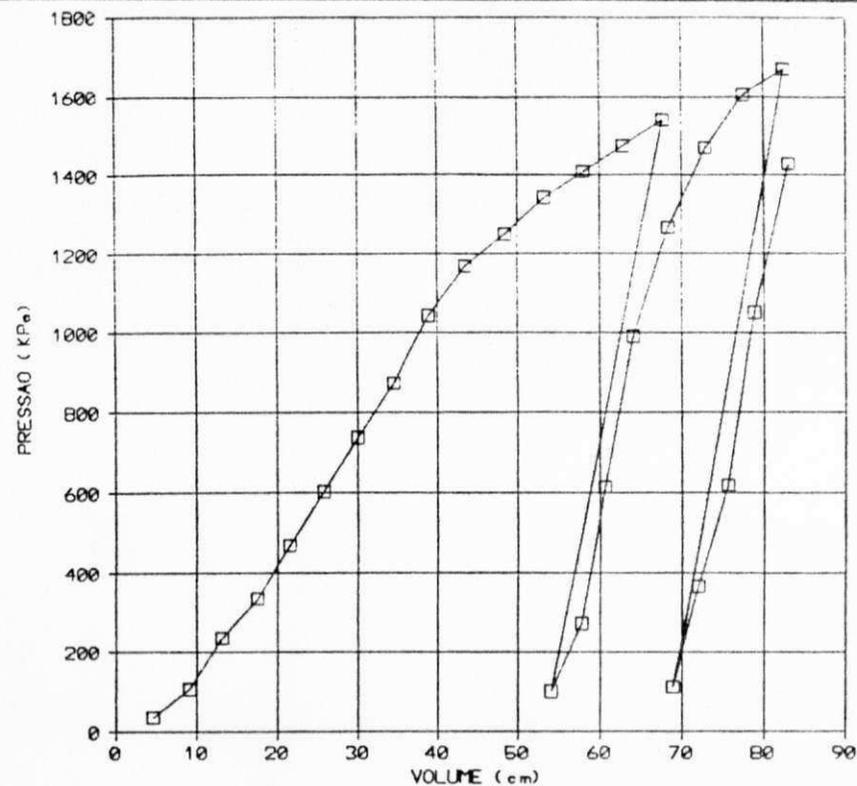


$$E_p = 20,31 \text{ MPa}$$

$$E_{r1} = 50,26 \text{ MPa}$$

$$\beta = 2,47$$

Fig. 184 - Ensaio nº P57 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 30 - Sub-base
Profundidade = 0,60m



$$E_p = 19,10 \text{ MPa}$$

$$E_{r1} = 75,09 \text{ MPa}$$

$$\beta = 3,93$$

Fig. 185 - Ensaio nº P58 - Pressiômetro de Briaud
Av. Recife - Furo 30 - Subleito
Profundidade = 1,00m

ANEXO 4

PERFIS DE SONDAGENS SPT

FURO DE SONDAAGEM			Nº	AMOSTRADOR $\phi_0 = 2''$; $\phi_1 = 1.3/8''$		MARTELO = 65kg	DATA	
			01	REVESTIMENTO $\phi_1 = 2.1/2''$		QUEDA = 75cm	JAN/91	
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1ª	2ª	3ª						
19	19	21	40		0,50	/ / /	Aterro (barro areno-argiloso)	
					0,80	/ / /	Areia argilosa de cor escura, muito compact	
7	10	11	21		1,0	.	Areia fina, cinza claro, de compacta a medianamente compacta.	
7	8	10	18		2,00	.	Limite de sond. (2,00m). Últimos 30cm Primeiros 30cm	
			(SB 38) (SL 21)					

Fig. 186 - Perfis de Sondagens - SPT1 (F1)

FURO DE SONDAAGEM			Nº	AMOSTRADOR $\phi_0 = 2''$; $\phi_1 = 1.3/8''$		MARTELO = 65kg	DATA	
			02	REVESTIMENTO $\phi_1 = 2.1/2''$		QUEDA = 75cm	JAN/91	
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1ª	2ª	3ª						
19	22	24	46		0,50	+ +	Aterro (barro areno-siltoso)	
					0,85	+ +	Areia silto-argilosa amarela muito compact	
14	24	24	48		1,0	.	Areia fina, cinza, de muito compacta a compacta.	
11	16	18	34		2,00	.	Limite de sond (2,00m). Últimos 30cm Primeiros 30cm	
			(SB 41) (SL 48)					

Fig. 187 - Perfis de Sondagens - SPT2 (F4)

FURO DE SONDAAGEM			Nº 03	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$ REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$	MARTELO = 65kg QUEDA = 75cm	DATA JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1º	2º	3º						
				10 20 30 40 50				
8	14	15	29			0,40	+	Aterro (barro areno-siltoso).
						0,90	+ / +	Areia silto-argilosa avermelhada, compacta
6	8	8	16			1,00		Areia fina, cinza escura, medianamente compacta.
4	6	6	12			2,00		Limite de sond (2,00m)
		(SB 22) (SL 16)				3,00		Últimos 30cm Primeiros 30cm

Fig. 188 - Perfis de Sondagens - SPT3 (F7)

FURO DE SONDAAGEM			Nº 04	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$ REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$	MARTELO = 65kg QUEDA = 75cm	DATA JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1º	2º	3º						
				10 20 30 40 50				
6	9	8	17			0,50	/ /	Aterro (barro areno-argiloso)
						0,90	/ /	Areia argilosa, amarela, med. compacta
5	11	13	24			1,00		Areia fina, cinza escura, compacta.
6	13	13	26			2,00		Limite de sond (2,00m)
		(SB 15) (SL 24)				3,00		Últimos 30cm Primeiros 30cm

Fig. 189 - Perfis de Sondagens - SPT4 (F10)

FURO DE SONDAGEM			Nº 05	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$ REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$	MARTELO = 65kg QUEDA = 75cm	DATA JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1º	2º	3º						
				10 20 30 40 50				
6	36/15		42			0,50		Aterro (barro argiloso)
12	20/6		20/6			1,20		Areia argilosa, vermelha clara, muito compacta.
12	30/15		42			1,80		Areia fina, amarela clara, muito compacta
			(SB 42) (SL 62)					Limite de sond (2,00m) Últimos 30cm Primeiros 30cm

Fig. 190 - Perfis de Sondagens - SPT5 (F11)

FURO DE SONDAGEM			Nº 06	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$ REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$	MARTELO = 65kg QUEDA = 75cm	DATA JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1º	2º	3º						
				10 20 30 40 50				
14	20/7		20/7			0,50		Aterro (barro argiloso)
						0,75		Areia argilosa, vermelha muito compacta
6	17	20	37			NA(1,50)		Areia fina, cinza claro, compacta.
9	17	18	35			2,00		Limite de sond (2,00m) Últimos 30cm Primeiros 30cm
			(SB 56) (SL 37)					

Fig. 191 - Perfis de Sondagens - SPT6 (F12)

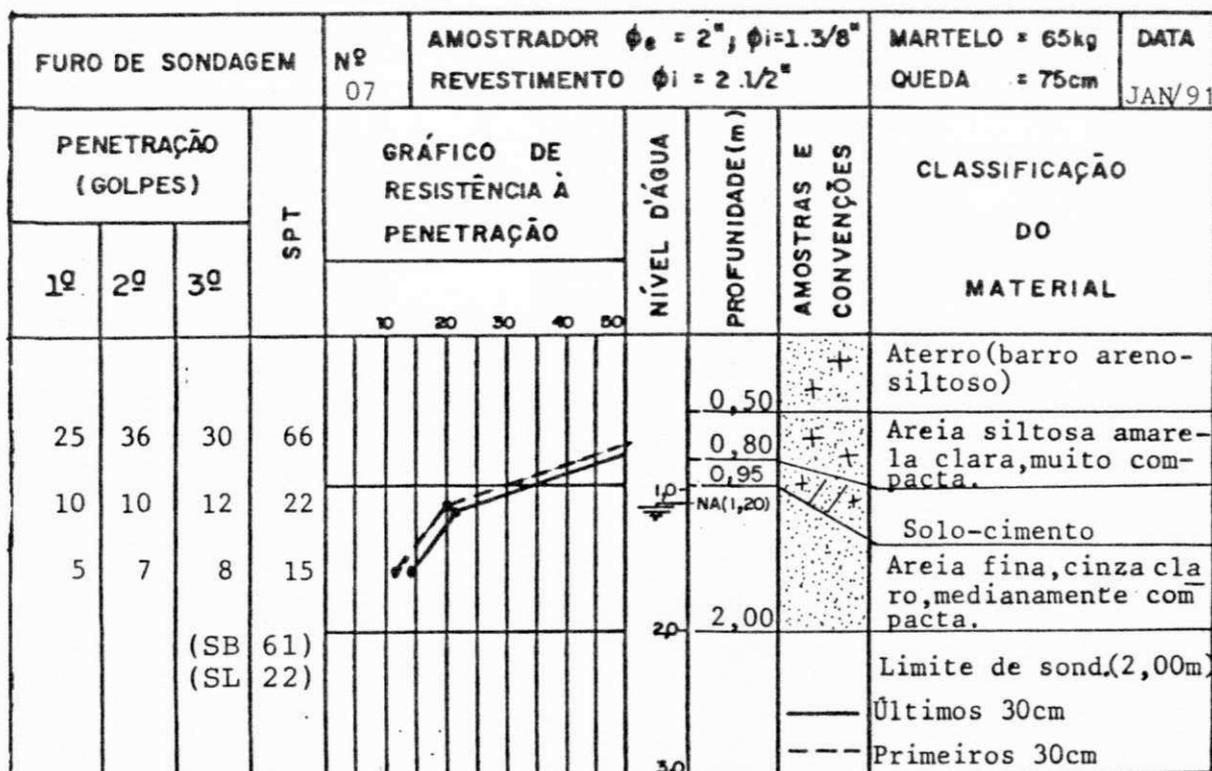


Fig. 192 - Perfis de Sondagens - SPT7 (F15)

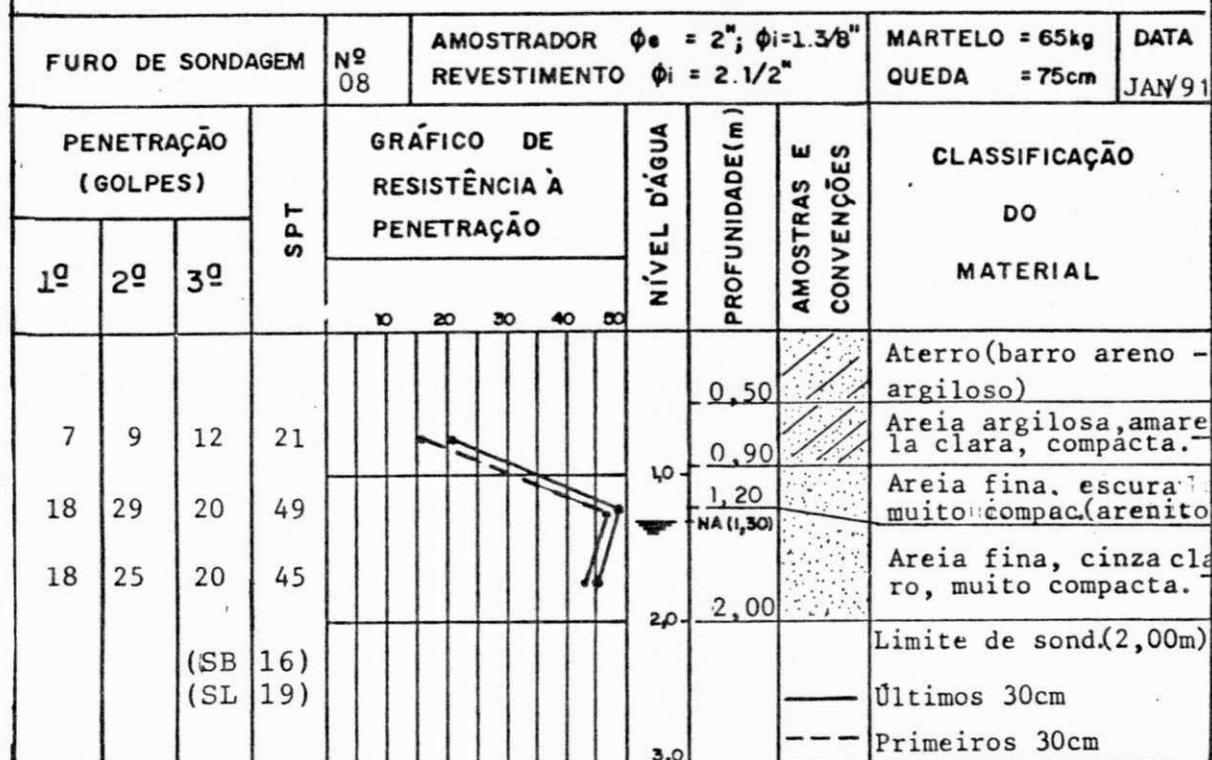


Fig. 193 - Perfis de Sondagens - SPT8 (F17)

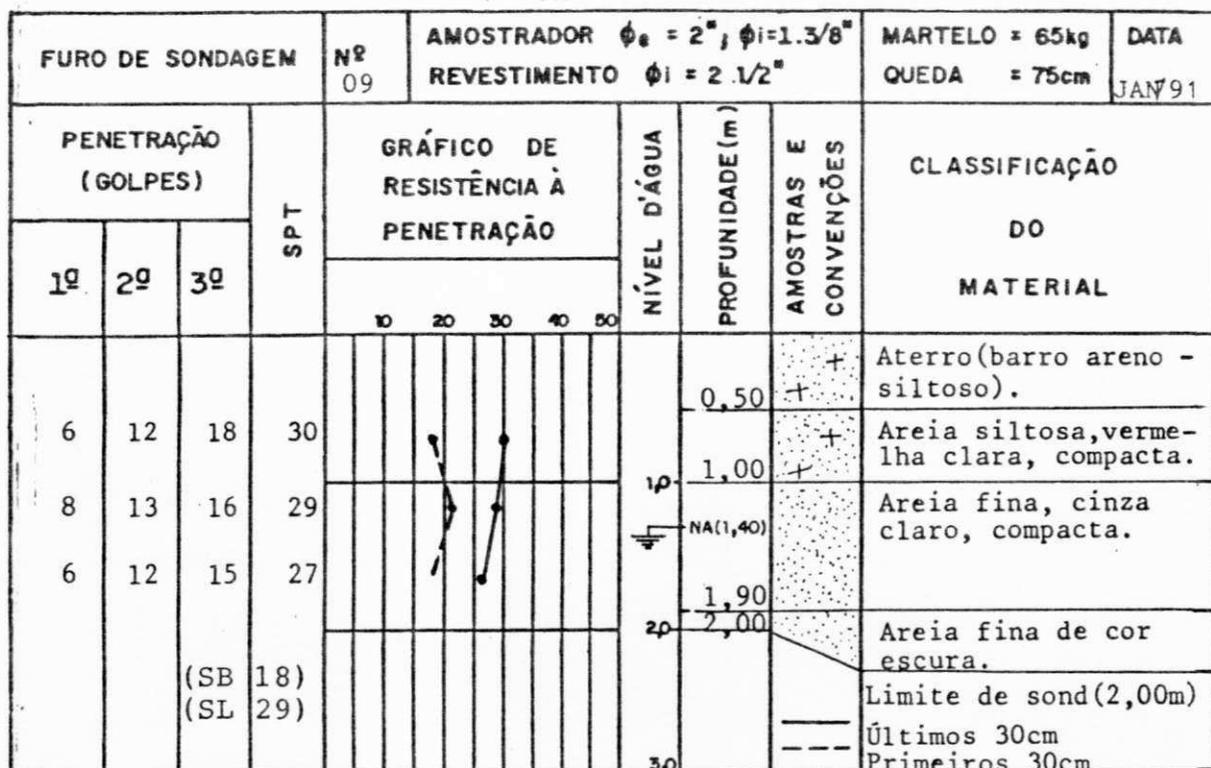


Fig. 194 - Perfis de Sondagens - SPT9 (F20)

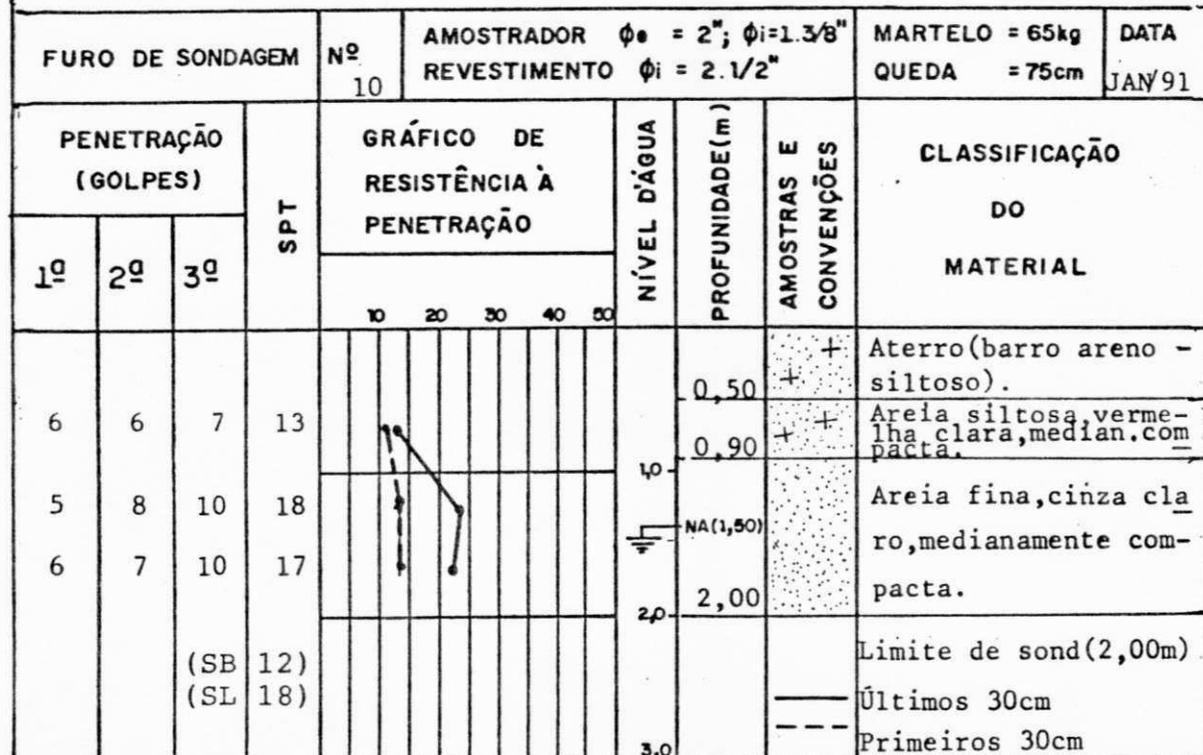


Fig. 195 - Perfis de Sondagens - SPT10 (F24)

FURO DE SONDAAGEM			Nº	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$		MARTELO = 65kg	DATA		
			11	REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$		QUEDA = 75cm	JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
1º	2º	3º							
6	8	9	17			0,50	+	Aterro (barro arenosiltoso)	
6	9	10	19			1º	0,90	+	Areia siltosa, amarela clara, medianamente compacta.
4	6	7	13			NA (1,50)	2,00		Areia fina, cinza clara, medianamente compacta.
		(SB 14) (SL 19)				3º			Limite de sond. (2,00m) últimos 30cm primeiros 30cm

Fig. 196 - Perfis de Sondagens - SPT11 (F27)

FURO DE SONDAAGEM			Nº	AMOSTRADOR $\phi_e = 2''$; $\phi_i = 1.3/8''$		MARTELO = 65kg	DATA		
			12	REVESTIMENTO $\phi_i = 2.1/2''$		QUEDA = 75cm	JAN/91		
PENETRAÇÃO (GOLPES)			SPT	GRÁFICO DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
1º	2º	3º							
19	18	15	33			0,50	+	Aterro (barro arenosiltoso)	
7	8	9	17			1º	0,90	+	Areia silto argilosa vermelha clara compacta.
12	14	16	30			NA (1,40)	2,00		Areia fina, cinza claro, de medianamente compacta a compacta.
		(SB 37) (SL 17)				3º			Limite de sond. (2,00m) últimos 30cm primeiros 30cm

Fig. 197 - Perfis de Sondagens - SPT12 (F30)

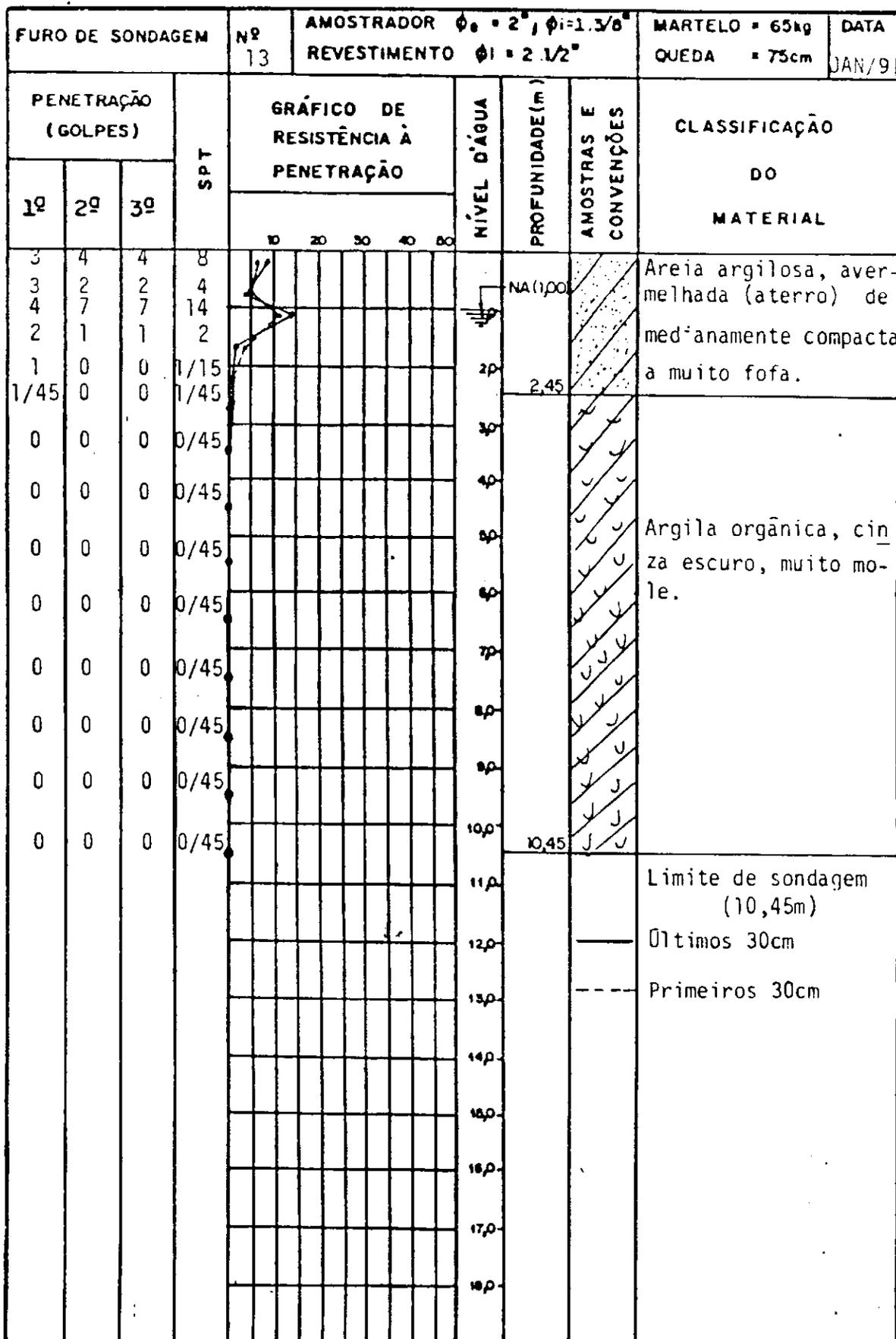


Fig. 198 - Perfis de Sondagens - SPT13 (Passeio do LD, a.20m do F15)

ANEXO 5

**RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RECONSTITUIÇÃO
DO CONCRETO ENDURECIDO**

Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

Certificado nº 125 631

Em 20 de junho de 19 91

Natureza do Trabalho: Reconstituição do traço do concreto endurecido.

Cliente: UFPE - CENTRO DE TECNOLOGIA/PROFº JOSÉ ORLANDO.

Material: Cinco amostras de concreto, colhidas e remetidas pelo cliente.

RESULTADOS

Nº AMOSTRAS	114	116	118	124	128
REFERÊNCIA	CP-01	CP-03	CP-07	CP-18	CP-24
CIMENTO	15,5 %	23,8 %	19,1 %	15,2 %	17,6 %
AGREGADO	84,5 %	76,2 %	80,9 %	84,8 %	82,4 %
TRAÇO	1:5,5	1:3,2	1:4,2	1:5,6	1:4,7

GQB-LVU-114,116,118,124,128/90
smsf.


ANA MARIA DE FREITAS BARBOSA

Engª. Química CRQ-01.300.527
Gerência de Química e Biotecnologia.



Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

Certificado nº 126 354

Em 19 de agosto de 19 91

Natureza do Trabalho: Reconstituição do traço do concreto endurecido.

Cliente: UFPE - CENTRO DE TECNOLOGIA/PROFº JOSÉ ORLANDO.

Material: Quatro amostras de concreto, colhidas e reme-
tidas pelo cliente.

RESULTADOS

Nº AMOSTRA	115	121	123	126
REFERÊNCIA	CP-02	CP-14	CP-17	CP-20
Agregado	82,0 %	79,7 %	79,9 %	70,0 %
Cimento	18,0 %	20,3 %	20,1 %	22,9 %
Traço	1:4,6	1:3,9	1:4,0	1:3,4


ANA MARIA DE FREITAS BARBOSA
Eng^a. Química CRQ 01.300.527
Gerência de Química e Biotecnologia

GQB-LVU-115-121-123-126/152
/dcc.

Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

Certificado nº 125 727

Em 01 de julho de 19 91

Natureza do Trabalho: Reconstituição do traço do concreto endurecido.

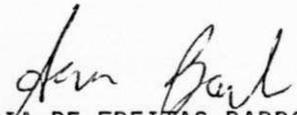
Cliente: UFPE - CENTRO DE TECNOLOGIA/PROFº JOSÉ ORLANDO.

Material: Seis amostras de concreto, colhidas e remetidas pelo cliente.

RESULTADOS

Nº AMOSTRA	117	120	127	129	131	148
REFERÊNCIA	CP-05	CP-12	CP-22	CP-24A	CP-30	CP-09
CIMENTO	19,8 %	13,0 %	19,6 %	15,8 %	19,5 %	19,2 %
AGREGADO	80,2 %	87,0 %	80,4 %	84,2 %	80,5 %	80,8 %
TRAÇO	1:4,0	1:6,7	1:4,1	1:5,6	1:4,1	1:4,2

QGB-LVU-117,120,127,129,131,148/03
smsf.


ANA MARIA DE FREITAS BARBOSA
Eng.ª Química CRQ-01.300.527
Gerência de Química e Biotecnologia

Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

Certificado nº 125 818

Em 10 de julho de 1991

Natureza do Trabalho: Reconstituição do traço do concreto endurecido

Cliente: UFPE - CENTRO DE TECNOLOGIA/PROF^o JOSÉ ORLANDO.

Material: Quatro amostras de concreto, colhidas e remetidas pelo cliente.

RESULTADOS

Nº AMOSTRA	119	122	125	130
REFERÊNCIA	CP-11	CP-16B	CP-19	CP-26
CIMENTO	22,0 %	15,3 %	18,5 %	17,1 %
AGREGADO	78,0 %	84,7 %	81,5 %	82,9 %
TRAÇO	1:3,5	1:5,5	1:4,4	1:4,8

GQB-LVU-119-122-125-130/41
smsf.

Ana Maria de Freitas Barbosa
ANA MARIA DE FREITAS BARBOSA
Eng^a. Química CRQ-01.300.527
Gerência de Química e Biotecnologia

Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco

Certificado nº 126 203

Em 07 de agosto de 1991

Natureza do Trabalho: Determinação de pesos seco e saturado, para a estimativa do fator água/cimento.

Cliente: JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO.

Material: Dezoito (18) amostras de concreto, colhidas e remetidas ao ITEP pelo cliente.

RESULTADOS

REFERÊNCIA DOS C.Ps.	PESO SATURADO (g)	PESO SECO (g)	QUANTIDADE D'ÁGUA (g)	% ÁGUA EM RELAÇÃO PESO SECO
22	907,3	842,3	65,0	7,7
24	774,1	721,1	53,0	7,4
20	1141,2	1049,9	91,3	8,7
03	1463,8	1362,5	101,3	7,4
12	809,4	759,6	49,8	6,6
01	880,8	832,5	48,3	5,8
14	1058,7	982,9	75,8	7,7
02	961,8	898,8	63,0	7,0
16-B	520,1	486,2	33,9	7,0
05	1313,1	1222,1	91,0	7,5
13-A	975,3	906,0	69,3	7,7
26	1774,3	1630,8	143,5	8,8
24-A	1040,5	978,9	61,6	6,3
18	1456,7	1359,5	97,2	7,2
30	1427,3	1319,5	107,8	8,2
09	1489,2	1371,1	118,1	8,6
11	945,9	888,4	57,5	6,5
19	1231,6	1154,5	77,1	6,7

Observação.: Os resultados acima foram obtidos após constância de peso e a temperatura de secagem utilizada foi de 600°C por duas horas.

GERALDO DE MAGELA SOUZA CATÃO
Engo Civil - CREA 11280 D - 2a. Região

/dcc.

Av. Professor Luis Freire, 700 Cidade Universitária 50.730 Recife-PE
PABX (081) 271-4399 Telex: 081-2291 ITEP BR
End. Telegráfico ITEPE C. Postal 756

ANEXO 6

**RESULTADOS DAS RCS AOS 28 DIAS OBTIDOS
DURANTE A FASE CONSTRUTIVA**

Tabela 44

Resultados das RCS aos 28 dias Obtidos Durante Construção da Via
- Prefeitura Municipal do Recife, S.V.O., D.V.-Seção de Lab.

Moldagem	Taxa de Ruptura (kgf / cm ²)				Observações
	07 Dias		28 Dias		
	Individuais	Média	Individuais	Média	
09.01.76	193; 206	199	269; 284	277	Est. 13 + 16 1ª faixa...
12.01.76	216; 227	221	278; 269	273	Est. 18 + 15 1ª faixa...
13.01.76	181; 184	182	227; 239	233	Est. 25 + 12 1ª faixa...
13.01.76	204; 182	193	261; 250	255	Est. 134 3ª faixa...
23.01.76	- ; -	-	269; 267	268	Est. 144 3ª faixa LD
23.01.76	- ; -	-	244; 210	227	Est. 39 3ª faixa LD
25.01.76	184; 204	194	- ; -	-	Est. 34 3ª faixa LE
27.01.76	131; 131	131	173; 171	172	Est. 20 3ª faixa LD
28.01.76	- ; -	-	289; 281	285	Est. 138 3ª faixa LD
28.01.76	- ; -	-	244; 272	258	Est. 17 3ª faixa LD
29.01.76	- ; -	-	227; 233	230	Est. 40 2ª faixa LD
30.01.76	- ; -	-	247; 234	240	Est. 190 3ª faixa LD
31.01.76	- ; -	-	234; 250	242	Est. 37 2ª faixa LD
09.02.76	173; 199	186	255; 258	256	Est. 35 + 10 1ª faixa LD
10.02.76	137; 137	137	275; 272	273	Est. 200 4ª faixa LD
10.02.76	184; 199	191	250; 250	250	Est. 43 1ª faixa LD
11.02.76	199; 199	199	- ; -	-	Est. 48 1ª faixa LD
12.02.76	218; 207	212	354; 340	347	Est. 17 1ª faixa LE
14.02.76	275; 284	280	334; 346	340	Est. 23 ...
15.02.76	281; 269	275	391; 358	374	Est. 29 + 10 1ª faixa LE
16.02.76	291; 264	277	346; 329	337	Est. 34 1ª faixa LE
17.02.76	227; 244	235	289; 301	295	Est. 184 2ª faixa LE
18.02.76	193; 204	198	225; 275	250	Est. 42 2ª faixa LE

Tabela 44 (Continuação)

Resultados das RCS aos 28 dias Obtidos Durante Construção da Via
- Prefeitura Municipal do Recife, S.V.O., D.V.-Seção de Lab.

Moldagem	Taxa de Ruptura (kgf / cm ²)				Observações
	07 Dias		28 Dias		
	Individuais	Média	Individuais	Média	
18.02.76	216; 227	221	329; 306	317	Est. 193 1ª faixa LE
19.02.76	184; 196	190	284; 255	269	Est. 05 3ª faixa LE
19.02.76	- ; -	-	199; 250	224	Est. 180 ...
19.02.76	184; 218	201	281; 289	285	Est. 192 1ª faixa LE
20.02.76	272; 312	292	334; 346	340	Est. 190 1ª faixa LE
21.02.76	250; 258	254	312; 323	317	Est. 198 2ª faixa LD
27.02.76	247; 263	255	295; 304	299	Est. 76 1ª faixa LE
28.02.76	325; 329	327	337; 365	351	Est. 238 1ª faixa LE
29.02.76	243; 243	243	272; 284	278	Est. 240 1ª faixa LE
04.03.76	239; 273	256	317; 309	313	Est. 236 2ª faixa LE
05.03.76	261; 284	272	304; 307	305	Est. 242 2ª faixa LE
05.03.76	273; 256	264	352; 324	338	Est. 88 1ª faixa LE
12.03.76	301; 318	309	340; 346	343	Est. 88 3ª faixa LD
22.03.76	199; 182	190	284; 312	298	Est. 135 2ª faixa LD
23.03.76	255; 272	263	326; 337	331	Est. 129 2ª faixa LD
24.03.76	284; 295	289	346; 360	353	Est. 206 1ª faixa LD
24.03.76	244; 252	248	323; 332	327	Est. 206 2ª faixa LD
25.03.76	295; 307	301	403; 385	394	Est. 221 2ª faixa LD
25.03.76	205; 210	207	329; 337	333	Est. 135 3ª faixa LD
02.04.76	284; 261	272	374; 351	362	Est. 201 3ª faixa ...
03.04.76	227; 250	238	290; 341	315	Est. 13 3ª faixa ...
05.04.76	227; 224	225	312; 303	307	Est. 213 3ª faixa LE
22.04.76	300; 290 ⁽¹⁾	295	312; 320	316	Est. 124 1ª faixa ...

Tabela 44 (Continuação)

Resultados das RCS aos 28 dias Obtidos Durante Construção da Via
- Prefeitura Municipal do Recife, S.V.O., D.V.-Seção de Lab.

Moldagem	Taxa de Ruptura (kgf / cm ²)				Observações
	07 Dias		28 Dias		
	Individuais	Média	Individuais	Média	
23.04.76	261; 300 ⁽²⁾	280	334; 315	324	Est. 240 1ª faixa ...
23.04.76	284; 306 ⁽²⁾	295	334; 329	331	Est. 81 1ª faixa LD
29.04.76	261; 264	262	329; 312	320	Est. 238 1ª faixa LD
30.04.76	295; 250	272	340; 312	326	Est. 249 2ª faixa LD
04.05.76	278; 278	278	368; 357	362	Est. 239 2ª faixa LE
05.05.76	289; 283	286	371; 366	368	Est. 158 1ª faixa LD
06.05.76	295; 306	300	368; 351	359	Est. 161 1ª faixa LE
06.05.76	238; 255	246	340; 346	343	Est. 89 1ª faixa LE
10.05.76	272; 239	255	290; 295	292	Est. 145 1ª faixa LD
11.05.76	244; 239	241	290; 286	288	Est. 107 1ª faixa LD
12.05.76	335; 329	332	352; 368	360	Est. 159 2ª faixa ...
12.05.76	244; 272	258	306; 317	311	Est. 115 1ª faixa ...
14.05.76	267; 278	272	408; -	408	Est. 149 2ª faixa LD
14.05.76	216; 224	220	312; 288	300	Est. 122 3ª faixa LD
15.05.76	345; 368	356	374; 397	385	Est. 160 3ª faixa LD
17.05.76	340; ⁽³⁾ -	340	397; 374	385	Est. 155 3ª faixa LD
21.05.76	250; 216	233	318; 292	305	Est. 109 2ª faixa LD
25.05.76	230; 244	237	- ; -	-	Est. 104 2ª faixa LD
26.05.76	255; 275	265	323; 337	330	Est. 175 ... LD
28.05.76	250; 222	236	368; 329	348	Est. 64 2ª faixa LE
29.05.76	368; 346	357	397;	397	Est. 175 3ª faixa LD
29.05.76	306; 301	303	340; 324	332	Est. 71 3ª faixa LE
17.06.76	329; 284 ⁽²⁾	306	363; 368	365	Est. 111 3ª faixa LD

Tabela 44 (Continuação)

Resultados das RCS aos 28 dias Obtidos Durante Construção da Via
- Prefeitura Municipal do Recife, S.V.O., D.V.-Seção de Lab.

Moldagem	Taxa de Ruptura (kgf / cm ²)				Observações
	07 Dias		28 Dias		
	Individuais	Média	Individuais	Média	
18.06.76	312; 255 ⁽⁴⁾	283	323; 340	332	Est. 250 1ª faixa LD
19.06.76	287; 289 ⁽³⁾	288	348; 340	344	Est. 111 2ª faixa LD
21.06.76	250; 261 ⁽⁵⁾	255	324; 326	325	Est. 108 3ª faixa LD
26.06.76	273; 273	273	319; 278	298	Est. 103 2ª faixa LD
02.07.76	284; 273	278	-	-	Est. 98 2ª faixa LD
22.07.76	332; 315	323	358; 346	352	Est. 128 3ª faixa LD
23.07.76	241; 281	261	295; 295	295	Est. 123 3ª faixa LD

(1) Rompidos aos 15 dias de idade.

(2) Rompidos aos 13 dias de idade.

(3) Rompidos aos 11 dias de idade.

(4) Rompidos aos 12 dias de idade.

(5) Rompidos aos 09 dias de idade.

OBS.: Os resultados constantes desta Tabela foram transcritos das fichas de ensaios de ruptura de corpos de prova, obtidas na Divisão de Laboratório da Empresa de Obras Públicas da Prefeitura da Cidade do Recife (antiga Seção de Laboratório da D.V., S.V.O. da Prefeitura Municipal do Recife, em 1976).

Parâmetros Estatísticos

	07 dias	28 dias	Relação Média
Nº de Elementos (n)	60	72	
Média Aritmética (\bar{X})	250 kgf/cm ²	312 kgf/cm ²	$\frac{\bar{RCS} (28 \text{ dias})}{\bar{RCS} (07 \text{ dias})} = 1,25$
Desvio Padrão (s)	47,4 kgf/cm ²	46,7 kgf/cm ²	
Coef. de Variação (V)	19,0%	15,0%	

APÊNDICE A

TIPOS DE DEFEITOS EM PAVIMENTO RÍGIDOS

Neste Apêndice A, são apresentadas a nomenclatura, definição e classificação de 20 tipos de defeitos em pavimentos rígidos, catalogados pela norma 49 do "Manual de Pavimentos Rígidos" do DNER, publicado em 1989. Para cada defeito relacionado a seguir, são também indicadas suas possíveis causas e classificação, conforme os trabalhos de CARVALHO (1982 e 1990) e SANTANA (1991):

- Defeito nº 01 - "Alçamento de Placas": Levantamento das placas nas juntas ou fissuras transversais e, eventualmente, próximo a canaletas de drenagens ou intervenções feitas no pavimento (caixa de inspeções, bueiros, etc).

. Causas Prováveis: restrição à expansão linear do pavimento quando sujeito à temperaturas sazonais elevadas, pela presença de materiais incompressíveis nas juntas ou fissuras.

. Classificação: defeito estrutural;

- Defeito nº 02 - "Fissura de Canto": É aquela que intercepta as juntas a uma distância menor ou igual à metade do comprimento das bordas ou juntas do pavimento (longitudinal e transversal), medindo-se a partir do seu canto. A fissura de canto atinge toda a espessura da placa.

. Causas Prováveis: falta de um dispositivo eficiente de transmissão de carga, subdimensionamento da espessura do pavimento, recalques diferenciais da fundação, empenamento de placa e operação indevida do pavimento (carregamento não previsto no projeto).

. Classificação: defeito estrutural;

- Defeito nº 03 - "Placa Dividida": Divisão da placa, por fissuras, em quatro ou mais partes.

. Causas Prováveis: emprego de concreto de baixa qualidade, incapaz de resistir aos vários esforços solicitantes, subdimensionamento da espessura da placa de concreto, fundação com baixa capacidade de suporte e progressão de defeitos estruturais existentes (fissuras transversais e longitudinais, por exemplo).

. Classificação: defeito estrutural;

- Defeito nº 04 - "Escalonamento ou Degrau nas Juntas": Caracteriza-se pela ocorrência de deslocamentos verticais diferenciados permanentes de uma placa em relação à adjacente, na região da junta.

. Causas Prováveis: perda progressiva de eficiência da junta, assentamento da fundação, bombeamento ou erosão dos materiais sob as placas e empenamento de suas bordas.

. Classificação: defeito estrutural;

- **Defeito nº 05 - "Falha na Selagem das Juntas"**: é qualquer avaria no selante que possibilite o acúmulo de material incompressível na junta ou permita a infiltração de água; as principais avarias são: rompimento, por tração ou compressão, do material selante; extrusão do material; crescimento de vegetação; endurecimento (oxidação) do material selante; perda de aderência às placas de concreto; quantidade deficiente de selante nas juntas.

. **Causas Prováveis**: material selante e execução das juntas inadequados.

. **Classificação**: defeito não estrutural;

- **Defeito nº 06 - "Desnível Pavimento-Acostamento"**: É o degrau formado entre o acostamento e a borda do pavimento, geralmente acompanhado de uma separação dessas bordas.

. **Causas Prováveis**: erosão da sub-base e/ou do subleito, bombeamento dos materiais sob as placas.

. **Classificação**: defeito estrutural;

- **Defeito nº 07 - "Fissuras Lineares"**: São fissuras que atingem toda a espessura da placa de concreto e a divide em duas ou três partes (placas partidas em quatro ou mais pedaços são classificadas como "placas divididas"). Neste tipo de defeito enquadram-se:

- **fissuras transversais**: ocorrem na direção da largura da placa perpendicularmente ao eixo longitudinal do pavimento;
- **fissuras longitudinais**: ocorrem na direção do comprimento da placa, paralelamente ao eixo longitudinal do pavimento;
- **fissuras diagonais**: são fissuras inclinadas que interceptam as juntas do pavimento a uma distância maior que a metade do comprimento dessas juntas ou bordas.

. **Causas Prováveis**:

a) **Fissuras transversais**: retração volumétrica do concreto nas primeiras idades (por ineficiência do projeto geométrico, atraso no programa de abertura das juntas, pouca profundidade da ranhura, por condições climáticas mais severas que as previstas no projeto), mau funcionamento do sistema artificial de transmissão de carga (quando a fissura situa-se próxima da junta transversal), insuficiência de suporte da fundação ou subdimensionamento da espessura.

b) **Fissuras longitudinais**: empenamento térmico (pelo atraso na abertura da junta longitudinal ou pouca profundidade da ranhura - quando se executa mais de uma faixa de uma só vez) ou assentamento do material de sub-base ou subleito. Quando ocorre na trilha de roda pode ser causada pela fadiga do concreto ou por tensões de compressão na região da junta.

c) **Fissuras diagonais**: falta de eficiência na transmissão de cargas, subdimensionamento da espessura, recalques diferenciais da fundação ou tensões de empenamento.

. **Classificação:**

- a) **Fissuras transversais:** em função dos fenômenos causadores admitem as duas classificações.
- b) **Fissuras longitudinais:** em função dos fenômenos causadores admitem as duas classificações.
- c) **Fissuras diagonais:** defeito estrutural.

- **Defeito nº 08 - "Grandes Reparos ($> 0,45 \text{ m}^2$)":** Entende-se como "reparo" a área onde o pavimento original foi removido e posteriormente preenchido com um material de enchimento (asfalto ou concreto).

- **Defeito nº 09 - "Pequenos Reparos ($\leq 0,45 \text{ m}^2$)"**

. **Causas Prováveis:** os defeitos nº 08 e nº 09 são provenientes, na realidade, de outros defeitos;

- **Defeito nº 10 - "Desgaste Superficial":** Caracterizado pelo deslocamento de argamassa superficial fazendo com que os agregados afluam na superfície do pavimento; apresentado-se polidos.

. **Causas Prováveis:** solicitação intensa do tráfego, emprego de concreto de baixa qualidade ou uso de agregados sujos (argila e pó).

. **Classificação:** defeito não estrutural;

- **Defeito nº 11 - "Bombeamento":** É a expulsão de finos plásticos porventura existentes no solo de fundação do pavimento, sob a forma de lama fluida, através das juntas, borda ou trincas do pavimento, quando da passagem das cargas solicitantes. Identifica-se pela presença de manchas terrosas ao longo das juntas, bordas ou trincas.

. **Causas Prováveis:** solos muito finos na fundação do pavimento, deficiências de drenagem, com agravante de falhas de selagem.

. **Classificação:** defeito estrutural;

- **Defeito nº 12 - "Quebras Localizadas":** São áreas das placas que se mostram trincadas e partidas em pequenos pedaços. Têm formas variadas, mas geralmente situam-se entre uma trinca e uma junta ou entre duas trincas próximas (em torno de 1,5 m).

. **Causas Prováveis:** solicitação intensa de tráfego pesado, espessura insuficiente de placa de concreto, perda de suporte da fundação ou deficiência construtiva localizada (por exemplo: ocorrência de vazios ou ninhos, por falta de adensamento).

. **Classificação:** defeito estrutural;

- Defeito nº 13 - "Passagem de Nível": Os defeitos de uma passagem de nível são representados por depressões ou elevações próximas aos trilhos.

- . Causas Prováveis: geralmente execução deficiente

- . Classificação: defeito não estrutural;

- Defeito nº 14 - "Fissuras Superficiais (Rendilhado) e Escamação": São fissuras capilares que atingem apenas a superfície da placa (entre 6 a 13 mm) com tendência a se interceptarem formando ângulos de 120°; a escamação caracteriza-se pelo deslocamento desta camada superficial fissurada, podendo, no entanto, ser proveniente de outros defeitos, tais como o desgaste superficial.

- . Causas Prováveis: falhas executivas - excesso de vibração ou adição de água à massa, durante as operações de acabamento - ou de dosagem de concreto - grande quantidade de argamassa - aliados ao uso de agregados de má qualidade e ineficiência do processo de cura podem conduzir a esse defeito. O ataque de agentes químicos também pode provocar a desintegração e a escamação no concreto.

- . Classificação: defeito não estrutural;

- Defeito nº 15 - "Fissuras de Retração Plástica": São fissuras pouco profundas (superficiais), de pequena abertura (inferior a 0,5 mm) e de comprimento limitado. De incidência aleatória, costumam desenvolver-se formando ângulo de 45° a 60° com o maior eixo da placa.

- . Causas Prováveis: inadequação ou insuficiência do processo de cura inicial.

- . Classificação: defeito não estrutural;

- Defeito nº 16 - "Esborcimento ou Quebra de Canto": São quebras em forma de cunha, nos cantos das placas, ocorrendo numa distância não superior a 60 cm do canto; difere da fissura de canto pelo fato de interceptar a junta num determinado ângulo (quebra em cunha), ao passo que a fissura de canto ocorre verticalmente em toda a espessura da placa.

- . Causas Prováveis: inadequação ou inexistência de selagem das juntas ou falhas no processo executivo (moldagem de juntas, por exemplo), geradores de tensões de compressão nessa região.

- . Classificação: defeito não estrutural;

- Defeito nº 17 - "Esborcimento de Juntas": Caracteriza-se pela quebra das bordas da placa de concreto (quebra em cunha), com o comprimento máximo de 60 cm das juntas e não atinge toda a espessura da placa.

. Causas Prováveis: tensão excessiva nas juntas causadas pela carga de tráfego (empilhadeiras de rodas rígidas, por exemplo) ou por infiltração de materiais incompressíveis, concreto quebradiço nas juntas (por excesso de vibração) ou má execução do processo.

. Classificação: defeito não estrutural;

- Defeito nº 18 - "Placa Bailarina": São placas cuja movimentação vertical é visível sob a ação do tráfego, principalmente na região das juntas.

. Causas Prováveis: perda localizada ou generalizada de suporte da fundação aliadas à existência de juntas ineficientes e à ação do tráfego pesado e canalizado.

. Classificação: defeito estrutural;

- Defeito nº 19 - "Assentamento": Afundamento do pavimento, criando ondulações superficiais de grande extensão (o pavimento muitas vezes permanece íntegro).

. Causas Prováveis: assentamento de fundação;

. Classificação: defeito estrutural;

- Defeito nº 20 - "Buracos": Marcados pela perda de concreto na superfície da placa, apresentando área e profundidade bem definidas.

. Causas Prováveis: progressão de outros defeitos (fissuras, esborcinamentos, escamação, quebras localizadas, etc.), poderão estar aliados ao uso de concreto de baixa qualidade ou falhas executivas.

. Classificação: defeito estrutural.

APÊNDICE B

**ELEMENTOS PARA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE
CONDIÇÃO DO PAVIMENTO-ICP**

Quadro 2

Graus de Severidade dos Defeitos (Norma DNER 48)
 B: Baixo M: Médio A: Alto
 (Apud SANTANA, H. O Monitoramento dos Pavimentos Rígidos
 Integrado com o Programa SHRP, 1991)
 (Ref. DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

<p>1. ALÇAMENTO DE PLACAS</p> <p><u>Contagem:</u> numa fissura, o alçamento é registrado como ocorrendo em uma única placa; quando localiza-se em uma junta atingindo duas placas, ambas deverão ser contadas.</p>	<p>B - o defeito causa um baixo desconforto de rolamento;</p> <p>M - um médio desconforto de rolamento sem causar prejuízo ao tráfego;</p> <p>A - compromete a segurança de rolamento e provoca interrupções no escoamento do tráfego, devendo ser imediatamente reparado.</p>			
<p>2. FISSURAS DE CANTO</p> <p><u>Contagem:</u> conta-se uma placa defeituosa quando esta possui:</p> <ul style="list-style-type: none"> - uma única fissura de canto; - mais de uma fissura de canto com o mesmo grau de severidade; - duas ou mais fissuras de canto com diferentes graus de severidade (nesse caso apenas o grau de severidade mais elevado é registrado). 	<p>A área compreendida entre a fissura de canto e as juntas:</p> <p>B - não está fissurada;</p> <p>M - apresenta no máximo duas fissuras;</p> <p>A - apresenta mais de duas fissuras.</p>			
<p>3. PLACA DIVIDIDA</p> <p><u>Contagem:</u> se a placa tiver grau de severidade M ou A nenhum outro defeito deverá ser registrado</p>	<p>Severidade da maioria das fissuras</p> <p>B</p> <p>M</p> <p>A</p>	<p>Nº de pedaços em que a placa está dividida</p> <p>4 a 5</p> <p>B</p> <p>M</p> <p>M</p>	<p>6 a 8</p> <p>B</p> <p>M</p> <p>A</p>	<p>> 8</p> <p>M</p> <p>A</p> <p>A</p>
<p>4. ESCALONAMENTO OU DEGRAUS NAS JUNTAS</p> <p><u>Contagem:</u> só uma placa é contada quando o defeito ocorrer em uma junta.</p>	<p>B - desnível: 03 a 10 mm</p> <p>M - desnível: > 10 a 20 mm</p> <p>A - desnível: > 20 mm</p>			
<p>5. FALHA NA SELAGEM DAS JUNTAS</p> <p><u>Contagem:</u> expressa baseada na relação entre as condições gerais do selante e a área global considerada.</p>	<p>O selante apresenta:</p> <p>B - bom estado e desempenho por todo o trecho, com um número de defeitos em áreas localizadas;</p> <p>M - condições razoáveis em todo o trecho;</p> <p>A - más condições com necessidade de substituição imediata.</p>			
<p>6. DESNÍVEL PAVIMENTO-ACOSTAMENTO</p> <p><u>Contagem:</u> cada placa é registrada separadamente com seu respectivo Grau de Severidade.</p>	<p><u>Desnível (média entre o menor e o maior valor observado) - mm</u></p> <p>B - 25 a 50</p> <p>M - > 50 a 100</p> <p>A - > 100</p>			

Quadro 2 (Continuação)

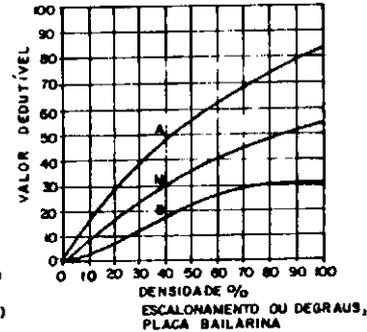
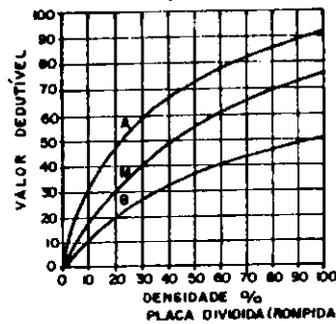
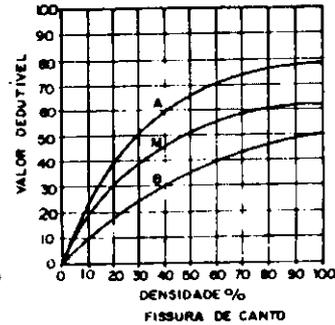
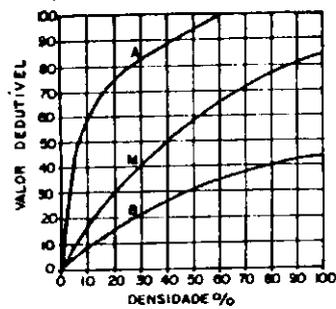
<p>7. FISSURAS LINEARES</p> <p><u>Contagem:</u> uma vez identificado o GS, o defeito é mostrado relativamente aquela placa. Se ocorrem 2 fissuras com GS <u>M</u> a placa é registrada como tendo uma fissura A.</p> <p>OBS.: 1) Fissuras Capilares curtas e que não atingem toda a espessura da placa são tidas como "fissuras de retração". 2) Fissuras com GS <u>M</u> ou <u>A</u> são normalmente consideradas como defeitos estruturais.</p>	<p>Quando as fissuras, com abertura medida na parte superior da placa, sem ou com degraus:</p> <p>B - fissuras sem tratamento (selagens) com menos de 12 mm de largura, ou com tratamento em boas condições com qualquer abertura, e sem degraus;</p> <p>M - fissuras sem tratamento com abertura entre 12 e 50 mm; ou : . sem tratamento com abertura de até 50 mm e degraus com menos de 10 mm; ou . com tratamento com qualquer abertura e com degrau menor que 10 mm</p> <p>A - sem tratamento com abertura superior a 50 mm; ou . tratadas ou não com degraus com mais de 10 mm.</p>																			
<p>8. GRANDES REPAROS (> 0,45 m²)</p> <p>9. PEQUENOS REPAROS (≤ 0,45 m²)</p> <p><u>Contagem:</u> se uma placa tiver mais de um reparo será considerado apenas o de maior grau de severidade. Se os graus de severidade dos reparos forem iguais, considera-se apenas um reparo.</p> <p>OBS.: Se a causa de reparo for mais grave, apenas o defeito original é anotado.</p>	<p>B - reparo apresenta bom desempenho com pouca ou nenhuma deterioração;</p> <p>M - reparo parcialmente deteriorado ou com esborcinamento das bordas; o material de reparo pode ser removido com algum esforço;</p> <p>A - reparo deteriorado; necessidade de substituição imediata.</p>																			
<p>10. DESSASTE SUPERFICIAL</p> <p><u>Contagem:</u> aponta-se cada placa que apresente o desgaste superficial.</p>	<p>Não há definição de GS, devendo entretanto, o defeito ser anotado.</p>																			
<p>11. BOMBEAMENTO</p> <p><u>Contagem:</u> se o bombeamento ocorrer numa junta entre 2 placas, ambas serão anotadas; caso as demais juntas de uma dessas placas apresentem bombeamento, as placas contíguas a essas juntas deverão também ser anotadas.</p>	<p>Não há definição de GS, devendo entretanto, o defeito ser anotado.</p>																			
<p>12. QUEBRAS LOCALIZADAS ("Punchout")</p> <p><u>Contagem:</u> assinala-se a placa defeituosa, sendo o GS o da área que apresente o maior valor (para o caso de ocorrência de mais de uma área na placa)</p>	<p>Severidade da maioria das fissuras</p>	<p>Nº de pedaços em que a área está dividida</p> <table border="1" data-bbox="997 1601 1431 1668"> <thead> <tr> <th></th> <th>2 a 3</th> <th>4 a 5</th> <th>mais que 5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>B</td> <td>B</td> <td>B</td> <td>M</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>B</td> <td>M</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>M</td> <td>A</td> <td>A</td> </tr> </tbody> </table>				2 a 3	4 a 5	mais que 5	B	B	B	M	M	B	M	A	A	M	A	A
	2 a 3	4 a 5	mais que 5																	
B	B	B	M																	
M	B	M	A																	
A	M	A	A																	
<p>13. PASSAGEM DE NIVEL</p> <p><u>Contagem:</u> conta-se o número de placas atravessadas pelos trilhos.</p>	<p>B - causa apenas um baixo desconforto ao rolamento;</p> <p>M - um razoável desconforto sem comprometer a segurança e o escoamento do tráfego;</p> <p>A - grande desconforto, comprometendo a segurança e o escoamento do tráfego.</p>																			

Quadro 2 (Continuação)

<p>14. FISSURAS SUPERFICIAIS (RENDILHADO) E ESCAMAÇÃO</p> <p><u>Contagem:</u> cada placa com escamação é anotada; se só houver rendilhado com baixo grau de severidade, só se faz a anotação se a escamação for iminente.</p>	<p>B - existem fissuras superficiais em grande parte da placa com um mínimo de escamação, sua superfície está em boas condições;</p> <p>M - existe escamação em menos de 15% da área da placa;</p> <p>A - há escamação em mais de 15% da área de placa.</p>										
<p>15. FISSURAS DE RETRAÇÃO</p> <p><u>Contagem:</u> são contadas as placas que apresentem fissuras de cura.</p>	<p>Não há definição de GS, devendo entretanto, o defeito ser anotado.</p>										
<p>16. ESBORCINAMENTO OU QUEBRA DE CANTO</p> <p><u>Contagem:</u> conta-se a placa que apresente pelo menos uma quebra de canto, considerando-se o maior valor de GS observado.</p>	<p>Profundidade da quebra (mm)</p> <p>≤ 25 > 25 a 50 > 50</p>	<p>Dimensões dos lados da quebra (cm)</p> <table border="1" data-bbox="1002 701 1423 898"> <thead> <tr> <th data-bbox="1002 701 1225 763">13 x 13 a 30 x 30</th> <th data-bbox="1225 701 1423 763">mais que 30 x 30</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1002 763 1225 813">B</td> <td data-bbox="1225 763 1423 813">B</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1002 813 1225 862">B</td> <td data-bbox="1225 813 1423 862">M</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1002 862 1225 898">M</td> <td data-bbox="1225 862 1423 898">A</td> </tr> </tbody> </table>		13 x 13 a 30 x 30	mais que 30 x 30	B	B	B	M	M	A
13 x 13 a 30 x 30	mais que 30 x 30										
B	B										
B	M										
M	A										
<p>17. ESBORCINAMENTO DE JUNTAS</p> <p><u>Contagem:</u> conta-se a placa defeituosa; se o esborcinamento ocorrer em mais de uma junta de uma mesma placa considerando-se o GS mais elevado, e se ocorrer entre 2 placas cada uma delas é contada.</p>	<p>Partes Esborcinadas</p> <p><u>Firmes:</u> não podem ser removidas facilmente (podem ter alguns pedaços faltando)</p> <p><u>Soltas:</u> podem ser removidas e faltam alguns pedaços; podem faltar todos os pedaços mas o esborcinamento é raso (≤ 25mm)</p> <p><u>Ausentes:</u> grande parte ou todos os pedaços foram removidos.</p>	<p>Comprimento do Esborcinamento - mm</p> <p>≤ 100 > 100</p> <p>≤ 100 > 100</p> <p>≤ 100 > 100</p>	<p>Comprimento do Esborcinamento</p> <p>≤ 0,6 m ≥ 0,6 m</p> <p>B B</p> <p>B B</p> <p>B M</p> <p>B M</p> <p>B M</p> <p>M A</p>								
<p>18. PLACA BAILARINA</p> <p><u>Contagem:</u> conta-se cada placa que apresente deslocamentos verticais.</p>	<p>Maior deslocamento vertical observado - mm:</p> <p>B - 3 a 10</p> <p>M - > 10 a 20</p> <p>A - > 20</p>										

OBS. 1) O defeito nº 19 "assentamento" é considerado de avaliação subjetiva e para o cálculo, do ICP serão considerados aqueles outros ocorridos na área assentada.

2) O defeito nº 20 "buracos" será avaliado e contado conforme o defeito que lhe deu origem.



GRAU DE SEVERIDADE	VALORES DEDUTÍVEIS
BAIXO	2 PONTOS
MÉDIO	4 PONTOS
ALTO	8 PONTOS

DEFEITO DE SELAGEM

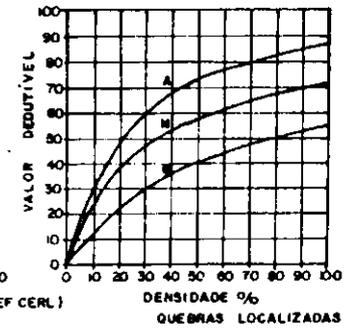
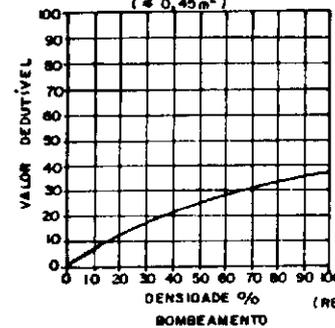
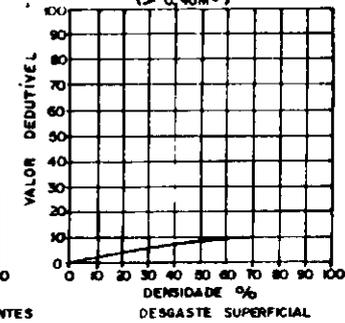
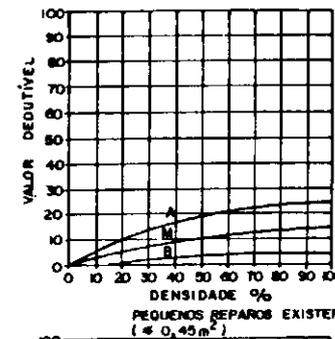
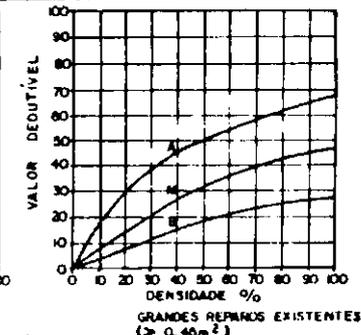
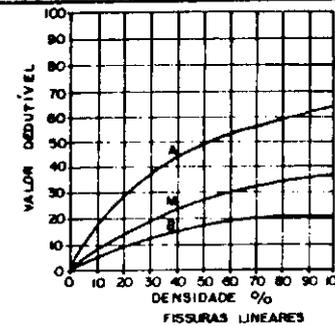
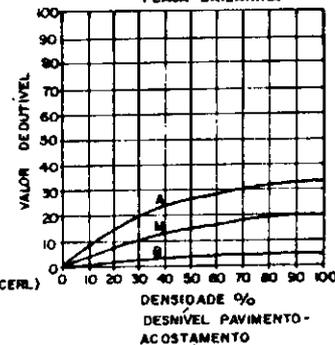
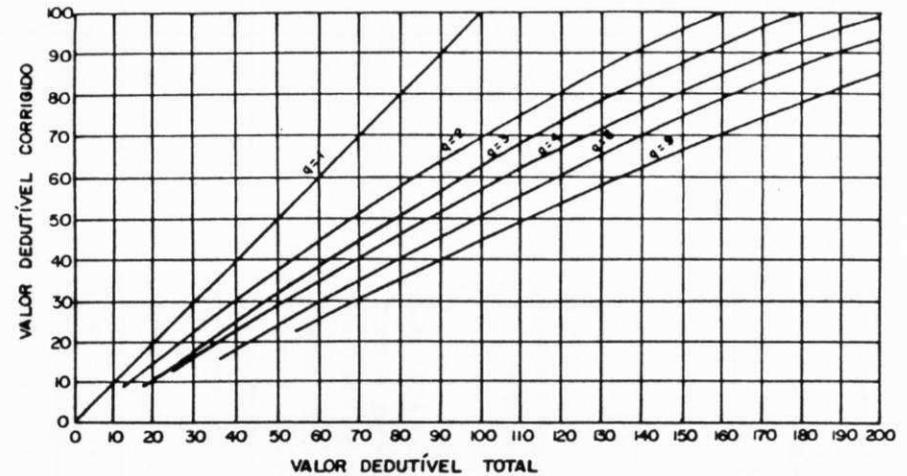
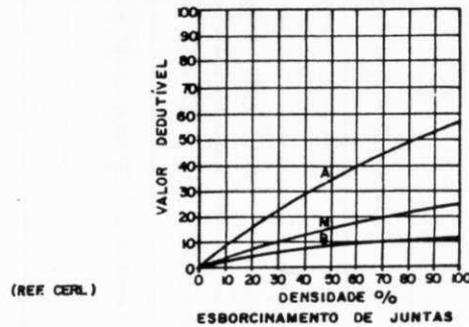
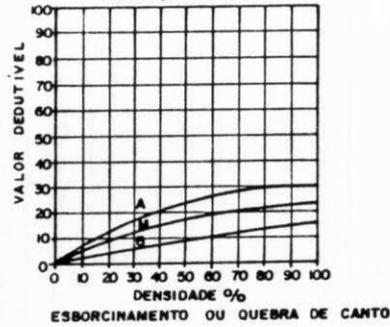
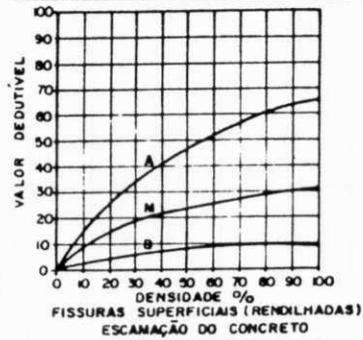
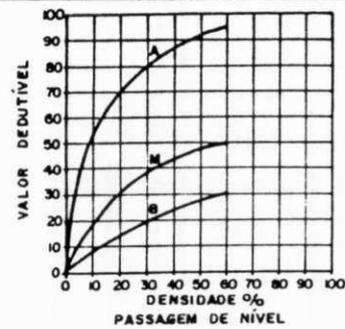


Fig. 199 - Gráficos para Determinação dos Valores Dedutíveis em Função dos Tipos de Defeitos para o Cálculo do ICP - Norma DNER 50 (Ref. CERL) (Apud DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989).



ESCALA DE AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO DO PAVIMENTO

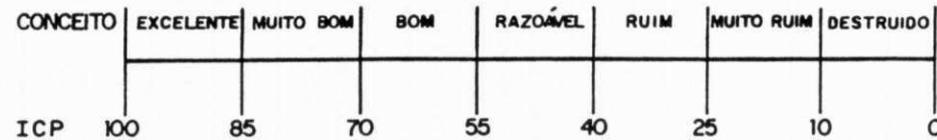


Fig. 200 - Gráficos para Determinação dos Valores Dedutíveis em Função dos Tipos de Defeitos, do Valor Dedutível Final para o Cálculo do ICP e da Escala de Avaliação da Condição do Pavimentos-Norma DNER 50 (Ref. CERL) (Apud DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

Pavimento: Av. Recife			Trecho: Av. Dr. José Rufino - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes		
Pista : Lado direito					
Amostra Adicional? Não			Amostra nº 10		Medida/Placa (m) = 3,5 x 6,0
(Início: 02 placas após o poste nº148/1366)					
Nº de Páginas: 01			Nº de Anexos: _____		Chefe da Equipe: _____
Engº Responsável: J. O. V. Fº					

	03	02	01	Tipos de Defeitos						
10	—	7-A	15	1. Alçamento de placas 2. Fissura de canto 3. Placa dividida 4. Degrau na junta 5. Defeito na selagem das juntas 6. Desnível pavimento/acostamento 7. Fissuras lineares 8. Grandes reparos (> 0,45m²) 9. Pequenos reparos (≤ 0,45m²) 10. Desgaste superficial 11. Bombeamento 12. Quebras localizadas 13. Passagem de nível 14. Rendilhado e escamação 15. Fissuras de retração plástica 16. Quebra de canto 17. Esborcinamento de juntas 18. Placa bailarina (Graus de Severidade: A = alto M = médio B = baixo)						
09	—	7-A	—							
08	—	3-A	10							
07	—	7-A	10							
06	—	7-A 15	—							
05	—	—	10							
04	—	7-M	10							
03	—	7-M 10	10							
02	—	—	7-M							
01	—	7-M 10	7-B 10							
				Tipos de Defeitos	Graus de Severidade	Nº de Placas Afetadas	% de Placas Afetadas	Valor Dedutível		
				5	A	-	-	8 (*)		
				3	A	1	3	15 (*)		
				7	M	4	13	10 (*)		
				7	A	4	13	23 (*)		
				7	B	1	3	2		
				10	-	8	27	5		
				15	-	2	7	0		
				(*) nº de valores superiores a 5-> (q=4)						
				Valor Dedutível Total(*)				63		
				Valor Dedutível Corrigido (VDC)(*)				37		
				ICP = 100 - VDC = 100 - 37 = 63 ->				Conceito: Bom		

Fig.201 - Modelo de Ficha de Inspeção do Pavimento e Exemplo de Cálculo do ICP para Amostra nº 10 (Apud DNER. Manual de Pavimento Rígidos, 1989)

APÊNDICE C

ELEMENTOS DE VERIFICAÇÃO DO

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

Neste Apêndice C são apresentados a sequência de aplicação do método PCA/84 e as tabelas e gráficos necessários a sua utilização (Apud, DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989), que foi utilizado na verificação estrutural do pavimento, no subitem V.4.3. Consta também o gráfico de correlação entre as resistências à compressão simples, por tração na compressão diametral e o módulo de ruptura à flexão do concreto, obtido pelo INT (PITTA et alii, 1981).

O método PCA/84 é aplicado conforme a sequência abaixo:

1º) Definição dos parâmetros de dimensionamento:

- tipo de acostamento e adoção ou não de barras de transferência,
- resistência à tração na flexão do concreto aos 28 dias,
- coeficiente de recalque do sistema subleito/sub-base (k),
- fator de segurança das cargas (Fsc),
- tráfego atuante ou esperado para cada nível de carga;

2º) Adoção de uma "espessura-tentativa" (H) para a placa de concreto;

3º) Determinação das "tensões equivalentes", obtidas em tabelas constantes deste Apêndice C, para eixos simples e em tandem duplos e triplos, em função de H e de k;

4º) Determinação dos "fatores de erosão", para os eixos simples e em tandem duplos e triplos, em função de H e de k, nas respectivas tabelas contantes deste Apêndice;

5º) Cálculo dos "fatores de fadiga" dividindo-se as tensões equivalentes pela resistência de projeto;

6º) Com o fator de fadiga e as cargas por eixos simples e em tandem duplos atuantes, multiplicadas pelo fator de segurança FSC, determinam-se as "repetições admissíveis" pelo gráfico de análise por fadiga constante do Apêndice C. Para os eixos em tandem triplos, o método admite uma simplificação para facilitar os cálculos, considerando-os, para determinação das repetições admissíveis, como 3 eixos simples, cada um com um terço da carga total;

7º) Análogamente, com o fator de erosão e as cargas por eixos simples e em tandem duplos, corrigidos pelo fator de segurança, determinam-se as "repetições admissíveis" no ábaco que considera a condição de existência ou não de acostamento de concreto, também constante deste Apêndice C. A mesma simplificação do caso anterior é considerada para os eixos em tandem triplos. Deve-se ter em conta que em ambos os casos trata-se apenas de uma simplificação de cálculo, já que as tensões equivalentes que aparecem nas tabelas, correspondem a ação do conjunto formado, originalmente pelos 3 eixos, ou seja pelo próprio eixo em tandem triplos;

8º) Dividindo-se as "repetições esperadas da ação do tráfego" pelas "repetições admissíveis" determinadas tanto pela "análise da fadiga" quanto pela "análise da erosão", determinam-se as "percentagens de resistência à fadiga

consumidas" e o "dano por erosão";

- 9º) Somando-se as "percentagens de fadiga" e as "percentagens de erosão", admite o método, que as mesmas isoladamente, não devem ultrapassar 100%, para que a "espessura-tentativa" estimada, atenda aos requisitos solicitados. Caso a espessura estimada seja insuficiente, deve-se repetir o cálculo com uma espessura maior. Se a percentagem de resistência à fadiga consumida ou a percentagem de dano por erosão, se afastam, para menos, de 100%, as condições estão satisfeitas, mas a placa estará superdimensionada.

Tabela 45

Tensão Equivalente para Eixos Simples e Tandem Duplos (MPa)
 PCAC (Pavimento com Acostamento de Concreto) - Método PCA/84
 (Apud, DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

Espessura da Placa (cm)	k - Coeficiente de Recalque (MPa / m)													
	20		40		60		80		100		150		200	
	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD
12	3,36	2,82	2,95	2,46	2,74	2,31	2,60	2,22	2,49	2,16	2,31	2,08	2,19	2,04
13	3,02	2,56	2,66	2,22	2,47	2,08	2,34	1,99	2,25	1,94	2,09	1,86	1,99	1,81
14	2,74	2,34	2,41	2,02	2,24	1,89	2,13	1,80	2,05	1,75	1,91	1,67	1,82	1,62
15	2,50	2,15	2,20	1,85	2,05	1,72	1,95	1,64	1,88	1,59	1,75	1,51	1,67	1,46
16	2,29	1,99	2,02	1,71	1,88	1,58	1,80	1,51	1,73	1,46	1,61	1,38	1,55	1,33
17	2,11	1,85	1,86	1,58	1,74	1,46	1,66	1,39	1,60	1,34	1,49	1,26	1,43	1,21
18	1,96	1,72	1,73	1,47	1,61	1,35	1,54	1,29	1,48	1,24	1,39	1,16	1,33	1,12
19	1,82	1,62	1,61	1,38	1,50	1,27	1,43	1,20	1,38	1,16	1,29	1,08	1,24	1,04
20	1,70	1,52	1,50	1,29	1,40	1,19	1,34	1,13	1,29	1,08	1,21	1,01	1,16	0,97
21	1,55	1,44	1,40	1,22	1,31	1,12	1,26	1,06	1,21	1,02	1,13	0,95	1,09	0,91
22	1,49	1,36	1,32	1,15	1,23	1,06	1,18	1,00	1,14	0,96	1,07	0,89	1,02	0,86
23	1,40	1,29	1,24	1,09	1,16	1,00	1,11	0,95	1,07	0,91	1,01	0,84	0,97	0,81
24	1,32	1,23	1,17	1,04	1,10	0,95	1,05	0,90	1,01	0,86	0,95	0,80	0,91	0,76
25	1,25	1,18	1,11	0,99	1,04	0,91	0,99	0,85	0,96	0,82	0,90	0,76	0,87	0,73
26	1,19	1,12	1,05	0,95	0,98	0,87	0,94	0,81	0,91	0,78	0,86	0,72	0,82	0,69
27	1,13	1,08	1,00	0,91	0,93	0,83	0,89	0,78	0,86	0,84	0,81	0,69	0,78	0,66
28	1,07	1,03	0,95	0,87	0,89	0,79	0,85	0,74	0,82	0,71	0,76	0,66	0,75	0,63
29	1,02	0,99	0,91	0,84	0,85	0,76	0,81	0,71	0,78	0,68	0,74	0,63	0,71	0,60
30	0,98	0,95	0,87	0,81	0,81	0,73	0,77	0,69	0,75	0,66	0,71	0,61	0,68	0,58
31	0,93	0,92	0,83	0,78	0,77	0,71	0,74	0,66	0,72	0,63	0,68	0,58	0,65	0,55
32	0,90	0,89	0,79	0,75	0,74	0,68	0,71	0,64	0,69	0,61	0,65	0,56	0,62	0,53
33	0,86	0,86	0,76	0,72	0,71	0,66	0,68	0,61	0,66	0,59	0,62	0,54	0,60	0,51
34	0,83	0,83	0,73	0,70	0,69	0,63	0,66	0,59	0,63	0,57	0,60	0,52	0,57	0,49

ES = Eixos Simples

ETD = Eixos Tandem Duplos

Tabela 46

Tensão Equivalente para Eixos Tandem Triplos (MPa)
 PCAC (Pavimento com Acostamento de Concreto) - Método PCA/84
 (Apud, DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

Espessura da Placa (cm)	k - Coeficiente de Recalque (MPa / m)					
	20	40	60	80	140	180
	ETT	ETT	ETT	ETT	ETT	ETT
12	2,20	2,00	1,93	1,89	1,85	1,85
13	1,97	1,78	1,70	1,66	1,61	1,61
14	1,78	1,59	1,52	1,48	1,43	1,42
15	1,62	1,44	1,37	1,33	1,27	1,26
16	1,49	1,32	1,24	1,20	1,15	1,13
17	1,38	1,21	1,14	1,10	1,04	1,03
18	1,28	1,12	1,05	1,01	0,96	0,94
19	1,19	1,04	0,98	0,94	0,88	0,86
20	1,12	0,98	0,91	0,87	0,82	0,80
21	1,05	0,92	0,85	0,81	0,76	0,74
22	0,99	0,86	0,80	0,76	0,71	0,69
23	0,93	0,81	0,76	0,72	0,67	0,65
24	0,88	0,77	0,71	0,68	0,63	0,61
25	0,84	0,73	0,68	0,64	0,59	0,57
26	0,79	0,70	0,64	0,61	0,56	0,54
27	0,75	0,66	0,61	0,58	0,53	0,52
28	0,72	0,63	0,59	0,56	0,51	0,49
29	0,68	0,60	0,56	0,53	0,49	0,47
30	0,65	0,58	0,54	0,51	0,46	0,45
31	0,62	0,55	0,51	0,49	0,44	0,43
32	0,59	0,53	0,49	0,47	0,43	0,41
33	0,57	0,51	0,47	0,45	0,41	0,39
34	0,54	0,49	0,46	0,43	0,39	0,38

ETT = Eixos Tandem Triplos

Tabela 47

Fator de Erosão para Eixos Simples e Tandem Duplos JSP e PCAC
(Junta sem Barras de Transf. e Pav. com Acostamento de Concreto)
Método PCA/84 - (Apud, DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

Espessura da Placa (cm)	k - Coeficiente de Recalque (MPa / m)													
	20		40		60		80		100		150		200	
	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD
12	3,25	3,29	3,20	3,19	3,18	3,13	3,17	3,11	3,16	3,09	3,13	3,04	3,11	3,03
13	3,16	3,23	3,11	3,12	3,09	3,06	3,08	3,04	3,06	3,02	3,03	2,97	3,01	2,95
14	3,08	3,17	3,03	3,06	3,00	2,99	2,99	2,97	2,98	2,95	2,95	2,90	2,93	2,87
15	3,00	3,11	2,95	3,00	2,92	2,93	2,91	2,91	2,90	2,88	2,87	2,83	2,85	2,80
16	2,93	3,06	2,88	2,94	2,85	2,88	2,84	2,85	2,82	2,82	2,79	2,77	2,77	2,74
17	2,87	3,01	2,81	2,89	2,78	2,82	2,77	2,79	2,75	2,77	2,72	2,71	2,70	2,68
18	2,80	2,97	2,74	2,84	2,71	2,77	2,70	2,74	2,69	2,71	2,66	2,65	2,64	2,62
19	2,74	2,92	2,68	2,80	2,65	2,72	2,64	2,69	2,62	2,66	2,59	2,60	2,57	2,57
20	2,69	2,88	2,62	2,76	2,59	2,68	2,58	2,64	2,56	2,62	2,53	2,55	2,51	2,51
21	2,63	2,84	2,57	2,71	2,53	2,64	2,52	2,60	2,51	2,57	2,48	2,50	2,46	2,47
22	2,58	2,80	2,51	2,68	2,48	2,59	2,47	2,56	2,45	2,53	2,42	2,46	2,40	2,42
23	2,53	2,77	2,46	2,64	2,43	2,55	2,42	2,51	2,40	2,48	2,37	2,41	2,35	2,37
24	2,48	2,74	2,42	2,60	2,38	2,52	2,37	2,48	2,36	2,45	2,33	2,31	2,31	2,33
25	2,44	2,71	2,37	2,57	2,34	2,49	2,33	2,45	2,31	2,42	2,28	2,34	2,26	2,29
26	2,40	2,68	2,33	2,54	2,30	2,46	2,28	2,41	2,27	2,38	2,24	2,31	2,22	2,25
27	2,36	2,65	2,29	2,51	2,26	2,43	2,24	2,38	2,22	2,35	2,20	2,27	2,17	2,21
28	2,33	2,62	2,25	2,49	2,22	2,40	2,20	2,35	2,18	2,32	2,16	2,24	2,13	2,18
29	2,29	2,60	2,22	2,46	2,18	2,37	2,16	2,33	2,14	2,30	2,12	2,21	2,09	2,14
30	2,26	2,57	2,18	2,43	2,15	2,35	2,12	2,30	2,11	2,27	2,08	2,18	2,06	2,11
31	2,22	2,55	2,15	2,41	2,11	2,32	2,09	2,27	2,07	2,24	2,04	2,15	2,02	2,07
32	2,19	2,52	2,11	2,38	2,08	2,29	2,05	2,25	2,03	2,22	2,01	2,13	1,98	2,04
33	2,16	2,50	2,08	2,36	2,04	2,27	2,02	2,22	2,00	2,19	1,98	2,10	1,95	2,01
34	2,13	2,48	2,05	2,34	2,01	2,25	1,98	2,20	1,97	2,17	1,94	2,07	1,92	1,98

ES = Eixos Simples

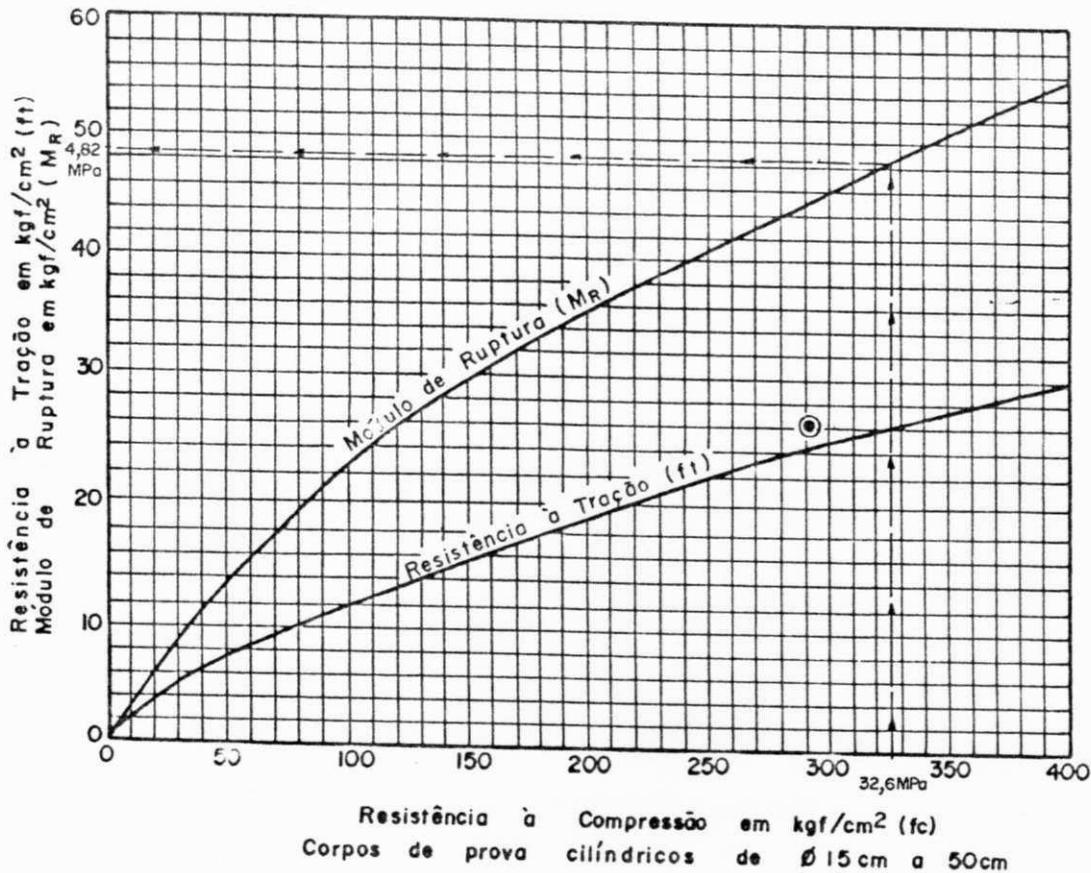
ETD = Eixos Tandem Duplos

Tabela 48

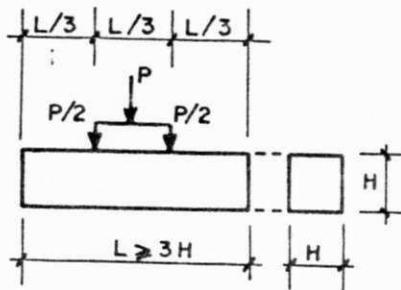
Fator de Erosão para Eixos Tandem Triplos JSP e PCAC (Junta sem Barras de Transf. e Pav. com Acostamento de Concreto) Método PCA/84 - (Apud, DNER - Manual de Pavimentos Rígidos, 1989)

Espessura da Placa (cm)	k - Coeficiente de Recalque (MPa / m)					
	20	40	60	80	140	180
	ETT	ETT	ETT	ETT	ETT	ETT
12	3,29	3,18	3,12	3,09	3,02	2,99
13	3,23	3,11	3,05	3,01	2,94	2,91
14	3,17	3,04	2,98	2,94	2,87	2,83
15	3,12	2,99	2,92	2,88	2,80	2,77
16	3,08	2,94	2,87	2,82	2,74	2,70
17	3,03	2,89	2,82	2,77	2,69	2,65
18	2,99	2,85	2,77	2,72	2,60	2,60
19	2,96	2,81	2,73	2,68	2,59	2,55
20	2,93	2,77	2,69	2,64	2,54	2,50
21	2,89	2,74	2,65	2,60	2,50	2,46
22	2,87	2,71	2,62	2,56	2,47	2,42
23	2,84	2,68	2,59	2,53	2,43	2,38
24	2,81	2,65	2,56	2,50	2,40	2,35
25	2,79	2,62	2,53	2,47	2,37	2,32
26	2,77	2,60	2,50	2,44	2,34	2,29
27	2,74	2,57	2,48	2,42	2,31	2,26
28	2,72	2,55	2,46	2,39	2,28	2,23
29	2,70	2,53	2,43	2,37	2,26	2,20
30	2,68	2,51	2,41	2,35	2,23	2,18
31	2,67	2,49	2,39	2,33	2,21	2,16
32	2,65	2,47	2,37	2,31	2,19	2,13
33	2,63	2,45	2,35	2,29	2,17	2,11
34	2,61	2,43	2,33	2,27	2,15	2,09

ETT = Eixos Tandem Triplos



● PONTO OBTIDO COM O PAR DE TESTEMUNHOS → $\begin{cases} 16-A \text{ (RCS} = 291 \text{ kgf/cm}^2) \\ 16-B \text{ (RTCD} = 26,1 \text{ kgf/cm}^2) \end{cases}$
OBS: $f_t = \text{RTCD}$; $f_c = \text{RCS}$



$$M_R = \frac{6M}{H \cdot H^2} = \frac{PL}{H^3}$$

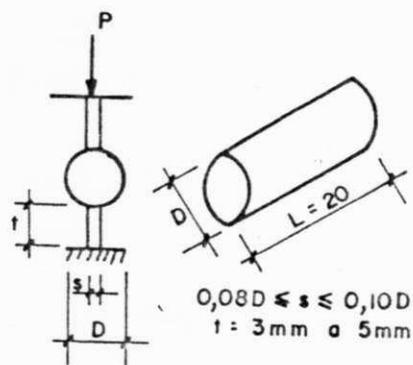
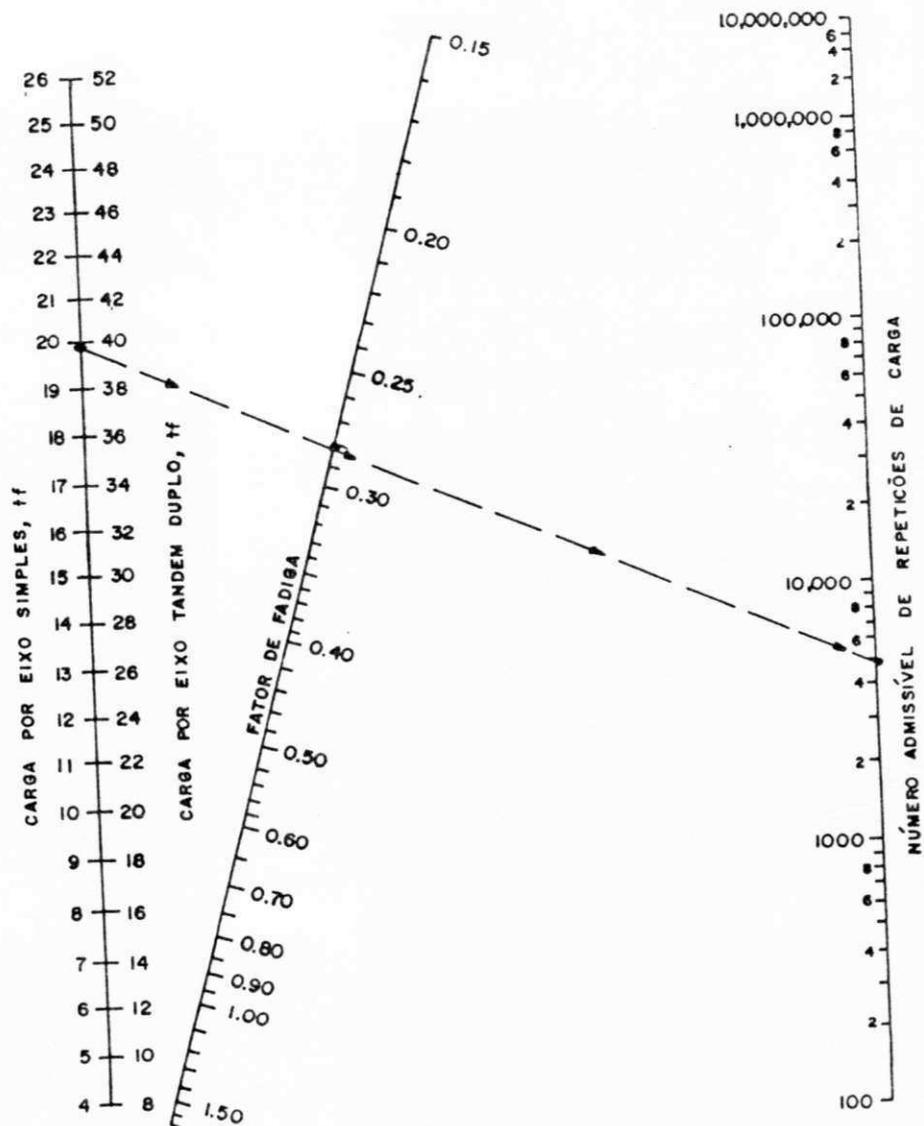


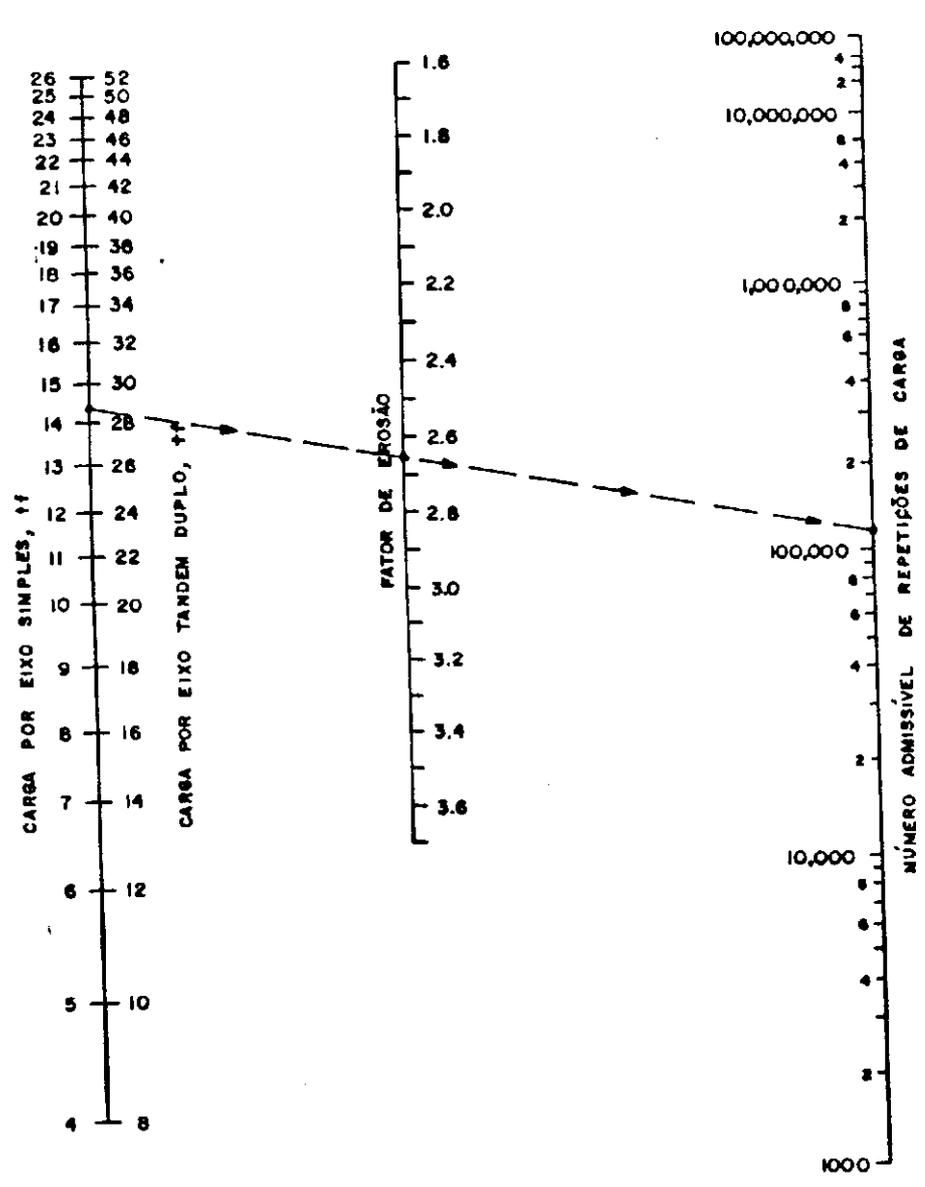
Fig. 202 - Correlação entre as Resistências à Tração, à Compressão e o Módulo de Ruptura - Estudos do INT. (Cf. PITTA et alii. Materiais para Revestimento de Concreto Simples, 1981, p. 154).



EXEMPLO:

CARGA POR EIXO SIMPLES → FATOR DE FADIGA → Nº ADM. DE REPET. DE CARGA
 19,8tf → → → 0,281 → → → 5000

Fig. 203 - Análise de Fadiga - Nº de Repetições Admissíveis em função do Fator de Fadiga (Com ou Sem Acostamento de Concreto) - Método PCA/84 (Cf. DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989, p. 175).



EXEMPLO:

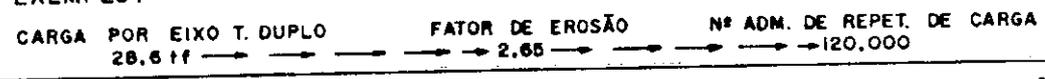


Fig. 204 - Análise de Erosão - Nº Admissível de Repetições de Carga com Base no Fator de Erosão (Com Acostamento de Concreto) - Método PCA/84 (Cf. DNER. Manual de Pavimentos Rígidos, 1989, p. 177).

APÊNDICE D

ANÁLISE ESTATÍSTICA DE CORRELAÇÕES

O "Programa Computacional para Ajuste em Dados Experimentais" (ZULLO JUNIOR & ARRUDA, 1986) aplicado nos estudos de correlações entre variáveis do item V.5 fornece os diversos modelos de equações e seus correspondentes coeficientes de correlação "r". Fornece também em item separado a análise estatística da correlação, efetuada por meio do teste "F" de análise de variância, para verificação do nível de significância da correlação estabelecida.

O coeficiente de correlação "r", calculado a partir de uma amostra de "n" pares de valores das variáveis X e Y consideradas, mede a quantidade de dispersão em torno da equação ajustada pelo método dos mínimos quadrados. O seu quadrado r^2 , denominado coeficiente de determinação, é definido por: (SPIEGEL, 1977)

$$r^2 = \frac{\Sigma (Y_{est} - \bar{Y})^2}{\Sigma (Y - \bar{Y})^2} = \frac{\text{variação explicada}}{\text{variação total}} \quad (52)$$

onde, o numerador, chamado de variação explicada, é a soma dos quadrados dos desvios das estimativas dos valores de Y em relação a média \bar{Y} , e o denominador, que significa a variação total, é a soma dos quadrados dos desvios dos valores de Y em relação a média \bar{Y} , ou seja, a soma de variação explicada $\Sigma (Y_{est} - \bar{Y})^2$ (assim chamada pois esses desvios têm um padrão definido) com a variação não explicada $\Sigma (Y - Y_{est})^2$, pois estes desvios se comportam de maneira casual ou imprevisível.

Quando a parcela da variação não explicada tende para zero (ou seja a variação total tende a ser toda explicada) o quociente r^2 , bem como o coeficiente de correlação "r" tendem para 1, melhorando a qualidade do ajuste, e, ao atingir o valor unitário todos os pontos resultantes dos pares de valores se situarão sobre a linha de regressão.

A significância da correlação ou regressão estabelecida é verificada pela análise de variância, através do teste F calculado por: (KAZMIER, 1982)

$$F = \frac{QM \text{ (Regressão)}}{QM \text{ (Resíduos)}} \quad (53)$$

onde, QM (Regressão) é a soma dos quadrados devidos à regressão ou seja a soma dos quadrados dos desvios entre cada valor calculado na linha de regressão e a média geral da variável dependente \bar{Y} , e, QM (resíduos) é a soma dos quadrados dos desvios entre cada valor observado da variável dependente Y e o valor correspondente sobre a linha de regressão.

Quanto maior é a razão F calculada, maior a probabilidade de obter um resultado significativo para a aceitação da hipótese experimental de correlação entre as variáveis. Desta forma compara-se o F calculado, com um "F" crítico (F_{cr}), tabelado, à um nível de significância desejado, em tabela de dupla entrada, tomando-se na horizontal o número de graus de liberdade do numerador e na vertical o número de graus de liberdade do denominador da razão "F" acima estabelecida. Os valores do numerador e do denominador, o próprio valor de F e os graus de

liberdade supracitados são fornecidos pelo programa computacional de ajuste.

Quanto ao "F" crítico de comparação tabelado, adota-se em análises correntes os níveis de significância de 0,05 ou 5% e de 0,01 ou 1%. É apresentada a seguir a Tabela 49 para o nível de significância de 0,01, que foi considerado nos estudos de correlações do item V.5, ou seja, caso "F" calculado na correlação seja maior que este "F" crítico, há menos do que uma possibilidade em 100 de que o valor de "r" testado surja por acaso, em amostragem casual de uma população onde não haja correlação.

- Análise Estatística das Correlações (referente ao item V.5)

(Dados fornecidos pelo "programa computacional de ajuste")

a) CBR "in situ" x Prova de Carga sobre Placas (subitem V.5.1.4)

$$\begin{aligned} \text{Equação obtida (exponencial): } k &= 40,40 e^{0,0223\text{CBR}} & (36) \\ r &= 0,88 \end{aligned}$$

Teste F de análise de variância:

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	3,0744	33,48
Resíduo	10	0,0918	

onde G.L. significa os graus de liberdade do numerador e denominador respectivamente e Q.M. os correspondentes quadrados médios.

F crítico ao nível de significância 0,01 (Tabela 49)
 $F_{cr}(0,01) = 10,04$

$F > F_{cr}(0,01)$ implica em correlação significativa ao nível 0,01.

$$\begin{aligned} \text{Para o modelo linear: } k &= 2,295 \text{ CBR} + 35,46 & (35) \\ r &= 0,89 \end{aligned}$$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	35.585,70	37,12
Resíduo	10	877,60	

$F_{cr}(0,01) = 10,04$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01) \rightarrow$ correlação significativa ao nível de 0,01.

b) CBR "in situ" x Ensaio Pressiométrico (subitem V.5.1.6)

$$\text{Equação obtida (hiperbólica): } Er = \frac{31,98 \text{ CBR}}{6,226 + \text{CBR}} \quad (37)$$

$$r = 0,87$$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	0,0029	18,65
Resíduo	6	0,0001555	

$$F_{cr}(0,01) = 13,74 \text{ (Tabela 49)}$$

$F > F_{cr}(0,01) \rightarrow$ correlação significativa ao nível 0,01.

c) Prova de Carga sobre Placas x Ensaio Pressiométrico (subitem V.5.1.7)

c.1) Camada de sub-base

$$\text{Equação obtida (linear)} : E_r = 0,1615 k + 11,97 \quad (38)$$

$$r = 0,90$$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	2.172,05	32,16
Resíduo	8	67,53	

$$F_{cr}(0,01) = 11,26 \text{ (Tabela 49)}$$

$F > F_{cr}(0,01) \rightarrow$ correlação significativa ao nível 0,01.

c.2) Camada de subleito

$$\text{Equação obtida (linear)} : E_r = 0,1232 k + 24,80 \quad (39)$$

$$r = 0,94$$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	1.262,08	57,48
Resíduo	7	21,956	

$$F_{cr}(0,01) = 11,26 \text{ (Tabela 49)}$$

$F > F_{cr}(0,01) \rightarrow$ correlação significativa ao nível 0,01.

d) Índice Esclerométrico x RCS (subitem V.5.2.4)

$$\text{Equação obtida (hiperbólica)}: RCS = \frac{- 20,90 \text{ IEe}}{- 69,23 + \text{IEe}} \quad (43)$$

$$r = 0,90$$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	0,0003	56,30
Resíduo	13	0,0000528	

$$F_{cr}(0,01) = 9,07 \text{ (Tabela 49)}$$

$F > F_{cr}(0,01) \rightarrow$ correlação significativa ao nível 0,01.

Para o modelo linear : $RCS = 2,21 I E e - 59,94$ (44)
 $r = 0,87$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	535,508	
Resíduo	13	12,726	42,08

$F_{cr}(0,01) = 9,07$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01)$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

e) Velocidade Ultra-Sônica x RCS (subitem V.5.2.5)

Equação obtida (linear) : $RCS = 0,03833 V - 140,3$ (45)
 $r = 0,84$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	532,52	36,57
Resíduo	15	14,563	

$F_{cr}(0,01) = 8,68$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

f) Massa específica Aparente x Velocidade Ultra-Sônica (subitem V.5.2.7)

Equação obtida (linear) : $V = 2,162 \rho - 634,6$ (47)
 $r = 0,70$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	531.494,31	33,62
Resíduo	36	15.811,16	

$F_{cr}(0,01) = 7,41$ por interpolação (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01)$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

g) Massa Específica Aparente x RCS (subitem V.5.2.8)

Equação obtida (hiperbólica): $RCS = \frac{-6,773 \rho}{\rho - 2883}$ (48)

$r = 0,78$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	0,0003	26,13
Resíduo	16	0,00001148	

$F_{cr}(0,01) = 8,53$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01)$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

Para o modelo linear : $RCS = 0,08958 \text{ } \textcircled{c} - 180,3$ (49)
 $r = 0,75$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	428,44	20,63
Resíduo	16	20,77	

$F_{cr}(0,01) = 8,53$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01)$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

h) **Velocidade Ultra-Sônica x RTCD** (subitem V.5.2.9)

Equação obtida (linear) : $RTCD = 0,004108 V - 14,63$ (50)
 $r = 0,78$

	G.L.	Q.M.	F
Regressão	1	9,6964	24,81
Resíduo	16	0,3908	

$F_{cr}(0,01) = 8,53$ (Tabela 49)

$F > F_{cr}(0,01)$ -> correlação significativa ao nível 0,01.

Tabela 49

Valores de F ao Nível de Significância de 0,01
 (Apud LEVIN, J., Estatística Aplicada à Ciências Humanas, p. 292,
 2ª ed., 1978)

		(GL para o numerador) P = .01							
GL		1	2	3	4	5	6	8	12
	1	4052	4999	5403	5625	5764	5859	5981	6106
	2	98.49	99.01	99.17	99.25	99.30	99.33	99.36	99.42
	3	34.12	30.81	29.46	28.71	28.24	27.91	27.49	27.05
	4	21.20	18.00	16.69	15.98	15.52	15.21	14.80	14.37
	5	16.26	13.27	12.06	11.39	10.97	10.67	10.27	9.89
	6	13.74	10.92	9.78	9.15	8.75	8.47	8.10	7.72
	7	12.25	9.55	8.45	7.85	7.46	7.19	6.84	6.47
	8	11.26	8.65	7.59	7.01	6.63	6.37	6.03	5.67
	9	10.56	8.02	6.99	6.42	6.06	5.80	5.47	5.11
G	10	10.04	7.56	6.55	5.99	5.64	5.39	5.06	4.71
L	11	9.65	7.20	6.22	5.67	5.32	5.07	4.74	4.40
p	12	9.33	6.93	5.95	5.41	5.06	4.82	4.50	4.16
a	13	9.07	6.70	5.74	5.20	4.86	4.62	4.30	3.96
r	14	8.86	6.51	5.56	5.03	4.69	4.46	4.14	3.80
a	15	8.68	6.36	5.42	4.89	4.56	4.32	4.00	3.67
o	16	8.53	6.23	5.29	4.77	4.44	4.20	3.89	3.55
	17	8.40	6.11	5.18	4.67	4.34	4.10	3.79	3.45
d	18	8.28	6.01	5.09	4.58	4.25	4.01	3.71	3.37
e	19	8.18	5.93	5.01	4.50	4.17	3.94	3.63	3.30
n	20	8.10	5.85	4.94	4.43	4.10	3.87	3.56	3.23
o	21	8.02	5.78	4.87	4.37	4.04	3.81	3.51	3.17
m	22	7.94	5.72	4.82	4.31	3.99	3.76	3.45	3.12
i	23	7.88	5.66	4.76	4.26	3.94	3.71	3.41	3.07
n	24	7.82	5.61	4.72	4.22	3.90	3.67	3.36	3.03
a	25	7.77	5.57	4.68	4.18	3.86	3.63	3.32	2.99
d	26	7.72	5.53	4.64	4.14	3.82	3.59	3.29	2.96
o	27	7.68	5.49	4.60	4.11	3.78	3.56	3.26	2.93
r	28	7.64	5.45	4.57	4.07	3.75	3.53	3.23	2.90
	29	7.60	5.42	4.54	4.04	3.73	3.50	3.20	2.87
	30	7.56	5.39	4.51	4.02	3.70	3.47	3.17	2.84
	40	7.31	5.18	4.31	3.83	3.51	3.29	2.99	2.66
	60	7.08	4.98	4.13	3.65	3.34	3.12	2.82	2.50
	120	6.85	4.79	3.95	3.48	3.17	2.96	2.66	2.34
		6.64	4.60	3.78	3.32	3.02	2.80	2.51	2.18

Fonte: R.A. Fisher and F. Yates, Statistical Tables for Biological, Agricultural, and Medical Research, 4th ed, Oliver & Boyd, Edinburgh, Table V, com a permissão dos autores e do editor.

APÊNDICE E

APLICAÇÃO DO "FWD"

Numa deferência da consultora "ATP-DYNATEST", que, por uma feliz coincidência, realizava serviços de avaliação de pavimentos em Recife para órgão público estadual, em época contemporânea à elaboração desta dissertação (mesmo após termos concluído os trabalhos de campo previstos) tivemos a oportunidade de acrescentar à título de atualização desta pesquisa, um levantamento deflectométrico do trecho, efetuado, em Maio/92, com o moderno "Falling Weight Deflectometer" (FWD), aplicado com maior frequência no Brasil em pavimentos flexíveis. Trata-se de tecnologia oriunda da Dinamarca aperfeiçoada nos Estados Unidos. A primeira aplicação no Brasil em pavimentos rígidos se deu, em 1991, no Pátio Principal do Aeroporto Internacional de Brasília, conforme referido na Revisão Bibliográfica.

Os ensaios realizados com o veículo-teste Dynatest 8000 E FWD, constam das medidas das "bacias de deflexão", através de geofones posicionados adequadamente, produzidas por carga dinâmica de 40 KN, com duração de 25 a 30 micro-segundos, transmitida a uma placa circular de 30 cm de diâmetro apoiada no pavimento.

Com base na interpretação dessas medidas pode-se determinar conforme PREUSSLER et alii (1991) e DYNATEST (Relatório para a INFRAERO, 1991) os parâmetros relacionados nas alíneas a) a e) a seguir:

- a) O módulo elástico dinâmico "in situ" das placas de concreto (E_{pcc}), dado por:

$$E_{pcc} = \frac{6 (1 - \gamma_{pcc}^2) E_s \cdot l_e^3}{(1 - \gamma_s^2) h^3} \quad (54)$$

- γ_{pcc} é o coeficiente de Poisson da placa de concreto;
 E_s é o módulo elástico do subleito;
 l_e é o raio de rigidez relativa do pavimento, considerando-se o subleito como um sólido elástico;
 γ_s é o coeficiente de Poisson do subleito;
 h é a espessura da placa de concreto (chamada de H nesta dissertação).

- b) O módulo elástico do subleito (E_s) calculado pela equação de Losberg (1960) e o coeficiente de recalque (k) pela equação de Westergaard (1963), a saber:

$$E_s = \frac{\left[\frac{2P (1 - \gamma_s^2)}{3 \sqrt{3} \cdot d_o \cdot l_e} \right] \left[\frac{a}{l_e} \right]}{\left[1 + \left(\frac{a}{l_e} \right)^2 \right] \left[0,1413 - 0,1034 \ln \left(\frac{a}{l_e} \right) \right]} \quad (55) \quad \text{onde:}$$

- γ_s e l_e tem os mesmos significados da equação anterior;
 P é a carga aplicada (chamada de Q nesta dissertação);
 d_o é a deflexão no ponto de aplicação da carga;
 a é o raio da área de aplicação da placa (no caso do Dynatest 8000 E FWD, $a = 15$ cm).

$$k^{\text{"in situ"}} = \left[\frac{P}{8 \text{ do. } (k^2)} \right] \left[\frac{a}{l_k} \right] < 1 + \left(\frac{a}{l_k} \right)^2 \left[0,217 - 0,367 \log_{10} \left(\frac{a}{l_k} \right) \right] > \quad (56)$$

onde:

l_k é o raio de rigidez relativa do pavimento, considerando-se o subleito como um líquido denso;

P , a e do têm os mesmos significados explícitos nas equações anteriores;

Como no ensaio de placa o valor do k medido é inversamente proporcional ao raio da mesma, e, neste caso do k "in situ", tudo se passa como se a placa utilizada no ensaio fosse a própria placa de concreto, os resultados de k obtidos são menores que os resultantes dos ensaios de placa. Por esse motivo, calcula-se o valor de k que seria obtido pelo ensaio com a placa padrão de 15" (381 mm) a partir de sua correlação com o módulo elástico correspondente pela equação abaixo, conforme Wang et alii (1972), sendo E_s em kgf/cm^2 e k em $\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$:

$$k \text{ ensaio} = 6,04 \left(\frac{E_s}{1000} \right)^{0,865} \quad (57)$$

c) O estado das juntas, a partir do parâmetro JDR ("Joint Deflection Ratio") e do grau de transferência de tensões (G_{tt}), dados pelas equações:

$$JDR = \left(\frac{D_{30}^{\text{junta}}}{D_{30}^{\text{placa}}} \right) \quad (58) \quad \text{onde:}$$

D_{30}^{junta} e D_{30}^{placa} são deflexões medidas simetricamente ao ponto de aplicação da carga, situado à 25 cm da junta em questão, sendo D_{30}^{junta} situada à 5 cm da junta na placa adjacente à que recebe a carga.

$$G_{tt} = \frac{d_{30}^{\text{placa}} - d_w^{\text{canto ou junta}}}{d_{30}^{\text{junta}} - d_w^{\text{canto ou junta}}} \quad (59) \quad \text{onde:}$$

$d_w^{\text{canto ou junta}}$ é a deflexão segundo a equação de Westergaard calculada por:

- No canto da placa:

$$d_w^{\text{canto}} = \frac{P}{k \cdot l_k^2} \left[1,205 - 0,69 \left(\frac{c}{l_k} \right) \right] \quad (60)$$

- Nas juntas:

$$d_w^{\text{junta}} = \left[\frac{P (2 + 1,2 \sqrt{V_{pcc}})^{1/2}}{(E_{pcc} h^3 k)^{1/2}} \right] \left[1 - (0,76 + 0,4 \sqrt{V_{pcc}}) \left(\frac{a}{l_k} \right) \right] \quad (61)$$

Nas eqs. (60) e (61) acima as letras têm os mesmos significados referidos nas eqs. anteriores e o parâmetro c representa a raiz quadrada da área da placa de ensaio.

Para $JDR = 1$, tem-se conseqüentemente, 100% para G_{tt} . Se, por outro lado D_{30}^{placa} é tão elevada quanto a deflexão prevista por Westergaard (d_w), tem-se $G_{tt} = 0$ e teoricamente não há transferência de tensões.

- d) A existência ou não de "vazios" sob a placa (solapamentos) avaliada pelos parâmetros \hat{M} e \hat{Q} , definidos abaixo:

$$\hat{Q} = \arctan \left(\frac{D_{30}^{placa} - D_{152}}{24} \right) \quad (62)$$

$$\hat{M} = \arctan \left(\frac{6}{D_o - D_{30}^{placa}} \right) \quad (63) \quad \text{onde:}$$

D_o e D_{30} têm os mesmos significados anteriores e D_{152} é a deflexão medida a 152 cm do ponto de aplicação da carga.

De acordo com estudos de Ricci et alii, em 1985 (Apud DYNATEST, Relatório para a INFRAERO, 1991), valores de \hat{Q} maiores que 18° indicam que a placa não está bem apoiada no subleito, isto é, existem "vazios" sob a mesma. Por outro lado o valor de \hat{M} está relacionado com o tamanho dos vazios sob a placa: quanto menor o valor de \hat{M} , maior o tamanho dos vazios.

- e) A resistência à compressão simples do concreto (RCS), avaliada pela correlação com o E_{pcc} , do "American Concrete Institute" (ACI), em unidades expressas em kgf/cm^2 :

$$E_{pcc} = 15.110 \sqrt{RCS} \quad (64)$$

Registramos ainda que, segundo ULLIDTZ, (1972), pode-se também com o uso do "FWD" estimar a vida útil remanescente do pavimento e a necessidade de camadas de "overlay", através da versão especial do programa "ELMOD" ("Evaluation of Layer Moduli and Overlay Design"), chamado "ELCON" (ELmod for CONcrete), pela relação:

$$N = A (fc/\sqrt{\sigma})^p \quad (65) \quad \text{onde:}$$

- N = número permissível de repetições de carga calculado, a ser comparado com as curvas de fadiga obtidas pelo "AASHTO Road Test";
 A e p = são constantes determinadas experimentalmente;
 fc = módulo de ruptura do concreto, podendo, alternativamente ser calculado pelo programa a partir do módulo elástico;
 σ = a máxima tensão de tração no concreto, podendo ser calculado pelo sofisticado método dos elementos finitos.

- Ensaaios "FWD" e resultados obtidos na Av. Recife (Maio/92)

No trecho estudado da Av. Recife foram realizados ensaios no centro da placa, em um total de 61 pontos ou estações, espaçados entre 100 e 200 m, nas pistas do lado direito e do lado esquerdo, nas faixas laterais nº 1 e 6, (ver Fig. 75 do item V.6).

Foram utilizados 7 sensores (geofones), instalados em uma barra metálica, com distâncias, em cm, de 0, 20, 30, 45, 65, 90 e 120 para o ponto de aplicação da carga de 40 kN (ver Figs. 72 e 73 do item V.6).

Os resultados dos ensaios processados por programa computacional e fornecidos pela ATP-DYNATEST estão listados em sequência, sendo AVRECF1 para a pista do lado esquerdo e AVRECF2 para a pista do lado direito. Entre parêntesis encontram-se indicadas as distâncias percorridas pelo "veículo-teste", nos respectivos sentidos de tráfego das pistas, correspondendo às estações de aplicações da carga. Constam ainda nas listagens, o nº de iterações realizadas nos cálculos, se obtidas manualmente ou por computador, o tempo decorrido no cálculo, as espessuras consideradas (20 cm para a placa de concreto, 30 cm para a sub-base e 500 cm para o subleito), os respectivos módulos objeto dos ensaios, as deflexões médias e calculadas, o desvio percentual entre as deflexões calculadas e as deflexões médias, a relação percentual entre a área calculada e a área de campo e as distâncias de retroanálise e dos geofones.

Os parâmetros estatísticos obtidos foram os seguintes:

a) Revestimento em concreto de cimento portland

- Módulo elástico Epcc

. número de resultados	=	61
. valor médio: \bar{X}	=	265.938,95 kgf/cm ² \approx 26.594MPa
. desvio padrão: s	=	121.059,39 kgf/cm ² \approx 12.106MPa
. coef. de variação: V	=	45,5 %

Considerando-se o coeficiente de variação relativamente elevado e desprezando-se os valores extremos discrepantes, abaixo de 150.000 kgf/cm² e acima de 450.000 kgf/cm², passíveis de estarem afetados por imprecisões do próprio processo de retroanálise, os parâmetros acima resultam em:

. número de resultados	=	43
. valor médio: \bar{X}	=	280.110,49 kgf/cm ² \approx 28.011 MPa
. desvio padrão: s	=	84.188,4 kgf/cm ² \approx 8.419 MPa
. coef. de variação: V	=	30,1 %

b) Camada de Sub-base

- Módulo elástico Es

. número de resultados	=	61
. valor médio: \bar{X}	=	2.557,93 kgf/cm ² = 255,8 MPa
. desvio padrão: s	=	706,20 kgf/cm ² = 70,6 MPa
. coef. de variação: V	=	27,6 %

c) Camada de Subleito

- Módulo elástico Es

. número de resultados	= 61
. valor médio: \bar{X}	= 903,79 kgf/cm ² = 90,4 MPa
. desvio padrão: s	= 306,65 kgf/cm ² = 30,7 MPa
. coef. de variação: V	= 34,0 %

Resultados do trecho AVRECF1(0.0000 a 0.0000)
 Obtidos com 0 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:02.53 = 2.53 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 269513.51 1812.60 548.38
 Deflexoes Medias => 26.90 25.50 25.40 23.50 21.70 19.00
 Deflexoes Calculadas => 26.52 25.47 24.64 23.25 21.35 19.02
 (Calcul-Med)/Med (%) => -1.41 -0.13 -2.98 -1.07 -1.60 0.13
 (Area calc)/(Area campo)=> 98.829%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(110.0000 a 110.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 210000.00 3000.00 1080.00
 Deflexoes Medias => 18.00 16.30 15.70 14.20 12.40 9.80
 Deflexoes Calculadas => 17.51 16.33 15.47 14.10 12.38 10.43
 (Calcul-Med)/Med (%) => -2.70 0.18 -1.45 -0.73 -0.17 6.48
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.219%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(210.0000 a 210.0000)
 Obtidos com 7 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:20.32 = 20.32 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 184147.04 1056.63 1313.70
 Deflexoes Medias => 19.00 16.90 15.50 14.10 12.10 9.60
 Deflexoes Calculadas => 18.11 16.70 15.66 13.99 11.90 9.58
 (Calcul-Med)/Med (%) => -4.70 -1.19 1.04 -0.80 -1.68 -0.25
 (Area calc)/(Area campo)=> 98.458%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(314.0000 a 314.0000)
 Obtidos com 2 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:07.63 = 7.63 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 178124.61 3000.00 1890.71
 Deflexoes Medias => 12.70 11.50 10.80 9.70 8.40 6.70
 Deflexoes Calculadas => 13.20 11.90 11.01 9.62 8.00 6.27
 (Calcul-Med)/Med (%) => 3.97 3.50 1.91 -0.81 -4.79 -6.41
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.358%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(424.0000 a 424.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 550000.00 3000.00 520.00
 Deflexoes Medias => 21.50 21.10 20.70 20.20 19.20 17.30
 Deflexoes Calculadas => 21.85 21.28 20.82 20.00 18.82 17.26

Resultados do trecho AVRECFI(1116,0000 a 1116,0000) Obtidos com 6 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:11.26 = 11.26 segundos.

(Calcul-Med)/Med (%) => 1.64 0.87 0.57 -1.00 -2.01 -0.26
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECFI(951,0000 a 951,0000) Obtidos por iteraçao manual, auxiliado por arquivo EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
Espessuras => 20,0 30,0 500,0
Modulos .. => 18000,00 3000,00 1110,00
Deffexos Medias => 18,60 16,90 15,80 14,30 12,30 9,70
Deffexos Calculadas => 17,97 16,63 15,67 14,16 12,30 10,23
(Calcul-Med)/Med (%) => -3,39 -1,62 -0,81 -0,99 0,02 5,50
(Arca calc)/(Arca campo)=> 99,756%
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECFI(805,0000 a 805,0000) Obtidos com 13 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:35,65 = 35,65 segundos.
EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
Espessuras => 20,0 30,0 500,0
Modulos .. => 157817,35 2250,00 1090,01
Deffexos Medias => 19,00 17,40 16,30 15,20 13,30 10,50
Deffexos Calculadas => 19,46 17,92 16,82 15,09 12,97 10,63
(Calcul-Med)/Med (%) => 2,43 2,99 3,22 -0,74 -2,50 1,22
(Arca calc)/(Arca campo)=> 100,893%
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECFI(708,0000 a 708,0000) Obtidos com 3 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:10,15 = 10,16 segundos.
EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
Espessuras => 20,0 30,0 500,0
Modulos .. => 157817,35 3000,00 1135,31
Deffexos Medias => 18,70 17,40 16,30 14,70 12,60 10,00
Deffexos Calculadas => 18,39 16,90 15,85 14,21 12,23 10,06
(Calcul-Med)/Med (%) => -1,66 -2,90 -2,76 -3,33 -2,91 0,59
(Arca calc)/(Arca campo)=> 97,931%
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECFI(580,0000 a 580,0000) Obtidos com 3 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:10,15 = 10,16 segundos.
EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
Espessuras => 20,0 30,0 500,0
Modulos .. => 244007,87 3000,00 1248,07
Deffexos Medias => 15,80 14,90 14,00 12,80 11,10 9,10
Deffexos Calculadas => 15,35 14,31 13,56 12,35 10,83 9,11
(Calcul-Med)/Med (%) => -2,88 -3,95 -3,15 -3,53 -2,45 0,07
(Arca calc)/(Arca campo)=> 97,487%
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

(Calcul-Med)/Med (%) => 1.64 0.87 0.57 -1.00 -2.01 -0.26
Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
Distancias geofone (fvd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 205440.29 3000.00 1440.45
 Deflexoes Medias => 14.30 12.80 12.30 10.90 9.90 8.20
 Deflexoes Calculadas => 14.78 13.60 12.76 11.44 9.82 8.04
 (Calcul-Med)/Med (%) => 3.35 6.24 3.74 4.91 -0.80 -1.94
 (Area calc)/(Area campo)=> 102.168%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(1423.0000 a 1423.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 480000.00 2500.00 1400.00
 Deflexoes Medias => 12.00 11.30 10.80 10.10 9.20 8.10
 Deflexoes Calculadas => 11.96 11.37 10.93 10.18 9.19 8.00
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.37 0.66 1.18 0.78 -0.15 -1.20
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.006%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(1637.0000 a 1637.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 Deflexao a 90cm muito baixa!. E3 inicial estimado como 4000 *****
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 300000.00 3000.00 1000.00
 Deflexoes Medias => 16.40 15.90 15.30 14.20 12.80 10.90
 Deflexoes Calculadas => 16.70 15.82 15.15 14.06 12.64 10.96
 (Calcul-Med)/Med (%) => 1.84 -0.52 -0.96 -1.00 -1.29 0.56
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.871%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(1738.0000 a 1738.0000)
 Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.09 = 5.10 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 181081.36 3000.00 730.43
 Deflexoes Medias => 23.60 22.00 20.70 19.00 16.80 14.00
 Deflexoes Calculadas => 23.38 22.00 20.99 19.36 17.30 14.91
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.93 -0.01 1.40 1.91 2.97 6.51
 (Area calc)/(Area campo)=> 102.115%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(1837.0000 a 1837.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 340000.00 3000.00 1000.00
 Deflexoes Medias => 16.20 15.20 14.60 13.60 12.70 11.30
 Deflexoes Calculadas => 16.15 15.36 14.75 13.75 12.43 10.86
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.30 1.03 1.04 1.10 -2.13 -3.88

(Area calc)/(Area campo)=> 99.135%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(1946.0000 a 1946.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 550000.00 3000.00 1200.00
 Deflexoes Medias => 12.30 11.70 11.80 10.90 10.10 9.10
 Deflexoes Calculadas => 12.58 12.06 11.65 10.96 10.03 8.90
 (Calcul-Med)/Med (%) => 2.24 3.04 -1.27 0.59 -0.65 -2.21
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.034%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2037.0000 a 2037.0000)
 Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:11.20 = 11.20 segundos.
 Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 142513.73 3000.00 841.94
 Deflexoes Medias => 21.50 20.00 19.20 17.70 15.90 13.50
 Deflexoes Calculadas => 22.72 21.05 19.88 18.04 15.78 13.26
 (Calcul-Med)/Med (%) => 5.66 5.27 3.56 1.91 -0.73 -1.77
 (Area calc)/(Area campo)=> 102.016%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2177.0000 a 2177.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 300000.00 2200.00 950.00
 Deflexoes Medias => 17.80 16.30 15.70 14.60 13.40 12.10
 Deflexoes Calculadas => 17.69 16.78 16.09 14.95 13.45 11.67
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.64 2.94 2.49 2.38 0.35 -3.52
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.213%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2348.0000 a 2348.0000)
 Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.05 = 5.05 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 209931.75 3000.00 822.76
 Deflexoes Medias => 20.70 19.10 18.10 16.80 14.80 12.50
 Deflexoes Calculadas => 20.84 19.62 18.73 17.29 15.45 13.31
 (Calcul-Med)/Med (%) => 0.65 2.74 3.50 2.91 4.36 6.46
 (Area calc)/(Area campo)=> 103.453%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2457.0000 a 2457.0000)
 Obtidos com 10 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:21.36 = 21.37 segundos.

Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 251918.10 3000.00 904.79

Deflexoes Medias => 18.80 17.50 17.10 16.00 14.80 12.40

Deflexoes Calculadas => 18.67 17.64 16.87 15.62 14.00 12.10

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.67 0.81 -1.32 -2.39 -5.43 -2.39

(Area calc)/(Area campo)=> 97.801%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2657.0000 a 2657.0000)

Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.09 = 5.10 segundos.

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 149583.74 3000.00 613.23

Deflexoes Medias => 26.40 24.90 23.80 22.10 19.80 16.80

Deflexoes Calculadas => 27.47 25.83 24.65 22.75 20.36 17.59

(Calcul-Med)/Med (%) => 4.06 3.74 3.58 2.96 2.84 4.73

(Area calc)/(Area campo)=> 103.670%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2809.0000 a 2809.0000)

Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:11.19 = 11.20 segundos.

Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 250633.44 3000.00 1215.97

Deflexoes Medias => 15.00 13.70 13.10 12.10 11.10 9.50

Deflexoes Calculadas => 15.48 14.47 13.73 12.53 11.03 9.31

(Calcul-Med)/Med (%) => 3.20 5.60 4.78 3.57 -0.67 -1.98

(Area calc)/(Area campo)=> 101.932%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(2948.0000 a 2948.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 300000.00 2200.00 800.00

Deflexoes Medias => 19.80 19.00 18.10 16.80 15.60 13.90

Deflexoes Calculadas => 19.79 18.87 18.16 16.98 15.42 13.53

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.05 -0.68 0.36 1.10 -1.18 -2.63

(Area calc)/(Area campo)=> 99.381%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3051.0000 a 3051.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 380000.00 2200.00 1400.00

Deflexoes Medias => 13.00 12.00 11.40 10.70 9.70 8.20

Deflexoes Calculadas => 12.91 12.20 11.65 10.75 9.58 8.21

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.68 1.64 2.22 0.50 -1.23 0.15

(Area calc)/(Area campo)=> 100.197%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3155.0000 a 3155.0000)
 Obtidos com 19 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:46.90 = 46.90 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 278500.80 3000.00 1004.65
 Deflexoes Medias => 16.50 15.80 15.40 14.20 12.80 11.20
 Deflexoes Calculadas => 16.99 16.05 15.34 14.19 12.71 10.97
 (Calcul-Med)/Med (%) => 2.95 1.55 -0.37 -0.05 -0.74 -2.05
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.115%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3270.0000 a 3270.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 278500.00 1470.00 1030.00
 Deflexoes Medias => 17.80 17.00 16.00 14.60 13.00 11.40
 Deflexoes Calculadas => 17.71 16.73 15.98 14.75 13.13 11.25
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.51 -1.60 -0.11 1.00 1.01 -1.35
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.813%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3356.0000 a 3356.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 380000.00 2470.00 900.00
 Deflexoes Medias => 16.80 16.20 15.70 15.00 13.70 12.00
 Deflexoes Calculadas => 17.04 16.30 15.73 14.76 13.47 11.90
 (Calcul-Med)/Med (%) => 1.43 0.62 0.18 -1.57 -1.68 -0.82
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.586%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3441.0000 a 3441.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 300000.00 1500.00 740.00
 Deflexoes Medias => 21.40 20.00 19.60 18.30 16.90 14.70
 Deflexoes Calculadas => 21.39 20.44 19.71 18.47 16.81 14.80
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.06 2.22 0.55 0.93 -0.55 0.65
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.454%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3551.0000 a 3551.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20,0 30,0 500,0
 Módulos .. => 400000,00 3000,00 850,00
 Deltexos Médias => 17,10 16,30 16,10 15,10 14,10 12,50
 Deltexos Calculadas => 17,23 16,53 15,98 15,06 13,81 12,29
 (Calcul-Med)/Med (%) => 0,78 1,41 -0,72 -0,26 -2,03 -1,70
 (Área calc)/(Área campo) => 99,376%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd) => 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3653,0000 a 3653,0000)

Obtidos por iteração manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Módulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20,0 30,0 500,0
 Módulos .. => 450000,00 2800,00 990,00
 Deltexos Médias => 15,30 14,40 13,80 13,00 12,20 10,80
 Deltexos Calculadas => 15,15 14,53 14,03 13,21 12,09 10,72
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0,95 0,87 1,70 1,59 -0,93 -0,74
 (Área calc)/(Área campo) => 100,050%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd) => 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3751,0000 a 3751,0000)

Obtidos com 1 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:05,11 = 5,11 segundos.

E1 Livre. Módulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20,0 30,0 500,0
 Módulos .. => 153249,20 3000,00 616,59
 Deltexos Médias => 26,10 24,40 23,40 21,80 19,90 16,70
 Deltexos Calculadas => 27,21 25,61 24,45 22,58 20,22 17,49
 (Calcul-Med)/Med (%) => 4,26 4,94 4,47 3,57 1,60 4,71
 (Área calc)/(Área campo) => 103,808%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd) => 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3897,0000 a 3897,0000)

Obtidos com 6 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:11,26 = 11,26 segundos.

Calculci por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3

E1 Livre. Módulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20,0 30,0 500,0
 Módulos .. => 146005,95 3000,00 751,24
 Deltexos Médias => 22,70 21,70 20,30 19,20 17,50 14,80
 Deltexos Calculadas => 24,26 22,61 21,44 19,59 17,29 14,69
 (Calcul-Med)/Med (%) => 6,85 4,19 5,63 2,02 -1,19 -0,74
 (Área calc)/(Área campo) => 102,525%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd) => 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(3958,0000 a 3958,0000)

Obtidos por iteração manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Módulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20,0 30,0 500,0
 Módulos .. => 650000,00 3000,00 650,00
 Deltexos Médias => 17,80 17,50 17,10 16,50 15,70 14,20
 Deltexos Calculadas => 18,00 17,52 17,13 16,44 15,44 14,13
 (Calcul-Med)/Med (%) => 1,15 0,14 0,17 -0,38 -1,65 -0,47
 (Área calc)/(Área campo) => 99,743%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(4055.0000 a 4055.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 350000.00 2000.00 850.00

Deflexoes Medias => 18.10 17.50 17.00 16.00 14.60 12.60

Deflexoes Calculadas => 18.35 17.55 16.92 15.87 14.46 12.75

(Calcul-Med)/Med (%) => 1.41 0.28 -0.45 -0.81 -0.98 1.15

(Area calc)/(Area campo)=> 100.140%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF1(4180.0000 a 4180.0000)

Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.05 = 5.05 segundos.

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 153645.40 3000.00 500.15

Deflexoes Medias => 30.20 28.70 27.90 26.40 24.20 20.60

Deflexoes Calculadas => 31.20 29.57 28.38 26.44 23.95 21.00

(Calcul-Med)/Med (%) => 3.32 3.03 1.72 0.15 -1.04 1.95

(Area calc)/(Area campo)=> 101.389%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(0.0000 a 0.0000)

Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.10 = 5.11 segundos.

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 149970.46 1974.25 500.00

Deflexoes Medias => 33.70 31.80 30.50 28.50 25.80 22.10

Deflexoes Calculadas => 32.65 30.92 29.63 27.52 24.79 21.58

(Calcul-Med)/Med (%) => -3.11 -2.77 -2.84 -3.43 -3.91 -2.36

(Area calc)/(Area campo)=> 96.901%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(197.0000 a 197.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 350000.00 2000.00 580.00

Deflexoes Medias => 23.50 22.20 22.20 20.80 19.70 17.40

Deflexoes Calculadas => 23.67 22.83 22.17 21.03 19.46 17.50

(Calcul-Med)/Med (%) => 0.71 2.84 -0.15 1.11 -1.20 0.57

(Area calc)/(Area campo)=> 100.439%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(403.0000 a 403.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 350000.00 900.00 480.00

Deflexoes Medias => 28.10 27.50 26.70 25.50 23.80 21.00
 Deflexoes Calculadas => 28.08 27.20 26.49 25.25 23.50 21.26
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.06 -1.07 -0.78 -0.98 -1.27 1.26
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.630%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(605.0000 a 605.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 350000.00 300.00 215.00

Deflexoes Medias => 48.80 48.00 47.40 46.00 43.70 40.00

Deflexoes Calculadas => 49.03 48.04 47.19 45.64 43.31 40.11

(Calcul-Med)/Med (%) => 0.47 0.08 -0.45 -0.79 -0.90 0.28

(Area calc)/(Area campo)=> 99.778%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(798.0000 a 798.0000)

Obtidos com 3 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:10.21 = 10.22 segundos.

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 132188.55 3000.00 696.93

Deflexoes Medias => 25.60 24.10 23.00 21.30 18.90 15.80

Deflexoes Calculadas => 26.09 24.29 23.03 21.03 18.57 15.78

(Calcul-Med)/Med (%) => 1.91 0.81 0.13 -1.27 -1.76 -0.11

(Area calc)/(Area campo)=> 99.916%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(998.0000 a 998.0000)

Obtidos com 2 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:07.56 = 7.57 segundos.

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 218915.03 3000.00 653.31

Deflexoes Medias => 24.90 22.70 22.60 21.10 19.20 15.60

Deflexoes Calculadas => 23.98 22.79 21.90 20.43 18.52 16.24

(Calcul-Med)/Med (%) => -3.68 0.39 -3.11 -3.17 -3.56 4.11

(Area calc)/(Area campo)=> 98.389%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(1192.0000 a 1192.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 400000.00 3000.00 920.00

Deflexoes Medias => 16.50 15.60 15.20 14.40 13.40 11.40

Deflexoes Calculadas => 16.35 15.65 15.11 14.20 12.98 11.50

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.93 0.31 -0.60 -1.39 -3.13 0.84

(Area calc)/(Area campo)=> 99.074%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(1398.0000 a 1398.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 450000.00 3000.00 830.00

Deflexoes Medias => 16.80 16.20 15.80 15.00 14.10 12.30

Deflexoes Calculadas => 16.97 16.33 15.83 14.98 13.81 12.37

(Calcul-Med)/Med (%) => 1.02 0.82 0.20 -0.14 -2.04 0.53

(Area calc)/(Area campo)=> 99.976%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(1797.0000 a 1797.0000)

Obtidos com 1 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:05.11 = 5.11 segundos.

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 138388.56 3000.00 657.20

Deflexoes Medias => 26.00 23.90 22.70 20.90 18.60 15.60

Deflexoes Calculadas => 26.78 25.04 23.81 21.84 19.40 16.61

(Calcul-Med)/Med (%) => 2.99 4.77 4.88 4.50 4.28 6.45

(Area calc)/(Area campo)=> 104.587%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(1998.0000 a 1998.0000)

Obtidos com 3 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:10.16 = 10.16 segundos.

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 131847.68 3000.00 805.15

Deflexoes Medias => 24.00 22.30 20.80 18.80 16.90 13.80

Deflexoes Calculadas => 23.84 22.06 20.82 18.87 16.49 13.85

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.68 -1.08 0.09 0.36 -2.40 0.34

(Area calc)/(Area campo)=> 99.426%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(2199.0000 a 2199.0000)

Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 390000.00 3000.00 1140.00

Deflexoes Medias => 14.30 13.50 13.20 12.20 11.10 9.60

Deflexoes Calculadas => 14.28 13.58 13.05 12.16 10.99 9.60

(Calcul-Med)/Med (%) => -0.12 0.61 -1.14 -0.32 -1.00 -0.05

(Area calc)/(Area campo)=> 99.617%

Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120

Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(2399.0000 a 2399.0000)

Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:11.21 = 11.21 segundos.

Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0

Modulos .. => 135078.54 3000.00 691.08

Deflexoes Medias => 23.80 22.50 22.20 20.60 18.70 16.20

Deflexoes Calculadas => 26.09 24.32 23.08 21.10 18.66 15.89

(Calcul-Med)/Med (%) => 9.61 8.10 3.95 2.42 -0.23 -1.92
 (Area calc)/(Area campo)=> 103.196%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(2599.0000 a 2599.0000)
 Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:11.26 = 11.26 segundos.
 Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 138746.34 3000.00 912.48
 Deflexoes Medias => 20.70 18.60 17.40 16.40 14.70 12.80
 Deflexoes Calculadas => 21.76 20.08 18.90 17.05 14.81 12.33
 (Calcul-Med)/Med (%) => 5.14 7.93 8.60 3.95 0.76 -3.66
 (Area calc)/(Area campo)=> 103.102%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(2812.0000 a 2812.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 280000.00 2000.00 1140.00
 Deflexoes Medias => 16.40 15.00 13.90 13.20 11.80 9.90
 Deflexoes Calculadas => 16.18 15.23 14.51 13.34 11.82 10.07
 (Calcul-Med)/Med (%) => -1.35 1.51 4.39 1.03 0.17 1.68
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.985%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3004.0000 a 3004.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 330000.00 2000.00 1310.00
 Deflexoes Medias => 14.10 13.40 12.80 11.80 10.40 8.70
 Deflexoes Calculadas => 14.14 13.32 12.70 11.69 10.37 8.84
 (Calcul-Med)/Med (%) => 0.27 -0.59 -0.75 -0.97 -0.33 1.56
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.961%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3216.0000 a 3216.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 200000.00 2000.00 1000.00
 Deflexoes Medias => 19.30 17.80 16.70 15.70 13.90 11.60
 Deflexoes Calculadas => 19.36 18.07 17.13 15.60 13.68 11.49
 (Calcul-Med)/Med (%) => 0.30 1.54 2.58 -0.61 -1.60 -0.96
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.974%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3403.0000 a 3403.0000)

Obtidos com 3 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:10.17 = 10.17 segundos.

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 135078.54 3000.00 777.17
 Deflexoes Medias => 23.20 21.90 21.00 19.40 17.10 14.50
 Deflexoes Calculadas => 24.22 22.47 21.24 19.31 16.94 14.29
 (Calcul-Med)/Med (%) => 4.39 2.61 1.16 -0.47 -0.92 -1.46
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.784%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3597.0000 a 3597.0000)

Obtidos por iteraçao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 270000.00 3000.00 1200.00
 Deflexoes Medias => 15.10 13.90 13.40 12.90 11.40 9.50
 Deflexoes Calculadas => 15.29 14.34 13.63 12.50 11.05 9.39
 (Calcul-Med)/Med (%) => 1.24 3.13 1.75 -3.14 -3.08 -1.16
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.418%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3812.0000 a 3812.0000)

Obtidos por iteraçao manual, auxiliado por arquivo

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 280000.00 2000.00 1250.00
 Deflexoes Medias => 15.50 14.10 13.20 12.30 11.10 9.30
 Deflexoes Calculadas => 15.28 14.33 13.63 12.47 10.99 9.29
 (Calcul-Med)/Med (%) => -1.42 1.66 3.24 1.39 -1.01 -0.15
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.315%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(3991.0000 a 3991.0000)

Obtidos com 1 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:05.11 = 5.11 segundos.

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 139105.04 3000.00 526.17
 Deflexoes Medias => 31.10 29.30 28.10 26.20 23.40 19.30
 Deflexoes Calculadas => 30.90 29.14 27.87 25.83 23.24 20.22
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.65 -0.56 -0.82 -1.43 -0.69 4.78
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.230%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(4200.0000 a 4200.0000)

Obtidos com 4 iterações. Tempo Decorrido => 00:00:06.15 = 6.15 segundos.

Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3

E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 145629.45 3000.00 519.78
 Deflexoes Medias => 30.00 28.10 27.30 24.50 22.90 19.90
 Deflexoes Calculadas => 30.81 29.11 27.88 25.89 23.35 20.38
 (Calcul-Med)/Med (%) => 2.69 3.60 2.13 5.67 1.98 2.42

(Area calc)/(Area campo)=> 103.003%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(4410.0000 a 4410.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 125000.00 400.00 350.00
 Deflexoes Medias => 49.10 46.90 45.30 42.30 38.30 32.90
 Deflexoes Calculadas => 48.91 46.62 44.84 41.84 37.81 33.00
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.39 -0.59 -1.02 -1.09 -1.27 0.29
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.348%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF2(4606.0000 a 4606.0000)
 Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:11.20 = 11.21 segundos.
 Calculei por duas vezes o mesmo conjunto E1,E2 e E3
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 138388.56 3000.00 581.79
 Deflexoes Medias => 26.90 26.20 25.10 23.40 21.70 18.50
 Deflexoes Calculadas => 28.97 27.22 25.96 23.95 21.43 18.51
 (Calcul-Med)/Med (%) => 7.70 3.88 3.44 2.36 -1.26 0.06
 (Area calc)/(Area campo)=> 102.520%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF3(0.0000 a 0.0000)
 Obtidos com 6 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:15.26 = 15.27 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 287285.65 3000.00 866.74
 Deflexoes Medias => 19.40 16.50 17.40 16.00 14.80 12.60
 Deflexoes Calculadas => 18.56 17.63 16.93 15.77 14.25 12.45
 (Calcul-Med)/Med (%) => -4.35 6.83 -2.72 -1.44 -3.70 -1.16
 (Area calc)/(Area campo)=> 98.118%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF3(6.0000 a 6.0000)
 Obtidos com 3 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:10.16 = 10.16 segundos.
 E1 Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador
 Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 212111.14 3000.00 1102.22
 Deflexoes Medias => 17.00 16.40 15.80 13.90 12.30 10.40
 Deflexoes Calculadas => 17.24 16.07 15.22 13.86 12.16 10.24
 (Calcul-Med)/Med (%) => 1.44 -2.01 -3.66 -0.28 -1.12 -1.53
 (Area calc)/(Area campo)=> 99.022%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF3(1739.0000 a 1739.0000)
 Obtidos por iteracao manual, auxiliado por arquivo

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 420000.00 1000.00 1080.00
 Deflexoes Medias => 15.80 15.20 14.60 13.20 11.90 10.90
 Deflexoes Calculadas => 15.74 15.04 14.50 13.58 12.33 10.81
 (Calcul-Med)/Med (%) => -0.40 -1.02 -0.69 2.84 3.58 -0.78
 (Area calc)/(Area campo)=> 100.714%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120

Resultados do trecho AVRECF3(1745.0000 a 1745.0000)
 Obtidos com 0 iteracoes. Tempo Decorrido => 00:00:02.51 = 2.52 segundos.

EI Livre. Modulos iniciais calculados pelo computador

Espessuras => 20.0 30.0 500.0
 Modulos .. => 212111.14 3000.00 1202.00
 Deflexoes Medias => 15.90 15.00 15.00 12.50 11.10 9.50
 Deflexoes Calculadas => 16.34 15.18 14.34 13.00 11.34 9.47
 (Calcul-Med)/Med (%) => 2.77 1.17 -4.42 3.98 2.12 -0.31
 (Area calc)/(Area campo)=> 101.033%
 Distancias retroanalise => 0 20 30 45 65 90 120
 Distancias geofone (fwd)=> 0 20 30 45 65 90 120
