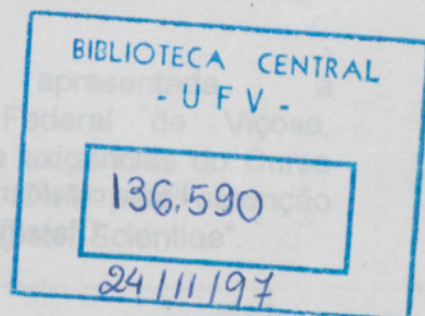


Germano Silva Lopes

Execução e Análise de uma Prova de Carga Direta em
Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaiss



Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do Curso
de Engenharia Civil, para obtenção
do título de "Magister Scientiae".

T
624.15136
L864e
1997
ex. 1

UFV	BIBLIOTECA	BBT	OBRA	RG000779120
	CLASSIFICACAO	T 624.15136 / L864e / 1997		
TITULO Execucão e análise de uma prova de carga d				
				
136590 BBT				

Viçosa - Minas Gerais - Brasil
Outubro de 1997

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV

T

Lopes, Germano Silva, 1970-
L864e Execução e análise de uma prova de carga direta em
1997 verdadeira grandeza em solo residual de gnaiss / Germano
Silva Lopes. -- Viçosa : UFV, 1997.
172p. : il.

Orientador: Euler Magalhães da Rocha
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa

1. Solos - Prova de carga. 2. Fundações superficiais (Engenharia). 3. Mecânica do solo. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 19.ed. 624.15136

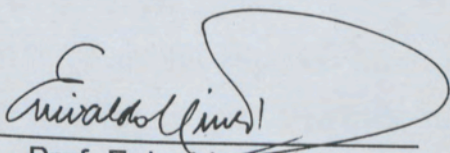
CDD 20.ed. 624.15136

Germano Silva Lopes

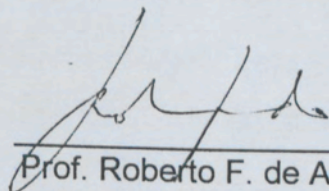
**Execução e Análise de uma Prova de Carga Direta em
Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaisse**

Dedico esta tese aos meus pais, Tese apresentada à
Nora e Gerson, Universidade Federal de Viçosa,
sem os quais não teria sido possível, como parte das exigências do Curso
de Engenharia Civil, para obtenção
do título de "Magister Scientiae".

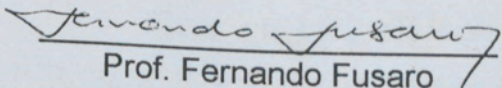
APROVADA - 05 de fevereiro de 1997



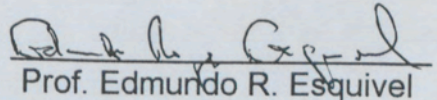
Prof. Enivaldo Minette
Conselheiro



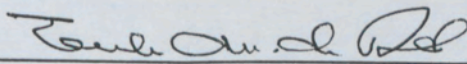
Prof. Roberto F. de Azevedo
Conselheiro



Prof. Fernando Fusaro



Prof. Edmundo R. Esquivel



Prof. Euler Magalhães da Rocha
Orientador

AGRADECIMENTO

Dedico esta tese aos meus pais,

Nara e Geraldo,

sem os quais eu nada seria.

A Deus, criador de tudo e de todos, grande engenheiro do universo, que em todas as horas se mostrou presente.

A toda minha família, em especial aos meus pais, Nara e Geraldo, e irmãs, Genara e Geovana, pelo incentivo e, acima de tudo, pelo amor e carinho dedicados a mim durante toda a minha vida e, principalmente, no decorrer deste trabalho.

A minha segunda família, Tia Iara, Tio Alberto e filhos, pela confiança depositada em minha pessoa durante o período do curso de graduação, em Uberaba, e pelo apoio permanente.

A minha Tia Ulara, pelos conselhos e pela experiência de vida repassada, e pelo seu empenho para que eu viesse para Vitória.

Aos meus professores orientadores Eder Magalhães da Rocha, Roberto Francisco de Azevedo e Enivaldo Ayres, pela orientação, pelas críticas e sugestões, pelo exemplo de profissionalismo, pelo constante estímulo e pela amizade.

Ao professor e amigo Eng^o Fernando Fusari, pela gratificante convivência, pelos preciosos e enriquecedores conselhos e pela grandiosa

AGRADECIMENTO

São muitas as pessoas a quem eu gostaria de expressar meus agradecimentos, mas como o espaço é reduzido, limitarei-me àquelas que mais me influenciaram e que contribuíram para a conclusão deste trabalho.

A Deus, criador de tudo e de todos, grande engenheiro do universo, que em todas as horas se mostrou presente.

À toda minha família, em especial aos meus pais, Nara e Geraldo, e irmãs, Genara e Geovana, pelo incentivo e, acima de tudo, pelo amor e carinho dedicados a mim durante toda a minha vida e, principalmente, no decorrer deste trabalho.

À minha segunda família, Tia Lara, Tio Alberto e filhos, pela confiança depositada em minha pessoa durante o período do curso de graduação, em Uberaba, e pelo apoio permanente.

À minha Tia Uiara, pelos conselhos e pela experiência de vida repassada, e pelo seu empenho para que eu viesse para Viçosa.

Aos meus professores orientadores Euler Magalhães da Rocha, Roberto Francisco de Azevedo e Enivaldo Minette, pela orientação, pelas críticas e sugestões, pelo exemplo de profissionalismo, pelo constante estímulo e pela amizade.

Ao professor e amigo Eng^o Fernando Fusaro, pela gratificante convivência, pelos preciosos e enriquecedores conselhos e pela grandiosa

contribuição nos trabalhos de instrumentação, sem o qual este trabalho com certeza não teria sido findado no prazo previsto.

Ao professor Benedito de Souza Bueno, grande incentivador deste trabalho, pela confiança depositada em minha pessoa durante o decorrer do curso.

A todos os professores do setor de geotecnia, pela contribuição dada à minha formação acadêmica e pela gratificante convivência durante o período do curso.

A todos os funcionários e técnicos do Laboratório de Engenharia Civil, principalmente os senhores Júlio César dos Santos, Paulo Afonso da Silva (P3) e José Mário Duarte, pela valiosa ajuda nos ensaios de laboratório e de campo, e pelo carinho e amizade consolidados neste período de convivência.

Ao Departamento de Física da Universidade Federal de Viçosa, na pessoa do Prof^o Evandro, pelo empréstimo dos equipamentos de aquisição de dados utilizados na coleta de dados da instrumentação de campo.

Aos professores da Universidade de Uberaba, Márcio Almeida S. Nogueira e Marcos Elias, pelos conhecimentos e pela experiência transmitidos durante a graduação, e pela motivação para que eu realizasse este curso.

À Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Nível Superior - CAPES e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais - FAPEMIG, entidades financiadoras da bolsa de estudo, que proporcionou a minha estada na cidade de Viçosa no decorrer deste trabalho.

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de participar do programa de pós-graduação (mestrado) em engenharia civil - geotecnia.

Às empresas Mello de Azevedo Ltda., EGF - Engenharia, Geotecnia e Fundações Ltda., CODEME Estruturas Metálicas Ltda., Concreto CENTRAL BETON Ltda., Geoservice Fundações e Geotecnia Ltda., TECNOTEST Ltda. e Incorporadora CARVALHO & CHEQUER, pelo apoio técnico na execução de todos os trabalhos de campo.

A todos os colegas da pós-graduação, pela amizade, colaboração e pelo estímulo, sem os quais este trabalho não teria sido tão gratificante: Luis Salvador P. Guimarães, Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça, Cláudia Brandt,

Mário de Souza Silva, Antônio A. de Mendonça, Wander Rodrigues da Silva, Cláudio Sarmento Amado, Ana Maria Stephan e, principalmente, ao amigo e companheiro de trabalhos de campo Douglas Arantes Campos.

Ao amigo e quase irmão Carlos Alberto A. Januário (Carlinhos), pelo incentivo e pela amizade demonstrados durante todo o tempo em que nos conhecemos.

A Máisa Bragança A. Fernandes, pela compreensão, pelo incentivo, afeto e pelos momentos maravilhosos compartilhados durante o período de nossa convivência em Viçosa.

Aos amigos e companheiros de república Sidney Helder, Marlos e Maurício, pela amizade construída no dia-a-dia.

Enfim, a todos que de alguma forma colaboraram para a realização deste trabalho.

GERALDO SILVA LOPES, filho de Nere Maria Silva Lopes e Geraldo Benedito Lopes, nasceu aos 2 dias do mês de março do ano de 1970, na Cidade de Itabirito/MG.

Em dezembro de 1988, concluiu o curso Técnico em Processamento de Dados pela Escola Estadual Engenheiro Queiroz Júnior, em Itabirito/MG.

Graduou-se Engenheiro Civil, em dezembro de 1993, pela Universidade de Uberaba, em Uberaba/MG.

Iniciou, em agosto de 1994, o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa-MG.

BIOGRAFIA

GERMANO SILVA LOPES, filho de Nara Maria Silva Lopes e Geraldo Benedito Lopes, nasceu aos 2 dias do mês de março do ano de 1970, na Cidade de Itabirito/MG.

Em dezembro de 1988, concluiu o curso Técnico em Processamento de Dados pela Escola Estadual Engenheiro Queiroz Júnior, em Itabirito/MG.

Graduou-se Engenheiro Civil, em dezembro de 1993, pela Universidade de Uberaba, em Uberaba/MG.

Iniciou, em agosto de 1994, o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa-MG.

2.5.2 Métodos empíricos - correlações com SPT	50
2.6 Ensaio de prova de carga	53
2.6.1 Tipos de ensaios de prova de carga	57
2.7 Instrumentação de fundações via células de pressão	62
3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES - UFV	70
3.1 Localização	70
3.2 Investigações geotécnicas de campo	72
3.2.1 Sondagens de simples reconhecimento tipo SPT	73
3.3 Aspectos geológicos-geotécnicos	73
4. O SOLO ESTUDADO	79
4.1 Ensaio de caracterização do solo	79
4.2 Ensaio oedométrico	85
4.3 Ensaio triaxial axissimétrico	85
	Página
LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
EXTRATO	xv
ABSTRACT	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Organização da tese	4
2. REVISÃO DE LITERATURA	5
2.1 Distribuição de pressões e interação solo-estrutura	6
2.1.1 Distribuição de pressões	7
2.1.2 Interação solo-estrutura de fundação superficial	10
2.2 Métodos para previsão de recalques	13
2.3 Tipos de ruptura do solo em fundações superficiais	24
2.4 Mecanismos de ruptura aplicados aos solos	28
2.5 Teorias de capacidade de carga em solos	35
2.5.1 Métodos analíticos	36
2.5.1.1 Método de equilíbrio-limite	37

2.5.2 Métodos empíricos - correlações com SPT.....	50
2.6 Ensaio de prova de carga.....	53
2.6.1 Tipos de ensaios de prova de carga.....	57
2.7 Instrumentação de fundações via células de pressão.....	62
3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES - UFV.....	70
3.1 Localização.....	70
3.2 Investigações geotécnicas de campo.....	72
3.2.1 Sondagens de simples reconhecimento tipo SPT.....	73
3.3 Aspectos geológicos-geotécnicos.....	73
4. O SOLO ESTUDADO.....	79
4.1 Ensaio de caracterização do solo.....	79
4.2 Ensaio oedométrico.....	85
4.3 Ensaio triaxiais axissimétricos.....	89
5. ENSAIO DE PROVA DE CARGA.....	102
5.1 Estrutura de fundação (sapata) ensaiada.....	102
5.2 Estrutura de reação e montagem da prova de carga.....	106
5.3 Instalação das instrumentações.....	113
5.4 Execução do ensaio de prova de carga.....	117
6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	122
6.1 Prova de carga.....	122
6.1.1 Carga de ruptura.....	125
6.1.2 Capacidade de carga do solo.....	131
6.1.3 Distribuição de pressão de contato.....	135
7. RESUMO E CONCLUSÕES.....	138
8. RECOMENDAÇÕES.....	139
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143
APÊNDICE A.....	157

Tabela 12 - Resultados dos ensaios oedométricos.....	85
Tabela 13 - Módulos de elasticidade médios segundo diversos métodos.....	87
Tabela 14 - Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais.....	90
Tabela 15 - Parâmetros médios de resistência ao cisalhamento do solo.....	92
Tabela 16 - Critérios de ruptura DECOURT (1995) e CULMANN (1994).....	126
Tabela 17 - Resumo dos valores de recalque e carga de ruptura.....	133

Tabela 18 - Critérios para a definição da previsão de capacidade de carga.....	132
Tabela 19 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' médios.....	133
Tabela 20 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' CII/sol poço1.....	133
Tabela 1A - Cálculos para a espessura do diafragma da célula de pressão.....	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores do fator de influência I_w , BOWLES (1988).....	16
Tabela 2 - Correlações do módulo de Young com ensaios SPT e CPT.....	22
Tabela 3 - Valores de N_y função de k_{py} , BOWLES (1988).....	40
Tabela 4 - Fatores de forma, segundo TERZAGHI (1943) e DE BEER, (1967).....	41
Tabela 5 - Fatores de forma, profundidade e inclinação, MEYERHOF (1963).....	42
Tabela 6 - Diversos fatores da equação geral de Hansen, BOWLES (1988).....	45
Tabela 7 - Fatores de forma propostos por VESIC (1973).....	47
Tabela 8 - Valores de $N\text{-SPT} \times q_a$, VARGAS (1955).....	52
Tabela 9 - Valores de k , COSTA NUNES e VELLOSO (1959).....	52
Tabela 10 - Perfis individuais das sondagens executadas.....	76
Tabela 11 - Resultado dos ensaios de caracterização e índices físicos.....	80
Tabela 12 - Resultados dos ensaios oedométricos.....	85
Tabela 13 - Módulos de elasticidade médios segundo diversos métodos.....	89
Tabela 14 - Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais.....	98
Tabela 15 - Parâmetros médios de resistência ao cisalhamento do solo.....	99
Tabela 16 - Critérios de ruptura, DÉCOURT (1996) e CUDMANI (1994).....	126
Tabela 17 - Resumo dos valores de recalque e carga na ruptura.....	130

Tabela 18 - Critérios para a definição da previsão da capacidade de carga..	132
Tabela 19 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' médios.....	133
Tabela 20 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' $\overline{CU}/sat$ poço1.....	133
Tabela 1A - Cálculos para a espessura do diafragma da célula de pressão..	163

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Superfícies rígidas carregadas verticalmente: a) superfície circular; b) superfície elíptica.....	9
Figura 2 - Distribuição de pressões em placas flexíveis: a) carga pontual; b) carga uniformemente distribuída para solos coesivos; c) Idem b) para solos não-coesivos	11
Figura 3 - Distribuição de pressões em solos coesivos.....	12
Figura 4 - Distribuição de pressões em solos não-coesivos.....	12
Figura 5 - Alteração $f(t)$ da distribuição de pressões em solos coesivos.....	12
Figura 6 - Abaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948).....	15
Figura 7 - Abaco para obter os fatores μ_0 e μ_1 , CINTRA e ALBIERO (1984).....	16
Figura 8 - Abaco para determinação de I_v e I_h , SCHMERTMANN (1970, 1976) e SCHMERTMANN (1979).....	24
Figura 9 - Tipos de ruptura: a) ruptura generalizada; b) ruptura localizada; c) ruptura por punção VESIC (1973)	25
Figura 10 - Zonas de ruptura em ensaios, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).....	28
Figura 11 - Mecanismo de ruptura proposto por Prandtl, CHEN (1975)	31
Figura 12 - Mecanismo de ruptura proposto por Hill, CHEN (1975).....	31

Figura 13 - Mecanismo de Hill modificado para superfícies quadradas, CHEN (1975).....	32
Figura 14 - Definição da capacidade de carga pelas cunhas de Rankine, LAMBE e WHITMAN (1989).....	33
Figura 15 - Modelo de ruptura adotado por Terzaghi, BAS (1930).....	34
Figura 16 - Mecanismo de ruptura adotado por Meyerhof, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).....	34
Figura 17 - Mecanismo de ruptura proposto por Balla: a) superfície de ruptura; b) f	
LISTA DE FIGURAS	
(1952).....	35
Figura 18 - Valores da relação $p = R/\sigma$, BALLA (1962).....	49
Figura 19 - Valores dos fatores de capacidade de carga, BALLA (1962).....	50
Figura 1 - Superfícies rígidas carregadas verticalmente: a) superfície circular; b) superfície elíptica.....	9
Figura 2 - Distribuição de pressões em placas flexíveis: a) carga pontual; b) carga uniformemente distribuída para solos coesivos; c) ídem b) para solos não-coesivos.....	11
Figura 3 - Distribuição de pressões em solos coesivos.....	12
Figura 4 - Distribuição de pressões em solos não-coesivos.....	12
Figura 5 - Alteração $f(t)$ da distribuição de pressões em solos coesivos.....	12
Figura 6 - Ábaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948).....	16
Figura 7 - Ábaco para obter os fatores μ_0 e μ_1 , CINTRA e ALBIERO (1984).....	18
Figura 8 - Ábaco para determinação de I_z e I_{zp} , SCHMERTMANN (1970, 1978) e SCHMERTMANN (1978).....	24
Figura 9 - Tipos de ruptura: a) ruptura generalizada; b) ruptura localizada; c) ruptura por punção VESIC (1973).....	25
Figura 10 - Zonas de ruptura em areias, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).....	28
Figura 11 - Mecanismo de ruptura proposto por Prandtl, CHEN (1975).....	31
Figura 12 - Mecanismo de ruptura proposto por Hill, CHEN (1975).....	31
Figura 35 - Curvas v x ϵ do ensaio TCU em solo de poço 1.....	83

Figura 13 - Mecanismo de Hill modificado para superfícies quadradas, CHEN (1975).....	32
Figura 14 - Definição da capacidade de carga pelas cunhas de Rankine, LAMBE e WHITMAN (1969).....	33
Figura 15 - Modelo de ruptura adotado por Terzaghi, DAS (1990).....	34
Figura 16 - Mecanismo de ruptura adotado por Meyerhof, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).....	34
Figura 17 - Mecanismo de ruptura proposto por Balla: a) superfície de ruptura; b) forças devido à massa de solo, BALLA (1962).....	35
Figura 18 - Valores da relação $\rho = R/b$, BALLA (1962).....	49
Figura 19 - Valores dos fatores de capacidade de carga, BALLA (1962).....	50
Figura 20 - Ábaco de correlação q_a com N-SPT, BOWLES (1988).....	51
Figura 21 - Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargueira; b) tirantes e; c) estacas vizinhas.....	61
Figura 22 - Células, segundo o tipo de ação: a) ação direta; b) ação indireta e; c) ação contrária.....	64
Figura 23 - Localização do campo experimental de fundações/UFV.....	71
Figura 24 - Locação dos furos de sondagem e dos poços de inspeção.....	71
Figura 25 - Perfil geotécnico do talude remanescente, MINETTE et al. (1995).....	75
Figura 26 - Amostra de solo conseguida no ensaio SPT.....	78
Figura 27 - Curvas granulométricas do solo recolhido no poço 1.....	83
Figura 28 - Curvas granulométricas do solo recolhido no poço 2.....	84
Figura 29 - Curvas e $x \log \sigma_v$ obtidas para o solo do poço 1.....	86
Figura 30 - Curvas e $x \log \sigma_v$ obtidas para o solo do poço 2.....	86
Figura 31 - Esquema do perfil do talude do campo experimental.....	87
Figura 32 - Curva de calibração do conjunto câmara-tubos-conexões.....	91
Figura 33 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 1.....	92
Figura 34 - Curvas $u \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 1.....	92
Figura 35 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.....	93
Figura 36 - Curvas $u \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.....	93

Figura 37 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.....	94
Figura 38 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio CD/nat , solo do poço 1.....	95
Figura 39 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \varepsilon$ do ensaio CD /nat , solo do poço 1.....	95
Figura 40 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 2.....	96
Figura 41 - Curvas $u \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 2.....	96
Figura 42 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.....	97
Figura 43 - Curvas $u \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.....	97
Figura 44 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \varepsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.....	98
Figura 45 - Envoltórias médias de resistência, obtidas para o solo do poço 1.....	100
Figura 46 - Envoltórias médias de resistência, obtidas para o solo do poço 2.....	100
Figura 47 - Preparação superficial do local da prova de carga.....	103
Figura 48 - Vista da cava da sapata e locação das células de pressão.....	104
Figura 49 - Vista superior das armações da sapata e pilarete.....	105
Figura 50 - Vista parcial da primeira parte da concretagem da sapata.....	105
Figura 51 - Conjunto sapata e pilarete já concretados.....	106
Figura 52 - Vista em planta do esquema de montagem da prova de carga....	109
Figura 53 - Seção do esquema de montagem da prova de carga.....	110
Figura 54 - Vista geral das fogueiras e vigas de apoio.....	111
Figura 55 - Vista geral da fixação dos tirantes às vigas de reação.....	112
Figura 56 - Detalhe da fixação da placa 2.....	113
Figura 57 - Equipamentos eletrônicos utilizados na aquisição de dados.....	115
Figura 58 - Marcos superficiais e réguas de fixação dos extensômetros.....	116
Figura 59 - Vista parcial das vigas de referência.....	116
Figura 60 - Gráfico de calibração do conjunto macaco hidráulico + bomba....	117
Figura 61 - Curva carga x recalque para os carregamentos lentos.....	121
Figura 62 - Curva carga x recalque para os carregamentos rápidos.....	121
Figura 63 - Curva $\log q \times \log s$	123
Figura 64 - Curva $q \times s$: a) carregamentos lentos; b) carregamentos rápidos.....	124
Figura 65 - Curva carga x recalque, critério 11(a).....	128

Figura 66 - Curva R x P, critério de definição da carga de ruptura número 14.....	128
Figura 67 - Curva s/P x s, critério de definição da carga de ruptura número 15.....	129
Figura 68 - Gráfico q_u x critérios de previsão da capacidade de carga.....	134
Figura 69 - Variação de σ_z no centro da sapata com a profundidade.....	136
Figura 70 - Tensões de contato solo-sapata determinadas no campo.....	137
Figura 1A - Extensômetro tipo diafragma.....	162
Figura 2A - Projeto das células de pressão total elétricas.....	164
Figura 3A - Montagem utilizada para a aplicação pressão de colagem.....	166
Figura 4A - Extensômetro, terminais, tampa e corpo da célula.....	167
Figura 5A - Detalhe da montagem antes e depois da ligação dos fios.....	168
Figura 6A - Célula de pressão após terminada a montagem.....	168
Figura 7A - Equipamentos utilizados na calibração das CPTE's.....	171
Figura 8A - Curvas de calibração.....	172

fundações direitas. O tipo de ruptura verificado foi o punçãoamento, com um deslocamento máximo de aproximadamente 170 mm ao final do ensaio. A tensão de ruptura deu-se entre $\sigma_1 = 1.097,22$ e $\sigma_2 = 1319,44$ kPa, o que nos fornece, para um fator de segurança igual a 2 (sugerido pela NBR 6122/96), uma tensão admissível variando de $\sigma_{ad} = 548,61$ a $\sigma_{ad} = 659,72$ kPa.

EXTRATO

LOPES, Germano Silva, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Outubro de 1997. ***Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaiss.*** Professor Orientador: Euler Magalhães da Rocha. Professores Conselheiros: Roberto Francisco de Azevedo e Enivaldo Minette.

No presente trabalho procurou-se estudar o comportamento de fundações superficiais rígidas por meio de resultados obtidos num ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza, realizado no Campo Experimental de Fundações - UFV, sobre uma sapata de concreto armado, quadrada, com 1,20 m de lado, apoiada a 1,0 m de profundidade. O estudo foi executado em três etapas distintas: a primeira refere-se a investigações de campo, por meio de ensaios tipo SPT e ensaios laboratoriais de caracterização, classificação e determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento; a segunda diz respeito ao projeto/confecção de instrumentações e à montagem e execução do ensaio de prova de carga; a terceira e última corresponde às análises dos resultados. Foi dada ênfase aos métodos de previsão de capacidade de carga de solos com base na teoria de equilíbrio-limite. Constatou-se, ainda, a adequabilidade de métodos de definição da carga de ruptura desenvolvidos para fundações profundas. As análises realizadas confirmaram a performance do ensaio executado como sendo o mais adequado para a definição da capacidade de carga de solos sob

fundações diretas. O tipo de ruptura verificado foi o puncionamento, com um recalque máximo de aproximadamente 170 mm ao final do ensaio. A tensão de ruptura deu-se entre $\sigma_r = 1.097,22$ e $\sigma_r = 1319,44$ kPa, o que nos fornece, para um fator de segurança igual a 2 (sugerido pela NBR 6122/96), uma tensão admissível variando de $\sigma_a = 548,61$ a $\sigma_a = 659,72$ kPa.

ABSTRACT

LOPES, Germano Silva, M.Sc., Federal University of Viçosa, October, 1997.
Execution and analysis of a footing load test in situ on residual soil of gnaiss. Advisor: Euler Magalhães da Rocha. Committee Members: Roberto Francisco de Azevedo and Enivaldo Minella.

The purpose of this work was to study the behaviour of rigidly footings through results of load test in situ, on Site Foundation Research of UEV, in a reinforced concrete square footing with 1.2 m wide, put in the depth of 1.0 m. The analysis was executed in three different steps: the first one refers to the site investigations through of tests type SPT and laboratory testing of characterization, classification and determination of stress-strain properties of soil; the second one for design/performance of instrumentations and building/execution of test load; the last and third part concerns to analyses of results. For a previous bearing capacity failures of soils was used the theory limit equilibrium. The adequacy of methods of definition of failure load developed to depth foundations was also verified. The analyses fulfilled confirm the performance of executed test as been the more adequate to the determination of bearing capacity ultimate of soils under footings. The type of bearing capacity failure verified was for punching shear failure with maximum settlement approximately of 170.0 mm. The bearing capacity ultimate determined in situ was between $q_u = 1,097.22$ and $q_u = 1,319.44$ kPa, what give

for factor of safety equal to two, a allowable bearing capacity changing from $q_u = 848.61$ to $q_u = 859.72$ kPa.

ABSTRACT

LOPES, Germano Silva, M.Sc., Federal University of Viçosa, October, 1997.
Execution and analysis of a footing load test in situ on residual soil of gnaiss. Advisor: Euler Magalhães da Rocha. Committee Members: Roberto Francisco de Azevedo and Enivaldo Minette.

The purpose of this work was to study the behaviour of rigid footings through results of load test in situ, on Site Foundation Research of UFV, in a reinforced concrete square footing with 1.2 m wide, put in the depth of 1.0 m. The analysis was executed in three different steps: the first one refers to the site investigations through of tests type SPT and laboratory testing of characterization, classification and determination of stress-strain properties of soil; the second one for design/performance of instrumentations and building/execution of test load; the last and third part concerns to analyses of results. For a previous bearing capacity failures of soils was used the theory limit equilibrium. The adequacy of methods of definition of failure load developed to depth foundations was also verified. The analyses fulfilled confirm the performance of executed test as been the more adequate to the determination of bearing capacity ultimate of soils under footings. The type of bearing capacity failure verified was for punching shear failure with maximum settlement approximately of 170.0 mm. The bearing capacity ultimate determined in situ was between $q_u = 1,097.22$ and $q_u = 1,319.44$ kPa, what give

us, for factor of safety equal to two, a allowable bearing capacity changing from $q_a = 548.61$ to $q_a = 659.72$ kPa.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

O solo, usado como material portante das obras de engenharia civil como aterros, barragens, pontes, estradas, edificações etc., tem importância fundamental na estabilidade global das mesmas, pois a sua ruptura ou deformação excessiva, com certeza, levará a estrutura edificada à ruína.

Sabe-se que os solos podem ser considerados como tendo um comportamento elástico até um determinado nível de esforços muito pequeno a ele imposto, a partir do qual segue um comportamento elasto-plástico. Por outro lado, o solo precisa ser capaz de suportar as cargas a ele transmitidas pelas obras de engenharia civil, sem que ocorram recalques absolutos e diferenciais (ou relativos) excessivos que levem à ruptura as obras de superestrutura.

Os problemas da engenharia de fundações, relacionados com a capacidade de carga e recalques em solos residuais saprolíticos, muitas vezes não são resolvidos satisfatoriamente, exceto por meio da aplicação de grandes fatores de segurança baseados na experiência acumulada de casos análogos e do bom senso do engenheiro projetista.

A experiência na cidade de Viçosa sobre o comportamento de obras parece indicar que, em média, o comportamento das fundações tem sido

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

O solo, usado como material portante das obras de engenharia civil como aterros, barragens, pontes, estradas, edificações etc., tem importância fundamental na estabilidade global das mesmas, pois a sua ruptura ou deformação excessiva, com certeza, levará a estrutura edificada à ruína.

Sabe-se que os solos podem ser considerados como tendo um comportamento elástico até um determinado nível de esforços muito pequeno a ele imposto, a partir do qual segue um comportamento elasto-plástico. Por outro lado, o solo precisa ser capaz de suportar as cargas a ele transmitidas pelas obras de engenharia civil, sem que ocorram recalques absolutos e diferenciais (ou relativos) excessivos que levem à ruptura as obras de superestrutura.

Os problemas da engenharia de fundações, relacionados com a capacidade de carga e recalques em solos residuais saprolíticos, muitas vezes não são resolvidos satisfatoriamente, exceto por meio da aplicação de grandes fatores de segurança baseados na experiência acumulada de casos análogos e do bom senso do engenheiro projetista.

A experiência na cidade de Viçosa sobre o comportamento de obras parece indicar que, em média, o comportamento das fundações tem sido

sempre significativamente melhor que o previsto. Portanto, pode-se supor que as hipóteses e os cálculos empregados na mecânica dos solos convencional conduzam a estimativas pessimistas, tendo como resultado projetos superconservadores em quaisquer casos em que estejam em jogo comportamentos médios ou cumulativos do solo.

Para a previsão da capacidade de carga e do recalque de um solo sob um elemento qualquer de fundação, lança-se mão de métodos empíricos, semi-empíricos e, ou, analíticos. No primeiro, levam-se em consideração o bom senso, a experiência do engenheiro e o conhecimento do solo onde assentar-se-á a fundação. No segundo caso, a previsão é realizada por meio de correlações entre parâmetros de ensaios de campo, por exemplo, o número de golpes do ensaio SPT, a resistência à penetração do ensaio CPT ou a expansão das membranas do DMT e PMT. Finalmente, no terceiro método, os valores dos parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito interno, obtidos em ensaios de laboratório, são utilizados para calibrar formulações matemáticas a serem empregadas para estimar o recalque e a capacidade de carga.

Pode-se dizer que todas as teorias de capacidade de carga têm como ponto de partida a solução proposta por PRANDTL (1921) com relação ao problema de interação entre um sólido rígido e um meio contínuo, semi-infinito, homogêneo e isotrópico, sob condições de deformações planas e com o comportamento do meio suposto rígido-plástico perfeito.

Como parâmetros a serem levados em conta no estudo da capacidade de suporte dos solos, normalmente consideram-se como sendo os principais a coesão (c) e o ângulo de atrito interno (ϕ), segundo o critério de Mohr-Coulomb. Tais parâmetros, aliados às clássicas teorias de elasticidade e plasticidade aplicáveis à mecânica dos solos, supondo-se o meio semi-infinito, homogêneo e isotrópico, conduzem às teorias de capacidade de carga, que fornecem o limite de carga a ser aplicada ao solo.

As diversas correlações propostas por inúmeros profissionais ligados à pesquisa, tanto a partir de ensaios de laboratório em escala reduzida quanto com base em observação de obras executadas no dia-a-dia da engenharia civil, são de grande valia para previsões rápidas da capacidade de carga do

solo, mas nem sempre fornecem dados precisos com relação ao meio encontrado no campo. Isto se deve, além da grande diversidade do meio geológico (subsolo), ao fato de que estas correlações, em sua maioria, foram importadas dos solos sedimentares (regiões temperadas) e quase sempre não são remodeladas para aplicação aos solos residuais brasileiros (regiões tropicais).

O ensaio e os estudos realizados levam a constatar a tão grande diversidade entre os resultados esperados e os efetivamente conseguidos. No ensaio de prova de carga realizado constata-se claramente a diferença entre o tipo de ruptura esperado, ruptura local e o observado, ruptura por punção. Os métodos de previsão da capacidade de carga desenvolvidos para solos sedimentares mostraram-se um tanto quanto pessimistas. No entanto, as diversas propostas de definição da carga de ruptura levaram a valores considerados adequados.

1.2 Objetivos

Procura-se, neste trabalho, determinar a capacidade de carga de um solo residual saprolítico de gnaiss, não-saturado, proveniente da microrregião de Viçosa. Para tanto, executa-se uma prova de carga em verdadeira grandeza, numa sapata quadrada rígida, de lados iguais a 1,2 m, apoiada a 1,0 m de profundidade no horizonte "c".

Também é dada ênfase ao estudo da interação solo-estrutura de fundação e da forma de ruptura que apresenta o solo, pois esta está relacionada diretamente com a teoria da capacidade de carga a ser empregada na previsão da carga de ruptura. Em seguida, avalia-se a capacidade de suporte por meio de diferentes formulações baseadas na teoria do Estado de Equilíbrio-Limite e correlações propostas na literatura disponível. Também analisa-se o desempenho das instrumentações utilizadas para obtenção de dados e verificação de comportamento.

Com esta análise crítica espera-se determinar os valores da capacidade de carga do solo, por meio dos métodos analítico e de correlação que mais se aproximam do valor determinado no ensaio de campo, e assim contribuir para a realização de projetos mais econômicos e tecnicamente viáveis na microrregião de Viçosa.

1.3 Organização da tese

Primeiramente fez-se uma revisão de parte da literatura disponível para os assuntos abordados neste trabalho. Foi dada ênfase aos mecanismos de ruptura aplicados ao solo e às diversas teorias de capacidade de carga.

Em seguida, o campo experimental de fundações da Universidade Federal de Viçosa, local da execução dos ensaios, é descrito geotécnica e geologicamente. Também são descritos os ensaios de prospecção geotécnica realizados.

Os resultados e comentários dos ensaios de laboratório são apresentados, enquanto os equipamentos e as metodologias utilizadas para a realização destes ensaios são descritos.

Foi feita uma descrição minuciosa do ensaio de prova de carga, descrevendo-se todos os procedimentos adotados.

As análises dos dados obtidos tanto no campo quanto em laboratório são apresentadas a seguir.

Finalmente, são apresentados o resumo e as conclusões deste trabalho.

Apresentam-se ainda recomendações, referências bibliográficas e apêndice, onde se descreve o projeto, montagem e calibração das células de pressão total elétricas.

2. REVISÃO DE LITERATURA

Segundo CUDMANI (1994), os problemas referentes a fundações superficiais não estão entendidos nem resolvidos em sua totalidade. De acordo com o mesmo autor, num projeto de fundações é de vital importância a consideração dos seguintes aspectos:

- Comportamento e características geotécnicas do solo sob a mesma;
- Interação solo-estrutura de fundação;
- Procedimentos analíticos utilizados na interpretação e previsão do fenômeno observado; e
- Procedimentos experimentais para a avaliação dos parâmetros geotécnicos utilizados nas formulações analíticas e, ou, correlações empíricas.

De acordo com LUTENEGGER (1992), a utilização de ensaios "in situ" para auxiliar na resolução de problemas de engenharia geotécnica vem crescendo rapidamente, isto porque cada vez mais os engenheiros projetistas necessitam de meios mais rápidos, de custos reduzidos e maior grau de confiabilidade para determinação das propriedades do solo ou de parâmetros de projeto.

Ainda segundo o autor, a variedade de condições em que o subsolo se encontra, os tipos de fundações disponíveis e a combinação de restrições orçamentais levam os projetos geotécnicos tradicionais baseados em simples

perfurações, amostragem e programas de ensaios de laboratório convencionais a falharem por não considerarem parâmetros críticos de projeto. Infelizmente, a maior consequência deste modo de atuar é a produção de alto grau de incerteza quanto às condições do subsolo e tendência em ser super conservador em projetos das fundações. Uma alternativa para se conseguir parâmetros de projetos mais realísticos seria a adoção de programas de prospecção geotécnica, compostos por dois ou mais tipos de ensaios, conseguindo-se assim um universo de dados mais amplo que poderiam ser confrontados entre si e com resultados de ensaios de laboratórios mais específicos, como triaxiais cúbicos, adensamento tipo CRD etc.

2.1 Distribuição de pressões e interação solo-estrutura

A determinação da distribuição de pressões dentro de uma região particular de uma massa de solo é uma etapa importante do processo de previsão de recalques, em razão da compressibilidade do solo, sendo esta previsão de suma importância para a resolução de problemas de estabilidade de obras geotécnicas.

É sabido que as principais variáveis que regem a distribuição das pressões sobre o solo em contato com uma fundação são: *natureza do solo* (não-coesivo ou coesivo), *forma geométrica da fundação*, *rigidez da fundação* (flexível ou rígida), e *valor da carga aplicada*.

A distribuição de pressões no interior de uma massa de solo e a interação solo-estrutura é geralmente determinada considerando-se uma distribuição correspondente a um meio linear elástico com as condições de contorno aproximadamente iguais ao problema em estudo.

2.1.1 Distribuição de pressões

Não se dispõem de formulações desenvolvidas para determinar a magnitude da distribuição de pressões num semi-espço infinito solicitado por uma carga vertical **P**, aplicada numa superfície quadrada e rígida, que é o caso estudado neste trabalho. Porém, se se adequa a solução apresentada por WINTERKORN e FANG (1975), fazendo-se a equivalência de áreas entre uma superfície quadrada e outra circular, podem-se aplicar as soluções que se seguem, apresentadas por POULOS e DAVIS (1974).

A magnitude da distribuição de pressões verticais de contato sob uma área circular rígida carregada por uma força vertical, Figura 1(a), pode ser determinada por:

$$\sigma_z = \frac{p_{av}}{2 \left(1 - \left(\frac{r^2}{a^2} \right) \right)^{1/2}} \quad (2.1)$$

em que σ_z = tensão vertical na superfície;

r = distância radial do centro da área circular até o ponto considerado;

a = raio da superfície circular;

p_{av} = pressão média aplicada = $\frac{P}{\pi \cdot a^2}$;

P = carga total.

O recalque vertical pode ser obtido por:

$$\rho_z = \left(\frac{\pi}{2} \right) \cdot (1 - \mu^2) \cdot \frac{p_{av} \cdot a}{E_s} \quad (2.2)$$

em que ρ_z = recalque vertical no ponto considerado;

μ = coeficiente de Poisson do solo;

$$p_{av} = \text{pressão média aplicada} = \frac{P}{\pi \cdot a^2};$$

a = raio da superfície circular;

E_s = módulo de Young do solo.

Outra maneira de se obter as tensões verticais e, conseqüentemente, os recalques para a condição estudada, é utilizando-se formulações propostas para uma área elíptica (Figura 1(b)).

$$\sigma_z = \frac{p_{av}}{2} \cdot \left\{ \frac{(1 + \zeta^2) \cdot (1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) + \zeta^2 \cdot (1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) + \kappa \cdot \zeta^2 \cdot (1 + \zeta^2)}{[(1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) \cdot (1 + \zeta^2)]^{3/2}} \right\} \quad (2.3)$$

As tensões radiais, nas direções x e y , podem ser conseguidas utilizando-se as seguintes equações:

$$\sigma_x = \frac{p_{av}}{2 \cdot e^2} \cdot \left\{ \frac{e^2 - (1 - 2\mu) \cdot (1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2)^2}{\kappa \cdot (1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) \cdot [(1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) \cdot (1 + \zeta^2)]^{1/2}} + (1 - 2 \cdot \mu) \right\} \quad (2.4)$$

$$\sigma_y = \frac{p_{av} \cdot \kappa}{2 \cdot e^2} \cdot \left\{ \frac{e^2 + (1 - 2\mu) \cdot \kappa^2 \cdot (1 + \zeta^2)^2}{\kappa \cdot (1 + \zeta^2) \cdot [(1 + \kappa^2 \cdot \zeta^2) \cdot (1 + \zeta^2)]^{1/2}} - (1 - 2 \cdot \mu) \right\} \quad (2.5)$$

$$\text{em que } \zeta = \frac{z}{b};$$

$$\kappa^2 = \frac{b^2}{a^2};$$

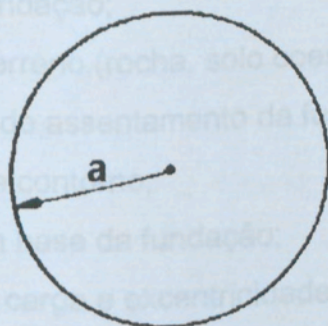
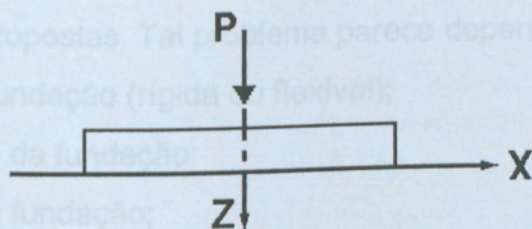
μ = coeficiente de Poisson do solo;

$$e^2 = 1 - \frac{b^2}{a^2} = 1 - \kappa^2 \text{ para } e = 0 \text{ a elipse torna-se um círculo;}$$

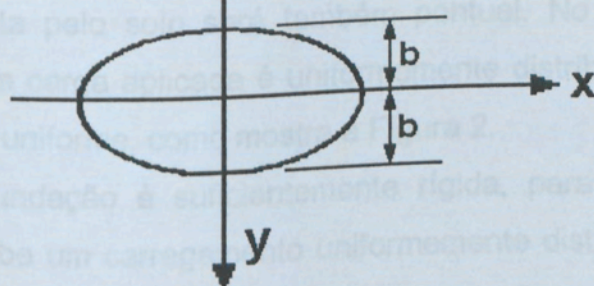
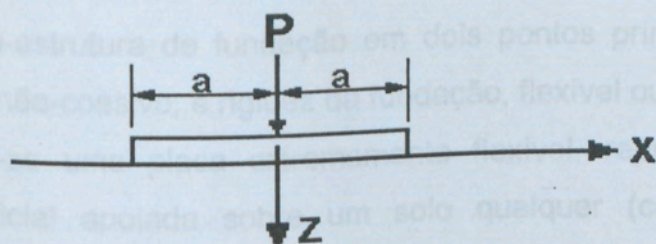
$$p_{av} = \text{pressão média aplicada} = \frac{P}{\pi \cdot a^2};$$

a = raio da superfície elíptica em relação ao eixo x ;

b = raio da superfície elíptica em relação ao eixo y .



(a)



(b)

Figura 1 - Superfícies rígidas carregadas verticalmente: a) superfície circular;
b) superfície elíptica.

2.1.2 Interação solo-estrutura de fundação superficial

A interação solo-estrutura é difícil de ser tratada com exatidão quando enfocadas as leis de distribuição das reações do solo nas fundações superficiais. O conhecimento numérico, que permite o cálculo das curvas de distribuição de pressão, não é de resolução simples; por isso, diferentes hipóteses têm sido propostas. Tal problema parece depender:

- do tipo de fundação (rígida ou flexível);
- do tamanho da fundação;
- da forma da fundação;
- do material da fundação;
- da natureza do terreno (rocha, solo coesivo e solo não-coesivo);
- da profundidade de assentamento da fundação;
- das condições de contorno;
- da rugosidade da base da fundação;
- da magnitude da carga e excentricidade, se este for o caso; e
- do tempo de aplicação da carga.

Podem-se reduzir os fatores de influência na distribuição de pressões na interface solo-estrutura de fundação em dois pontos principais: tipo do solo, coesivo ou não-coesivo; e rigidez da fundação, flexível ou rígida.

Supondo-se uma placa extremamente flexível, representando uma fundação superficial apoiada sobre um solo qualquer (coesivo ou não-coesivo), recebendo carga vertical e pontual, aplicada no centro da mesma, a carga reativa imposta pelo solo será também pontual. No entanto, para a mesma situação, cuja carga aplicada é uniformemente distribuída, o solo terá uma reação também uniforme, como mostra a Figura 2.

Quando a fundação é suficientemente rígida, para supor que seja indeformável, e recebe um carregamento uniformemente distribuído, percebe-se recalque uniforme do solo. Nas argilas, as tensões devem ter maior intensidade nas bordas da placa, enquanto, nas areias as tensões no centro são muito maiores que nas bordas.

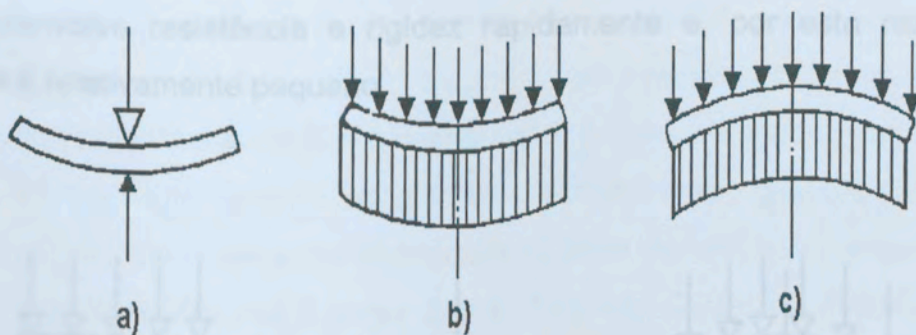


Figura 2 - Distribuição de pressões em placas flexíveis: a) carga pontual; b) carga uniformemente distribuída para solos coesivos; c) idem b) para solos não-coesivos.

Figura 3 - Distribuição de pressões em solos coesivos

Para os solos coesivos, o diagrama das pressões apresentará acentuação das pressões de borda (nos cantos). As pressões nas bordas serão nesse caso tanto maiores quanto mais rígida, mais profunda e de menor área de superfície for a sapata (Figura 3), mas a influência do tempo é aqui considerável, pois, conduzindo a uma consolidação por perda da água intersticial, ele transforma, progressivamente, o comportamento de um solo coesivo em solo não-coesivo, com diagrama de pressões inversas (Figura 4). O tempo altera o diagrama dos solos coesivos, tendendo-se para uma distribuição uniforme (Figura 5), conseguindo-se, ao contrário, num estado final, um máximo das pressões tendendo para o centro da sapata.

Nos solos não-coesivos, caso das areias, as partículas de solo situadas nas bordas da fundação desviam-se para o centro. Há, então, acentuação das pressões no centro da fundação, o que pode ser comparado ao fenômeno de arqueamento. Esse máximo valor será tanto maior quanto mais flexível, menos profunda e de maior área de superfície for a sapata (Figura 4). Para fundações flexíveis apoiadas sobre um solo não-coesivo, transmitindo carga uniformemente distribuída, o solo logo abaixo das extremidades da fundação não está sobre pressão e não tem resistência. Por isso, quando dada intensidade da carga é aplicada, os extremos da fundação sofrem um recalque relativamente grande. Abaixo do centro da fundação o

Figura 4 - Adaptação (X) da distribuição de pressões em solos coesivos.

solo desenvolve resistência e rigidez rapidamente e, por esta razão, o recalque é relativamente pequeno.

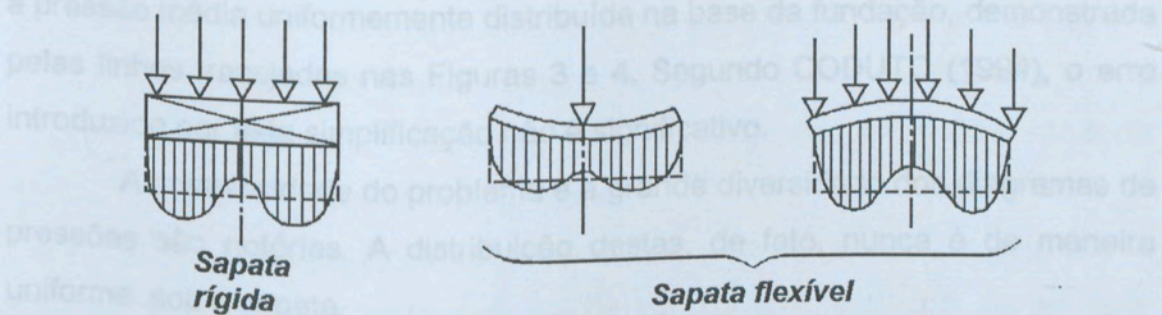


Figura 3 - Distribuição de pressões em solos coesivos.

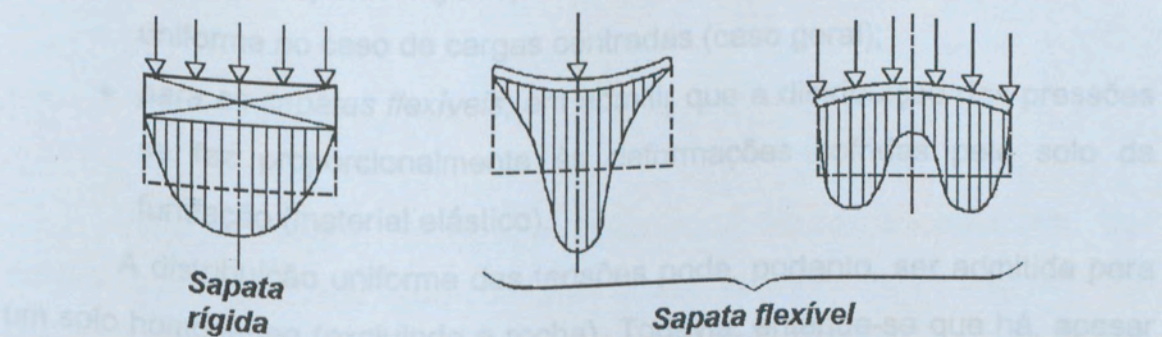


Figura 4 - Distribuição de pressões em solos não-coesivos.

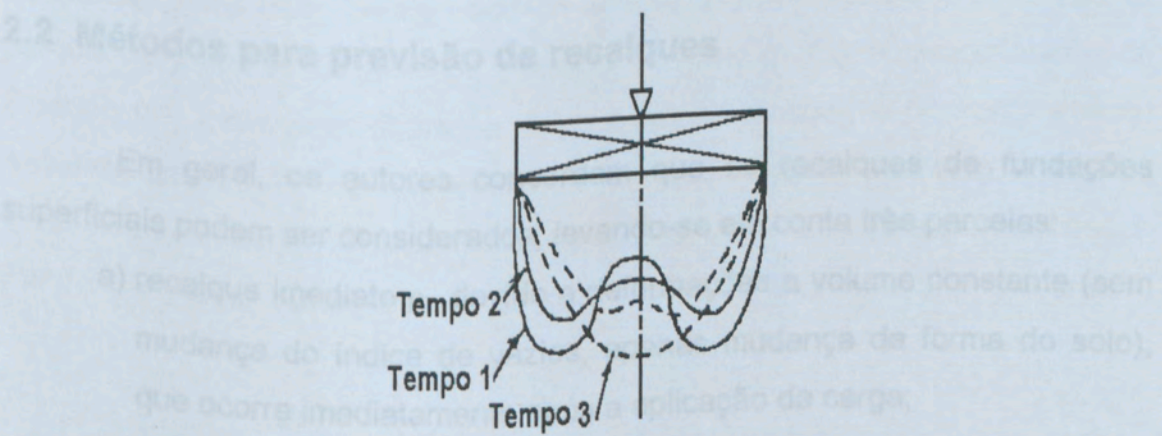


Figura 5 - Alteração $f(t)$ da distribuição de pressões em solos coesivos.

Fundações reais podem ser consideradas perfeitamente rígidas, mas a distribuição de pressões não é uniforme. As análises da capacidade de carga e recalque, baseadas nesta distribuição, podem ser muito complexas, o que leva os engenheiros corriqueiramente a assumir como pressão de projeto a pressão média uniformemente distribuída na base da fundação, demonstrada pelas linhas tracejadas nas Figuras 3 e 4. Segundo CODUTO (1994), o erro introduzido por esta simplificação não é significativo.

A complexidade do problema e a grande diversidade dos diagramas de pressões são notórias. A distribuição destas, de fato, nunca é de maneira uniforme sob a sapata.

Na prática, é difícil levar em conta o diagrama de distribuição de pressão real, pois este é desconhecido quantitativamente, de modo que o método de cálculo correntemente admitido consiste:

- para as sapatas rígidas, em admitir uma distribuição de pressão uniforme no caso de cargas centradas (caso geral);
- para as sapatas flexíveis, em admitir que a distribuição das pressões se faz proporcionalmente às deformações sofridas pelo solo da fundação (material elástico).

A distribuição uniforme das tensões pode, portanto, ser admitida para um solo homogêneo (excluindo a rocha). Todavia, entende-se que há, apesar de tudo, ligeira concentração das tensões nas proximidades das bordas da sapata.

2.2 Métodos para previsão de recalques

Em geral, os autores concordam que os recalques de fundações superficiais podem ser considerados, levando-se em conta três parcelas:

- a) recalque imediato p_i , devido a deformações a volume constante (sem mudança do índice de vazios, apenas mudança da forma do solo), que ocorre imediatamente após a aplicação da carga;

- b) recalque por adensamento primário ou consolidação ρ_c , por causa da mudança do índice de vazios do solo pela expulsão gradual de água e de ar dos vazios do solo; é um recalque que ocorre lentamente com o decorrer do tempo;
- c) a terceira, denominada recalque por compressão secundária ρ_s , dá-se ao longo de grande espaço de tempo, sendo relacionada com o "creep" do solo, comportamento viscoso do esqueleto do solo, após ocorrido o adensamento primário.

Como a transição entre os processos de consolidação primária e secundária é arbitrariamente definida de acordo com o tempo, comumente despreza-se a parcela, devido ao recalque secundário e por esta ser de efeito muito lento, propiciando, portanto, pouca influência no recalque total das fundações superficiais. A expressão do recalque total final ρ_t , pode ser assim escrita:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_c + \rho_s \text{ supondo } \rho_s = 0 \therefore \rho_t = \rho_i + \rho_c \quad (2.6)$$

Para se obter o recalque elástico ou imediato, lança-se mão das expressões baseadas na Teoria da Elasticidade, considerando o solo um meio linear elástico. Mesmo sabendo das limitações desta suposição, pois o solo não é um material de comportamento perfeitamente linear elástico, a aplicação da Teoria da Elasticidade tem se mostrado eficiente para a resolução de problemas ligados a recalques imediatos em solos coesivos pré-adensados saturados. Entretanto, para o caso de areias, isto não ocorre, provavelmente porque os parâmetros elásticos (módulo de Young (E_s) e o coeficiente de Poisson (μ)) dependem diretamente do nível de tensões e do confinamento experimentados pela massa de solo. A expressão conseguida pela Teoria da Elasticidade, supondo uma fundação de lado B, assentada na superfície de um meio semi-infinito, homogêneo, elástico e isotrópico, é apresentada a seguir:

Tabela 1 - Valores do fator de influência I_p para sapatas rígidas e flexíveis (BOWLES (1988))

$$\rho_i = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I_p \quad (2.7)$$

em que ρ_i = recalque imediato;

q = intensidade da pressão de contato aplicada;

B = dimensão do menor lado da fundação (largura);

μ = coeficiente de Poisson do material (solo);

E_s = módulo de Young do solo;

I_p = fator de influência para o recalque.

Os valores de I_p , que também podem ser encontrados na literatura com a nomenclatura I_w , estão apresentados na Tabela 1. Os valores de I_w para sapatas rígidas, segundo Schleicher, são cerca de 7% menores que os de sapatas flexíveis.

Se a fundação está assentada abaixo da superfície do terreno (fundação embutida), o recalque encontrado pela equação anterior deve, segundo FOX (1948), ser corrigido pela equação:

$$\rho'_i = \rho_i \cdot \alpha \quad (2.8)$$

em que ρ'_i = recalque imediato da fundação com embutimento h ;

ρ_i = recalque imediato da fundação apoiada na superfície do terreno;

α = fator de correção proposto por Fox (para placas retangulares, flexíveis, Figura 6);

Figura 6 - Abaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948).

O abaco de FOX (1948) foi estabelecido para placas retangulares flexíveis e $\mu = 0,5$, mas, segundo BARATA (1988), também pode ser usado para placas quadradas rígidas e, ou, $\mu = 0,5$, sem erro apreciável.

Tabela 1 - Valores do fator de influência I_w , BOWLES (1988)

Forma da Fundação	Fundações Flexíveis			Fundações Rígidas
	Centro	Canto	Médio	I_w
Circular	1	0,64 ^v	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular				
L/B = 0,2	-	-	-	-
L/B = 0,5	-	-	-	-
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B=10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

^v borda

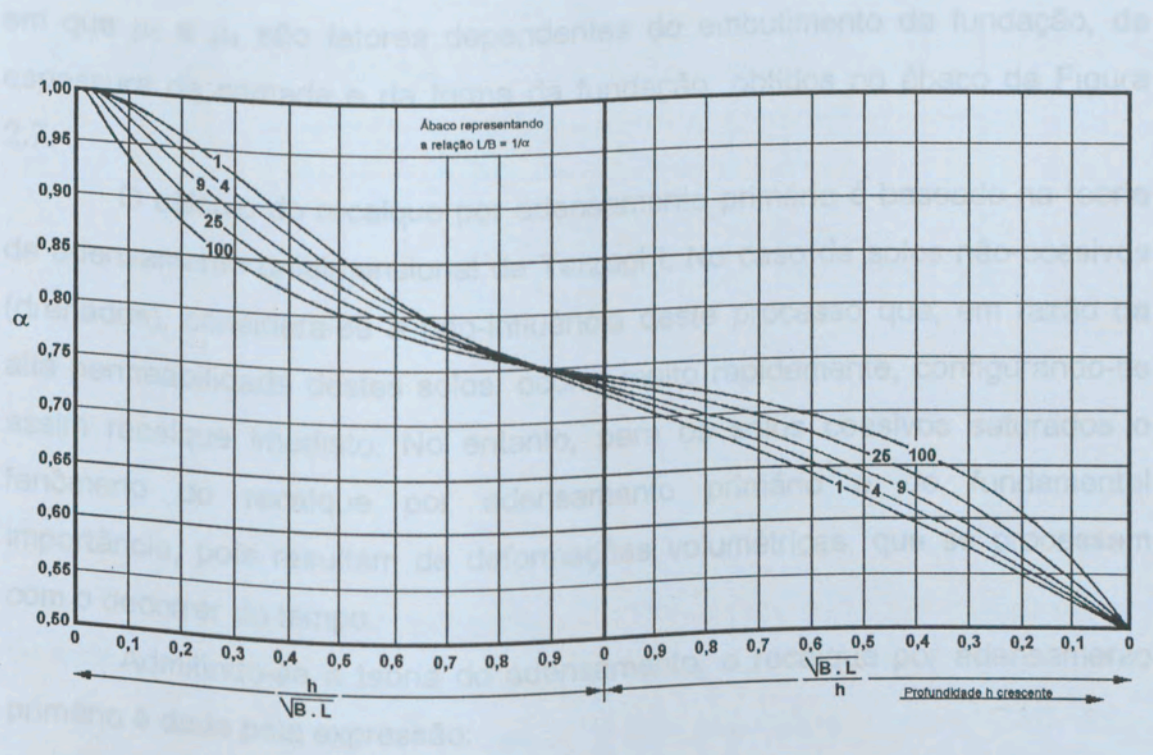


Figura 6 - Ábaco para determinação do fator de correção α , FOX (1948).

O ábaco de FOX (1948) foi estabelecido para placas retangulares flexíveis e $\mu = 0,5$, mas, segundo BARATA (1986), também pode ser usado para placas quadradas rígidas e, ou, $\mu \neq 0,5$, sem erro apreciável.

Ainda em BARATA (1986) pode ser encontrado, em forma de ábaco, um coeficiente do efeito de profundidade λ , semelhante ao proposto por Fox, função da profundidade h e do raio r da placa estudada, e $\mu = 0,3$. O coeficiente λ é chamado pelo autor de *Coeficiente de MINDLIN*, pois foi baseado na solução de MINDLIN, fundamentada na Teoria da Elasticidade.

Janbu, 1956 citado por CINTRA e ALBIERO (1984), propôs um método alternativo de cálculo de recalque imediato, que leva em conta a espessura da camada, o que o método apresentado anteriormente não fazia.

$$\rho = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \quad (2.9)$$

em que μ_0 e μ_1 são fatores dependentes do embutimento da fundação, da espessura da camada e da forma da fundação, obtidos no ábaco da Figura 2.7.

O cálculo do recalque por adensamento primário é baseado na teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. No caso de solos não-coesivos (drenados), considera-se a não-influência deste processo que, em razão da alta permeabilidade destes solos, ocorre muito rapidamente, configurando-se assim recalque imediato. No entanto, para os solos coesivos saturados o fenômeno do recalque por adensamento primário é de fundamental importância, pois resultam de deformações volumétricas, que se processam com o decorrer do tempo.

Admitindo-se a teoria do adensamento, o recalque por adensamento primário é dado pela expressão:

$$\rho_c = \frac{\Delta e \cdot H}{1 + e_0} \quad (2.10)$$

em que e_0 = índice de vazios inicial da camada em questão;

Δe = variação do índice de vazios ($e_0 - e_n$);

H = espessura da camada compressível;

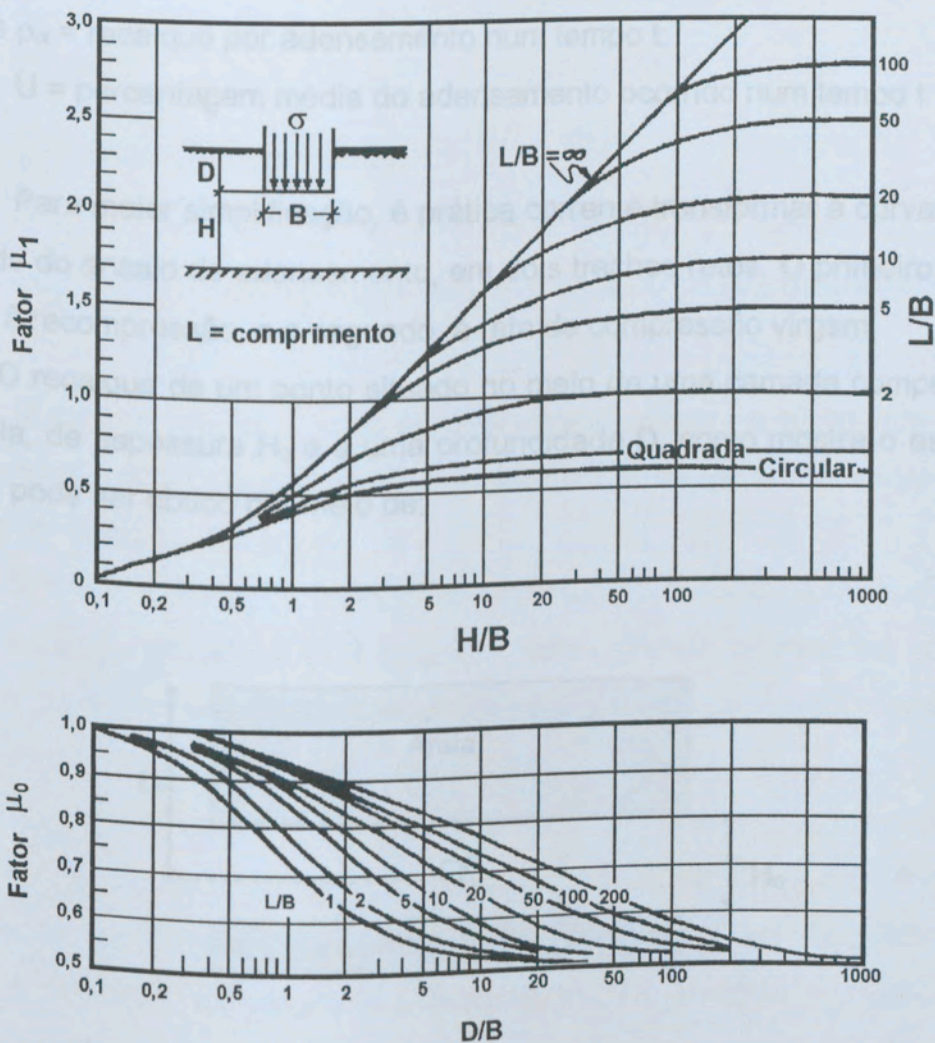


Figura 7 - Ábaco para obter os fatores μ_0 e μ_1 , CINTRA e ALBIERO (1984).

Muitas vezes, é interessante se conhecer um recalque parcial em um determinado tempo t após a aplicação da carga. Para tanto, a teoria de adensamento de Terzaghi aplica-se adequadamente. Porém, para uma situação em que a determinação do recalque não seja função do tempo, pode-se, sem considerar Terzaghi, encontrar o recalque desejado.

Alguns autores relatam a necessidade de se conhecer o recalque por adensamento parcial num tempo t após a aplicação da carga. Para tanto, os mesmos indicam a expressão

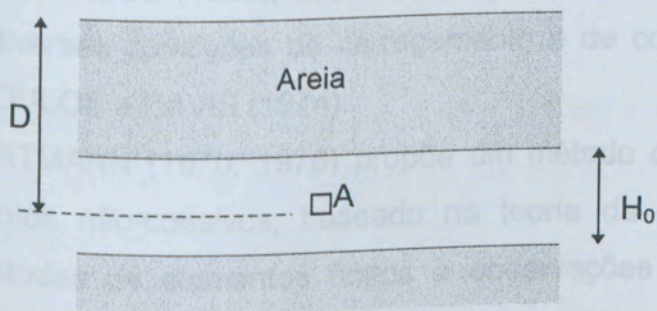
$$\rho_{ct} = \rho_c \cdot U \quad (2.12)$$

em que ρ_a = recalque por adensamento num tempo t ; (2.13)

U = percentagem média do adensamento ocorrido num tempo t .

Para maior simplificação, é prática corrente transformar a curva $e \times \log \sigma$, obtida do ensaio de adensamento, em dois trechos retos. O primeiro, trecho devido à recompressão, e o segundo, à reta de compressão virgem.

O recalque de um ponto situado no meio de uma camada compressível de argila, de espessura H_0 e a uma profundidade D , como mostra o esquema abaixo, pode ser obtido por meio de:



O diagrama mostra uma seção transversal de um solo. No topo, há uma camada hachurada rotulada "Areia". Abaixo dela, há uma camada de argila, também hachurada, com uma espessura indicada por uma seta vertical à direita rotulada H_0 . A profundidade da base da camada de argila é indicada por uma seta vertical à esquerda rotulada D . No meio da camada de argila, há um ponto rotulado "A".

$$\rho_c = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \quad (2.11)$$

em que H_0 = altura inicial da camada considerada;

e_0 = índice de vazios inicial;

C_c = índice de compressão (coeficiente angular da reta virgem);

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial na cota média da camada;

$\Delta\sigma'$ = acréscimo médio da tensão na camada = $\frac{1}{H} \cdot \int_{H_1}^{H_2} \frac{P}{(B+z)^2} \cdot dz$.

SKEMPTON e BJERRUM (1957) apresentam uma correção para o cálculo do recalque, em virtude da consolidação unidimensional, de fundações apoiadas em argila. Os autores, com base em resultados de ensaios oedométricos, propõem a utilização da seguinte equação:

$$\rho_c = \mu \cdot \rho_{oed} \quad (2.13)$$

em que ρ_c = recalque por adensamento;

$\mu = A + \alpha(1 - A)$ = fator definido por Skempton e Bjerrum;

$\rho_{oed} = \int_0^z m_v \cdot \Delta\sigma_1 \cdot dz$ = recalque com base no ensaio de adensamento.

O método proposto pelos autores parece simples e eficaz. Os valores de ordem prática apresentados mostram-se bem próximos aos observados por meio de medição no campo.

Maiores detalhes no cálculo do recalque por adensamento podem ser encontrados em BOWLES (1988), assim como grande número de soluções elásticas para diversas condições de carregamento e de contorno pode ser apreciado em POULOS e DAVIS (1974).

SCHMERTMANN (1970, 1978) propõe um método de previsão para recalques de solos não-coesivos, baseado na teoria da elasticidade, em análises via métodos de elementos finitos e observações de medidas de campo e modelos estudados em laboratório. Tal método é relatado por diversos autores como sendo um dos mais confiáveis para este tipo de cálculo. O autor, baseado na teoria da elasticidade, descreve que a distribuição das deformações verticais ε_z num semi-espaco elástico linear sujeito a um carregamento uniformemente distribuído, pode ser dada por:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta q}{E} \cdot I_z \quad (2.14)$$

em que Δq = intensidade da carga uniformemente distribuída;

E = módulo de Young do meio elástico;

I_z = fator de influência na deformação, f (coeficiente de Poisson μ e z).

Com base em experiências de outros autores, Schmertmann sugeriu que o fator de influência fosse aproximado por um triângulo com um valor

máximo de 0,6 a $z/B = 0,5$ e $I_z = 0$ para uma profundidade $z/B = 2$. Esta repartição é denominada "distribuição 2B-0,6".

Assim, o recalque em areias foi estabelecido pela seguinte equação:

$$\rho_i = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_z \cdot dz = \Delta q \int_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \cdot dz \quad (2.15)$$

Esta relação pode ser aproximada de modo sumarizado para camadas homogêneas, aplicando-se a expressão

$$\rho_i = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \right)_i \Delta z_i \quad (2.16)$$

em que n = número de subcamadas até a profundidade de $2B$ abaixo da sapata quadrada, ou $4B$ abaixo da sapata corrida, ou limite da camada rígida se esta aparecer primeiro;

$$C_1 = \text{fator de correção para o embutimento} = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \right) \geq 0,5;$$

$$C_2 = \text{fator de correção para o tempo} = 1 + 0,2 \cdot \log \frac{t}{0,1};$$

Δq = acréscimo de pressão vertical, à profundidade z (base da sapata);

σ'_{v0} = tensão geostática efetiva, em razão do peso do solo atuante na cota de apoio;

Δz_i = variação da profundidade na camada considerada;

E_s = módulo de Young do solo na profundidade z ;

I_z = fator de influência;

t = tempo (em anos) desde a aplicação de Δq na sapata.

O módulo de Young, em várias profundidades, pode ser conseguido por intermédio de correlações com os ensaios SPT ou CPT. Na Tabela 2 estão listadas algumas correlações encontradas na literatura.

Tabela 2 - Correlações do módulo de Young com ensaios SPT e CPT

Fonte	SPT	CPT
Schmertmann (1970)	-	$E = 2q_c$
Mitchell e Gardner (1975)	$E^o = 4,88(N + 15) \text{ p/ areias}$ $E^o = 2,93(N + 5) \text{ p/ argilas}$	-
Schmertmann (1970, 1978) e Schmertmann et al. (1978)	-	$E = 2,5q_c$ (condição axissimétrica) $E = 3,5 q_c$ (deformação plana)
Meyerhof e Fellenius (1985)	-	$E = kq_c$ (siltes e areias $k = 1,5$) (areia compacta $k = 2$) (areia densa $k = 3$) (areia e pedregulho $k = 4$)

^o Em kgf/cm²

SCHMERTMANN (1978) propõe um fator de influência modificado I_{zp} (Figura 8), que representa a diferença entre o traçado do fator de influência I_z e o modificado, determinado por:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{vp}}} \tag{2.17}$$

em que I_{zp} = fator de influência de deformação de pico;

- Δq = acréscimo de pressão vertical, à profundidade z (base da sapata);
- σ'_{vo} = tensão geostática efetiva, em razão do peso do solo atuante na cota relativa a I_{zp} ($z = D + B/2$ para sapatas quadradas e circulares; e $z = D + B$ para sapatas contínuas).

TERZAGHI e PECK (1967) introduziram o que é hoje uma das mais conhecidas equações para previsão de recalques com base em provas de carga em placa:

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{2B}{B + 0,3} \right)^2 \tag{2.18}$$

A equação descrita anteriormente relaciona o recalque (ρ) de uma fundação quadrada de largura B e o recalque (ρ_0) experimentado por uma placa com mesma forma e 0,30 m de lado, para modelo protótipo em "areias puras".

SOWERS (1962) propõe uma expressão similar à anterior, em que são igualadas as relações entre os recalques obtidos para uma sapata e para uma placa, as larguras da sapata (B) e da placa (b_0):

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{B(b_0 + 1)}{b_0(B + 1)} \right)^2 \quad (2.19)$$

BJERRUM e EDGDESTAD (1963) realizaram estudos estatísticos com base em dados de casos históricos e provas de carga. Os autores verificaram que a correlação entre o recalque e a dimensão da área carregada apresenta apreciável dispersão. Propõem, ainda, envoltórias de valores máximos, mínimos e médios da relação $B/b_0 \times \rho/\rho_0$, que correspondem a areias de densidades alta, baixa e média, respectivamente.

2.3 Tipos de ruptura do solo em fundações superficiais

Baseados na observação do comportamento de fundações superficiais sujeitas a um carregamento axial centrado, diversos autores indicam três tipos principais de ruptura que ocorrem usualmente sob a superfície de fundações. As formas de ruptura do solo sob uma fundação são descritas na literatura como: Ruptura Generalizada ou Geral (CAQUOT (1934); BULSMAN (1935); TERZAGHI, 1943) Ruptura Localizada ou Local (TERZAGHI (1943); DE BEER e VESIC (1968)) e ruptura por punção (DE BEER e VESIC (1968); VESIC (1973)).

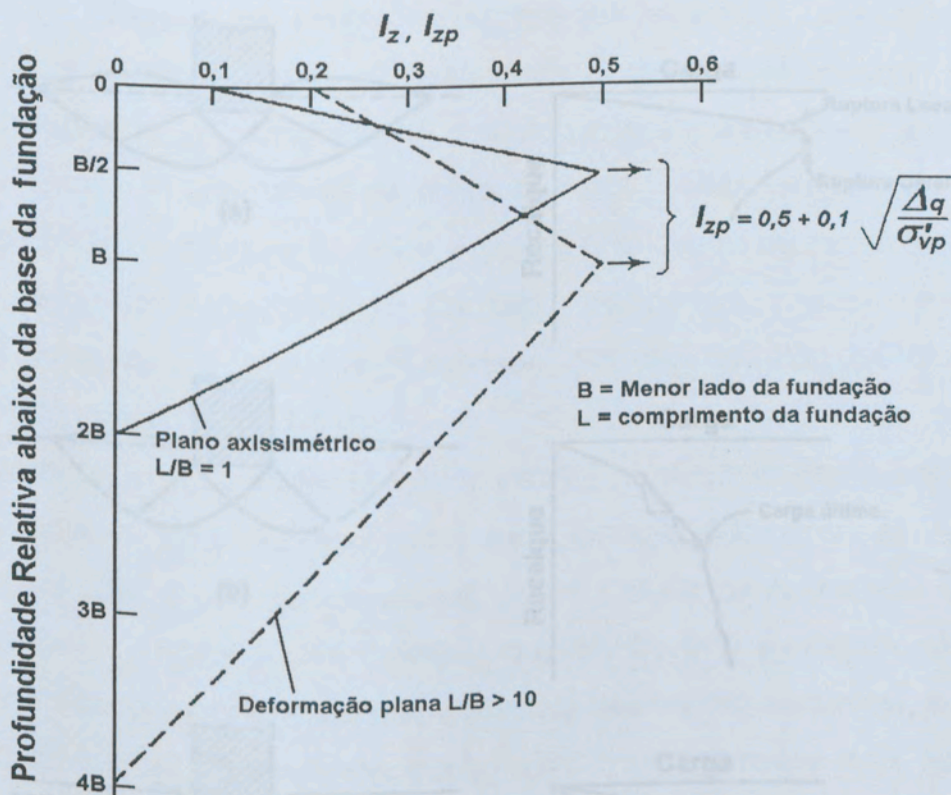


Figura 8 - Ábaco para determinação de I_z e I_{zp} , SCHMERTMANN (1970, 1978) e SCHMERTMANN (1978).

2.3 Tipos de ruptura do solo em fundações superficiais

Baseados na observação do comportamento de fundações superficiais sujeitas a um carregamento axial centrado, diversos autores indicam três tipos principais de ruptura que ocorrem usualmente sob a superfície de fundações. As formas de ruptura do solo sob uma fundação são descritas na literatura como: Ruptura Generalizada ou Geral (CAQUOT (1934); BUISMAN (1935); TERZAGHI, 1943) Ruptura Localizada ou Local (TERZAGHI (1943); DE BEER e VESIC (1958)) e ruptura por punção (DE BEER e VESIC (1958); VESIC (1973)).

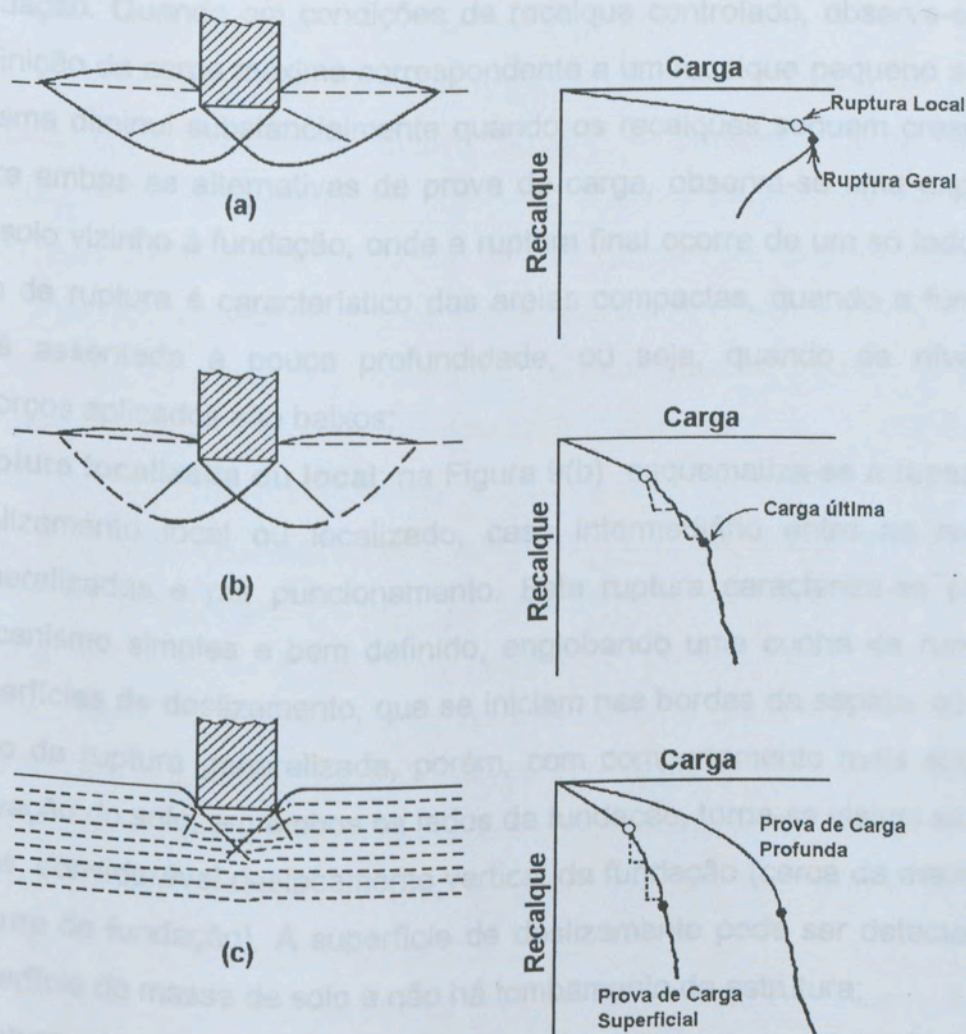


Figura 9 - Tipos de ruptura: a) ruptura generalizada; b) ruptura localizada; c) ruptura por punção, VESIC (1973).

VESIC (1973) em seu trabalho "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations" apresenta e discute os três tipos de ruptura citados anteriormente:

a) **Ruptura generalizada ou geral:** caracteriza-se por um padrão bem definido, com uma superfície de deslizamento contínua desde a borda da fundação até a superfície do terreno do lado oposto (Figura 9(a)). Em condições de carregamento controlado (situação usual das fundações), pode ocorrer ruptura súbita e catastrófica, com a inclinação substancial da

fundação. Quando em condições de recalque controlado, observa-se uma definição da carga máxima correspondente a um recalque pequeno e que a mesma diminui substancialmente quando os recalques seguem crescendo. Para ambas as alternativas de prova de carga, observa-se uma expansão do solo vizinho à fundação, onde a ruptura final ocorre de um só lado. Este tipo de ruptura é característico das areias compactas, quando a fundação está assentada à pouca profundidade, ou seja, quando os níveis de esforços aplicados são baixos;

- b) **Ruptura localizada ou local:** na Figura 9(b) esquematiza-se a ruptura por deslizamento local ou localizado, caso intermediário entre as rupturas generalizadas e por puncionamento. Esta ruptura caracteriza-se por um mecanismo simples e bem definido, englobando uma cunha de ruptura e superfícies de deslizamento, que se iniciam nas bordas da sapata, como no caso de ruptura generalizada, porém, com comportamento mais suave. A elevação do solo, em ambos os lados da fundação, torna-se visível somente após considerável deslocamento vertical da fundação (cerca da metade da largura da fundação). A superfície de deslizamento pode ser detectada na superfície da massa de solo e não há tombamento da estrutura;
- c) **Ruptura por puncionamento:** é caracterizada por um modelo de ruptura não observado habitualmente (Figura 9(c)). Com incremento de carga, o movimento vertical da fundação é acompanhado por uma compressão do solo imediatamente abaixo. Continuando a penetração da fundação é possível verificar o cisalhamento vertical do solo na região circunvizinha à fundação. O solo externo à área carregada permanece relativamente não envolvido e praticamente sem movimento do solo lateral à fundação. Tanto o equilíbrio vertical quanto o equilíbrio horizontal da fundação são mantidos, com exceção de um repentino e pequeno movimento ("solavanco") da fundação na direção vertical. Incrementos contínuos na carga vertical são necessários para manter o movimento na direção vertical. Este tipo de ruptura é comum no caso de solos muito compressíveis e em fundações apoiadas à grande profundidade.

Nos problemas reais de engenharia de fundações, o tipo de ruptura depende de vários fatores. Vesic afirma que geralmente o tipo de ruptura depende da compressibilidade relativa do solo, da geometria da fundação e das condições de carregamento, atribuindo à compressibilidade do solo a principal responsabilidade, tanto em areias quanto em argilas saturadas normalmente adensadas. Se o solo é praticamente incompressível (caso de areias compactas) e tem uma superfície de cisalhamento limitada, segundo Vesic, caracterizará ruptura generalizada. Por outro lado, se o solo é muito compressível (caso de areias fofas), a ruptura será por punção. No entanto, é importante compreender que o tipo de solo sob o elemento de fundação não determina por si só o tipo de ruptura. Por exemplo, uma sapata assentada sobre uma areia muito compacta pode causar ruptura por punção se a profundidade de assentamento for grande, pois o nível de esforço é muito alto, levando a areia compacta a se comportar como uma areia fofa. Do mesmo modo, a mesma fundação assente sobre uma camada de areia muito densa sobrejacente a uma camada de solo compressível pode apresentar ruptura por punção.

Na Figura 10, Vesic apresenta um critério de zoneamento para os tipos de ruptura em areais, correlacionando-se o tipo de ruptura com a compacidade relativa e a relação D_f / B^* (D_f = profundidade de assentamento da sapata e B^* = largura equivalente da sapata). A ruptura geral é característica dos solos compactados - de pouca deformabilidade, para elementos de fundação apoiados à pouca profundidade. A ruptura por punção é característica de solos fofos - grande deformabilidade, para elementos de fundação com cota de apoio a qualquer profundidade e solos compactados, quando os elementos de fundação são apoiados à grande profundidade.

Segundo Vesic, apesar da razoável compreensão dos diferentes tipos de ruptura, não existem até o momento critérios numéricos gerais que possam ser usados na previsão da forma de ruptura do solo carregado por uma fundação. Porém, propõe-se a utilização de um índice de rigidez I_r , assim definido:

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \tan \phi} \quad (2.20)$$

em que G é o módulo de elasticidade transversal, c e ϕ são parâmetros de resistência do solo, e q é a tensão vertical média. Um alto valor de I_r , isto é, acima de 250, define uma massa de solo relativamente incompressível, e um valor baixo, cerca de 10, implica em uma massa de solo relativamente compressível.

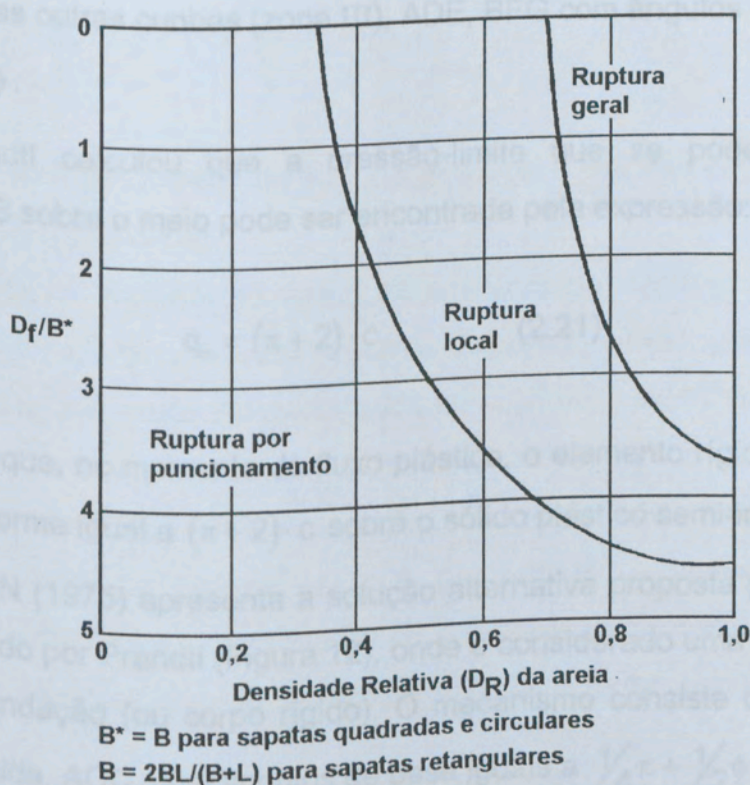


Figura 10 - Zonas de ruptura em areias, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).

2.4 Mecanismos de ruptura aplicados aos solos

PRANDTL (1921), por meio do método de linhas de escoamento, estudou os efeitos causados num meio semi-infinito, homogêneo, isotrópico e

rígido-plástico perfeito, por um elemento rígido de comprimento infinito (deformação plana), colocado na superfície do meio, carregado por uma carga uniformemente distribuída. Considerando que o contato entre o elemento e o meio era perfeitamente liso, propôs um mecanismo de ruptura (*Mecanismo de Prandtl*), o qual é apresentado esquematicamente na Figura 11.

A Figura 11 mostra uma cunha triangular ABC (zona I), com vértices formando com a base ângulos de $\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi$, movendo-se para baixo, e empurrando lateralmente duas cunhas (zona II) delimitadas por curvas espirais logarítmicas, ACD e BCF de ângulo central $\frac{1}{2}\pi$, que, por sua vez, solicitam duas outras cunhas (zona III), ADE, BFG com ângulos de base iguais a $\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\phi$.

Prandtl calculou que a pressão-limite que se pode submeter a superfície AB sobre o meio pode ser encontrada pela expressão:

$$q_c = (\pi + 2) \cdot c \quad (2.21)$$

significando que, no momento do fluxo plástico, o elemento rígido exerce uma pressão uniforme igual a $(\pi + 2) \cdot c$ sobre o sólido plástico semi-infinito.

CHEN (1975) apresenta a solução alternativa proposta por Hill para o caso analisado por Prandtl (Figura 12), onde é considerado uma simetria sobre o eixo da fundação (ou corpo rígido). O mecanismo consiste de uma cunha triangular rígida, AOC, com ângulos de base iguais a $\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi$, uma zona de cisalhamento limitada por uma curva espiral logarítmica, ACD, com ângulo central $\frac{1}{2}\pi$, e uma cunha, ADE, com ângulos de base iguais a $\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\phi$.

Os esforços nas regiões AOC e ADE são constantes e, na região ACD, são radiais, que são os mesmos correspondentes ao mecanismo de Prandtl, no entanto, as velocidades de deslocamento são diferentes. Para o mecanismo proposto, pôde-se também calcular a pressão-limite que o elemento rígido pode transmitir ao meio, obtendo o mesmo valor encontrado por Prandtl.

Para uma fundação superficial quadrada, CHEN (1975) apresenta uma adaptação do mecanismo de ruptura de Hill. O método consiste basicamente em uma extensão tridimensional do mecanismo bidimensional de Hill. Na Figura 13 é apresentada uma superfície quadrada, dividida em quatro triângulos de igual área. Mantendo-se movimento do triângulo cmn para baixo, irá se criar um volume $cdefm$, em razão do movimento lateral. Fazendo a composição do cálculo das áreas e da energia dissipada durante a ruptura, os autores chegaram, para uma fundação apoiada na superfície ($D = 0$), à seguinte expressão:

$$q_0^u(\alpha, \beta) = c \left[\alpha + \beta + \sqrt{1 + \sin^2 \beta} \cdot (\alpha + \beta + \cot \alpha + \cot \beta) \right] \quad (2.22)$$

que representa a capacidade de suporte, em que α e β são aproximadamente 47° e 34° , respectivamente.

A solução baseada na teoria de empuxos de Rankine aplicada a um mecanismo de ruptura composto somente por retas, similar geometricamente ao proposto por Hill, pode ser encontrada em LAMBE e WHITMAN (1969), em que também pode ser apreciada a dedução da fórmula de capacidade de carga, com base na Figura 14. A equação encontrada não retrata a realidade, pois o mecanismo de ruptura em que os autores se basearam foge da realidade observada e comprovada em ensaios de campo e de escala reduzida, ou seja, as cunhas de ruptura são delimitadas por curvas e retas conjugadas.



Figura 12 - Mecanismo de ruptura proposto por Hill, CHEN (1975)

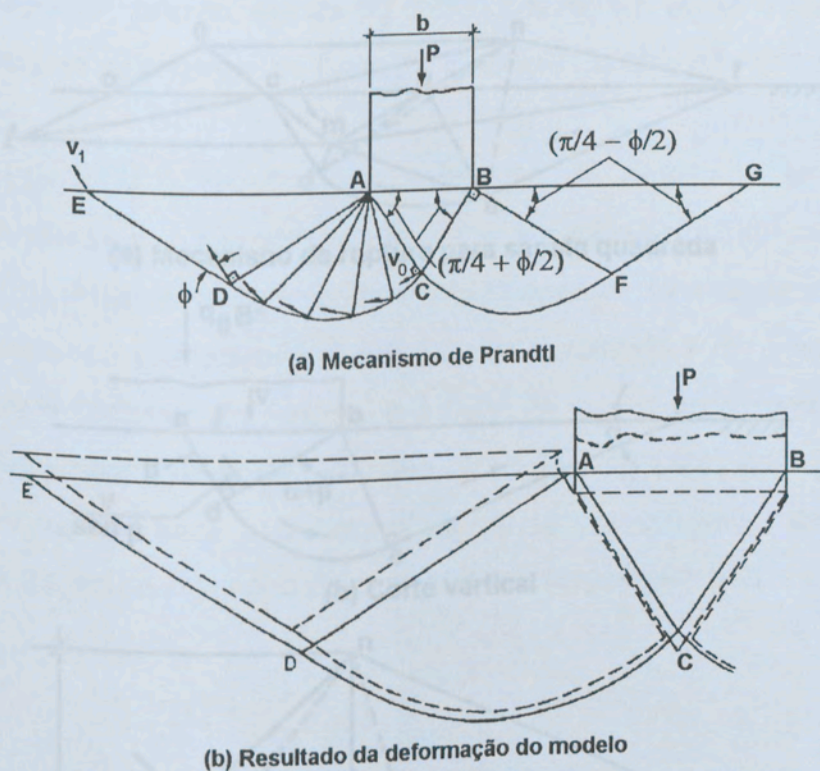


Figura 11 - Mecanismo de ruptura proposto por Prandtl, CHEN (1975).

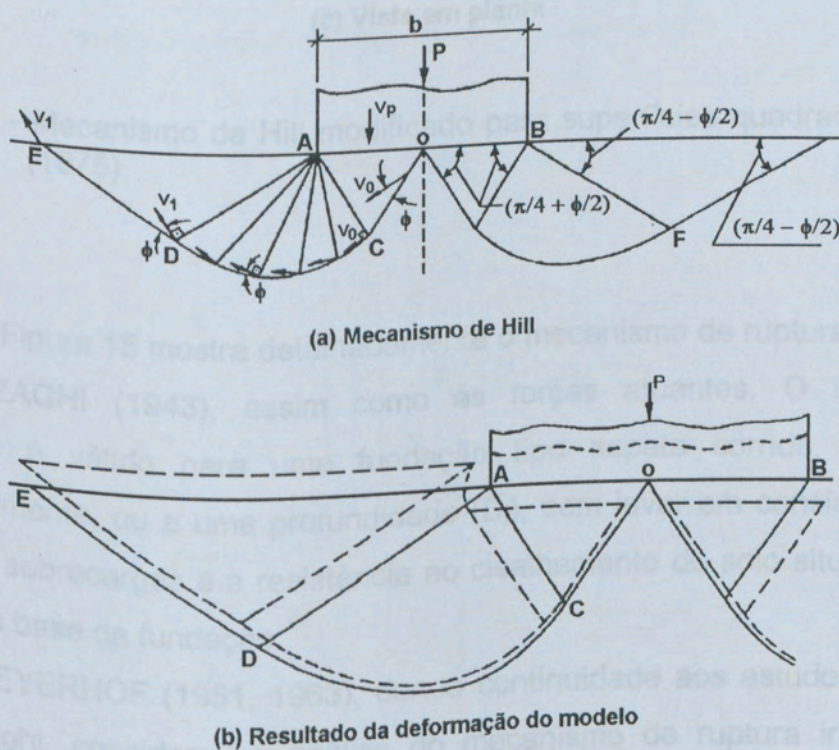
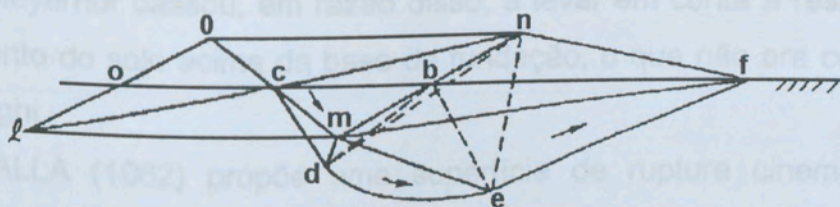
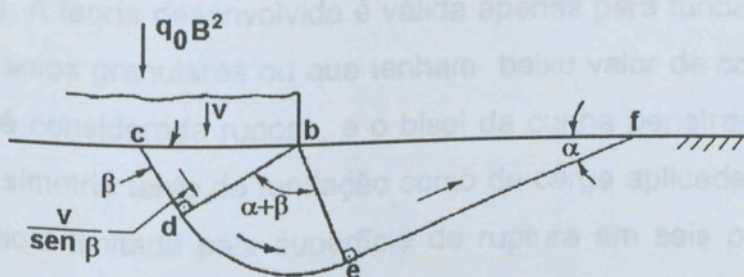


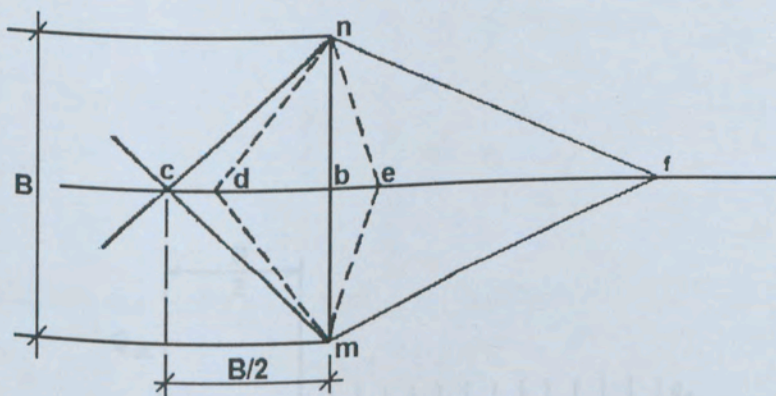
Figura 12 - Mecanismo de ruptura proposto por Hill, CHEN (1975).



(a) Mecanismo de ruptura para sapata quadrada



(b) Corte vertical



(c) Vista em planta

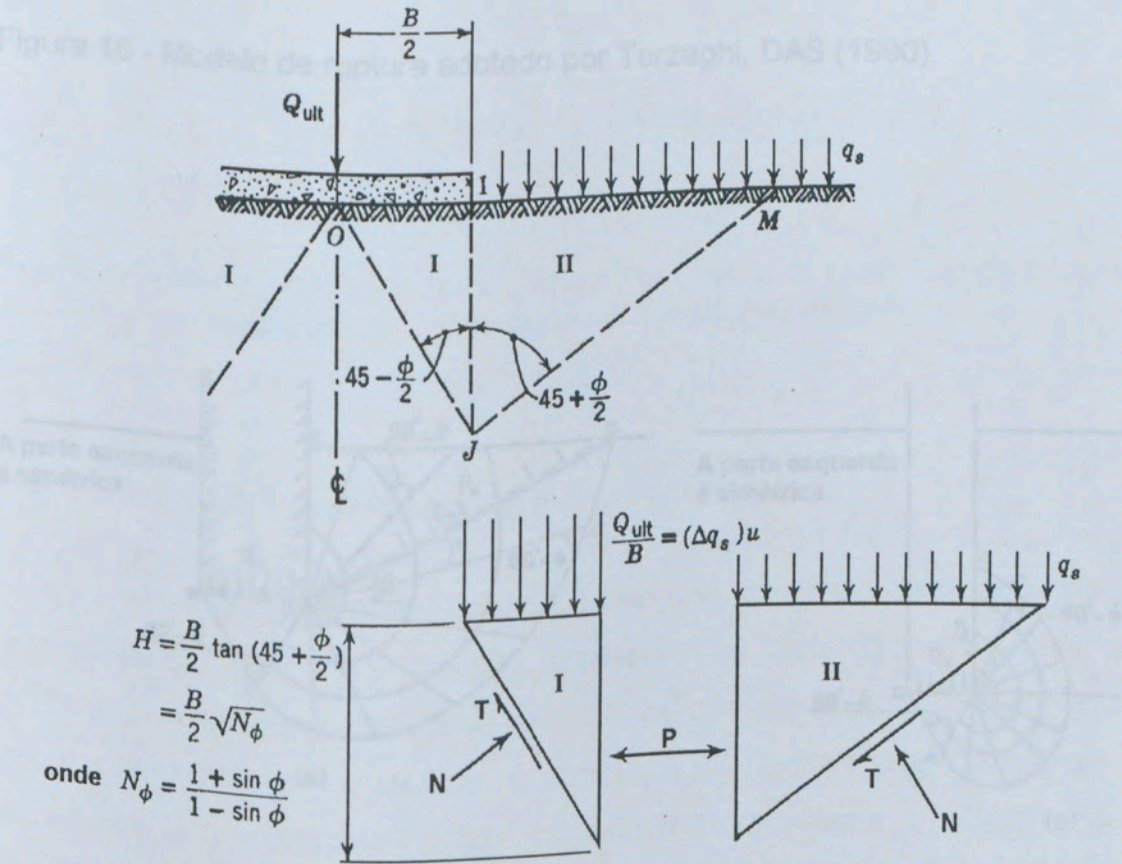
Figura 13 - Mecanismo de Hill modificado para superfícies quadradas, CHEN (1975).

A Figura 15 mostra detalhadamente o mecanismo de ruptura analisado por TERZAGHI (1943), assim como as forças atuantes. O mecanismo idealizado é válido para uma fundação tipo sapata corrida, assentada superficialmente, ou a uma profundidade (D_f), sem levar em consideração as prováveis sobrecargas e a resistência ao cisalhamento do solo situado acima da cota da base da fundação.

MEYERHOF (1951, 1963), dando continuidade aos estudos iniciados por Terzaghi, considerou a análise do mecanismo de ruptura indicado na Figura 16, estendendo o mecanismo também para fundações profundas.

Meyerhof passou, em razão disso, a levar em conta a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação, o que não era considerado por Terzaghi.

BALLA (1962) propõe uma superfície de ruptura cinematicamente possível, formada por superfícies planas e superfícies cilíndricas circulares possível, formada por superfícies planas e superfícies cilíndricas circulares (Figura 17(a)). A teoria desenvolvida é válida apenas para fundações corridas apoiadas em solos granulares ou que tenham baixo valor de coesão. A base da fundação é considerada rugosa, e o bisel da cunha penetrando no solo é uma linha de simetria tanto da fundação como da carga aplicada. Balla dividiu a massa de solo limitada pela superfície de ruptura em seis partes, (Figura 17(b)), e expressou o equilíbrio da projeção das forças verticais.



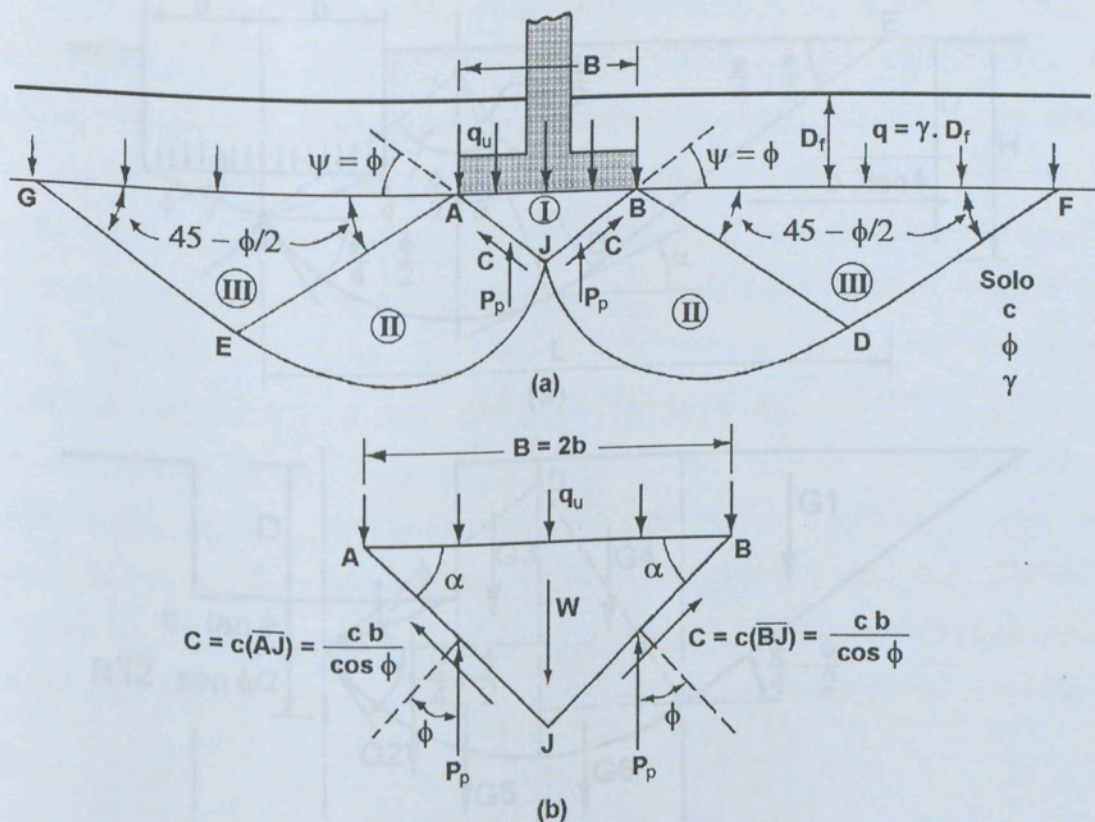


Figura 15 - Modelo de ruptura adotado por Terzaghi, DAS (1990).

Figura 17 - Mecanismo de ruptura proposto por Balla. a) superfície de ruptura, b) forças devido à massa de solo, BALLA (1962).

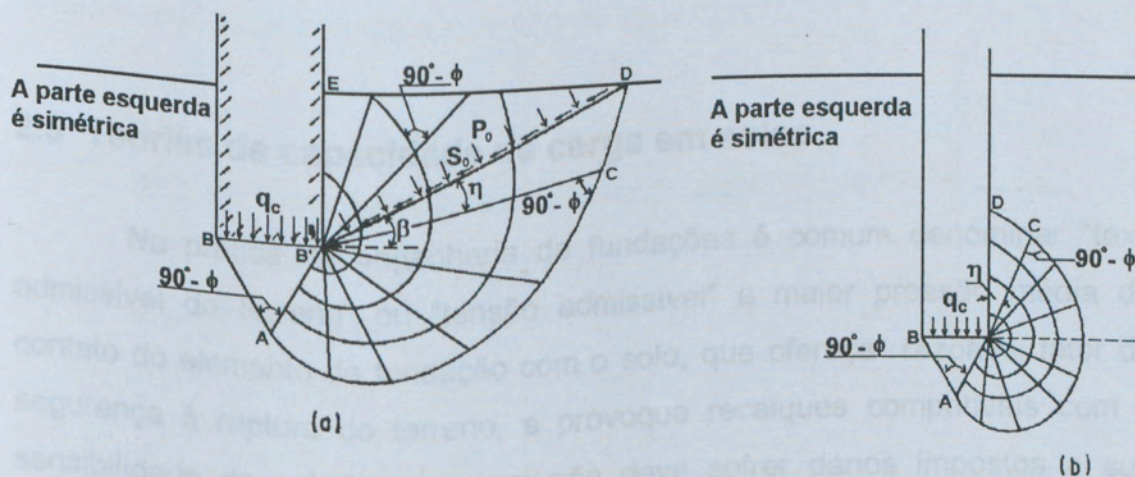


Figura 16 - Mecanismo de ruptura adotado por Meyerhof, BADILLO e RODRIGUEZ (1991).

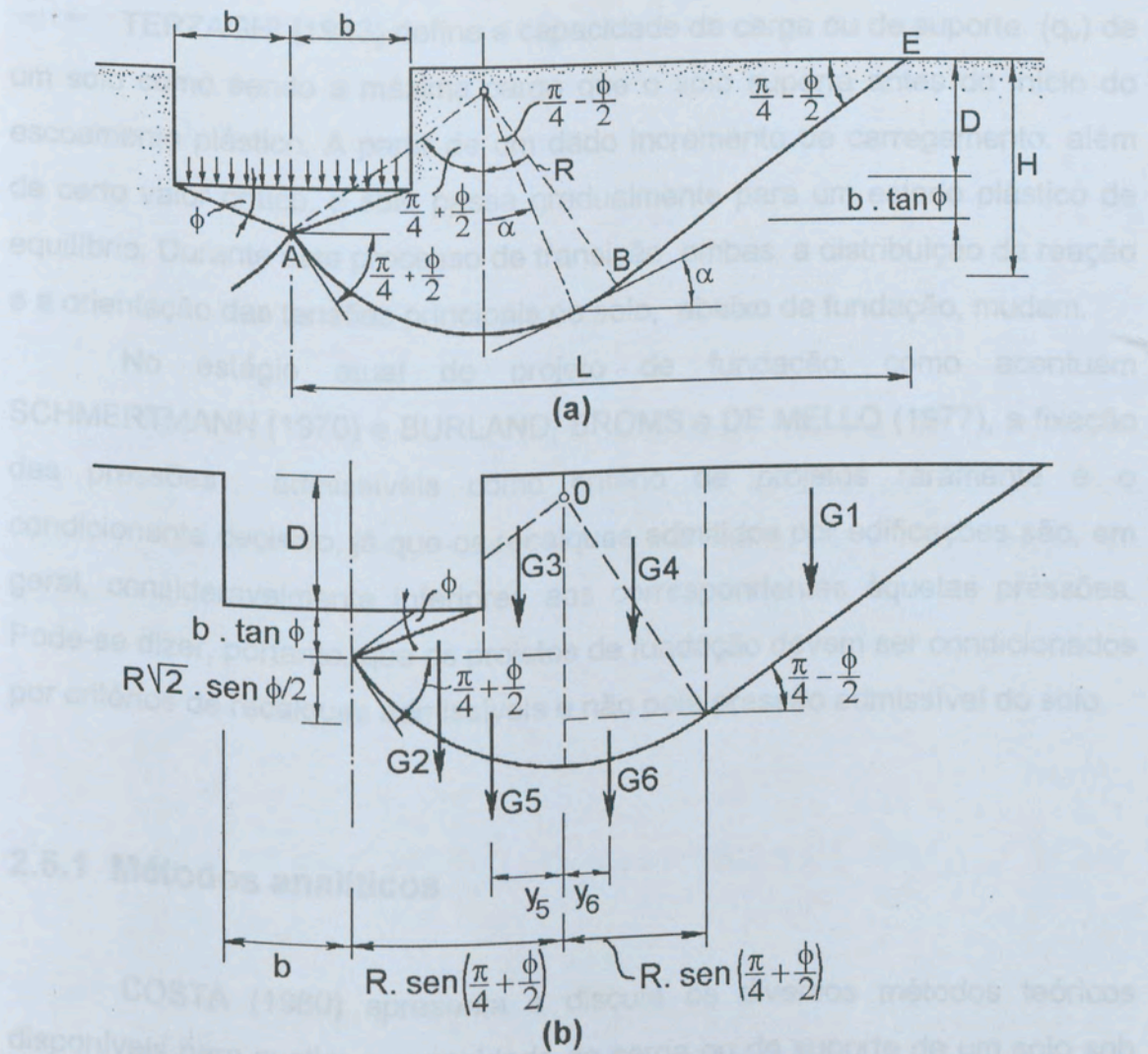


Figura 17 - Mecanismo de ruptura proposto por Balla: a) superfície de ruptura; b) forças devido à massa de solo, BALLA (1962).

2.5 Teorias de capacidade de carga em solos

Na prática da engenharia de fundações é comum denominar “taxa admissível do terreno” ou “tensão admissível” a maior pressão média de contato do elemento de fundação com o solo, que ofereça razoável fator de segurança à ruptura do terreno, e provoque recalques compatíveis com a sensibilidade da estrutura, a qual não deve sofrer danos impostos a sua estética e, ou, ao seu funcionamento.

TERZAGHI (1943) define a capacidade de carga ou de suporte (q_u) de um solo como sendo a máxima carga que o solo suporta antes do início do escoamento plástico. A partir de um dado incremento de carregamento, além de certo valor crítico, o solo passa gradualmente para um estado plástico de equilíbrio. Durante este processo de transição, ambas, a distribuição da reação e a orientação das tensões principais no solo, abaixo da fundação, mudam.

No estágio atual de projeto de fundação, como acentuam SCHMERTMANN (1970) e BURLAND, BROMS e DE MELLO (1977), a fixação das pressões admissíveis como critério de projetos raramente é o condicionante decisivo, já que os recalques admitidos por edificações são, em geral, consideravelmente inferiores aos correspondentes àquelas pressões. Pode-se dizer, portanto, que os projetos de fundação devem ser condicionados por critérios de recalques admissíveis e não pela pressão admissível do solo.

2.5.1 Métodos analíticos

COSTA (1980) apresenta e discute os diversos métodos teóricos disponíveis para avaliar a capacidade de carga ou de suporte de um solo sob uma fundação superficial. Foi ainda realizada uma análise crítica dos resultados obtidos por ensaios de provas de carga em placas circulares e os métodos analíticos propostos, que são os seguintes:

- Método de equilíbrio-limite (Terzaghi, 1943);
- Método das linhas de escoamento (Sokolovsky, 1960);
- Método de análise-limite. Teoremas dos limites superior e inferior estabelecidos por Drucker et al., 1952;
- Teoria da expansão de cavidade cilíndrica e esférica.

Neste trabalho, adotou-se a análise somente pelo método de equilíbrio-limite, por ser este o mais difundido e aplicado na prática da engenharia de fundações. Dentre as diversas proposições de fórmulas para a

previsão da capacidade de carga do solo, sob uma fundação superficial, procurou-se focar as que consideram as possibilidades mais próximas à realidade estudada através do ensaio de prova de carga.

2.5.1.1 Método de equilíbrio-limite

PRANDTL (1921) e REISSNER (1924), introduzindo a variável sobrecarga, conseguiram determinar para uma solução analítica fechada (impondo condições e restrições ao problema) a primeira equação de capacidade de suporte:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (2.23)$$

$$N_c = \cot \phi \cdot \left[e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \text{ p/ } \phi \neq 0 \text{ (PRANDTL, 1921)} \quad (2.24)$$

$$N_c = 5,14 \text{ p/ } \phi = 0 \text{ (PRANDTL, 1921)} \quad (2.25)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ (REISSNER, 1924)} \quad (2.26)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \text{ (REISSNER, 1924)} \quad (2.27)$$

TERZAGHI (1943), por meio da superposição de efeitos obtidos a partir da equação de PRANDTL (1921), REISSNER (1924) e da teoria de Rankine, estendeu a teoria de ruptura plástica de Prandtl, para a determinação da capacidade de carga de um solo sob uma fundação superficial corrida (estado plano de deformação, $L \gg B$).

Considerando uma fundação com: superfície de base rugosa, apoiada a uma profundidade D_f , com uma sobrecarga $\bar{q} = \gamma \cdot D_f$, resistência ao cisalhamento do solo acima do nível de apoio da fundação desprezada e

ruptura do tipo geral, Terzaghi propôs a seguinte equação para determinar a capacidade de carga do solo:

$$q_u = c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.28)$$

em que N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga, função de ϕ ;

c = coesão;

$\bar{q}$ = sobrecarga;

B = menor dimensão da fundação.

As equações determinadas por Terzaghi, para os fatores de capacidade de carga, em virtude da coesão e da sobrecarga N_c e N_q , respectivamente, são:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{a_\theta^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] \quad (2.29)$$

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \text{onde} \quad a_\theta = e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \tan \phi} \quad (2.30)$$

Se a resistência contra o escorregamento da base da fundação não for suficiente para reduzir o ângulo ψ (Figura 15) até o valor de ϕ , os valores dos fatores de capacidade de carga são reduzidos, sendo determinados pelas equações.

Para $\phi < \psi < 45^\circ + \phi/2$:

$$N_c = \tan \psi + \frac{\cos(\psi - \phi)}{\sin \phi \cdot \cos \psi} \cdot \left[a_\theta^2 \cdot (1 + \sin \phi) - 1 \right] \quad (2.31)$$

$$N_q = \frac{\cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} \cdot a_\theta^2 \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \text{ onde } a_\theta = e^{\left(\frac{3}{4}\pi + \frac{\phi}{2} - \psi\right) \tan \phi} \quad (2.32)$$

Para $\psi = 45^\circ + \phi/2$:

$$N_c = \cot \phi \left[a_\theta \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 1 \right] \text{ onde } a_\theta = e^{\frac{1}{2}\pi \cdot \tan \phi} \quad (2.33)$$

$$N_q = a_\theta^2 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.34)$$

Para o fator de capacidade de carga, devido ao solo, Terzaghi propôs:

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \cdot \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (2.35)$$

sendo k_{py} o coeficiente de empuxo de terra passivo, segundo a teoria de Rankine, para $c = 0$, $q = 0$, $\alpha = 180 - \phi$ e $\delta = \phi$ (ângulo de atrito solo/muro por Rankine). BOWLES (1988), utilizando-se de recursos computacionais de retroanálise, conseguiu chegar numa tabela de valores de k_{py} (Tabela 3) para o intervalo $\phi = 0^\circ$ a $\phi = 50^\circ$, sendo os valores de N_γ para $\phi = 34^\circ$ e $\phi = 48^\circ$ originais de Terzaghi, determinados por métodos semigráficos.

Outros autores como CAQUOT e KÉRISEL (1953), LUNDGREN e MORTENSEN (1953), FEDA (1961) e Spangler e Handy, 1982 citado por BOWLES (1988), baseados em resultados experimentais, definiram fórmulas empíricas para a determinação do fator de capacidade de carga devido ao solo N_γ .

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi \text{ (CAQUOT e KÉRISEL, 1953)} \quad (2.36)$$

$$N_\gamma \cong 1,5(N_q - 1) \cdot \tan \phi \text{ (LUNDGREN e MORTENSEN, 1953)} \quad (2.37)$$

$$N_\gamma \cong 0,01(e^{0,25\phi}) \quad (\text{FEDA, 1961}) \quad (2.38)$$

$$N_\gamma \cong 1,1(N_q - 1) \cdot \tan(1,3\phi) \quad (\text{Spangler e Handy, 1982 in BOWLES (1988)}) \quad (2.39)$$

Tabela 3 - Valores de N_γ função de k_{py} , BOWLES (1988)

ϕ (°)	N_γ	k_{py}
0	0,00	10,80
5	0,50	12,20
10	1,20	14,70
15	2,50	18,60
20	5,00	25,00
25	9,70	35,00
30	19,70	52,00
34	36,00	-
35	42,40	82,00
40	100,40	141,00
45	297,50	298,00
48	780,10	-
50	1153,20	800,00

Para solos onde ocorre ruptura local, Terzaghi propôs a utilização da mesma equação, porém, com valores de ϕ e c minorados de 2/3. Obtendo-se então os fatores de capacidade de carga N'_c , N'_q e N'_γ .

$$\bar{c} = \frac{2}{3} \cdot c = 0,67 \cdot c \quad (2.40)$$

$$\tan \bar{\phi} = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi = 0,67 \cdot \tan \phi \quad (2.41)$$

Levando em consideração além do ângulo de atrito interno do solo a geometria da fundação, DE BEER (1967) propôs o acréscimo de fatores de

forma à equação de Terzaghi, cujos valores estão apresentados na Tabela 4, assim como, os valores propostos por TERZAGHI (1943).

Tabela 4 - Fatores de forma, segundo TERZAGHI (1943) e DE BEER (1967)

Fundação (Sapata)	s_c	s_c^*	s_q	s_q^*	s_γ	s_γ^*
Corrida	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	1,3	$1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$	1,0	$1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	0,8
Circular ou Quadrada	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	1,3	$1 + \tan \phi$	1,0	0,6	0,6

* Fatores de forma segundo TERZAGHI (1943).

MEYERHOF (1951) obteve uma fórmula semelhante à de Terzaghi, uma vez que os fatores de capacidade de carga foram obtidos também em razão da profundidade de assentamento, forma da fundação, rugosidade da base da fundação e inclinação da carga aplicada. O autor salienta ainda que o ângulo de atrito ϕ a ser utilizado na formulação deve ser corrigido se obtido em ensaios triaxiais (ϕ_{tr}). Porém, se obtido em ensaios de cisalhamento direto, a correção não é necessária, pois seu valor é aproximadamente $10\% > \phi_{tr}$. Meyerhof sugere que para ϕ_{tr} , considere-se $\phi = (1,1 - 0,1.B/L)\phi_{tr}$.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \tag{2.41}$$

em que N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga;

s_c , s_q e s_γ = fatores de forma;

d_c , d_q e d_γ = fatores de profundidade de embutimento;

i_c , i_q e i_γ = fatores de inclinação da carga;

$\bar{q}$ = sobrecarga = $\gamma \cdot D_f$;

B = menor dimensão da fundação; e c = coesão.

Meyerhof sugere ainda que a capacidade de suporte de uma fundação lisa para solos não-coesivos seria a metade da capacidade de suporte de uma fundação rugosa.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \text{ (PRANDTL, 1921e REISSNER, 1924)} \tag{2.43}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \text{ (PRANDTL, 1921 e REISSNER, 1924)} \tag{2.44}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi) \tag{2.45}$$

Tabela 5 - Fatores de forma, profundidade e inclinação, MEYERHOF (1963)

Condição	Fator de forma	Fator de profundidade	Fator de inclinação da carga
qualquer ϕ	$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p \cdot \frac{D}{B}}$	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$
$\phi > 10^\circ$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p \cdot \frac{D}{B}}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$
$\phi = 0$	$s_q = s_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	$i_\gamma = 0$

em que $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ = coeficiente de empuxo de terra passivo;

θ = ângulo que a força resultante faz com a vertical;
 B, L e D = geometria da fundação, previamente definida.

HANSEN (1970), baseado nas equações proposta por Meyerhof e Terzaghi, estabeleceu uma equação geral, acrescida de mais dois fatores de capacidade de carga. O primeiro deles, denominado **g**, aplica-se a sapatas

assentes sobre taludes. O segundo, chamado de **b**, refere-se a sapatas com base inclinada. Tais fatores são mostrados na Tabela 6.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \tag{2.46}$$

A equação de Hansen é válida para qualquer valor da relação D/B, portanto, também pode ser utilizada para fundações profundas. Os fatores de capacidade de carga, N_c e N_q , são os mesmos sugeridos por Meyerhof, porém, o fator de capacidade de carga N_γ é obtido por: $N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi$. Uma análise do termo $\bar{q} \cdot N_q$ implica num grande aumento em q_u para grandes profundidades. Para limitar isso, Hansen adota para os fatores de profundidade (d_c) as seguintes expressões:

Para $D/B \leq 1$, tem-se:

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B} \tag{2.47}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sen \phi)^2 \cdot \frac{D}{B} \tag{2.48}$$

Para $D/B > 1$, tem-se:

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B} \tag{2.49}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sen \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B} \tag{2.50}$$

Para $\phi = 0$ e diversos valores de D/B, tem-se:

D/B	0	1	1,1	2	5	10	20	100
d_c	0	0,4	0,33	0,44	0,55	0,59	0,61	0,62

NOTA: Ver Tabela 6

Hansen também sugere a correção do ângulo de atrito interno do solo (ϕ) a ser utilizado na sua formulação. A correção de 10% é feita somente se o ângulo de atrito obtido em laboratório foi conseguido por ensaios triaxiais (ϕ_{tr}). Caso o ângulo de atrito tiver sido determinado pelo ensaio de cisalhamento direto (ϕ_{ps}), este não precisará sofrer nenhuma correção.

BOWLES (1988) faz algumas sugestões de ordem prática para o uso dos fatores propostos por Hansen e descritos na Tabela 6. São elas:

- não usar o s_i em combinação com i_i ;
- pode-se usar s_i em combinação com d_i , g_i e b_i ;
- para $L/B \leq 2$ usar $\phi = \phi_{tr}$;
- para $L/B > 2$ usar $\phi = \phi_{ps} = 1,5\phi_{tr} - 17$;
- para $\phi \leq 34^\circ$ usar $\phi_{ps} = \phi_{tr}$ (ϕ_{tr} = ângulo de atrito interno do solo conseguido pelo ensaio triaxial convencional; ϕ_{ps} ângulo de atrito interno do solo, obtido no ensaio de cisalhamento direto).

Tabela 6 - Diversos fatores da equação geral de Hansen, BOWLES (1988)

Fatores de Forma	Fatores de Profundidade	Fatores de Inclinação	Fatores do Terreno (Sapata sobre Talude)
$s_c = 0,2 \frac{B}{L} \quad (\phi = 0)$ $s_c = 1 \text{ (sap.corrida)}$ $s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$d_c = 0,4k \quad (\phi = 0)$ $d_c = 1 + 0,4k$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$i_c = 0,5 - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{H}{A_r c_a}} \quad (\phi = 0)$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	$i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_r c_a \cot \phi} \right)^5$	$g_q = g_y = (1 - 0,5 \tan \beta)^\circ$
$s_y = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$d_y = 1,0 \text{ (qualquer } \phi)$	$i_y = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_r c_a \cot \phi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$ $i_y = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta^\circ / 450) H}{V + A_r c_a \cot \phi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$	Fatores de Base $b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = \exp(-2 \eta \tan \phi)$ $b_y = \exp(-2,7 \eta \tan \phi)$

em que A_f = área efetiva da fundação com geometria $B \times L$;

c_a = aderência da base = coesão ou um valor reduzido;

D = profundidade de assentamento da fundação;

H = componente horizontal da carga com $H \leq V \tan \delta + c_a A_f$;

V = carga vertical aplicada na sapata;

β = inclinação (positiva) do terreno ($\beta + \eta \leq 90^\circ$ e $\beta \leq \phi$);

δ = ângulo de atrito entre a base e o solo (p/ concreto $\delta = \phi$);

η = ângulo (positivo) que a base inclinada da sapata faz com a horizontal;

k = constante variando de $\tan^{-1} \frac{D}{B}$ para $D/B > 1$, até D/B para $D/B \leq 1$;

$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ para H paralelo a B ;

$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ para H paralelo a L .

VESIC (1973) adota um mecanismo de ruptura composto por três cunhas: a zona I, considerada como uma cunha ativa de Rankine; a zona II, como a zona radial de Prandtl; e, a zona III, uma cunha passiva de Rankine. O autor sugere ainda a adoção do acréscimo dos fatores propostos por HANSEN (1970).

Os valores sugeridos para os fatores de capacidade de carga, em virtude da coesão do solo e da sobrecarga, N_c e N_q , respectivamente, são os propostos por REISSNER (1924), enquanto para o fator de capacidade de carga, em razão do solo, N_γ , é adotado o proposto por CAQUOT e KÉRISEL (1953), que, segundo o autor para $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$ (Figura 15), gera um erro a favor da segurança de cerca de 10% para $15^\circ < \phi < 45^\circ$ e não excedente a 5% para $20^\circ < \phi < 40^\circ$.

Os fatores de forma, indicados por Vesic, estão apresentados na Tabela 7, e são bem semelhantes aos propostos por Hansen (Tabela 6). Já os

fatores de inclinação do terreno e da base sofrem algumas modificações, que são apresentadas a seguir. No entanto, as componentes das equações são de mesmo valor das adotadas na Tabela 6.

$$i'_c = 1 - \frac{mH}{A_r c_a N_c} \quad (p/\phi = 0) \tag{2.51}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_r c_a \cot \phi} \right)^m \tag{2.52}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_r c_a \cot \phi} \right)^{m+1} \tag{2.53}$$

$$g_q = g_y = (1 - \tan \beta)^2 \tag{2.54}$$

$$b_q = b_y = (1 - \eta \tan \phi)^2 \tag{2.55}$$

Tabela 7 - Fatores de forma propostos por VESIC (1973)

Forma da base	s_c	s_q	s_y
Retangular	$1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan \phi$	$1 - 0,40 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)$
Circular e Quadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \tan \phi$	0,60

Em solos puramente coesivos ($\phi = 0$) saturados, em condição não-drenada, a equação 2.26, proposta por Terzaghi, fica assim resumida:

$$q_u = c_u \cdot N_c + \bar{q} \tag{2.56}$$

pois, para $\phi = 0$, $N_\gamma = 0$ e $N_q = 1$. SKEMPTON (1951), analisando esta conclusão, propôs para fundações corridas e quadradas (ou circulares) assentes sobre argila saturada, um valor de N_c , variando com a profundidade de embutimento da sapata, sendo tanto maior quanto mais profunda for a cota de assentamento da sapata, até atingir um valor máximo, onde N_c se mantém constante. Para solos estratificados, Skempton distingue a profundidade de assentamento D_f da profundidade D , que é a espessura em que a sapata penetra na camada resistente considerada.

Para $D = 0$

$$N_{c0} = 5,14 \text{ (fundações corridas)}$$

$$N_{c0} = 6 \text{ (fundações quadradas e circulares)}$$

Para $D/B < 2,5$

$$N_c = \left(1 + 0,2 \frac{D}{B}\right) \cdot N_{c0} \quad (2.57)$$

$$N_{c(\text{re tan gular})} = 5 \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot \left(1 + 0,2 \frac{D}{B}\right) \quad (2.58)$$

Para $D/B > 2,5$

$$N_c = 1,5 N_{c0} \quad (2.59)$$

Para fundações retangulares

$$q_{u(\text{re tan gular})} = c_u \cdot N_{c(\text{re tan gular})} \cdot s_{c(\text{re tan gular})} \cdot d_{c(\text{re tan gular})} + \bar{q} \quad (2.60)$$

$$N_{c(\text{re tan gular})} = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot N_{c(\text{corrida})} \quad (2.61)$$

$$s_{c(\text{retangular})} = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (2.62)$$

$$d_{c(\text{retangular})} = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \quad (p/ D/B \leq 2,5) \quad (2.63)$$

$$d_{c(\text{retangular})} = 1,5 \quad p/ D/B > 2,5) \quad (2.64)$$

BALLA (1962), utilizando-se da equação 2.26, proposta por Terzaghi, apresenta fatores de capacidade de carga que dependem não somente do ângulo de atrito interno do solo, mas também da coesão, da massa específica, do quociente ρ do raio do cilindro circular da superfície de ruptura e da largura da fundação. Os fatores de capacidade de carga são obtidos graficamente nos ábacos apresentados na Figura 19, após determinar o valor de ρ nos ábacos da Figura 18. A equação proposta por Balla se aplica somente a solos granulares ou com baixa coesão e sapatas corridas.

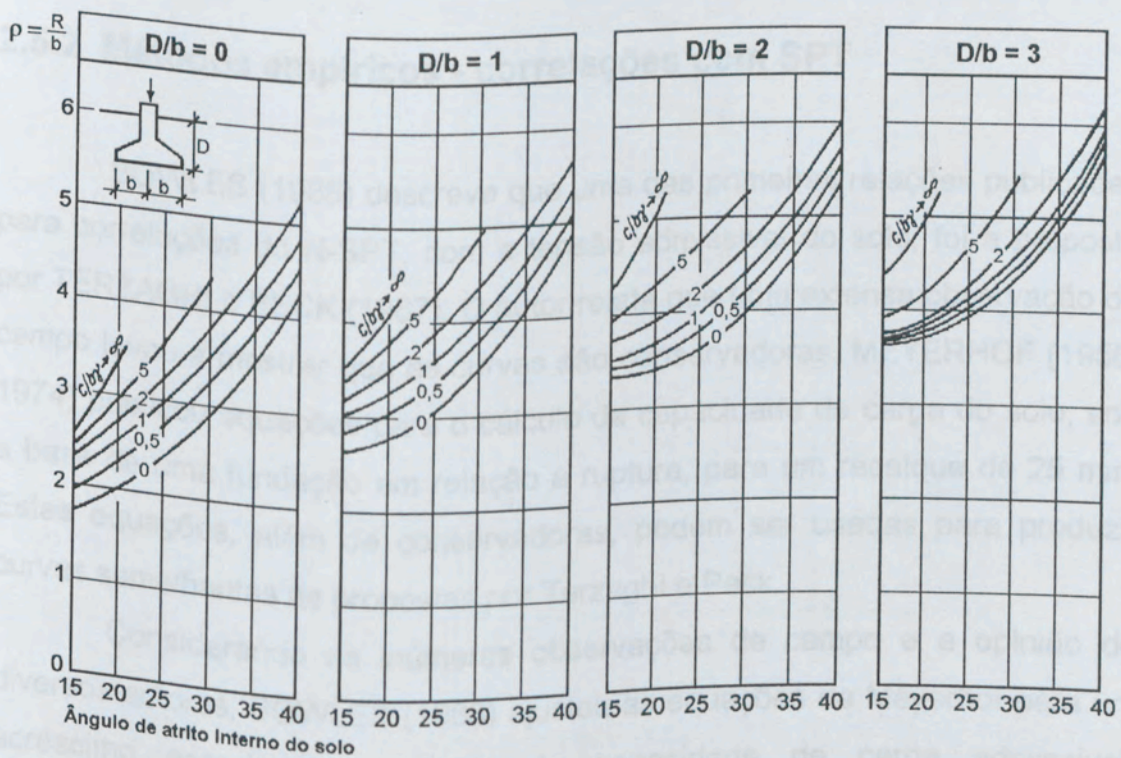


Figura 18 - Valores da relação $\rho = R/b$, BALLA (1962).

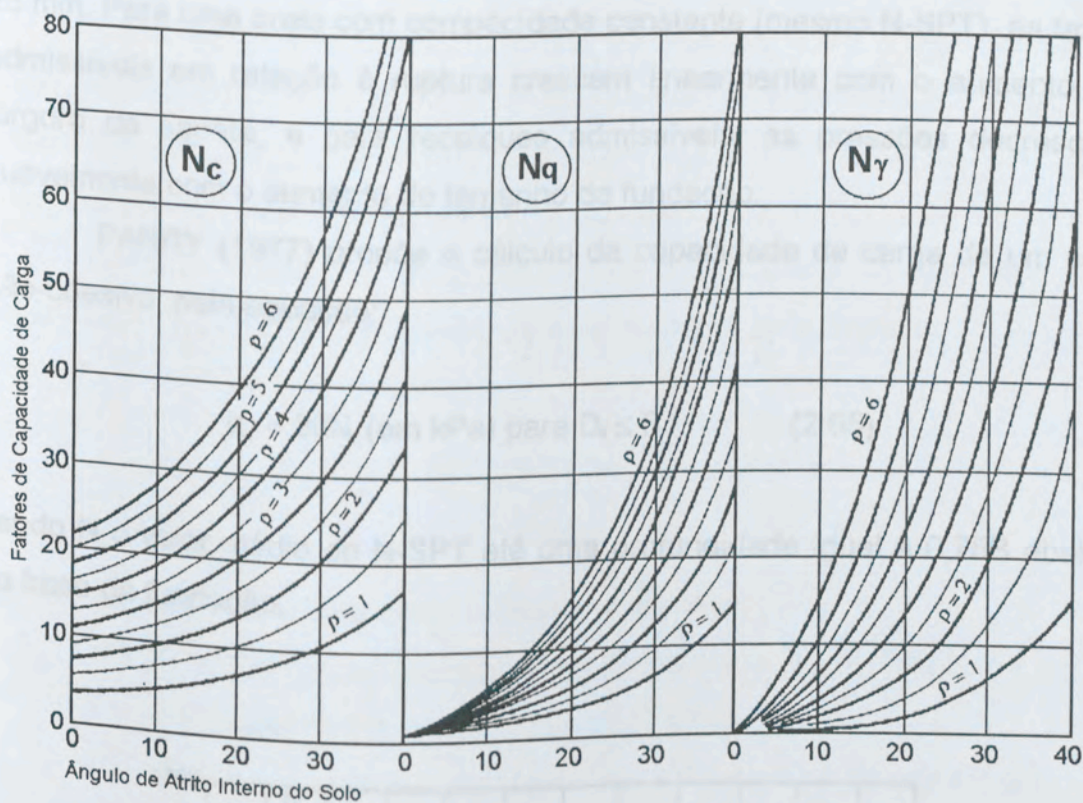


Figura 19 - Valores dos fatores de capacidade de carga, BALLA (1962).

2.5.2 Métodos empíricos - correlações com SPT

BOWLES (1988) descreve que uma das primeiras relações publicadas para correlações do N-SPT, com a tensão admissível do solo, foi a proposta por TERZAGHI e PECK (1967). O autor relata que uma extensa observação de campo levou a mostrar que as curvas são conservadoras. MEYERHOF (1956, 1974) publicou equações para o cálculo da capacidade de carga do solo, sob a base de uma fundação em relação à ruptura, para um recalque de 25 mm. Estas equações, além de conservadoras, podem ser usadas para produzir curvas semelhantes às propostas por Terzaghi e Peck.

Considerando as inúmeras observações de campo e a opinião de diversos autores, BOWLES (1988) ajustou as equações de Meyerhof para um acréscimo aproximado de 50% da capacidade de carga admissível, conseguindo o ábaco apresentado na Figura 20, para um recalque limitado em

25 mm. Para uma areia com compacidade constante (mesmo N-SPT), as taxas admissíveis em relação à ruptura crescem linearmente com o aumento da largura da sapata, e para recalques admissíveis, as pressões decrescem suavemente com o aumento do tamanho da fundação.

PARRY (1977) propõe o cálculo da capacidade de carga de um solo não-coesivo, pela equação:

$$q_u = 30N \text{ (em kPa) para } D_f \leq B \tag{2.65}$$

sendo N o valor médio do N-SPT até uma profundidade igual a 0,75B abaixo da base da fundação.

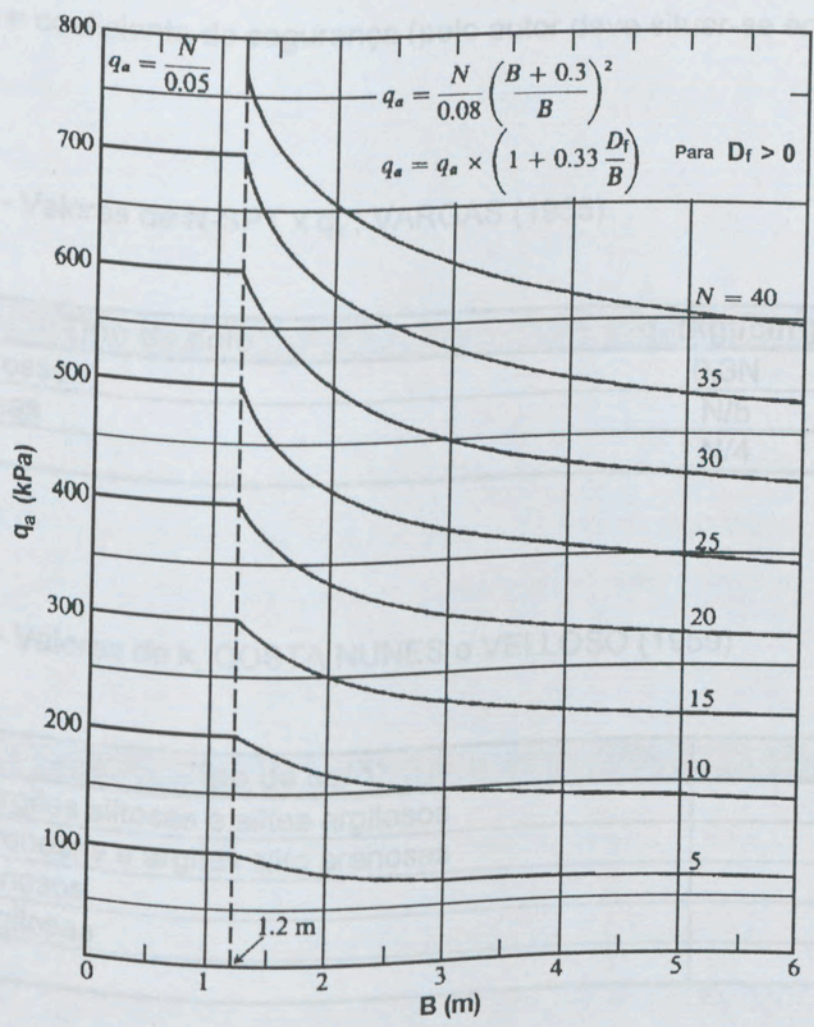


Figura 20 - Ábaco de correlação q_a com N-SPT , BOWLES (1988).

VARGAS (1955) tabelou diversas correlações entre a capacidade de carga admissível do solo e o índice de resistência à penetração obtido via ensaio SPT, utilizando o amostrador tipo IPT ($\phi_{int} = 1 \frac{13}{16}"$ e $\phi_{ext} = 1 \frac{1}{2}"$). Tais correlações estão apresentadas na Tabela 8.

COSTA NUNES e VELLOSO (1959) propõem a determinação da capacidade de carga admissível de um solo qualquer pela fórmula:

$$q_a = \frac{k}{n} \cdot N \text{ (em kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.66)$$

- em que q_a = capacidade de carga admissível do solo;
- N = N-SPT c/ amostrador tipo Mohr-Geotécnica ($\phi_{int} = 1"$ e $\phi_{ext} = 1 \frac{5}{8}"$)
- k = coeficiente função do tipo de solo (Tabela 9);
- n = coeficiente de segurança (pelo autor deve situar-se entre 6 e 8).

Tabela 8 - Valores de N-SPT x q_a , VARGAS (1955)

Tipo de solo	q_a (kgf/cm ²)
Areias grossas	0,3N
Areias finas	N/5
Argilas	N/4

Tabela 9 - Valores de k, COSTA NUNES e VELLOSO (1959)

Tipo de solo	k
Argilas, argilas siltosas e siltes argilosos	2,0
Argilas arenosas e argilas silto arenosas	3,5
Siltes arenosos	5,5
Areias argilosas	6,0
Areias	10,0

MEYERHOF (1965) sugeriu a determinação da capacidade de carga admissível de areias, em razão do N-SPT médio dentro da profundidade 2B abaixo da base da sapata. O autor especifica dois casos:

a) capacidade de carga admissível em relação à ruptura

$$q_a = \frac{1}{30} \cdot N \cdot B \cdot \left(1 + \frac{D_f}{B} \right) \quad (2.67)$$

b) capacidade de carga admissível em relação a recalques admissíveis

$$q_a = \frac{1}{8} \cdot N \cdot \rho_a \quad (\text{para } B \leq 1,2 \text{ m}) \quad (2.68)$$

$$q_a = \frac{1}{12} \cdot N \cdot \rho_a \cdot \left(1 + \frac{1}{B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1,2 \text{ m}) \quad (2.69)$$

em que ρ_a = recalque admissível;

D_f = profundidade de apoio da base da fundação;

B = largura da sapata.

O autor afirma que os valores da capacidade de carga admissível, determinados para areias finas e médias, são muito razoáveis. Porém, para areias com pedregulhos, os valores conseguidos são geralmente a metade daqueles indicados mediante provas de carga sobre placas.

2.6 Ensaios de prova de carga

São tantos e tão variados os fatores que influem na capacidade de carga de um elemento de uma fundação, que se torna extremamente difícil

abordar analiticamente o problema da determinação das cargas a serem aplicadas ao solo, e ao mesmo tempo, suportadas por ele.

As provas de carga "in situ" normalmente são executadas em placas rígidas, por serem de custo reduzido e de execução simplificada, quando comparadas com as provas de carga realizadas em estruturas de fundações. Tais provas de carga podem ser classificadas em provas de carga em placa-protótipo (escala 1:1) e em provas de carga em placa modelo (escala reduzida).

TEIXEIRA et al. (1996) descrevem os resultados conseguidos com a execução de treze provas de carga rápidas em placas circulares e quadradas com dimensões (diâmetro e, ou, lado), variando de 0,40 a 0,80 m, em profundidades de 0,5 a 6,0 m, em solo do campo experimental da UFLA, na cidade de Lavras/MG. Os autores concluem que os valores de previsão da capacidade de carga pelos métodos teóricos (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; e Hansen, 1970) são muito conservadores e ainda pouco confiáveis. No entanto, aqueles valores determinados por métodos empíricos, em razão do N-SPT (Meyerhof, 1956 e Parry, 1977), mostraram concordância bastante adequada com os valores obtidos nos ensaios.

AGNELLI e ALBIERO (1994) relatam a execução de doze ensaios de prova de carga em placas, de acordo com a NBR 6489/84, sobre solo colapsível, na cidade de Bauru/SP. Executaram-se seis ensaios em terreno natural, em profundidades de 1 e 2 m. Em seguida, foram realizados mais seis ensaios com inundação do terreno durante sua execução, também nas profundidades já citadas. As pressões de ruptura encontradas demonstram redução da ordem de 40 a 50%, dos ensaios em solo natural em relação ao solo inundado. Os valores da capacidade de carga conseguida pelo emprego da fórmula de Terzaghi, 1943 são superiores aos encontrados nos ensaios realizados em solo natural, nas razões de 1,6 e 2,0, e 3,4 e 3,5 em solo inundado, respectivamente, para as profundidades de 1 e 2 m. Os recalques constatados nos ensaios (25,4 e 16,5 mm) ficaram próximos aos estimados pela fórmula de Bazaraa, 1967 (20,3 e 19,0 mm), respectivamente, para as

profundidades de 1 e 2 m, empregando-se uma pressão de 100 kPa no terreno natural, numa área circular de 0,80 m de diâmetro.

CUDMANI (1994) executou e analisou dezoito ensaios de prova de carga em placas circulares de variados diâmetros (0,30; 0,45 e 0,60 m), sob solo residual parcialmente saturado do campo experimental da UFRGS, localizado no município de Cachoeirinha/RS, a diferentes profundidades. O sistema de reação utilizado consistiu de duas sapatas móveis e uma viga de reação fixadas às mesmas. A carga foi transmitida através de cargueira com cilindros de aço de pesos variando de 10 a 20 kN. O autor analisa ainda sete provas de carga feitas por Luzzardi e Milititsky, 1987 em sapatas de concreto, quadradas, com 0,70 e 1,0 m de lado, apoiadas a 0,50 e 1,60 m de profundidade. Baseado nos resultados apresentados, Cudmani afirma que:

- para os ensaios de prova de carga em placas, foi constatado o efeito de escala para os diâmetros de 0,30, 0,45 e 0,60 m, sendo que o efeito de forma não teve valor acentuado. O efeito de profundidade foi claramente percebido. O tipo de ruptura averiguado foi por puncionamento;
- as análises baseadas na teoria do equilíbrio-limite, para a previsão da capacidade de suporte, conduziram a valores da carga última superiores aos observados experimentalmente. O método de Terzaghi, considerando ruptura por puncionamento, resultou em previsões realísticas da capacidade de carga em todos os casos analisados;
- a previsão do comportamento de fundações reais, utilizando-se o modelo elástico, não se mostrou eficiente. Já o modelo elástico-perfeitamento plástico, com o critério de Mohr-Coulumb, demonstrou ser adequado para o comportamento tensão-deformação do solo.

O ensaio de prova de carga "in situ" sobre o elemento de fundação é incontestavelmente o processo que permite, com confiança e realidade, determinar a grandeza da carga capaz de provocar a deformação excessiva ou

a ruptura do solo sob o elemento de fundação, além de fornecer dados preciosos com relação à interação e ao comportamento solo-estrutura de fundação. Porém, tem como inconveniente seu alto custo, pois requerem grandes cargas e tempo de execução bastante longo. Tais inconvenientes não se apresentam em provas de carga realizadas em placas-modelo, sendo o uso delas, para a determinação da capacidade de carga e recalques dos solos, indicado por autores como BARATA (1962) e JARDIM (1980).

VELLOSO et al. (1978) descrevem e interpretam resultados de ensaios de prova de carga realizados em placas e sapatas executadas pela empresa Geotécnica S.A. no local destinado à construção dos altos fornos da Usina Siderúrgica de Tubarão, em Vitória/ES. O terreno foi classificado como sendo uma argila areno-siltosa fissurada, rija a muito rija, apresentando um valor de N-SPT igual a 20, na cota onde foram executadas as provas de carga. As sapatas ensaiadas tinham 1,0 e 2,0 m de lados e a placa, 0,30 m. Para a previsão da pressão de ruptura foram utilizados os métodos propostos por Mazurkiewicz, 1972 e Van Der Veen, 1953, e ambos os critérios se mostraram eficientes na previsão. A capacidade de carga foi estimada através das formulações propostas por Terzaghi e Peck, 1967 e Vesic, 1975. Para os parâmetros adotados, os resultados situam-se muito próximos dos valores obtidos nos ensaios, com valores entre 10% (Terzaghi e Peck) e 27% (Vesic) abaixo dos valores medidos. Com relação aos recalques da sapata de 2 x 2 m, os autores concluem que os valores obtidos a partir dos recalques subsuperficiais medidos são cerca de 20 a 40% superiores aos estabelecidos com base no recalque de placas.

CAMPOS (1980) relata sua experiência em ensaios de prova de carga em sapatas circulares de concreto, com diâmetros de 0,40; 0,80 e 1,60 m, assentadas sob a superfície do solo residual de gnaiss do campo experimental de fundações da PUC/RJ. O sistema de reação utilizado foi o de tirantes de 12 ϕ de 8 mm, cada qual com comprimento de ancoragem de 6,40 m e carga máxima de trabalho igual a 450 kN. Uma análise superficial dos resultados indica que:

- Os valores fornecidos pelas equações de previsão da capacidade de carga, propostas por Terzaghi, 1943 e Vesic, 1973, foram respectivamente 30% a 40% e 70% a 80% maiores que os valores observados em campo;
- para as sapatas de 0,40 e 0,60 m de diâmetro foi verificado efeito de escala, o mesmo não acontecendo para as sapatas de 0,80 e 1,60 m;
- diferentes tipos de ruptura foram verificados, sendo que as sapatas com diâmetro 0,40 e 0,60 m apresentaram ruptura por punção. O autor não explica o ocorrido, mas julga-se ser um comportamento diretamente ligado à área da fundação e, conseqüentemente ao tipo de carga aplicada (diâmetros menores = cargas pontuais e diâmetros maiores = cargas uniformemente distribuídas).

Todos os autores são unânimes em suas observações sobre as limitações de cargas admissíveis sobre terrenos ou elementos de fundações, principalmente quando os critérios adotados se baseiam somente em sondagens de subsolo: fórmulas estáticas teóricas (caso de estacas moldadas "in situ" e fundações rasas) ou fórmulas dinâmicas (caso de estacas cravadas).

2.6.1 Tipos de ensaios de prova de carga

São bem variados os dispositivos empregados para carregar as fundações em ensaios de carga, bem como as técnicas usadas em sua medição.

Obter-se-ia maior significado na comparação dos resultados, caso se conseguisse, dentro de faixas econômicas, melhor sistematização dos ensaios. Uma revisão na literatura nacional, que trata de ensaios de campo, demonstra a grande escassez de citações a ensaios de prova de carga em verdadeira grandeza, impossibilitando assim a elaboração de medidas coerentes ao

tratamento dos dados fornecidos por tais ensaios, e ao desenvolvimento e elaboração de correlações mais direcionadas a determinados problemas.

Pode-se dividir os ensaios de prova de carga em dois grandes grupos, quais sejam:

1. Carga constante: são aqueles ensaios cujo carregamento aplicado é sempre constante, ou seja, cargas estáticas fixas, caso de cargueiras;
2. Deformação constante: são ensaios de prova de carga cuja carga é aplicada por meio de equipamentos tipo macaco hidráulico e bomba. Neste caso as deformações são controladas por meio da leitura de um manômetro que marca a pressão aplicada pelo pistão do macaco.

A seguir são citados tipos diferentes do ensaio de prova de carga, quanto ao tipo de reação (Figura 21) destinada ao carregamento da estrutura de fundação:

a) Cargueiras

O modo mais simples e econômico é, certamente, a utilização de cargueiras que, embora limitadas quanto ao peso a ser aplicado no ensaio, oferecem, dentro de um intervalo de confiabilidade, o processo mais rápido e mais confiável para obras de pequeno porte.

Tais dispositivos são normalmente caixas fabricadas com chapas metálicas soldadas ou com madeiras, com dimensões quase sempre elevadas e de difícil manuseio, apresentando alguns inconvenientes que, a seguir, são assinalados:

- Limitação de carga sobre o elemento de teste;
- Dificuldade de conseguir, próximo à obra, materiais de alta densidade e fácil manuseio;
- Alto custo de transporte, carga e descarga da cargueira e do material de enchimento;

- Grande volume da cargueira, causando instabilidade do conjunto, quando usam-se materiais com menor densidade, como água, areia e brita;
- Perigo de acidentes, quando da execução dos ensaios, em razão dos defeitos de construção da cargueira e da fogueira que a sustenta, ou baixa resistência do terreno superficial de apoio da mesma;
- Dificuldade de transmissão integral da carga do dispositivo para o elemento a ser testado, sem contar com a relativa falta de espaço para manobra e leitura dos deflectômetros;
- Deformação das vigas de reação que, dependendo da rigidez da cargueira, provocam a abertura do curso do macaco, sem utilização real da carga de teste;
- Excentricidades eventuais da carga aplicada ou o desnivelamento da cargueira provocado por recalques no terreno de apoio;
- Dificuldade na colocação das vigas de reação, do macaco e da instrumentação;
- Variações climáticas que eventualmente prejudicam o desenvolvimento dos trabalhos, principalmente se o enchimento da cargueira for feito com material líquido que sofre influência da temperatura.

b) Estacas Vizinhas

É prática corrente no caso de fundações profundas ligar entre si duas ou mais estacas que circundam a que se pretende ensaiar e, por meio de cruzamentos de vigas cujo conjunto mantenha o centro de gravidade coincidente com o elemento a ser testado, aplica-se o carregamento via macaco hidráulico, obtendo-se assim o tracionamento das estacas vizinhas de reação e a compressão daquela a ser ensaiada.

As principais desvantagens do processo citado anteriormente são:

- Limitação de carga à carga de trabalho das estacas vizinhas;
- Dificuldade na montagem do conjunto;

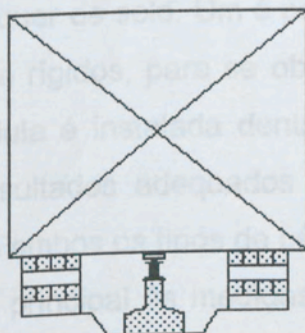
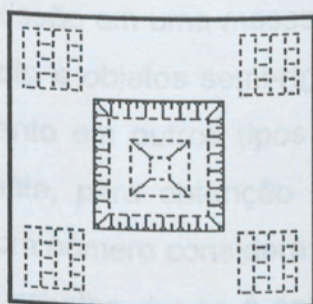
- Necessidade de maior espaço para montagem do dispositivo;
- Carregamentos excêntricos no elemento de teste, em virtude das deformações das vigas durante os estágios de carga;
- Obstáculos que surgem na execução das emendas das estacas com as vigas de reação, causando desnivelamentos e trazendo deformações diferenciadas, além do perigo que oferece quando da máxima solicitação;
- Deslocamentos diferenciais das estacas nos estágios de maior pressão;
- Dificuldade para leitura dos instrumentos;
- Os resultados poderão ser falseados, em razão da proximidade da estaca a ser ensaiada com as estacas de reação, que, por serem tracionadas, provocam o levantamento do solo circunvizinho à estaca comprimida;
- Custo elevado do processo;
- Necessidade de testes nas estacas de reação para a verificação da sua integridade, após a realização do ensaio, caso estas sejam utilizadas com efeito estrutural.

c) Tirantes

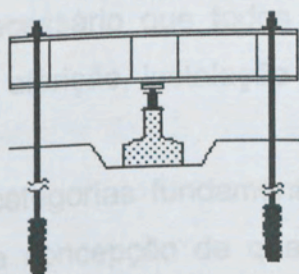
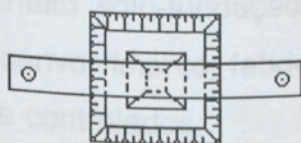
Este método permite obtenção de grandes cargas de reação nos ensaios de sapatas, estacas ou tubulões, mas apresentam quase todas as desvantagens das estacas de tração, bem como:

- Alto custo, principalmente para obtenção de cargas acima de 4.000 kN, que exigem número elevado de tirantes, além de dificultar obtenção de boa geometria na montagem do conjunto;
- No caso de terrenos muito moles ou fofos, onde o horizonte de maior consistência ou compacidade é encontrado a grandes profundidades, o emprego de atirantamento onera de forma considerável sua utilização;

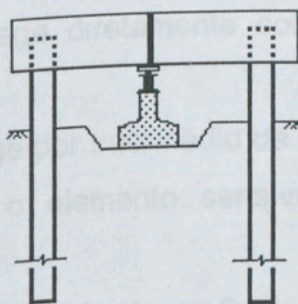
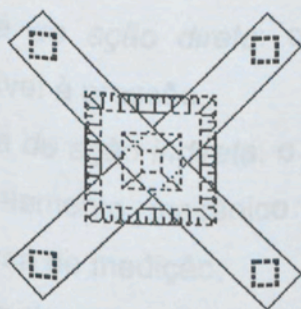
- Necessidade de vigas e equipamentos muito robustos, que dificultam o seu manuseio;
- Perigo de acidentes graves, quando da sobrecarga ou até ruptura de um dos tirantes, causada pela excentricidade da carga ou deformação excessiva do conjunto.



a)



b)



c)

Figura 21 - Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargaieira; b) tirantes e; c) estacas vizinhas.

2.7 Instrumentação de fundações via células de pressão

A distribuição real de pressões na massa de solo ou no contato solo-fundação não é muito simples de ser medida com precisão. Porém, o desenvolvimento de células de medida de pressões totais tem contribuído para a solução deste problema.

Basicamente, as células de pressão são utilizadas para dois tipos de medição da pressão em uma massa qualquer de solo. Um é para utilização na interface do solo e objetos semi-rígidos a rígidos, para se obter pressões de contato, enquanto em outros tipos a célula é instalada dentro da massa de solo. Usualmente, para obtenção de resultados adequados é necessária a instalação de um número considerável de ambos os tipos de células.

Neste trabalho dar-se-á enfoque principal às medidas de pressão de contato solo-fundação. Os autores, em sua maioria, são unânimes em afirmar que, para se obterem resultados satisfatórios com relação à medida da pressão de contato solo-fundação, é necessário que todos os detalhes de concepção, desenvolvimento, fabricação, aferição, instalação e registro sejam cautelosamente controlados.

IBRAHIM (1983) distingue três categorias fundamentais de tipos de células de pressão (Figura 22) dentre a concepção de quatro sistemas de medidas:

- Maneira de ação das células
 - a) *célula de ação direta*: o solo age diretamente sobre o elemento sensível à pressão;
 - b) *célula de ação indireta*: o solo age por intermédio de um fluido ou de um elemento mecânico sobre o elemento sensível, contendo o sistema de medição;
 - c) *célula de ação contrária*: a contrapressão de um fluido é aplicada pelo equilíbrio da pressão exercida pelo solo.

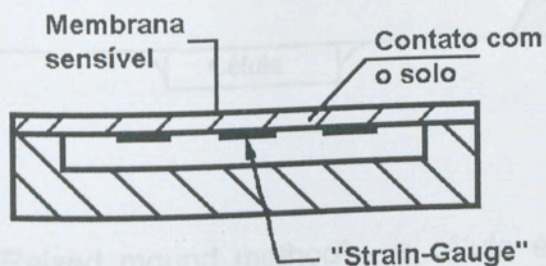
- Sistemas de medida

- a) *sistema mecânico de medida*: baseia-se no princípio dos dinamômetros a fricção ou atrito. Nos tempos atuais são considerados sistemas ultrapassados, pois sua precisão e acurácia deixam a desejar;
- b) *sistema acústico de medida*: utiliza cordas vibrantes, como o sistema mecânico. Também está obsoleto;
- c) *sistema hidráulico ou pneumático de medida*: um fluido ou gás transmite a pressão a ser medida por um manômetro ou um transdutor de pressão;
- d) *sistema elétrico de medida*: tal como resistências elétricas, indutores ou capacitores. Distinguem-se quatro sistemas:
 - sistema de medida por "strain-gauge" ou extensômetros;
 - sistema de medida de capacitância;
 - sistema para medir a variação de indutância;
 - sistema de medição piezo-elétrica.

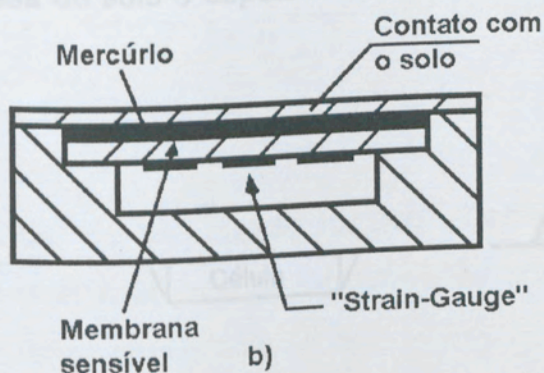
A repartição da pressão vai depender do tipo da superfície. Assim, têm-se: a) célula de pistão, onde o movimento da superfície sensível é uniforme; e b) célula com membrana, onde a rigidez ou flexibilidade da membrana ditará a amplitude das variações.

A variação da temperatura no meio onde se encontra a célula pode influenciar consideravelmente nas respostas fornecidas, principalmente nos seguintes casos:

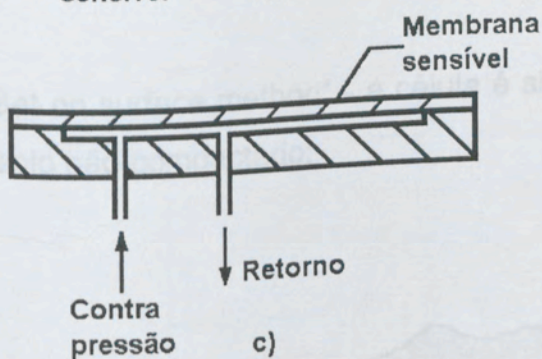
- circuitos elétricos (medidores de deformação tipo "strain-gauge");
- dilatação do líquido interno sempre superior à dilatação da cavidade onde ele está confinado;
- dilatação global da célula diferente da do solo circunvizinho, gerando movimento diferencial.



a)



b)



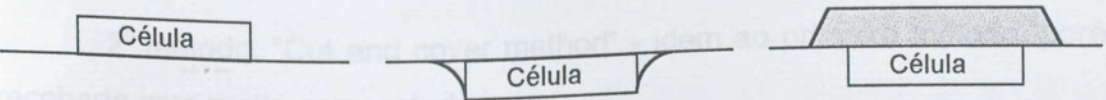
c)

Figura 22 - Células, segundo o tipo de ação: a) ação direta; b) ação indireta e; c) ação contrária.

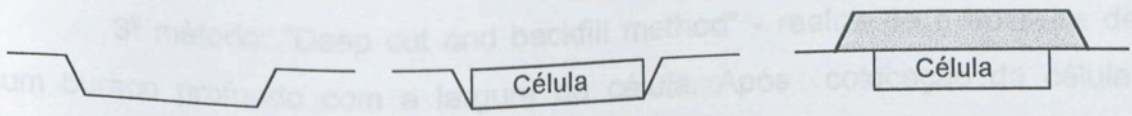
MEMIER (1980) cita a proposta de três métodos para a forma e posição de colocação das células. Os ensaios por ele conduzidos foram feitos em areias e argilas numa câmara de calibração.

Em areias:

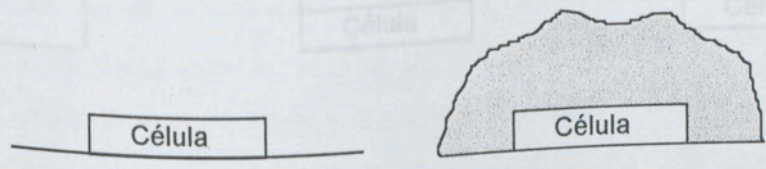
1º método: "Tamping in method" - a célula é inserida no solo com a superfície sensível voltada para o nível do solo e, em seguida, coberta por uma camada de solo compactado;



2º método: "Raised mound method" - a célula é colocada em uma abertura feita na massa de solo e depois recoberta com uma camada de solo compactado;

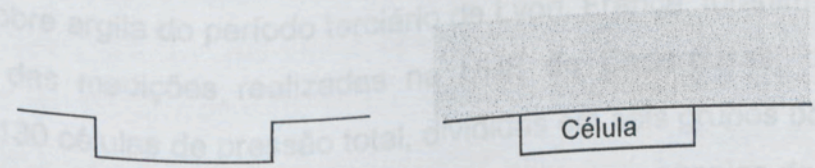


3º método: "Set on surface method" - a célula é simplesmente coberta por uma camada de solo não-compactado;

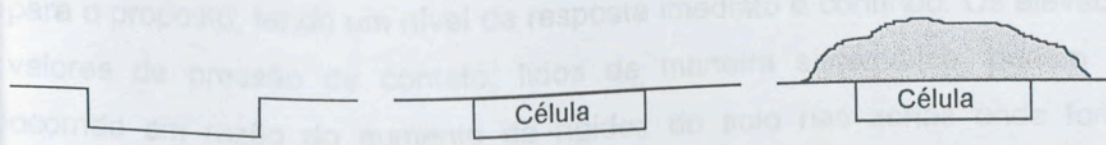


Em argilas:

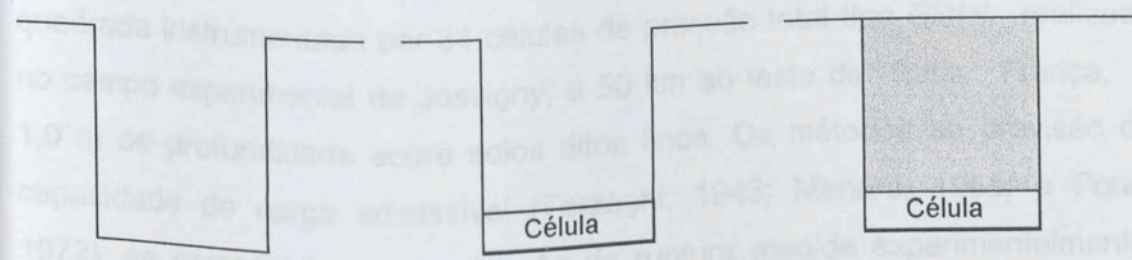
1º método: "Cut no cover method" - corta-se a massa de solo, coloca-se a célula e cobre-se em camadas de material;



2º método: "Cut and cover method" - idem ao primeiro método, porém recoberto com argila compactada;



3º método: "Deep cut and backfill method" - realiza-se a abertura de um buraco profundo com a largura da célula. Após colocação da célula, tampa-se o furo com argila compactada.



IBRAHIM (1983) relata grande número de experiências de diversos autores, na utilização de células de pressão total de inúmeros tipos para a verificação da pressão de contato solo-fundação em sapatas e solo-placa ensaiada. O autor apresenta ainda resultados de análises realizadas por um grupo de pesquisadores em ensaios, utilizando células de pressão total tipo Glötzl (células de pressão que utilizam sistema hidráulico) nas fundações de três Usinas Hidroelétricas (UHE), Saint-Vallier, Caderousse e Vaugris, assentes sobre argila do período terciário de Lyon, França. Ibrahim enfatiza os resultados das medições realizadas na UHE de Caderousse, onde foram instaladas 130 células de pressão total, divididas em seis grupos posicionados em diferentes pontos das fundações, e os compara com ensaios de laboratório em areias em câmara de calibração com numa placa circular de duralumínio

($\phi = 0,50$ m), duas placas circulares de concreto (($\phi = 0,50$ m e $\phi = 0,35$ m) e uma placa quadrada de concreto ($B = L = 0,45$ m), fazendo-se ainda uma análise via modelagem numérica.

O autor conclui que as células se mostraram adequadas e confiáveis para o proposto, tendo um nível de resposta imediato e contínuo. Os elevados valores de pressão de contato, lidos de maneira sistemática, podem ter ocorrido em razão do aumento da rigidez do solo nas zonas onde foram aplicados os primeiros carregamentos. A descontinuidade da distribuição pode ser por causa dos recalques diferenciais observados durante a construção da usina. A distribuição de pressão de contato, para as fundações circulares ou quadradas, é em geral da forma convexa, conforme aproximação de Terzaghi, 1948. A distância entre as células de pressão, o amolgamento do solo e a forma de concretagem exercem grande influência nos resultados medidos.

AMAR et al. (1979) descrevem uma prova de carga em placa metálica quadrada instrumentada por 34 células de pressão total tipo *Glötzl*, realizada no campo experimental de Jossigny, a 50 km ao leste de Paris, França, a 1,0 m de profundidade sobre solos ditos finos. Os métodos de previsão da capacidade de carga admissível (Terzaghi, 1943; Menard, 1965; e Fond, 1972), se comparados com a tensão de ruptura medida experimentalmente, conduziram a valores pessimistas, sendo a razão entre tensão de ruptura e tensão admissível superior a 1,5. Porém, os métodos de previsão não se mostraram dispersivos se comparados entre si.

Em trabalho já citado anteriormente, VELLOSO et al. (1978) apresentam alguns dados e relatam a utilização de células de pressão modelo BE 10 KD, da Kyowa, com capacidade de 1.000 kPa, para medir as pressões de contato de uma sapata de concreto quadrada com 2,0 m de lado, no solo. Os autores apresentam a mesma localização das células utilizada neste trabalho, ou seja, uma célula em cada canto e uma no centro da sapata. Os dados obtidos para as pressões médias aplicadas de 400 e 600 kPa apresentam acentuado acréscimo de tensões no lado esquerdo da sapata (células EP4 e EP3, localizadas nos cantos superior e inferior, respectivamente), podendo ter sido ocasionado por alguma excentricidade no

carregamento. A curva para 400 kPa de pressão média aplicada indica distribuição de pressões pouco acentuada nas bordas em relação ao centro, podendo ser comparada à verificada para sapatas rígidas sobre solos coesivos. Porém, para a pressão de 600 kPa, nota-se acréscimo nas bordas e considerável decréscimo no centro.

HO e LOPES (1969) utilizaram oito transdutores de pressão com diâmetro de 0,493" ($\cong$ 13 mm), modelo PA 208 TC fabricados pela Statham Instruments, instalados sob uma placa circular metálica rígida de diâmetro igual a 5 7/8" ($\cong$ 0,15 m), assentada sobre areia, com embutimentos variados (de 0 a 12"). Os autores concluem que, para os casos analisados, a repetição do carregamento influi na distribuição de pressão de contato nos primeiros dois ciclos. Após, a variação da distribuição é muito pequena e tende a ficar estabilizada. A razão D_f/B contribui consideravelmente nos valores medidos da distribuição de pressão de contato. Para a superfície ensaiada, as curvas de distribuição de pressão variam de uma forma parabólica para uma forma de sela de cavalo, com o incremento da carga externa, para o primeiro ciclo de carregamento. Para os ciclos subseqüentes, as curvas de distribuição definitivamente têm uma forma de sela de cavalo, independentemente da magnitude da carga aplicada.

MURZENKO (1965), em um dos primeiros trabalhos utilizando-se células de pressão total elétricas para a medição da pressão de contato solo-fundação, relata a execução e análise de prova de carga em uma sapata de concreto (3 x 3 x 2,2 m) instrumentada construída sobre areias, além de descrever o tipo de dinamômetro por ele construído. Os dezessete dinamômetros eram compostos de uma membrana metálica flexível, fixada em anéis de aço, com diâmetro igual a 50,5 mm e, na membrana, eram fixados os "strain-gauges". As conclusões a que o autor chega estão apresentadas a seguir:

- com uma única aplicação da carga-limite igual a 10 kPa, as curvas normais de distribuição de pressão de contato têm uma forma bem marcada de uma sela de cavalo. Para cargas acima de 0,4 a 0,5 da

tensão-limite ou de ruptura, as ordenadas no meio da sapata começam rapidamente a aumentar, enquanto as situadas próximas ao canto são reduzidas;

- múltiplos carregamentos na faixa de 0,07 a 0,7 da tensão limite causam redistribuições de tensão na base, em razão do desenvolvimento de uma zona de deslocamento e do enfraquecimento do solo no canto da sapata. As curvas, em forma de sela de cavalo, tendem a se achatar: as ordenadas próximas às bordas decrescem, enquanto as do meio aumentam;
- para mudanças no ciclo de carregamento dentro de um limite, a maior mudança na forma das curvas ocorreu após o segundo carregamento, o que vai ao encontro do exposto por HO e LOPES (1969); subsequente as tensões tornam-se gradualmente estabilizadas;
- a natural mudança das tensões no plano de contato durante o carregamento são bem suaves para sapatas de tamanhos diferentes, mostrando a possibilidade do uso de modelos teóricos para processar e aplicar medição de pressões normais de contato em casos de 3D.



3. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES - UFV

3.1 Localização

Figura 23 - Localização do campo experimental de fundações/UFV.

O campo experimental de fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa fica situado no interior do campus universitário, próximo aos prédios do Departamento de Parques e Jardins e da Prefeitura do Campus, num "platô" ao lado do prédio do Colégio Universitário - COLUNI, conforme mostrado na Figura 23.

A área, que a princípio era coberta por um morro com aproximadamente 20 m de altura, foi entre os anos de 1988 e 1989, submetida a um considerável movimento de terra, tendo sido executado um corte abrangendo a camada de solo residual maduro e parte da camada de solo residual jovem. Tal corte proporcionou a formação de um platô ao pé do talude, com área aproximada de 2.000 m². A localização do campo experimental assim como o posicionamento dos furos de sondagem e dos poços de inspeção podem ser visualizados na Figura 24, que nada mais é que uma ampliação da área em questão.

Figura 24 - Localização dos furos de sondagem e dos poços de inspeção.

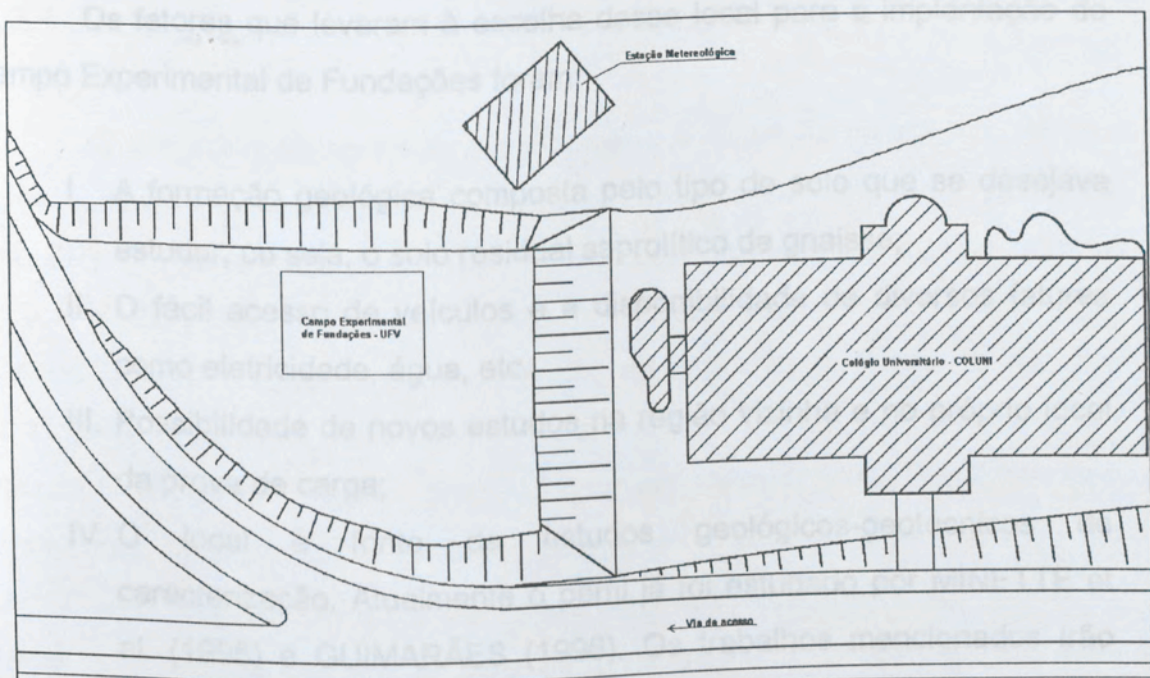


Figura 23 - Localização do campo experimental de fundações/UFV.

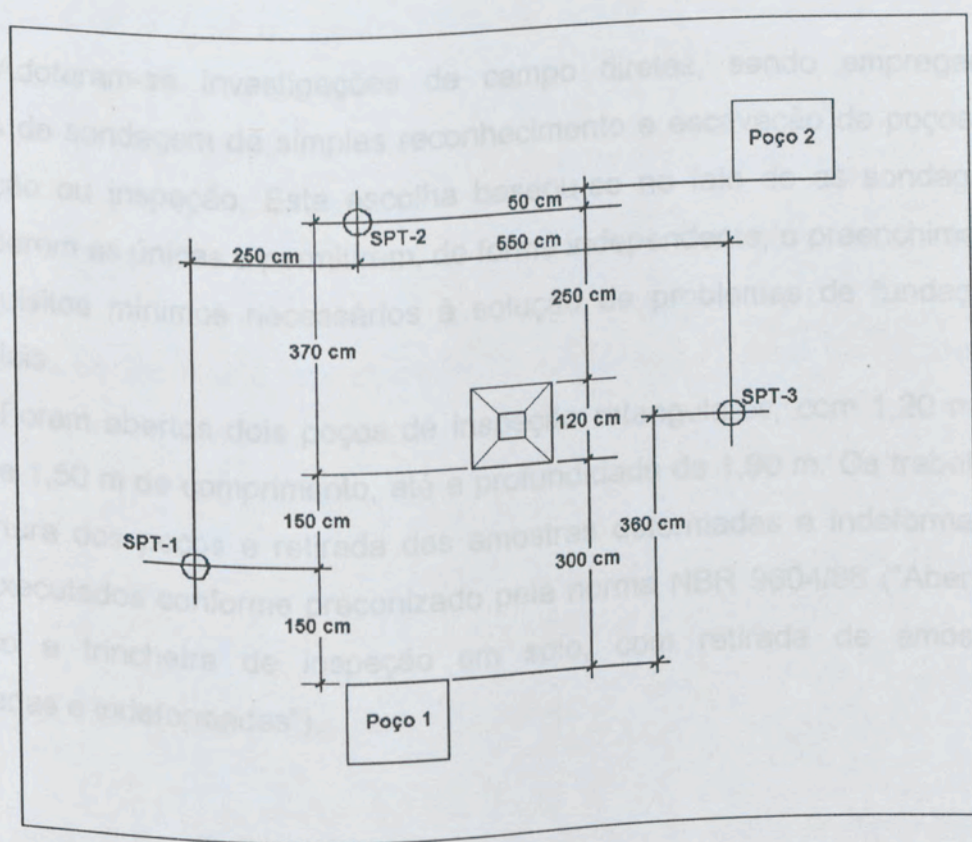


Figura 24 - Localização dos furos de sondagem e dos poços de inspeção.

3.2.1 Os fatores que levaram à escolha desse local para a implantação do Campo Experimental de Fundações foram:

- I. A formação geológica composta pelo tipo de solo que se desejava estudar, ou seja, o solo residual saprolítico de gnaisses;
- II. O fácil acesso de veículos e a disponibilidade de diversos fatores como eletricidade, água, etc.
- III. Possibilidade de novos estudos na região vizinha e no próprio local da prova de carga;
- IV. O local é fonte de estudos geológicos-geotécnicos de caracterização. Atualmente o perfil já foi estudado por MINETTE et al. (1995) e GUIMARÃES (1996). Os trabalhos mencionados irão servir como base de dados para a pesquisa em questão.

3.2 Investigações geotécnicas de campo

Adotaram-se investigações de campo diretas, sendo empregados métodos de sondagem de simples reconhecimento e escavação de poços de exploração ou inspeção. Esta escolha baseou-se no fato de as sondagens diretas serem as únicas a permitirem, de forma independente, o preenchimento dos requisitos mínimos necessários à solução de problemas de fundações superficiais.

Foram abertos dois poços de inspeção retangulares, com 1,20 m de largura e 1,50 m de comprimento, até a profundidade de 1,90 m. Os trabalhos de abertura dos poços e retirada das amostras deformadas e indeformadas foram executados conforme preconizado pela norma NBR 9604/86 ("Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas").

3.2.1 Sondagens de simples reconhecimento tipo SPT

O programa de sondagens executadas no platô foi constituído de três furos verticais de reconhecimento, incluindo ensaios de penetração dinâmica tipo SPT. As sondagens foram executadas conforme prescrições das normas NBR 6484/80 (Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos) e NBR 7250/82 (Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos). Utilizou-se para tanto um equipamento de sondagem simples, operado manualmente, com barrilete amostrador tipo Raymond-Terzaghi com $\phi_i = 1 \frac{3}{8}$ " e $\phi_e = 2$ ", tubo de revestimento interno com $\phi = 2 \frac{1}{2}$ ", peso com massa igual a 65 kg, dotado de haste guia, caindo em queda livre de 0,75 m. A perfuração foi efetuada manualmente, a seco, com auxílio de trado-concha, até ser encontrado o nível d'água. A partir daí foram inseridos tubos de revestimento e efetuada a perfuração por meio de trépano e lavagem. Alterando a norma, para melhor detalhamento do perfil geotécnico, os ensaios de penetração tipo SPT foram realizados a cada 0,50 m, sendo retiradas amostras deformadas utilizadas para ensaios de simples caracterização visual e táctil. A Figura 24 indica, em planta, a locação destas sondagens, enquanto os seus perfis individuais encontram-se apresentados na Tabela 10.

A Figura 25 mostra o perfil geotécnico conseguido através de três sondagens de simples reconhecimento tipo SPT, executadas por técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Viçosa, no topo do talude existente ao lado do "platô", onde se instalou o campo experimental. Maiores detalhes podem ser encontrados em MINETTE et al. (1995).

3.3 Aspectos geológicos-geotécnicos

VARGAS (1977) apresenta uma subdivisão do perfil de alteração, em horizontes, conforme a zona de intensidade de intemperismo, sendo gradativa

a transição entre um horizonte e outro, de forma que a separação entre dois deles pode ser arbitrária:

- Solo residual maduro - superficial ou sob um horizonte "poroso" ou "húmico"; é quando o solo perdeu toda a estrutura original da rocha-matriz e tornou-se relativamente homogêneo;
- Saprólito - quando o solo mantém a estrutura original da rocha-matriz, inclusive veios intrusivos, fissuras, xistosidade e camadas, mas perdeu totalmente sua consistência. À primeira vista pode confundir-se com uma rocha alterada, porém, pela pressão dos dedos, esboroa-se completamente;
- Blocos em material alterado - é o horizonte em que a alteração progrediu, ao longo de fraturas ou zonas de menor resistência, deixando relativamente intactos grandes blocos da rocha original envolvidos por solo de alteração de rocha.

PRESA (1994) cita os solos saprolíticos, tendo uma composição mineralógica complexa, onde, na fração areia, podem ocorrer minerais não-estáveis ao intemperismo tropical, como mica e feldspato. Na fração silte, a constituição também pode ser muito variada, destacando-se entre seus componentes a caulinita, mica, quartzo, magnetita e elmenita, e, na fração argila, minerais expansivos, como ilita e montmorilonita.

FERRAZ (1994) caracteriza a geologia da microrregião de Viçosa como sendo composta pelas rochas do Embasamento Granito-Gnáissico Indiviso, com uma cobertura terciária pouco espessa e aluviões quaternários. O autor cita ainda que Resende, 1982 apresenta a seguinte distinção para o perfil geológico da Zona da Mata mineira (solos desenvolvidos de gnaisses):

- a) horizonte A - coloração escura, constitui a camada fértil e arável do perfil;
- b) horizonte B - camada bastante espessa, de coloração vermelha ou vermelho-amarelada;
- c) horizonte C - na sua parte superior é composta por uma camada rósea e, na parte inferior, acinzentada, que se prolonga até a rocha. Os vestígios da estrutura da rocha-mãe são ainda visíveis nesse horizonte.

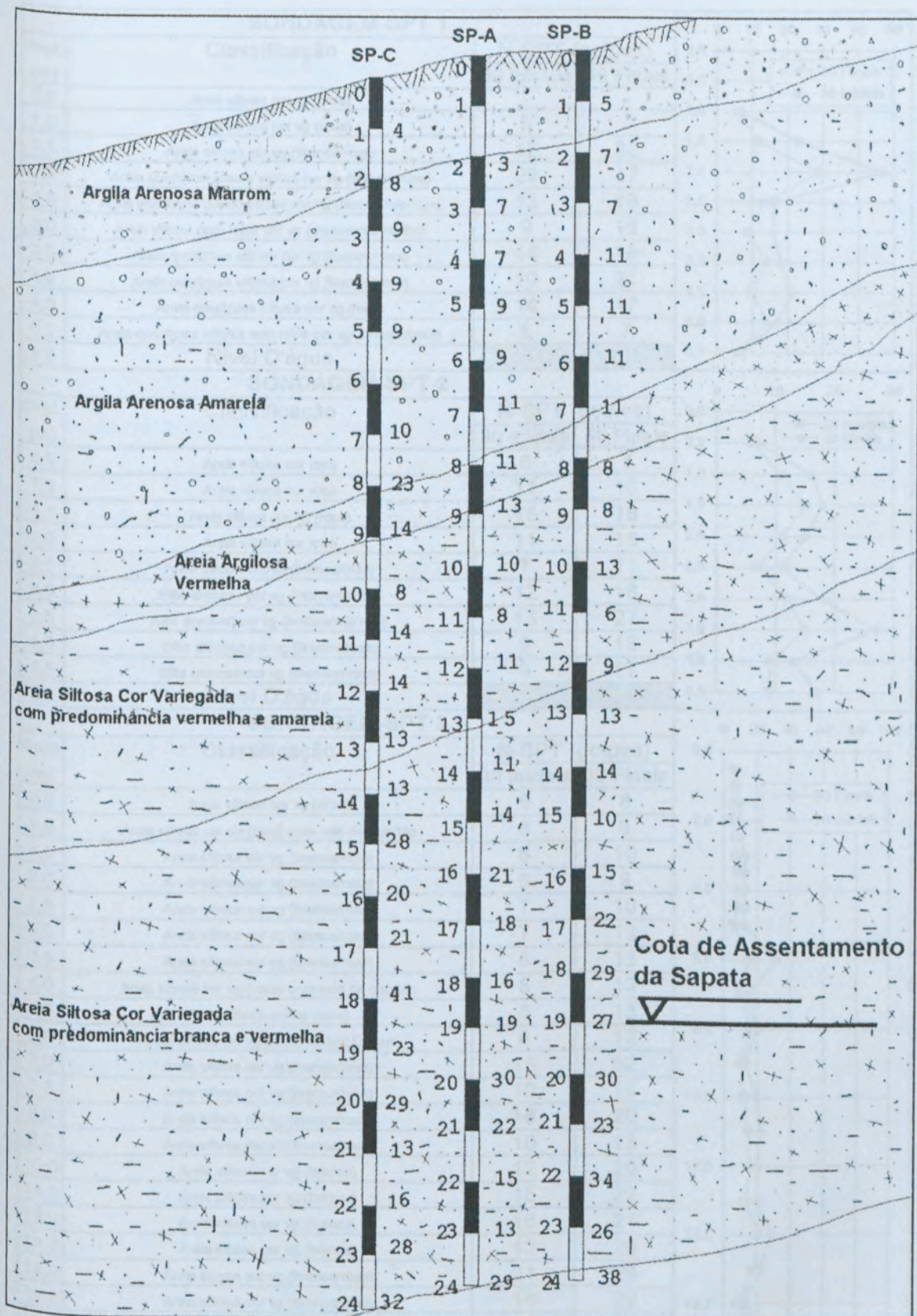
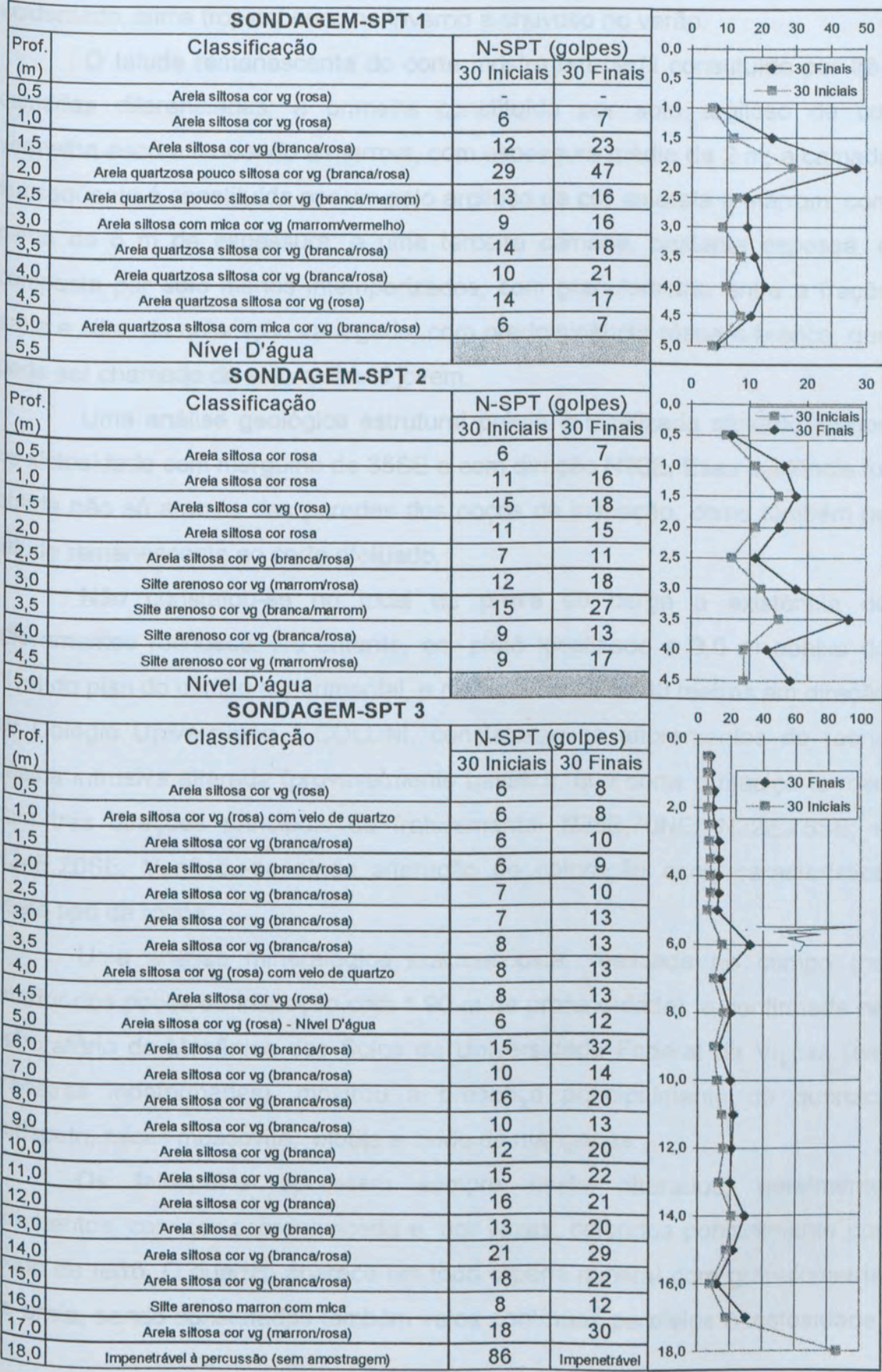


Figura 25 - Perfil geotécnico do talude remanescente, MINETTE et al. (1995).

Tabela 10 - Perfis individuais das sondagens executadas



O material em estudo é um solo residual jovem não-saturado, proveniente de uma rocha gnáissica ocorrente em região de relevo bastante acidentado, clima tropical seco no inverno e chuvoso no verão.

O talude remanescente do corte mostra um perfil constituído por três camadas diferenciadas: a primeira constituída por solo argiloso de cor vermelha-escura tendendo a marrom, com espessura média de 2 m; a camada subsequente é constituída por um solo argiloso de cor amarela a marrom, com cerca de 6 m de espessura; e uma terceira camada, bastante espessa, é composta por solo menos intemperizados, com granulometria entre a fração areia e silte, de coloração variegada, com predominância rósea e branca, que pode ser chamado de solo residual jovem.

Uma análise geológica estrutural prévia e localizada mostrou planos de xistosidade com mergulho de 35SE e com direção N20E. Essa evidência foi obtida não só através das paredes dos poços de inspeção, como também no talude remanescente ao corte efetuado.

Não constatou-se no local da prova de carga a existência de afloramentos rochosos. No entanto, em platô localizado a 3,0 m abaixo do nível do piso do campo experimental, e distante cerca de 40 metros em direção ao Colégio Universitário - COLUNI, constatarem-se afloramentos de rocha básica intrusiva alterada (provavelmente basalto), que corta o maciço terroso com três direções principais de fraturamento: N38E,70NE; N32E,75SE; e N34E,20SE. Verificou-se ainda alteração de coloração ocre, característica deste tipo de rocha.

Uma análise mineralógica macroscópica, realizada no campo (no interior dos poços de inspeção com 1,90 m de profundidade), e confirmada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Viçosa (em amostras indeformadas), mostrou a presença principalmente de quartzo, feldspato, micas muscovita, biotita e óxido de manganês.

Os feldspatos aparecem sempre muito alterados, geralmente farinhentos, com cor esbranquiçada e, por vezes, coloridos pontualmente por óxido de ferro. O quartzo aparece em todo o perfil mineral com granulometria de areia, sendo constatados também veios contínuos paralelos à xistosidade,

pouco alterados de coloração esbranquiçada e fumê. As micas detectadas no perfil localizam-se em pontos alternados, encontradas por vezes bem alteradas na fração silte (biotita bem alterada) e, às vezes, em fração areia, menos alteradas (muscovita). O manganês ocorre sob forma de pontuações em todo o perfil da camada inferior, notando-se a sua transformação em nódulos endurecidos de coloração esverdeada a preta por causa de sua oxidação. A Figura 3.4 mostra de forma detalhada uma amostra representativa do perfil geotécnico do campo experimental de fundações - UFV, conseguida através de ensaio tipo SPT.

Um estudo químico e mineralógico detalhado do perfil pode ser encontrado em GUIMARÃES (1996).

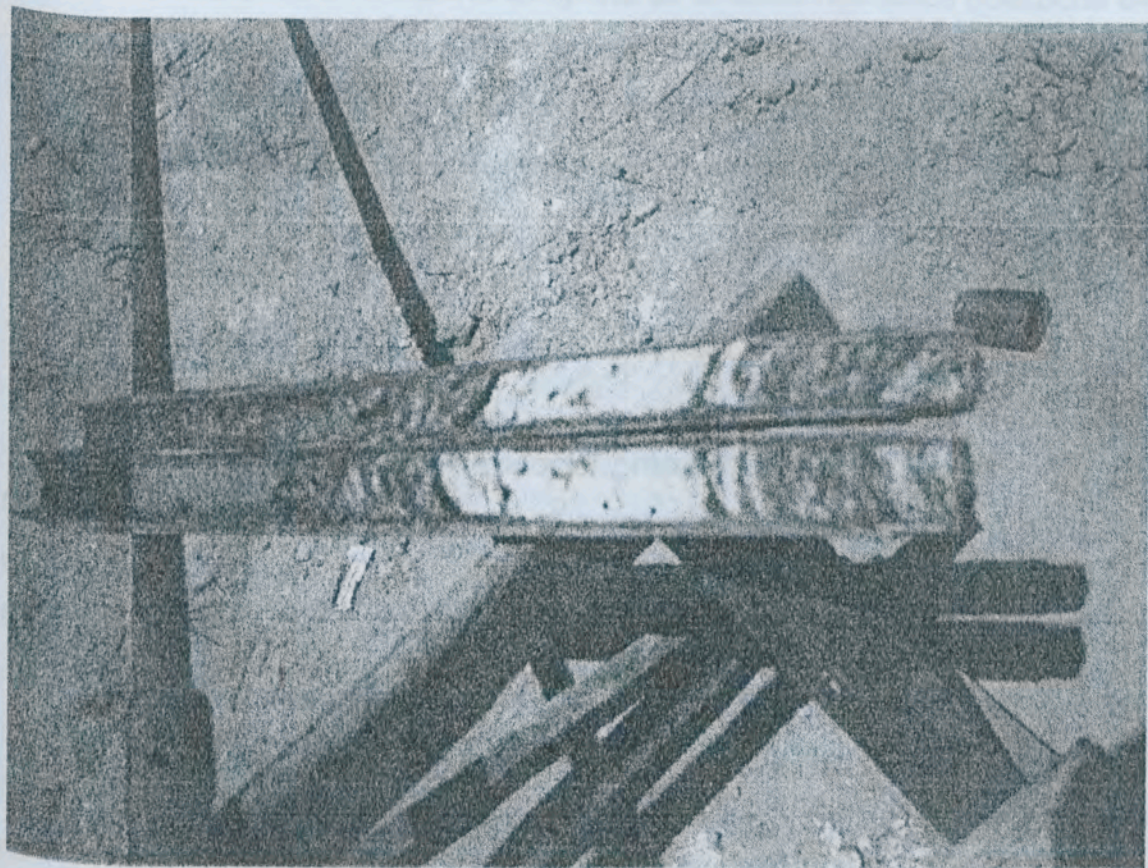


Figura 26 - Amostra de solo conseguida no ensaio SPT.

Os resultados numéricos obtidos estão apresentados na Tabela 11 e as curvas granulométricas encontradas para o solo dos dois poços estão mostradas nas Figuras 27 e 28.

Tabela 11 - Resultado dos ensaios de caracterização e índices físicos

Poço	Granulometria		Limites				Índices Físicos		
	Argila (%)	Silt (%)	Lu (%)	LE (%)	NP (%)	NP (%)	U (%)	W (%)	LI (%)
1	11,23	31,7	57,07	48,95	15,4	33,53	10,0	30,32	25,35
2	7,38	30,31	62,31	33,8	NP	NP	19,2	18,54	25,12

4. O SOLO ESTUDADO

A análise feita vale-se de um expediente indireto, onde são determinados os dados a serem aplicados diretamente no comportamento do solo no campo onde executou-se o ensaio de prova de carga.

Foi realizada uma bateria completa de ensaios nos solos coletados em amostras deformadas e em blocos de amostras indeformadas, ambos coletados no interior de dois poços de inspeção, poços 1 e 2, escavados manualmente, e seguindo as prescrições das normas brasileiras.

4.1 Ensaios de caracterização do solo

O solo amostrado no campo foi preparado segundo a NBR 6457/86 (Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Para a caracterização completa do solo analisado, foram feitos os ensaios de determinação do teor de umidade, determinação da massa específica dos sólidos, conforme a NBR 6508/84, determinação dos limites de Atterberger de acordo com as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/94, determinação da expansibilidade por meio do ensaio padronizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa/Portugal denominado LNEC, e análise granulométrica conjunta segundo NBR 7181/84.

Os resultados numéricos obtidos estão apresentados na Tabela 11 e as curvas granulométricas encontradas para o solo dos dois poços estão mostradas nas Figuras 27 e 28.

Tabela 11 - Resultado dos ensaios de caracterização e índices físicos

Poço	Granulometria			Limites			Índices Físicos			
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL	LP	IP	γ_{nat} (kN/m ³)	w (%)	γ_s (kN/m ³)	Ex (%)
1	11,23	31,7	57,07	48,95	15,4	33,55	16,0	36,02	23,93	16,67
2	7,38	30,31	62,31	33,8	NP	NP	16,2	18,96	26,52	11,85

A granulometria encontrada nos quatro ensaios realizados mostra que se trata de um solo com predominância arenosa. A classificação obtida, segundo as porcentagens de material retido nas peneiras durante o ensaio de granulometria conjunta, é *areia silto-argilosa*. Segundo a classificação proposta pela “Federal Aviation Agency” (FAA), para construção de aerovias, obtém-se para ambos os solos a classificação de “sandy loam” ou *areia barrenta*. O formato das curvas granulométricas mostra um solo com boa graduação. Nota-se também a proximidade das curvas granulométricas dos solos coletados nos dois poços, indicando, assim, boa homogeneidade na região amostrada.

Quanto aos limites de Atterberger, o solo do poço 1 mostrou ter baixo limite de plasticidade (LP = 15,40), limite de liquidez (LL = 48,95) e índice de plasticidade (IP = 33,55) que, quando levados ao sistema de classificação do “Highway Research Board” (HRB.), caracterizam um solo do grupo/subgrupo A-2-6 de *pedregulhos e areias siltosas ou argilosas*. Para o solo do poço 2, submetido ao mesmo sistema de classificação, para LL = 33,80 e LP = não-plástico, portanto IP = NP, obtém-se um solo pertencente ao grupo A-3 com a classificação de *areia fina*. As classificações encontradas pelo método do HRB não se mostraram eficientes, o que vem reforçar as críticas de COZZOLINO e

NOGAMI (1993) com relação à utilização deste método para classificação de solos tropicais. (Ex) medida pelo ensaio LNEC simulando solos em

Utilizando-se da classificação proposta por Casagrande em 1948, denominada "Unified Soil Classification System" (ASTM D2487-83), para o solo do poço 1, obteve-se um solo do grupo CL, com classificação "*sandy lean clay*", ou seja, *areia argilosa pobre*. Não foi possível a classificação do solo do poço 2 pelo fato de o mesmo possuir um $IP = NP$. A classificação mostrou-se adequada se considerado o comportamento do solo. Porém, com base nos resultados obtidos no ensaio de granulometria conjunta, o mesmo não acontece.

A grande diferença nos valores de IP pode ser atribuída ao fato de que no ensaio de limites apenas a porção de solo que passa na peneira N° 40 é utilizada. Portanto, a fração fina do solo do poço 1 possui quantidade de argila maior e mais ativa que o solo do poço 2, onde a fração fina é basicamente constituída de caulim muito alterado e quartzo.

PINTO et al. (1993), analisando diversos solos residuais da região de São Paulo, encontraram para solos provenientes de gnaisses valores de LL e IP variando de 48 a NP e 22 a NP, respectivamente. Os autores atribuem esta dispersão à fração siltosa que, seja pela presença de minerais argila do tipo caulinita de diâmetro superior a 2μ , seja pela mica, induz a este particular comportamento. Concluíram ainda que os limites de Atterberg não se mostram muito apropriados para a classificação de solos residuais.

O teor de umidade, conseguido nos ensaios de granulometria conjunta e massa específica dos sólidos, foi determinado com o solo seco ao ar livre, obtendo-se assim teor de umidade denominado ω_a . Os valores conseguidos são apresentados a seguir: poço 1 ($\omega_a = 3,24\%$ e $\omega_a = 3,10\%$); e poço 2 ($\omega_a = 2,57\%$ e $\omega_a = 2,41\%$); e os apresentados na Tabela 11 são os correspondentes ao teor de umidade natural, ω , do solo. Nos ensaios de compressão triaxial axissimétrica, obtiveram-se valores de teor de umidade variando de 37,31 a 24,02% para o solo do poço 1, e de 20,89 a 12,73% para o solo do poço 2.

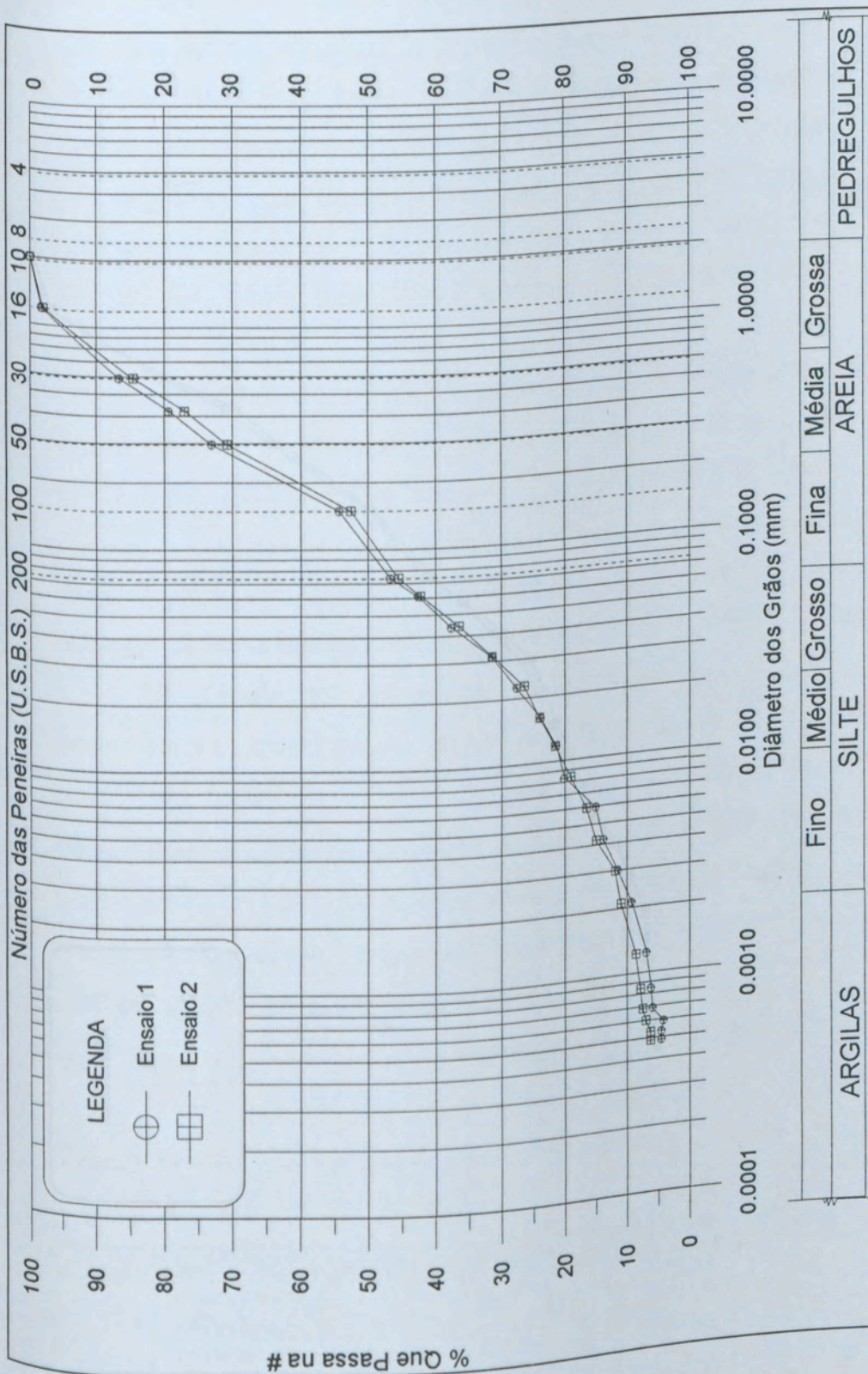


Figura 27 - Curvas granulométricas do solo recolhido no poço 1.

4.2 Ensaios oedométricos

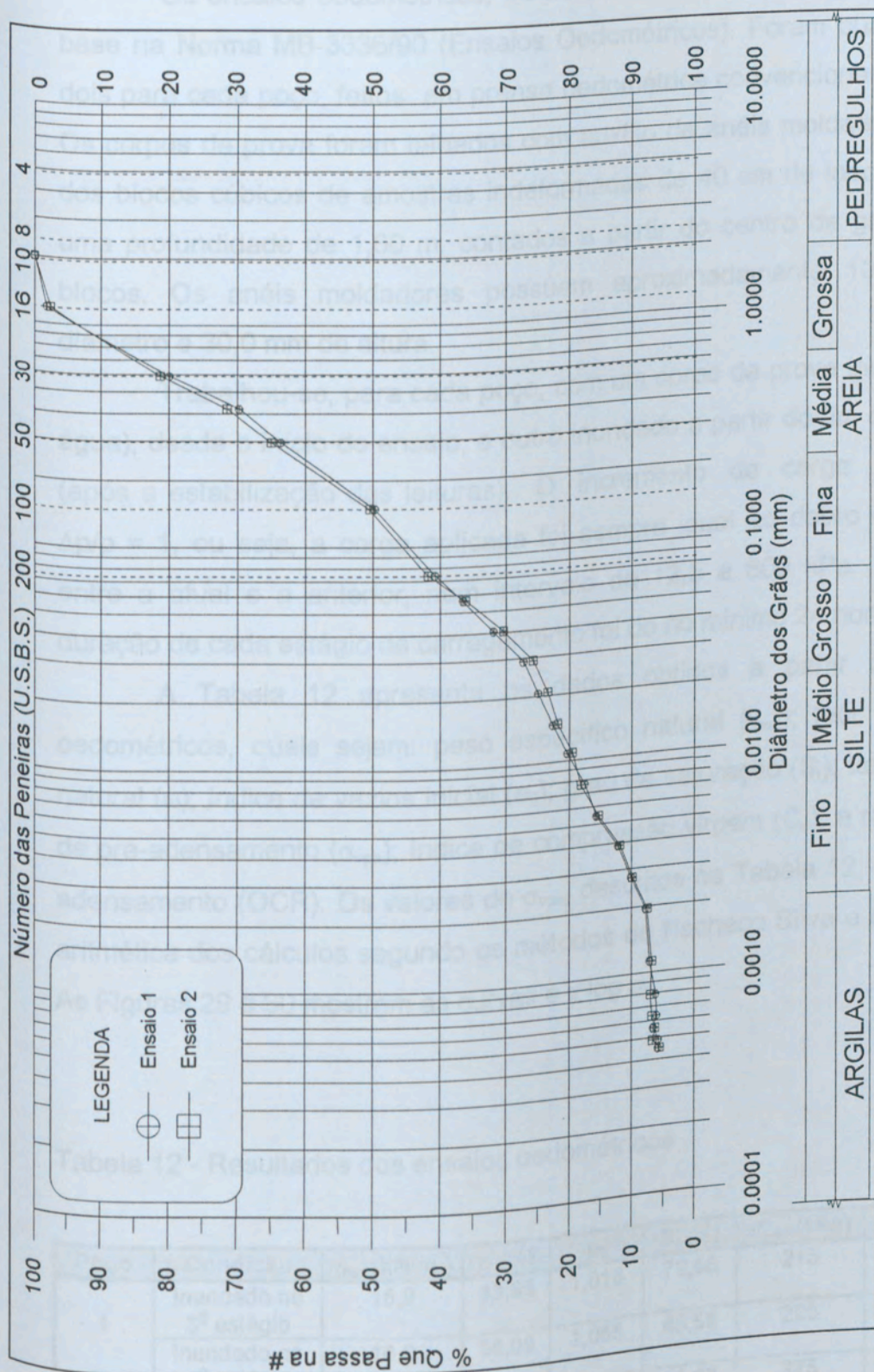


Figura 28 - Curvas granulométricas do solo recolhido no poço 2.

4.2 Ensaios oedométricos

Os ensaios oedométricos, ou de adensamento, foram realizados com base na Norma MB-3336/90 (Ensaios Oedométricos). Foram quatro ensaios, dois para cada poço, feitos em prensa oedométrica convencional tipo Bishop. Os corpos de prova foram talhados com auxílio de anéis moldadores, a partir dos blocos cúbicos de amostras indeformadas de 40 cm de lado, retirados a uma profundidade de 1,60 m, contados a partir do centro de gravidade dos blocos. Os anéis moldadores possuem aproximadamente 100,0 mm de diâmetro e 30,0 mm de altura.

Trabalhou-se, para cada poço, com um corpo de prova inundado (com água), desde o início do ensaio, e outro inundado a partir do fim do 3º estágio (após a estabilização das leituras). O incremento de carga utilizado foi $\Delta p/p = 1$, ou seja, a carga aplicada foi sempre igual ao dobro da diferença entre a atual e a anterior, num intervalo de 12,5 a 800 kPa. O tempo de duração de cada estágio de carregamento foi de no mínimo 24 horas.

A Tabela 12 apresenta os dados obtidos a partir dos ensaios oedométricos, quais sejam: peso específico natural (γ_{nat}); teor de umidade natural (ω); índice de vazios inicial (e_0); grau de saturação (S_r); tensão vertical de pré-adensamento (σ_{vpa}); índice de compressão virgem (C_c); e razão de pré-adensamento (OCR). Os valores de σ_{vpa} , descritos na Tabela 12, são a média aritmética dos cálculos segundo os métodos de Pacheco Silva e Casagrande. As Figuras 29 e 30 mostram as curvas e x $\log \sigma_v$.

Tabela 12 - Resultados dos ensaios oedométricos

Poço	Condição	γ_{nat} (kN/m ³)	ω (%)	e_0	S_r (%)	σ_{vpa} (kPa)	C_c	OCR
1	Inundado no 3º estágio	15,9	33,95	1,016	79,96	215	0,44	8,45
	Inundado no 1º estágio	16,0	38,09	1,065	85,59	225	0,41	8,79
	Inundado no 1º estágio	16,2	17,70	0,94	55,38	275	0,27	10,61
2	Inundado no 3º estágio	16,2	17,70	0,94	45,57	270	0,31	10,42
	Inundado no 1º estágio	16,2	17,70	0,94	45,57	270	0,31	10,42

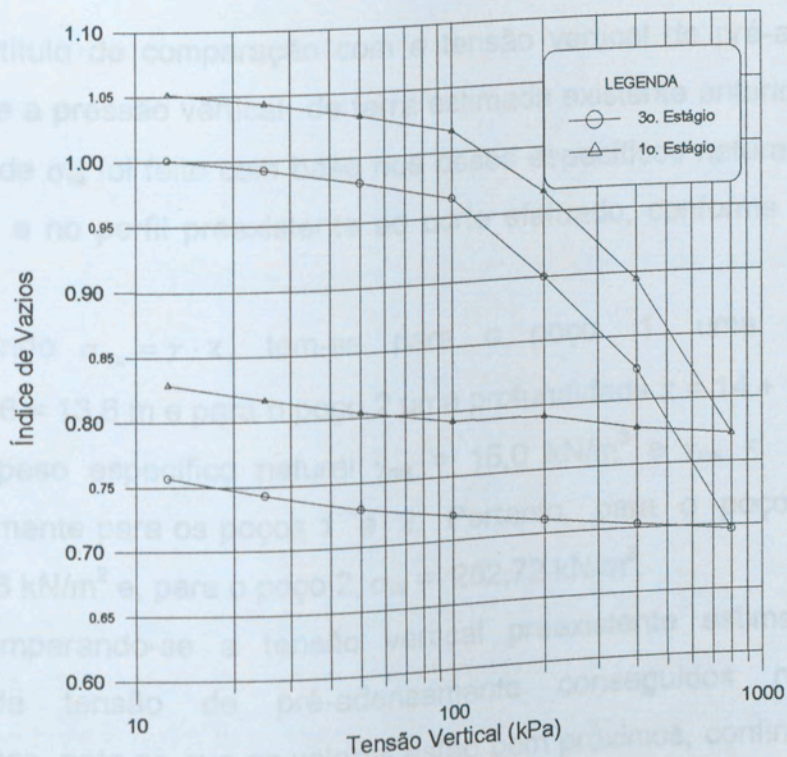


Figura 29 - Curvas e x $\log \sigma_v$ obtidas para o solo do poço 1.

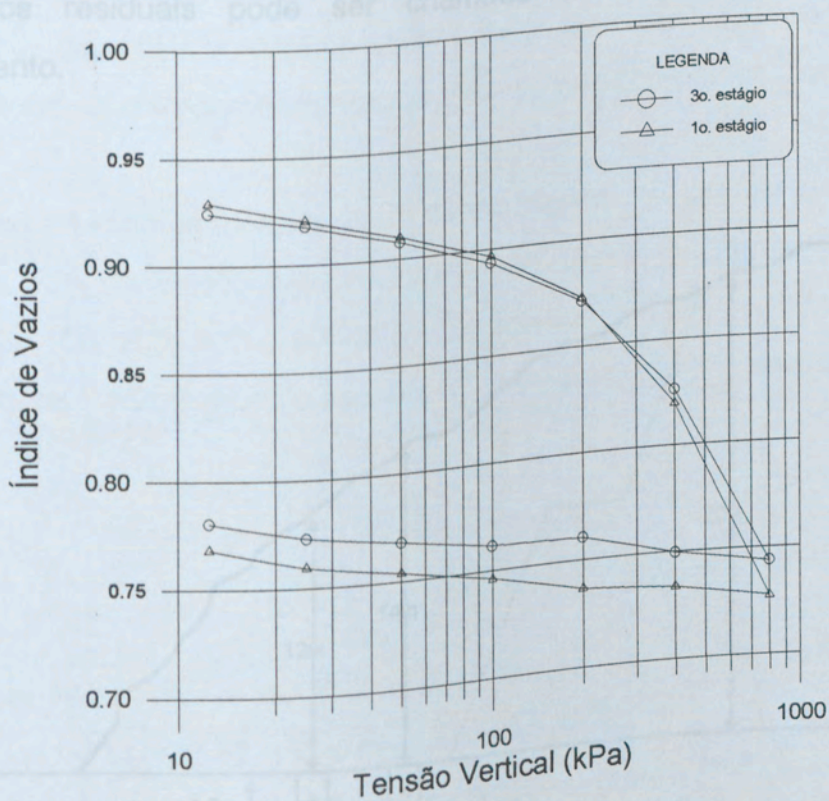


Figura 30 - Curvas e x $\log \sigma_v$ obtidas para o solo do poço 2.

A título de comparação com a tensão vertical de pré-adensamento, calculou-se a pressão vertical de terra estimada existente anteriormente (σ_{va}). O cálculo de σ_{va} foi feito com base nos pesos específicos naturais obtidos na Tabela 11 e no perfil preexistente ao corte efetuado, conforme mostrado na Figura 31.

Sendo $\sigma_{va} = \gamma \cdot z$, tem-se para o poço 1 uma profundidade $z = 12 + 1,6 = 13,6$ m e para o poço 2 uma profundidade $z = 14 + 1,6 = 15,6$ m. Para um peso específico natural $\gamma_{nat} = 16,0$ kN/m³ e $\gamma_{nat} = 16,2$ kN/m³, respectivamente para os poços 1 e 2. Portanto, para o poço 1 obtém-se $\sigma_{va} = 217,6$ kN/m² e, para o poço 2, $\sigma_{va} = 252,72$ kN/m².

Comparando-se a tensão vertical preexistente estimada com os valores de tensão de pré-adensamento conseguidos nos ensaios oedométricos, nota-se que os valores estão bem próximos, confirmando assim a relação do histórico de tensões, em virtude da tensão máxima suportada pelo solo, o que, segundo PINTO et al. (1993), não é adequado para solos residuais. Segundo esses autores, a tensão encontrada no ensaio oedométrico para solos residuais pode ser chamada de pseudo-tensão de pré-adensamento.

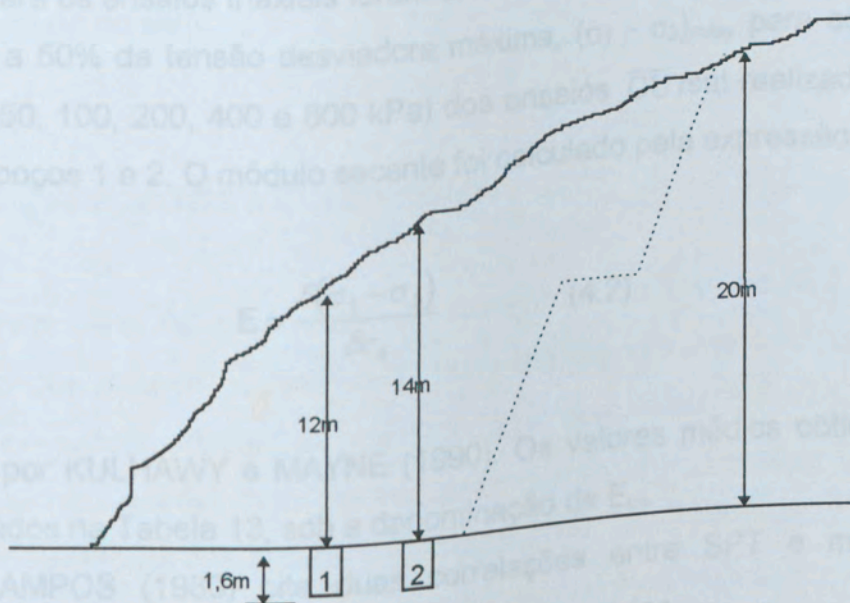


Figura 31 - Esquema do perfil do talude do campo experimental

A inundação dos corpos de prova, após o 3º estágio, não demonstrou influência significativa nas leituras durante o ensaio de adensamento. Desta forma, é possível afirmar que a inundação não conduz à ruptura da estrutura do solo.

PINTO et al. (1993) sugerem a determinação do módulo oedométrico pela expressão:

$$E_{\text{oed}} = \frac{-\Delta\sigma_v \cdot (1 + e_0)}{\Delta e} \quad (4.1)$$

que corresponde ao módulo oedométrico secante entre dois pontos consecutivos da curva do ensaio oedométrico em escala linear, que é aproximadamente o módulo tangente para a tensão intermediária do estágio. O módulo oedométrico foi determinado para intervalos de tensão, 100-200, 200-400 e 400-800 kPa, e seus valores médios estão listados na Tabela 13.

O módulo tangente inicial, obtido para os ensaios triaxiais, não foi considerado, pois, segundo diversos autores, o primeiro trecho das curvas ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs ϵ_a , dos ensaios triaxiais estão sujeitos a interferências de ajustes do conjunto equipamento/corpo de prova nas primeiras leituras dos referidos ensaios.

Para os ensaios triaxiais foram determinados os módulos secante não-drenado, a 50% da tensão desviadora máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$, para as diversas tensões (50, 100, 200, 400 e 800 kPa) dos ensaios $\overline{CU}/\text{sat}$ realizados para o solo dos poços 1 e 2. O módulo secante foi calculado pela expressão:

$$E = \frac{\delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\delta \epsilon_a} \quad (4.2)$$

proposta por KULHAWY e MAYNE (1990). Os valores médios obtidos estão apresentados na Tabela 13, sob a denominação de E_{us} .

CAMPOS (1980) cita duas correlações entre SPT e módulo de elasticidade, sendo a primeira para solos pré-adensados,

$$E_{oc} = 624 + 15,6N_{oc} \text{ (em kgf/cm}^2\text{)} \quad (4.3)$$

e a segunda para solos normalmente adensados

$$E_{nc} = 194 + 9,5N_{nc} \text{ (em kgf/cm}^2\text{)} \quad (4.4)$$

sendo N_{oc} e N_{nc} o valor de N-SPT na profundidade considerada.

Tabela 13 - Módulos de elasticidade médios segundo diversos métodos

Ensaio Oedométrico (E_{oed})*		Ensaio Triaxial (E_{us})*		Campo (E_{sc})*	
				SPT	
$\Delta\sigma = 100$	5969,05	$\sigma_3 = 50$	1767,71	E_{oc}	E_{nc}
$\Delta\sigma = 200$	6771,72	$\sigma_3 = 100$	2467,82	88920,0	35550,0
$\Delta\sigma = 400$	7723,54	$\sigma_3 = 200$	3243,17		
* Valores em kPa		$\sigma_3 = 400$	7574,98		
		$\sigma_3 = 800$	9684,97		

Os valores obtidos pelas equações 4.3 e 4.4, para um valor de $N\text{-SPT}_{\text{médio}} = 17$, não se mostraram adequados para a determinação do módulo de elasticidade do solo.

4.3 Ensaios triaxiais axissimétricos

Para obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, utilizou-se dos ensaios $\overline{CU}$ /saturado (consolidado não-drenado com medida de poro-pressão), $\overline{UU}$ /natural (consolidado drenado), $\overline{UU}$ /natural (consolidado não-drenado com medida de poro-pressão). O ensaio $\overline{UU}$ /natural pode ser justificado pelo fato da amostra ter sido retirada à pequena profundidade e, por isso, a perda de tensão confinante é pequena.

Os ensaios triaxiais de compressão axissimétrica foram realizados em corpos de provas talhados a partir dos blocos de amostras indeformadas, já citados anteriormente, com alturas variando de 85 a 88 mm e diâmetros entre 35 e 38 mm.

Os ensaios foram realizados com base nos métodos descritos por HEAD (1986). A saturação dos corpos de prova, quando necessária, foi feita por contrapressão, aplicando um incremento de tensão externa ao corpo de prova maior que o incremento da tensão interna em 5 kPa. Após um tempo de saturação que variou de três dias a uma semana e meia, fazia-se a leitura do parâmetro B de poro-pressão. O corpo de prova era considerado saturado com um $B \geq 98\%$. Os incrementos de tensão eram feitos de 50 em 50 kPa até a completa saturação do corpo de prova. Para os ensaios consolidados não-drenados, utilizou-se papel-filtro, envolvendo o corpo de prova para facilitar a saturação do mesmo.

Os corpos de prova foram submetidos a tensões confinantes de 50, 100, 200, 400 e 800 kPa. Estas pressões foram adotadas com base na análise dos dados fornecidos pelos ensaios oedométricos e das pressões a serem aplicadas no ensaio de prova de carga.

Para a leitura da poro-pressão utilizou-se de um sistema composto por uma célula de pressão conectada à saída de água, localizada internamente na base da câmara triaxial, dotada de uma pedra-porosa, com alta entrada de pressão de ar, conectada a um micromultímetro digital que, por sua vez, recebia energia de uma fonte de alimentação.

Quando se fazia necessária a leitura da variação de volume, utilizavam-se buretas graduadas, conectadas na saída interna da base da câmara triaxial e na entrada externa da mesma (σ_3). As buretas mediam o volume de água que saía ou entrava no corpo de prova e, assim, obtinha-se a variação de volume do corpo de prova ensaiado.

A fase de adensamento dos ensaios consolidados teve duração mínima de 60 minutos e máxima de 240 minutos.

Para os ensaios consolidados não-drenados, utilizou-se para a ruptura do corpo de prova uma velocidade de deformação de 0,15 mm/minuto

(0,17%/minuto), enquanto os ensaios consolidados drenados e não-consolidados não-drenados foram submetidos a velocidades de deformação igual a 0,0456 mm/minuto (0,0556%/minuto).

As câmaras triaxiais foram calibradas para tornarem conhecidos os seus efeitos de deformação e os do sistema de tubos/conexões e com isto aplicá-los ao cálculo do ensaio. A curva de calibração da expansão da câmara triaxial e do sistema tubos/conexões com a tensão hidrostática aplicada está apresentada na Figuras 32.

As Figuras 33 a 39 apresentam as curvas de tensão desviadora vs. deformação axial, poro-pressão x deformação axial e variação volumétrica vs. deformação axial, resultantes dos ensaios triaxiais realizados no solo coletado no poço 1. As curvas referentes aos ensaios do solo amostrado no poço 2 estão apresentadas nas Figuras 40 a 44.

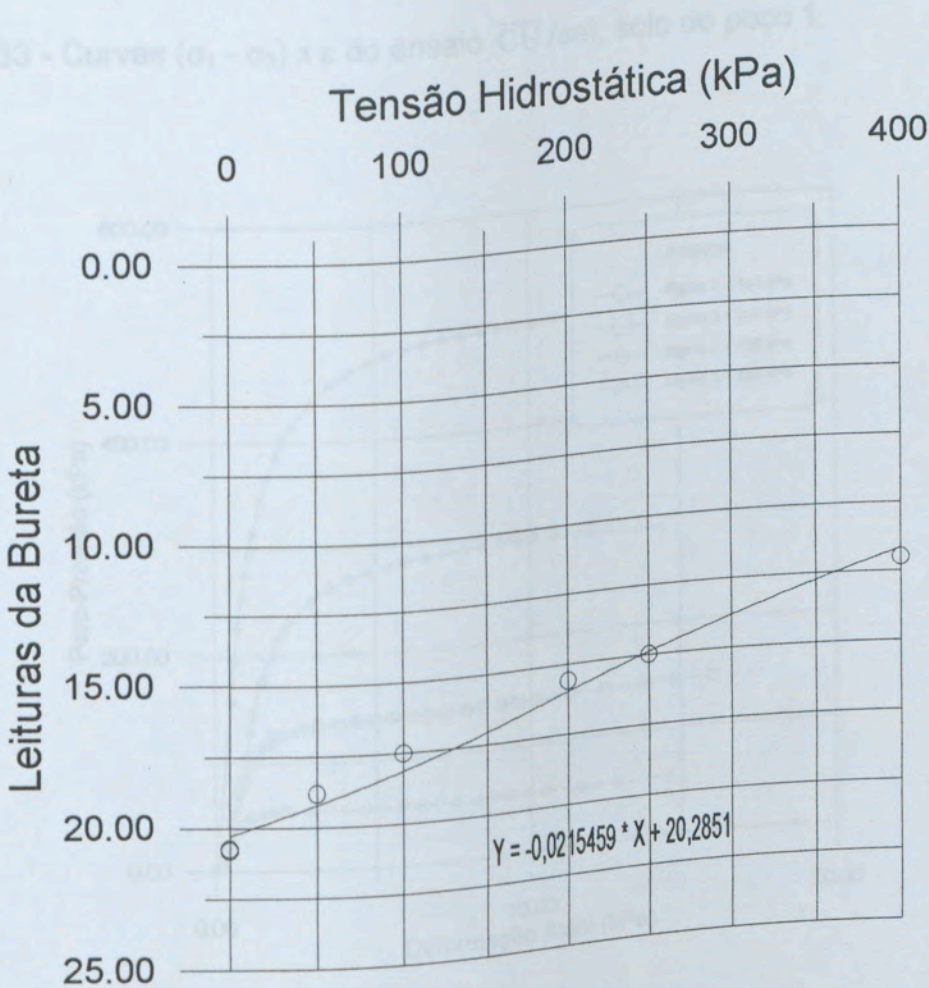


Figura 32 - Curva de calibração do conjunto câmara-tubos-conexões.

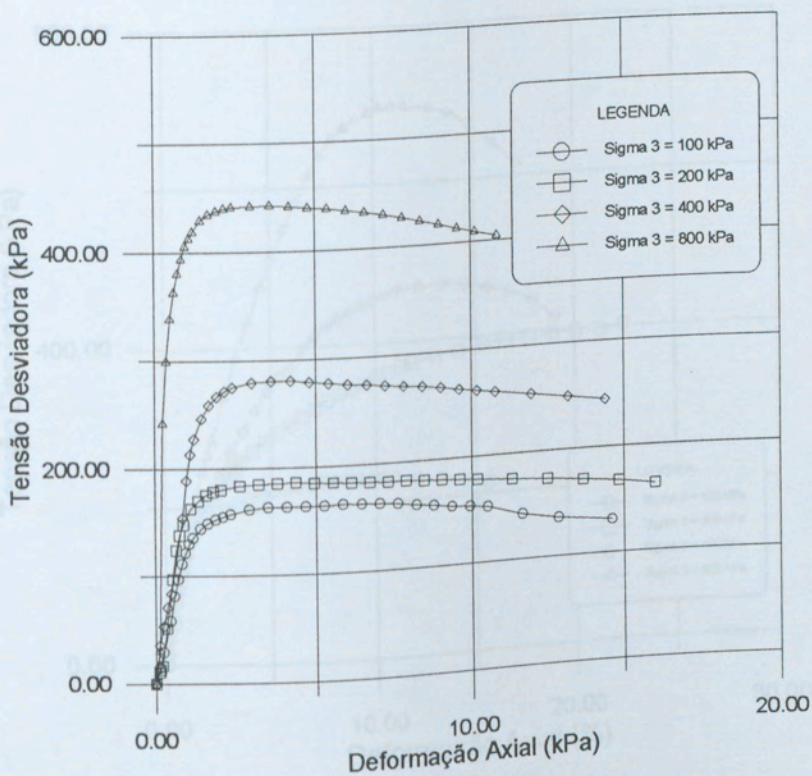


Figura 33 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 1.

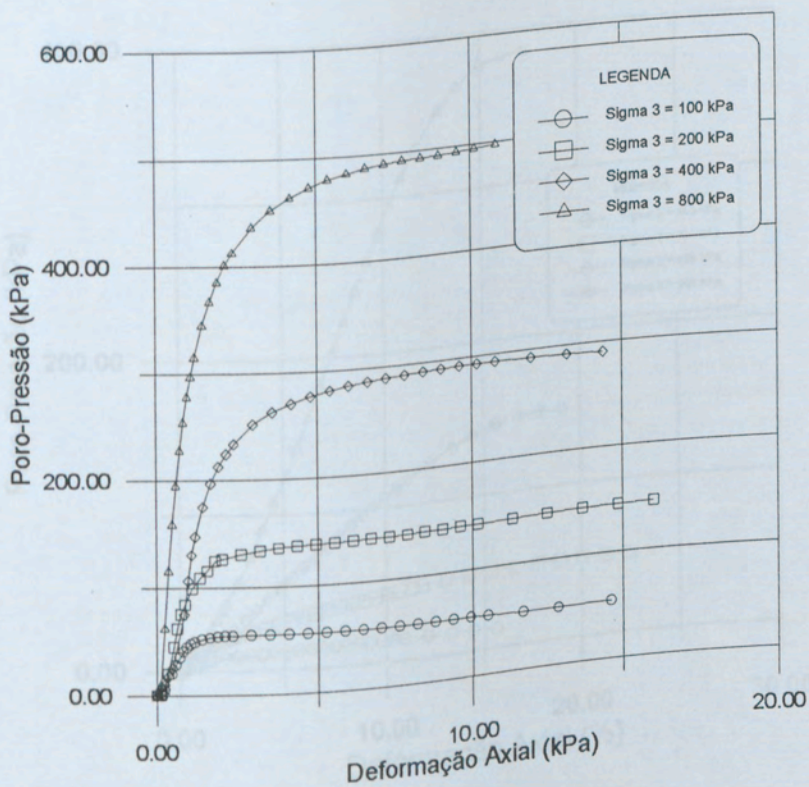


Figura 34 - Curvas $u \times \epsilon$ ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 1.

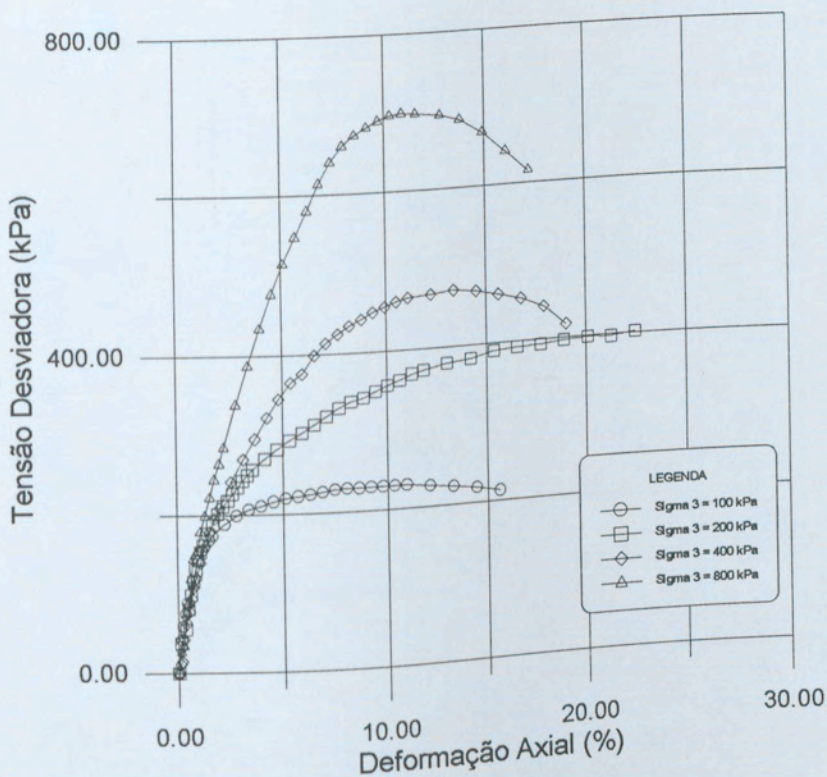


Figura 35 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.

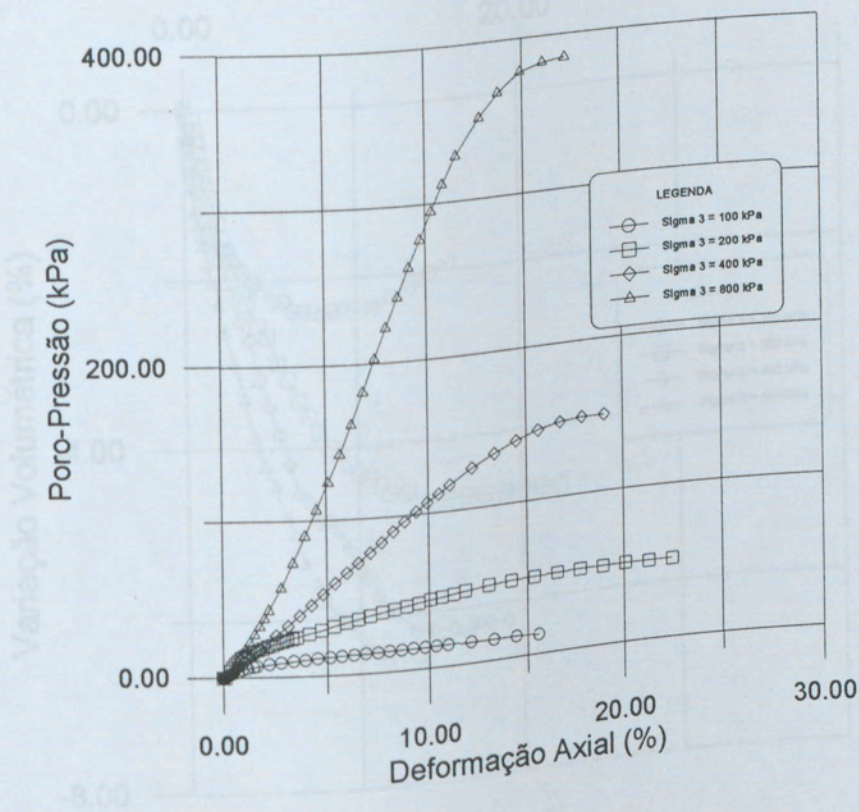


Figura 36 - Curvas $u \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.

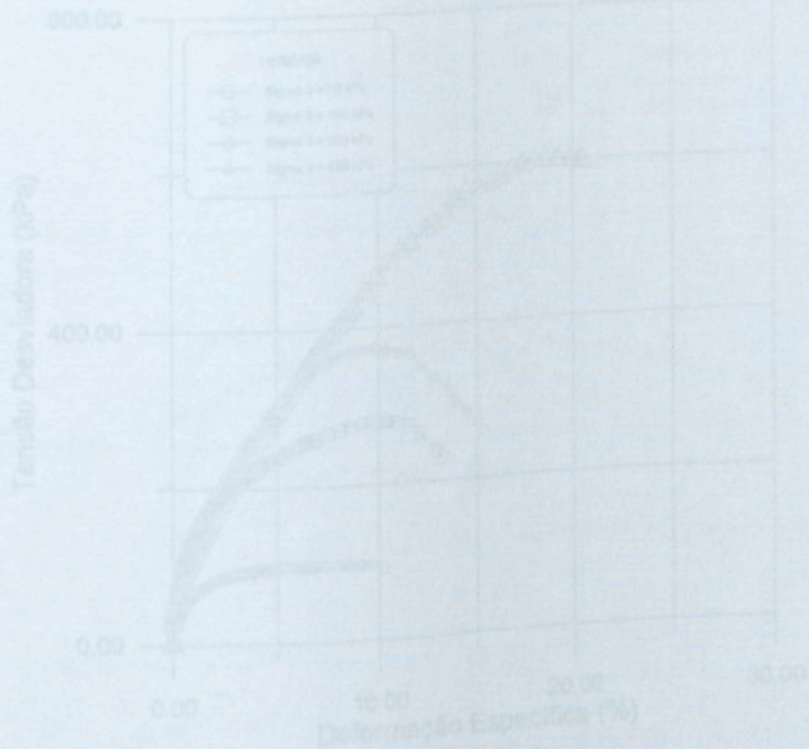


Figura 36 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ do ensaio CU_{nat} , solo do poço 1.

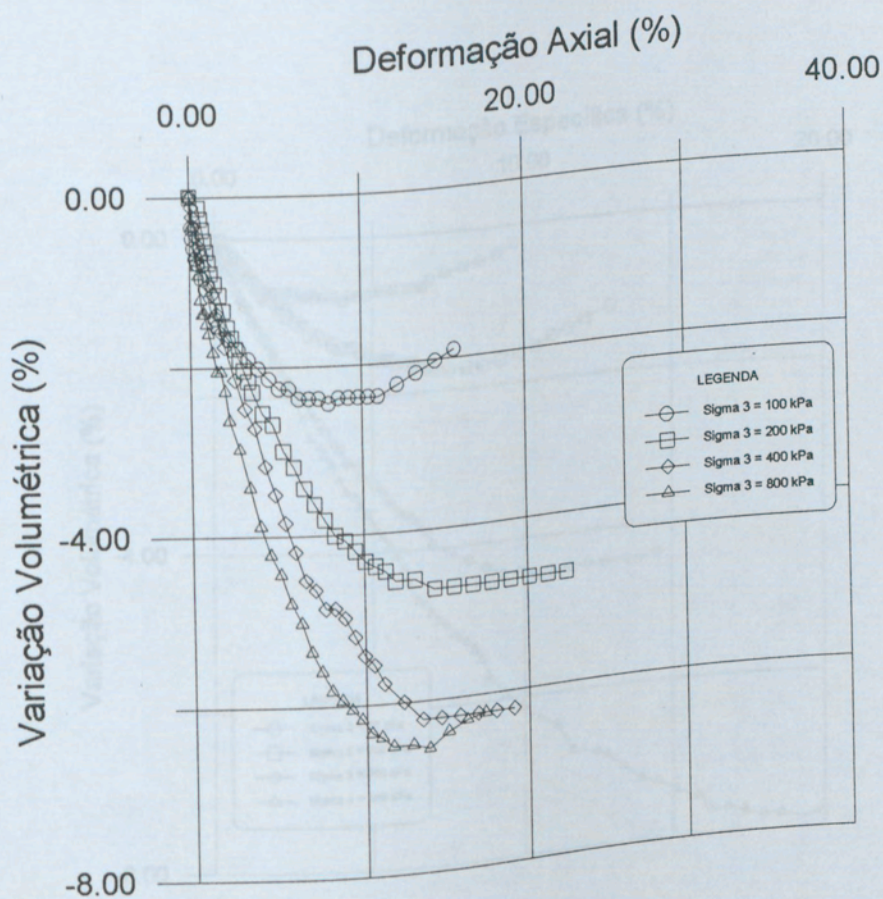


Figura 37 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 1.

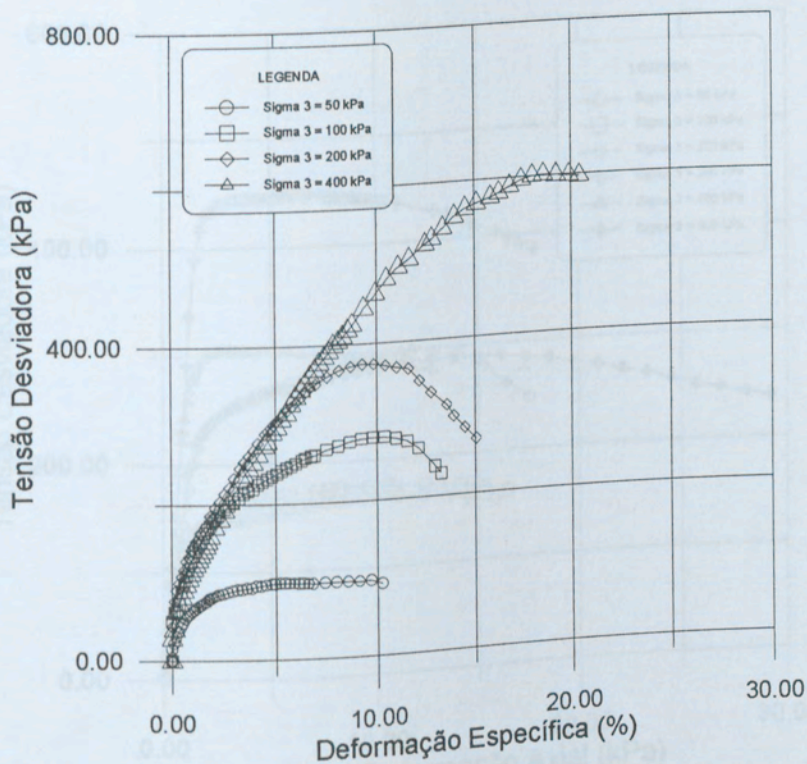


Figura 38 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ do ensaio CD/nat, solo do poço 1.

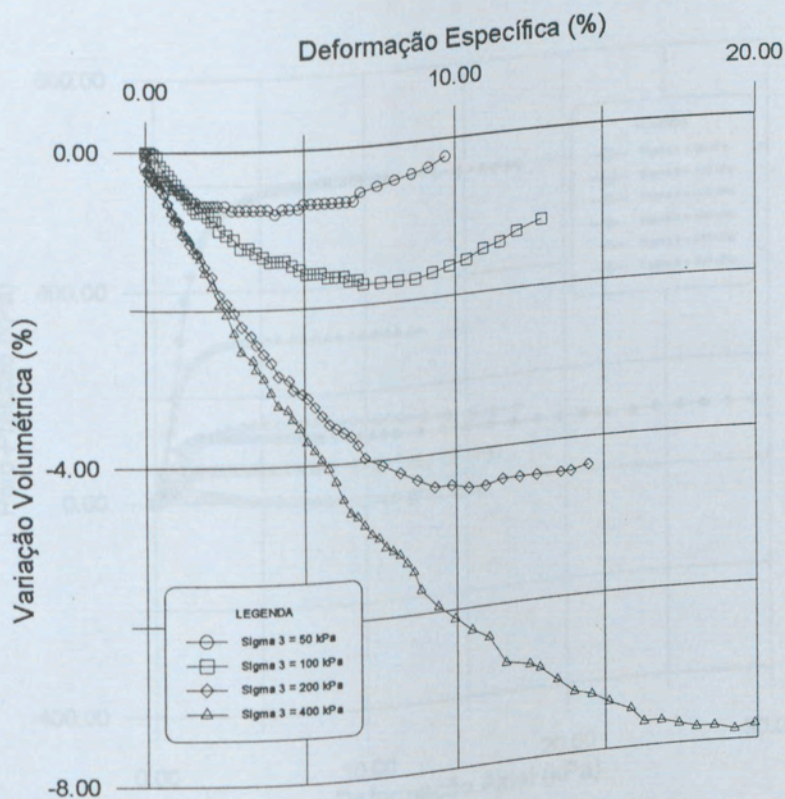


Figura 39 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \varepsilon$ do ensaio CD/nat, solo do poço 1.

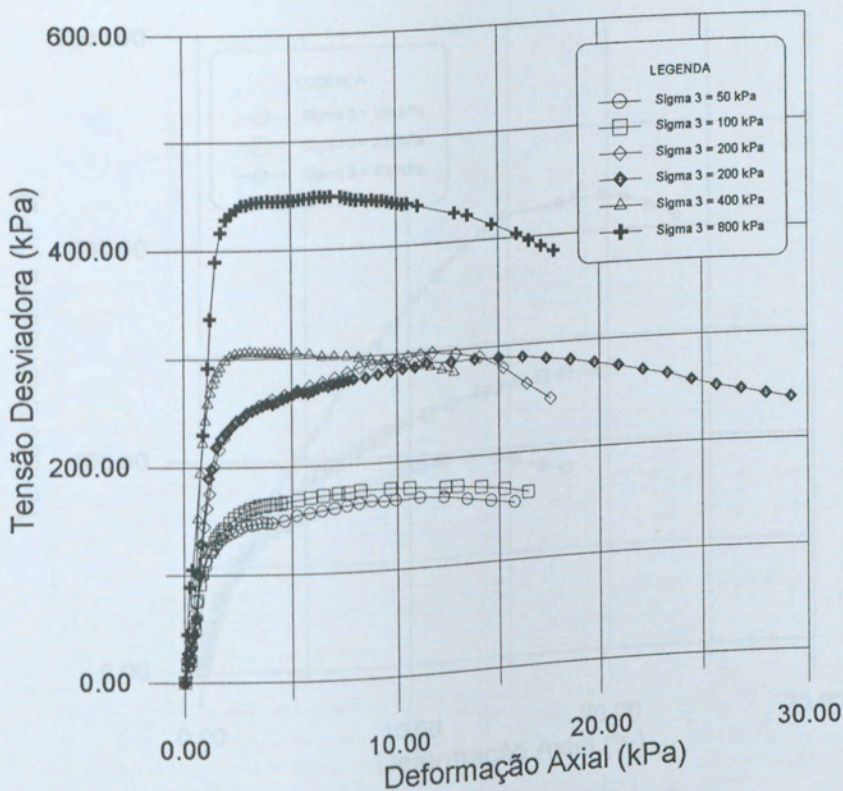


Figura 40 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ do ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 2.

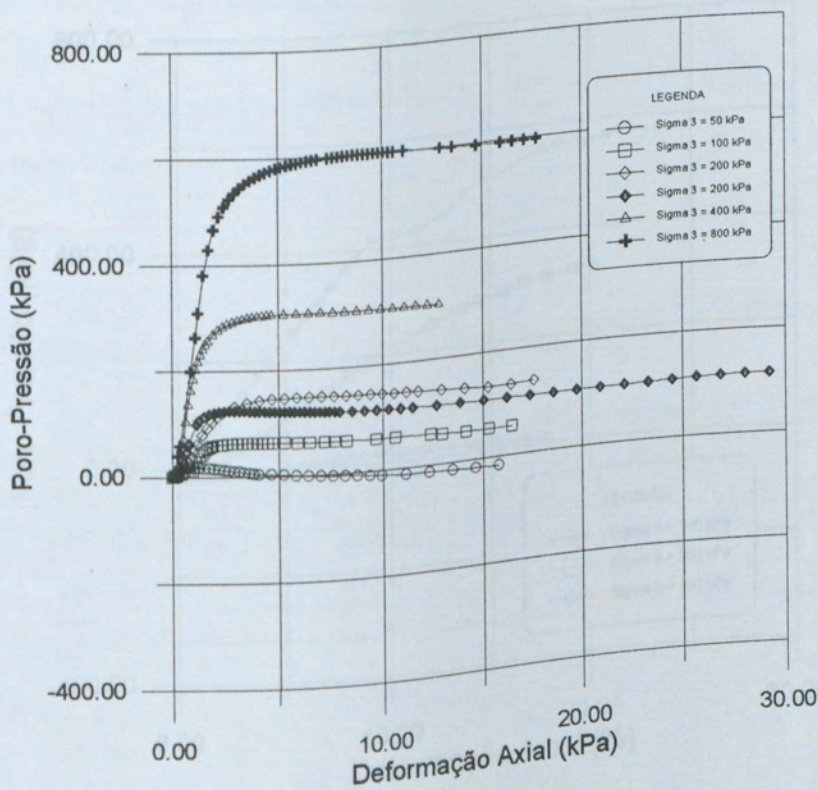


Figura 41 - Curvas $u \times \epsilon$ ensaio $\overline{CU}/sat$, solo do poço 2.

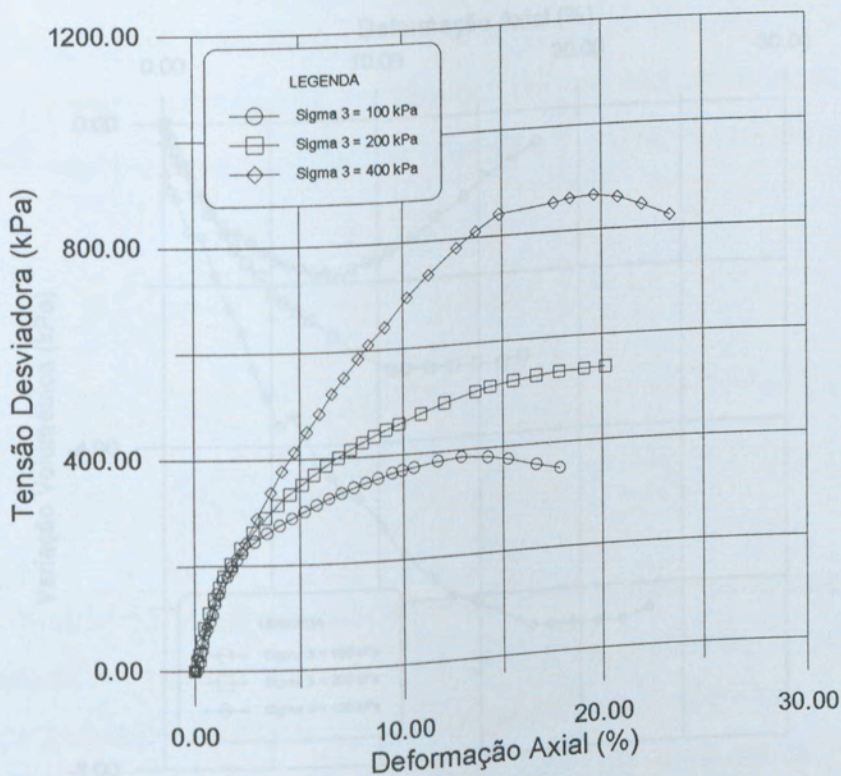


Figura 42 - Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.

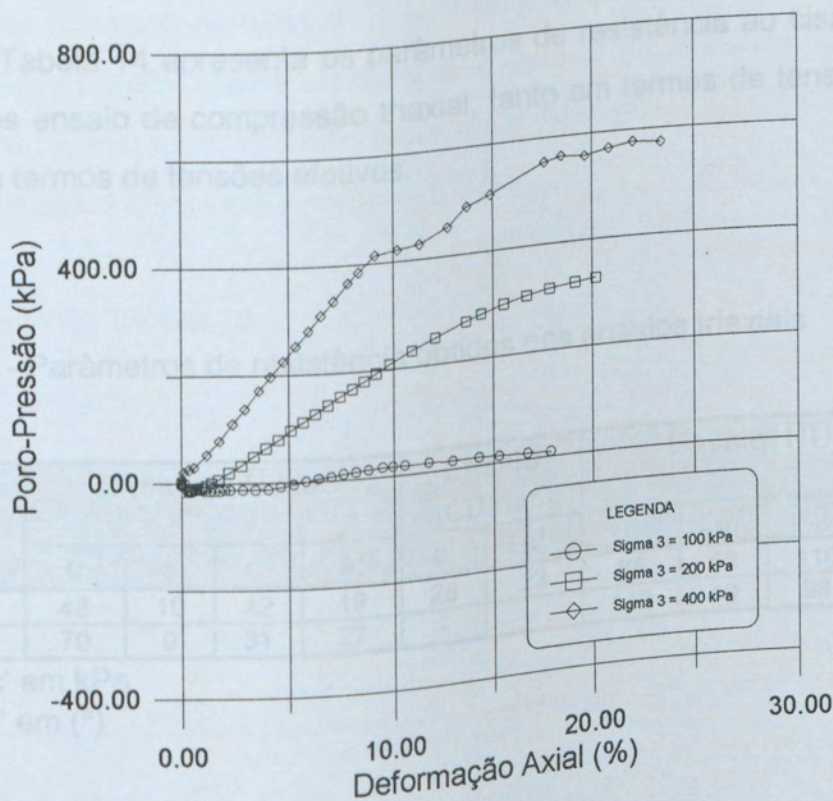


Figura 43 - Curvas $u \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.

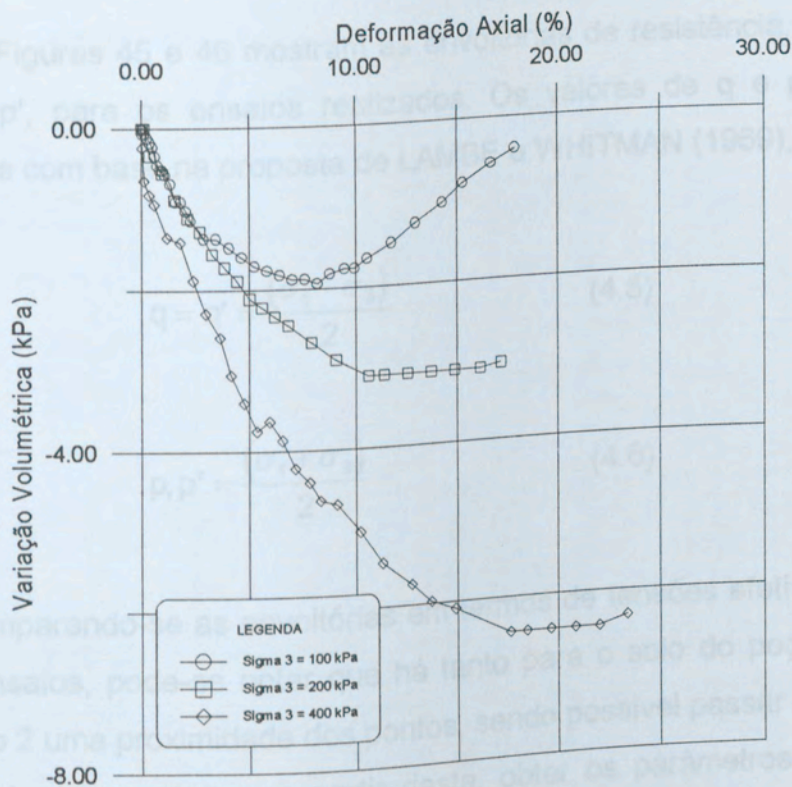


Figura 44 - Curvas $\Delta V/V_0 \times \epsilon$ do ensaio $\overline{UU}/nat$, solo do poço 2.

A Tabela 14 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaio de compressão triaxial, tanto em termos de tensões totais quanto em termos de tensões efetivas.

Tabela 14 - Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais

Poço	Ensaio $\overline{CU}/sat$				Ensaio CD/nat		Ensaio $\overline{UU}/nat$			
	c	ϕ	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c	ϕ	c'	ϕ'
1	48	10	42	19	28	23	85	13	110	10
2	70	9	31	27	-	-	113	19	98	23

nota: c e c' em kPa

ϕ e ϕ' em (°)

As Figuras 45 e 46 mostram as envoltórias de resistência, em função de $q \times p, p'$, para os ensaios realizados. Os valores de q e p, p' foram conseguidos com base na proposta de LAMBE e WHITMAN (1969), ou seja:

$$q = q' = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \tag{4.5}$$

$$p, p' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \tag{4.6}$$

Comparando-se as envoltórias em termos de tensões efetivas para os diversos ensaios, pode-se notar que há tanto para o solo do poço 1 quanto para o poço 2 uma proximidade dos pontos, sendo possível passar uma melhor reta por todos os pontos e, a partir desta, obter os parâmetros médios de resistência.

Em termos de tensões totais, pode-se observar que, para ambos os poços, as envoltórias de resistência obtidas para os ensaios $\overline{UU}/nat$ não demonstram boa conformidade. Pelo exposto anteriormente, decidiu-se excluir os valores dos parâmetros de resistência em termos de tensões totais obtidos nos ensaios $\overline{UU}/nat$ e adotar como parâmetros a serem utilizados nas análises os valores obtidos através dos ensaios $\overline{CU}/sat$.

Os valores de c, ϕ e c', ϕ' , obtidos nas Figuras 45 e 46, são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Parâmetros médios de resistência ao cisalhamento do solo

Poço	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	48	10	39	21
2	70	9	45	26

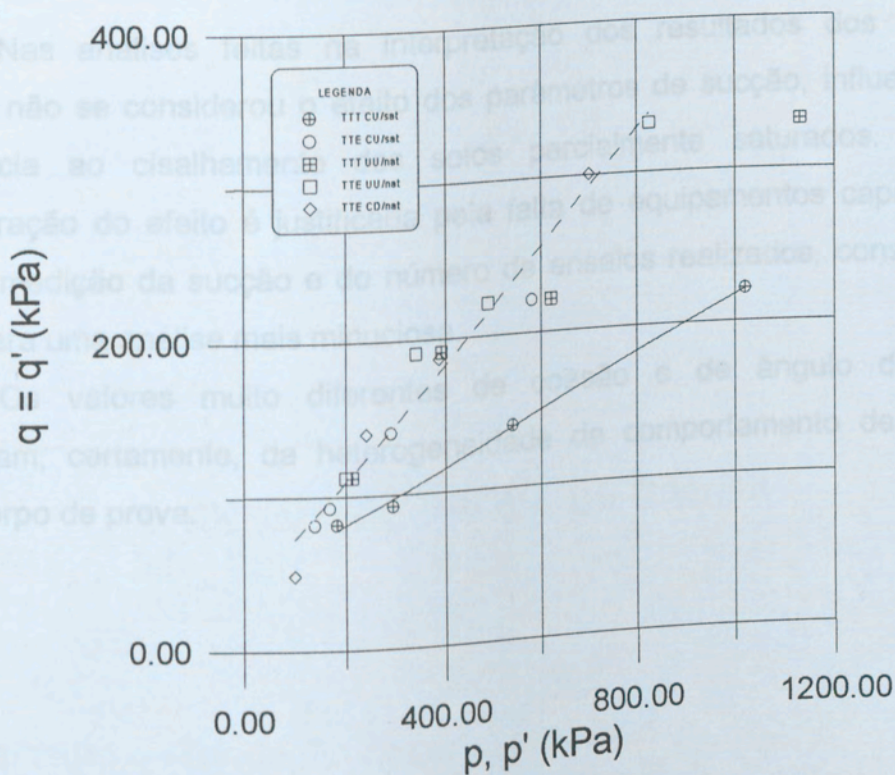


Figura 45 - Envoltórias médias de resistência, obtidas para o solo do poço 1.

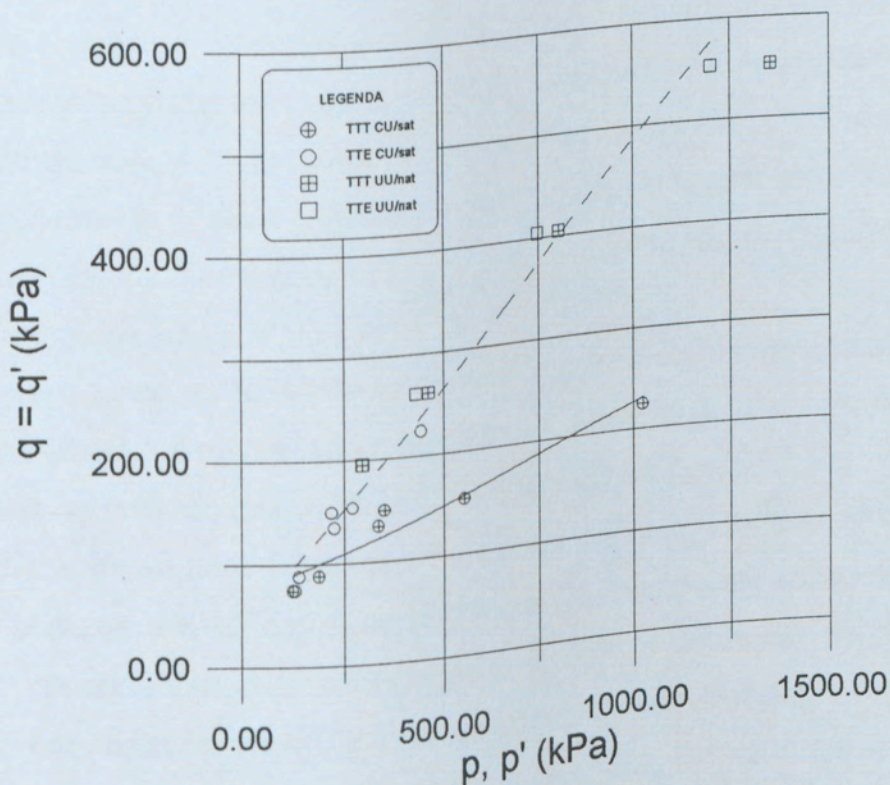


Figura 46 - Envoltórias médias de resistência, obtidas para o solo do poço 2.

Nas análises feitas na interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais não se considerou o efeito dos parâmetros de sucção, influentes na resistência ao cisalhamento dos solos parcialmente saturados. A não consideração do efeito é justificada pela falta de equipamentos capazes de fazer a medição da sucção e do número de ensaios realizados, considerado baixo para uma análise mais minuciosa.

Os valores muito diferentes de coesão e de ângulo de atrito resultaram, certamente, da heterogeneidade de comportamento de um ou outro corpo de prova.

6.1 Estrutura da fundação (sapata) ensaiada

O ensaio foi conduzido sobre uma sapata de concreto armado, rígida, quadrada, com lado igual a 1,20 m. Para a montagem da prova de carga, retirou-se em toda a área de prova de carga uma camada de aproximadamente 20 cm de espessura, correspondente ao material alterado por movimentação de equipamentos e pessoal, como mostrado na Figura 47. A área reservada à construção da sapata foi escavada manualmente até a uma profundidade de 1 m, sempre tendo o máximo cuidado para não causar o empolgamento do solo superficial. Após a escavação, executou-se o nivelamento manual do fundo da cava com argamassa de areia e cimento.

Antecedendo o recobrimento do fundo da cava com a argamassa, foram instaladas as células de pressão total elétricas. Melhores detalhes da instalação das células de pressão total elétricas são descritos no item 5.3.

Utilizaram-se para construção da sapata concreto armado com f_{ck} de 30 MPa e $\sigma_{plum} = 6 \pm 2$ cm. A concretagem foi dividida em duas etapas: na primeira, concretou-se o rodapé da sapata, sem a utilização de fôrma de madeira; na segunda etapa, colocaram-se as fôrmas troncopiramidais e do pilar, tendo-se o cuidado de travá-las e controlá-las bem. Em ambas as

5. ENSAIO DE PROVA DE CARGA

5.1 Estrutura de fundação (sapata) ensaiada

O ensaio foi conduzido sobre uma sapata de concreto armado, rígida, quadrada, com lado igual a 1,20 m. Para a montagem da prova de carga, retirou-se em toda a área da prova de carga uma camada de aproximadamente 20 cm de espessura, correspondente ao material alterado por movimentação de equipamentos e pessoal, como mostrado na Figuras 47. A área reservada à confecção da sapata foi escavada manualmente até a uma profundidade de 1 m, sempre tendo o máximo cuidado para não causar o amolgamento do solo superficial. Após a escavação, executou-se o nivelamento manual do fundo da cava com argamassa de areia e cimento.

Antecedendo o recobrimento do fundo da vala com a argamassa, foram instaladas as células de pressão total elétricas. Maiores detalhes da instalação das células de pressão total elétricas são descritos no item 5.3.

Utilizaram-se para confecção da sapata concreto usinado com f_{ck} de 30 MPa e slump = 6 ± 2 cm. A concretagem foi dividida em duas etapas: na primeira, concretou-se o rodapé da sapata, sem a utilização da fôrma de madeira; na segunda etapa, colocaram-se as fôrmas troncopiramidal e do pilarete, tendo-se o cuidado de travá-las e centralizá-las bem. Em ambas as

etapas o concreto foi vibrado com vibrador trifásico de 220 volts e agulha com 25 mm (1") de diâmetro.

No transcorrer da segunda etapa de concretagem, inseriram-se verticalmente na superfície dos quatro lados do tronco da pirâmide da sapata barras de aço com diâmetro de 16 mm e 80 cm de comprimento, ficando as mesmas consolidadas à estrutura da sapata. Fez-se isto visando facilitar o apoio dos extensômetros de medição dos recalques da sapata durante a prova de carga.



Figura 47 - Preparação superficial do local da prova de carga.

Por problemas executivos, houve a necessidade de recuperar a parte superficial (topo) do pilarete da sapata, que foi danificado durante a cura da sapata. Para tanto, utilizou-se adesivo epoxi PULVITEC, dosado em partes iguais de resina e endurecedor, misturados à areia grossa seca. Tal operação

mostrou-se eficiente, pois, não se observaram-se fissuras, nem esmagamento da parte recuperada durante a execução do ensaio de prova de carga.

Nas Figuras 48, 49, 50 e 51 são apresentadas fotografias do poço aberto com as células de pressão elétrica instaladas, da instalação da armação da sapata e pilarete, da primeira parte da concretagem e do término da concretagem.

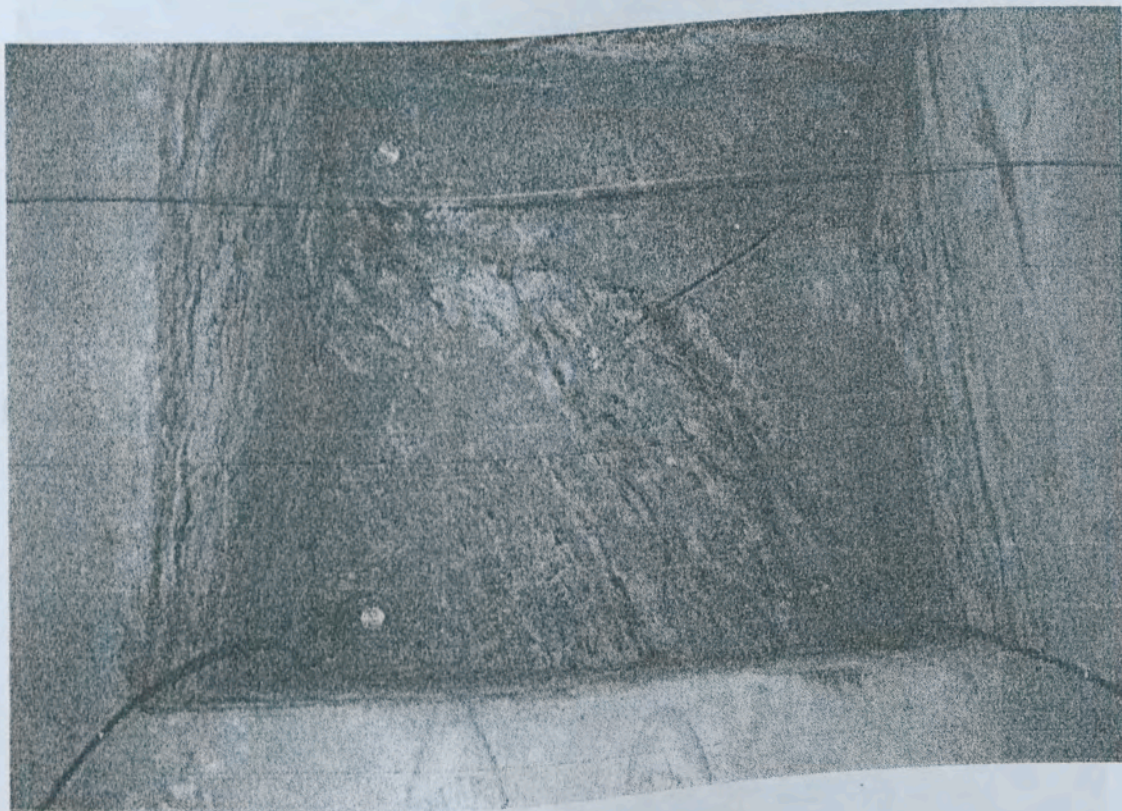


Figura 48 - Vista da cava da sapata e locação das células de pressão.

Figura 50 - Vista parcial da primeira parte da concretagem da sapata

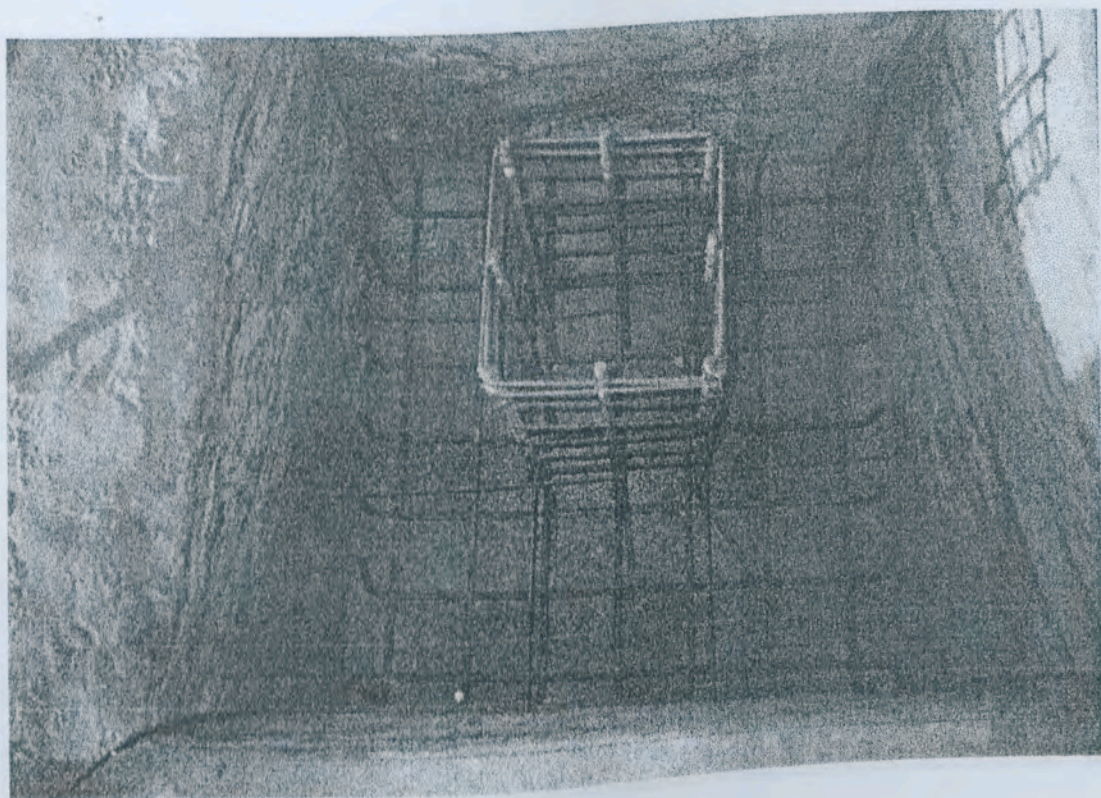


Figura 49 - Vista superior das armações da sapata e pilarete.

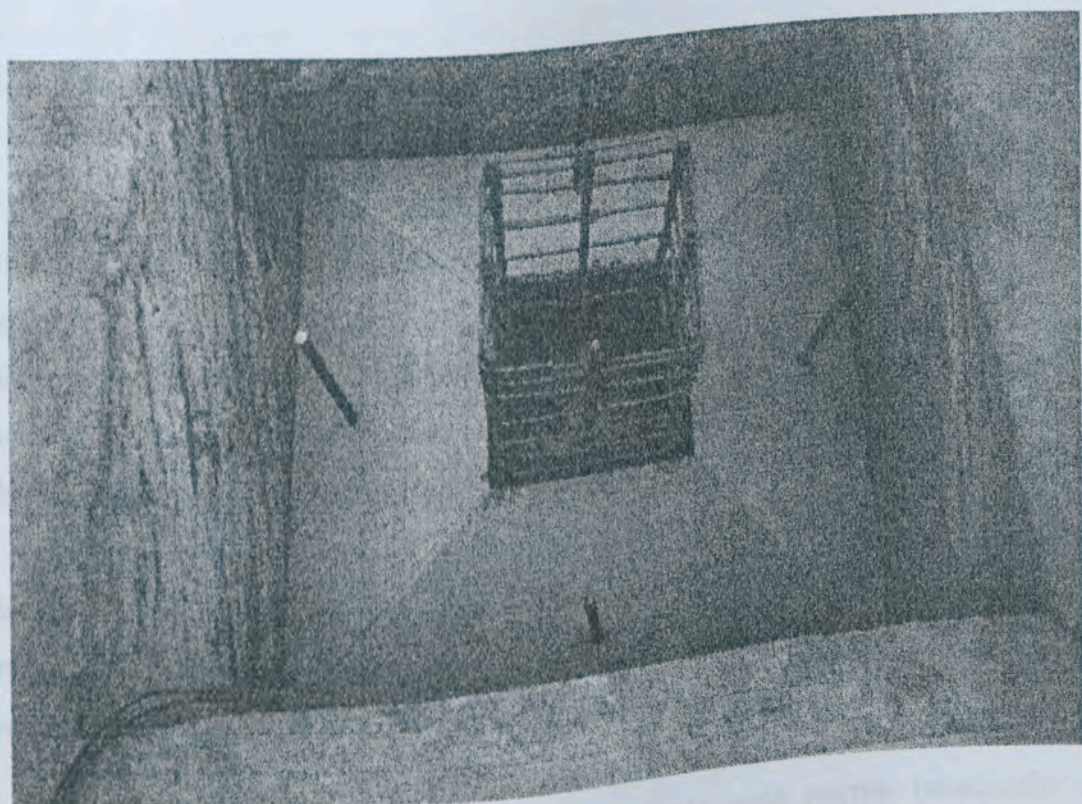


Figura 50 - Vista parcial da primeira parte da concretagem da sapata.

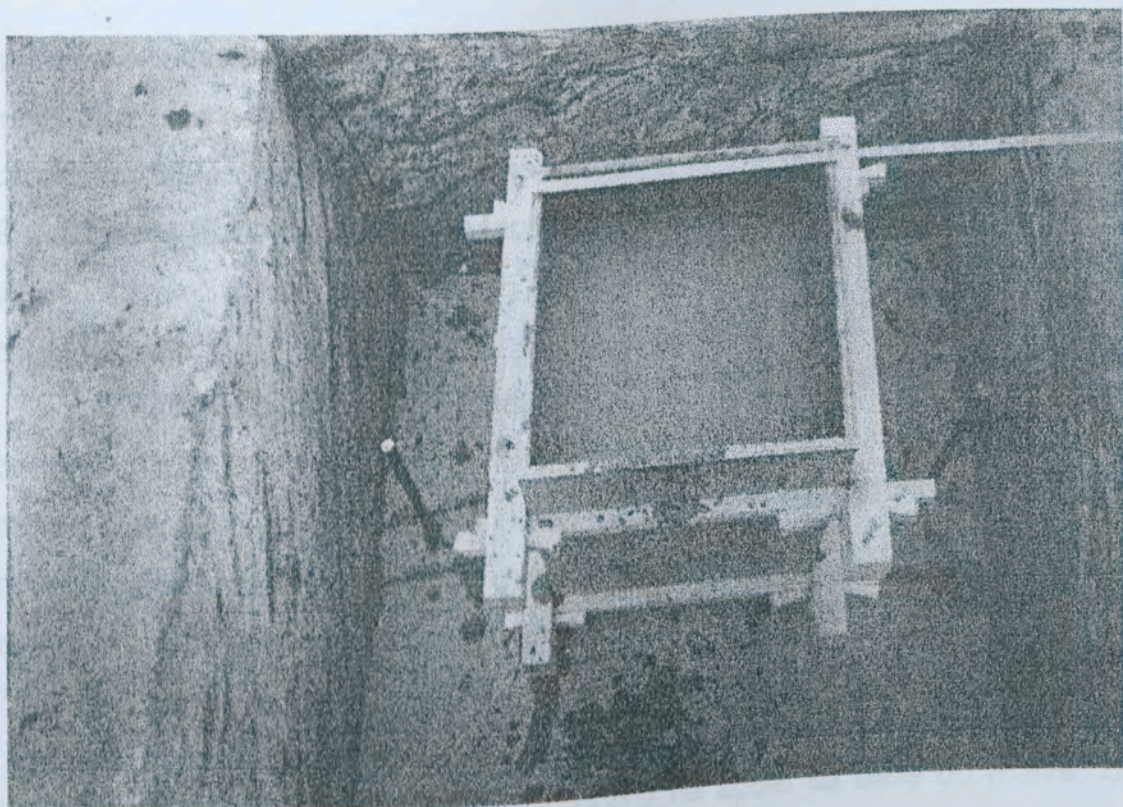


Figura 51 - Conjunto sapata e pilarete já concretados.

5.2 Estrutura de reação e montagem da prova de carga

Realizaram-se diversos estudos preliminares para a definição do tipo de material a ser utilizado na estrutura de reação. Optou-se por uma estrutura de reação dividida em infra e superestrutura. A infra-estrutura, em razão da disponibilidade de equipamentos e da elevada carga a ser aplicada no ensaio de prova de carga, foi composta por tirantes. A superestrutura foi composta por duas vigas metálicas secundárias e uma viga metálica primária.

Para a execução dos tirantes, lançou-se mão de equipamentos destinados à confecção de estacas-raiz. A utilização de tais equipamentos mostrou-se viável e adequada tecnicamente, visto que o mecanismo de execução e trabalho dos tirantes é bem parecido com o das estacas-raiz.

A definição do comprimento e espaçamento dos tirantes foi realizada observando-se o espaçamento mínimo prescrito pela norma (execução de

estacas não-cravadas) de, no mínimo 2,5 vezes o diâmetro da estaca. A localização e o espaçamento da sapata em relação às fileiras de tirantes foram determinados por análises baseadas na teoria de distribuição de pressões de Boussinesq. Respeitou-se a limitação da zona de influência dos bulbos de pressão, que varia de 30° a 45° , a contar da borda lateral da sapata considerada.

Foram executados seis tirantes, divididos igualmente em duas fileiras paralelas, com uma distância de 3,60 m entre elas. Os tirantes eram dotados de monobarras de aço DIWIDAG GEWI 50/55, $\varnothing = 1 \frac{3}{8}$ " (32 mm), com rosca direita, diâmetro acabado de 200 mm e capacidade de carga de trabalho igual a 350 kN. Em cada fileira, o espaçamento entre o eixo dos tirantes foi de 70 cm.

Após análise dos resultados obtidos com o ensaio de percussão tipo SPT, definiu-se a cota -20 m como sendo a de apoio da base do tirante. O comprimento do bulbo do tirante foi fixado em 10 m (cota -20 a -10 m), armado com quatro ferros longitudinais com $\varnothing = 20$ mm (CA-50 B), unidos por estribo de $\varnothing = 6$ mm (CA-25 B), espiralado, soldado a cada 20 cm a partir do topo da armadura. Para cada tirante utilizaram-se monobarras unidas por meio de luvas especiais, totalizando comprimentos variando de 20 a 22 m.

As vigas metálicas secundárias foram confeccionadas especialmente para ensaios de prova de carga, sendo capaz de resistir, cada uma, um carregamento de até 1.050 kN. O perfil utilizado foi o de duplo I soldado, formando um perfil-caixão reforçado, com as seguintes dimensões: 2,01 m de comprimento; 0,40 m de altura; e 0,26 m de largura. A viga tem peso aproximado de 2,5 kN.

A viga metálica primária era composta por chapas com espessura de $1 \frac{3}{8}$ " (32 mm) e 1" (25,4 mm), soldadas entre si, formando um perfil I reforçado nas mesas inferior e superior e na alma. As dimensões da viga são: 4,82 m de comprimento; 0,91 m de altura; e 0,42 m de largura.

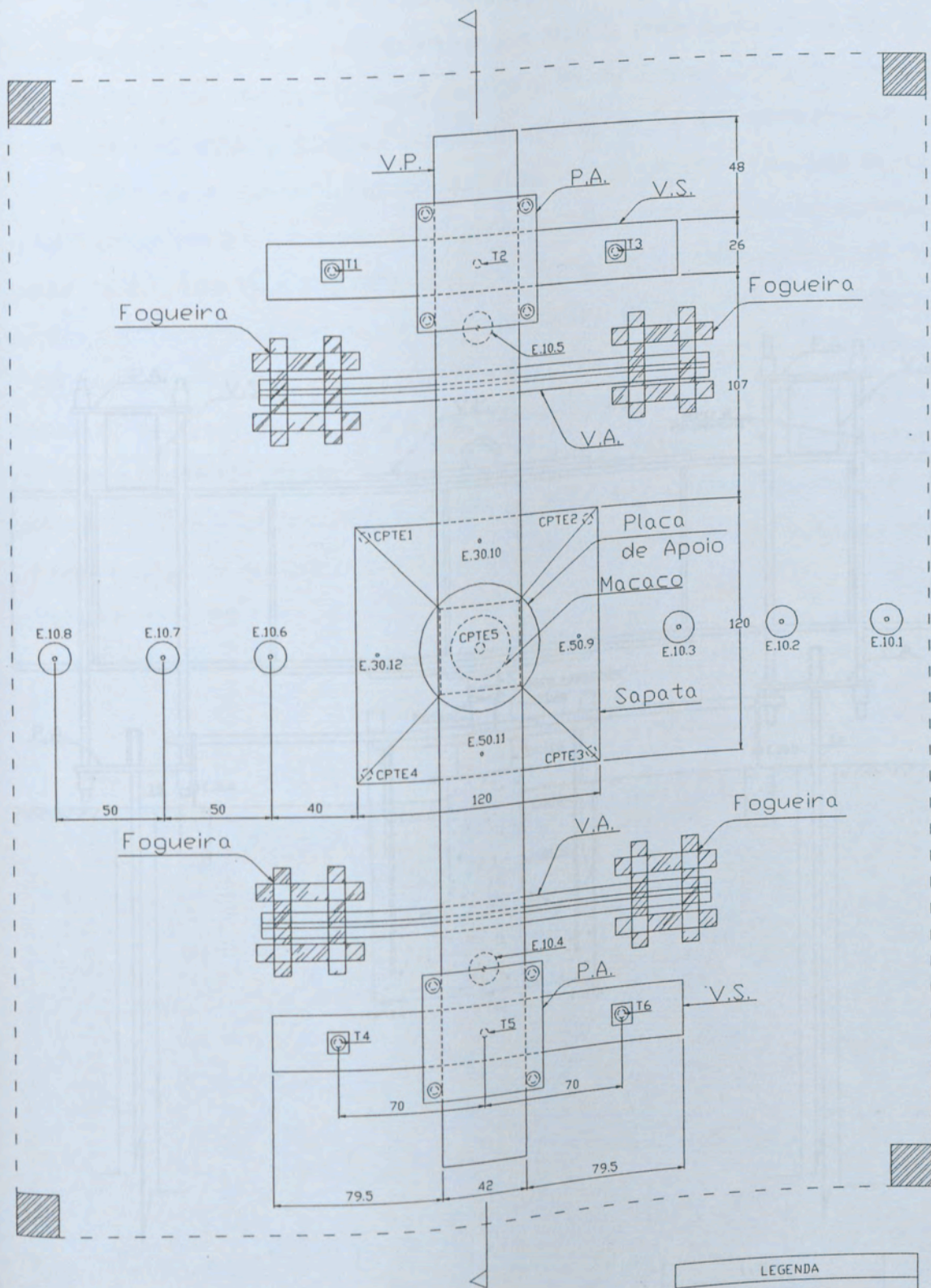
Nas Figura 52 e 53 são apresentados desenhos esquemáticos em planta e seção, respectivamente, da montagem da prova de carga.

Para o apoio da viga primária, enquanto esta não fosse solicitada, foram feitas quatro estruturas de apoio (duas em cada extremidade da viga primária), utilizando-se peças de madeira de 8 x 8 x 50 cm, superpostas alternadamente duas a duas (duas paralelas e duas transversais às anteriores). Para se obter maior rigidez, as peças de madeira foram fixadas por um caibro pregado no cruzamento das peças. As estruturas de apoio, popularmente conhecidas por "fogueiras", foram feitas sobre uma base regularizada e nivelada com areia, e uma placa de madeira com 50 x 50 cm e 12 mm de espessura, usada para distribuir melhor as pressões. As "fogueiras" ficaram com aproximadamente 48 cm de altura.

Após a execução das "fogueiras", utilizaram-se duas vigas metálicas tipo laminadas em perfil T, com base e altura de 12 cm, espessura das chapas de 1/2" (12,54 mm) e 225 cm de comprimento, para servirem de apoio para a viga primária. As duas vigas de apoio foram colocadas com a base ou mesa apoiada transversalmente sobre "Hyster, duas "fogueiras", cada qual numa extremidade da viga de apoio, como pode ser visto na Figura 54.

A viga primária foi colocada sobre as duas vigas de apoio com o auxílio de um guindaste tipo "Hyster", com capacidade de 50 kN. A locação e o nivelamento da mesma foram feitos no local durante a sua instalação, por meio de calços, nível de pedreiro, fio de prumo e trena. Foi conseguida uma centralização considerada adequada, sem desníveis e com o eixo da viga coincidindo com o centro do pilarete da sapata. As duas vigas secundárias foram colocadas, manualmente, sobre a viga primária, centradas e niveladas do mesmo modo que a viga primária.

Para a fixação das vigas secundárias aos tirantes de extremidade, foram feitos três furos eqüidistantes de 70 cm, localizados nas mesas superior e inferior das vigas. Com o auxílio de hastes de monobarras de tirante, unidas à espera dos tirantes por meio de luvas especiais de aço, prolongaram-se as monobarras dos tirantes de extremidade até ultrapassarem o corpo das vigas secundárias pelos orifícios desta. A fixação foi completada após atarraxar placas de distribuição de esforços e luvas especiais por sobre a mesa superior das vigas secundárias.

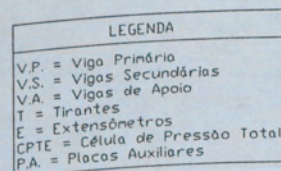


NOTAS:

- 1 - Todas as medidas estão dadas em centinetro.
- 2 - Desenho sem escala.
- 3 - Os extensômetros estão identificados pela sequência:
 - Extensômetro , cursor em mm , número de identificação

LEGENDA
V.P. = Viga Primária
V.S. = Vigas Secundárias
V.A. = Vigas de Apoio
T = Tirantes
E = Extensômetros
CPE = Célula de Pressão Total
P.A. = Placas Auxiliares

Figura 52 - Vista em planta do esquema de montagem da prova de carga.



- Extensômetro, cursor em mm, número de identificação

110

Como a viga primária não permitia a fixação direta dos tirantes centrais, houve a necessidade de utilizar-se de um artifício para prolongar o tirante central das duas fileiras e fixá-los na viga primária. Foram utilizadas placas metálicas auxiliares, quadradas, com 60 cm de lado e 25,4 mm de espessura.

Para cada tirante utilizaram-se duas placas. A primeira, dotada de quatro furos, um em cada canto, foi colocada sobre a mesa superior da viga secundária (placa 1). A segunda, com cinco furos, um em cada canto e um no centro, foi colocada abaixo da mesa inferior da viga primária (placa 2). A placa 2 foi fixada à espera do tirante através de um "Sandwich" feito de duas luvas especiais de aço (uma em cima e outra embaixo), e a placa no meio, à espera do tirante passando por dentro do orifício central da placa. Para a fixação das placas 1 e 2 à viga secundária, foram inseridas nos orifícios de canto das placas, hastes de prolongamento, presas por luvas especiais rosqueadas em suas extremidades.

Os detalhes da montagem e fixação estão nas Figuras 55 e 56.

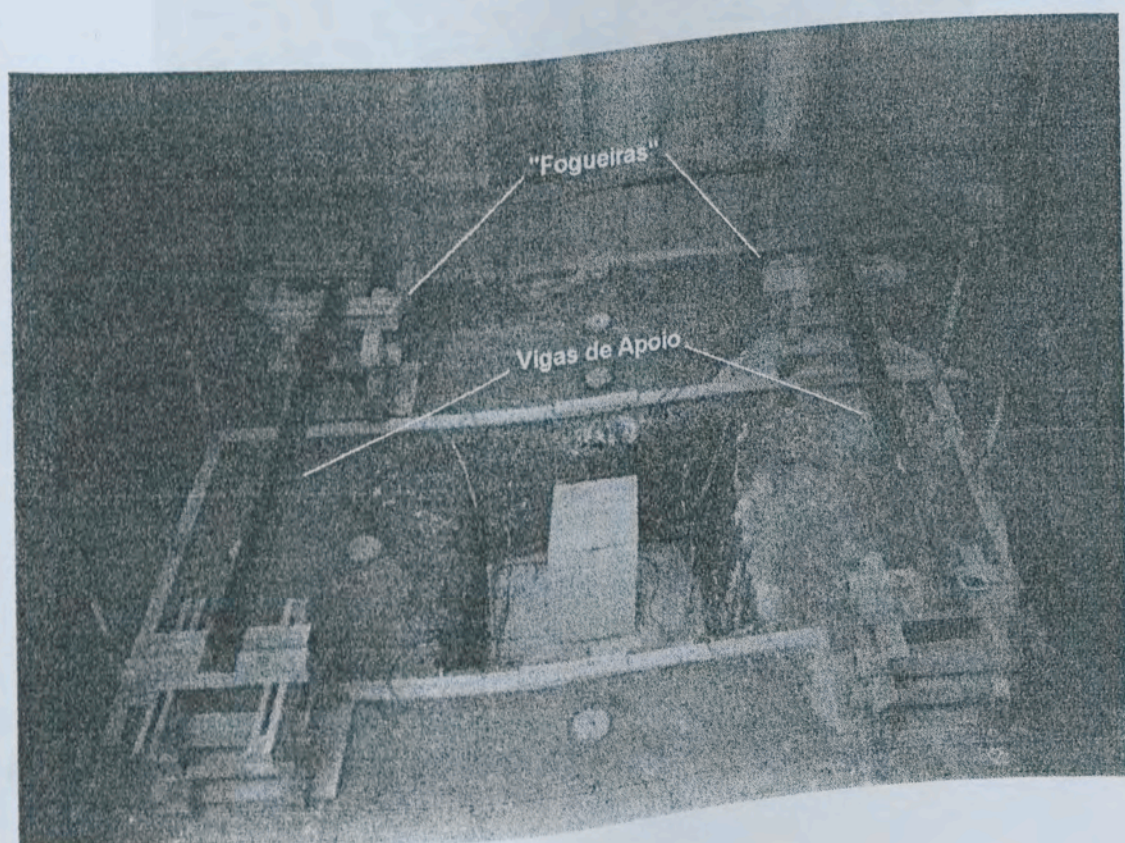


Figura 54 - Vista geral das fogueiras e vigas de apoio.

O macaco hidráulico, com capacidade nominal de 2.500 kN, foi instalado sobre uma placa metálica circular, devidamente centrada, com 60 cm de diâmetro e 1/2" (12,54 mm) de espessura, a qual foi colocada sobre o topo do pilarete da sapata. Sobre o topo do pistão do macaco foi colocada uma rótula metálica, dotada de um encaixe fêmea, em forma de meia esfera, para acoplamento de um encaixe macho que ficou em contato com a viga primária.

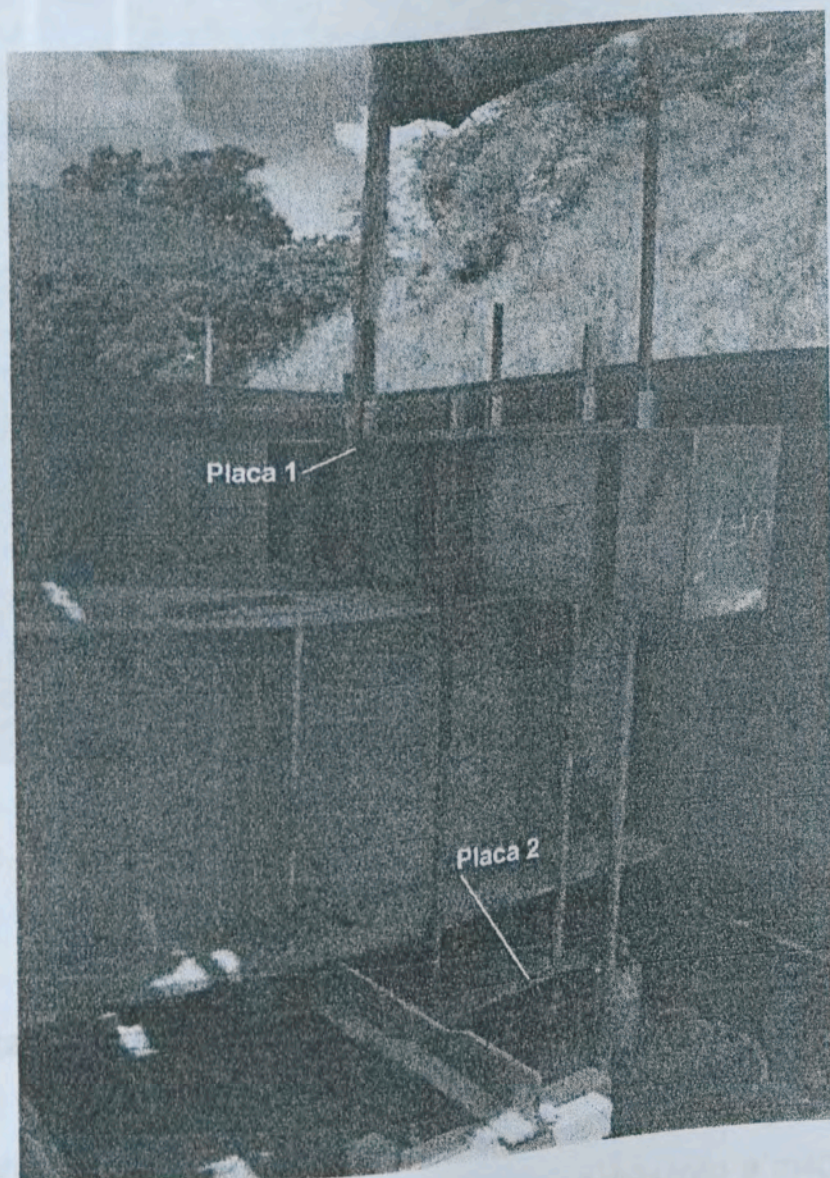


Figura 55 - Vista geral da fixação dos tirantes às vigas de reação.

Para a instrumentação e para a montagem completa da prova de carga foram necessários aproximadamente três dias de trabalho, perfazendo um total de 32 horas. Toda a montagem foi executada no interior de um galpão preparado para proteger todos os equipamentos das intempéries durante o período da prova de carga.

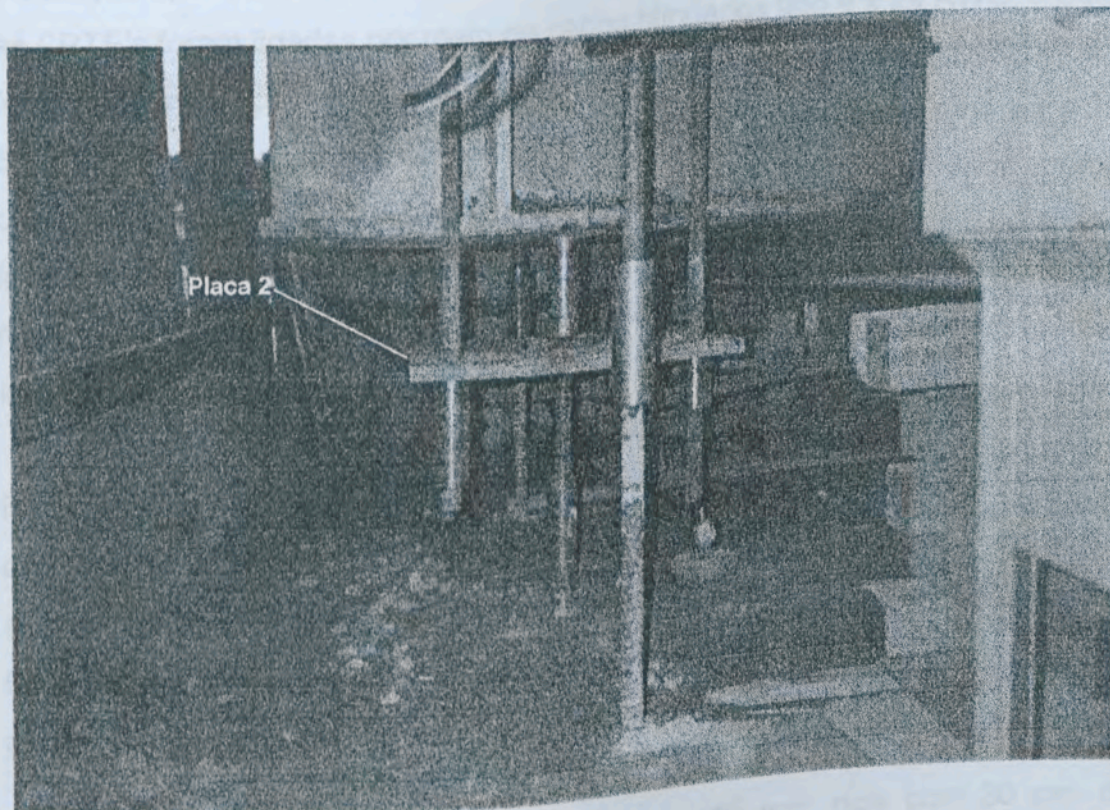


Figura 56 - Detalhe da fixação da placa 2.

5.3 Instalação das instrumentações

Para melhor organização e entendimento, a instrumentação utilizada foi dividida em duas categorias: uma que mede a distribuição e magnitude das pressões de contato sob a sapata; e a outra que trata da medição de deformações superficiais do terreno circunvizinho e dos recalques da sapata.

A distribuição e magnitude das pressões aplicadas ao solo foram medidas por intermédio de cinco células de pressão total elétricas (CPTE's), inseridas no maciço terroso logo abaixo da sapata. O posicionamento das CPTE's, bem como o método de locação foram baseados nos estudos relatados por IBRAHIM (1983) e MEMIER (1980) para placas quadradas e circulares de concreto. Utilizou-se uma disposição em cruz (Figura 48), com instalação tipo "Raised mound method" (método descrito no capítulo 2). Todas as CPTE's foram ligadas por meio de cabos blindados tipo 4 x 24 AWG, a uma fonte de alimentação, que alimentou a "ponte de wheatstone" das CPTE's com 5 volts e a uma aquisidora de dados modelo 3421A, com capacidade para 30 canais e alimentação de 12 volts, que, por sua vez, estava conectada a uma interface de comunicação modelo 82937A HP-IB, ligada a um micro de 8 bits, modelo 85B, todos da marca Hewlett-Packard. Os aparelhos utilizados na instrumentação podem ser visualizados na Figura 57.

Para a medida das deformações superficiais do terreno circunvizinho foram usados oito marcos superficiais de concreto (corpos de prova cilíndricos com altura de 30 cm e diâmetro de 15 cm), instalados nos quatro lados da sapata, distantes entre si de 50 cm, a contar dos respectivos eixos. As Figuras 58 e 59 mostram com detalhe os marcos superficiais instalados, assim como parte da viga de referência e fixação dos extensômetros.

Os deslocamentos verticais da sapata foram medidos por meio de quatro extensômetros mecânicos de precisão 10^{-2} mm, dois com 30 mm de curso e os outros dois com 50 mm, e os deslocamentos superficiais do solo circunvizinho, por meio de oito extensômetros mecânicos de precisão 10^{-2} mm e 10 mm de curso, todos fixados a um sistema de referência constituído por duas vigas de madeira, instaladas paralelamente, distantes de 1 m, fixadas em dois conjuntos de duas estacas de madeira distantes entre si 6 m (2,40 m da face lateral da sapata). Para evitar ao máximo o movimento das vigas de referência, estas foram unidas por caibros de madeira que serviram de suporte para os extensômetros localizados transversalmente nas vigas de referência.

Os extensômetros utilizados foram fixados nas vigas de referência por meio de cantoneiras metálicas, furadas nas duas abas, a cada 5 cm. Para a

fixação dos extensômetros, utilizaram-se parafusos e suportes desenvolvidos especialmente para a adaptação nas vigas de referência.

A carga aplicada por meio da reação do macaco hidráulico com a estrutura de reação foi medida por correlação das leituras do manômetro da bomba de pressão com tabela de calibração do conjunto macaco + bomba. A calibração e aferição do conjunto macaco hidráulico + bomba foram feitas pelo Laboratório de Construção Civil da Escola de Engenharia de Minas Gerais da UFMG. O gráfico de calibração fornecido está apresentado na Figura 60.

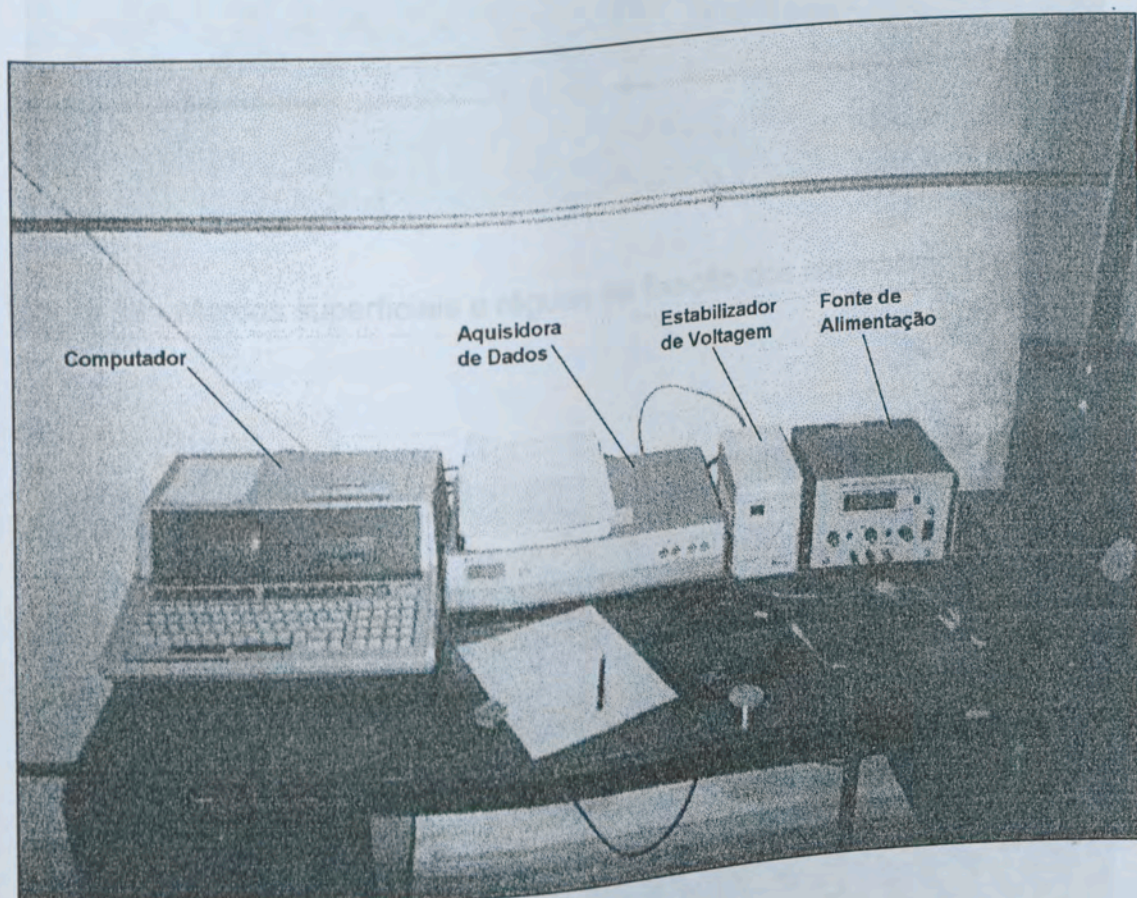


Figura 57 - Equipamentos eletrônicos utilizados na aquisição de dados.

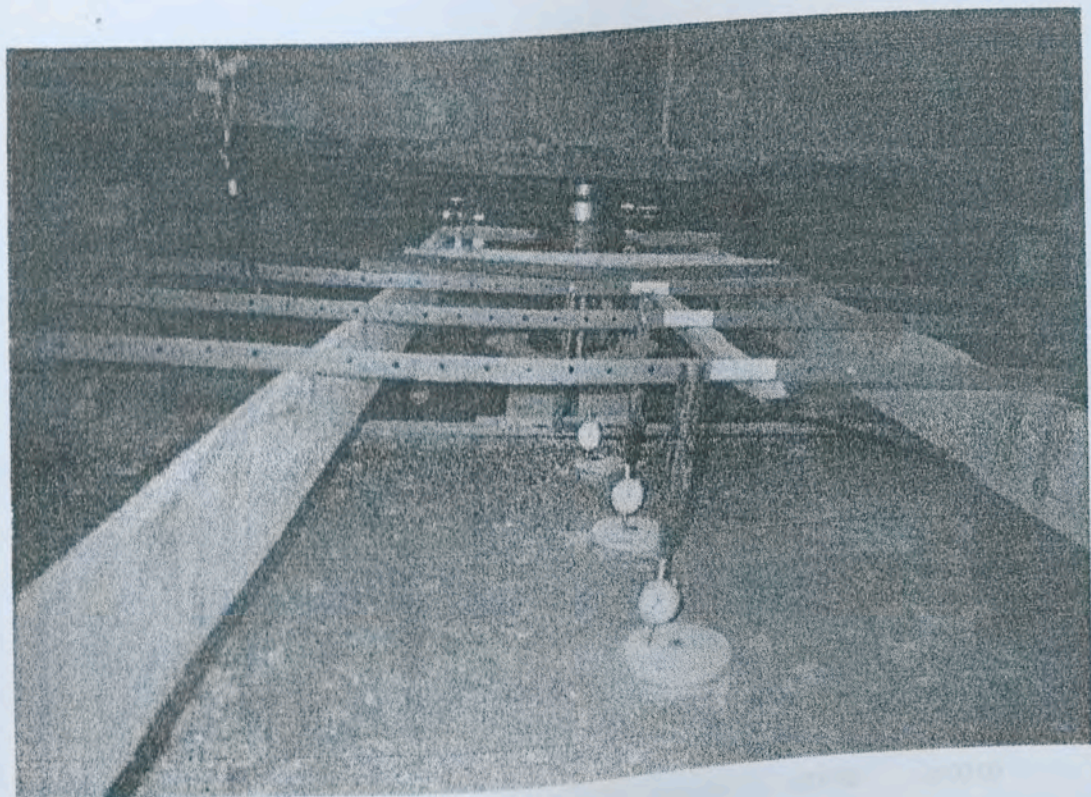


Figura 58 - Marcos superficiais e réguas de fixação dos extensômetros.

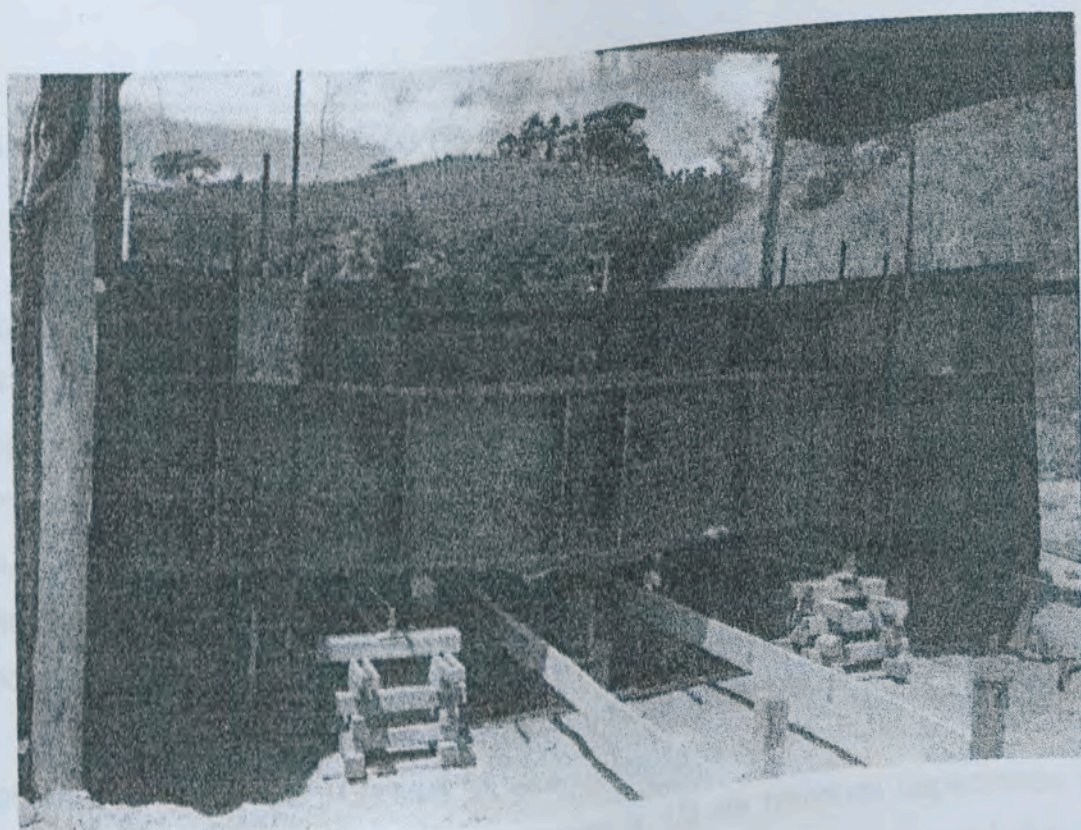


Figura 59 - Vista parcial das vigas de referência.

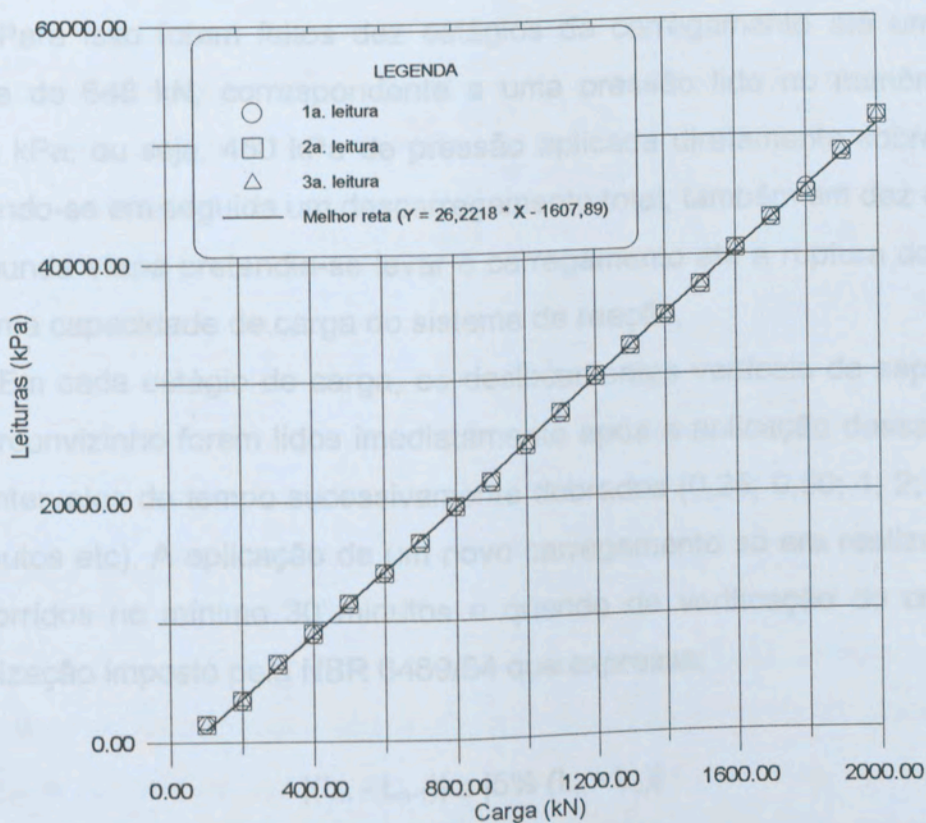


Figura 60 - Gráfico de calibração do conjunto macaco hidráulico + bomba.

5.4 Execução do ensaio de prova de carga

As pressões aplicadas, assim como a execução da prova de carga, foram definidas com base nas prescrições da Norma Brasileira NBR 6489/84 (Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação). Para a pressão a ser aplicada, adotaram-se 20% da taxa admissível provável do solo. Através da previsão da capacidade de carga do solo, obteve-se o menor valor de $q_u \cong 800$ kPa, que para um fator de segurança (FS) igual a 3 resulta numa taxa admissível do solo $q_a \cong 250$ kPa, o que leva a uma pressão a ser aplicada ao solo igual a 50 kPa, correspondente a um acréscimo de carga igual a 72 kN.

A prova de carga foi iniciada no dia seguinte à montagem, mais precisamente no dia 10/11/96. A execução do ensaio foi dividida em duas etapas: na primeira, pretendia-se chegar a 1/3 da provável capacidade de carga do solo (para se conseguir o comportamento perfeitamente elástico do

solo). Para isso foram feitos dez estágios de carregamento até uma carga máxima de 648 kN, correspondente a uma pressão lida no manômetro de 15.274 kPa, ou seja, 450 kPa de pressão aplicada diretamente sobre o solo, realizando-se em seguida um descarregamento total, também em dez estágios; na segunda etapa pretendia-se levar o carregamento até a ruptura do solo ou à máxima capacidade de carga do sistema de reação.

Em cada estágio de carga, os deslocamentos verticais da sapata e do solo circunvizinho foram lidos imediatamente após a aplicação dessa carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (0,25; 0,50; 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutos etc). A aplicação de um novo carregamento só era realizada após transcorridos no mínimo 30 minutos e quando da verificação do critério de estabilização imposto pela NBR 6489/84 que expressa:

$$|(L_n - L_{n-1})| \leq |5\% (L_n - L_0)|$$

em que L_n = leitura num instante n qualquer;

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior à leitura L_n ;

L_0 = leitura inicial do estágio em questão.

Para a verificação do critério de estabilização da Norma Brasileira, os valores obtidos nas leituras dos extensômetros foram tratados em termos de médias, ou seja, era tirada a média dos quatro valores lidos nos extensômetros da sapata.

Durante a segunda etapa do carregamento, ao chegar no 28º estágio de carga, incluindo os recarregamentos, o curso do pistão do macaco acabou. Executou-se, então, um descarregamento, em dois estágios. Após os descarregamentos, o pistão do macaco foi totalmente recolhido e calçado com um disco espaçador, com altura aproximada de 6 cm e uma placa metálica de 1" (25,4 mm) de espessura.

O imprevisto acontecido fez com que uma terceira etapa fosse iniciada. Foram feitos dois recarregamentos, prosseguindo-se os estágios normais de carregamento.

Ao se atingir 1.440 kN de carga aplicada e oito dias ininterruptos de ensaio, os tempos de estabilização dos estágios começaram a se estender por demais, tendo estágios com duração de até 32 horas. Com a intenção de minimizar o tempo de estabilização das leituras, adotou-se um novo critério para estabilização das deformações e, conseqüentemente, aplicação de um novo estágio.

O novo critério previa a construção de um gráfico $(L_n - L_{n-1}) / (L_n - L_0)$ x tempo em minutos, ou seja, a relação entre a diferença das leituras num instante n e a imediatamente anterior, e a diferença da leitura num instante n e a leitura inicial, versus o tempo transcorrido. O tempo de duração das leituras foi limitado em oito horas. A limitação do tempo em oito horas se deu com base na observação dos tempos de estabilização dos estágios anteriores, sendo este suficiente para que a maioria das deformações verticais da sapata fosse mobilizada. O gráfico era construído com a média dos valores dos quatro extensômetros instalados na sapata. No gráfico plotado fazia-se uma extrapolação gráfica da curva média, até que fosse encontrado o valor da leitura correspondente ao critério estabelecido pela Norma Brasileira, já apresentado anteriormente.

No décimo dia da prova de carga e uma carga aplicada de 1.580 kN, o galpão que protegia o ensaio começou a apresentar sinais de instabilidade. A cobertura do galpão, de lona plástica, acumulava grande quantidade de água, e a estrutura da cobertura ameaçava não suportar o peso e ruir.

Em razão dos grandes deslocamentos já sofridos pela sapata e do considerável acréscimo dos carregamentos, a sapata sofreu um recalque diferencial no sentido da CPT 3. Este recalque diferencial, que se julga ter ocorrido por causa de alguma pequena excentricidade na montagem da prova de carga, fez com que a rótula localizada entre o pistão do macaco e a viga primária de reação fosse submetida a uma rotação. Esta rotação poderia causar o escape da rótula, colocando em risco a equipe.

A partir deste momento, a integridade do ensaio começou a ficar ameaçada, pois, era iminente o perigo de algum acidente grave. Por estes motivos, além da precária situação física e psicológica da equipe que se

encontrava realizando o ensaio desde o início da montagem, decidiu-se minimizar o máximo possível o tempo de espera para a estabilização dos recalques da sapata.

A partir daí os novos carregamentos, definidos como carregamentos rápidos, foram feitos após um tempo mínimo de estabilização das deformações igual a 30 minutos e, no máximo, igual a 60 minutos. Este critério foi obedecido até atingir uma carga de 1.750 kN, e as deformações medidas serem muito elevadas se comparadas às deformações correspondentes às cargas anteriores para o mesmo acréscimo de carga e mesmo intervalo de tempo. O ensaio prosseguiu-se até atingir 1.900 kN de carga aplicada. Neste momento, as deformações eram tão elevadas que não se conseguia manter pressão suficiente na bomba para transmitir uma carga constante ao solo. Decidiu-se, então, por encerrar o ensaio e considerar que a ruptura do solo ocorreu entre a carga de 1.750 kN e 1.900 kN. A decisão tomada basea-se na definição de ruptura segundo DE BEER (1988), ou seja, um dado aumento finito de carga ΔP corresponde a um aumento infinito de deformação Δs .

As Figuras 61 e 62 apresentam a curva carga x recalque obtida no ensaio de prova de carga. Na Figura 61 tem-se a curva até o acréscimo de carga igual a 1.580 kN. Na Figura 62 é mostrada apenas o trecho da curva carga x recalque, correspondente ao carregamento dito rápido, que foi de 1.580 a 1.900 kN. Nota-se claramente um aumento gradual nas deformações medidas com iguais acréscimos de carga.



Figura 62 - Curva carga x recalque para os carregamentos rápidos.

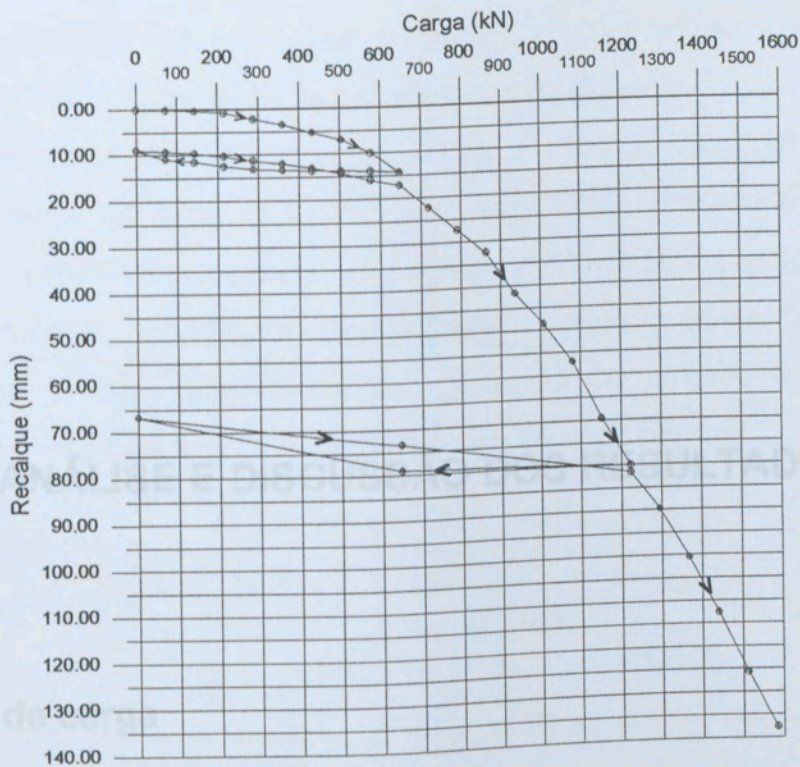


Figura 61 - Curva carga x recalque para os carregamentos lentos.

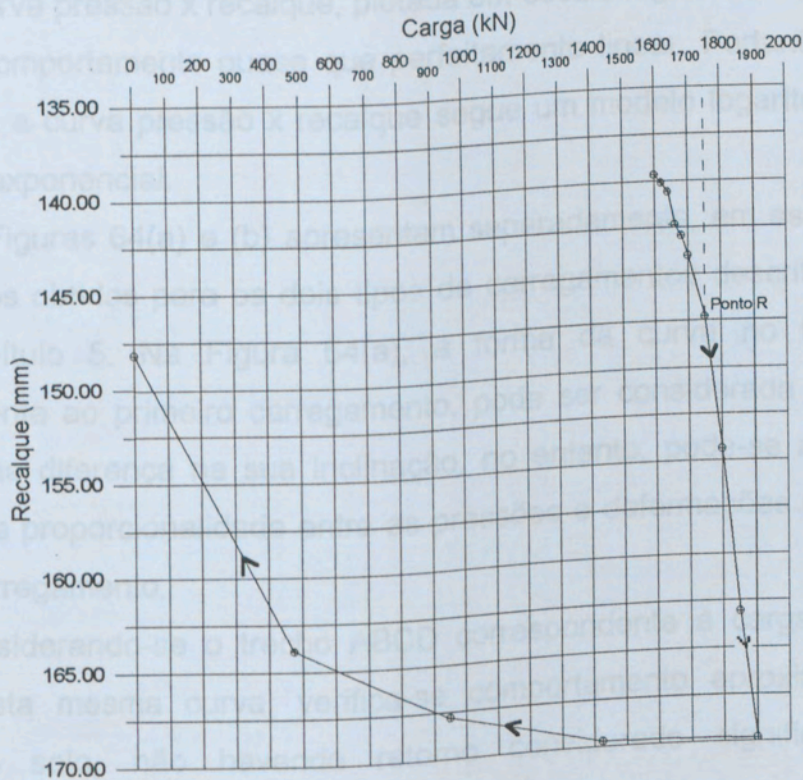


Figura 62 - Curva carga x recalque para os carregamentos rápidos.

6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 Prova de carga

Os resultados do ensaio de campo são apresentados sob a forma de gráficos-pressão (q) x recalque (s), tanto em escala linear quanto em escala logarítmica.

A curva pressão x recalque, plotada em escala logarítmica (Figura 63), apresenta comportamento quase que perfeitamente linear. Portanto, pode-se concluir que a curva pressão x recalque segue um modelo logarítmico e não um modelo exponencial.

As Figuras 64(a) e (b) apresentam separadamente, em escala linear, os resultados obtidos para os dois tipos de carregamentos descritos no item 5.4 do capítulo 5. Na Figura 64(a), a forma da curva no trecho AB, correspondente ao primeiro carregamento, pode ser considerada duas retas com pequena diferença na sua inclinação, no entanto, pode-se afirmar que existe nítida proporcionalidade entre as pressões e deformações na primeira etapa de carregamento.

Considerando-se o trecho ABCD correspondente à carga-descarga-recarga desta mesma curva, verifica-se comportamento aproximadamente plástico do solo, não havendo retorno considerado significativo nas deformações sofridas pelo solo. O observado é similar ao comportamento do

solo no ensaio oedométrico, cujas deformações elásticas ou recuperáveis são de pequena magnitude frente às deformações plásticas.

Contrariamente ao esperado, a ruptura verificada ao final do ensaio de prova de carga foi a do tipo puncionamento. Esta constatação se verificou claramente pela variação quase nula dos extensômetros mecânicos instalados sobre os marcos superficiais. Confirma-se o exposto acima pela forma da curva carga-recalque, quando comparada às curvas características indicadas por VESIC (1973), na Figura 9, para diversos tipos de ruptura.

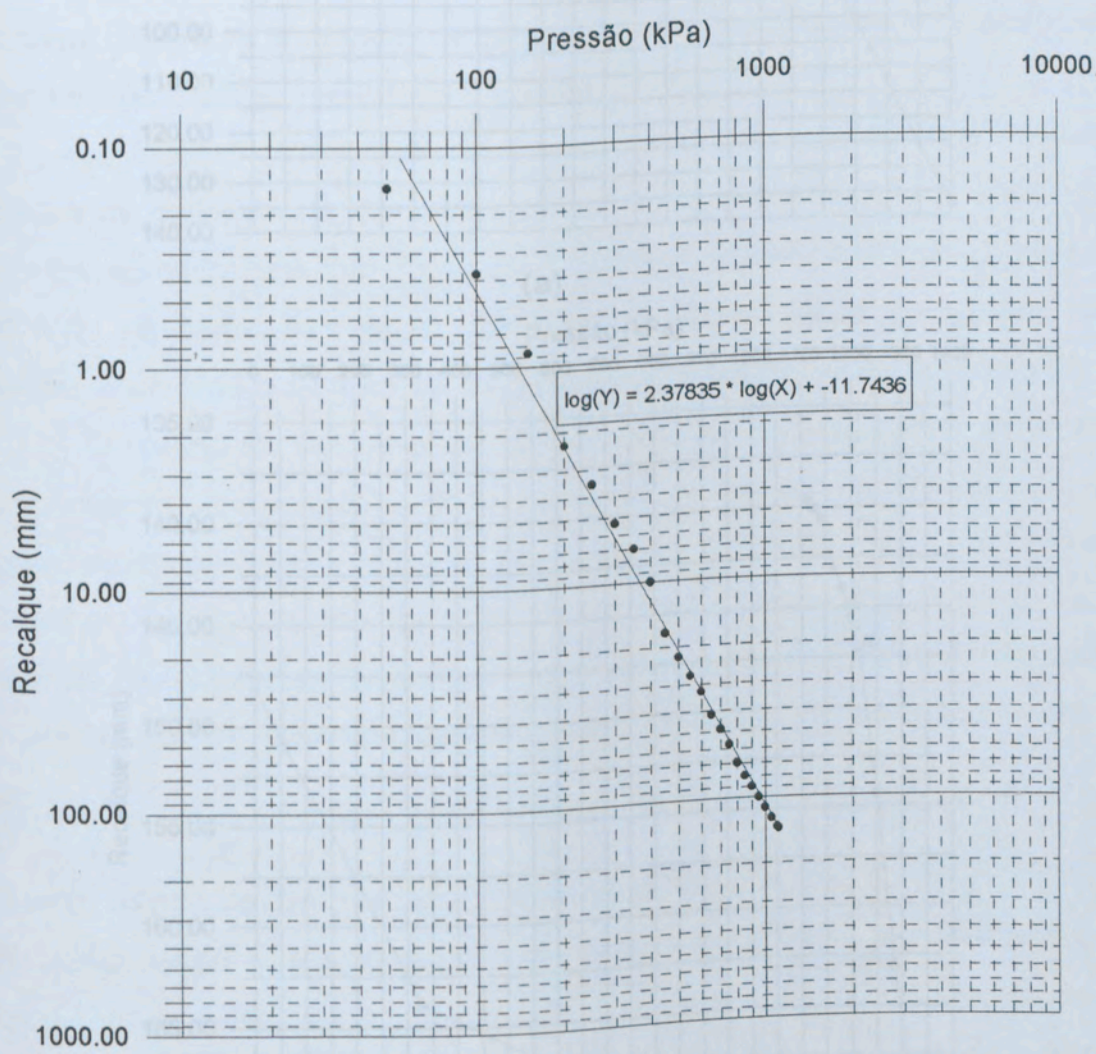


Figura 63 - Curva log q x log s.

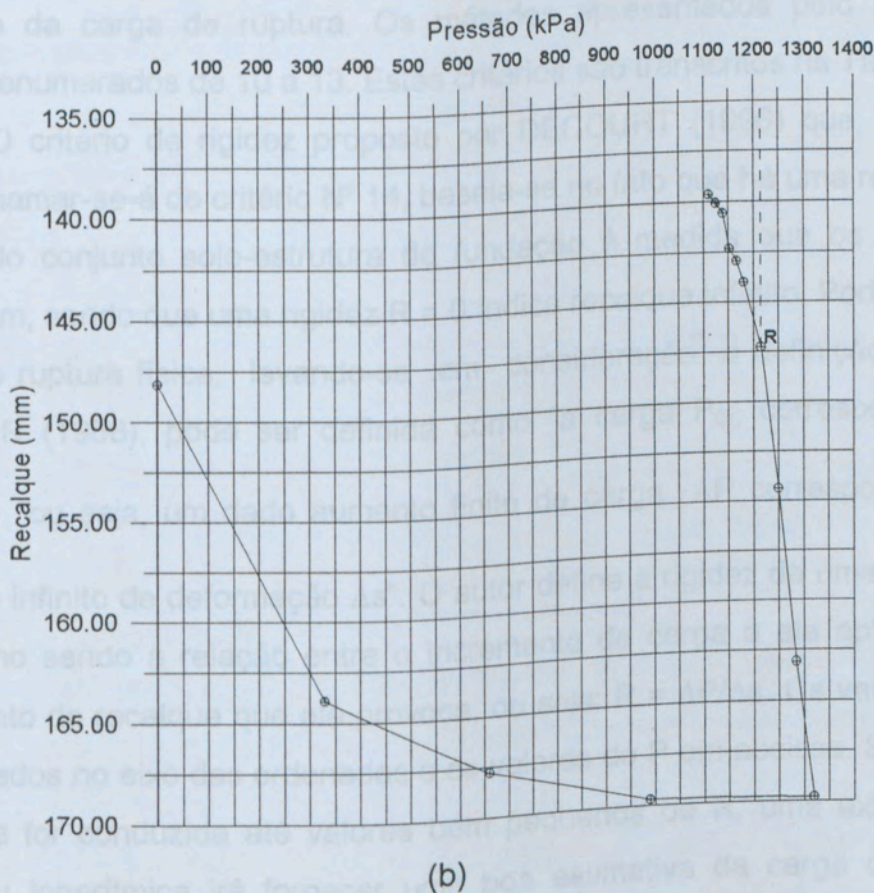
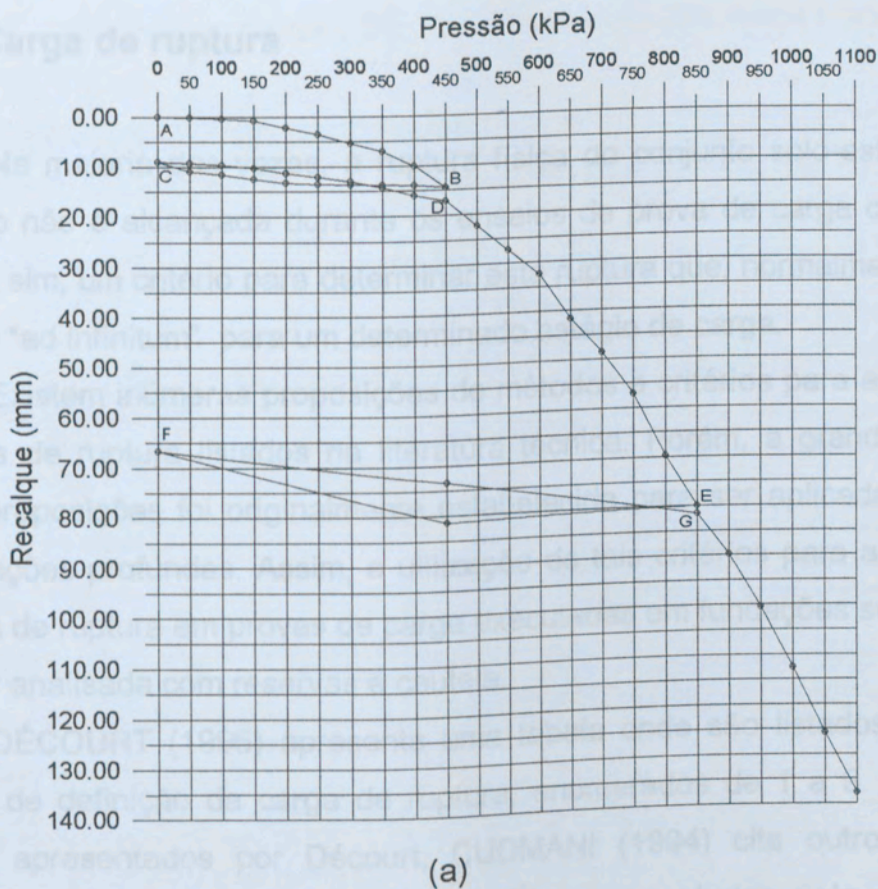


Figura 64 - Curva $q \times s$: a) carregamentos lentos; b) carregamentos rápidos.

6.1.1 Carga de ruptura

Na maioria das vezes, a ruptura física do conjunto solo-estrutura de fundação não é alcançada durante os ensaios de prova de carga comuns. É definido, sim, um critério para determinar esta ruptura que, normalmente, é um recalque “ad infinitum” para um determinado estágio de carga.

Existem inúmeras proposições de métodos e critérios para a definição da carga de ruptura listados na literatura técnica. Porém, a grande maioria destas proposições foi originalmente estabelecida para ser aplicada ao caso de fundações profundas. Assim, a utilização de tais critérios para a definição da carga de ruptura em provas de carga executadas em fundações superficiais deve ser analisada com reservas e cautela.

DÉCOURT (1996) apresenta uma tabela onde são listados diversos critérios de definição da carga de ruptura, enumerados de 1 a 9. Além dos critérios apresentados por Décourt, CUDMANI (1994) cita outros para a definição da carga de ruptura. Os métodos apresentados pelo autor são aqueles enumerados de 10 a 13. Estes critérios são transcritos na Tabela 16.

O critério de rigidez proposto por DÉCOURT (1996) que, daqui em diante chamar-se-á de critério N° 14, baseia-se no fato que há uma redução da rigidez do conjunto solo-estrutura de fundação à medida que os recalques aumentam, sendo que uma rigidez $R = 0$ indica recalque infinito. Portanto, uma carga de ruptura física, levando-se em consideração a definição segundo DE BEER (1988), pode ser definida como “a carga P_{ult} , correspondente a

$\frac{\Delta s}{\Delta P} \rightarrow \infty$, ou seja, um dado aumento finito de carga ΔP corresponde a um aumento infinito de deformação Δs ”. O autor define a rigidez de uma fundação (R) como sendo a relação entre o incremento de carga a ela aplicada e o incremento de recalque que ele provoca, ou seja: $R = \Delta P / \Delta s$. Os valores de R são plotados no eixo das ordenadas e os valores de P em abcissa. Se a prova de carga for conduzida até valores bem pequenos de R , uma extrapolação linear ou logarítmica irá fornecer uma boa estimativa da carga de ruptura física.

Tabela 16 - Critérios de ruptura, DÉCOURT (1996) e CUDMANI (1994)

Critério	Descrição
1) Limitação do recalque total	a) absoluto → 1,0" (Holland, New York Code) b) relativo → 10% do diâmetro do topo da estaca (England)
2) Limitação do recalque plástico	→ 0,25" (AASHTO) → 0,35" (Magnel, 1948) → 0,50" (Boston Code)
3) Limitação da razão recalque plástico/recalque elástico	1,5 (Christiani and Nielsen)
4) Máxima razão entre o incremento do recalque elástico e incremento do recalque plástico	(Széchy, 1961)
5) Razão limite recalque/carga	a) total → 0,01"/ton (California, Chicago) b) incremental → 0,03"/ton - incremental (Ohio) → 0,05"/ton - incremental (Raymond Co.)
6) Limitação da razão recalque/carga plástica	a) total → 0,01"/ton (New York Code) b) incremental → 0,03"/ton (Raymond Co.)
7) Máxima razão incremento de recalque/incremento de carga	(Vesic, 1963)
8) Curvatura máxima da curva log w/log Q	(De Beer, 1967)
9) Postulado de Van der Veen, 1953	$P = P_{max}(1 - e^{-\alpha z}) \Rightarrow \ln[1 - (P/P_{max})]$
10) Limitação do recalque total relativo	a) D/30 (ABNT) b) 0,05D (Companucci & Gomez, 1988)
11) Baseado na tangente da curva carga-recalque	a) a interseção das tangentes inicial e final da curva carga-recalque define a carga admissível b) valor constante de carga para recalque crescente
12) Função do tempo	a) Cambefort & Chadeisson (Gutierrez, 1993) ∴ $\delta_m = \delta_1 + \log(1 + m\sqrt{t})$ b) Laboratoire Central des Pontes et Chaussées (Paris) ∴ $\delta_m = \delta_1 + \alpha \cdot \log(t)$ δ_m = recalque no tempo t transcorrido após a aplicação da carga δ_1 = recalque absoluto ao final do estágio anterior m e α = constantes de proporcionalidade que variam em cada estágio de carregamento e que podem ser determinadas gráfica ou analiticamente a partir dos pares de valores (δ_m , t) medidos. Representando α como uma função da carga, verifica-se que a curva obtida tem um tramo inicial e um tramo final aproximadamente lineares. O ponto de mudança, correspondente à "fluência" do material, adota-se como carga de ruptura.
13) Brinch Hansen	A carga de ruptura corresponde a um recalque, que é o dobro do recalque ocorrido com 90% da mesma carga (Jimenez, 1981).

Segundo Vesic, os critérios 1(a), 2, 3, 5 e 6 apresentados na Tabela 16 conduzem a resultados errôneos se aplicados a estruturas de fundação cujo lado é maior que a profundidade de apoio. Portanto, a utilização de tais critérios não foi considerada.

Uma outra proposta de traçado da curva de campo é de aproximar a curva carga x recalque de uma função hiperbólica, representada pela equação:

$$P = \frac{s}{a + bs} \therefore \frac{s}{P} = a + bs \quad (6.1)$$

Plotando-se os valores s/P no eixo das ordenadas e os valores de s no eixo das abcissas, obter-se-á uma distribuição de pontos que deverá se aproximar de uma reta. O coeficiente angular (θ) desta reta será o inverso da carga de ruptura, portanto $P_{rup} = 1/\theta$ (critério N° 15).

O critério N° 16 é o definido no campo com base na proposta de DE BEER (1988) (descrito no item 5.4 no capítulo 5), ou seja, para um dado incremento de carga ocorre uma aceleração nos recalques, que causa a queda da pressão aplicada pelo conjunto macaco/bomba hidráulica.

No presente trabalho levar-se-á em consideração a definição da carga de ruptura obtida pelos critérios 1(b), 9, 10(a), 11(a), 14, 15 e 16.

Para determinar a carga de ruptura utilizando o critério número 9, lançou-se mão de um programa de computador de nome VDVEEN, em linguagem de programação FORTRAN. O programa forneceu uma carga de ruptura $P_{rup} = 1.859 \text{ kN}$.

Calculando-se um diâmetro equivalente para a sapata quadrada em questão, obtém-se um valor de $D_{eq} = 135 \text{ cm}$. Substituindo-se o valor de D_{eq} nas expressões propostas pelos critérios 1(b) e 10(a), chega-se a valores de carga de ruptura $P_{rup} \cong 1.575 \text{ kN}$ e $P_{rup} \cong 965 \text{ kN}$, respectivamente.

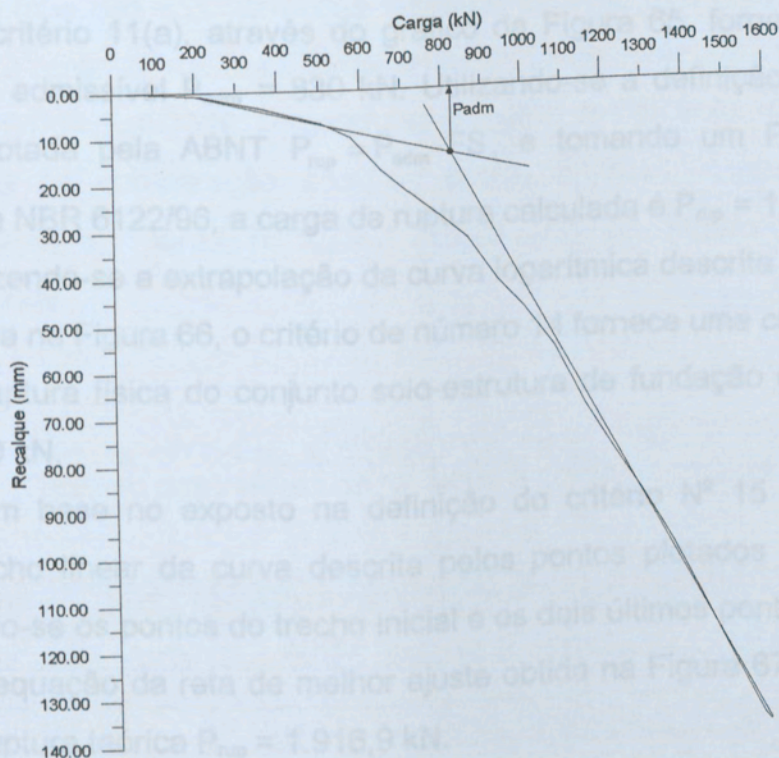


Figura 65 - Curva carga-recalque, critério 11(a).

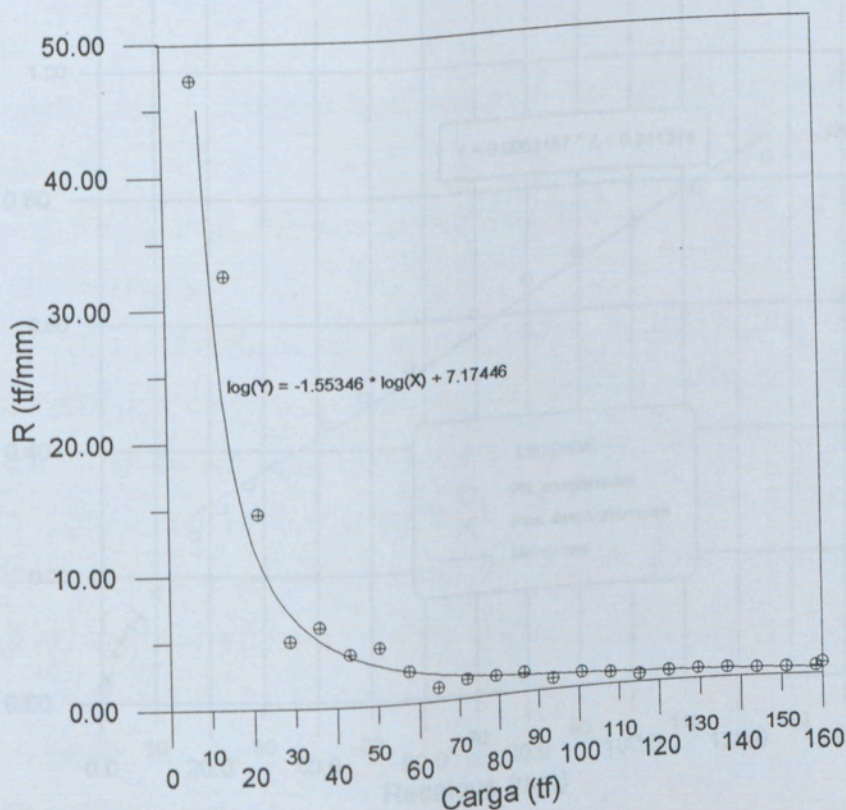


Figura 66 - Curva R x P, critério de definição da carga de ruptura número 14.

O critério 11(a), através do gráfico da Figura 65, forneceu um valor para carga admissível $P_{adm} = 830 \text{ kN}$. Utilizando-se a definição de carga de ruptura adotada pela ABNT $P_{rup} = P_{adm} \cdot FS$, e tomando um $FS = 2$ como indicado na NBR 6122/96, a carga de ruptura calculada é $P_{rup} = 1.660 \text{ kN}$.

Fazendo-se a extrapolação da curva logarítmica descrita pela equação apresentada na Figura 66, o critério de número 14 fornece uma carga para que ocorra a ruptura física do conjunto solo-estrutura de fundação da ordem de $P_{rup} \cong 2.350 \text{ kN}$.

Com base no exposto na definição do critério N° 15 e tomando o melhor trecho linear da curva descrita pelos pontos plotados na Figura 67 (desprezado-se os pontos do trecho inicial e os dois últimos pontos, referentes a 95%), a equação da reta de melhor ajuste obtida na Figura 67 fornece uma carga de ruptura teórica $P_{rup} = 1.916,9 \text{ kN}$.

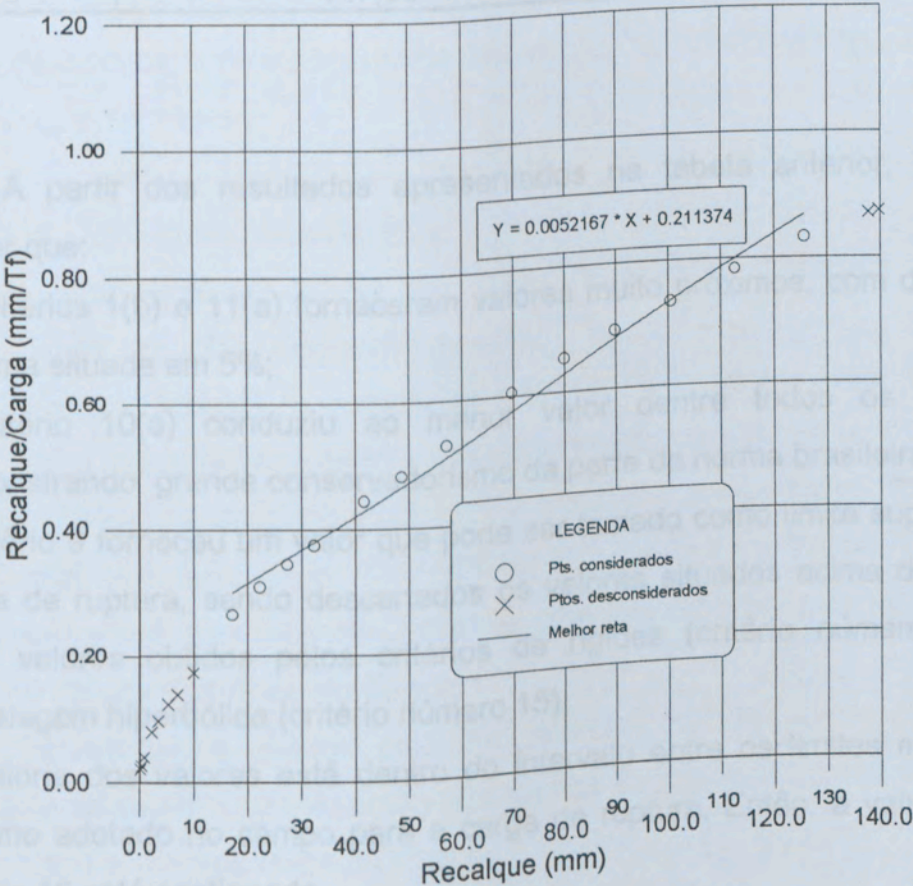


Figura 67 - Curva s/P x s, critério de definição da carga de ruptura número 15.

Em face das considerações feitas no capítulo 5, o critério número 16 fornece uma carga de ruptura situada entre um limite mínimo de 1.580 kN e um limite máximo de 1.900 kN. Tomando-se a média destes valores, encontra-se, para efeito de comparação com os outros critérios, o valor da carga correspondente ao ponto R ($q_u = 1.215,28 \text{ kPa}$) da Figura 64(b), ou seja, $P_{rup} = 1.750 \text{ kN}$.

Tabela 17 - Resumo dos valores de recalque e carga na ruptura

Critério	Recalque na ruptura s_{rup} (mm)	Carga de ruptura P_{rup} (kN)
1(b)	$\cong 135$	1.575,0
9	-	1.859,0
10(a)	$\cong 45$	965,0
11(a)	$\cong 142$	1.660,0
14	-	2.350,0
15	$\cong 170$	1.916,9
16	147,30	1.750,0

A partir dos resultados apresentados na tabela anterior, pode-se observar que:

- os critérios 1(b) e 11(a) forneceram valores muito próximos, com diferença máxima situada em 5%;
- o critério 10(a) conduziu ao menor valor dentre todos os demais, demonstrando grande conservadorismo da parte da norma brasileira;
- o critério 9 forneceu um valor que pode ser tomado como limite superior da carga de ruptura, sendo descartados os valores situados acima deste, ou seja, valores obtidos pelos critérios de rigidez (critério número 14) e modelagem hiperbólica (critério número 15);
- a maioria dos valores está dentro do intervalo entre os limites mínimo e máximo adotado no campo para a carga de ruptura. Então, a validade do critério 16 está confirmada.

6.1.2 Capacidade de carga do solo

Foram feitas análises em termos de tensões totais e efetivas. Por representar uma prática corrente na engenharia de fundações, foi adotada, para os parâmetros de resistência do solo (c , ϕ e c' , ϕ'), a média aritmética dos valores apresentados na Tabela 14, para os solos dos poços 1 e 2, ou seja, $c = 59$ kPa, $\phi = 10^\circ$, $c' = 42$ kPa e $\phi' = 24^\circ$.

Após a escavação da cava da sapata, observou-se a maior representatividade do solo do poço 1 como material de base da sapata. Portanto, para efeito comparativo utilizaram-se também os parâmetros fornecidos pelo ensaio $\overline{CU}/sat$ realizado para o solo do poço 1, ou seja, $c = 48$ kPa, $\phi = 10^\circ$, $c' = 42$ kPa e $\phi' = 19^\circ$. A utilização dos ensaios $\overline{CU}/sat$ é justificada pelo fato de ter-se os valores referentes a tensões efetivas e tensões totais, ao contrário dos ensaios $\overline{CU}/nat$ realizados sem a medição de poro-pressão.

Em virtude da pequena variação do peso específico natural do solo para os dois poços, tomou-se a média dos valores apresentados na Tabela 11, portanto $\gamma_{nat} = 16,1$ kN/m³.

Para efetuar uma análise comparativa o mais abrangente possível, adotaram-se diferentes critérios para a previsão da capacidade de carga do solo, tanto em relação aos fatores de capacidade de carga quanto às equações de previsão da capacidade de carga do solo.

Para as fórmulas de correlação com o N-SPT, adotou-se o valor de N-SPT médio (considerando as três sondagens executadas) nas profundidades B e 2B abaixo da cota de apoio da sapata, ou seja, 2,5 e 3,5 m de profundidade. Isto levou a um valor de $N-SPT_{médio} = 17,67 \cong 17$. Na Tabela 18 são apresentados, de forma resumida, os diversos critérios adotados para o cálculo da capacidade de carga do solo.

Os resultados obtidos para os diversos métodos de previsão da capacidade de suporte do solo estão listados nas Tabela 19 e 20, em termos de tensões totais e efetivas respectivamente.

Tabela 18 - Critérios para a definição da previsão da capacidade de carga

Critério	Equação de capacidade de carga	Fatores adotados	Parâmetros geotécnicos
1	$q_u = c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ (2.26)	N_c Terzaghi (2.27) N_q Terzaghi (2.28) N_γ Terzaghi (2.33)	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
2	$q_u = c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ (2.26)	N'_c Terzaghi N'_q Terzaghi N'_γ Terzaghi	$2/3$ de c , $\tan \phi$, c' e $\tan \phi'$
3	$q_u = c \cdot N_c + \bar{q} \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ (2.26)	N_c Reissner (2.25) N_q Reissner (2.24) N_γ Caquot & Kérisel (2.34)	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
4	$q_u = c N_c s_c + \bar{q} N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$	N_c Terzaghi (2.27) N_q Terzaghi (2.28) N_γ Terzaghi (2.33) s_c DeBeer s_q DeBeer s_γ DeBeer	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
5	$q_u = c N_c s_c d_{c i_c} + \bar{q} N_q s_q d_{q i_q} + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i_\gamma}$ (2.40)	N_c Meyerhof (2.42) N_q Meyerhof (2.41) N_γ Meyerhof (2.43) s_c, d_c Meyerhof s_q, d_q Meyerhof s_γ, d_γ Meyerhof	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
6	$q_u = c N_c s_c d_{c i_c} g_{c b_c} + \bar{q} N_q s_q d_{q i_q} g_{q b_q} + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i_\gamma} g_{\gamma b_\gamma}$ (2.44)	N_c Hansen (2.25) N_q Hansen (2.24) N_γ Hansen (2.34) s_c, d_c Hansen s_q, d_q Hansen s_γ, d_γ Hansen	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
7	$q_u = c N_c s_c d_{c i_c} g_{c b_c} + \bar{q} N_q s_q d_{q i_q} g_{q b_q} + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i_\gamma} g_{\gamma b_\gamma}$ (2.44)	N_c Vesic (2.25) N_q Vesic (2.24) N_γ Vesic (2.34) s_c, d_c Vesic s_q, d_q Vesic s_γ, d_γ Vesic	$c = 48$ e 59 kPa $\phi = 10^\circ$ $c' = 42$ kPa $\phi' = 19^\circ$ e 24° $\gamma_{nat} = 16,1 \text{ kN/m}^3$
8	$q_u = 30 \text{ N-SPT } (D_f \leq B)$ (Parry, 1977)	equação 2.63	N-SPT = 17
9	$q_a = (k/n) \text{ N-SPT}$ (Costa Nunes & Velloso, 1959)	$k = 5,5$ $n = 7$	N-SPT = 17
10	$q_a = \text{N-SPT}/5$ (kgf/cm ²) (Vargas, 1955)	tabela 2.8	N-SPT = 17
11	$q_u = q_a \cdot \text{FS}$ (Bowles, 1988)	Ábaco Fig. 2.20	FS = 2
12	$q_a = 1/8 \cdot N \cdot \rho_a$ ($B \leq 1,2$ m) (2.66)	$B = 1,2$ m	$\rho_{adm} = 25$ mm N-SPT = 17
13	$\sigma_s = \frac{\sigma_r}{\text{FS}}$ (ruptura geral), $\sigma_s \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{\text{FS}} \\ \frac{\sigma_{10}}{\sigma_{10}} \end{cases}$ (ruptura local) (ABNT)	σ_{25} ($s = 25$ mm, ruptura convencional) σ_{10} ($s = 10$ mm, limitação de recalque)	FS = 2

NOTA: Os números entre parênteses indicam a equação considerada.

Tabela 19 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' médios

Critério	Análise em termos de tensões totais	Análise em termos de tensões efetivas
	$q_u(\text{kPa})$	$q_u(\text{kPa})$
1	621,46	1264,07
2	351,66	512,29
3	544,20	1057,19
4	783,24	1800,65
5	824,17	1651,55
6	916,65	1548,18
7	921,58	1562,21
8	510,00	510,00
9	1335,71	1335,71
10	680,00	680,00
11	700,00	700,00
12	53,13	53,13
13	530,00	530,00

Tabela 20 - Previsão da capacidade de carga para c , ϕ e c' , ϕ' $\overline{CU}/\text{sat poço1}$

Critério	Análise em termos de tensões totais	Análise em termos de tensões efetivas
	$q_u(\text{kPa})$	$q_u(\text{kPa})$
1	515,86	856,03
2	292,70	394,04
3	452,35	723,65
4	648,07	1164,13
5	680,73	1075,32
6	756,65	1015,32
7	761,57	1021,38
8	510	510,00
9	1335,71	1335,71
10	680,00	680,00
11	700,00	700,00
12	53,13	53,13
13	530,00	530,00

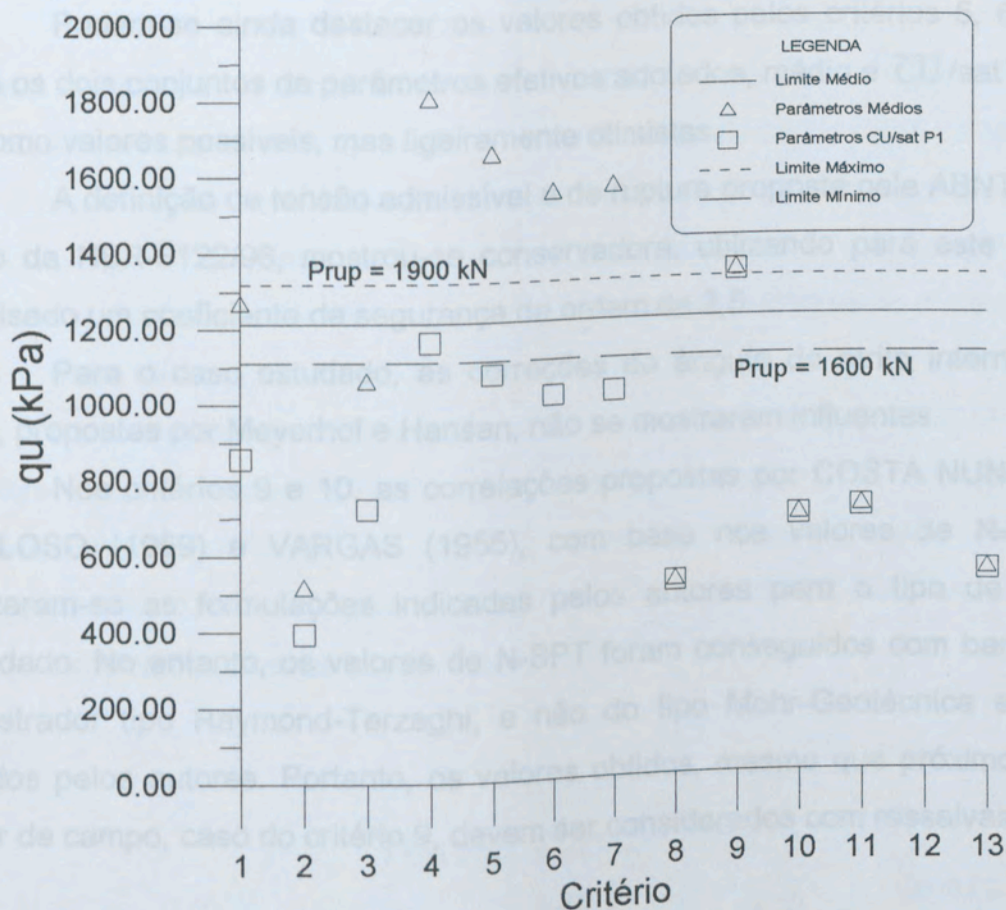


Figura 68 - Gráfico q_u x critérios de previsão da capacidade de carga.

Os valores obtidos pelo critério 12 mostraram-se incoerentes com a realidade, sendo desconsiderados das análises. O restante dos valores mostrou-se dentro de uma faixa coerente.

A Figura 68 apresenta, de forma resumida, um gráfico contendo o comportamento de todos os critérios adotados para a análise em comparação com os limites mínimo e máximo e a média do resultado obtido no ensaio de campo.

Em termos de tensões totais, os valores obtidos não se mostraram adequados, se comparados com o valor obtido no ensaio de campo. Porém, em termos de tensões efetivas, os critérios 1 (parâmetros médios) e 4 (parâmetros $\overline{CU}$ /sat poço 1), formulações propostas por Terzaghi, mostraram-se bem próximos do valor obtido no ensaio de campo.

Podem-se ainda destacar os valores obtidos pelos critérios 5, 6 e 7 para os dois conjuntos de parâmetros efetivos adotados, médio e $\overline{CU}/\text{sat}$ poço 1, como valores possíveis, mas ligeiramente otimistas.

A definição de tensão admissível e de ruptura proposta pela ABNT, por meio da NBR-6122/96, mostrou-se conservadora, utilizando para este caso analisado um coeficiente de segurança da ordem de 2,5.

Para o caso estudado, as correções do ângulo de atrito interno do solo, propostas por Meyerhof e Hansen, não se mostraram influentes.

Nos critérios 9 e 10, as correlações propostas por COSTA NUNES e VELLOSO (1959) e VARGAS (1955), com base nos valores de N-SPT, utilizaram-se as formulações indicadas pelos autores para o tipo de solo estudado. No entanto, os valores de N-SPT foram conseguidos com barrilete amostrador tipo Raymond-Terzaghi, e não do tipo Mohr-Geotécnica e IPT citados pelos autores. Portanto, os valores obtidos, mesmo que próximos do valor de campo, caso do critério 9, devem ser considerados com ressalvas.

6.1.3 Distribuição de pressão de contato

A seguir, apresentam-se os resultados obtidos pelas CPTE's nas medidas da pressão de contato da sapata no solo, para as pressões médias aplicadas iguais a 200, 400, 600, 800 e 1.000 kPa.

Na Figura 70 apresentam-se alguns dados obtidos nas medidas da pressão de contato da sapata no solo. Pelo fato das CPTE's 2, 3 e 4 não terem fornecido leituras coerentes com as pressões médias aplicadas, os valores obtidos por elas não são apresentados neste trabalho. Como a sapata é quadrada, pode-se supor uma simetria de eixos e de comportamento, sendo possível extrapolar os valores medidos pelas CPTE's 1 e 5 para toda a sapata.

A distribuição de tensão com a profundidade, σ_z , no centro da sapata, foi calculada pela equação 2.3. Foram obtidas três curvas para diferentes tensões, que são apresentadas na Figura 69.

Para uma carga “q”, aplicada sobre uma sapata rígida, a tensão de contato medida não é uniformemente distribuída e varia de um valor máximo nas bordas até um mínimo no centro. Com a redução da intensidade da tensão com a profundidade, a distribuição característica de uma placa rígida passa a se comportar como uma placa flexível. Com base no exposto, pode-se facilmente averiguar a exatidão das tensões medidas, fazendo-se o equilíbrio vertical entre as forças atuantes na sapata.

Para uma tensão média aplicada no centro da sapata, $q = 600 \text{ kPa}$, as tensões medidas pelas CPTE's na borda e no centro da sapata são respectivamente: $953,75$ e $325,79$; portanto, uma pressão média uniformemente distribuída igual a $639,77 \text{ kPa}$ foi medida. Conclui-se, então, que os valores medidos estão coerentes.

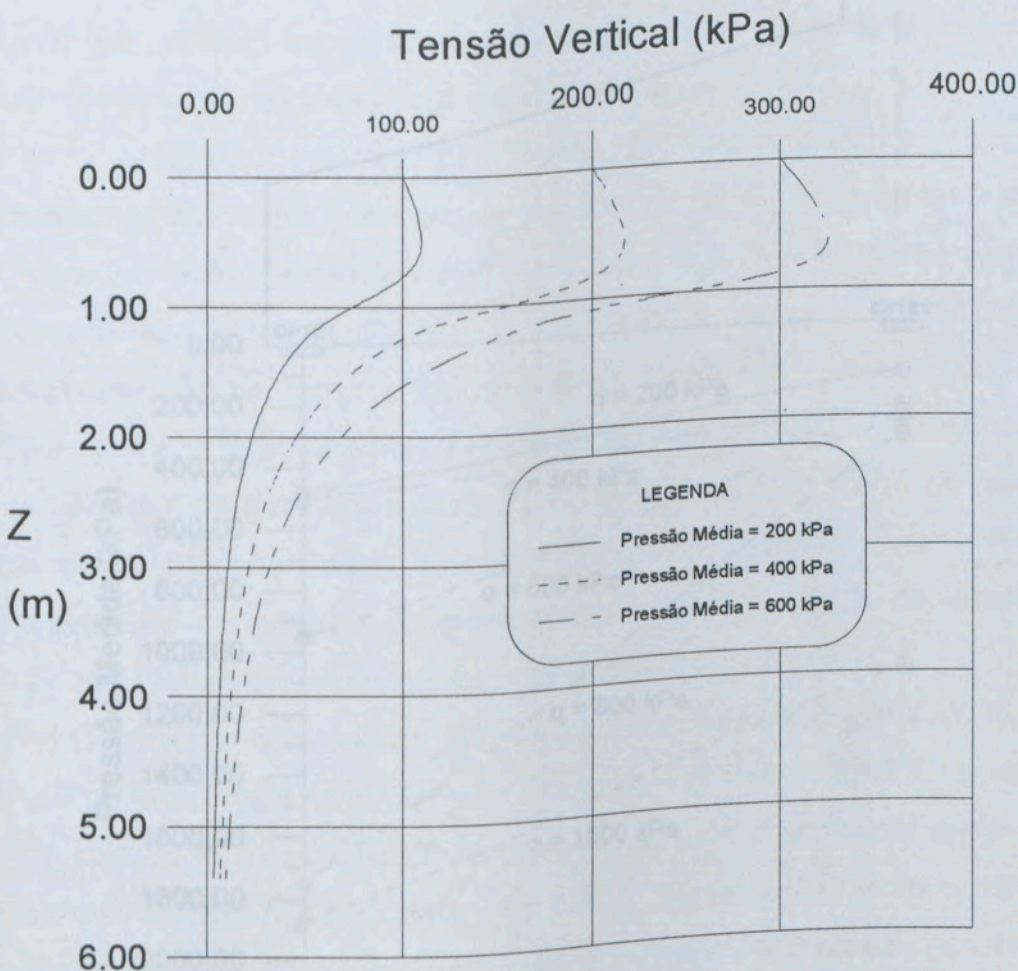


Figura 69 - Variação de σ_z no centro da sapata com a profundidade.

7. RESUMO E CONCLUSÕES

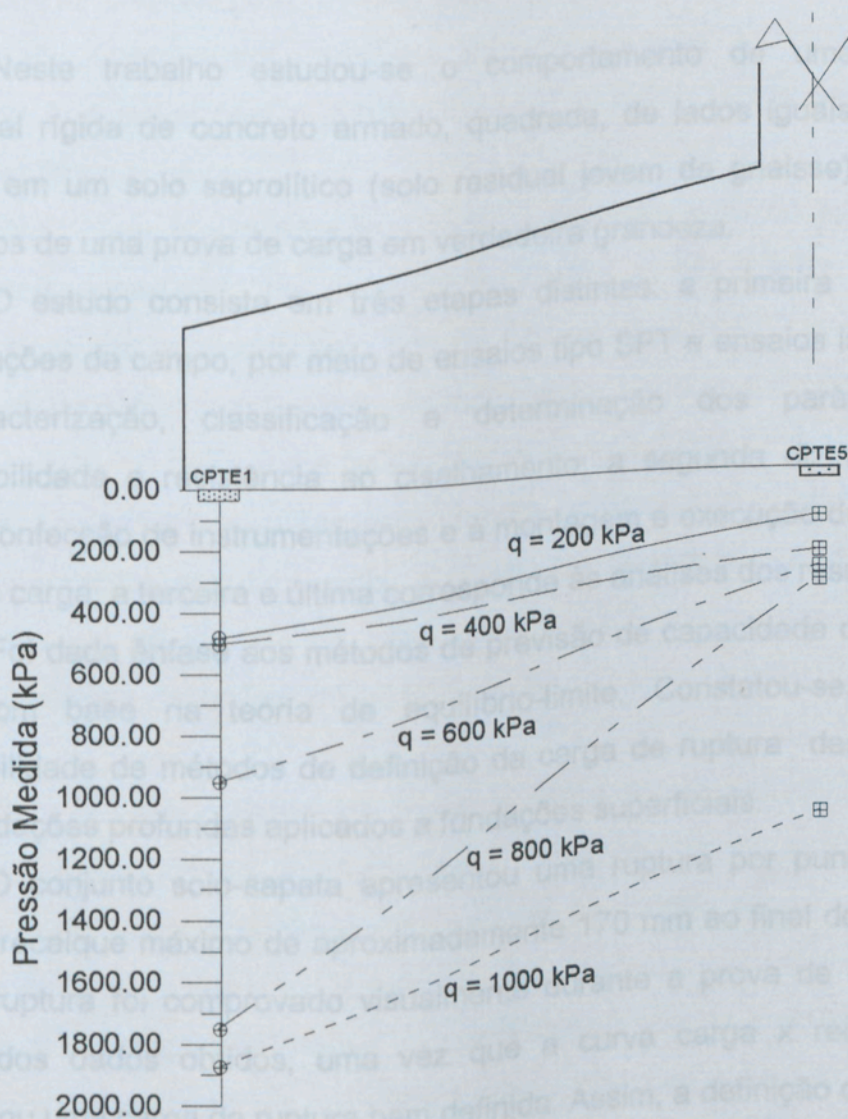


Figura 70 - Tensões de contato solo-sapata determinadas no campo.

7. RESUMO E CONCLUSÕES

Neste trabalho estudou-se o comportamento de uma fundação superficial rígida de concreto armado, quadrada, de lados iguais a 1,20 m, assente em um solo saprolítico (solo residual jovem de gnaiss), utilizando resultados de uma prova de carga em verdadeira grandeza.

O estudo consiste em três etapas distintas: a primeira refere-se a investigações de campo, por meio de ensaios tipo SPT e ensaios laboratoriais de caracterização, classificação e determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento; a segunda diz respeito ao projeto/confecção de instrumentações e à montagem e execução do ensaio de prova de carga; a terceira e última corresponde às análises dos resultados.

Foi dada ênfase aos métodos de previsão de capacidade de carga de solos com base na teoria de equilíbrio-limite. Constatou-se, ainda, a adequabilidade de métodos de definição da carga de ruptura desenvolvidos para fundações profundas aplicados a fundações superficiais.

O conjunto solo-sapata apresentou uma ruptura por punção com um recalque máximo de aproximadamente 170 mm ao final do ensaio. O tipo de ruptura foi comprovado visualmente durante a prova de carga e na análise dos dados obtidos, uma vez que a curva carga x recalque não apresentou uma carga de ruptura bem definida. Assim, a definição da carga de ruptura teve de ser obtida por meio da definição de critérios específicos.

As análises em termos de tensões efetivas mostraram-se mais próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga, principalmente as formulações propostas por Terzaghi. Porém, a não consideração do efeito da sucção na determinação das envoltórias de resistência do solo e, conseqüentemente, dos parâmetros geotécnicos, leva a crer que pode ter influenciado nos resultados. Em resumo, a tensão de ruptura deu-se entre $\sigma_r = 1.097,22$ e $\sigma_r = 1319,44$ kPa, o que fornece, para um fator de segurança igual a 2 (sugerido pela NBR 6122/96), uma tensão admissível variando de $\sigma_a = 548,61$ a $\sigma_a = 659,72$ kPa.

As células de pressão total elétricas, utilizadas para medição das pressões de contato solo-sapata, mostraram-se eficientes. A resposta inadequada de três das cinco células vem reforçar um dos fatos agravantes na utilização de instrumentação baseada em extensometria. As instrumentações devem ser instaladas com o máximo cuidado e serem fabricadas visando a total vedação do conjunto.

Não foram observados resultados relevantes nas medições através dos marcos superficiais da deformação vertical do solo circunvizinho. O ocorrido pode ser explicado pelo tipo de ruptura observada, puncionamento, que não causa praticamente nenhuma movimentação no solo de superfície.

Os critérios de projetos de fundações superficiais para o solo estudado devem ser baseados nos limites determinados pelos recalques admissível e de ruptura impostos à estrutura, pois, o critério de determinação, com base na taxa admissível de suporte do solo, mostrou-se muito conservador, sendo utilizados valores da ordem de 45% do valor obtido no ensaio de prova de carga.

Com certeza, o ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza se traduz no método mais eficiente para previsão do comportamento da capacidade de carga e recalques do solo em fundações superficiais. Porém, em razão do grande custo e das grandes dificuldades que envolvem o mesmo, sugere-se a realização de provas de carga em placas, se possível em maior escala, com dimensões mais próximas às das fundações a serem utilizadas "in situ".

A utilização do conjunto de aplicação de carga macaco-bomba, sem o uso de uma célula de carga, mostrou-se eficiente, não sendo observado atrito entre o pistão e a camisa do macaco hidráulico. Porém, isto não justifica a não utilização de células de carga em próximos trabalhos de prova de carga.

8. RECOMENDAÇÕES

Para melhor confirmação de rupturas tipo local ou por punção, sugere-se a abertura de poços ou trincheiras de investigação na região circunvizinha à fundação ensaiada.

Infelizmente não foi possível dar continuidade às análises numéricas por meio de Métodos de Elementos Finitos, porém, fica a sugestão de que num próximo trabalho envolvendo a prova de carga realizada se façam estas análises, tanto para a capacidade de carga quanto para a previsão de recalques.

A fim de determinar o comportamento do solo estudado em relação ao projeto de fundações superficiais, poderão ser executados estudos comparativos de diversos ensaios de campo (DMT, PMT, CPT, SPT-T, etc.) e de laboratório (ensaios triaxiais especiais e ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova talhados em diferentes posições com relação à estratificação do terreno) para comparação com os dados obtidos neste trabalho.

Recomenda-se a continuação dos estudos iniciados por este trabalho através da execução de provas de carga em prumos com três diâmetros diferentes nos arredores de prova de carga realizada, e a profundidades diferenciadas, com a finalidade de se comparar os resultados deste trabalho e conferir as fórmulas de correlações propostas para solos sedimentares e tropicais.

8. RECOMENDAÇÕES

Para melhor confirmação de rupturas tipo local ou por puncionamento, sugere-se a abertura de poços ou trincheiras de investigação na região circunvizinha à fundação ensaiada.

Infelizmente não foi possível dar continuidade às análises numéricas por meio de Métodos de Elementos Finitos, porém, fica a sugestão de que num próximo trabalho envolvendo a prova de carga realizada se façam estas análises, tanto para a capacidade de carga quanto para a previsão de recalques.

Afim de determinar o comportamento do solo estudado em relação ao projeto de fundações superficiais, poderão ser executados estudos comparativos de diversos ensaios de campo (DMT, PMT, CPT, SPT-T, etc.) e de laboratório (ensaios triaxiais especiais e ensaios triaxiais convencionais em corpos de provas talhados em diferentes posições com relação à estratificação do terreno) para comparação com os dados obtidos neste trabalho.

Recomenda-se a continuação dos estudos iniciados por este trabalho através da execução de provas de carga em placas com três diâmetros diferentes nos arredores da prova de carga realizada, e a profundidades diferenciadas, com a finalidade de se comparar os resultados deste trabalho e conferir as fórmulas de correlações propostas para solos sedimentares e tropicais.

Uma grande contribuição para a determinação do módulo de elasticidade do solo e dos coeficientes de empuxo de terra e do coeficiente de Poisson seria a execução de provas de carga horizontal, também em diversas profundidades para se ter a evolução dos parâmetros citados acima com a profundidade.

Para futuros ensaios de provas de carga aconselha-se a adoção de instrumentação eletrônica, por meio de LVDT's, etc. Esta medida com certeza reduziria ou até extinguiria alguns dos problemas ocorridos, como exaustão da equipe (durante as leituras) e tratamento dos dados coletados.

O galpão, ou a estrutura, de proteção e acondicionamento do ensaio de prova de carga deve ser feito prevendo-se problemas de circulação interna, locação dos equipamentos e espaço para descanso da equipe. É importante também que os materiais utilizados na construção da estrutura sejam resistentes, propiciando assim maior segurança aos trabalhos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457. Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1995. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459. Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6439. Prova de carga de direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6884. Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1993. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180. Solo - determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181; Análise granulométrica de solos. Rio de Janeiro, 1982. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250; Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9634; Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1985. 8 p.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGNELLI, M.; ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10. 1994. Foz de Iguaçu, PR. Anais. Foz de Iguaçu, PR: Isen, 1994. v. 1. p. 167-174.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3336**; Ensaios oedométricos. Rio de Janeiro, 1990. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**; Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**; Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**; Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**; Prova de carga de direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6884**; Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1980. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**; Solo - determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**; Análise granulométrica de solos. Rio de Janeiro, 1982. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**; Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982. 7 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**; Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986. 8 p.
- AGNELLI, N., ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...**, Foz do Iguaçu, PR: [s.n.], 1994. v. 1, p. 167-174.
- AMAR, S., FRANK, R., CANEPA, Y. e JEZEQUEL, J. F., Poissonnement de fondations superficielles sur sols fins. In: DESIGN PARAMETERS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1979, London. **Proceedings...**, London: BGS, 1979. v. 3, p. 1-8.
- BADILLO, E. J., RODRIGUEZ, A. R. **Mecánica de suelos**. México, DC: Limusa, 1991. v. 2, 562 p.
- BALLA, A. Bearing capacity of foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.L.], v. 88, nº SM5, p. 13-44, 1962.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**. Rio de Janeiro, RJ: UFRJ, 1986. 178 p. Tese (Livre Docência) - Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.
- BARATA, F. E. **Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas**. Rio de Janeiro, RJ: ENEF, Universidade do Brasil, 1962. 169 p. Tese (Livre Docência) - Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil, 1962.

BJERRUM, L., EDGGESTAD, A. Interpretation of loading test on sand. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1, 1963, Wiesbaden. **Proceedings...**, Wiesbaden: [s.n.], 1963. v.1, p.199-203.

BOWLES, J. E. **Foundation, analysis and design**. 4. ed. Singapore: McGraw-Hill Book, 1988. 1216 p..

BRANDT, J. R. T. **Utilização de um novo pressômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais gnáissicos jovens e de estratos do terciário paulista**. Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ, 1978. 212 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1978.

BUENO, B. S., LIMA, D. C. e RÖHM, S. A. **Capacidade de carga de fundações rasas**. Viçosa, MG: UFV, Imprensa Universitária, 1985. 74 p. (Apostila 204).

BUISMAN, A. S. K. De weerstand van paalpunten in zand. **De Ingenieur**. [S.L.], v. 50, nº 25/28, p. 31-35, 1935.

BURLAND, J. B., BROMS, B. B. e DE MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 9, 1977, Tokio. **Proceedings...**, Tokio: [s.n.], 1977. v. 2., p. 495-546.

CAMPOS, M. T. P. **Ensaio de laboratório e provas de carga superficiais instrumentadas no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC/RJ**. Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ, 1980. 251 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1980.

CAQUOT, A. **Equilibre des massifs à frottement interne**. Paris: Gauthier - Villars, 1934. p. 1-91.

CAQUOT, A., KÉRISEL, J. Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3, 1953, Zürich. **Proceedings...**, Zürich: [s.n.], 1953. v. 1, p. 336-337.

CARDOSO, D. L. **Contribuição a identificação e tratamento dos solos expansivos da região de Viçosa - MG.** Viçosa, MG: Imprensa Universitária UFV, 1993. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1993.

CHEN, W. F. **Limit analysis and soil plasticity.** Holanda: Elsevier Scientific, 1975. 759 p.

CHEN, W. F., DAVIDSON, H. L. Bearing capacity determination by limite analysis. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.] v. 99. nº SM6, p. 443-449, 1975.

CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H. **Capacidade de carga e recalques de fundações diretas.** São Carlos/SP: EESC/USP, 1984. 29 p. (Publicação 028/95).

CODUTO, D. P. **Foundation design; principle and practices.** New Jersey: Prentice Hall, 1994. 796 p.

COSTA, W. L. **Revisão e análise crítica comparativa entre os diversos métodos de determinação da capacidade de suporte.** Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ, 1980. 276 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1980.

COSTA NUNES, A. J. e VELLOSO, D. A. Un perfeccionamiento en la ejecucion de pozos de fundacion bajo aire comprimido. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1, 1959, México, DC. **Proceedings...**, México, DC: [s.n.], 1959. v. 1, p. 371.

COZZOLINO, V. M. N., NOGAMI, J. S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, SP, v. 16, nº 2, p. 77-91, 1993.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos parcialmente saturados através de ensaios de placa.** Porto Alegre, RS: UFRGS, 1994. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994.

DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**. 2. ed. [S.L.]: PWS-KENT, 1990. 665 p.

DAS, B. M. **Advanced soil mechanics**. [S.L.]: MacGraw-Hill, 1983. 510 p.

DE BEER, E. E. Different behaviour of bored and driven piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER, 1, 1988, **Proceedings...**, [S.L.:s.n.], 1988. p. 47-82.

DE BEER, E. E. Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand. **Geotechnique**, London, v. 20, nº 4, p. 387-411, 1970.

DE BEER, E. E. Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, 1967, Duke. **Proceedings...**, Duke: Duke University, 1967. p. 15-34.

DE BEER, E. E. The scale effects in the transposicion of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. **Geotechnique**, London, v. 11, nº 1, p. 39-75, 1963.

DE BEER, E. E., VESIC, A. Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface. **Annales des Travaux Publics de Belgique**, [S.L.], v. 59, nº 3, p. 5-58, 1958.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, 1996, São Paulo, SP. **Anais...**, São Paulo, SP: [s.n.], 1996. v. 1, p. 215-224.

DE MELLO, V. F. B., SOUTO SILVEIRA, E. B. e QUARESMA, A. Some field correlations on dynamic penetration resistance in exploratory borings by geotecnica brazil. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1, 1959, México, DC. **Proceedings...**, México, DC: [s.n.], 1959. v. 2, p. 140-145.

DE MELLO, V. F. B. **Considerações sobre os ensaios de penetração e sua aplicação a problemas de fundações rasas**. São Paulo, SP: FAU/USP, 1967. 187 p. Tese (Livre Docência) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, 1967.

DE MELLO, V. F. B. The standart penetration Test. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1971, San Juan, Puerto Rico. **Proceedings...**, San Juan, Puerto Rico: [s.n.], 1971. v. 1, p. 1-86.

FEDA, J. Research on the bearing capacity of loose soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1961, Paris. **Proceedings...**, Paris: [s.n.], 1961. v. 1, p. 635-642.

FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa, MG: Imprensa Universitária UFV, 1994, 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1994.

FERREIRA, C. V., LOBO, A. S. e ALBIERO, J. H. Correlações entre parâmetros geotécnicos de um solo residual. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...**, Foz do Iguaçu, PR: [s.n.], 1994. v. 4, p. 1205-1213.

FOX, E. N. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 2, 1948, Rotterdam. **Proceedings...**, Rotterdam: [s.n.], 1948. v. 1, p. 129-132.

FUSARO, F. **Uma análise do comportamento das células de carga e dos piezômetros pneumáticos fabricados pela coppe para utilização no metrô do rio de janeiro**. Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ, 1983. 230 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1983.

GUIMARÃES, L. S. P. **Caracterização química e geotécnica de um perfil de solo residual da Zona da Mata Norte-MG**. Viçosa/MG: Imprensa Universitária UFV, 1996, 96 p.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1996.

- HANNA, T. H. **Field instrumentation in geotechnical**. 2. ed. [S.L.]: Trans Tech, 1985. 373 p.
- HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute, 1961. p. 38-46. (Bulletin, 11).
- HANSEN, J. B., CRISTENSEN, N. H. Discussion on theoretical bearing capacity of very shallow footings. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations on Division**, [S.L.], v. 95, n° SM6, p. 1568-1572, 1969.
- HANSEN, J. B. Bearing capacity of shallow strip footings in clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1969, México, DC. **Proceedings...**, México, DC: [s.n.], 1969. v. 2, p. 107-113.
- HANSEN, J. B. **Bearing capacity**. Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute, 1970. p. 11-15. (Bulletin N° 14).
- HANSEN, J. B. **A revised and extend formula for bearing capacity**. Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute, 1970. p. 5-11. (Bulletin N° 28).
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. London: ELE International, 1986. v. 1, v. 2, v. 3.
- HO, M. M. K., LOPES, R. Contact pressure of a rigid circular foundation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.], v. 91, n° SM3, p. 791-802, 1969.
- HVORSLEV, M. J. Bearing capacity and settlement of foundations. In: Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, 1967, Duke. **Proceedings...**, Duke: Duke University, 1967. p. 95-99.
- IBRAHIM, M. H. Z. **Mesures des pressions au contact sol-foundation - influence des phases de construction**. Lyon: L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1983. 212 p. These (Doctorat Sciences ...) - L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1983.

JARDIM, W. F. D. **Estudo da pressão admissível de fundações diretas em solo residual de gnaiss através de provas de carga em placa.** Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ, 1980. 182 p. Dissertação (Mestrado em ...) - Coordenação do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1980.

KÉZDI, Á., RÉTHÁTI, L. **Handbook of soil mechanics - soil mechanics of earthworks, foundations and highway engineering.** Amsterdam: Elsevier, 1988. v. 3, 361 p.

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Ithaca, New York: Electric Power Research Institute, Cornell University, 1990.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley and Sons, 1969. 553 p.

LARKIN, L. A. Theoretical bearing capacity of very shallow footings. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.], v. 94, nº SM6, p. 1347-1357, 1968.

LUNDGREN, H., MORTENSEN, K. Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings in sand. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 3, 1953, Zürich. **Proceedings...**, Zürich: [s.n.], 1953. v. 1, p. 409.

LUTENEGGER, A. J. Application and limitations of in situ tests in structured soils. In: **US/BRAZIL GEOTECHNICAL WORKSHOP ON APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOILS**, 1992, Belo Horizonte, MG. **Proceedings...**, Belo Horizonte, MG: [s.n.], 1992. p. 105-136.

MARQUES, G. L. O. **Uso de geotêxteis em muros de contenção de pequeno porte.** Viçosa, MG: Imprensa Universitária UFV, 1993, 87 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, 1993.

- MEMIER, B. **Contribution a L'etude des capteurs de pression totale dans les sols**. Lyon: L'Institut National des Sciences Appliquees de Lyon, 1980. 196 p. Tese (Doctorat Sciences ...) - L'Institut National des Sciences Appliquees de Lyon, 1980.
- MEYERHOFF, G. G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Alberta, v. 2, n° 2, p. 223-229, 1974.
- MEYERHOFF, G. G. Shallow foundations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.], v. 91, n° SM2, p. 21-31, 1965.
- MEYERHOFF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 1, n° 1, p. 16-26, 1963.
- MEYERHOFF, G. G. The ultimate bearing capacity of wedgeshaped foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1961, [S.L.]. **Proceedings...**, [S.L.:s.n.], 1961, v. 2, p. 105-109.
- MEYERHOFF, G. G. Penetration test and bearing capacity of a cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.], v. 82, n° SM1, p. 8-66, 1956.
- MEYERHOFF, G. G. Influence of roughness of base and groundwater conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, London, v. 5, n° 3, p. 227-242, 1955.
- MEYERHOFF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, London, v. 2, n° 4, p. 301-332, 1951.
- MILOVIC, D. M. Comparasion between the calculated and experimental values of the ultimate bearing capacity. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 6, 1965, [S.L.]. **Proceedings...**, [S.L.:s.n.], 1965. v.3, p. 1215-1219.
- MINETTE, E., OLIVEIRA JÚNIOR, P. S. e FRAGASSI, P. F. M. **Estudo geológico-geotécnico do regolito típico da Zona da Mata - MG**. Relatório anual de pesquisa. Viçosa, MG: CEPE/UFV, 1995. 33 p.

- MURZENKO, YU N. Experimental results on the distribution of normal contact pressure on the base of rigid foundation resting on sand. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [S.L.], nº 2, p. 69-73, 1965.
- PARRY, R. H. G. Estimating bearing capacity in sand from SPT values. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, [S.L.], v. 103, nº GT9, p. 1014-1019, 1977.
- PAULINO, H. **Extensometria aplicada**. Viçosa, MG: DEC/UFV, 1995. 64 p. (Apostila).
- PINTO, C. S., GOBARA, W., PERES, J. E. E. E. e NADER, J. J. Propriedades dos Solos Residuais. CINTRA, J. C. A. e ALBIERO, J. H. (Ed.). **Solos do interior de São Paulo**. São Carlos/SP: ABMS, DG EESC-USP, 1993. Cap. 5, p. 95-142.
- PRANDTL, L. Über die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. **Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik**, [S.L.], v. 1, nº 1, p. 15-20, 1921.
- PRESA, E. P. Relato geral da 7ª sessão técnica: solos tropicais, especiais (expansivos, colapsáveis e dispersivos) e pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...**, Foz do Iguaçu, PR: [s.n.], v. pós congresso, 1994. p. 231-249.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1974. 594 p.
- REDSHAW, S. C. A sensitive miniature pressure cell. **Journal of Science Institute**, [S.L.], v. 31, nº 12, p. 467-469, 1954.
- REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF APPLIED MECHANICS, 1, 1924, Delft. **Proceedings...**, Delft: [s.n.], 1924. p. 295-311.
- SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test performance and design**. Washington, DC: U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1978, 145 p. (Report FHWA-TS-78-209).

- SHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement ober sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.L.], v. 96, nº SM3, p. 1011-1043, 1970.
- SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1951, London. **Proceedings...**, London: [s.n.], 1951. p. 180-189.
- SKEMPTON, A. W., BJERRUM, L. A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. **Geotechnique**, London, v. 7, nº 1, p. 168-178, 1957.
- SOWERS, G. F. Shallow foundations. In: LEONARDS, G. A. (Ed.). **Foundation engineering**. [S.L.]: McGraw-Hill Book, 1962. cap. 6, p. 525-632.
- TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1948. 700 p.
- TEIXEIRA, A. H. Correlação entre a capacidade de carga das argilas e a resistência à penetração. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3, 1966, Belo Horizonte, MG. **Anais...**, Belo Horizonte, MG: [s.n.], 1966. v. 1, p. III-55 a III-69.
- TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H. e CARVALHO, D. Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de minas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, 1996, São Paulo, SP. **Anais...**, São Paulo, SP: [s.n.], 1996. v. 1, p. 309-316.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967. 729 p.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943. 510 p.
- TORY, A. C., SPARROW, R. W. The influence of diaphragm flexibility on the performance of an earth pressure cell. London: British Railways Research Department, 1967. p. 781-785.

TROLLOPE, D. H., LEE, I. K. The measurement of soil pressures. In INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1961, Paris. **Proceedings...**, Paris: [s.n.], 1961. v. 2, p. 493-494.

U. S. NAVY. **Soil mechanics**, NAVFAC Design Manual 7.1, Arlington, VA. Naval Facilities Engineering Command, 1982, 355 p.

U. S. NAVY. **Foundations and earth structures**, NAVFAC Design Manual 7.2, Arlington, VA. Naval Facilities Engineering Command, 1982, 445 p.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zürich. **Proceedings...**, Zürich: [s.n.], 1953. v. 2, p. 84-90.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, SP: McGraw-Hill, Ed. USP, 1977. 422 p.

VARGAS, M. Foundations of structures on overconsolidated clay layers in São Paulo. **Geotechnique**, London, v. 5, nº 3, p. 253, 1955.

VELLOSO, D. A. Capacidade de carga por meio do SPT. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo, SP. **Anais...**, São Paulo, SP: [s.n.], 1991. p. 293-312.

VELLOSO, P. P. C. **Investigações geotécnicas de campo para fundações**. Belo Horizonte, MG: [s.n.], 1968. (Palestra proferida na EEUFMG).

VELLOSO, P. P. C., GRILLO, S. O. e PENEDO, E. J. Observações sobre a capacidade de carga e o módulo de deformação do solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratório. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 6, 1978, Rio de Janeiro, RJ. **Anais...**, Rio de Janeiro, RJ: [s.n.], 1978. v. 1, p. 305-328.

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal Soil Mechanics and Foundation Division**. [S.L.], v. 2, nº SM1, p. 45-73, 1973.

WINTERKORN, H. F., FANG, H. **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975, 751p.

APENDICE

APÊNDICE A

Projeto e confecção das células de pressão total elétricas

APÊNDICE

A medida da tensão total transmitida ao solo por meio de um elemento de fundação é conseguida inserindo-se entre o solo e o elemento estrutural um dispositivo capaz de medir variações físicas, conforme a deformação sofrida pelo solo. Porém, o problema fundamental para se obter esta variação é a transformação da pressão aplicada ao solo em um fenômeno possível de ser medido. Então, lança-se mão de artifícios que, por meio do movimento de membranas e pistões monitorados por conjuntos registradores, forneçam dados sobre a perturbação sofrida pela massa de solo.

A seguir serão apresentados o projeto, a confecção e a calibração das células de pressão total utilizados para a medição da distribuição da pressão no contato solo-estrutura de fundação.

As células de pressão ou transdutores de pressão são unidades mecânicas que transformam força aplicada por área em grandezas elétricas (de pequena voltagem), por meio da propriedade específica dos extensômetros instalados internamente na parte "sensível" da membrana do transdutor. Essa parte "sensível", que pode ser do tipo coluna ou diafragma, é um corpo elástico, deformável quando sujeito a um carregamento e que

APÊNDICE A

Projeto e confecção das células de pressão total elétricas

A medida da tensão total transmitida ao solo por meio de um elemento de fundação é conseguida inserindo-se entre o solo e o elemento estrutural um dispositivo capaz de medir variações físicas, conforme a deformação sofrida pelo solo. Porém, o problema fundamental para se obter esta variação é a transformação da pressão aplicada ao solo em um fenômeno possível de ser medido. Então, lança-se mão de artifícios que, por meio do movimento de membranas e pistões monitorados por intermédio de conjuntos registradores, forneçam dados sobre a perturbação sofrida pela massa de solo.

A seguir serão apresentados o projeto, a confecção e a calibração das células de pressão total utilizados para a medição da distribuição de pressão no contato solo-estrutura de fundação.

As células de pressão ou transdutores de pressão são unidades mecânicas que transformam força aplicada por área em grandezas elétricas (de pequena voltagem), por meio da propriedade específica dos extensômetros instalados internamente na parte "sensível" da membrana ativa do transdutor. Essa parte "sensível", que pode ser do tipo coluna ou diafragma, é um corpo elástico, deformável quando sujeito a um carregamento e que,

conseqüentemente, transmite deformação aos extensômetros elétricos colados nessa peça, provocando, assim, uma variação na sua resistência elétrica.

Por razões econômicas e com base na melhor adequabilidade e controle de qualidade da instrumentação utilizada ao problema estudado, optou-se pelo uso de uma célula de pressão tipo diafragma de ação direta, com uma face ativa circular perfeitamente engastada nos bordos, e aderida à esta um extensômetro tipo "Redshaw" ou diafragma.

As grandes vantagens de se utilizar extensômetros elétricos como unidade fundamental de uma instrumentação podem ser resumidas nos seguintes itens:

- grandes precisões nas medições;
- dimensões reduzidas;
- excelente resposta aos fenômenos medidos;
- custo relativamente baixo;
- fácil manuseio.

Projeto das células de pressão total

O princípio básico de funcionamento dos extensômetros elétricos será brevemente discutido, pois, julga-se não ser do escopo deste trabalho uma pormenorização deste assunto. Para maiores e mais detalhadas informações, aconselha-se consulta aos trabalhos de HANNA (1985), FUSARO (1983), MARQUES (1993) e PAULINO (1995), nos quais é feita uma apresentação detalhada do assunto.

Os extensômetros elétricos nada mais são que condutores elétricos com características de sensibilidade à deformação. Como os mesmos possuem uma área transversal infinitamente pequena se comparada com o seu comprimento, isso permite a sua perfeita solidarização quando colados à uma peça qualquer. As deformações sofridas pela peça podem então ser transferidas diretamente para o condutor (extensômetro) sem nenhum (ou quase nenhum) deslizamento significativo entre o objeto e o condutor.

As variações ocorridas no comprimento do condutor induzem a pequenas variações na resistência elétrica do condutor, as quais na resistência elétrica do extensômetro são então detectadas por equipamentos elétricos de medição. A razão entre a resistência elétrica relativa do condutor e a variação relativa de seu comprimento é denominada "Gauge Factor" (K), ou seja, sensibilidade do material à deformação específica (fornecida pelo fabricante do extensômetro) que deve ser tão grande quanto possível e apresentar baixa sensibilidade a temperatura. Pode ser obtida pela equação:

$$\frac{\Delta R}{R} = K \cdot \frac{\Delta L}{L} = K \cdot \varepsilon \quad (1A)$$

em que R = resistência nominal do extensômetro elétrico;

L = comprimento nominal do extensômetro elétrico;

ΔR = variação na resistência quando sob esforço;

ΔL = variação no comprimento quando sob esforço;

ε = deformação sofrida pelo extensômetro elétrico.

Uma vez que as deformações das membranas ativas são muito pequenas, pelo fato de se ter de conseguir um comportamento perfeitamente elástico linear do material submetido aos esforços ($\cong 1/3$ da fase elástica), deve-se então dispor de artifícios para a ampliação do sinal convertido de resistência elétrica em mudanças equivalentes de tensões elétricas. O circuito elétrico utilizado para este fim é a ponte de Wheatstone, que, quando excitada por uma diferença de potencial entre os pontos C e D (Figura 1A), fornece a diferença de potencial entre os pontos A e B.

Dimensionamento

A geometria das células foi definida de acordo com o diâmetro do extensômetro utilizado, no caso extensômetro tipo diafragma, com diâmetro

externo de 23,1 mm, modelo PA-09-910CA-350, fabricado pela Kratos Dinamômetros Ltda. A Figura 1A mostra o desenho esquemático do extensômetro e uma seção em corte ampliada, representando as regiões tencionadas e comprimidas da membrana.

A determinação do diâmetro externo da célula deu-se segundo as recomendações de TORRY e SPARROW (1967), que fixaram a relação diâmetro ativo/diâmetro total (d/B) em 0,6. Para um diâmetro ativo $d = 28,0$ mm, tem-se um valor mínimo para o diâmetro total $B = 44,80$ mm.

Segundo REDSHAW (1954), para uma chapa circular presa em toda extremidade de seu bordo, sujeita a um carregamento normal, uniformemente distribuído sobre a sua superfície, a mesma suportará uma deflexão que não pode exceder a uma pequena fração do diâmetro da chapa. Portanto, esta deflexão é limitada por quase 1/5 da espessura da chapa. Para o caso descrito acima, a teoria clássica de Poisson-Kirchhoff para chapas espessas pode ser aplicada ao dimensionamento da espessura do diafragma com um erro muito pequeno, e obtendo-se para a deflexão central,

$$(w)_{r=\theta} = \frac{q \cdot a^4}{64 \cdot D} \quad (2A)$$

e, para as deformações radial e circunferencial,

$$\varepsilon_r = \frac{q \cdot h \cdot a^2}{32 \cdot D} \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot r^2}{a^2}\right) \quad (3A)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{q \cdot h \cdot a^2}{32 \cdot D} \cdot \left(1 - \frac{r^2}{a^2}\right) \quad (4A)$$

A deformação total será portanto:

$$\varepsilon_t = 2\varepsilon_r + 2\varepsilon_\theta \quad (5A)$$

em que w = deformação normal do diafragma;

ε_r = deformação radial do diafragma;

ε_θ = deformação circunferencial do diafragma;

h = espessura da membrana do diafragma;

q = pressão máxima a ser suportada pela célula;

a = raio do diafragma;

d = diâmetro do diafragma;

D = rigidez à flexão da chapa circular (diafragma) = $\frac{E_a \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}$;

E_a = módulo de Young do aço;

μ = coeficiente de Poisson do material.

A deformação radial no lado de baixo da chapa circular muda de valores positivos para negativos com o valor de $r/a = (1/3)^{1/2}$, enquanto a deformação circunferencial é sempre positiva. Portanto, um extensômetro pode ser fixado para medir a deformação circunferencial na zona definida por $r/a = 0$ até 0,577 e um segundo extensômetro usado para medir a deformação radial na zona definida por $r/a = 0,577$ até 1. Para $a = 14$ mm, obteve-se então um $r = a \times 0,577 = 8,078 \cong 8,08$ mm. TROLLOPE e LEE (1961) fixam a relação entre o diâmetro ativo da célula e a deflexão máxima da membrana do diafragma (d/w) entre 2.000 e 5.000.

A espessura da membrana do diafragma foi calculada por meio de tentativas, seguindo os passos:

- I. adotar uma espessura para a membrana;
- II. calcular a rigidez à flexão da célula;
- III. calcular a deflexão máxima;
- IV. verificar se a condição $2.000 < d/w < 5.000$ é satisfeita.

Na Figura 2A pode-se apreciar o projeto final das células de pressão total elétricas. É importante notar o detalhe da rosca de fixação da tampa ao corpo da célula, para facilitar posteriores manutenções e minimizar a

possibilidade de infiltração de água, e o detalhe de encaixe do cabo por redução de seção na parede das células.

Os resultados dos cálculos efetuados para a definição da geometria dos transdutores de pressão estão apresentados na Tabela 1A. Utilizaram-se diversos valores do coeficiente de Poisson (μ) para o material empregado, pois, não se conhecia o exato valor do mesmo. No entanto, esta variação não se mostrou expressiva nos resultados obtidos. O módulo de elasticidade do aço (E_a) foi adotado igual a 21.000 kPa (2.100.000 kgf/cm²). A pressão máxima a ser suportada pela célula de pressão, com o diafragma sendo solicitado na sua fase linear elástica, foi fixada em 1.500 kPa.

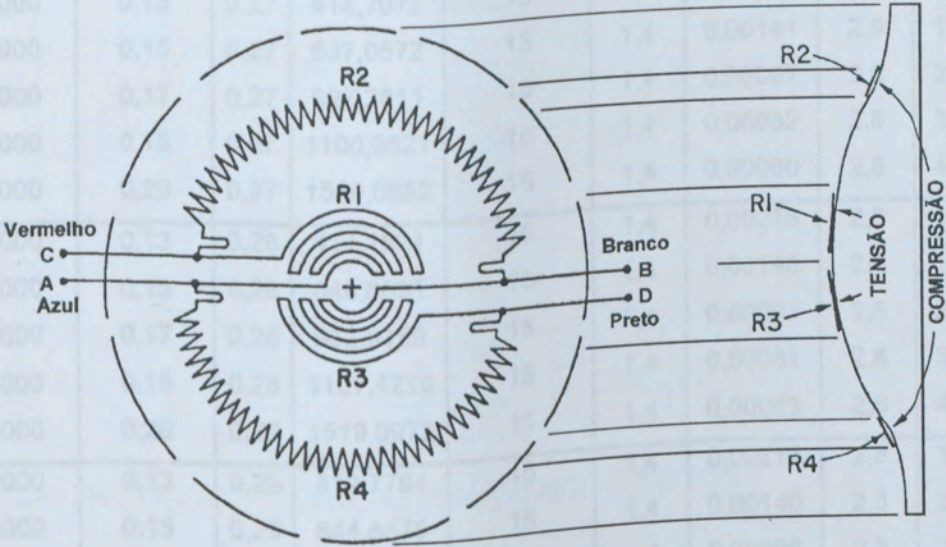


Figura 1A - Extensômetro tipo diafragma.

A linha hachurada na Tabela 1A indica os valores adotados para o dimensionamento das células de pressão total elétricas. A escolha de tais valores vai ao encontro à satisfação das condições de cálculo e à experiência acumulada na confecção de outras células de pressão total elétricas.

Tabela 1A - Cálculos para a espessura do diafragma da célula de pressão

Ea (kgf/cm ²)	t (cm)	μ	D (kgf/cm ²)	p (kgf/cm ²)	a (cm)	w (cm)	d (cm)	d/w
2100000	0,13	0,25	410,1067	15	1,4	0,00220	2,8	1275,36
2100000	0,15	0,25	630,0000	15	1,4	0,00143	2,8	1959,18
2100000	0,17	0,25	917,0933	15	1,4	0,00098	2,8	2851,99
2100000	0,18	0,25	1088,6400	15	1,4	0,00083	2,8	3385,47
2100000	0,20	0,25	1493,3333	15	1,4	0,00060	2,8	4643,99
2100000	0,13	0,26	412,3498	15	1,4	0,00218	2,8	1282,33
2100000	0,15	0,26	633,4459	15	1,4	0,00142	2,8	1969,90
2100000	0,17	0,26	922,1096	15	1,4	0,00098	2,8	2867,59
2100000	0,18	0,26	1094,5946	15	1,4	0,00082	2,8	3403,99
2100000	0,20	0,26	1501,5015	15	1,4	0,00060	2,8	4669,39
2100000	0,13	0,27	414,7072	15	1,4	0,00217	2,8	1289,66
2100000	0,15	0,27	637,0672	15	1,4	0,00141	2,8	1981,16
2100000	0,17	0,27	927,3811	15	1,4	0,00097	2,8	2883,98
2100000	0,18	0,27	1100,8521	15	1,4	0,00082	2,8	3423,45
2100000	0,20	0,27	1510,0852	15	1,4	0,00060	2,8	4696,09
2100000	0,13	0,28	417,1821	15	1,4	0,00216	2,8	1297,36
2100000	0,15	0,28	640,8691	15	1,4	0,00140	2,8	1992,98
2100000	0,17	0,28	932,9156	15	1,4	0,00097	2,8	2901,20
2100000	0,18	0,28	1107,4219	15	1,4	0,00081	2,8	3443,88
2100000	0,20	0,28	1519,0972	15	1,4	0,00059	2,8	4724,11
2100000	0,13	0,29	419,7784	15	1,4	0,00214	2,8	1305,43
2100000	0,15	0,29	644,8575	15	1,4	0,00140	2,8	2005,39
2100000	0,17	0,29	938,7215	15	1,4	0,00096	2,8	2919,25
2100000	0,18	0,29	1114,3138	15	1,4	0,00081	2,8	3465,31
2100000	0,20	0,29	1528,5512	15	1,4	0,00059	2,8	4753,51
2100000	0,13	0,30	422,5000	15	1,4	0,00213	2,8	1313,90
2100000	0,15	0,30	649,0385	15	1,4	0,00139	2,8	2018,39
2100000	0,17	0,30	944,8077	15	1,4	0,00095	2,8	2938,18
2100000	0,18	0,30	1121,5385	15	1,4	0,00080	2,8	3487,78
2100000	0,20	0,30	1538,4615	15	1,4	0,00059	2,8	4784,33

Para melhorar a estabilidade do diafragma, o corpo das células foi torneado de uma só peça de metal. Este procedimento aumenta o custo da unidade fabricada, mas gera elemento de base e bordas perfeitamente engastadas e paralelas, facilitando a centralização de esforços e, conseqüentemente, maior aferição nas medidas.

Colagem do extensômetro

A aderência do extensômetro com a superfície ativa da célula deve ser a mais perfeita possível, possibilitando assim que todas as deformações sofridas pelo diafragma sejam transmitidas integralmente para o extensômetro.

O primeiro passo para a colagem dos extensômetros foi a preparação da superfície. A preparação da superfície interna da célula consistiu basicamente na limpeza da área de colagem, lixando-se a superfície com lixas d'água número 180 e 360. Após a superfície estar lisa o bastante para não se sentir ondulações pelo tato da ponta dos dedos, marcou-se o centro do diafragma, para servir de ponto de referência para a fixação do extensômetro, e limpou-se toda a superfície com cotonetes embebidos em álcool isopropílico.

As arestas do extensômetro foram aparadas, para que o mesmo ocupasse o menor espaço possível, facilitando assim o seu manuseio durante a colagem. Utilizando-se de um pincel de ponta fina, cobriu-se toda a superfície da célula a receber o extensômetro com adesivo epoxi KBR-610 (constituído por duas partes previamente misturadas), fornecido pela Kratos Dinamômetros Ltda. Com auxílio de uma pinça colocou-se o extensômetro centralizado com o ponto de referência anteriormente marcado. Ainda utilizando-se da pinça, colocou-se sobre o extensômetro uma película de teflon e sobre esta uma almofada de borracha de silicone, para distribuir de forma gradual do centro para as bordas a tensão a ser aplicada sobre o extensômetro colado.

A pressão para efetuar a colagem que, segundo o fabricante do adesivo, varia de 70 a 350 kPa (10 a 50 psi), foi de 330 kPa, corresponde à

aplicação de uma força de 0,12 kN. A pressão necessária para a colagem do extensômetro foi aplicada por meio de discos de ferro fundido (pesos utilizados no ensaio de adensamento), apoiados em um pistão de acrílico. A Figura 3A mostra a seção do esquema utilizado para a aplicação da pressão de colagem.

Com cuidado para não deslocar o extensômetro da sua posição, levou-se todo o conjunto, esquematizado na Figura 3A, para um forno elétrico onde o conjunto permaneceu durante duas horas, tempo este definido pelo fabricante do adesivo, para que o mesmo complete sua fusão, à uma temperatura de 175° C.

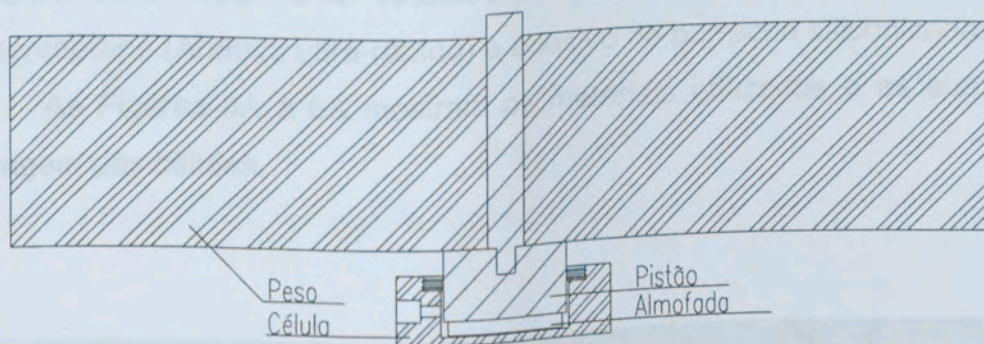


Figura 3A - Montagem utilizada para a aplicação da pressão de colagem.

Durante a montagem surgiram dificuldades, em razão da falta de equipamentos. Estas dificuldades serão citadas a seguir:

- Falta de espaço para o lixamento da superfície interna da célula: adaptou-se à uma parafusadeira elétrica um bastão com um pedaço de lixa colado na ponta do bastão, propiciando o perfeito lixamento de toda a superfície;
- Fragilidade do pistão de acrílico: quando a montagem era retirada do forno, verificou-se que o contato entre o pistão e os pesos estava gasto, por causa da alta temperatura, daí teve-se de fazer um pistão torneado em aço;
- Centralização da aplicação da pressão: como a área de contato do pistão era muito pequena, o equilíbrio da montagem teve de ser conseguido por meio de calços.

Montagem das células

Inicialmente fez-se a identificação dos pontos de alimentação e saída, colaram-se os terminais de ligação (tipo FC-NC-038-ST). Logo após a rotulação de cada terminal, fez-se a soldagem dos terminais ao extensômetro, usando-se fios de cobre com ϕ de 0,2 mm e película isolante.

A ponte de Wheatstone criada foi testada (por multímetro digital) e ligada aos quatro fios do cabo polarizado blindado com quatro pernas (4 x 24AWG), marca Pekon.

Após o término dos trabalhos de solda, o encaixe do cabo e a tampa da célula foram totalmente vedados com fita veda-rosca, adesivo epoxi-polimercaptana (Araldite ultra-rápido) e adesivo de borracha siliconizada.

As Figuras 4A a 6A mostram os materiais utilizados e as etapas de montagem das células.

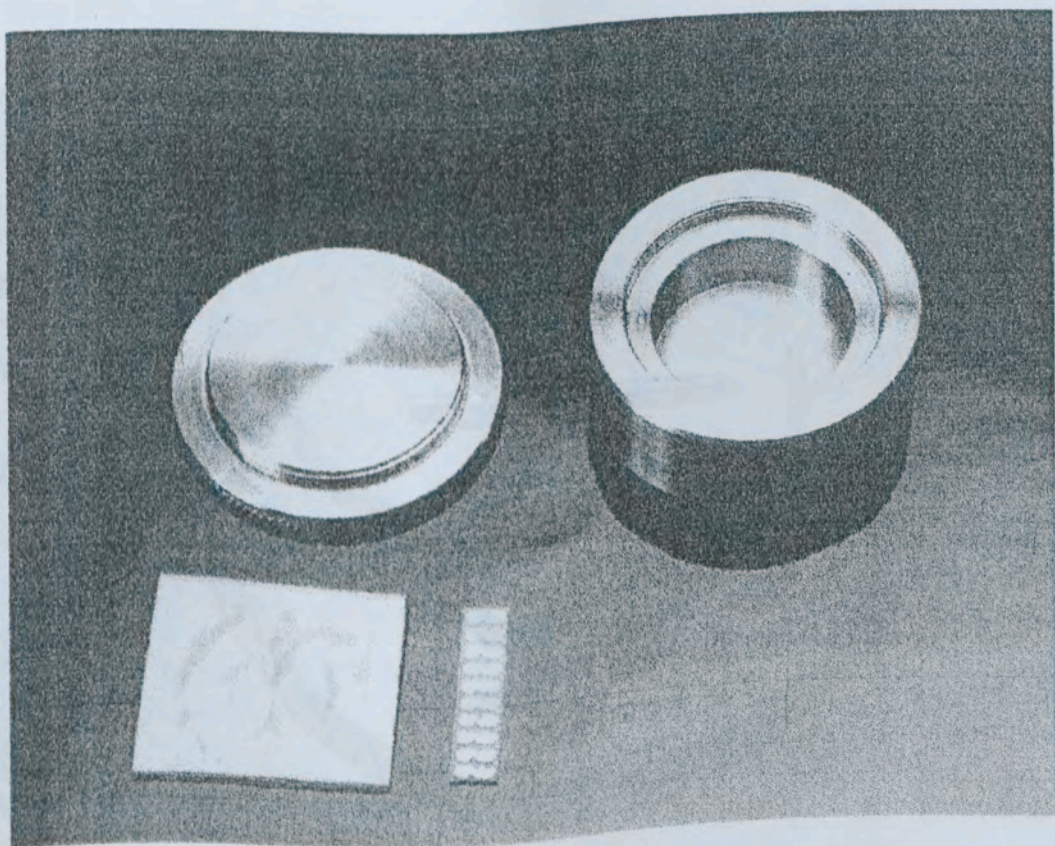


Figura 4A - Extensômetro, terminais, tampa e corpo da célula.

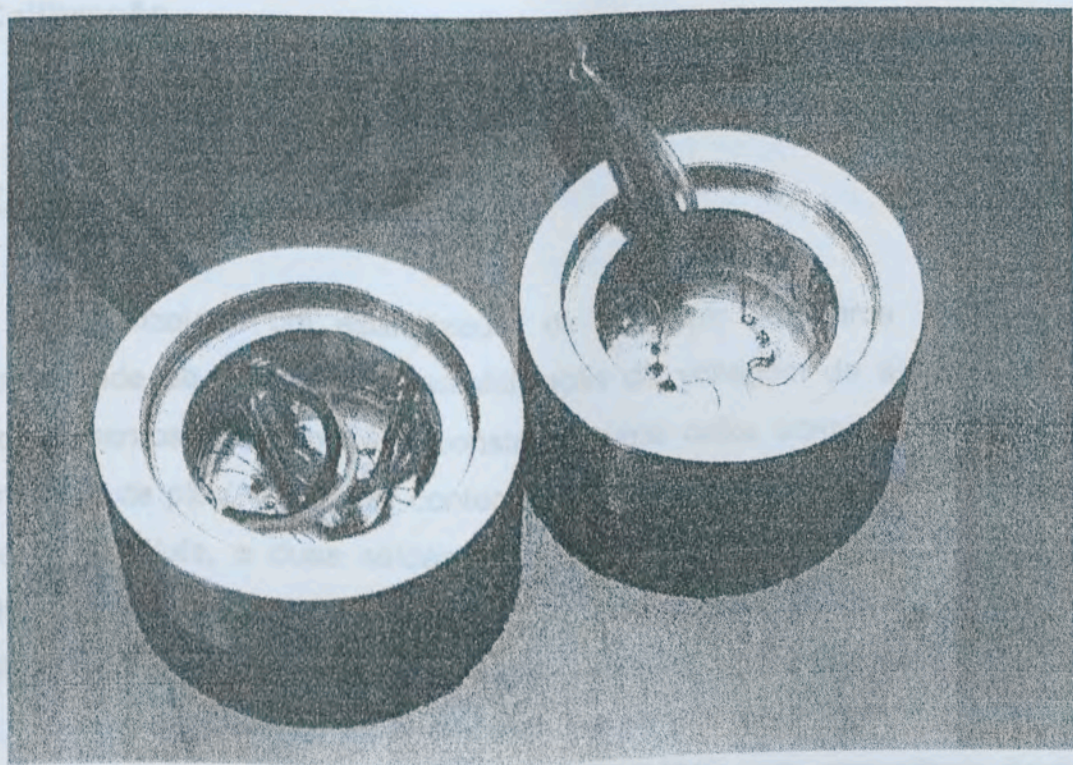


Figura 5A - Detalhe da montagem antes e depois da ligação dos fios.

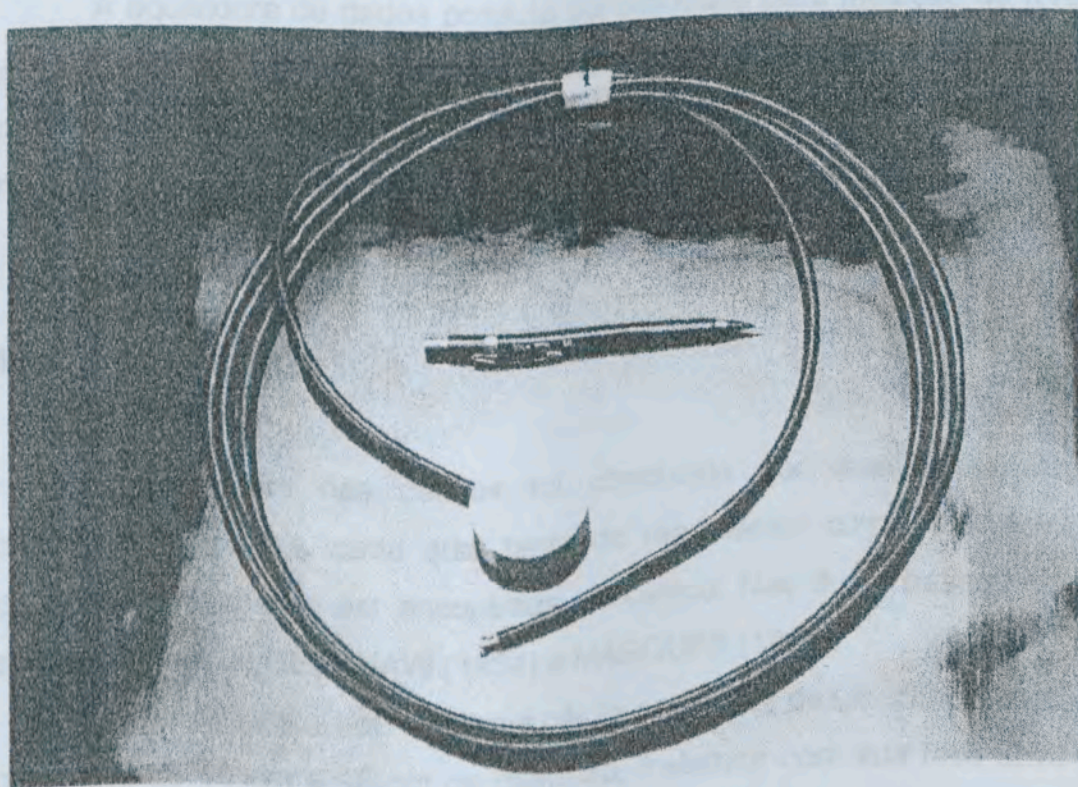


Figura 6A - Célula de pressão após terminada a montagem.

Calibração

Equipamentos de leitura

Utilizou-se um estabilizador de voltagem da marca Televolt, com capacidade de 1 kVA, para estabilização da voltagem de alimentação dos equipamentos utilizados. Foi construída uma caixa comutadora com cinco entradas de plug, cada qual contendo a ligação dos dois fios de alimentação de cada célula, e duas saídas para serem alimentadas por uma fonte de alimentação marca SME, modelo 1012, com capacidade para 10V/2A. Cada célula foi alimentada com uma voltagem constante de 5 Volts.

Os dois fios de saída (leitura) das células foram ligados por meio de plugs à uma aquisidora de dados modelo 3421A com capacidade para 30 canais e alimentação de 12 Volts que, por sua vez, estava conectada a uma interface de comunicação modelo 82937A HP-IB, ligada a um micro de 8 bits modelo 85B, todos da marca Hewlett-Packard.

A aquisidora de dados possuía sensibilidade para medição de μ Volts. Para a obtenção dos dados em tempo real e ininterruptamente desenvolveu-se uma rotina na linguagem de programação BASIC para receber, tratar e armazenar os dados fornecidos.

Métodos utilizados

A calibração das células foi conduzida por duas metodologias conceituais diferentes, cada qual tentando representar com maior grau de fidelidade a situação a ser encontrada no campo. Nas duas, baseou-se nas recomendações de REDSHAW (1954) e MARQUES (1993).

A primeira trabalhou-se com a célula no interior de um cilindro metálico com altura de 18 cm e 15 cm de diâmetro, instalada com sua face ativa em contato com o solo e a outra face voltada para uma superfície rígida. O solo

utilizado foi o mesmo encontrado no local da prova de carga, e foi trabalhado com grau de compactação o mais próximo possível do campo. A espessura da camada de solo foi variada de uma a três vezes a altura da célula de carga. A aplicação da pressão foi feita de duas formas, ambas utilizando o equipamento de ensaio de compressão a tensão constante do Laboratório de Engenharia Civil/UFV. Na primeira, aplicou-se uma força conhecida (peso morto) numa placa rígida, ocupando todo o espaço interno do cilindro, e a segunda, também aplicando uma carga conhecida por meio de uma placa também rígida, porém com diâmetro igual ao da célula.

Para a segunda metodologia, as células foram instaladas com a face ativa para cima e, sobre esta, colocaram-se duas almofadas, uma de geotêxtil e uma de borracha de silicone, com isto tentou-se conseguir uma superfície que reproduza um meio flexível. A aplicação das pressões foi feita com o mesmo equipamento descrito para a primeira metodologia, sendo a carga aplicada por um "topcap" de acrílico com diâmetro igual ao da célula de pressão. A Figura 7A mostra o equipamento e o processo utilizados.

Resultados obtidos

A primeira metodologia de calibração mostrou-se inadequada, pois, apresentou grande variação nas medidas. MARQUES (1993) atribui este fato ao confinamento em que a célula está submetida e ao atrito lateral entre o solo e a parede do cilindro.

A variação da espessura da camada de solo acima da face ativa da célula não teve influência expressiva nos valores de leitura obtidos. A diferença situou-se entre 0,04 e 0,004%, intervalo sem interferência significativa nas retas de calibração.

Para o presente trabalho foram utilizados os dados de calibração, conseguidos com a segunda metodologia. As curvas de calibração das cinco células encontram-se apresentadas na Figura 8A.

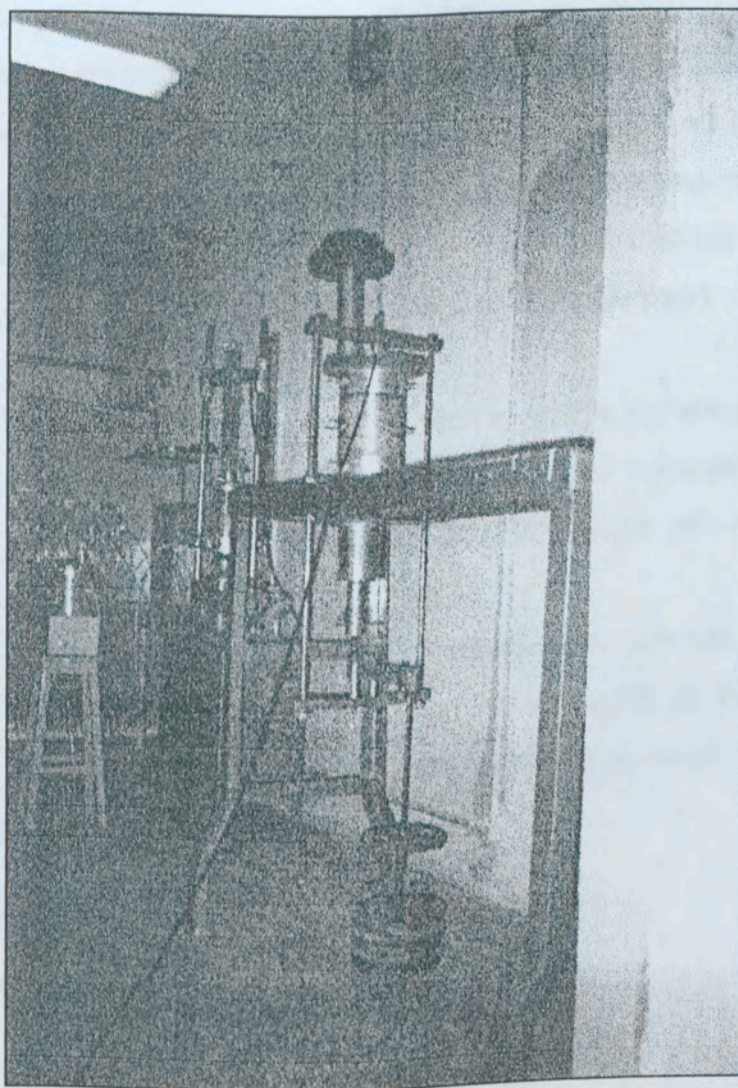


Figura 7A - Equipamentos utilizados na calibração das CPTE's.

Conclusões

A confecção das células de pressão total mostrou-se adequada. Do ponto de vista econômico, foram gastos aproximadamente R\$ 600,00 para a confecção das cinco células, custo menor que de uma célula de pressão comercializada por firmas privadas.

Quanto ao controle de qualidade, pode-se acompanhar, passo a passo, desde a escolha do material até o melhor método de calibração, fato este importante para instrumentação de experimentos de campo.

Sem dúvida houve certa dificuldade na montagem das células, principalmente considerando-se a falta de equipamentos adequados, tendo, muitas vezes que improvisar peças e processos, como a utilização de pesos do ensaio oedométrico para a aplicação da pressão de colagem.

A resposta das células, quando da calibração, mostrou-se confiável, não tendo sido observadas grandes variações para diversos ciclos de carga e descarga.

No campo, as células foram de fácil e rápida instalação. Infelizmente, três das cinco células não demonstraram resultados adequados ao previsto, provavelmente por infiltração de água ou por danos causados durante a concretagem da sapata.

Fica a sugestão de confecção de células com um sistema de vedação por meio de "O-rings" instalados na base de apoio da tampa, e na entrada lateral para o cabo, e deixado ainda um sistema de proteção tipo plug para o encaixe do cabo à célula.

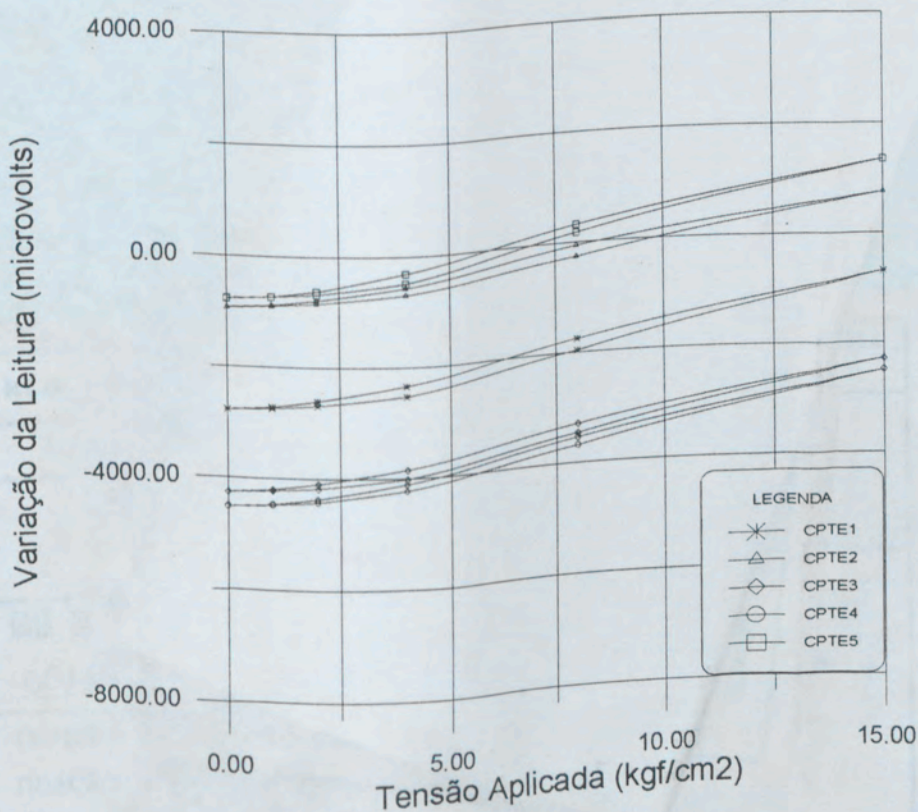


Figura 8A - Curvas de calibração.