

**DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO CARGA-  
RECALQUE DE SAPATAS EM SOLOS RESIDUAIS A PARTIR  
DE ENSAIOS SPT**

**Cesar Alberto Ruver**

Porto Alegre  
Agosto de 2005

**CESAR ALBERTO RUVER**

**DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO CARGA-  
RECALQUE DE SAPATAS EM SOLOS RESIDUAIS A PARTIR  
DE ENSAIOS SPT**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia

Porto Alegre  
Agosto de 2005

CESAR ALBERTO RUYER

**DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO CARGA-  
RECALQUE DE SAPATAS EM SOLOS RESIDUAIS A PARTIR  
DE ENSAIOS SPT**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de agosto de 2005

**Nilo Cesar Consoli**  
Ph.D. pela Concórdia University  
orientador

**Fernando Schnaid**  
Ph.D. pela Oxford University  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Antonio Thomé (UPF)**  
D.Sc. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Claudio Renato Rodrigues Dias  
(FURG)**  
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

**Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)**  
Ph.D. pela Oxford University

**Prof. Jarbas Milititsky (UFRGS)**  
Ph.D pela Surrey University

**Prof. Pedro Domingos Marques Prietto  
(UPF)**  
D.Sc. pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho aos que amam a Engenharia Civil, assim como eu. Em especial, à minha mãe Heidi, a minha “mana” Cristiana, por todo carinho e confiança que têm por mim e a meu pai Rudi (em memória).

## AGRADECIMENTOS

É chegada a hora de agradecer a mais uma conquista na minha vida, a qual levei um ano e meio para concretizar. No entanto, primeiramente gostaria de fazer um pequeno resumo dos acontecimentos ocorridos em minha vida durante este período de mestrado. Posso dizer que durante estes últimos 18 meses passei pelos três maiores momentos de felicidade da minha vida, e ao mesmo tempo, passei pelos três maiores momentos de tristeza até agora já vividos por mim. Os três grandes momentos de felicidade se referem ao meu grande sonho de criança que era ser Engenheiro Civil (muitos diriam com ironia: que sonho!), sendo que tudo começou com a formatura no curso de *Engenharia Civil* no final de março de 2004 (atrasada em função da greve anterior); passando pela aprovação no concurso público e posse no cargo de *Engenheiro Civil* do INCRA/RS em dezembro de 2004; e agora com a defesa da dissertação de *mestrado em Engenharia Civil* no final de agosto de 2005. Quanto aos momentos tristes posso destacar: minha saída da Casa do Estudante Universitário (CEU) da UFRGS em setembro de 2004, na qual morrei durante cinco anos e seis meses, que foi um grande aprendizado para a vida e que considero meu segundo lar; agravamento da doença e posterior falecimento do meu querido pai (período de outubro de 2004 a abril de 2005); e o terceiro acontecimento ... bom! melhor deixar assim... é passado e não vale a pena guardar mágoas.

Primeiramente quero agradecer especialmente a minha mãe Heidi e a minha “mana” Cristiana, que sempre me apoiaram e acreditaram em mim. Vocês são exemplos de garra e força de vontade, e isso me incentivou e incentiva a ir buscar tudo aquilo que já conquistei e ainda quero conquistar. Também agradeço a todos os demais familiares.

Agradeço ao meu orientador, Dr. Nilo Cesar Consoli, que também sempre acreditou em mim, mesmo antes de entrar no mestrado, e que é um ótimo exemplo de professor, orientador e pessoa.

Agradeço a CAPES, pelo período de bolsa entre os meses de março a dezembro de 2004. Não agradeço somente a bolsa, mas também pelo excelente trabalho que tem desempenhado como instituição de apoio a pesquisa e ao ensino, para tanto cito como exemplo o portal da CAPES, que disponibiliza inúmeras publicações que podem ser consultadas sem sair de casa.

Agradeço ao PPGEC/UFRGS e a todos os professores que tive por terem me dado a chance de estudar e aprender muito.

Um agradecimento especial ao Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária (INCRA/RS) pela oportunidade de poder trabalhar e aprender muitas coisas, bem como agradeço todos aqueles colegas que me apoiaram e me incentivaram a não desistir do mestrado.

Agradeço a biblioteca e a todos aos seus funcionários, que sempre me ajudaram nas consultas e sempre demonstraram paciência em arrumar/guardar as pilhas de livros e revistas que eu tirava das estantes e espalhava por todos os cantos da biblioteca.

Agradeço aos grandes amigos da CEU, especialmente aos moradores e ex-moradores (e seus respectivos cônjuges, muitos não moradores) do sexto andar, cuja grande maioria são hoje integrantes do grupo de *e-mail* EX\_CEU. A experiência de ter morado lá foi tão boa que considero esta turma como minha segunda família. Também agradeço do fundo do coração aos amigos: Adriana, Ismael e especialmente a Ju. E a todos os demais amigos.

Agradeço aos meus colegas do PPGEC/UFRGS, especialmente aos colegas do ENVIRONGEO/LEGG, e mais especial ainda ao colega Francisco (também colega de apartamento) e ao colega Rodrigo Caberlon (por ter conseguido aquelas últimas provas de carga que faltavam para o teste do modelo).

Agradeço aos Eng. Edgar (UDESC e GEOFORMA) e Eng. Paulo (ESTASUL) pelo fornecimento de resultados de provas de carga que foram extremamente úteis para o desenvolvimento e verificação do desempenho da metodologia proposta na presente pesquisa.

E finalmente, quero agradecer a todos as pessoas que de alguma forma ou de outra ajudaram em mais uma conquista.

## RESUMO

**RUVER, C. A. Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaios SPT.** 2005. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O comportamento carga-recalque de sapatas assentes em solos residuais é perfeitamente representado a partir da interpretação de provas de carga. No entanto, a execução de provas de carga em fundações reais ou em placa é indesejada pela maioria dos construtores e contratantes por razões de cronograma e custo. Por outro lado, sondagens de simples reconhecimento (SPT) são de rápida execução, exigidas pela normalização vigente de projeto e execução de fundações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996) e largamente utilizados na geotecnia nacional, sendo tal ensaio normalizado pela norma NBR 6.484/2001. Deste modo, nesta pesquisa, pretende-se estabelecer uma metodologia semi-empírica para estimar o comportamento de sapatas assentes em solos residuais a partir de correlação estatística de resultados de sondagens de simples reconhecimento ( $N_{SPT}$ ) com a tensão admissível e os recalques sob tensão de trabalho, obtidos a partir de resultados de provas de carga em placa ou fundações reais assentes em solos residuais. Deste modo, a partir de retro-análise de um conjunto de resultados de provas de carga executados em diferentes solos residuais, encontrados na literatura, e o uso de conceitos de estatística, obteve-se diversas correlações que possibilitam estimar o comportamento tensão-recalque deste tipo de solo através dos resultados médios dos ensaios de SPT. Como resultados destas correlações foram obtidas equações para a previsão de recalques e tensão admissível de fundações assentes sobre solos residuais, bem como do módulo de elasticidade de tais solos. As equações de estimativa de recalques são dependentes, além dos resultados de SPT, da geometria da fundação e da tensão aplicada. Já as equações para a estimativa da tensão admissível e módulo de elasticidade são dependentes somente dos valores médios do ensaio de SPT. E finalmente, para testar as equações desenvolvidas, foi realizada uma análise “Classe A” no comportamento carga-recalque de três provas de carga realizadas em locais diferentes, mostrando a eficiência da metodologia desenvolvida para a determinação da tensão admissível e dos recalques em sapatas sob a aplicação de carga de trabalho assentes em solos residuais.

**Palavras-Chave:** Recalques; Tensão Admissível; Módulo de Elasticidade; Solos Residuais.

## ABSTRACT

RUVER, C. A. **Determining Applied Load - Settlement Behavior of Shallow Footings Bearing in Residual Soils through SPT Test Results**. 2005. Dissertation (M.Sc. in Geotechnics) –Graduate Course in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The load-settlement behavior of shallow footings bearing on residual soils is perfectly characterized through plate load tests. However, most contractors have problems regarding carrying out such tests, mainly due to high costs and timing. On the other side, Standard Penetration Tests (SPT) are not expensive, relatively fast to carry out, requested as fundamental by Brazilian Standards (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996), and widely used all over Brazil, being standardized after NBR 6484/2001. So, present research aims to establish a semi-empirical methodology to estimate the behavior of shallow footings bearing (allowable stresses and settlement under working stresses) on residual soils, through correlations between plate loading tests and Standard Penetration Tests ( $N_{SPT}$ ) results. Departing from analyses of results of plate load tests carried out on distinct residual soils, and SPT test results in the same soil sites, besides of the use of statistic concepts, equations were obtained allowing to establish allowable stress and settlements under working loads of spread footings bearing on residual soils, as well as to set up elastic modulus of such soils. The equations to determine the settlements depend of the results of the  $N_{SPT}$  (average value found below the footing), of the working stress on the footing, besides of its side/diameter. However, the equations to determine the allowable stress and the elastic modulus are only depend of  $N_{SPT}$ . Finally, in order to verify the efficiency of the developed equations, a Class “A” analysis of the applied load – settlement behavior of three plate loading tests on different residual profiles was carried out with success, showing the efficiency of the developed method in determining allowable stress and settlements under working loads of spread footings bearing on residual soils

**Key Words:** Settlements; Allowable Stress; Elastic Modulus; Residual Soils.



## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	p. 12
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	p. 17
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	p. 27
1.1 ASPECTOS GERAIS.....	p. 27
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	p. 28
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	p. 28
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	p. 30
2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS.....	p. 30
2.2 FUNDAÇÕES.....	p. 31
2.2.1 Fundações Superficiais.....	p. 31
2.2.2 Fundações Profundas.....	p. 32
2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	p. 32
2.3.1 Ensaios de Campo.....	p. 33
2.3.1.1 “ <i>Standart Penetration Test</i> ” (SPT).....	p. 33
2.3.1.1.1 <i>Correção dos Valores de <math>N_{SPT}</math></i> .....	p. 34
2.3.1.2 “ <i>Cone Penetration Test</i> ” (CPT).....	p. 38
2.3.1.3 Relação entre SPT e CPT .....	p. 39
2.4 PROVAS DE CARGAS EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	p. 42
2.5 TENSÃO ADMISSÍVEL.....	p. 44
2.5.1 Histórico.....	p. 44
2.5.2 Determinação da Tensão Admissível .....	p. 47
2.5.2.1 Métodos Teóricos de Obtenção da Tensão Admissível.....	p. 48
2.5.2.2 Obtenção da Tensão Admissível por Meio de Provas de Carga.....	p. 49
2.5.2.3 Métodos Semi-Empíricos para Obtenção da Tensão Admissível .....	p. 49
2.5.2.4 Métodos Empíricos para Obtenção da Tensão Admissível.....	p. 51
2.6 RECALQUES.....	p. 51

2.6.1 Modelos para Previsão de Recalques em Fundações Superficiais..	p. 52
2.6.1.1 Determinação de Recalques por Meio da Teoria da Elasticidade.....	p. 53
2.6.1.1.1 <i>Determinação do Módulo de Elasticidade a partir de ensaios de campo...</i>	p. 58
2.6.1.2 Modelo de Terzaghi e Peck Original (1948).....	p. 60
2.6.1.3 Modelo de Beer e Martins (1957).....	p. 61
2.6.1.4 Modelo de Alpan (1964).....	p. 61
2.6.1.5 Modelo de Terzaghi e Peck Adaptado por Meyerhof (1965).....	p. 63
2.6.1.6 Modelo de Terzaghi e Peck Adaptado por Peck e Bazaraa (1969).....	p. 64
2.6.1.7 Modelo de Weeb (1969).....	p. 64
2.6.1.8 Modelo de Schmertmann (1970).....	p. 65
2.6.1.9 Modelo de Schultze e Sherif (1973).....	p. 67
2.6.1.10 Modelo de Burland, Brooms e de Mello (1977).....	p. 68
2.6.1.11 Modelo de Schmertmann Modificado (1978).....	p. 69
2.6.1.12 Modelo de Parry (1978).....	p. 70
2.6.1.13 Modelo de Oweis (1979) .....	p. 71
2.6.1.14 Modelo de Burland e Burbidge (1985) .....	p. 71
2.6.1.15 Modelo de Ghionna, Manassero e Peisino (1991).....	p. 72
2.6.1.16 Modelo de Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991).....	p. 73
2.6.1.17 Modelo de Shahin, Maier e Jaksa (2003).....	p. 74
2.6.2 Análise Crítica dos Modelos de Previsão de Recalques.....	p. 74
<b>2.7 ESTATÍSTICA: REGRESSÃO E CORRELAÇÃO.....</b>	<b>p. 77</b>
2.7.1 Método de Mínimos Quadrados.....	p. 78
2.7.2 Inferência em Análise Estatística.....	p. 79
2.7.3 Erro Padrão de Estimativa.....	p. 80
2.7.4 Teste de Hipóteses de Uma Reta Ajustada.....	p. 81
2.7.5 Coeficiente de Determinação.....	p. 82
2.7.6 Intervalos de Confiança.....	p. 83
<b>3 PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....</b>	<b>p. 85</b>
3.1 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS .....	p. 85
3.2 CAPACIDADE DE SUPORTE E TENSÕES ADMISSÍVEIS DE SOLOS RESIDUAIS.....	p. 86

3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE DE SOLOS RESIDUAIS.....	p. 87
3.4 APLICAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES DESENVOLVIDOS PARA AREIAS EM SOLOS RESIDUAIS.....	p. 87
3.5 APLICAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS NESTA PESQUISA.....	p. 87
<b>4. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....</b>	<b>p. 88</b>
4.1 PROVAS DE CARGA ESTUDADAS.....	p. 88
4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 91
4.2.1 Determinação Valores de $N_{SPT}$ Médios para Cada Um dos Solos Estudados .....	p. 95
4.3 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS.....	p. 99
4.3.1 Análise da Influência da Dimensão no Recalque de Sapatas.....	p. 100
4.3.2 Análise da Influência da Tensão no Recalque de Sapatas.....	p. 107
4.3.3 Análise da Influência do Resultado do Ensaio SPT no Recalque de Sapatas.....	p. 108
4.3.4 Equação Final para Determinação de Recalque de Sapatas Assentes em Solos Residuais e Intervalo de Confiança.....	p. 113
4.4 ANÁLISE DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SISTEMA SOLO-FUNDAÇÃO DE SAPATAS.....	p. 117
4.4.1 Modelo de Previsão de Tensão Admissível em Solos Residuais.....	p. 122
4.5 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM SOLOS RESIDUAIS.....	p. 126
4.6 ESTIMATIVA DOS RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS UTILIZANDO MODELOS DESENVOLVIDOS PARA AREIAS.....	p. 133
4.7 APLICAÇÃO E TESTE DOS MODELOS DESENVOLVIDOS NESTA PESQUISA .....	p. 138
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>p. 150</b>

5.1 SIMILARIDADES DE COMPORTAMENTO ENTRE SOLOS RESIDUAIS E AREIAS SEDIMENTARES .....	p. 151
5.2 EXTRAPOLAÇÃO DOS RESULTADOS DE ESTIMATIVA DE RECALQUES PARA GRANDES DIMENSÕES.....	p. 151
5.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS SOLOS NOS RECALQUES E LIMITAÇÃO DO MODELO DE PREVISÃO DE RECALQUES PARA VALORES BAIXOS DE $N_{SPT}$ .....	p. 152
5.4 SUJESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	p. 153
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	p. 154
<b>APÊNDICE A</b> .....	p. 158
<b>APÊNDICE B</b> .....	p. 163

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: camadas de solo residual.....	p. 31
Figura 2: (a) ensaio SPT durante a cravação do amostrador padrão, (b) avanço da perfuração por meio de trépano de lavagem.....	p. 34
Figura 3: (a) fator de correção $c_1$ , (b) fator de correção $c_2$ , e (c) fator de correção $c_3$ ; para correção dos valores de $N_{SPT}$ .....	p. 36
Figura 4: (a) vista 1 em corte de uma ponteira de CPT, (b) vista 2 em corte de uma ponteira de CPT, e (c) tipos de ponteiros de cone.....	p. 39
Figura 5: valores de $k$ para solos residuais.....	p. 41
Figura 6: exemplo de resultado de prova de carga por carga incremental.....	p. 42
Figura 7: tipos de sistemas de reação.....	p. 43
Figura 8: corte mostrando estratigrafia do subsolo com a distribuição do bulbo de tensões para um ensaio de placa e uma fundação de uma edificação.....	p. 44
Figura 9: (a) resultado comparativo realizado em areias com diferentes compacidades, (b) compactidade das areias em função do número de golpes do ensaio SPT .....	p. 46
Figura 10: curvas de tensão-recalque características de solos fofos e densos.....	p. 48
Figura 11: bulbo de tensões verticais sob fundações flexíveis carregadas uniformemente, sob sólido homogêneo de grande.....	p. 54
Figura 12: distribuição de tensões no centro de uma fundação flexível ao longo da profundidade.....	p. 55
Figura 13: gráficos para determinação dos fatores $\mu_0$ e $\mu_1$ utilizados na estimativa de recalques médios sob uma fundação flexível, na qual é aplicada uma tensão uniformemente distribuída .....	p. 56
Figura 14: valores de $E / N_{SPT,60}$ para areias normalmente e pré-carregadas em função da taxa de carregamento.....	p. 58
Figura 15: valores de $E$ obtidos pela retro-análise, bem como limites mínimo, médio e máximo para solos residuais obtidos por Sandroni (1996).....	p. 60
Figura 16: curvas para determinação da tensão admissível de areia secas ou úmidas ( $z/B > 2B$ ) com base nos valores médios de $N_{SPT}$ e largura da fundação.....	p. 60
Figura 17: ábaco para correção dos valores de $N_{SPT}$ em função do embutimento.....	p. 62

Figura 18: (a) ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_o$ ) para valores baixos de $N_{SPT}$ , neste caso deve-se verificar se a tensão aplicada está abaixo da faixa linear; (b) Ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_o$ ) para valores altos de $N_{SPT}$ .....	p. 62
Figura 19: distribuição do fator de influência ( $I_z$ ) ao longo da profundidade ajustada.....	p. 65
Figura 20: ábaco para determinação do fator $s$ e tabela para o fator de correção do $d_s$ .....	p. 67
Figura 21 resultados compilados de recalques em fundações e radiers.....	p. 68
Figura 22 modificações sugeridas para o modelo de Schmertmann (1970): (a) ábacos para fatores de deformação, (b) detalhamento para determinação das tensões verticais efetivas.....	p. 69
Figura 23: exemplo de retas ajustadas para diferentes conjuntos amostrais para uma mesma população.....	p. 80
Figura 24: exemplo de distribuição normal dos valores possíveis de $y$ .....	p. 80
Figura 25: distribuição normal de probabilidade.....	p. 82
Figura 26: (a) representa a variação total ( $\sum (y_i - \bar{y})^2$ ), e (b) representa a variação não-explicada ( $\sum (y_i - y_c)^2$ ).....	p. 83
Figura 27: exemplo de ajuste linear com as faixas de confiança.....	p. 84
Figura 28: resultado dos ensaios de CPT para os solos estudados.....	p. 94
Figura 29: resultado dos ensaios de CPT para os solos estudados.....	p. 94
Figura 30: relações de recalques e dimensões das fundações proposta por Terzaghi e Peck (1948) e observada por Bjerrum e Eggstad (1963) para diferentes compacidade e composições das areias.....	p. 101
Figura 31: (a) exemplo de normalização hipotética do comportamento de areias fofas e argilas normalmente adensadas (a resistência é proporcional a tensão confinante); e (b) exemplo de normalização hipotética do comportamento de areias densas e argilas pré-adensadas (a resistência aumenta com a tensão confinante, mas não de modo proporcional).....	p. 102
Figura 32: (a) resultados das provas de carga realizadas por Cudmani (1994) para três diferentes diâmetros; (b) normalização das curvas dividindo-se o recalques: pelos respectivos diâmetros ( $B$ ); (c) pelas respectivas áreas ( $\pi.B^2/4$ ); e (d) raiz quadrada do diâmetro ( $\sqrt{B}$ ) .....	p. 103
Figura 33: (a) resultado das provas de carga realizadas por Dalla Rosa e Thomé (2004); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o	

recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 104
Figura 34: (a) resultado das provas de carga realizadas por Campos (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 104
Figura 35: (a) resultado das provas de carga a uma profundidade de 2,0 m realizadas por Jardim (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 105
Figura 36: (a) resultado das provas de carga a uma profundidade de 4,0 m realizadas por Jardim (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 105
Figura 37: (a) resultado das provas de carga realizadas por Fonseca (2001); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 106
Figura 38: (a) resultado das provas de carga realizadas por Branco, de Mello e Bianchini (1982); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 106
Figura 39: (a) resultado das provas de carga realizadas por Branco, de Mello e Bianchini (1982); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro .....	p. 107
Figura 40: representação gráfica dos ajustes lineares realizadas em cada um dos casos estudados .....	p. 110
Figura 41: ajuste entre $a_n$ e $N_{SPT}$ (pela média aritmética e sem correção da energia de cravação) .....	p. 111
Figura 42: Ajuste entre $a_n$ e $N_{SPT}$ (pelo modelo de Parry, 1978 e sem correção da energia de cravação) .....	p. 111
Figura 43: Ajuste entre $a_n$ e $N_{SPT}$ (pela média aritmética e com correção da energia de cravação para 60%) .....	p. 112
Figura 44: Ajuste entre $a_n$ e $N_{SPT}$ (pelo modelo de Parry, 1978 e com correção da energia de cravação para 60%) .....	p. 112
Figura 45: limite superior e inferior para os pontos de $a_n \times N_{SPT}$ (pela média aritmética e sem correção da energia de cravação).....	p. 114
Figura 46: limite superior e inferior para os pontos de $a_n \times N_{SPT}$ (pela média aritmética e com correção da energia de cravação para 60%) .....	p. 115
Figura 47: dispersão dos dados amostrais ( $a_n - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada (na forma logarítmica).....	p. 116

Figura 48: dispersão dos dados amostrais ( $a_n - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada (na forma decimal).....	p. 117
Figura 49: gráfico de $B \times \rho$ para os diversos critérios de ruptura baseados em recalques totais .....	p. 119
Figura 50: (a) curva de tensão-recalque relativo cuja capacidade de carga é obtida pelo critério de ruptura de 33 mm/m, pois a identificação não é trivial; (b) ensaio foi interrompido ainda no trecho elástico e/ou antes de ser atingido o critério de ruptura adotado; e (c) ruptura é alcançada antes do recalque relativo de 33.33 mm/m.....	p. 120
Figura 51: ajustes de $q_a \times N_{SPT,60}$ para as provas de carga estudadas.....	p. 123
Figura 52: intervalo de confiança para a equação de determinação da tensão admissível.....	p. 123
Figura 53: comparativo entre os ajustes efetuados nesta pesquisa e os limites estabelecidos por Milititsky e Schnaid (1995) apresentados na tabela 7 para um $B > 0,75$ m.....	p. 124
Figura 54: comparativo entre os ajustes efetuados nesta pesquisa e as equações 7 a 9.....	p. 125
Figura 55: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada.....	p. 126
Figura 56: (a) variação do módulo de elasticidade com a profundidade, e (b) variação dos recalques com o aumento das dimensões com a variação do módulo de elasticidade para uma mesma tensão .....	p. 127
Figura 57: correlações entre $E$ e $N_{SPT,60}$ dos solos residuais estudados nesta pesquisa .....	p. 129
Figura 58: correlações entre $E$ e $N_{SPT,60}$ dos solos residuais estudados nesta pesquisa e estudados por Sandroni (1996).....	p. 130
Figura 59: intervalo de confiança para a equação de determinação de $E$ , considerando somente os dados das provas de carga desta pesquisa.....	p. 131
Figura 60: intervalo de confiança para a equação de determinação de $E$ , considerando os dados das provas de carga mais os dados de Sandroni (1996).....	p. 131
Figura 61: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada, considerando somente os dados das provas de carga desta pesquisa.....	p. 133
Figura 62: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada, considerando os dados das provas de carga mais os dados de Sandroni	p. 133



(1996).....	
Figura 63: exemplo de erro de interpretação de estimativa .....	p. 134
Figura 64: aparato utilizado pela empresa ESTASUL para a execução das provas de carga .....	p. 139
Figura 65: detalhe da sapata de concreto armado utilizada pela empresa ESTASUL para as provas de carga .....	p. 140
Figura 66: resultados das três provas de cargas – (a) Nova Petrópolis/RS, (b) Canguçu/RS, e (c) Jacinto Machado/SC.....	p. 141
Figura 67: Perfil de sondagem realizado em Nova Petrópolis/RS nas proximidades do local da prova de carga.....	p. 142
Figura 68: Perfil de sondagem realizado em Canguçu/RS nas proximidades do local da prova de carga.....	p. 142
Figura 69: Perfil de sondagem realizado em Jacinto Machado/SC nas proximidades do local da prova de carga.....	p. 142
Figura 70: recalques estimados pelo modelo desenvolvido nesta pesquisa (equações 69, 73 e 74) – (a) Nova Petrópolis/RS, (b) Canguçu/RS, e (c) Jacinto Machado/SC .....	p. 144
Figura 71: aproximação de uma reta a curva de tensão-recalque relativo do ensaio para a determinação da constante $a_n$ – (a) Nova Petrópolis/RS, (b) Canguçu/RS, e (c) Jacinto Machado/SC .....	p. 146
Figura 72: comparação entre os valores de $a_n$ das provas de carga testadas e os ajustes obtidos nesta pesquisa .....	p. 146
Figura 73: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Nova Petrópolis/RS considerando $E$ estimado pelas: (a) equações 82 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86.....	p. 147
Figura 74: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Canguçu/RS considerando $E$ estimado pelas: (a) equações 82 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86.....	p. 148
Figura 75: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Jacinto Machado/SC (ESTASUL, 1980) considerando $E$ estimado pelas: (a) equações 82 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86.....	p. 148

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: exemplo de solos originários de diferentes rochas.....	p. 30
Tabela 2: eficiência média da energia transmitida as hastes para diferentes configurações de ensaios .....	p. 35
Tabela 3: relação da energia da energia ideal transmitida às hastes pela energia teórica padrão, em função da resistência do solo e do comprimento das hastes.....	p. 38
Tabela 4: valores de $k$ obtidos por diversos autores.....	p. 40
Tabela 5: tensões admissíveis apresentados na NBR 6122/1996.....	p. 47
Tabela 6: correlações entre $N_{SPT}$ e $q_a$ para solos granulares.....	p. 50
Tabela 7: correlações entre $N_{SPT}$ e $q_a$ para solos coesivos.....	p. 50
Figura 8: valores de $I_s I_h$ para carregamentos na superfície ( $I_d = 1,0$ ) de uma camada de solo infinita .....	p. 57
Figura 9: valores de $I_s$ para carregamentos na superfície ( $I_d = 1,0$ ) de uma camada de solo finita ( $I_h = 1,0$ ) .....	p. 57
Tabela 10: valores de $E / N_{SPT,60}$ para areias .....	p. 58
Tabela 11: valores de $j$ e $w$ .....	p. 59
Tabela 12: valores de correlação entre os resultados do ensaio de cone e SPT .....	p. 66
Tabela 13: comparação entre os recalques medidos e calculados.....	p. 75
Tabela 14: comparação entre os recalques medidos e calculados .....	p. 76
Tabela 15: resumo e características gerais das provas de carga estudadas neste trabalho .....	p. 89
Tabela 16: principais índices físicos dos solos estudados .....	p. 92
Tabela 17: limites de consistência, composição granulométrica e ensaios de compactação dos solos estudados .....	p. 93
Tabela 18: parâmetros de resistência dos solos na condição natural .....	p. 93
Tabela 19: cálculo dos valores médios de $N_{SPT}$ para cada um dos casos estudados ...	p. 97
Tabela 20: cálculo dos valores de $N_{SPT}$ a partir dos valores dos ensaios de CPT .....	p. 98
Tabela 21: correção e padronização dos valores médio de $N_{SPT}$ , para os solos estudados .....	p. 98

Tabela 22: parâmetros considerados pelos autores responsáveis pelos recalques.....	p. 100
Tabela 23: coeficiente angular obtidos no ajuste das retas para os casos de provas de carga estudadas .....	p. 110
Tabela 24: resumo dos parâmetros obtidos pelo ajuste entre $a_n$ e $N_{SPT}$ .....	p. 113
Tabela 25: resultados de capacidade de carga, tensão admissível e tensão limite da equação de recalques para as provas de carga estudadas neste trabalho .....	p. 121
Tabela 26: resultados da retro-análise para determinação dos valores de $E$ .....	p. 129
Tabela 27: resumo dos erros padrão de estimativa obtidos para cada prova de carga de cada um dos modelos utilizados .....	p. 135
Tabela 28: resumo das provas de carga utilizadas para teste dos modelos desenvolvidos .....	p. 143
Tabela 29: tensão admissível .....	p. 145
Tabela 30: valores de $E$ determinados para as provas de carga utilizadas para a validação.....	p. 147
Tabela 31: erro padrão de estimativa dos recalques aplicando os modelos desenvolvidos nesta pesquisa.....	p. 149

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

SPT: Standart Penetration Test;

CPT: Cone Penetration Test;

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas;

SET: Sigma Ensaio Tecnológicos;

GEOFORMA: Geoforma Engenharia Limitada;

ESTASUL: Estaqueamento Sulino;

## LISTA DE SIMBOLOS

$N_{SPT}$ : resultado do ensaio SPT (número de golpes)

$C_1$ : fator de correção que leva em consideração as perdas ocorridas pelas diferentes formas de levantar e soltar o martelo no ensaio SPT

$C_2$ : fator de correção que leva em consideração as perdas ocorridas pelos diferentes pesos da cabeça de bater no ensaio SPT

$C_3$ : fator de correção que leva em consideração as perdas ocorridas pela razão entre o peso das hastes e do martelo de cravação no ensaio SPT

$\epsilon_h$ : energia que chega às hastes durante o ensaio SPT (J)

$\epsilon$ : energia potencial padrão teórica para um peso de martelo e altura de queda padronizados no ensaio SPT (J)

$N_{SPT,a}$ ,  $N_{SPT,b}$ : valores dos ensaios SPT para diferentes tipos de energia que chega as hastes (número de golpes)

$\epsilon_a, \epsilon_b$ : energias (a) e (b) que chega a haste de cravação (J)

$N_{SPT,60}$ : valor do ensaio SPT, considerando a transmissão de 60% da energia de cravação (número de golpes)

$N_{SPT,72}$ : valor do ensaio SPT, considerando a transmissão de 72% da energia de cravação (número de golpes)

$\epsilon_{60}$ : 60% da energia teórica de queda livre (J)

$\epsilon_{m+H}$ : energia ideal transmitida às hastes (J)

$\epsilon_m$ : energia do martelo, causada peso do martelo (J)

$\epsilon_H$ : energia das hastes, causada pelo repique do martelo (J)

$\Delta\rho_m$ : penetração provocada pelo primeiro golpe e repiques do martelo num tempo  $t = \infty$  (m)

$M_m$ : massa do martelo (kg)

$M_H$ : massa das hastes (kg)

$g$ : aceleração da gravidade ( $\text{m/s}^2$ )

$\eta_1$ : coeficiente de eficiência da energia do martelo (computa perdas causadas pelo atrito no cabo de içar do martelo com a roldana, perdas de golpe, estado de conservação do cabo, tipo de martelo, etc) utilizado no ensaio SPT

$\eta_2$ : coeficiente de eficiência da haste de cravação do ensaio SPT

$\eta_3$ : coeficiente de eficiência do sistema, dependente do comprimento das hastes de cravação do ensaio SPT

$H$ : comprimento das hastes de cravação do ensaio SPT(m)

$q_c$ : resistência de ponta do ensaio de cone ( $\text{kN/m}^2$ )

$f_s$ : atrito lateral do ensaio de cone ( $\text{kN/m}^2$ )

$k$ : razão entre o resultado do ensaio de CPT e o SPT

$\bar{k}$ : valor médio aritmético da razão entre o resultado do ensaio de CPT e o SPT

$k_m$ : valor médio da razão entre o resultado do ensaio de CPT e o SPT obtido pelo método dos mínimos quadráticos

$q$ : tensão distribuída uniformemente sobre uma fundação ou placa ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_a$ : pressão atmosférica padrão ( $\text{kN/m}^2$ )

$D_{50}$ : diâmetro médio das partículas de solo (mm)

$t$ : tempo (min)

$B$ : dimensão de uma fundação ou placa, se quadrada é a medida do lado e se circular é o diâmetro (m)

$b$ : dimensão de uma fundação ou placa, se quadrada é a medida do lado e se circular é o diâmetro (m), sendo  $b$  sempre menor e  $B$  (m)

$Q$ : carga puntual aplicada sobre uma fundação (kN)

$q_r$ : tensão de ruptura ( $\text{kN/m}^2$ )

$z$ : profundidade de assentamento da fundação ou placa (m)

$c$ : coesão do solo ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$ : ângulo de atrito do solo ( $^{\circ}$ )

$q_a$ : tensão admissível ( $\text{kN/m}^2$ )

$\psi$ : constante de determinação de  $N_{SPT}$  a partir de  $q_c$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$\rho$ : recalque total de uma fundação (mm)

$\rho_{inst}$ : recalque instantâneo ou imediato de uma fundação (mm)

$\rho_{tempo}$ : recalque a longo prazo (mm)

$\rho_{adens}$ : recalque por adensamento (mm)

$\rho_{creep}$ : recalque por adensamento secundário (mm)

$E$ : módulo de elasticidade ( $\text{MN/m}^2$ )

$\nu$ : coeficiente de Poisson

$E_i$ : módulo de elasticidade médio em cada camada de solo ( $\text{MN/m}^2$ )

$\nu_i$ : coeficiente de Poisson de cada camada de solo

$\Delta z_i$ : espessura da camada de solo (m)

$q_x$ : componente da tensão aplicada na fundação na direção x ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_y$ : componente da tensão aplicada na fundação na direção y ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_z$ : componente da tensão aplicada na fundação na direção z ( $\text{kN/m}^2$ )

$I$ : coeficiente de influência

$L$ : comprimento de uma fundação (m)

$\mu_0$  e  $\mu_I$ : fatores do coeficiente de influência

$I_s$ : fator de forma/rigidez (se flexível depende do ponto considerado)

$I_d$ : fator de embutimento

$I_h$ : fator de espessura de camada

$q_u$  ou  $q_{ult}$ : tensão de ruptura ou de ruptura ( $\text{kN/m}^2$ )

$E_{ii}$ : módulo de elasticidade não drenado ( $\text{MN/m}^2$ )

$j$  e  $w$ : fatores de conversão de  $N_{SPT}$  para  $E$

$C_c$ : coeficiente de compressibilidade

$\sigma'_v$ : tensão efetiva do solo na base da fundação assente a uma profundidade  $z$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$\rho_p$ : recalque da placa de 0,30 m de diâmetro (mm)

$a_o$ : coeficiente de recalque para a placa de 0,30 m de diâmetro ( $\text{m}^3/\text{kN} \times 10^{-5}$ )

$D_r$ : compactação relativa de areias

$\rho_a$ : recalque admissível máximo (25,4 mm), conforme Terzaghi e Peck (1967)

$\rho_w$ : recalque estimado considerando a influencia do nível d'água (mm)

$\kappa$ : razão entre a tensão efetiva do solo a uma profundidade de  $B/2$  a partir da base da fundação quando o solo esta seco sobre a tensão efetiva do solo, a uma mesma profundidade, quando o solo esta submersa

$q_{zi}$ : valor da tensão vertical média distribuída na camada de solo  $i$ , produzida pela tensão ( $q$ ) aplicada na fundação ( $\text{kN/m}^2$ )

$N_{SPT i}$ : valor do ensaio SPT médio para a camada considerada

$I_z$ : fator de deformação

$\Delta\rho$ : recalque parcial (mm)

$C_e$ : fator de embutimento

$C_t$ : fator de tempo

$t$ : tempo a partir do final do carregamento da fundação (anos)

$S$ : coeficiente de recalque ( $\text{mm/kN/m}^2$ )

$d_s$ : espessura da camada de solo (m)

$I_{zMax}$ : pico de fator de deformação



$\sigma'_{vp}$ : tensão vertical efetiva na profundidade de  $I_{z\ max}$  a partir da base da fundação ( $B/2$  para fundação quadrada e  $B$  para sapata corrida)

$\beta$ : constante de correlação

$N_m$ : valor médio do ensaio SPT até uma profundidade de influência de  $2.B$

$N_1$ :  $N_{SPT}$  médio abaixo da base da fundação a uma profundidade entre  $0.B$  e  $0,66.B$

$N_2$ :  $N_{SPT}$  médio abaixo da base da fundação a uma profundidade entre  $0,66.B$  e  $1,33.B$

$N_3$ :  $N_{SPT}$  médio abaixo da base da fundação a uma profundidade entre  $1,33.B$  e  $2.B$

$N_{cori}$ : valor de  $N_{SPT}$  corrigido da camada considerada

$I_c$ : índice de compressão

$\alpha_{BB}$ : constante de ajuste

$K_s$ : coeficiente de módulo dependente do tipo de solo, compactidade e história de tensões

$\phi'$ : ângulo de atrito efetivo do solo

$\varepsilon_{v,m}$ : deformação média vertical

$C_f$ : fator médio de resistência ao cisalhamento (valor que depende principalmente do ângulo de atrito efetivo)

$(\sigma'_v)_m$ : valor médio da tensão normal efetiva principal ( $\text{kN/m}^2$ ), conforme os autores, localizado a um quarto da profundidade de influência

$R_r$ : razão entre recalque medido pelo recalque calculado

$x, y$ : variáveis genéricas

$a_{xy}$ : intercepto do eixo das ordenadas da equação ajustada por mínimos quadrados

$b_{xy}$ : coeficiente angular genérico da equação ajustada por mínimos quadrados

$n_d$ : tamanho da amostra

$e$ : erro de dispersão da população amostral

$n_d$ : qualquer número natural inteiro (1, 2, 3, ....)

$S_e$ : erro padrão da estimativa

$S_b$ : corresponde ao desvio padrão da distribuição normal

$t_s$ : t-Student

$B_{xy}$ : coeficiente angular genérico da equação ajustada por mínimos quadrados para a população

$\bar{y}$ : média aritmética dos dados amostrais da variável dependente

$r^2$ : coeficiente de determinação

$r$ : coeficiente de correlação

$h_n$ : umidade natural (%)

$S$ : grau de saturação (%)

$\gamma_s$ : peso específico real dos grãos de solo ( $\text{kN/m}^3$ )

$\gamma_a$ : peso específico aparente seco do solo ( $\text{kN/m}^3$ )

$\gamma_n$ : peso específico natural de solo ( $\text{kN/m}^3$ )

$e_v$ : índice de vazios do solo

$LL$ : limite de liquidez (%)

$LP$ : limite de plasticidade (%)

$IP$ : índice de plasticidade (%)

$h_{ótima}$ : umidade ótima do ensaio de compactação (%)

$\phi'$ : ângulo de atrito efetivo do solo ( $^\circ$ )

$c'$ : coesão efetiva do solo

$C.V.$ : coeficiente de variação

$NA$ : nível d'água (lençol freático)

$k_o$ : coeficiente de empuxo ao repouso

$\sigma_3$ : tensão confinante (kN/m<sup>3</sup>)

$\sigma_1 - \sigma_3$ : tensão desvio (kN/m<sup>3</sup>)

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 ASPECTOS GERAIS

Esta pesquisa teve como objetivo discutir importantes aspectos relacionados ao comportamento carga-recalque de sapatas assentes em solos residuais, que são bastante comuns, não só no Brasil, como em diversas partes do mundo. Sabe-se que os solos residuais apresentam uma configuração geológica e histórica de formação bastante distinta dos solos sedimentares. Enquanto que estes se apresentam geralmente em camadas de areia ou argila, aqueles apresentam uma composição bastante variada. Assim, até pouco tempo atrás, somente era estudado o comportamento de areias e argilas, sendo que toda a base da mecânica dos solos foi fundamentada no comportamento destes dois materiais. Atualmente, a mecânica dos solos e a geotecnia têm avançado em outras linhas de pesquisa, de modo que foram surgindo diferentes linhas de pensamento, cada qual criando conceitos e teorias próprias, como a dos solos não-saturados, tropicais, colapsíveis, etc., cujos comportamentos já não eram mais totalmente explicados pela teoria clássica da mecânica dos solos.

Face ao exposto acima, estudou-se neste trabalho o comportamento carga-recalque de sapatas assentes em solos residuais, com o objetivo de desenvolver um melhor entendimento sobre o assunto, além de apresentar uma metodologia para estimativa de recalques e determinação das tensões admissíveis.

Como será visto ao longo do trabalho, toda a metodologia foi desenvolvida com base em resultados de ensaios de SPT. Assim, a partir de resultados médios de  $N_{SPT}$ , mais a geometria e a tensão aplicada na fundação, foi possível estimar os valores de recalques e tensão admissível de sapatas assentes em solos residuais por meio de equações determinadas estatisticamente. Além disso, determinou-se uma metodologia para a estimativa do módulo de elasticidade dos solos residuais baseada exclusivamente nos resultados médios de  $N_{SPT}$ , obtida por meio de retro-análise de provas de carga.

## 1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Os conceitos clássicos da mecânica dos solos foram desenvolvidos a partir do estudo do comportamento de areias e argilas, sendo que durante muitos anos estes conceitos têm sido utilizados para qualquer tipo de solo, independentemente do estado em que se encontra e composição granulométrica. Este fato tem trazido muitas preocupações e dúvidas sobre a real validade dos parâmetros obtidos por estas metodologias quando aplicadas a outros tipos de solos. Aliado a isso, muitos destes modelos foram desenvolvidos para uma realidade regional, sendo que muitas vezes nada se pode afirmar sobre sua aplicabilidade em uma outra região diferente para a qual foi desenvolvido, mesmo quando se trata de um mesmo tipo de solo.

Em termos de ensaios geotécnicos de campo, o ensaio de SPT tem sido cada vez mais utilizado em todo o mundo, de modo que muitos autores utilizam seus resultados para a estimativa de diversos parâmetros dos solos. Isso porque muitas vezes é a única informação disponível ou que pode ser disponibilizada, em função da despreocupação de muitos construtores com as fundações.

Desta forma, foi desenvolvido nesta pesquisa, uma metodologia própria para a previsão do comportamento tensão-recalque de fundações superficiais assentes em solos residuais a partir de resultados de ensaios de SPT. Sendo que informações como recalques e tensão admissível nestes solos podem ser estimadas, com maior segurança, por meio das conclusões a que se chegou neste trabalho.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos: 1- Introdução, 2 - Revisão Bibliográfica, 3 - Planejamento da Pesquisa, 4 - Desenvolvimento da Pesquisa e 5 - Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros.

Na introdução, Capítulo 1, são apresentados os aspectos básicos referentes ao tema abordado durante a pesquisa, bem como a justificativa para o desenvolvimento da pesquisa.

Na revisão bibliográfica, Capítulo 2, são abordados diversos aspectos sobre os assuntos que foram abordados neste trabalho. Num primeiro momento são apresentados alguns aspectos sobre a classificação geotécnica dos solos. Também são apresentados importantes aspectos

sobre fundações e investigação geotécnica. Além de uma abordagem sobre provas de carga e os parâmetros que podem ser obtidos através delas. E finalmente são abordados alguns aspectos sobre a teoria estatística de regressão e correlação.

No Capítulo 3, Planejamento de Pesquisa, estão estabelecidos os diversos tópicos a serem abordados na pesquisa, quais sejam: modelos de previsão de recalques em solos residuais, capacidade de suporte e tensão admissível de solos residuais, e módulo de elasticidade de solos residuais; aplicação dos modelos de previsão de recalques desenvolvidos para areias em solos residuais; e aplicação e teste dos modelos desenvolvidos.

No Capítulo 4, Desenvolvimento da Pesquisa, são descritos e analisados os resultados da presente pesquisa, com o desenvolvimento e verificação da eficiência de uma nova metodologia empírico-estatística de previsão de comportamento carga-recalque de sapatas assentes em solos residuais, bem como a definição da limitação dos modelos desenvolvidos.

Já as conclusões são apresentadas no Capítulo 5, com a compilação dos principais aspectos observados durante o desenvolvimento da pesquisa e análise dos resultados, além de pontos que não foram avaliados e que servem de sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

Do ponto de vista geotécnico, conforme Salomão e Antunes (1998), os solos podem ser divididos em dois grupos. O primeiro grupo corresponde aos **solos residuais** ou **autóctones**, que são formados no próprio local de origem, ou seja, se formam sobre as rochas que sofreram intemperismo. O outro grupo é representado pelos **solos transportados** ou **alóctones**, cujo material de origem foi transportado por um agente (vento, água, gelo, gravidade, etc.), sendo aquele depositado em condições de baixa energia (FILHO, 1997).

Segundo Chiossi (1983), os solos residuais são bastante comuns no Brasil, principalmente na região centro-sul. Segundo o autor, esses solos podem ser originários de qualquer tipo de rocha. A tabela 1 apresenta alguns exemplos de solos e as respectivas rochas originárias. Para Salomão e Antunes (1998), o perfil de solos residuais é visto como sendo composto por três camadas, sejam elas: **solo residual maduro** (camada superficial, bastante alterada composta por minerais secundários e uma parcela de matéria orgânica); **solo residual jovem**, **solo saprolítico** ou **saprólito** (preserva características originais da rocha mãe); e **rocha alterada**. A figura 1 apresenta um perfil típico de solos residuais.

Tabela 1: exemplo de solos originários de diferentes rochas

<b>Rocha</b>	<b>Comp. mineral</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>Comp. do solo</b>
Basalto	Plagioclásio/Piroxênio	Argiloso (pouca areia)	Argila
Quartzito	Quartzo	Arenoso	Quartzo
Filito	Mica	Argiloso	Argila
Granito	Quartzo/Feldspato/Mica	Areno-Argiloso	Quartzo/Argila/Mica
Calcário	Calcita	Argiloso	Argila

(fonte: CHIOSSI, 1983)

Chiossi (1983), salienta que solos transportados ocorrem em áreas mais restritas e apresentam um perfil bastante variável e heterogêneo em função do agente transportador.

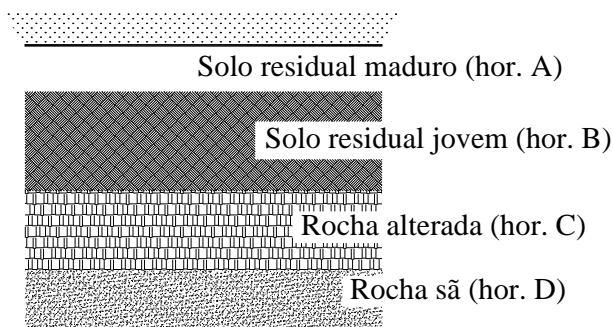


Figura 1: camadas de solo residual (ORTIGÃO, 1995)

## 2.2 FUNDAÇÕES

### 2.2.1 Fundações Superficiais

Segundo a norma NBR 6122/1996, as fundações superficiais são elementos estruturais em que a carga é transmitida ao solo por tensões distribuídas sob a base da fundação. De acordo com esta norma, uma fundação para ser considerada superficial, a profundidade de embutimento, em relação à superfície do terreno, deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

Neste contexto, as fundações superficiais podem ser divididas em: sapatas, blocos, *radiers*, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas.

As sapatas, segundo a norma NBR 6122/1996 são elementos de fundação individuais de concreto armado cujas tensões de tração internas impostas pelos carregamentos externos são resistidas pela armadura. Podem apresentar espessura constante ou variável, sendo que a forma, projetada em planta, pode ser quadrada, retangular ou circular (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

Segundo a norma NBR 6122/1996, os blocos são elementos de fundação individuais de concreto cujas tensões de tração internas impostas pelos carregamentos externos são resistidas pelo próprio concreto, não havendo necessidade de armadura. Podem apresentar espessura



constante, variável ou escalonada, sendo que a forma, projetada em planta, pode ser quadrada, retangular ou circular (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

O *radier* é elemento de fundação único que envolve todos os pilares e paredes de uma edificação. São elementos de grande extensão, de um modo geral são comuns em silos, depósitos, reservatórios, etc. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

Ainda conforme a norma NBR 6122/1996, as sapatas associadas, também chamadas de *radiers* parciais são elementos de fundação comuns a vários pilares, de modo que os pilares não se encontram num mesmo alinhamento. Já as vigas de fundação, são idênticas as sapatas associadas, sendo que os pilares envolvidos estão em um mesmo alinhamento. Agora quando se trata de carregamento distribuído, como por exemplo, uma parede de alvenaria, o elemento de fundação é denominado de sapata corrida (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

### 2.2.2 Fundações Profundas

Segundo a norma NBR 6122/1996, as fundações profundas são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao solo pela base, denominada de resistência de ponta, e/ou pela superfície lateral, denominada de resistência de fuste. De modo que a profundidade de embutimento seja superior a duas vezes a menor dimensão em planta e no mínimo a uma profundidade superior a 3,0 metros. Ainda segundo essa norma, as fundações profundas podem ser divididas em estacas, tubulões e caixões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

## 2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

De acordo com a norma NBR 6122/1996, os projetos e a execução de fundações em solos, rochas ou mistura de ambos devem ser precedidos de investigações geotécnicas que compreendem as investigações de campo (*in situ*) e as investigações em laboratório (*ex situ*) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

Segundo a norma NBR 6122/1996, o tipo e a quantidade dos ensaios a serem realizados dependem do tipo e das peculiaridades da obra, dos valores e tipos de carregamentos e das características geotécnicas e geológicas do subsolo. Essa norma enfatiza que as sondagens de reconhecimento à percussão são indispensáveis em qualquer tipo de obra, de modo que este tipo de ensaio deve apresentar uma descrição das camadas do subsolo ensaiado, valores dos índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) e a posições do nível de água. Os ensaios como de penetração de cone (CPT), palheta, pressiométricos e provas de carga são considerados como complementares pela norma NBR 6122/1996. De modo que a norma enfatiza que nenhum ensaio complementar substitui as sondagens de reconhecimento a percussão, as quais não podem ser dispensadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

### 2.3.1 Ensaio de Campo

#### 2.3.1.1 “Standart Penetration Test” (SPT)

O ensaio SPT é prática comum em todo mundo, por ser um ensaio simples e prático de exploração de solos. A normalização brasileira veio em 1980 com a NBR 6484, com o título de “*Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*”, que tem o objetivo de prescrever o método de execução do ensaio SPT. Atualmente já esta disponível a mais nova versão da norma NBR 6484 que entrou em vigor em 2001. Conforme a norma NBR 6484/2001 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), o ensaio tem a finalidade de explorar o subsolo por meio de perfuração (medição do índice de resistência à penetração) e retirada de amostras deformadas do solo. Essa norma também apresenta a aparelhagem padrão com as características dos principais elementos, bem como os passos a serem seguidos para execução do ensaio.

O ensaio consiste em penetrar um amostrador padrão (diâmetros interno e externo, respectivamente, de 34,6 mm e 50,8 mm) no solo por meio da queda de um martelo padrão (65 kg) a uma altura de 0,75 m nos três últimos 0,15 m (total de 0,45 m) a cada metro de profundidade do furo de sondagem. Ainda conforme norma NBR 6484/2001, o avanço da perfuração dos 0,55 m iniciais de cada metro de profundidade deve ser feito por meio de trépano de lavagem. O índice de resistência á penetração ( $N_{SPT}$ ) é o valor da soma do número de golpes dos 0,30 m últimos da penetração do amostrador padrão. Deve-se coletar amostras

---

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT

de solo retidas no interior do amostrador a cada metro de profundidade ensaiada (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

A figura 2 apresenta as duas fases dos ensaios: cravação do amostrador e avanço do furo de sondagem por meio de trépano de lavagem; bem como os detalhes e dimensões dos principais elementos que compõem a aparelhagem necessária para a execução do ensaio SPT.

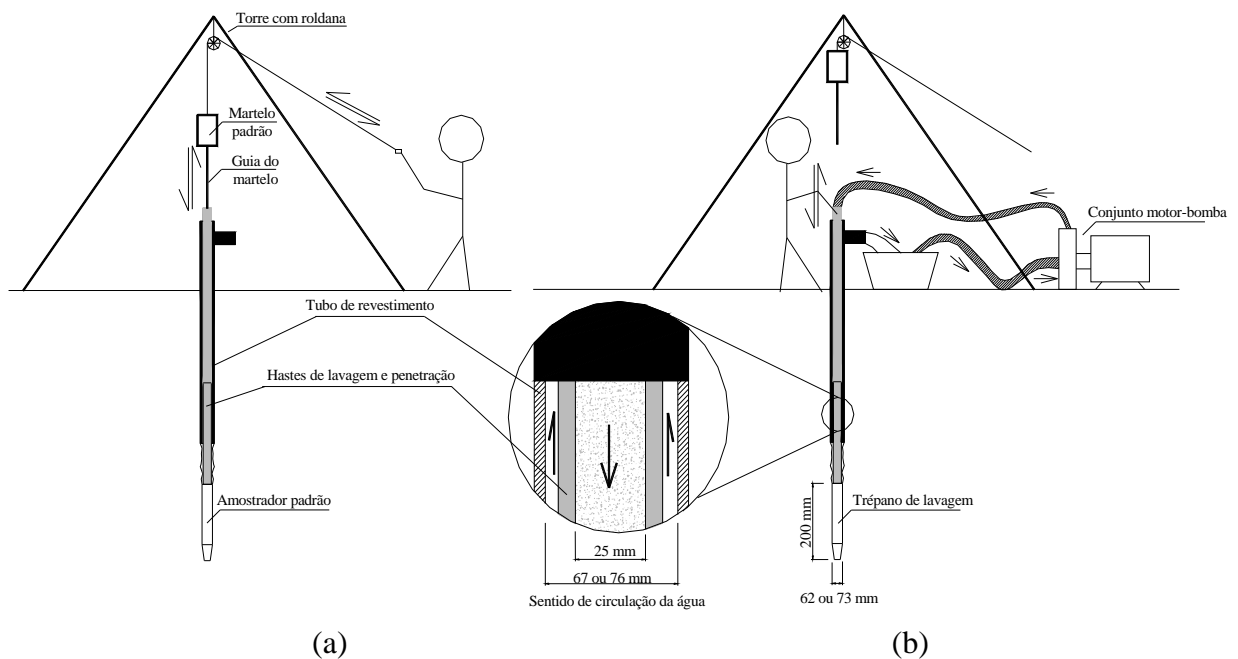


Figura 2: (a) ensaio SPT durante a cravação do amostrador padrão, e (b) avanço da perfuração por meio de trépano de lavagem

#### 2.3.1.1.1 Correção dos Valores de $N_{SPT}$

Assim como outros ensaios de campo e laboratório, os resultados do ensaio SPT são influenciados por fatores de operação (humanos), tipos de equipamentos e procedimentos executivos (BELINCANTA et al., 1994). Os autores apresentaram um conjunto de ensaios instrumentados para diferentes situações para os quais mediram a energia de cravação, os resultados podem ser visualizados na tabela 2.

Como citado por Politano, Danziger e Danziger (2001), nem toda a energia potencial armazenada na altura de queda do martelo é transmitida às hastes de cravação. O correto seria medir o quanto de energia chega às hastes, no entanto isso não é prática comum nos dias de

hoje (ODEBRECHT et al., 2004). Assim, faz-se necessário à adoção de fatores de correção, os quais devem levar em consideração perdas ocorridas: pelas diferentes formas de levantar e soltar o martelo ( $c_1$ ); pelo diferentes pesos da cabeça de bater ( $c_2$ ); pela razão entre o peso das hastes e do martelo de cravação, pois quanto maior a profundidade, mais comprida a haste, maior seu peso, e conseqüentemente maior o fator de correção ( $c_3$ ) (DÉCOURT, 1989 apud POLITANO; DANZIGER; DANZIGER, 2001). Assim a energia que chega às hastes pode ser definida pela equação 1. Os fatores de correção  $c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$  podem ser obtidos da figura 3.

Tabela 2: eficiência média da energia transmitida as hastes para diferentes configurações de ensaios

Estado do Coxim	Comprimento da composição de hastes	Eficiência média	Comprimento da composição de hastes	Eficiência média
Velho	9,15 m	64,0%	14,02 m	55,6%
Velho	15,14 m	63,8%	20,32 m	60,0%
Novo	14,14 m	72,4%	22,28 m	63,9%
Novo	11,9 m	63,9%	10,07 m	57,3%
Novo	12,9 m	63,1%	11,03 m	65,1%
Novo	13,15 m	65,5%	11,6 m	59,8%
Novo	14,9 m	61,9%	11,6 m	69,0%
Novo	15,81 m -21,81 m	80,4%	16,00 m - 18,84 m	65,3%
Novo	18,81 m -22,30 m	76,0%	Massa da cabeça de bater: 3,40kg; Haste de bater: modelo AX; Estado do coxim: Novo	
Novo	15,63 m -21,63 m	74,8%		
Massa da cabeça de bater: 4,20kg; diâmetro das hastes: 25,4mm				

(fonte: BELINCANTA et al., 1994)

$$\epsilon_h = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot \epsilon \quad (\text{equação 1})$$

Conforme evidenciado por Schmertmann e Palácios (1979, apud Politano; Danziger; Danziger, 2001) o valor de  $N_{SPT}$  é inversamente proporcional a energia aplicada às hastes de cravação, como pode ser visto pela equação 2. Desta forma, dependendo da configuração e do modo como o ensaio é executado a resposta do ensaio poderá ser diferente para um mesmo solo.

$$N_{SPT,a} \cdot \epsilon_a = N_{SPT,b} \cdot \epsilon_b \quad (\text{equação 2})$$

No meio internacional é considerado como padrão um aproveitamento de 60% da energia padrão teórica, desta forma, os valores de ensaio de  $N_{SPT}$  devem ser apresentados considerando este aproveitamento de energia (SKEMPTON, 1986 apud POLITANO;

DANZIGER; DANZIGER, 2001; ODEBRECHT et al., 2004). Para tanto, como sugerido por Skempton (1986 apud Politano; Danziger; Danziger, 2001), pode-se utilizar a equação 3, quando se utiliza um equipamento que apresenta um aproveitamento de energia diferente do padrão internacional.

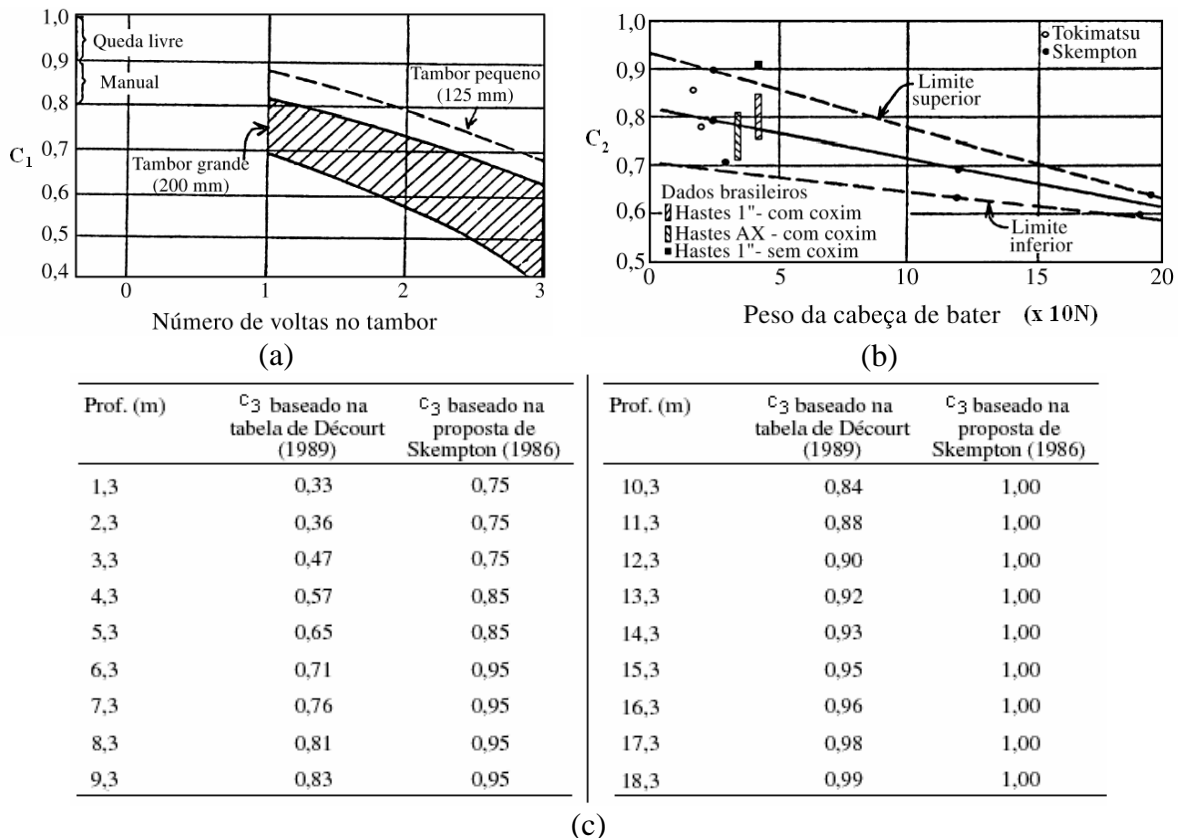


Figura 3: (a) fator de correção  $c_1$ , (b) fator de correção  $c_2$ , e (c) fator de correção  $c_3$ ; para correção dos valores de  $N_{SPT}$  (DÉCOURT, 1989 apud POLITANO; DANZIGER; DANZIGER, 2001)

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT,a} \cdot \epsilon_a}{\epsilon_{60}} \quad (\text{equação 3})$$

No Brasil, é reconhecido um aproveitamento de 72% da energia padrão teórica (DÉCOURT et al., 1989 apud ODEBRECHT et al., 2004). Sendo assim, os resultados dos ensaios SPT, realizados pelos padrões brasileiros podem ser multiplicados por um valor de 1,20

( $N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT,72} \cdot 0,72 \cdot \epsilon}{0,60 \cdot \epsilon} = 1,20 \cdot N_{SPT,72}$ ) para enquadrá-los no padrão internacional. Velloso e

Lopes (2004) consideram que os valores dos ensaios realizados no Brasil devem ser majorados de 10 a 20% para se enquadrarem nos padrões internacionais. Conforme relatado por Odebrecht et al. (2004), é reconhecida a necessidade de se medir a energia transmitida as hastes de cravação para corrigir e padronizar os resultados do ensaio SPT. Como relatado pelos autores, o valor do número de golpes é governado pelo peso do martelo, altura de queda do martelo, peso das hastes e resistência ao cisalhamento do solo. Em um recente trabalho, os autores, abordaram aspectos importantes na interpretação do ensaio SPT no que se refere a energia de cravação quanto a: a) influência do comprimento das hastes nos resultados e b) relação entre a energia da energia transmitida as hastes e a energia a efetivamente transmitida ao solo. Por meio deste trabalho foi possível demonstrar que quando maior for o comprimento das hastes, maiores são as perdas ocorridas ao longo destas, bem como para um grande comprimento das hastes e um solo de baixa resistência devem-se ser considerados o peso das hastes e o deslocamento total do amostrador.

A tabela 3 apresenta a relação da energia ideal transmitida às hastes de cravação (equação 4) pela energia padrão teórico (ODEBRECHT et al., 2004). Vale ressaltar que na tabela 3 não são consideradas as perdas ocorridas no sistema, sendo assim a razão entre as energias deve ser necessariamente maior que um. Ainda pela tabela 3 percebe-se que para valores elevados de  $N_{SPT}$  ( $> 15$  golpes) e para uma profundidade inferior a 20 m, as formulações atuais de correção de energia são aceitáveis na correção dos resultados do ensaio SPT. Agora para solos com baixa resistência e comprimento muito elevado das hastes é necessária a correção em função da massa das hastes.

$$\epsilon_{m+H} = \epsilon_m + \epsilon_H = [(0,75 + \Delta\rho) \cdot M_m \cdot g] + [\Delta\rho \cdot M_H \cdot g] \quad (\text{equação 4})$$

Na equação 5, Odebrecht et al. (2004) apresenta uma equação para determinação da energia real transmitida as hastes, que nada mais é do que a equação 4 corrigida por fatores de eficiência. Sendo que na equação 5:  $\eta_1 = 0,764$ ;  $\eta_2 = 1,00$  e  $\eta_3 = 1 - 0,0042 \cdot H$ .

$$\epsilon_{m+H} = \eta_3 [\eta_1 \cdot (0,75 + \Delta\rho) \cdot M_m \cdot g] + \eta_2 [\Delta\rho_m \cdot M_H \cdot g] \quad (\text{equação 5})$$

Tabela 3: relação da energia da energia ideal transmitida às hastes pela energia teórica padrão, em função da resistência do solo e do comprimento das hastes

$N_{qt}$	Comprimento da haste (m)														
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
2	1.22	1.23	1.25	1.27	1.29	1.30	1.32	1.34	1.36	1.37	1.39	1.41	1.43	1.44	1.46
4	1.11	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.23
6	1.07	1.08	1.08	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	1.15
8	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12
10	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09
12	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.08
14	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07
16	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06
18	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05
20	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.05
22	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
24	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04
26	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04
28	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
30	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03

(fonte: ODEBRECHT et al., 2004)

### 2.3.1.2 “Cone Penetration Test” (CPT)

Segundo Schnaid (2000) o ensaio de cone, mais conhecido internacionalmente pela sigla CPT, vem tornando-se uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Conforme o autor as primeiras referências sobre o ensaio surgiram na década de 1930 na Holanda, sendo empregado no Brasil a partir do final da década de 1950.

Conforme Schnaid (2000), o ensaio consiste em cravar no solo uma ponteira padronizada com uma velocidade constante também padronizada, por meio de um equipamento de cravação, em geral hidráulico, montado sobre um reboque ou caminhão. Segundo o autor, as principais funções do ensaio são a determinação da resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ). Quanto aos tipos de equipamento, o autor salienta que podem ser divididos em: mecânicos, quando as leituras são feitas na superfície por meio dos esforços transmitidos pelas hastes; e elétricos, quando as leituras são feitas por um sistema de aquisição de dados que é alimentado por células de carga elétricas instaladas na própria ponteira. Existe um tipo de equipamento de cone que além de medir a resistência de ponta e o atrito lateral, faz a medição das pressões neutras durante a cravação, sendo neste caso denominado de piezocone (SCHNAID, 2000).

Schnaid (2000) ressalta que a grande vantagem do ensaio é o contínuo registro dos parâmetros medidos ao longo da profundidade do subsolo ensaiado.

A normalização do ensaio de cone veio em 1991 com a NBR 12.069, que descreve o equipamento (elementos e dimensões), procedimentos de ensaio, precisão nas medidas e forma de apresentação dos resultados. A norma NBR 12.069/1991 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991), também apresenta que a velocidade de cravação deve ser de  $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$ . A figura 4 apresenta os principais componentes e a geometria básica do cone.

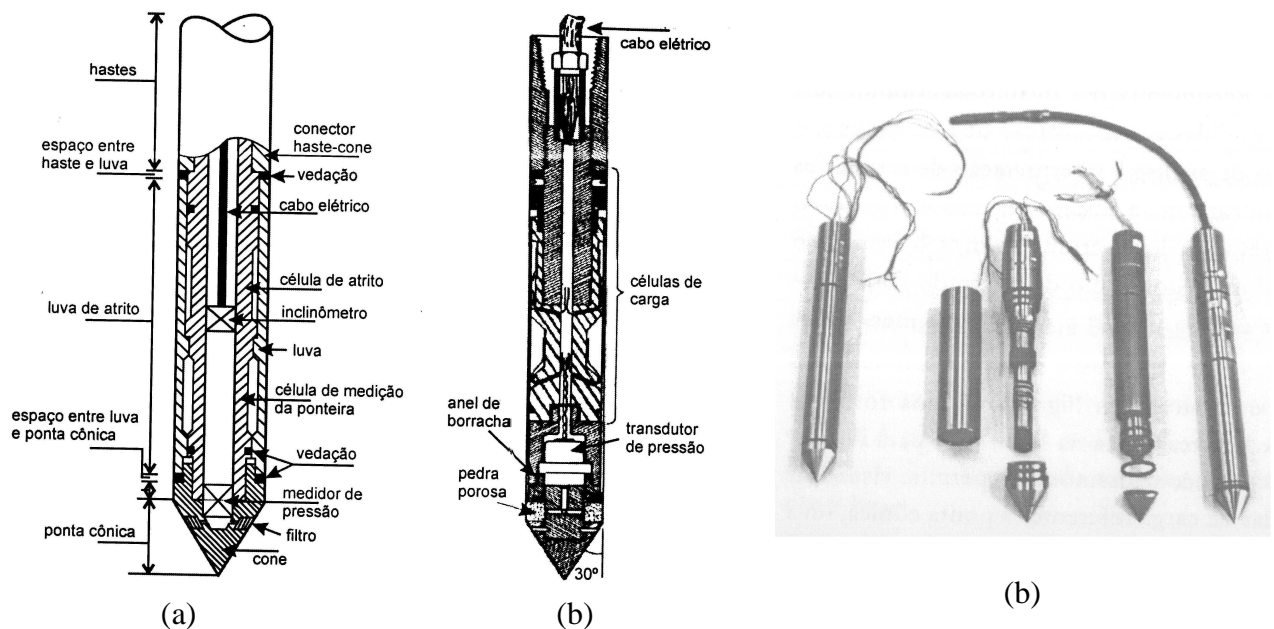


Figura 4: (a) vista 1 em corte de uma ponteira de CPT (LUNNE et al., 1997 apud SCHNAID, 2000), (b) Vista 2 em corte de uma ponteira de CPT (ORTIGÃO, 1995); e (c) tipos de ponteiras de cone (SCHNAID, 2000)

### 2.3.1.3 Relação entre SPT e CPT

Os ensaios SPT e CPT fornecem como resposta a resistência a penetração dos solos. Deste modo, vários autores já tentaram correlacionar os resultados de ambos os ensaios, de modo que a partir dos valores de um, possa-se definir o resultado do outro. Robertson et al. (1983, apud Schnaid, 2000; Velloso e Lopes, 2004) apresentaram que existe uma correlação entre a razão de  $q_c$  e  $N_{SPT}$  que pode ser expressa em termos do tamanho das partículas (ver equação



6). Schnaid (2000) salienta que a equação 6, não leva em consideração os efeitos importantes tais como: de energia de cravação, poro-pressão e profundidade. Schnaid (2000) também considera que não é aconselhável a estimativa de valores de ensaios de CPT através de ensaio SPT.

$$k = \frac{q_c}{p_a} \cdot \frac{1}{N_{SPT}} = 5,44 \cdot D_{50}^{0,26} \quad (\text{equação 6})$$

A tabela 4 apresenta um resumo dos resultados de  $k$  obtidos por alguns autores, de modo que o valor de  $k$  é dependente da granulometria do solo.

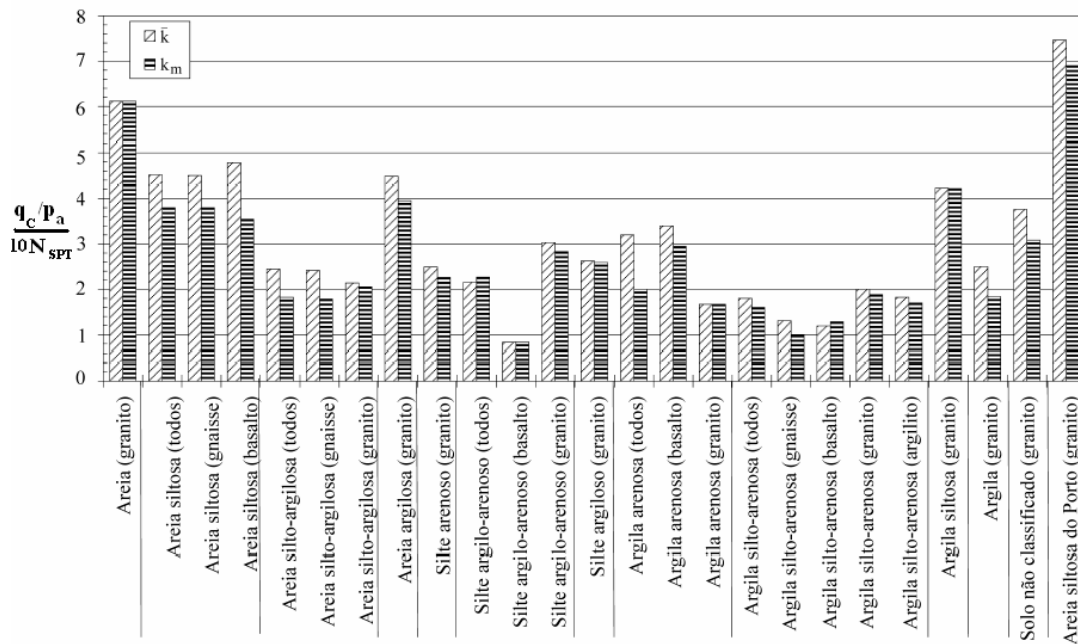
Tabela 4: valores de  $k$  obtidos por diversos autores

Tipo de Solo	$k = (q_c/p_a)/N_{SPT}$		
	Schmertmann (1970)	Ramaswany et al. (1982)	Danziger e Velloso (1995)
Areia	0,40 - 0,60	0,50 - 0,70	0,60
Areia siltosa, argiloso, silto- argiloso ou argilo-siltoso	0,30 - 0,40	0,30	0,53
Silte, silte arenoso, argila arenosa	0,20	--	0,48
Silte areno-argiloso, argilo- arenoso, argila silto-arenosa, areno-siltosa	--	0,20	0,38
Silte argiloso	--	--	0,30
Argila, argila siltosa	--	--	0,25

(fonte: apud Velloso e Lopes, 2004)

Politano, Danziger e Danziger (2001), desenvolveram em seu trabalho diversas correlações entre resultados de ensaios SPT e CPT para solos residuais, para tanto estudaram diversos ensaios realizados em 18 locais diferentes, sendo 15 no Rio Grande do Sul, 2 no Rio de Janeiro e 1 em São Paulo. Os autores fizeram diferentes tipos análises dos dados, sendo a primeira referente ao tipo de correlação adotada e a segunda com e sem correção dos valores de  $N_{SPT}$ . Na determinação dos valores de  $k$  foram utilizados correlações pela média dos valores ( $\bar{k}$ ) e pelo método dos mínimos quadrados ( $k_m$ ). Quanto a correção dos valores de  $N_{SPT}$ , foram feitas correlações sem correção de energia, com correção de energia sem levar em consideração a profundidade ( $c_1$  e  $c_2$ ) e com correção de energia levando em consideração a

profundidade ( $c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$ ) pelos valores propostos por Décourt (1989, apud Politano; Danziger; Danziger, 2001) e Skempton (1986, apud Politano et al., 2001). Politano, Danziger e Danziger (2001) consideram fundamental a correção da energia ( $c_1$  e  $c_2$ ) dos valores de  $N_{SPT}$ , de modo que o desvio padrão considerando a correção da energia foi menor do que o valor não corrigido. Agora considerando a correção da profundidade, Politano, Danziger e Danziger (2001) puderam perceber que a consideração da correção da profundidade forneceu um desvio padrão maior do que não considerando a correção a profundidade, sendo maior para os valores propostos por Décourt em 1989. No entanto os autores consideram que a consideração dos efeitos da profundidade ser uma questão bastante controversa. A figura 5 apresenta uma compilação dos resultados obtidos por Politano, Danziger e Danziger (2001), sendo que são apresentadas as duas correlações feitas ( $\bar{k}$  e  $k_m$ ), bem como para os valores de  $N_{SPT}$  corrigidos para a energia e profundidade pelos valores de Skempton de 1986.



Obs: a título de comparação foram incluídas as correlações (a direita) obtidas por Vianna da Fonseca (1996) para a cidade de Porto em Portugal

Figura 5: Valores de  $k$  para solos residuais (POLITANO; DANZIGER; DANZIGER, 2001)

## 2.4 PROVAS DE CARGAS EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Provas de carga em fundações superficiais, como o próprio nome sugere, são ensaios realizados em fundações assentes num determinado solo, nas quais são aplicados diferentes carregamentos, de modo a verificar o comportamento tensão-recalque do sistema solo-fundação. No entanto, em virtude das facilidades, tem-se preferido a utilização de placas de metal para execução de provas de carga, sendo este tipo de ensaio denominado de ensaio de placas.

O objetivo das provas de carga é a determinação das características de deformabilidade e resistência do terreno por meio do carregamento de elementos de fundação ou modelos, sendo que os carregamentos podem ser verticais, horizontais ou inclinados, de compressão ou tração, ou com qualquer outro tipo de carregamento que reproduza as condições nas quais a fundação estará sujeita (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).

As provas de carga podem ser classificadas quanto localização (superfície, cavas rasas ou furos revestidos ou não), modo de carregamento (carga controlada ou deformações controladas). Em se tratando de modo de carregamento, é mais comumente utilizado o sistema de deformações controladas por carga incremental, sendo que os incrementos de carga são aplicados após a estabilização dos recalques do estágio anterior (ver figura 6). Além disso, os ensaios de placas podem ser realizados em placas convencionais ou mesmo em placas-parafuso (VELLOSO; LOPES, 2004).

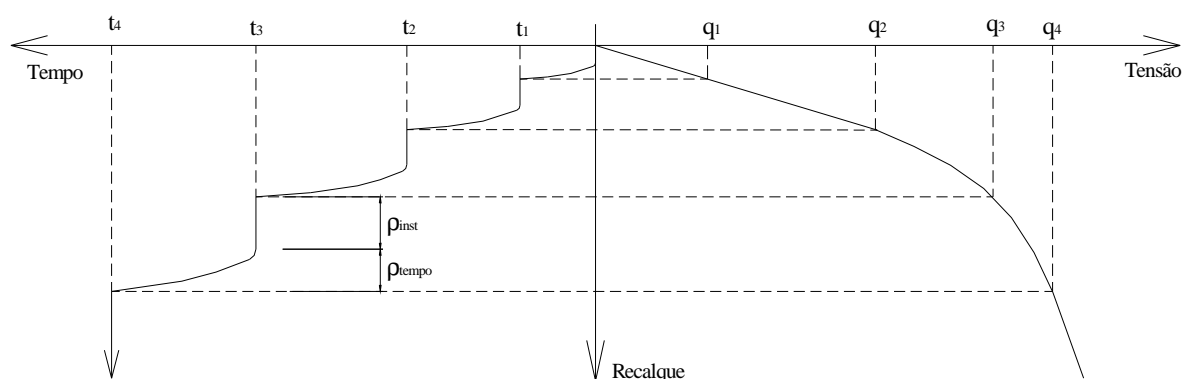


Figura 6: exemplo de resultado de prova de carga por carga incremental (VELLOSO; LOPES, 2004)

Quanto aos tipos de aparatos utilizados na realização de provas de carga, tem-se uma variação muito grande. De modo que, o aspecto de maior importância se refere ao sistema de reação, que deve ser suficientemente resistente para resistir as cargas aplicadas, sem apresentar grandes deformações. Os sistemas de reação podem ser constituídos por estruturas de metal ancorados ou fixados por meio de contrapesos (figura 7). No que diz respeito a aplicação de carga, são utilizados macacos hidráulicos com células de carga para medição suficientemente precisas.

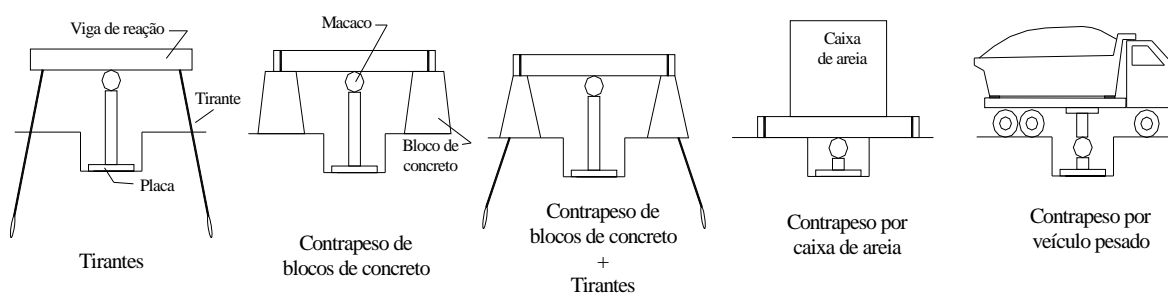


Figura 7: tipos de sistemas de reação

A execução de provas de carga exige alguns cuidados, aos quais os projetistas devem estar atentos para evitar eventuais erros de interpretação. Um cuidado que se deve ter é quanto a estratigrafia do solo. Sabe-se que as provas de carga, muitas vezes, são executadas em placas de aço (ensaio de placas) – e não nas próprias fundações depois de executadas – cujas dimensões geralmente são inferiores as dimensões da fundação que serão executadas. A figura 8 apresenta um erro de interpretação típico que pode ocorrer quando não se observa a estratigrafia. Também é apresentada nessa figura, a distribuição do bulbo de tensões; sendo que para a placa com dimensão  $b$ , praticamente toda a tensão é distribuída antes de atingir a camada de solo B; já para a fundação com dimensão  $B$  ( $B > b$ ) uma parte das tensões é distribuída no interior do solo B, de modo que se o solo B for uma argila mole os recalques da fundação serão maiores que os recalques provocados por uma camada homogênea de solo A, agora considerando que o solo B fosse mais resistente que o solo A, os recalques seriam menores que os recalques provocados por uma camada homogênea de solo A. A figura 8 também enfatiza um resultado de ensaio de  $N_{SPT}$ , sendo que neste caso, a camada de solo B não foi identificada pelo ensaio, assim provavelmente na apresentação do resultado da sondagem, o operador classificaria o solo como sendo composto por uma camada única composta pelo solo A.

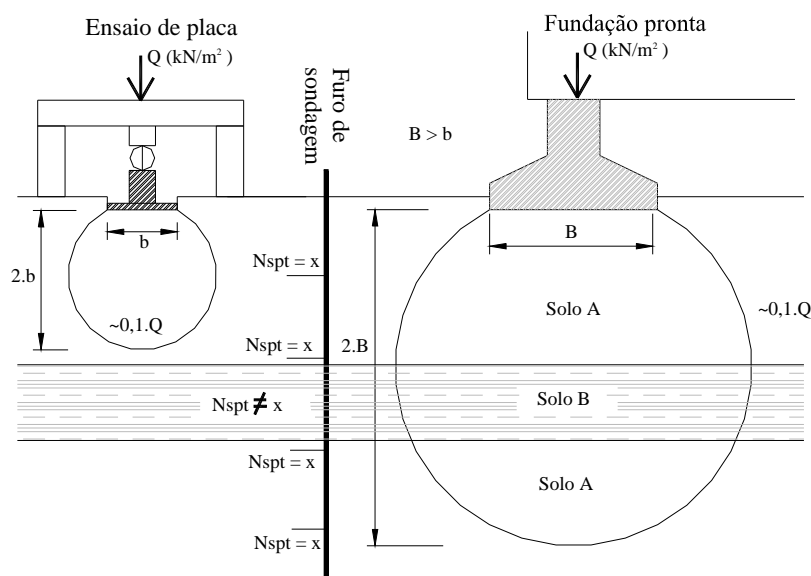


Figura 8: corte mostrando estratigrafia do subsolo com a distribuição do bulbo de tensões para um ensaio de placa e uma fundação de uma edificação (adaptado de Terzaghi e Peck, 1967)

## 2.5 TENSÃO ADMISSÍVEL

### 2.5.1 Histórico

Como salientado por Terzaghi e Peck (1967), o passo mais importante num projeto de fundações consiste em determinar a maior tensão que pode ser aplicada no solo sem causar ruptura ou recalques excessivos. Segundo os autores, antes do advento da mecânica dos solos, os métodos para determinação da tensão admissível eram baseados nas experiências dos projetistas e em inadequados conhecimentos das propriedades e comportamentos dos solos, de modo que os métodos eram falhos e empíricos. Desse modo, os parâmetros desses métodos passaram a sofrer aperfeiçoamentos com a incorporação das teorias mecanicistas posteriormente desenvolvidas.

Antes do século 19, a grande maioria das edificações eram robustas, porém as ligações entre os elementos e os próprios elementos eram bastante flexíveis, de modo que grandes recalques não representavam muito perigo. Logo, os projetistas não davam muita importância para as fundações ou simplesmente construía bases de fundações bastante largas, no entanto quando percebiam que o solo era muito fofo para suportar as cargas eram utilizadas estacas. Por outro

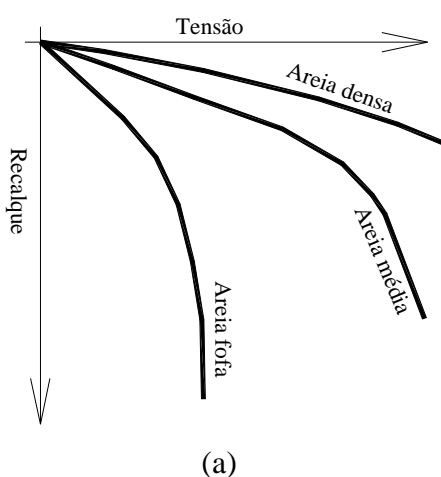
lado, quando eram dimensionadas superestruturas (grandes domos ou colunas individuais de grande porte) os projetos tendiam a ser sub-dimensionados em virtude da falta de experiência. Em virtude disso, muitas construções importantes entraram em colapso ou ficaram desconfiguradas por subseqüentes reforços.

Para Terzaghi e Peck (1967), o aumento da competitividade entre as indústrias durante o século 19, levou ao aumento de demanda, porém a um menor custo. Isso levou a construção de edificações mais suscetíveis a recalques diferenciais, além disso, os parques industriais eram localizados em regiões com solos bastante ruins. Conseqüentemente, os projetistas sentiram a necessidade de reavaliar os procedimentos de dimensionamento. Para satisfazer esta necessidade, surgiu, em meados de 1870, o conceito de tensão admissível. Esse conceito baseou-se no fato óbvio de que sobre um mesmo solo (ou condições similares), altas tensões provocam maiores recalques do que tensões menores. A partir deste ponto, muitos projetistas começaram a observar as estruturas das edificações, em cujas fundações estavam aplicadas diferentes tensões, chegando a conclusão de que as tensões aplicadas mostraram sinais de perigo estrutural devido aos recalques que foram considerados excessivos para aquelas condições de solo. A máxima tensão que não representasse perigo estrutural foi considerada satisfatória para o dimensionamento e foi denominada de tensão admissível do solo. Os valores de tensão admissível para os diferentes tipos de solo de uma mesma localidade, obtidos por procedimentos totalmente empíricos, passaram a ser incorporados aos códigos de obras dessas localidades. Como exemplo, pode-se citar os pré-códigos de obras de diversas cidades norte-americanas do início do século 20, que passaram a incorporar diversas tabelas com valores de tensão admissível.

O problema dessas tabelas com valores de tensão admissível estava no fato de que não oferecia nenhuma explicação sobre a origem destes valores, o que fez com que Terzaghi e Peck (1967) chegassem a conclusão de que estes valores de tensão admissível não poderiam provocar recalques uniformes e iguais para uma mesma tensão, pois o tamanho das fundação bem como o tipo de fundação eram desprezados. Pior do que isso, muitos projetistas acreditavam que tensões inferiores a tensão admissível não provocavam recalques. Inicialmente, o desempenho das fundações projetadas com bases nas tabelas era satisfatório, mas com o passar do tempo, os resultados passaram a ser desanimadores e as estruturas recalçavam excessivamente. Muitos projetistas associavam esse fato a errada classificação do solo, pois a classificação adotada em campo e, a das tabelas não tinha o mesmo significado.

Para contornar esta situação, a tensão admissível dos solos passou a ser avaliada com base em provas de carga.

Em análise as tabelas apresentadas no pré-código norte-americano de edificações de 1930, conforme Terzaghi e Peck (1967), os valores de tensões admissíveis para os diversos solos eram falhos, pois os solos eram classificados em função de propriedades inapropriados e irrelevantes. Como exemplo, pode-se apresentar o caso da areia-movediça (*quicksand*) que não descreve necessariamente o tipo e o estado de areia (fofa ou densa); outro caso é a areia molhada, que pode estar acima ou abaixo do nível d'água; e outro caso é a granulometria (pedregulho ou areia) que não esta diretamente relacionada com a tensão admissível. Assim, os autores recomendam que o comportamento das areias deveria ser definido em funções de diversas propriedades como, compacidade (densidade relativa) e nível d'água. Os autores ainda apresentam correlações entre os resultados de ensaios SPT com a compacidade das areias, bem como o comportamento das curvas tensão-recalque que pode ser bastante distinto em função da compacidade (ver figura 9). Outro ponto abordado pelos autores é o nível d'água, que pode afetar a tensão admissível e os recalques, sendo que um nível de lençol freático alto (logo abaixo da base da fundação) reduz em cerca de 50% o peso específico do solo, conseqüentemente ocorre a redução da tensão efetiva ao longo da profundidade e os recalques aumentam consideravelmente.



$N_{SPT}$	Compacidade
< 4	Muito fofa
4-10	Fofa
10-30	Média
30-50	Densa
> 50	Muito Densa

(b)

Figura 9: (a) resultado comparativo realizado em areias com diferentes compacidades, (b) compacidade das areias em função do número de golpes do ensaio SPT (TERZAGHI; PECK, 1967)

Ainda no Brasil, a atual norma fundações (NBR 6122) em vigor desde 1996 apresenta uma tabela de tensões admissíveis (tabela 5) em função das características granulométricas e

compacidade do solo, no entanto a norma NBR 6122/1996 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996) cita que “os valores fixados servem para orientação inicial”. Como pode ser visto, a tabela 5 não apresenta valores de tensão admissível para os solos ditos compressíveis (areias fofas, argilas moles, siltes fofos ou moles e aterros), pois estes materiais exigem cuidados estudos baseados em ensaios de laboratório e campo.

Tabela 5: tensões admissíveis apresentados na NBR 6122/1996

<b>Descrição do Solo</b>	<b>Valor (MPa)</b>
Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
Rocha laminada, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
Rochas alteradas ou em decomposição	**
Solos granulares concrecionados – conglomerados	1,0
Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
Solos pedregulhosos fofos	0,3
Areias muito compactas	0,5
Areias compactas	0,4
Areias mediamente compactas	0,2
Argilas duras	0,3
Argilas rijas	0,2
Argilas médias	0,1
Silte duros (muito compactos)	0,3
Siltes rijos (compactos)	0,2
Siltes médios (mediamente compactos)	0,1

Observações: \*\* levar em consideração a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração

fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996)

### 2.5.2 Determinação da Tensão Admissível

O solo quando carregado apresenta recalque. Assim a relação da tensão aplicada e dos recalques é comumente expressa de forma gráfica (figura 10). Como apresentado pelos autores, na figura 10, têm-se curvas típicas de comportamento de solos fofos e densos, de modo que para solos densos, percebe-se um aumento brusco nos recalques para nenhum ou pouco incremento de carga, após uma determinada carga. Esse aumento brusco dos recalques sem aumento de carga é definido como sendo a capacidade do solo. Por outro lado, percebe-se que para solos fofos fica difícil a definição da capacidade de carga. Vale salientar que a tensão admissível é obtida dividindo-se a capacidade de carga do sistema solo-fundação por fatores de segurança.



Conforme Kédzi (1970, apud Velloso e Lopes, 2004) as curvas cargas-recalque podem ser divididos em duas zonas: elástica e plástica. A zona elástica se desenvolve para pequenos valores de carga, de modo que os recalques são praticamente proporcionais a tensão aplicada. Na zona elástica os recalques, após um período de tempo, se estabilizam para uma mesma tensão, sendo reversíveis. A zona plástica é caracterizada por recalques irreversíveis, sendo que esses recalques, quando atingido um determinado valor de tensão, não se estabilizam com o tempo, crescendo continuamente.

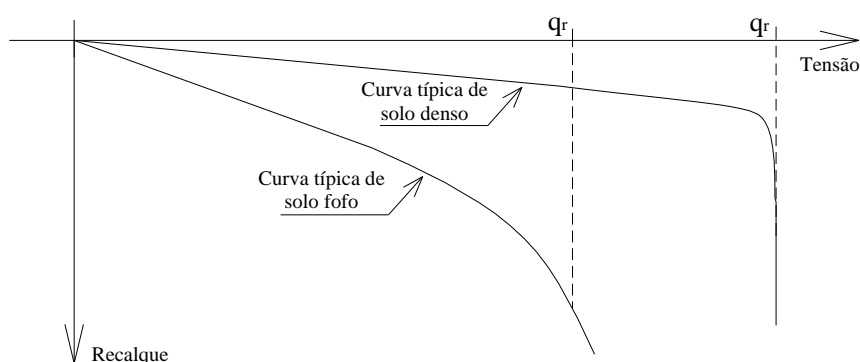


Figura 10: curvas de tensão-recalque características de solos fofos e densos (TERZAGHI; PECK, 1967)

#### 2.5.2.1 Métodos Teóricos de Obtenção da Tensão Admissível

No método teórico a capacidade de carga é obtida por meio de métodos desenvolvidos na mecânica dos solos que levam em consideração as características do solo como compressibilidade e parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ), além das condições sob as quais o elemento de fundação estará submetido como, inclinação e excentricidade da carga, inclinação do terreno e embutimento.

Os métodos mais tradicionais para determinação da capacidade de carga da mecânica dos solos são as formulações de Terzaghi e Peck (1948, 1967), Hansen (1961, 1970 apud Velloso e Lopes, 2004), Vesic (1975, apud Velloso e Lopes, 2004), entre outro. De modo que a partir da capacidade de determina-se a tensão admissível.

### 2.5.2.2 Obtenção da Tensão Admissível por Meio de Provas de Carga

Segundo a norma NBR 6489/1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984), os resultados das provas de carga são apresentados na forma de curvas de tensão-recalque, como apresentado na figura 10, de modo que ao se interpretar os resultados, deve-se levar em conta as relações do comportamento entre o modelo (placa) e a fundação real, além disso, as camadas de solo em que está inserido o bulbo de tensões, como já apresentado na seção 2.4.

Como pode ser visto nas figuras 10, a capacidade de carga no caso de ruptura generalizada é de fácil obtenção, agora quando se trata de ruptura local ou por puncionamento, quando a ruptura não for nítida, é necessária a adoção de critérios de ruptura. Cudmani (1994) apresenta doze critérios para definição da carga de ruptura encontrados na literatura, no entanto em sua dissertação foram utilizados cinco, sendo eles: recalque máximo de  $B/30$ , recalque máximo de  $10\%.B$ , tangente a curva de carga-recalque constante, critério de tempo e ponto de inflexão da curva log-log de carga-recalque.

### 2.5.2.3 Métodos Semi-Empíricos para Obtenção da Tensão Admissível

Nos métodos semi-empíricos as propriedades do solo são obtidas por meio de correlações com resultados de outros ensaios, sendo posteriormente utilizados na determinação da capacidade de carga a partir dos conceitos da mecânica dos solos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996). Como, por exemplo, pode-se determinar os parâmetros de resistência do solo a partir de correlações com ensaios de campo e utilizar as formulações citadas na seção 2.5.2.1 para a determinação da capacidade de carga.

A tensão admissível também pode ser obtida diretamente a partir de correlações com ensaios de campo. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003), no meio técnico brasileiro, já é bastante utilizada a equação 7 desenvolvida por Skempton em 1951, posteriormente demonstrada por Teixeira em 1996, para solos argilosos. Já para areias, Teixeira (1996, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2003) apresenta a equação 8. Mello (1975, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2003) definiu a equação 9 para qualquer tipo de solo. Também não se pode deixar de citar os trabalhos desenvolvidos por Terzaghi e Peck (1948, 1967) e Meyerhof (1965).

$$q_a = 20.N_{SPT}, \text{ para argilas e } 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (\text{equação 7})$$

$$q_a = 50 + (10 + 4.B).N_{SPT}, \text{ para areias} \quad (\text{equação 8})$$

$$q_a = 100(\sqrt{N_{SPT}} - 1), \text{ para qualquer solos e } 4 \leq N_{SPT} \leq 16 \quad (\text{equação 9})$$

Segundo Schnaid (2000), a equação genérica 10 pode ser utilizada para a determinação das tensões admissíveis do sistema solo-fundação a partir dos resultados de ensaios SPT. De modo que a constante  $\Psi$  depende do tipo de solo, geometria da fundação, recalques admitidos pela estrutura, etc. (SCHNAID, 2000). O autor apresenta duas tabelas – tabela 6, para solos granulares e tabela 7, para solos coesivos – com valores mínimos de tensão admissível, que poderão estar sujeitos a dispersões.

$$q_a = \Psi.N_{SPT} \quad (\text{equação 10})$$

Tabela 6: correlações entre  $N_{SPT}$  e  $q_a$  para solos granulares (MILITITSKY; SCHNAID, 1995 apud SCHNAID, 2000)

Compacidade	$N_{SPT}$	Provável valor de tensão admissível – $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )		
		$B = 0,75 \text{ m}^*$	$B = 1,50 \text{ m}^*$	$B = 3,00 \text{ m}^*$
Muito Compacto	> 50	> 600	> 500	> 450
Compacto	30 a 50	300 a 600	250 a 500	200 a 450
Mediamente compacto	10 a 30	100 a 300	50 a 250	50 a 200
Pouco Compacto	5 a 10	50 a 100	< 50	< 50
Fofo	< 5	Estudo específico		

Obs.: \* Menor dimensão da fundação considerada

Tabela 7: correlações entre  $N_{SPT}$  e  $q_a$  para solos coesivos (MILITITSKY; SCHNAID, 1995 apud SCHNAID, 2000)

Compacidade	$N_{SPT}$	Provável valor de tensão admissível – $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )		
		$B = 0,75 \text{ m}^*$	$B = 1,50 \text{ m}^*$	$B = 3,00 \text{ m}^*$
Dura	> 30	> 500	> 450	> 400
Muito Rija	15 a 30	250 a 500	200 a 450	150 a 400
Rija	8 a 15	125 a 250	100 a 200	75 a 150
Mole	4 a 8	75 a 125	50 a 100	25 a 75
Muito Mole	< 2	25 a 75	< 50	Estudo específico

Obs.: \* Menor dimensão da fundação considerada

#### 2.5.2.4 Métodos Empíricos para Obtenção da Tensão Admissível

Segundo a norma NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996), a capacidade de carga obtida por métodos empíricos consiste em consultar tabelas com valores pré-fixados em função da descrição do terreno (granulometria e compacidade). A norma estabelece que estes valores devem servir apenas como orientação inicial, pois a própria norma define que a capacidade de carga de um solo depende do embutimento, dimensões, forma da fundação, características dos subsolos, nível d'água, características da obra (rigidez) e recalques admissíveis.

## 2.6 RECALQUES

Sabe-se que uma fundação ao ser carregada sofre recalques. Esses recalques ocorrem em parte imediatamente após o carregamento e parte com o decorrer do tempo (SIMONS; MENZIES, 1977; VELLOSO; LOPES, 2004). Desta forma, o recalque total pode ser atribuído a essas duas parcelas (equação 11).

$$\rho = \rho_{inst} + \rho_{tempo} \quad (\text{equação 11})$$

Ainda conforme os autores, o recalque a longo prazo é devidos aos fenômenos de adensamento e viscosos (*creep* ou adensamento secundários) (equação 12).

$$\rho_{tempo} = \rho_{adens} + \rho_{creep} \quad (\text{equação 12})$$

Conforme Simons e Menzies (1977), os recalques instantâneos são resultantes da deformação da massa do solo, a volume constante, no momento que o solo é carregado, já os recalques devido ao adensamento são resultante da dissipação da poro-pressão de água, que dependendo do tipo de solo, pode levar dezenas de anos, e finalmente o recalque por adensamento secundário ocorre essencialmente a tensões efetivas constante.

Velloso e Lopes (2004), salientam que em solos com drenagem rápida (areias ou solos arenosos com pouca argila e solos parcialmente saturados) o recalque total ocorre rapidamente após o carregamento, pois não ocorre geração de excesso de poro-pressão ou a dissipação é praticamente imediata.

### 2.6.1 Modelos para Previsão de Recalques em Fundações Superficiais

A previsão de recalques em fundações superficiais é uma das tarefas mais difíceis na geotecnia, sendo que os resultados obtidos por meio de modelos, por mais sofisticado que sejam, devem ser encarados apenas como uma estimativa (VELLOSO; LOPES, 2004). Como citado pelos autores, os modelos para previsão de recalques podem ser divididos em três grandes grupos – racionais, semi-empíricos e empíricos. Os modelos racionais combinam parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório (exemplo: ensaios triaxiais e oedométricos) e em campo (exemplo: pressiômetro e provas de carga em placas), com modelos ditos exatos. Nos modelos semi-empíricos os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlações com ensaios de campo a penetração (SPT e CPT). E por final, os modelos empíricos são baseados em tabelas que fornecem valores de tensão admissível, que representam um dado valor de recalque limite.

Existe uma grande dificuldade na geotecnia em se obter amostras indeformadas de areias para ensaios em laboratório. Além disso, a moldagem de amostras de areias que simulem as condições de campo é uma tarefa difícil, pois além da compactação de areia existe o fator do pré-carregamento. Assim para a determinação das deformações tem se preferido os ensaios de campo, mais especificamente os ensaios de penetração (SPT e CPT), cujos resultados tem sido utilizados para o desenvolvimento dos mais diferentes tipos de modelos para a determinação dos recalques.

Quanto a natureza dos modelos, tem surgido modelos bastante simples, baseados em correlações empíricas e/ou estatísticas, passando por modelos que aproveitam parte da teoria clássica da elasticidade até o desenvolvimento de modelos computacionais, como mais recentemente baseados em redes neurais, e modelos numéricos, como os métodos baseados em diferenças finitas, método de elementos finitos e método dos elementos de contorno.

Quanto a forma da curva de tensão-recalque, os modelos podem ser lineares ou não-lineares. Enquanto que os modelos lineares são válidos até um certo nível de tensões, os modelos não-lineares tentam simular toda a curva de tensão-deformação ou até extrapolar os valores.

Os primeiros modelos de que se tem notícia surgiram na década de 40, mais especificamente em 1948, com um trabalho pioneiro de Terzaghi e Peck, baseado no ensaio SPT. A partir do equacionamento do gráfico de tensão admissível-largura da fundação- $N_{SPT}$  de Terzaghi e Peck

(1948) por Meyerhof (1965), muitos autores têm modificado este modelo na tentativa de melhorar a precisão do modelo original, principalmente por volta da década de 60. Já em 1970, Schmertmann implantou o conceito da distribuição de deformações ao longo da profundidade com base na teoria da elasticidade e em observações de campo. A partir da década de 70 começaram a surgir modelos que levaram em consideração um maior número de variáveis (exemplo: BURLAND; BURBIDGE, 1973; SCHMERTMANN; 1970, 1978), bem como modelos mais complexos, como é o caso do modelo de Oweis (1979). Atualmente existe uma grande gama de modelos computacionais ou não, de mais variada complexidade, que permitem diversas simulações e ajuste de modelos que envolvem ensaios de campo e ensaios de laboratório ao mesmo tempo, como é o caso do trabalho desenvolvido por Fonseca (2001), que adaptou um modelo para determinação de recalques em ensaios de placas por meio de retro-análise de ensaios triaxiais.

A seguir serão apresentados, em ordem cronológica de publicação, diversos modelos para previsão de recalques a partir de ensaios SPT e/ou CPT em solos arenosos. No entanto primeiramente será feita uma revisão sobre a teoria da elasticidade, uma vez que diversos dos modelos que serão descritos utilizam conceitos dessa teoria.

#### 2.6.1.1 Determinação de Recalques por Meio da Teoria da Elasticidade

Muitas vezes na mecânica dos solos a determinação da distribuição das tensões e dos recalques são baseados na teoria clássica da elasticidade, que como apresentado por Poulos e Davis (1974), fornece uma grande gama de diagramas de distribuição de tensões e deslocamentos verticais e horizontais induzidos por diversos tipos de distribuição de tensões aplicadas em áreas planas com as mais variadas formas geométricas (circulares, quadradas, retangulares, etc.).

Como exemplo, tem-se as curvas de iso-tensões ou bulbo de tensões que representam a distribuição das tensões verticais, como pode ser visto na figura 11. Já Janbu et al. (1956, apud Simons e Menzies, 1977), apresentaram um diagrama para a determinação das tensões no centro ao longo da profundidade para fundação flexível de forma circular, quadrada ou circular, carregada uniformemente (ver figura 12). Analisando as figuras 11 e 12, pode-se perceber que para fundações quadradas e circulares praticamente toda dissipação de tensão vertical ( $0,06.q$  para fundações circulares e  $0,13.q$  para fundações quadradas) ocorre até uma profundidade equivalente a duas vezes o diâmetro/lado da fundação ( $z/B = 2,0$ ).

---

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT

Os parâmetros considerados fundamentais pela teoria da elasticidade para determinação do comportamento tensão-deformação são o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) (POULOS; DAVIS, 1974). Estes parâmetros, para um material homogêneo e de comportamento elástico ideal, são constantes. Poulos e Davis (1968, apud Simons e Menzies, 1977), afirmam que um solo real não tem comportamento de um material perfeitamente elástico, no entanto existem similaridades para pequenas deformações. Poulos e Davis (1974) afirmam que o recalque final de um solo estratificado pode ser considerado como o somatório das deformações individuais de cada camada, como mostrado na equação 13.

$$\rho = 1000 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \cdot (q_z - \nu_i \cdot q_x - \nu_i \cdot q_y) \cdot \Delta z_i \quad (\text{equação 13})$$

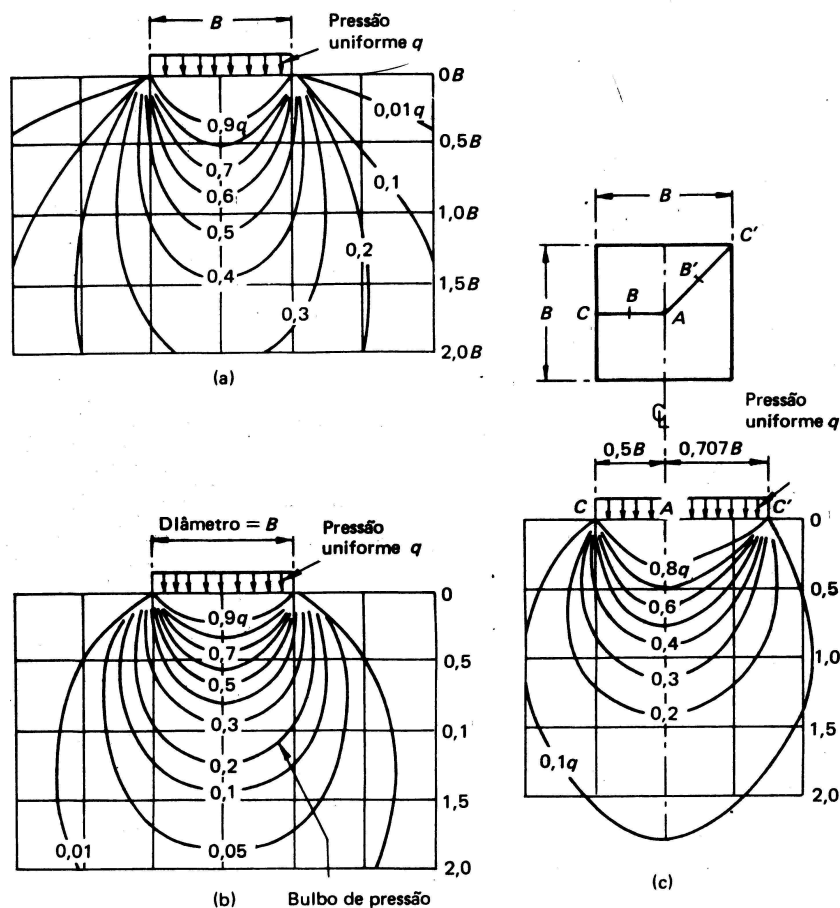


Figura 11: bulbo de tensões verticais sob fundações flexíveis carregadas uniformemente, sob sólido homogêneo de grande espessura (TENG, 1962 apud SIMONS; MENZIES, 1977)

Agora para um solo argiloso que apresenta uma camada de solo homogênea ao longo da profundidade pode-se adotar um único valor de  $E$  e  $\nu$  que seja representativo do solo (POULOS; DAVIS, 1968 apud SIMONS; MENZIES, 1977). Desta forma a determinação do recalque pode ser expressa pela equação 14.

$$\rho = 1000 \frac{q \cdot B \cdot I}{E} \quad (\text{equação 14})$$

De modo a facilitar a determinação dos recalques Janbu et al. (1956, apud Simons e Menzies, 1977) desenvolveram um ábaco para a determinação dos recalques médios imediatos sobre fundações circulares, quadradas e retangulares assentes em argilas não-drenadas. A figura 13 apresenta este ábaco, de modo que o coeficiente de influência ( $I$ ) é determinado por meio da multiplicação de dois fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Como salientado por Janbu et al. (1956, apud Cudmani, 1994), o ábaco somente deve ser utilizado para os casos de argilas não-drenadas, pois o valor do coeficiente de Poisson considerado é igual a 0,5.

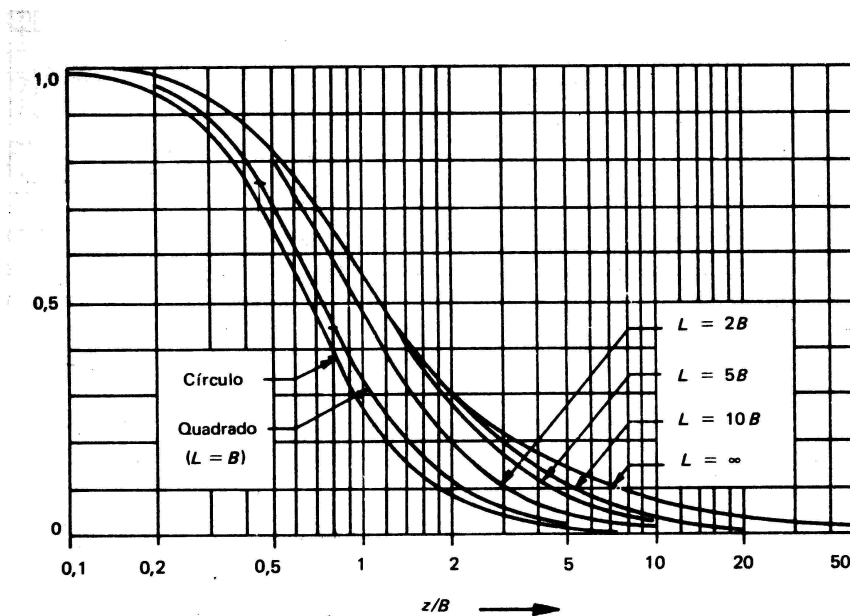


Figura 12: distribuição de tensões no centro de uma fundação flexível ao longo da profundidade (Janbu et al. (1956, apud Simons e Menzies, 1977))

Segundo Perloff e Baron (1976, apud Cudmani, 1994), a aplicabilidade da teoria da elasticidade está restrita a previsão de recalques de fundações assentes em solos coesivos saturados, não sendo bem sucedida em areias. No caso de areias, os parâmetros elásticos ( $E$  e  $\nu$ ) dependem principalmente do nível de tensões e do confinamento da massa de solo, de



modo que os valores de  $E$  e  $\nu$  não permanecem constantes ao longo da profundidade como no caso das argilas sobre-adensadas (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2003). Porém segundo D'Appolomia et al. (1970, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2003) é possível adotar a equação 14 e do ábaco da figura 13 para areias, desde que se o recalque obtido seja multiplicado por fator de 1,21, em função do valor do coeficiente de Poisson adotado para areias, que é de 0,3.

Segundo Velloso e Lopes (2004), pela teoria da elasticidade tem-se inúmeras soluções de casos para a determinação dos recalques. No caso de sapatas de sob carga centrada, o recalque pode ser determinado pela equação 15.

$$\rho = 1000 \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot q \cdot B \cdot (I_s \cdot I_d \cdot I_h) \quad (\text{equação 15})$$

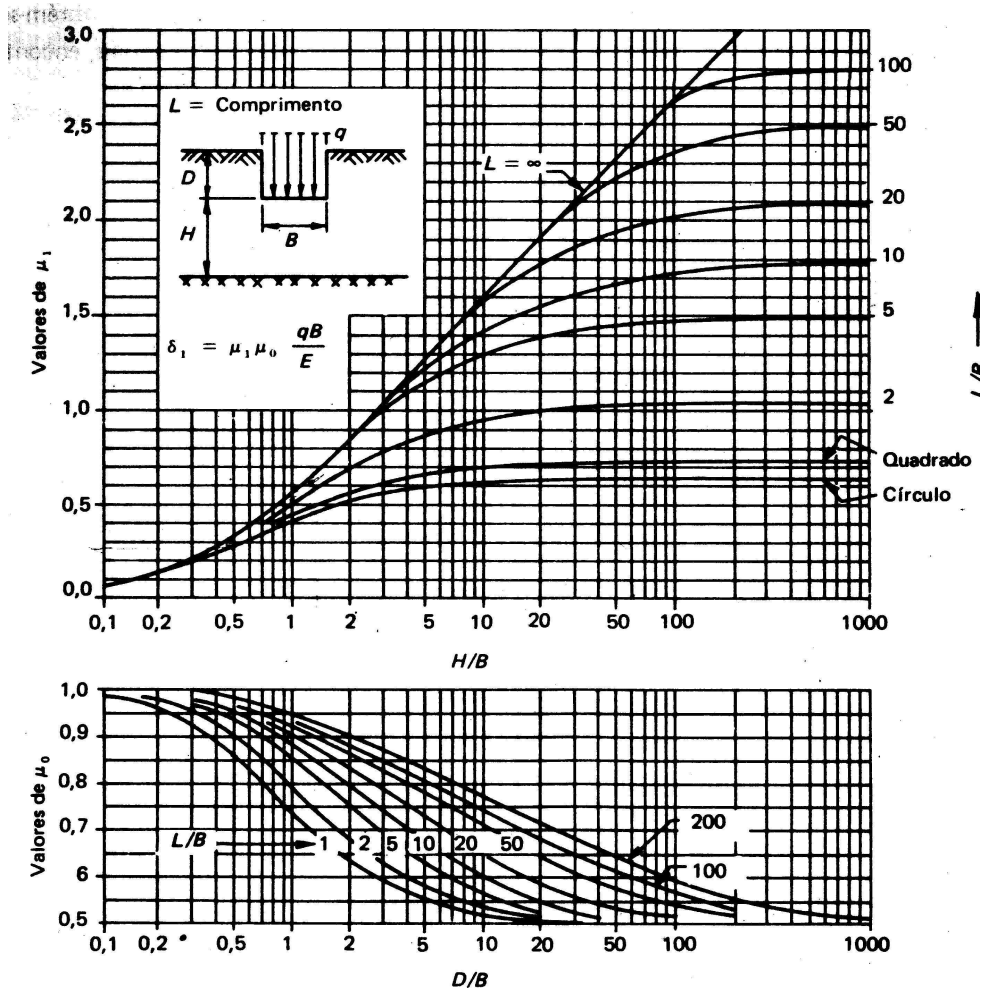


Figura 13: gráficos para determinação dos fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  utilizados na estimativa de recalques médios sob uma fundação flexível, na qual é aplicada uma tensão uniformemente distribuída (JANBU et al., 1956 apud SIMONS; MENZIES, 1977)

Os fatores de forma/rigidez, e espessura da camada podem ser obtidos por meio das tabelas 8 e 9. Já quanto ao embutimento, ainda existe muita controvérsia; sendo na realidade o efeito devido a aproximação de uma camada de solo com diferentes camadas; e não relacionado a um fator geométrico. Desta forma quando se utiliza a teoria da elasticidade é conveniente desprezá-lo (LOPES, 1979 apud VELLOSO; LOPES, 2004).

Tabela 8: valores de  $I_s, I_h$  para carregamentos na superfície ( $I_d = 1,0$ ) de uma camada de solo infinita

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

(fonte: HARR, 1966 apud VELLOSO; LOPES, 2004)

Tabela 9: valores de  $I_s$  para carregamentos na superfície ( $I_d = 1,0$ ) de uma camada de solo finita ( $I_h = 1,0$ )

$Z/B$	Círculo	Retângulo ( $n = L/B$ )						
		$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 5$	$n = 7$	$n = 10$	$n = \infty$
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
1,0	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
2,0	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
4,0	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
6,0	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
10,0	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
14,0	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
20,0	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
$\infty$	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	$\infty$

(fonte: PERLOFF, 1975 apud VELLOSO; LOPES, 2004)

### 2.6.1.1.1 Determinação do Módulo de Elasticidade a partir de ensaios de campo

Em um trabalho proposto por Stroud (1989 apud Schnaid, 2000), foi mostrado que existe uma relação entre  $E/N_{SPT,60}$  e taxa de carregamento ( $q/q_u$ ), como pode ser visto na figura 14. Para o autor, a relação entre  $E/N_{SPT,60}$  para areias normalmente carregadas fica entre 1 e 2  $MN/m^2$  e para areias pré-carregadas fica entre 1,5 a 6  $MN/m^2$ . Considerando um fator de segurança de 3, pode-se notar que a relação  $E/N_{SPT,60}$  fica em 1,0  $MN/m^2$  para areias normalmente carregadas e 1,5  $MN/m^2$  para areias pré carregadas (SCHNAID, 2000). Agora, Clayton (1986 apud Schnaid, 2000) utilizando os dados de Burland e Burbidge publicados em 1985, definiu a tabela 10 como sendo as faixas de variação para a relação  $E/N_{SPT,60}$ .

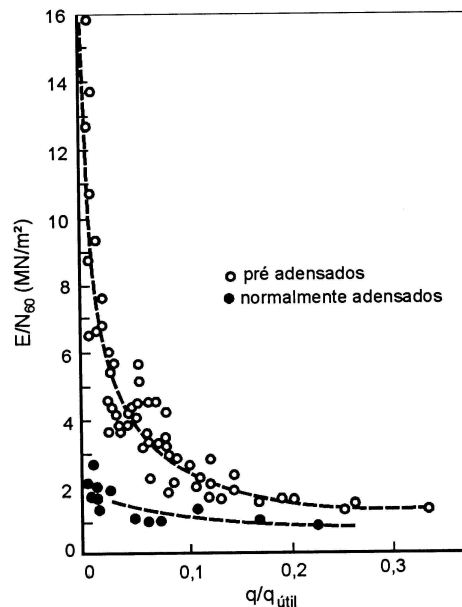


Figura 14: valores de  $E/N_{SPT,60}$  para areias normalmente e pré-carregadas em função da taxa de carregamento (STROUB, 1989 apud SCHNAID, 2000)

Tabela 10: valores de  $E/N_{SPT,60}$  para areias

$N_{SPT,60}$	$E/N_{SPT,60}$ ( $MN/m^2$ )		
	Média	Mínimo	Máximo
4	1,6 a 2,4	0,4 a 0,6	3,5 a 5,3
10	2,2 a 3,4	0,7 a 1,1	4,6 a 7,0
30	3,7 a 5,6	1,5 a 2,2	6,6 a 10,0
60	4,6 a 7,0	2,3 a 3,5	8,9 a 13,5

(fonte: CLAYTON, 1986 apud SCHNAID, 2000)

Para o caso de argilas normalmente adensadas, a deformabilidade é dependente do nível de tensões aplicadas, assim como o ensaio SPT não permite fornecer valores de sobre adensamento, não é aconselhável a utilização dos resultados deste ensaio para a determinação do módulo de elasticidade (SCHNAID, 2000). No caso de argilas pré-adensadas os resultados de ensaios SPT podem ser utilizados para se obter valores de anteprojeto do módulo de elasticidade não-drenado ( $E_u$ ) (SCHNAID, 2000). Conforme apresentado por Stroud e Butler (1975 apud Schnaid, 2000) a relação  $E_u / N_{SPT,60}$  para argilas pré-adensadas por ser estimado em  $1,0 \text{ MN/m}^2$ , válida até uma taxa decrescente de 0,1; passando para um valor de 6,3 a  $10,4 \text{ MN/m}^2$  para taxas de carregamento inferiores a 0,1.

Teixeira e Godoy (1996, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2003), apresentam uma correlação mais direta entre os valores de  $N_{SPT}$  e  $E$ , como pode ser visto na equação 16. Os fatores  $j$  e  $w$  necessário para a aplicação da equação 16 podem ser obtidos da tabela 11.

$$E = j.w.N_{SPT} \quad (\text{equação 16})$$

Tabela 11: valores de  $j$  e  $w$

Solo	$j$	$w$ (MN/m <sup>2</sup> )
Areia pedregulhosa		1,10
Areia	3,0	0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso		0,45
Silte	5,0	0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7,0	0,30
Argila siltosa		0,20

(fonte: TEIXEIRA; GODOY, 1996 apud CINTRA; AOKI ; ALBIERO, 2003)

Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004) por meio de retroanálise em provas de cargas realizadas em solos residuais, determinou os módulos de elasticidade para estes solos por meio da teoria da elasticidade. Os resultados são apresentados na figura 15, bem como modelos para a estimativa media e limites máximos e mínimos dos valores de  $E$  para solos residuais.

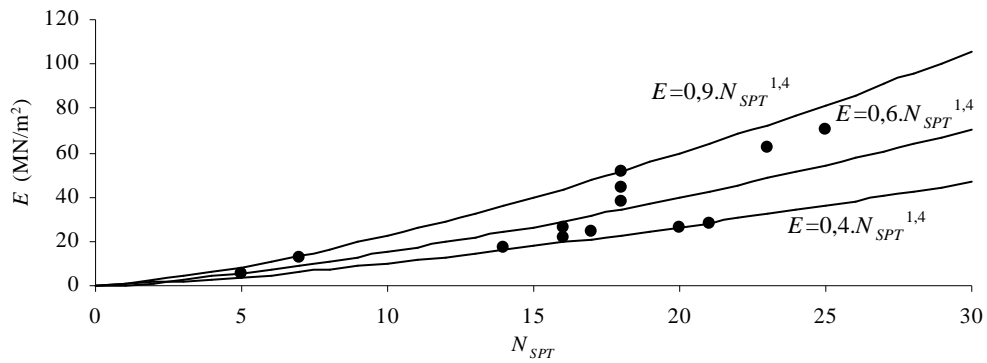


Figura 15: valores de  $E$  obtidos pela retroanálise, bem como limites mínimo, médio e máximo para solos residuais obtidos por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004)

2.6.1.2 Modelo de Terzaghi e Peck Original (1948)

Terzaghi e Peck Original (1948) sugerem que a tensão admissível em areias pode ser obtida diretamente da figura 16, cujas curvas foram obtidas com base em provas de carga. De modo que as curvas representam uma relação entre o lado/diâmetro ( $B$ ) da fundação e a tensão necessária para provocar um recalque de 25,4 mm (recalque máximo admitido para garantir segurança estrutural) numa fundação assente em areia com um determinado valor médio de  $N_{SPT}$ .

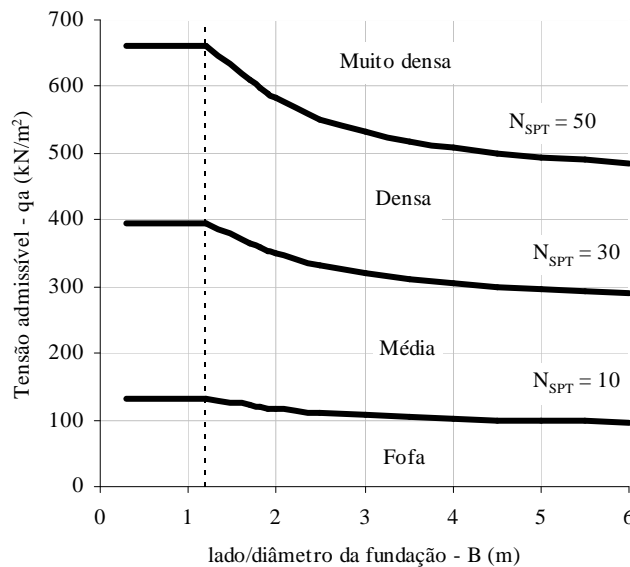


Figura 16: curvas para determinação da tensão admissível de areia secas ou úmidas ( $z/B > 2B$ ) com base nos valores médios de  $N_{SPT}$  e largura da fundação (TERZAGHI; PECK; 1948, 1967)

### 2.6.1.3 Modelo de Beer e Martins (1957)

Beer e Martins (1957, apud Simons e Menzies, 1977) obtiveram a equação 17 para determinação direta dos recalques com base nos resultados do ensaio de cone. De modo que o coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) pode ser obtido pela equação 18.

$$\rho = 1000 \cdot \frac{z}{C_c} \cdot \ln \left( \frac{\sigma'_v + q}{\sigma'_v} \right) \quad (\text{equação 17})$$

$$C_c = \frac{1,5 \cdot q_c}{\sigma'_v} \quad (\text{equação 18})$$

Posteriormente em 1965 de Beer reconheceu que a equação 18 era muito conservadora, sendo que sugeriu que a constante 1,5 fosse substituída por 1,9 (ver equação 19) (SIMONS; MENZIES, 1977).

$$C_c = \frac{1,9 \cdot q_c}{\sigma'_v} \quad (\text{equação 19})$$

### 2.6.1.4 Modelo de Alpan (1964)

Como apresentado por Alpan (1964, apud Simons e Menzies, 1977), os recalques da placa podem ser obtidos pela equação 20. Já a equação 21, apresenta a equação para extrapolação dos recalques em fundações.

$$\rho_p = 1000 \cdot a_o \cdot q \quad (\text{equação 20})$$

$$\rho = \rho_p \cdot \left( \frac{2 \cdot B}{B + 0,3048} \right)^2 \quad (\text{equação 21})$$

Simons e Menzies (1977) recomendam que sejam adotados os seguintes procedimentos para a determinação dos recalques:

- Corrigir o valor de  $N_{SPT}$  em função da tensão efetiva vertical do solo: Através da figura 17, determina-se a compacidade relativa de areia ( $D_r$ ) utilizando os valores de  $N_{SPT}$  e da tensão efetiva vertical do solo ( $\sigma'_v$ ), ambos ao nível da base da fundação, como dados entrada no ábaco. Em seguida segue-se a curva da

compacidade relativa até a curva obtida por Terzaghi e Peck, de modo que o valor de  $N_{SPT}$  da interseção corresponde ao valor de  $N_{SPT}$  corrigido;

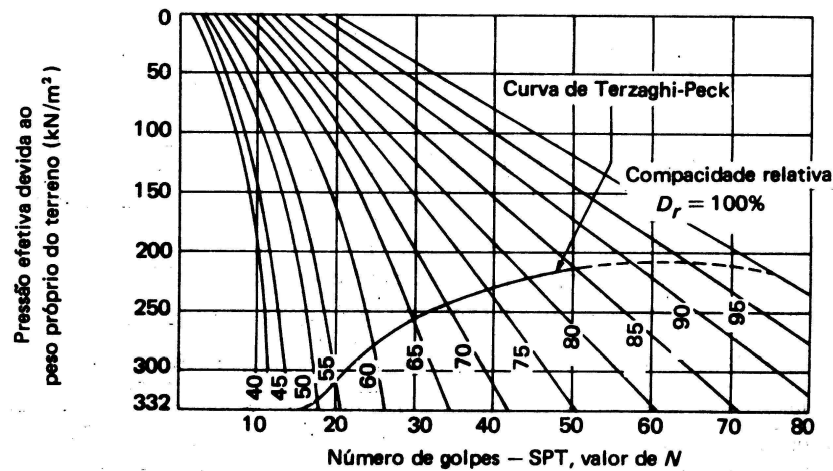


Figura 17: ábaco para correção dos valores de  $N_{SPT}$  em função do embutimento (ALPAN, 1964 apud SIMONS; MENZIES, 1977)

- Determinação do valor do coeficiente de recalque ( $a_o$ ): Com o valor corrigido de  $N_{SPT}$  obtém-se o valor do coeficiente de recalque por meio dos ábacos da figura 18 (a) (se  $N_{SPT}$  baixo) e da figura 18 (b) (se  $N_{SPT}$  alto);

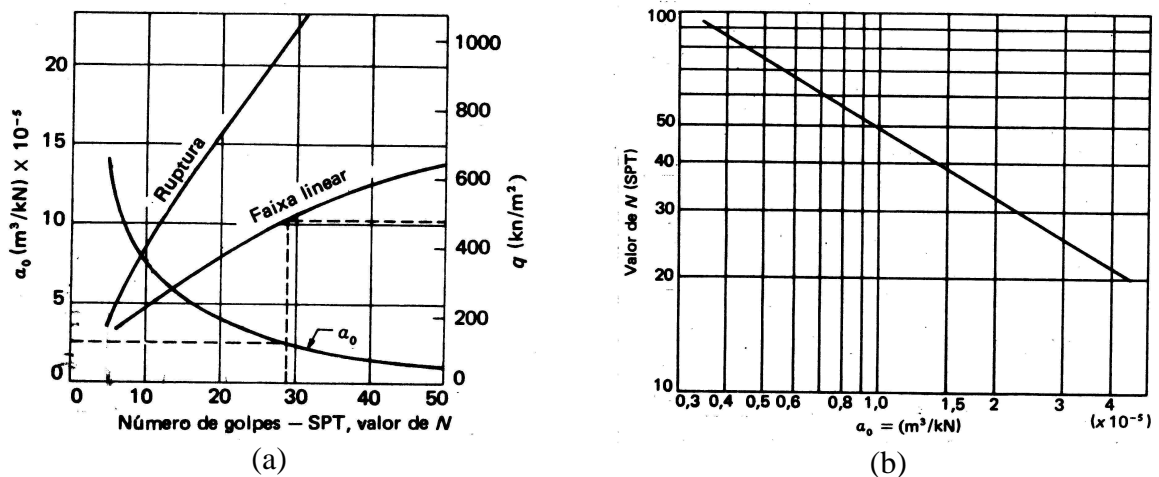


Figura 18: (a) ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_o$ ) para valores baixos de  $N_{SPT}$ , neste caso deve-se verificar se a tensão aplicada está abaixo da faixa linear; (b) Ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_o$ ) para valores altos de  $N_{SPT}$  (ALPAN, 1964 apud SIMONS; MENZIES, 1977)

- Determinação do valor de recalque ( $\rho$ ): Assim conhecendo-se o coeficiente de recalque ( $a_o$ ), dimensão da fundação ( $B$ ), tensão aplicada ( $q$ ) e a forma da fundação, pode-se determinar o recalque previsto por meio da equação 21.

Como citado por Simons e Menzies (1977), o modelo merece algumas críticas. A primeira delas se refere ao valor de  $N_{SPT}$  adotado, pois o valor considerado no modelo corresponde ao valor na base da fundação, não sendo considerados os valores ao longo da profundidade de influência. A segunda diz respeito a extrapolação dos recalques determinada por Terzaghi e Peck (1948, 1967) que está sujeita a erros.

#### 2.6.1.5 Modelo de Terzaghi e Peck Adaptado por Meyerhof (1965)

O modelo desenvolvido por Meyerhof (1965) consiste numa adaptação, ou seja, equacionamento do modelo desenvolvido por Terzaghi e Peck em 1948. Com base nas curvas de figura 16, Meyerhof (1965) definiu que a tensão admissível pode ser obtida por meio das equações 22 a 24.

$$q_a = 0,52 \cdot N_{SPT} \cdot \rho_a, \text{ para sapatas com } B \leq 1,20 \text{ m} \quad (\text{equação 22})$$

$$q_a = 0,35 \cdot N_{SPT} \cdot \left( \frac{B + 0,3048}{B} \right)^2 \cdot \rho_a, \text{ para sapatas com } B > 1,20 \text{ m} \quad (\text{equação 23})$$

$$q_a = 0,35 \cdot N_{SPT} \cdot \rho_a, \text{ para radiers (5)} \quad (\text{equação 24})$$

Considerando que os recalques sejam proporcionais as tensões aplicadas (ver equação 25) - até a tensão admissível - Meyerhof (1965) adaptou as equações de 22 a 24, para determinação dos recalques. Assim, se as equações de 22 a 24 forem substituídas na equação 25, obtém-se as equações 26 a 28.

$$\rho = \frac{q}{q_a} \cdot \rho_a \quad (\text{equação 25})$$

$$\rho \cong \frac{1,92 \cdot q}{N_{SPT}}, \text{ para sapatas com } B \leq 1,20 \text{ m} \quad (\text{equação 26})$$

$$\rho \cong \frac{2,86 \cdot q}{N_{SPT}} \cdot \left( \frac{B}{B + 0,3048} \right)^2, \text{ para sapatas com } B > 1,20 \text{ m} \quad (\text{equação 27})$$

$$\rho \cong \frac{2,86 \cdot q}{N_{SPT}}, \text{ para radiers} \quad (\text{equação 28})$$



Com base nas análises de resultados de diversos ensaios e observação de recalques em diversas estruturas, Meyerhof (1965) afirma que a tensão admissível obtida pelas equações 22 a 24, utilizando os valores dos ensaios de CPT e SPT, pode ser aumentada em 50%, o que produz uma relação de 0,8 a 2,0 entre o recalque estimado e o recalque observado, tendo uma relação média de 1,3. Desta forma, pode-se concluir que os recalques estimados a partir das equações 26 a 28 podem ser divididos por 2 a 3 para que os valores sejam mais realísticos.

#### 2.6.1.6 Modelo de Terzaghi e Peck Adaptado por Peck e Bazaraa (1969)

Peck e Bazaraa (1969) salientam que segundo apontado por observações de vários pesquisadores, os recalques dobram de valor na condição submersa em comparação com a condição seca ou úmida. Desta forma é sugerido que quando o nível d'água se encontra logo abaixo da base da fundação, os recalques podem ser estimados pela equação 29. O valor de  $\rho_w$  corresponde ao recalque estimado pelas equações 26 a 28 corrigido pela multiplicação de um fator de 2 a 3.

$$\rho_w = \kappa \cdot \rho \quad (\text{equação 29})$$

#### 2.6.1.7 Modelo de Weeb (1969)

Conforme Webb (1969, apud Oweis, 1979) a deformação máxima ocorre logo abaixo da base da fundação. Com base nesta idéia que o autor desenvolveu um modelo para a determinação de recalques, como sendo o somatório dos recalques ao longo da profundidade a partir da base da fundação (equação 30).

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{q_{zi}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad (\text{equação 30})$$

O módulo de elasticidade da camada pode ser determinado a partir do valor de  $N_{SPT}$  por meio das equações 31 a 33 (WEBB, 1969 apud OWEIS, 1979).

$$E_i = 5 \cdot (N_{SPTi} + 15), \text{ para areia finas a média submersas} \quad (\text{equação 31})$$

$$E_i = \frac{10}{3} \cdot (N_{SPTi} + 5), \text{ para argilas arenosas} \quad (\text{equação 32})$$

$$E_i = 4.(N_{SPTi} + 12), \text{ para perfil médio} \quad (\text{equação 33})$$

### 2.6.1.8 Modelo de Schmertmann (1970)

Conforme pesquisado por Schmertmann (1970), a distribuição das deformações com a profundidade tem se mostrado similar a teoria da elasticidade, de modo que a deformação máxima encontrada se localiza entre uma profundidade relativa ( $2.z/B$ ) de 0,8 a 1,5, tanto para observações de fundações reais como pela análise de elementos finitos.

A expressão final do método que é apresentado pela equação 34.

$$\rho \approx 1000 \cdot C_e \cdot C_t \cdot q \cdot \int_0^{2B} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \cdot dz \approx 1000 \cdot C_e \cdot C_t \cdot q \cdot \sum_0^{2B} \left( \frac{\Delta I_z}{\Delta E_s} \right) \cdot \Delta z \quad (\text{equação 34})$$

Para o desenvolvimento do modelo, Schmertmann (1970) sugere uma distribuição linear do fator de deformações (figura 19). O fator de deformação apresentado na figura 19 pode ser obtido diretamente do ábaco ou pode ser determinado pelas equações apresentadas na figura.

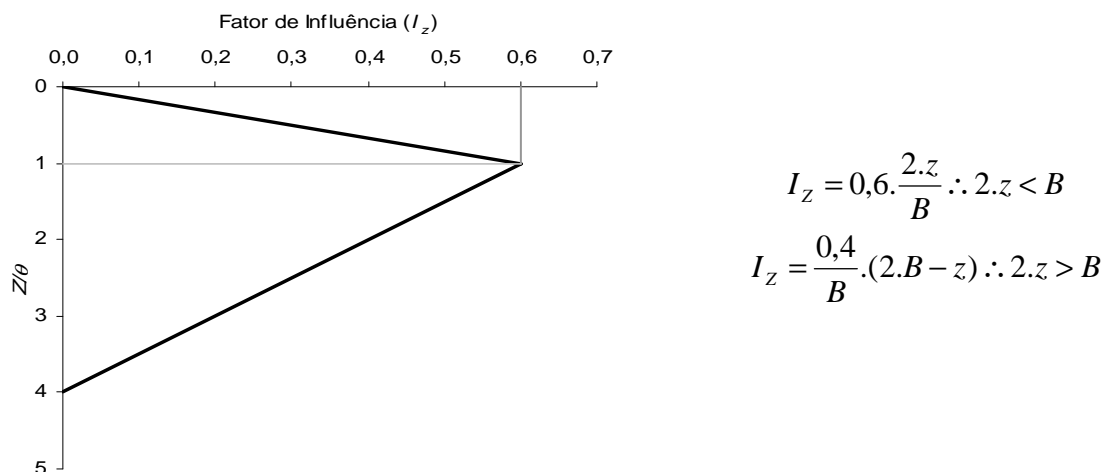


Figura 19: distribuição do fator de influência ( $I_z$ ) ao longo da profundidade ajustada por Schmertmann (1970)

Schmertmann (1970), considera que seja levado em consideração um fator de embutimento da fundação, pois para uma mesma tensão e dimensão de fundação, quanto maior a profundidade

de embutimento, menores serão os recalques (para uma camada de areia homogênea). O fator de correção  $C_e$  pode ser obtido pela equação 35.

$$C_e = 1 - 0,5 \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{q - \sigma'_v} \right) \geq 0,5 \quad (\text{equação 35})$$

Outro fator de correção leva em conta o efeito do tempo. O autor salienta que em alguns caso pode ocorrer o fenômeno de deformação lenta ao longo do tempo (*creep*). Assim o autor apresenta a equação 36 para a determinação do fator de correção de tempo.

$$C_t = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (\text{equação 36})$$

O módulo de elasticidade ( $E$ ) pode ser obtido diretamente por meio de provas de carga em elementos reduzidos (por exemplo, placas com diâmetro de 0,30 m e 0,80 m), sendo que a partir dos valores de recalque pode ser feita uma retro-análise utilizando a equação 14 para a determinação do valor de  $E$ . Como alternativa, o autor sugere que sejam utilizados os resultados do ensaio de cone (CPT) ou SPT, de modo que a partir de correlações empíricas possa-se determinar os valores de  $E$ . Por meio de correlações entre os resultados de provas de carga e ensaios de cone padrão (ponteira de aço com inclinação de  $60^\circ$ , área projetada de  $10 \text{ cm}^2$  e velocidade de penetração de  $2 \text{ cm/s}$ ), o autor chegou a equação 37. Também por meio de diversas correlações entre ensaios SPT e cone, o autor lembra que a relação entre os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio de cone e os valores de  $N_{SPT}$  do ensaio SPT variam conforme o tamanho de grãos do solo e da granulometria, de modo que o autor sugere os valores da tabela 12.

$$E = 2,0 \cdot q_c \quad (\text{equação 37})$$

Tabela 12: valores de correlação entre os resultados do ensaio de cone e SPT

Tipo de solo	$q_c / N_{SPT} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Silte, areia siltosa, misturas de silte e areia	200
Areia fina a média limpa	350
Areia grossa e areia com pouco pedregulho	500
Areia pedregulhosa e pedregulho	600

(fonte: SCHMERTMANN, 1970)

Para a aplicação do modelo, Schmertmann (1970) recomenda que se divida o subsolo em camadas de igual valor de módulo de elasticidade ( $E$ ) até uma profundidade de  $2.B$  abaixo da fundação da base da fundação.

#### 2.6.1.9 Modelo de Schultze e Sherif (1973)

O método de Schultze e Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982) consiste num método que estima os recalques de fundações diretas em solos arenosos com base numa equação linear. Para a previsão dos recalques os autores sugerem a utilização da equação 38 (SCHULTZE; SHERIF, 1973 apud MILITITSKY et al., 1982). Os valores do coeficiente de recalque ( $S$ ) podem ser obtidos pelo ábaco da figura 20.

$$\rho = \left[ \frac{S}{N_{SPT}^{0,87} \cdot \left( 1 + 0,4 \cdot \frac{z}{B} \right)} \right] \cdot q \quad (\text{equação 38})$$

Deve-se atentar para que a espessura da camada seja superior a duas vezes a largura da fundação ( $2.B$ ), caso contrário deve adotar um dos fatores de redução apresentados na figura 20 (b) que deve ser multiplicado pelo coeficiente de recalque ( $S$ ) obtido na figura 20(a).

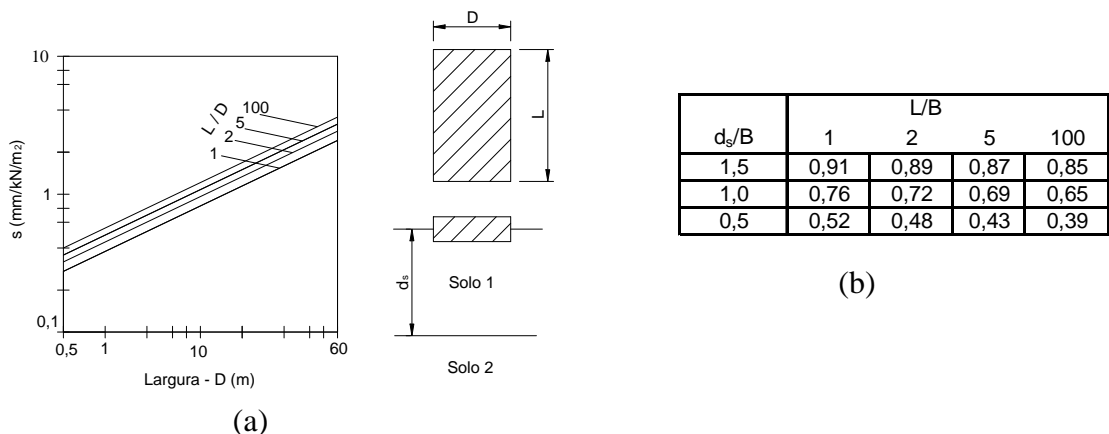


Figura 20: ábaco para determinação do fator  $s$  e tabela para o fator de correção do  $d_s$  (SCHNAID, 2000)

### 2.6.1.10 Modelo de Burland, Broms e de Mello (1977)

Na figura 21, Burland, Broms e de Mello (1977), compilam uma série de resultados de recalques de fundações e radiers encontrados na literatura (Bjerrum e Eggstad de 1963; Parry de 1971; Davisson e Salley de 1972; Garga e Quin de 1974, Morton de 1974 e Shutlze e Sherif de 1973). Na figura 21, os autores classificaram cada caso em função da compacidade da areia (função do resultado médio do ensaio SPT) onde foram assentes as fundações.

Conforme os autores, não existe um limite nítido dos resultados em função da compacidade das areias, no entanto é possível definir três limites superiores empíricos, como pode ser visto na figura 21. Milititsky et al. (1982), equacionaram os limites superiores apresentados por Burland, Broms e de Mello (1977) de forma aproximada pelas equações 39 a 41.

$$\rho_{\max} = 0,32.q.B^{0,3}, \text{ para areia fofa} \quad (\text{equação 39})$$

$$\rho_{\max} = 0,07.q.B^{0,3}, \text{ para areias mediamente compactas} \quad (\text{equação 40})$$

$$\rho_{\max} = 0,035.q.B^{0,3}, \text{ para areias densas} \quad (\text{equação 41})$$

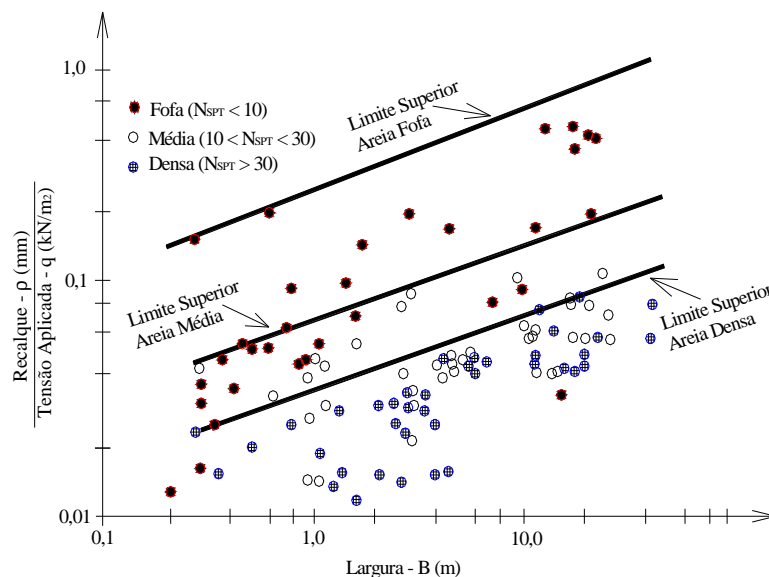


Figura 21: resultados compilados de recalques em fundações e radiers (BURLAND; BROMS; DE MELLO, 1977)

### 2.6.1.11 Modelo de Schmertmann Modificado (1978)

Em decorrência de seus estudos sobre deformação vertical na massa do solo, Schmertmann, Hartman e Brown (1978) sugeriram algumas modificações no modelo original de Schmertmann (1970). Entre as observações, os autores ressaltam que as diferenças de deformação vertical e de fator de deformação ( $I_z$ ) entre as fundações quadradas e sapatas corridas são muito grandes para serem negligenciadas, para tanto recomendam a utilização de dois fatores de distribuição de deformações, uma para cada caso.

Conforme os autores, as mudanças incluem a consideração de um pico de fator de deformação ( $I_{z\max}$ ) variável, sendo dado pela equação 42.

$$I_{z\max} = 0,5 + 0,1 \cdot \left( \frac{q - \sigma'_v}{\sigma'_{vp}} \right) \quad (\text{equação 42})$$

A figura 22 apresenta a distribuição do fator de deformação ao longo da profundidade para uma sapata quadrada ( $L/B = 1$ ), bem como para uma sapata corrida de razão comprimento a largura ( $L/B$ ) maior que 10. Os autores salientam que valores de  $L/B$  intermediários entre 1 e 10 deve-se fazer a interpolação dos ábacos.

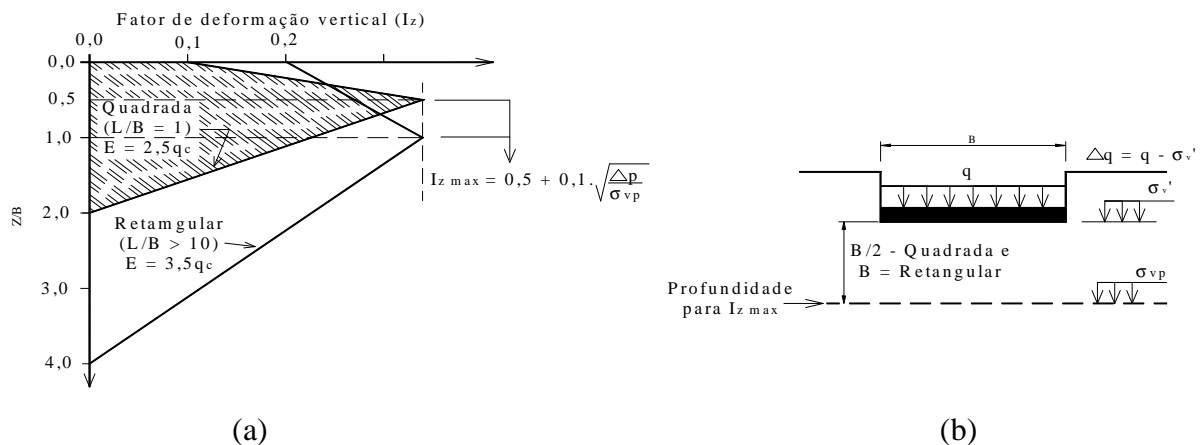


Figura 22: modificações sugeridas para o modelo de Schmertmann (1970): (a) ábacos para fatores de deformação, (b) detalhamento para determinação das tensões verticais efetivas (SCHMERTMANN; HARTMAN; BROWN, 1978)

Outra modificação sugerida pelos autores se refere a determinação do módulo de elasticidade médio ( $E$ ), que para sapatas quadradas passa a ser dado pela equação 43 e para as sapatas corridas passa a ser a equação 44.

$$E_s \begin{cases} = 2,5.q_c & , \text{ para fundações quadradas} & \text{(equação 43)} \\ = 3,5.q_c & , \text{ para fundações retangulares, cuja razão } L/B = 10 & \text{(equação 44)} \end{cases}$$

#### 2.6.1.12 Modelo de Parry (1978)

Para o desenvolvimento do modelo, Parry (1978) admitiu que o valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) fosse proporcional ao valor de  $N_{SPT}$  e constante ao longo da profundidade de influência da fundação. Existe uma grande dificuldade em se obter uma aproximação puramente elástica para a determinação dos recalques em virtude da grande variação que o valor do módulo de elasticidade possa ter com a profundidade. Outra dificuldade para a adoção de uma expressão por meio da teoria elástica, consiste em se atribuir um valor para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Também é de difícil avaliar os efeitos do nível d'água e do embutimento. Assim, o autor propôs em seu modelo a adoção da equação 45. Inicialmente Parry (1978) considerou uma constante de correlação ( $\beta$ ) com valor de 0,2. Parry (1978) também considerou um valor médio ponderado para o perfil de  $N_{SPT}$ , que pode ser calculado por meio da equação 46.

$$\rho = \beta \cdot \frac{q \cdot B}{N_m} \quad \text{(equação 45)}$$

$$N_m = \frac{1}{6} \cdot (3 \cdot N_1 + 2 \cdot N_2 + N_3) \quad \text{(equação 46)}$$

Os valores médios considerados na equação 46, conforme citado pelo autor, foram estabelecidos com base na distribuição de deformações verticais apresentada por Schmertman (1970).

Pela equação 45, percebe-se que a estimativa dos recalques é diretamente proporcional a tensão aplicada na fundação e inversamente proporcional ao valor médio de  $N_{SPT}$ . O autor afirma que a equação desenvolvida não deve ser entendida como uma equação elástica, apesar do valor de  $N_{SPT}$  representar indiretamente um valor de módulo de elasticidade.

No trabalho apresentado por Parry (1978), a constante de correlação ( $\beta$ ) obtido por meio de análise de diversas provas de carga executadas em areias corresponde a um valor de 0,2. No entanto, o autor recomenda aumentar o valor encontrado pela equação em 50% para projetos de fundações.

#### 2.6.1.13 Modelo de Oweis (1979)

Conforme Oweis (1979), o modelo linear equivalente proposto tem como base os conceitos clássicos da teoria da elasticidade, que leva em consideração parâmetros importantes, não considerados nos modelos até então propostos, considerados fundamentais para a uma precisa previsão de recalques. Assim como citado pelo autor, a base do modelo consiste em propor uma estimativa para o módulo de elasticidade que é dependente da tensão normal efetiva principal induzida no solo, nível de deformações e compacidade inicial da areia; para tanto o autor analisou 51 provas de cargas executadas em diversos locais em areias, areia pedregulhosa e pedregulhos.

Para a aplicação do modelo proposto pelo autor é necessário adotar alguns procedimentos básicos e identificar algumas propriedades do subsolo. Após definidas as propriedades básicas do subsolo, deve-se seguir a rotina de cálculo proposta por Oweis (1979). A rotina de cálculo consiste em determinar diversos parâmetros que definem o recalque em cada camada de solo e ao final fazer o somatório dos recalques parciais.

#### 2.6.1.14 Modelo de Burland e Burbidge (1985)

O modelo de Burland e Burbidge (1985, apud Schnaid, 2000) estima os recalques de fundações assentes em areias por meio de uma equação linear. Conforme Schnaid (2000), os autores fizeram uma análise estatística em mais de 100 casos de obras. De modo que os recalques em areias normalmente adensadas podem ser determinados pela equação 47. O índice de compressão ( $I_c$ ) pode ser calculado por meio da equação 48. O valor da constante  $\alpha_{BB}$  a ser utilizado na equação 48 varia entre 0,93 e 3,09, sendo o valor mais provável de 1,71 (BURLAND; BURBIDGE, 1985 apud FONSECA, 2001).

$$\rho = B^{0.7} \cdot I_c \cdot q \quad (\text{equação 47})$$



$$I_c = \frac{\alpha_{BB}}{N_{SPT}^{1,4}} \quad (\text{equação 48})$$

Como apresentado por Burland e Burbidge (1985, apud Schnaid, 2000) existem dois casos especiais de tipos de solos cujos valores do ensaio SPT precisam ser corrigidos. Assim os autores definiram uma equação de correção para cada caso, sendo a equação 49 para silte arenoso, com  $N_{SPT}$  maior que 15 golpes, e a equação 50 para seixo ou seixo mais areia.

$$N_{corr} = 15 + 0,5 \cdot (N_{SPT} - 15) \quad (\text{equação 49})$$

$$N_{corr} = 1,25 \cdot N_{SPT} \quad (\text{equação 50})$$

Em caso de pré-carregamento de areias ocorre uma redução significativamente da magnitude dos recalques, sendo que para os casos nos quais a tensão vertical efetiva máxima não é excedida, os recalques podem ser obtidos pela equação 47 dividida por três.

#### 2.6.1.15 Modelo de Ghionna, Manassero e Peisino (1991)

Segundo apresentado por Ghionna, Manassero e Peisino (1991), uma aproximação confiável dos recalques em depósitos homogêneos pode ser obtida por meio da teoria da elasticidade, considerando-se apropriados valores de módulo de elasticidade. Deste modo, os autores apresentam um modelo tensão-deformação hiperbólico derivado de parâmetros lineares de deformação derivados de ensaios de placa.

A equação final para determinação do recalques (equação 51), definida pelos autores é apresentada abaixo.

$$\rho = 1000 \cdot \frac{1}{K_s} \cdot \frac{q_n \cdot B \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{(\sigma'_m)_m^n - \frac{q_n \cdot B \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{(\sigma'_{mt})_m^{1-n} \cdot C_f \cdot Z}} \quad (\text{equação 51})$$

Os autores realizaram diversas provas de carga em um solo arenoso na cidade italiana de Toronto. De modo que observaram que os valores de  $K_s$  são muito mais disperso que os valores de  $C_f$ . Isso porque o valor de  $K_s$  é um parâmetro de deformação, ao passo que o valor de  $C_f$  é um parâmetro de resistência. Assim os autores chegaram aos seguintes valores médios:

$$K_s = 25,4 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{0,55} \text{ e } C_f = 1,421$$

De modo que os valores médios considerados forneceram bom resultados de previsão de recalques quando substituídos na equação 51.

#### 2.6.1.16 Modelo de Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991)

Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991), propuseram uma fórmula do tipo:

$$\rho = f \cdot \frac{q^{n_q} \cdot B^{n_B}}{N_{SPT}^{n_N}}, \text{ para a estimativa dos recalques.}$$

Em suas análises, Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) utilizaram 150 resultados de provas de carga e seus respectivos valores médios de  $N_{SPT}$  para o desenvolvimento do modelo. Desses resultados, 99 foram publicados por Burland e Burbidge, e 51, por Schultze e Sherif. Com base nesses resultados, os autores realizaram uma análise regressiva linear para determinação dos valores dos coeficientes  $n_q$ ,  $n_B$ ,  $n_N$  e  $f$ , e obtiveram a equação 52.

$$\rho = 2,37 \cdot \frac{q^{0,87} \cdot B^{0,70}}{N_{SPT}^{1,20}} \quad (\text{equação 52})$$

Os autores também separaram os casos estudados em função da compacidade, de modo a formar 3 grupos: areia fofa ( $N_{SPT} < 10$ ), areia média ( $10 < N_{SPT} < 30$ ) e areia densa ( $N_{SPT} > 30$ ); além disso, os casos foram separados em função das dimensões das fundações, de modo a obter 2 grupos: pequena ( $B < 3$  m) e grande ( $B > 3$  m). A partir dessa separação, os autores propuseram 5 novas equações (53 a 57).

$$\rho = 0,57 \cdot \frac{q^{0,94} \cdot B^{0,90}}{N_{SPT}^{0,87}}, \text{ para } N_{SPT} < 10 \quad (\text{equação 53})$$

$$\rho = 0,35 \cdot \frac{q^{1,01} \cdot B^{0,69}}{N_{SPT}^{0,94}}, \text{ para } 10 < N_{SPT} < 30 \quad (\text{equação 54})$$

$$\rho = 604 \cdot \frac{q^{0,90} \cdot B^{0,76}}{N_{SPT}^{2,82}}, \text{ para } N_{SPT} > 30 \quad (\text{equação 55})$$

$$\rho = 1,90 \cdot \frac{q^{0,77} \cdot B^{0,45}}{N_{SPT}^{1,08}}, \text{ para } B < 3 \text{ m} \quad (\text{equação 56})$$

$$\rho = 1,64 \cdot \frac{q^{1,02} \cdot B^{0,59}}{N_{SPT}^{1,37}}, \text{ para } B > 3 \text{ m} \quad (\text{equação 57})$$

#### 2.6.1.17 Modelo de Shahin, Maier e Jaksa (2003)

Como apresentado por Shahin, Maier e Jaksa (2003), ao longo dos anos foi surgindo uma grande variedade de modelos consistentes, de natureza simplesmente empírica até complexos modelos não-lineares, para previsão de recalques em fundações superficiais. Recentemente surgiu o conceito de retro-análise baseado na percepção de multi-camadas (*MLPs*) para previsão de recalques de fundações com o uso de redes neurais. Os algoritmos baseados em redes neurais têm surgido como uma nova ferramenta no campo da engenharia de fundações, de modo que já são utilizados para análise de estabilidade de taludes (NI et al., 1996 apud SHAHIN; MAIER; JAKSA, 2003).

O ponto de partida dos autores foi a escolha de cinco parâmetros considerados mais significantes na determinação dos recalques, os quais são: largura de fundação ( $B$ ), tensão aplicada na fundação ( $q$ ), compacidade de areia, obtida em função do número médio de golpes do ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ) abaixo da profundidade de influência, geometria da fundação ( $L/B$ ) e razão de embutimento ( $Z/B$ ); sendo consideradas as três primeiras como variáveis de entrada (*input*) do modelo. Para o desenvolvimento do modelo, os autores utilizaram 189 casos de fundações assentes em areias encontrados na literatura (125 de Burland e Burbidge, 30 de Wals, 22 de Burland, 5 de Bazaraa, 4 de Briaud e Gibbens, 2 de Maugeri et al., 1 de Picornell e Del Monte).

A partir de um algoritmo desenvolvido pelos autores, os mesmos puderam concluir que o modelo de redes neurais tem se mostrado apto para previsão de recalques de fundações assentes em solos arenosos.

#### 2.6.2 Análise Crítica dos Modelos de Previsão de Recalques

Ao longo do tempo, a medida que os modelos vão surgindo, os pesquisadores, e mesmo as empresas de fundações, tem interesse em saber sobre a precisão dos modelos que são publicados. Desta forma, pode se encontrar na literatura muitas publicações sobre provas de cargas que apresentam uma comparação entre os valores de recalques medidos e os recalques

determinados pelos mais diversos modelos. Essas comparações têm a intenção de verificar se os modelos se aplicam a locais e solos diferentes daqueles para os quais foram desenvolvidos.

Simons, Rodrigues e Hornsby (1974, apud Simons e Menzies, 1977) utilizaram oito modelos para a previsão de recalques em seis estruturas com registros de recalques. A tabela 13 apresenta um resumo dos resultados. Por meio dos resultados pode-se perceber que os modelos de Alpan (1964) e Schmertmann (1970) apresentaram os melhores resultados (SIMONS; MENZIES, 1977).

Tabela 13: comparação entre os recalques medidos e calculados

<b>Modelo</b>	<b>Varição de <math>R_r</math></b>	<b><math>R_r</math> médio</b>
De Beer e Martins (1957)	1,0 - 4,8	3,22
Schmertmann (1970)	0,2 - 4,0	1,48
Terzaghi e Peck (1948)	0,5 - 3,2	1,89
Terzaghi e Peck, modificado por Meyerhof (1965)	0,2 - 1,1	0,70
Terzaghi e Peck, modificado por Tomlinson (1969)	0,1 - 0,6	0,31
Peck e Bazaraa (1969)	0,3 - 1,4	0,63
Alpan (1964)	0,1 - 2,4	0,95
Parry (1971)	0,1 - 1,3	0,72

Obs.:  $R_r$  = razão entre recalque estimado pelo recalque medido

(fonte: Simons; Rodrigues; Hornsby, 1974 apud SIMONS; MENZIES, 1977)

O trabalho de Andrade (1982, apud Velloso e Lopes, 2004) apresenta uma comparação entre os recalques medidos em quatro provas de carga em placas e sapatas, e os recalques determinados por diversos modelos. Por meio deste trabalho chegou a seguinte avaliação sobre os modelos:

- a) conservativos: Terzaghi e Peck (1948), Meyerhof baseado no SPT (1965), Agnastopoulos e Papadopoulos (1982), Schmertmann original (1970) e modificado (1978), e Harr (1978) (apud VELLOSO; LOPES, 2004);
- b) razoáveis: Tomlinson (1969), Sutherland (1974), Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973), Peck, Hanson e Thornburn (1974), Oweis (1979), Buisman e De Beer (1965), Meyerhof baseado no CPT (1965), Barata (1970) (apud VELLOSO; LOPES, 2004);

- c) contra a segurança: Peck e Bazaraa (1969), D'Appolonia et al. (1970), Parry (1971) e Arnold (1980) (apud VELLOSO; LOPES, 2004).

Militisky et al. (1982) apresentaram uma comparação entre recalques medidos e calculados em doze provas de cargas em areias obtidas de seis publicações. Como apresentado pelos autores somente dois modelos se apresentaram conservadores, ou seja, razão entre recalque calculado pelo medido ( $R_r$ ) maior que 1, para todas as provas de carga: Terzaghi e Peck (1948) – variação de  $R_r$  entre 1,15 e 10,0 – e Peck et al. (1974) – variação de  $R_r$  entre 1,18 e 10,8. Como apresentado por Militisky et al. (1982), o modelo de Terzaghi e Peck (1948) modificado por diversos autores reduziu o conservadorismo, porém mostraram-se contra a segurança em alguns casos, como no caso do modelo modificado por Meyerhof (1965) – variação de  $R_r$  entre 0,45 e 6,6 – e Tomlinson (1969) – variação de  $R_r$  entre 0,42 e 5,36. Já os modelos de Alpan (1964), D'Appolonia et al. (1970) e Parry (1971) apresentaram resultados satisfatórios (MILITISKY et al., 1982). Ainda segundo Militisky et al. (1982), o modelo de Schutze e Sherif (1973) apresentou resultados surpreendentemente bons. A tabela 14 apresenta os resultados médios e o intervalo de variação dos recalques para os diferentes métodos.

Tabela 14: comparação entre os recalques medidos e calculados

<b>Modelo</b>	<b>Varição de <math>R_r</math></b>	<b><math>R_r</math> médio</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Nº subestimado</b>	
Terzaghi e Peck (1948)	1,15-10,0	4,27	2,75	0	
T e P mod. por Meyerhof (1965)	0,45-6,6	2,25	1,83	4	
T e P mod. por Tomlinson (1969)	Sem correção de NA Com correção de NA	0,42-5,36 0,69-5,36	1,87 2,37	1,54 1,42	3 2
Alpan (1964)	Sem correção de NA Com correção de NA	0,17-3,5 0,35-7,0	1,34 2,00	0,81 1,71	3 2
D'Appolonia et al. (1970)	Normalmente adensado Pré-adensado	0,57-3,6 0,32-2,11	1,42 0,81	0,77 0,45	4 10
Parry (1971)		0,42-3,0	1,35	0,79	5
Peck et al. (1974)		1,18-10,8	4,11	2,76	0
Schultze e Sherif (1973)	Sem correção ( $d_s$ a $B < 2$ ) Com correção ( $d_s$ a $B > 2$ )	0,48-1,81 0,48-1,81	1,16 1,02	0,41 0,40	5 7
Burland, Broms e de Mello (1977)		0,52-3,54	1,48	0,86	3

Obs.: T e P = Terzaghi e Peck; NA = Nível do lençol freático

(fonte: MILITISKY et al., 1982)

Fonseca (2001) apresentou duas provas de carga (placa com diâmetro de 0,60 m e fundação de concreto armado com diâmetro de 1,20 m) realizadas em solo residual de granito em Portugal, de modo que o autor comparou os recalques reais medidos em campo com os resultados obtidos por diversos métodos desenvolvidos para previsão de recalques. Assim para o modelo de Parry (1978), considerando a constante de correlação ( $\beta$ ) igual a 0,30 conforme proposto pelo autor do modelo, os resultados se mostraram satisfatórios; além disso, Fonseca (2001) fez uma retro-análise e obteve os valores da constante de correlação ( $\beta$ ) variando entre 0,30 e 0,44, obtendo um valor médio de 0,36 para as provas de carga ensaiadas. O autor também aplicou o modelo de Burland e Burbidge (1985), de modo que chegou a conclusão que o modelo é muito conservador; assim fazendo uma retro análise das provas de carga obteve uma variação de 0,50 a 0,86 para a constante  $\alpha_{BB}$ ; além disso Fonseca (2001) considera prudente considerar o valor da constante  $\alpha_{BB}$  como sendo a metade do valor provável encontrado por Burland e Burbidge (1985), ou seja, 0,85, para o solo estudado. Outro modelo utilizado por Fonseca (2001) para previsão dos recalques, foi o modelo de Anagnostopoulos et al. (1991), sendo que os resultados se mostraram bastante conservadores; além disso, o autor sugeriu dois novos grupos de valores para as constantes do modelo utilizado – linear ( $f = 0,18$ ;  $n_B = 1,40$ ;  $n_q = 1,23$ ;  $n_N = 1,4$ ) e não-linear ( $f = 0,60$ ;  $n_B = 0,90$ ;  $n_q = 1,00$ ;  $n_N = 1,4$ ). Fonseca (2001), ainda aplicou o modelo de Ghionna et al. (1991); para tanto primeiramente determinou o valor da constante  $n$  por meio de ensaios triaxiais, obtendo um valor médio de 0,263; e a partir de retro análise dos resultados das provas de carga obteve os valores das constante  $K_s = 45,97 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{0,55}$  e  $C_f = 1,87$  (para a fundação) e 1,94 (para a placa).

## 2.7 ESTATÍSTICA: REGRESSÃO E CORRELAÇÃO

Segundo Stervenson (1981), em estatística a análise da regressão e correlação refere-se à análise de dados amostrais para saber se existe uma relação entre uma ou mais variáveis com outra da mesma população. Conforme Stervenson (1981), a correlação fornece o grau de relacionamento entre as variáveis, já a regressão expressa matematicamente esta relação. Em suma, o principal objetivo desta análise é determinar uma equação com a qual se consiga prever uma variável conhecendo-se uma ou mais outras variáveis e dizer o quão confiável é esta previsão .

É importante notar que neste estudo cada observação amostral é composta por um número pré-definido de variáveis, que devem ser de mesma grandeza (exemplo:  $x_1, y_1; x_2, y_2; x_3, y_3; \dots$ ) (STERVENSON, 1981).

Segundo Spiegel (1978) é importante se fazer um gráfico dos dados amostrais. O gráfico permite a visualização do comportamento das variáveis, e assim ter uma primeira idéia sobre a relação entre as variáveis envolvidas.

A regressão pode ser do tipo linear ou não-linear e simples ou múltipla. É dito que a regressão é linear quando pode se estabelecer uma relação de linearidade entre as variáveis, já é caracterizada uma regressão não-linear quando existe qualquer outro tipo de relação entre as variáveis que não seja a linear, tais como logarítmica ou exponencial (SPIEGEL, 1978; STERVENSON, 1981). Como a regressão linear é de fácil aplicação, pode-se utilizar o artifício da linearização dos dados amostrais, como é o caso das escala logarítmica. A regressão simples é caracterizada somente por duas variáveis (exemplo:  $x$  e  $y$ ), sendo uma dependente da outra; já na múltipla existem mais de duas variáveis envolvidas, sendo que uma é função das várias outras.

Na regressão linear simples pode-se estabelecer uma reta como sendo a relação entre as variáveis (equação linear:  $y = a_{xy} + b_{xy \cdot x}$ ). De modo que os valores preditos ( $y$ ) são valores dependentes de somente uma variável independente ( $x$ ) (STERVENSON, 1981).

### 2.7.1 Método de Mínimos Quadrados

Conforme Spiegel (1978), pode-se ajustar qualquer tipo de curva a um conjunto de dados. Porém é de se esperar que uma determinada curva se ajuste melhor que outra. Uma verificação prática consiste em se determinar a diferença entre a variável dependente amostral e estimada de todos os dados envolvidos. Estas diferenças são denominadas de desvios, erros ou resíduos.

O método de mínimos quadrados é a técnica mais utilizada para ajuste de um conjunto de pontos a uma reta. A principal característica da reta ajustada é de que a soma do quadrado dos desvios entre o valor estimado ( $y_c$ ) e o valor amostral ( $y$ ) seja a mínima (STERVENSON, 1981). Deste modo, o objetivo desta técnica é determinar os coeficientes da reta, que

forneçam o menor desvio ( $a_{xy,min}$ ,  $b_{xy,min}$ ). Segundo a estatística, estes coeficientes podem ser calculados pelas equações 57 e 58 (STERVENSON, 1981).

$$b_{xy,min} = \frac{n_a \cdot \sum x \cdot y - \sum x \cdot \sum y}{n_a \cdot \sum x^2 - \sum x^2} \quad (\text{equação 57})$$

$$a_{xy,min} = \frac{\sum y - b_{xy,min} \cdot \sum x}{n_a} \quad (\text{equação 58})$$

Segundo Stervenson (1981), a estatística reconhece que as equações de regressão têm certas peculiaridades. Em primeiro lugar, as equações fornecem um valor provável médio. Em segundo lugar, não se pode extrapolar as equações para um limite de variáveis independentes ( $x$ ) fora daquele utilizado para determinação das equações de ajuste.

### 2.7.2 Inferência em Análise Estatística

Conforme Stervenson (1981), os dados amostrais utilizados como observações correspondem a uma pequena quantidade de uma população infinita. Assim as equações ajustadas correspondem a uma estimativa de relação entre as variáveis. No caso de ajuste linear simples, a equação 59 corresponde a uma estimativa pontual de dois parâmetros populacionais.

$$y_c = a_{xy,min} + b_{xy,min} \cdot x \quad (\text{equação 59})$$

Logo, seria lógico considerar que a estimativa para a população é dada pela equação 60 (STERVENSON, 1981). Sendo  $e$ , neste caso, a dispersão da população.

$$y_c = a_{xy,min} + b_{xy,min} \cdot x \pm e \quad (\text{equação 60})$$

A dispersão é resultado do fato de não existir uma relação perfeita entre as variáveis em toda a população (STERVENSON, 1981). Também conforme Stervenson (1981), em uma análise de regressão é impossível a utilização de todas as variáveis independentes, geralmente são consideradas somente as mais importantes. Desta forma, cada conjunto de dados amostrais considerado pode gerar uma equação de regressão distinta. A figura 23 ilustra um exemplo.



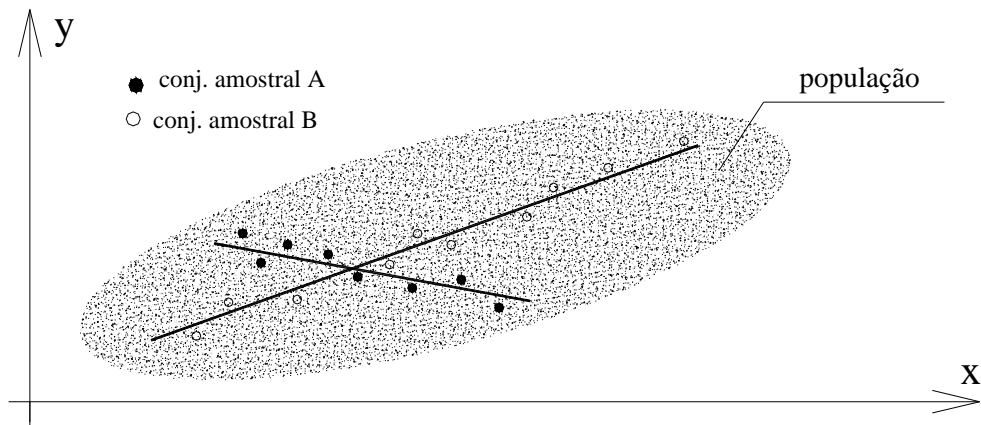


Figura 23: exemplo de retas ajustadas para diferentes conjuntos amostrais para uma mesma população (adaptado de STERVENSON, 1981)

A dispersão de uma população pressupõe que existam para qualquer conjunto de valores de variáveis independentes diversos valores de variáveis dependentes. A estatística, segundo Stervenson (1981), estabelece que este conjunto de valores da variável dependente segue uma distribuição normal (ver exemplo na figura 24), denominada de distribuição condicional.

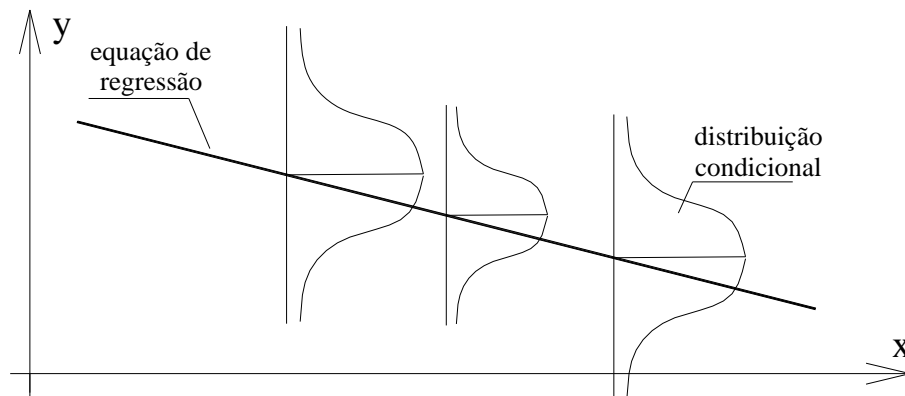


Figura 24: exemplo de distribuição normal dos valores possíveis de y (STERVENSON, 1981)

### 2.7.3 Erro Padrão de Estimativa

É sabido que quanto maior a dispersão, menor será a precisão das estimativas. A dispersão da população pode ser estimada com base na dispersão dos dados amostrais em relação a equação ajustada, no caso da reta por meio da equação 61 (SPEIGEL, 1978). Spiegel (1978)

cita que a curva de regressão obtida por meio de mínimos quadrados é a que apresenta menor erro padrão de estimativa.

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum (y - y_c)^2}{n_d}} \quad (\text{equação 61})$$

Observando a equação 61, percebe-se que é a mesma equação para determinação do desvio padrão, porém o valor médio das variáveis dependentes foi substituído pela estimativa, pois se deseja saber o desvio em função da reta ajustada e não em função da média (SPIEGEL, 1978; STERVENSON, 1981).

Segundo Spiegel (1978), a equação 61 define um valor único e constante para toda amostra, de modo que os limites inferior e superior passam a ser retas paralelas, se a equação ajustada for uma reta. A distância dos limites inferior e superior pode ser definido por  $n_d \cdot S_e$ . De modo que, dependendo do valor de  $n_d$  considerado pode-se englobar diferentes porcentagem dos dados amostrais entre os limites definidos.

#### 2.7.4 Teste de Hipóteses de Uma Reta Ajustada

Como apresentado por Stervenson (1981), o teste de hipóteses pode ser feito por meio de uma distribuição normal do tipo  $t_s$ . A equação 62 descreve a distribuição normal de  $t_s$ , onde  $B_{xy}$  é o coeficiente angular da reta que define a população,  $b_{xy}$  corresponde o valor do coeficiente angular da reta ajustada aos dados amostrais e  $S_b$  corresponde ao desvio padrão da distribuição normal que é dado pela equação 63. Assim é possível testar a hipótese de  $b_{xy} = B_{xy}$  ( $H_1: B_{xy} = b_{xy}$ , sendo  $B_{xy} \neq 0$ ) (STERVENSON, 1981).

$$t_s = \frac{b_{xy} - B_{xy}}{S_b} \quad (\text{equação 62})$$

$$S_b = S_e \cdot \sqrt{\frac{1}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n_d}}} \quad (\text{equação 63})$$

Embora analisando uma população que aparentemente não apresente nenhuma relação entre as variáveis, como a mostrada na figura 23, pode-se estabelecer uma relação para um conjunto de dados amostrais. Assim, é necessário se verificar se a equação é representativa da

população. No caso, se não existir uma relação entre as variáveis é de se esperar que o coeficiente angular seja zero ( $H_0: B_{xy}=0$ ) (STERVENSON, 1981).

Uma vez determinado o valor de  $t_s$  pela equação 62 é necessário verificar se a hipótese é ou não aceitável. O valor de  $t_s$  de referência para uma distribuição amostral é tabelado em função do nível de significância que se deseja e do número de graus de liberdade ( $n_a-2$ ). A figura 25 mostra a distribuição amostral.

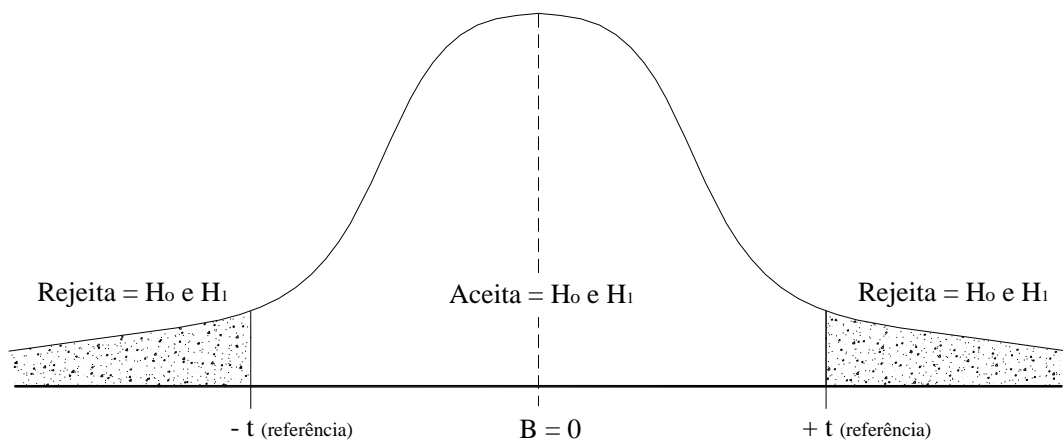


Figura 25: distribuição normal de probabilidade (SPIEGEL, 1978)

### 2.7.5 Coeficiente de Determinação

Conforme Stervenson (1981) e Spiegel (1978), o coeficiente de determinação ( $r^2$ ) fornece uma medida que mostra o quão a reta ajustada é melhor em relação média dos valores amostrais de  $y$ . A partir da dispersão de  $y$  dos valores amostrais, em relação a reta ajustada e da média define-se a equação para a determinação de  $r^2$  (STERVENSON, 1981). A figura 26 exemplifica melhor este conceito.

Como citado por Spiegel (1978), o coeficiente de determinação corresponde o quociente da diferença entre a variação total e a não-explicada pela variação total. Porém é mais conveniente considerar as variâncias no lugar das diferenças. Assim a determinação de  $r^2$  pode ser efetuada pelas equações 64 (STERVENSON, 1981).

$$r^2 = \frac{S_y^2 - S_e^2}{S_y^2} = 1 - \frac{S_e^2}{S_y^2} = 1 - \frac{[\sum (y_i - y_c)^2]/(n_a - 2)}{[\sum (y_i - \bar{y})^2]/(n_a - 2)} \quad (\text{equação 64})$$

Analisando a equação 64, percebe-se que pode variar entre 0 e 1. Assim, se a dispersão em torno da reta ajustada for pequena, mais próximo de 1 ficará o valor de  $r^2$ , e quanto maior a dispersão mais próximo o valor de  $r^2$  será de 0 (SPIEGEL, 1978; STERVENSON, 1981).

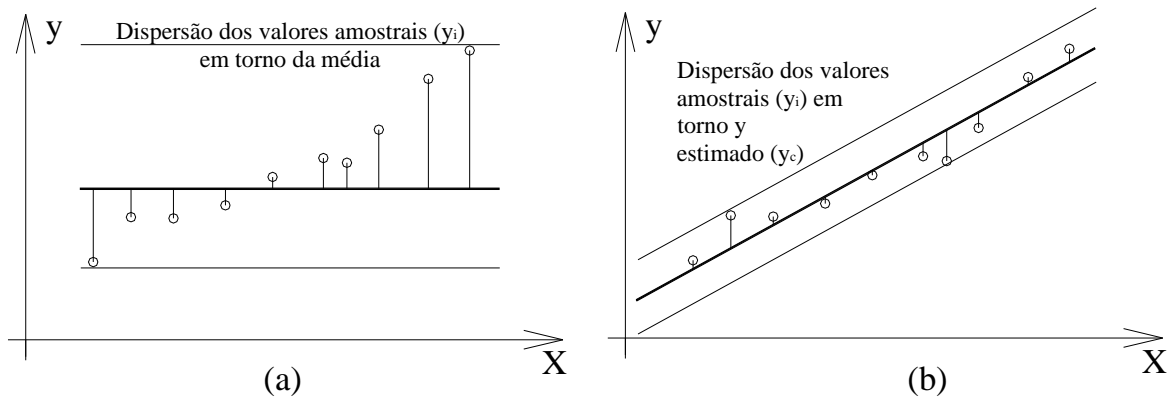


Figura 26: (a) representa a variação total ( $\sum (y_i - \bar{y})^2$ ), e (b) representa a variação não-explicada ( $\sum (y_i - y_c)^2$ ) (STERVENSON, 1981)

### 2.7.6 Intervalos de Confiança

O valor de  $y$  esperado, obtido pela equação ajustada pode ser interpretado de duas formas. Pode-se interpretar o valor de  $y$  esperado como sendo um valor médio para um valor de  $x$ , ou como sendo um valor individual estimado (STERVENSON, 1981). Como citado por Stervenson (1981), o valor de  $y$  para as duas interpretações é o mesmo, porém o intervalo de confiança dependerá da interpretação dada. O intervalo tomando como base a interpretação de valores médios é dada pela equação 65, enquanto que para a interpretação para valores individuais é dada pela equação 66 (STERVENSON, 1981).

$$S_{y_c} = S_e \cdot \sqrt{\frac{1}{n_a} + \frac{(x_g - \bar{x})^2}{\sum x^2 - \sum x^2 / n_a}} \quad (\text{equação 65})$$

$$S_{y_i} = S_e \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n_a} + \frac{(x_g - \bar{x})^2}{\sum x^2 - \sum x^2 / n_a}} \quad (\text{equação 66})$$

Sendo  $x_g$  um valor específico de  $x$

Analisando as equações 65 e 66, percebe-se que o desvio dado pela equação 65 é menor que o desvio dado pela equação 66. A *plotagem* das equações 65 e 66 fornece faixas de confiança, que quando vão se afastando da equação ajustada a medida que os valores de  $x$  vão se afastando do valor médio de  $x$ . A figura 27 ilustra um exemplo hipotético.

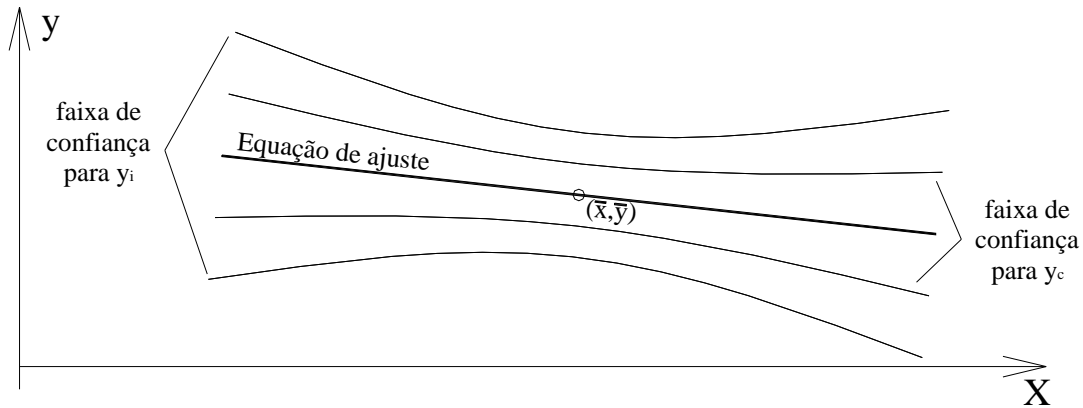


Figura 27: exemplo de ajuste linear com as faixas de confiança (STERVENSON, 1981)

Os intervalos de confiança podem ser determinados a partir da equação 60, onde o erro devido a dispersão pode ser obtido pela equação 67. Nesta equação o valor de *t-Student* ( $t_s$ ) é tabelado em função do nível de confiança e do número de graus de liberdade ( $n_a-2$ , no caso de ajuste linear simples).

$$e = t_s \cdot S_y \quad (\text{equação 67})$$

### 3 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa teve como base provas de cargas realizadas em solos residuais, executadas principalmente no Brasil, obtidas através de consulta a literatura existente e a empresas geotécnicas especializadas no assunto. Na literatura, foram feitas consultas a periódicos, revistas técnicas, dissertações, teses e anais de eventos, tanto nacionais (principal enfoque) como internacionais, que abordassem o tema. Já no caso de empresas especializadas, foram consultados os bancos de dados de empresas que prestam serviços geotécnicos, bem como a diversos órgãos públicos que exigem ou exigiam resultados de provas de carga para a realização de suas obras de engenharia (exemplo, Banco do Brasil S.A.). Para seleção do material que fosse útil à pesquisa, estabeleceu-se a exigência de que contivesse pelos menos três elementos considerados fundamentais para o desenvolvimento do trabalho: a) resultado de provas de carga em sapatas ou ensaio de placas (curvas ou tabela de carga/tensão-recalque); b) subsolo composto por solo residual com uma breve descrição do perfil; e c) resultado de ensaios de campo (SPT e/ou CPT, dando-se preferência para o SPT).

O segundo passo da pesquisa foi a digitalização do material selecionado, uma vez que a maior parte do material está impresso em papel, para posterior organização em planilhas eletrônicas que possibilitasse a manipulação com maior facilidade e a comparação dos dados publicados pelos diversos autores. Além disso, os resultados de provas de carga foram grafados na forma de curvas de tensão-recalque.

#### 3.1 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS

A partir dos modelos de previsão de recalque, descritos na revisão bibliográfica, procurou-se identificar os principais parâmetros responsáveis e que afetam os recalques que foram identificados pelos respectivos autores dos modelos. Identificado o conjunto de parâmetros, procurou-se selecionar e agrupar estes, de todas as provas de carga selecionadas para a pesquisa.

Por meio da identificação dos parâmetros condicionantes dos recalques foi possível definir uma equação genérica do tipo  $y = a^\alpha . b^\beta . c^\chi \dots$ ; tendo o recalque como resultado ( $y$ ), os

parâmetros acima referidos como variáveis ( $a, b, c, \dots$ ) e os índices das variáveis ( $\alpha, \beta, \chi, \dots$ ) foram definidos nesta pesquisa.

Com as provas de carga selecionadas para o desenvolvimento do modelo partiu-se para a análise e comparação dos parâmetros responsáveis e que afetam os recalques. Esta análise foi feita a partir das curvas de carga-recalque, sendo que as curvas foram analisadas uma a uma e também em pequenos grupos de curvas. Na análise das curvas, utilizou-se os recursos de normalização de curvas e ajuste de conjunto de pontos dispersos por meio de mínimos quadrados. De modo que, a partir desta análise foram identificados os índices das variáveis, que eram as incógnitas das equações a serem definidas.

### 3.2 CAPACIDADE DE SUPORTE E TENSÕES ADMISSÍVEIS DE SOLOS RESIDUAIS

Após a obtenção das curvas de tensão-recalque foi possível definir a tensão de ruptura, e conseqüentemente a tensão admissível do solo.

O principal interesse desta seção é definir até que tensão a equação de previsão de recalques encontrada pode ser utilizada. Sabe-se que muitas curvas de carga-recalque apresentam um ponto de plastificação, sendo que até a tensão de plastificação tem-se um comportamento linear-elástico e após o ponto de plastificação perde-se esta linearidade. No entanto, este ponto de plastificação nem sempre é visível ou nítido. Neste caso, para a determinação da tensão de ruptura adotou-se uma série de critérios definidos na seção 2.5.2.2. Neste trabalho além de definir a tensão de ruptura, também se determinou uma tensão, definida como tensão de descolamento ou limite, como sendo a tensão onde começa a ocorrer o afastamento entre a curva real de tensão-recalque e a reta definida pela equação de recalque. Assim de posse das duas tensões, estabeleceu-se correlações que possibilitaram definir até que tensão as equações de recalque podem ser utilizadas.

O objetivo secundário consistiu em estabelecer limites para a tensão admissível dos solos residuais com base somente nos valores médios dos ensaios de SPT. Estes limites são apresentados de forma gráfica e por meio de equações. Esta análise foi feita graficamente por meio de regressão de mínimos quadrados, de modo que para cada prova de carga havia um valor de tensão admissível e um resultado médio do ensaio de SPT.

### 3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE DE SOLOS RESIDUAIS

Neste trabalho também se procurou analisar as provas de cargas estudadas por meio da teoria clássica da elasticidade. Nas consagradas equações desenvolvidas com base nesta teoria para a determinação dos recalques, as principais variáveis são: o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Para tanto, procurou-se desenvolver uma equação que possibilite determinar o valor do módulo de elasticidade com base nos valores médios do ensaio de SPT, por meio de regressão por mínimos quadrados.

### 3.4 APLICAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES DESENVOLVIDOS PARA AREIAS EM SOLOS RESIDUAIS

Foi verificada neste trabalho a aplicabilidade dos modelos de previsão de recalques desenvolvidos para areias com base em ensaios de campo nos solos residuais estudados nesta pesquisa. O objetivo desta análise foi verificar até que ponto a presença de argila afeta os modelos, ou seja, até que porcentagem de argila pode estar presente no solo para que um modelo ou outro possa ser utilizado.

Na seqüência foram aplicados os modelos descritos na seção 2.6.1 em todas provas de carga apresentadas neste trabalho, pois como a maioria dos modelos apresentados são equações de dependem de variáveis previamente já digitalizadas, a aplicação foi direta o que possibilitou a comparação entre os resultados.

### 3.5 APLICAÇÃO E TESTE DOS MODELOS DESENVOLVIDOS NESTA PESQUISA

Definidos os modelos para determinação dos recalques e da tensão admissível de solos residuais, partiu-se para aplicação prática. Esta aplicação teve como objetivo a análise da metodologia desenvolvida, mesmo que parcial, além de servir como exemplo de aplicação para os modelos desenvolvidos.

Vale salientar que as provas de carga utilizadas foram obtidas após o desenvolvimento dos modelos desenvolvidos nesta pesquisa.



## 4. DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Neste capítulo são discutidos os pontos desenvolvidos durante a pesquisa, previamente apresentados no Capítulo 3 – Metodologia da Pesquisa.

### 4.1 PROVAS DE CARGA ESTUDADAS

Embora o comportamento tensão-deformação de solos residuais (recalques e tensão admissível) seja melhor interpretado por meio de provas de carga, propôs-se neste trabalho, o estudo deste comportamento a partir de resultados de ensaios SPT. Deste modo, para se estimar o comportamento de solos residuais por meio de ensaios SPT, faz-se necessário a correlação com resultados de provas de carga. Assim consultou-se vasto material bibliográfico que relatasse experiências de provas de cargas realizadas em solos residuais, e que contivesse resultados, apresentados conforme a norma técnicas vigentes, de ensaios de campo (SPT e/ou CPT, dando-se preferência para o SPT). A tabela 15 contempla uma série de informações e características gerais das provas de carga estudadas nesta pesquisa.

Como pode ser visto na tabela 15, ao todo foram utilizadas 43 provas de carga, realizadas em 19 localidades diferentes. Das 19 localidades, 18 são espalhadas em todo território nacional e 1 foi realizada em Portugal. Este conjunto de provas de carga foi obtido de 21 referências bibliográficas dentre artigos de periódicos, banco de dados de empresas e anais de eventos diversos.

Na tabela 15 são apresentados os tipos de materiais (rochas) que deram origem aos solos estudados. Como pode ser visto, os materiais que deram origem aos solos são bastante distintos, sendo basicamente basalto, gnaisse, granito e arenito. Nessa tabela, também são identificados os tipos de ensaios de campo realizados por cada autor.

A tabela 15 apresenta as características gerais das provas de carga executadas. Analisando o embutimento ( $z/B$ ) das provas de carga, nota-se que 18 provas de carga (41,9 %) apresentaram uma relação de  $z/B$  menor que 1, e 32 (74,4%), apresentaram uma relação de  $z/B$  menor que 2. Como a norma NBR 6122/1996 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,

1996) considera que fundações para serem consideradas superficiais, devem apresentar um fator de embutimento não superior a duas vezes, pode-se dizer que cerca de três quartos das provas de carga analisadas respeitaram este critério. Agora, quanto a forma das placas ou sapatas, pode-se ver que 41 têm a forma circular e somente 2, são quadradas. E quanto ao material de que são compostas as sapatas ou placas, foram realizadas 6 provas de carga em fundações reais de concreto armado com dimensões variando entre 0,40 m a 1,60 m, e 37 provas de carga foram realizadas em placas de aço cujos diâmetros variaram de 0,30 a 1,50 m. Como relatado pelos autores, tanto as fundações de concreto armado como as placas de aço, eram rígidas.

Tabela 15: resumo e características gerais das provas de carga estudadas neste trabalho

Referência	Localidade	Material/ Rocha de origem	Ensaio	Prof. (m)	Fundação		Diâmetro /lado (m)	Cód.
					Forma	Material		
Dalla Rosa e Thomé (2004)	Passo Fundo/RS	Basalto	SPT	0,80	Circular	Aço	0,60	1
							0,90	2
							0,40	3
Campos (1980) <sup>1</sup>	Rio de Janeiro/RJ	Gnaisse	SPT	1,20	Circular	Concreto	0,80	4
							1,60	5
							0,30	6
Werneck, Jardim e Almeida (1980) e Jardim (1980) <sup>2</sup>	Nova Iguaçu/RJ	Gnaisse	CPT	2,00	Circular	Aço 1045	0,60	7
							0,80	8
				4,00	Circular	Aço 1045	0,30	9
							0,60	10
0,80	11							
Fonseca, Fernandes e Cardoso (1997) e Fonseca (2001) <sup>3</sup>	Portugal	Granito	SPT CPT	1,00	Circular	Aço/Conc	0,60	12
							1,20	13
							0,30	14
Cudmani (1994) <sup>4</sup>	Cachoeirinha/RS	Arenito	SPT	0,60	Circular	Aço	0,45	15
							0,60	16
Lopes et al (1998) <sup>5</sup>	Viçosa/MG	Gnaisse	SPT	1,50	Quadrada	Concreto	1,20	17
Ferreira, Fucali e Amorim (1998)	Petrolândia/PE		SPT	0,50	Circular	Aço	0,30	18
	Sta Maria da Boa Vista/PE		SPT	1,00	Circular	Aço	0,30	19
SET (1989)	Arroio do Tigre/RS		SPT	2,65	Circular	Aço	0,80	20
				0,00			0,80	21
Mello e Cepolina (1978)		Granito/Gnaisse	SPT CPT	1,00	Circular	Aço	0,80	22
Geoforma (2001)	São Francisco do Sul/SC (1)		SPT	0,00	Circular	Aço	0,80	23
	São Francisco do Sul/SC (2)			0,00			0,80	24

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaios SPT

Referência	Localidade	Material/ Rocha de origem	Ensaio	Prof. (m)	Fundação		Diâmetro /lado (m)	Cód.
					Forma	Forma		
Geoforma (2001)	São Francisco do Sul/SC (3)			0,00			0,80	25
	São Francisco do Sul/SC (4)			0,00			0,80	26
	São Francisco do Sul/SC (6)		SPT	0,50	Circular	Aço	0,80	27
	São Francisco do Sul/SC (8)			0,00			0,80	28
	São Francisco do Sul/SC (9)			0,00			0,80	29
Sales et al (2001)	Brasília/DF		SPT	0,80	Quadrada	Concreto	1,00	30
Futai et al (2001)	Campo Novo dos Pereis/MT		SPT	1,00	Circular	Aço	0,80	31
Cepolina e Ruoppolo (1982)		Gnaisse	SPT	0,35	Circular	Aço	0,80	32
Branco, de Mello e Bianchini (1982) <sup>6</sup>	Região Norte	Arenito	SPT CPT	0,00	Circular	Aço	0,80	33
							1,50	34
Décourt (1978)	São Paulo/SP	Arenito Bauru	SPT	0,00	Circular	Aço	0,30	35
Ferreira, Peres e Ognebene (1986) <sup>7</sup>	Primavera/MT	Arenito	CPT	1,90			0,81	36
				1,50			0,81	37
				0,60	Circular	Aço	0,81	38
				0,95			0,81	39
				1,30			0,81	40
Polido e Castello (1985) <sup>8</sup>	Vitória/ES		SPT	1,00	Circular	Aço	0,33	41
							0,80	42
Cintra et al (2005) <sup>9</sup>	São Carlos/SP	Arenito Bauru	SPT CPT	1,50	Circular	Aço	0,80	43

Observações: 1- Solo residual jovem, 2 - Solo residual maduro, parcialmente saturado, 3 - Camada de solo residual com espessura homogênea de 20 m, 4 - Formação Gravataí, idade triássica, 5 - Solo residual jovem do embasamento granito-gnáissico, 6 - Solo laterítico predominante, 7 - Solo da formação Bauru, 8 - Solo laterítico da formação barreiras; 9 – Areia argilosa marrom, camada de 6 m formada pelo processo de laterização

Para se evitar a repetição das referências bibliográficas das quais foram retiradas as informações para este trabalho adotou-se um código para cada uma das provas de carga, de modo que, deste ponto em diante, todas referências serão feitas aos códigos das provas de carga apresentado na tabela 15.

De uma maneira geral, como citado pelos autores, as provas de carga foram realizadas conforme a atual norma NBR6489/1984 e suas versões anteriores. Quanto a forma de carregamento, as mesmas foram realizadas com sistema de deformações controladas, ou seja, aplicava-se uma determinada carga e se aguardava a estabilização dos recalques, sendo em

seguida aplicado outro carregamento, e assim sucessivamente (a figura 6 exemplifica o modo de carregamento adotado). Além disso, os sistemas de carregamento e ancoragem adotados foram os mais diversos. As figuras (a) do apêndice B apresentam o resultado de todas as provas de carga utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Em função da grande variabilidade de tipos de solos encontrados na literatura para a elaboração deste trabalho, faz-se necessário apresentar, de forma resumida, a caracterização geotécnica desses. Assim procurou-se contemplar os mais variados parâmetros de interesse geotécnico como índices físicos, limites de consistência, ensaio de compactação, análise granulométrica, parâmetros de resistência e resultados de ensaios de campo (SPT e CPT). Como pode ser visto, nem todos os autores apresentaram todos os parâmetros acima citados, no entanto todos realizaram ensaios SPT e/ou CPT (ver tabela 15), que foram fundamentais para a realização deste trabalho.

Na tabela 16 são apresentados os principais índices físicos dos solos estudados apresentados pelos autores. Como pode ser visto, os parâmetros geotécnicos dos solos estudados apresentaram grande variação quanto ao(s)/à(s): pesos específicos dos solos (natural = 15,5 kN/m<sup>3</sup> a 19,5 kN/m<sup>3</sup>; real dos grãos = 26,1 kN/m<sup>3</sup> a 28 kN/m<sup>3</sup>; aparente seco = 11,5 kN/m<sup>3</sup> a 16,6 kN/m<sup>3</sup>), umidade natural (1,7% a 35%), grau de saturação (7,3% a 100%) e índice de vazios (0,59 a 1,95).

A tabela 17 apresenta os limites de consistência e a granulometria dos solos estudados, bem como os resultados dos ensaios de compactação. Observando a composição granulométrica entre os solos residuais estudados pode-se perceber que os mesmos são bastante distintos entre si em termos de composição granulométrica, sendo uns bastante arenosos (até 90% de areia em sua composição) e outros bastante argilosos (com teores de argila de até 65 %).

Ainda, analisando os parâmetros geotécnicos dos solos estudados (ver tabelas 18 e 19), percebe-se que entre as referências bibliográficas que apresentaram informações sobre o índice de vazios (total de 16), 80,0% desses solos apresentavam um índice de vazios de 0,8 e 46,7 % desses solos tinham um índice acima de 1,0; na época em que foram realizadas as provas de carga. Agora se comparado a umidade natural dos solos na época em que foram

realizadas as provas de carga com a limite de plasticidade destes, nota-se que 31,2% das referências bibliográficas apresentam uma umidade no limite de plasticidade, já em 50 % dos casos a umidade natural se encontra abaixo da do limite de plastificação e o restante dos casos apresentaram uma umidade acima do limite de plastificação.

Tabela 16: principais índices físicos dos solos estudados

Cod.	Índices Físicos					
	$h_n$ (%)	$S$ (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_v$
1 e 2	28 a 35		27 a 28			
3 a 5	21 a 23		27,2 a 28	11,5 a 14,0		1 a 1,3
6 a 8	24,7	82			17,7	0,94
9 a 11	17,7	60			18	0,82
12 e 13	15 a 27	70 a 100	25,7 a 26,5			0,60 a 0,85
14 a 16	18 a 24,5				17,7 a 18,2	0,80 a 1,02
17	27,5		25,2		16,1	
18	1,7	7,6	26,24	16,58		0,59
19	5,2	19,3	26,14	16,2		0,7
30	20 a 30	40 a 70	26,4		15,5	1,21
31	30					1,95
35		100				
36	10,2		26,9	14,7		0,83
37	10,2		26,9	14,7		0,83
38	15,3		27,2	13,2		1,06
39	9,7		26,7	15		0,78
40	9,1		27	14,9		0,82
41 e 42	16 a 27	40 a 90	26,6		15,5 a 19,5	0,6 a 1,3
43	5 a 17,5	40 a 60			17	0,6 a 1,2

A tabela 18 apresenta os parâmetros de resistência de alguns dos solos estudados obtidos por ensaios triaxiais realizados na condição de umidade natural. Os resultados são apresentados nos valores efetivos.

As figuras 28 e 29 apresentam os resultados do ensaio de CPT realizados em alguns subsolos estudados.

Tabela 17: limites de consistência, composição granulométrica e ensaios de compactação dos solos estudados

Cod.	Limites de Atterberg			Granulometria (%)			Ensaio de Compactação	
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Argila	Silte	Areia	$h_{otima}$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
1 e 2	50	32	18	65	25	10		
3 a 5	33 a 37			5	20	70		
6 a 8	85	40	45	64	12	24		
9 a 11	44	28	16	30	22	48		
12 e 13	28	23	5	6	29	65		
14 a 16	43	22	21	23	30	47		
17	48,95	15,4	33,55	9,3	31,0	59,7		
18				8	2	90	11,1	19,65
19	23	14	9	7	22	70	9,5	19,15
30	53,2	31,4	21,8	52	36	12		
31	50	25	25	60	20	20		
35	77	26	51	60	10	30		
36	27	11	16	26	4	70	19,9	19,9
37	27	11	16	26	4	70	19,9	19,9
38	36	17	19	41	7	52	18,1	18,1
39	22	10	12	22	4	74	20,1	20,1
40	24	13	11	21	5	74	20,1	20,1
41 e 42	40 a 60	22 a 30	24 a 30	10	45 a 60	30 a 45	23	15 a 16,5
43	25 a 30	15 a 20	17,5	20 a 30	5 a 15	60 a 70		

Tabela 18: parâmetros de resistência dos solos na condição natural

Cod.	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (graus)
3 a 5	40 a 60	27 a 32
12 e 13	9,6	37,3
14 a 16	25	25
30	0	28
36	20	30
37	0	28
38	0	28
39	0	28

No apêndice A é apresentado um resumo dos resultados do ensaio SPT dos solos estudados nesta pesquisa. Como pode ser visto pelo apêndice A, os resultados apresentados contemplam os valores de  $N_{SPT}$  em cada camada, descrição das camadas de solo e nível do lençol freático, bem como a profundidade onde foram realizadas as provas de carga. Analisando o perfil dos solos pode-se perceber que os subsolos, onde foram realizadas as provas de carga, apresenta-se bastante homogêneo em termos de composição (exemplo: Cod. 1 e 2, 3 a 5, 12 e 13, 22, 29, Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT

31, 32, 35); também ocorrem outros perfis que apresentam uma mesma composição, mas ocorre uma diferenciação das camadas em função somente da cor (exemplo: Cod. 14 a 16, 21, 25).

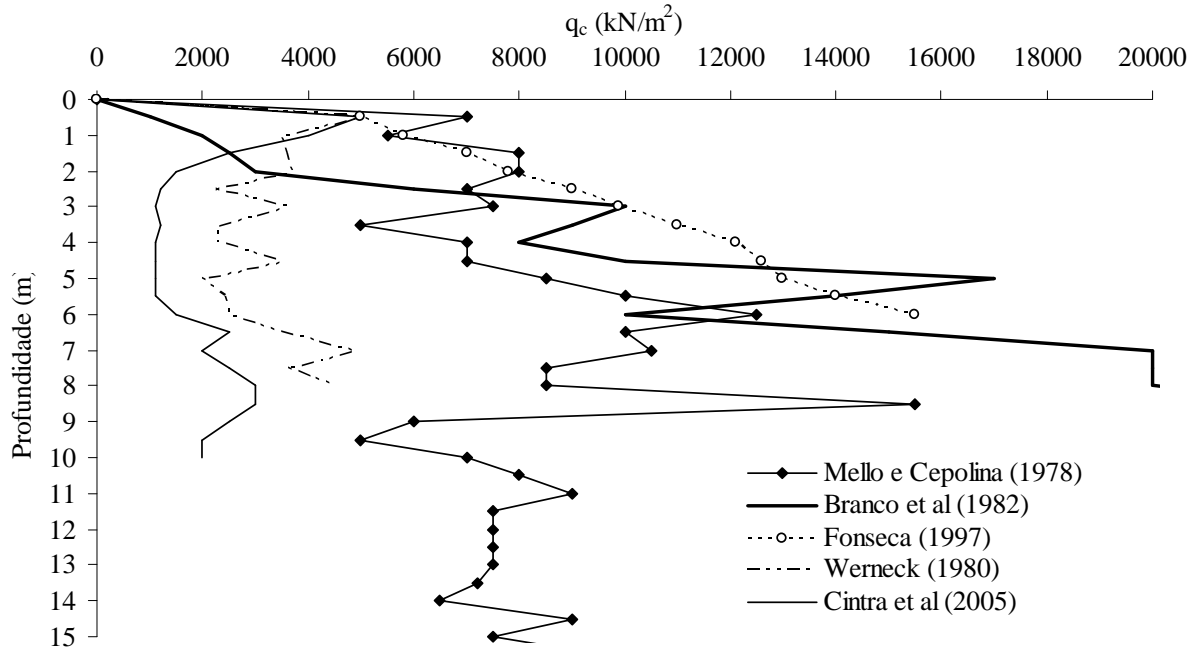


Figura 28: resultado dos ensaios de CPT para os subsolos estudados

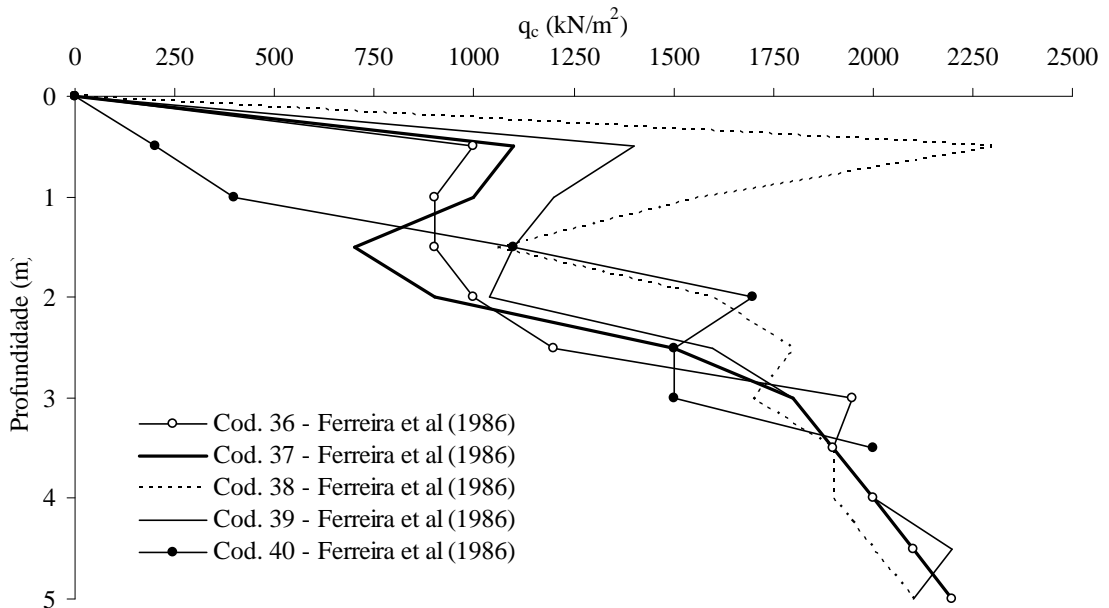


Figura 29: resultado dos ensaios de CPT para os subsolos estudados

#### 4.2.1 Determinação dos Valores de Médios de $N_{SPT}$ para Cada Um dos Solos Estudados

Já foi definido que o ensaio SPT, é um ensaio que permite a determinação da resistência dos solos por meio da contagem do número de golpes necessários para a cravação de uma ponteira padronizada. No entanto, quando se utiliza um modelo para determinação de parâmetros ou características do solo, sejam eles recalque, capacidade de carga, ângulo de atrito, coesão, etc., deve-se ter bem claro quais os valores ou intervalos de valores de  $N_{SPT}$  a serem considerados e utilizados nas equações que se está utilizando. Por exemplo, para a determinação dos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) em uma determinada profundidade do perfil, utiliza-se o valor de  $N_{SPT}$  daquela profundidade. Agora para a determinação da capacidade de carga em estacas é comum utilizar-se a média aritmética de um intervalo de valores de  $N_{SPT}$ , de modo que na determinação da resistência de ponta pode-se utilizar a média aritmética de um intervalo de valores de  $N_{SPT}$  acima e abaixo da profundidade da ponta da estaca; agora na determinação da resistência ao longo do fuste pode-se dividir o perfil em camadas e utilizar-se o valor médio dos  $N_{SPT}$  daquela camada.

Já no caso de determinação dos recalques, existem diversas definições de qual e como o intervalo de valores de  $N_{SPT}$  deve ser considerado. Alguns autores fazem a média aritmética dos valores até uma determinada profundidade abaixo da base da fundação (TERZAGHI; PECK, 1948; DE BEER; MARTINS, 1957 apud SIMONS; MENZIES, 1977; MEYERHOF, 1965; PECK; BAZARAA, 1969; SCHULTZE; SHERIF, 1973 apud MILITITSKY et al, 1982; BURLAND; BURBIDGE, 1985 apud SCHNAID, 2000; FONSECA, 2001; ANAGNOSTOPOULOS; PAPAPOPOULOS; KAVVADAS, 1991); outros somente consideram o valor de  $N_{SPT}$  na base da fundação (ALPAN, 1964 apud SIMONS, MENZIES, 1977); já outros dividem o perfil em camadas e utilizam o valor médio dos  $N_{SPT}$  por camada para a determinação do recalque parcial daquela camada e ao final fazem o somatório para obterem o recalque total (WEBB, 1969 apud OWEIS, 1979; SCHMERTMANN, 1970; 1978); também há os que fazem uma média ponderada entre os valores de  $N_{SPT}$  considerados, de modo a atribuírem pesos maiores para os valores mais próximos a base da fundação (PARRY, 1978). Quanto ao intervalo de valores de  $N_{SPT}$  a ser considerado, ou seja, até que profundidade os valores de  $N_{SPT}$  devem ser considerados no caso de sapatas, já é de consenso geral na geotecnia que este intervalo deve ser de pelo menos até uma profundidade de duas vezes a maior dimensão (2.B) da fundação considerada. Esta definição fica clara ao se



observar os diagramas de iso-tensão que representam a distribuição do bulbo de tensões descritos pela teoria da elasticidade como pode ser visto na figura 11.

Para este trabalho, primeiramente definiu-se que o intervalo do perfil de sondagens a ser considerado é de uma profundidade de duas vezes o lado/diâmetro ( $2.B$ ) abaixo da base de assentamento da fundação ou placa. Num segundo momento, a intenção deste trabalho foi o de desenvolver uma equação na qual se utilize um valor único de  $N_{SPT}$  que seja representativo deste solo. Este foi o conceito adotado pela maioria dos autores que desenvolveram modelos para previsão de recalques (como pode ser visto no parágrafo anterior). Assim adotou-se duas metodologias, sendo: a) média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  compreendidos na profundidade de  $2.B$  abaixo da base da maior fundação; b) média ponderada adotada por Parry (1978) determinada pela equação 46. A tabela 19 apresenta os valores médios determinados para os casos estudados neste trabalho pelas duas metodologias apresentadas acima.

Como indicado na tabela 19, para alguns casos não se dispunha de ensaios SPT, para estes casos os valores de  $N_{SPT}$  foram determinados a partir de resultados de ensaios de CPT, seguindo os conceitos apresentados na seção 2.3.1.3. Assim a tabela 20 apresenta a determinação dos valores de  $N_{SPT}$  a partir dos resultados dos ensaios de CPT.

Como pode ser visto na tabela 19, na média aritmética dos valores também se determinou o coeficiente de variação ( $C.V.$ ) para cada um dos solos estudados, para que se pudesse ter uma idéia da distribuição dos valores de  $N_{SPT}$  considerados em torno do valor médio obtido. Ao final da tabela calculou-se também a média aritmética dos coeficientes de variação de todos os solos, cujo valor ficou em torno de 25%. Conforme Spiegel (1978), a teoria estatística estabelece que quanto menor o valor de  $C.V.$  mais regular será a distribuição dos valores dentro da amostra considerada. Também comparando os valores obtidos pela média aritmética com os valores médios determinados pela proposta de Parry (1978), percebe-se que os valores são bastante semelhantes, de modo que o quociente entre os valores médios aritméticos e os valores médios ponderados forneceu um valor máximo de 1,27 e mínimo de 0,95.

Como já comentado na seção 2.3.1.1.1, faz-se necessário a uniformização dos valores de  $N_{SPT}$  em termos da energia de cravação. Assim considerando uma energia de cravação de 72% da energia teórica para os casos brasileiros, fez-se a correção dos valores de  $N_{SPT}$  para o padrão internacional de 60% de aproveitamento de energia teórica, por meio da equação 3. A tabela 21 apresenta os valores médios da tabela 19 corrigidos em função da energia de cravação.

Tabela 19: cálculo dos valores médios de  $N_{SPT}$  para cada um dos casos estudados

Prof. (m)	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	Média Aritmética	Parry (1978)			
Cod.	$N_{SPT}$															$N_{SPT}$	C.V.	$N_{SPT}$		
1 e 2	5			5			5			11		10		18		12		5,0	0,0%	5,0
3 a 5	23			23			41			30		38		57		54		29,3	29,1%	28,4
6 a 8*	11,5	11,5	11,5	11,5	10,3	9,73	8,83	7,92	7,9	7,9	7,9	7,9				9,7	14,2%	10,0		
9 a 11*	11,5	11,5	11,5	11,5	10,3	9,7	8,8	7,92	7,9	7,9	7,9	7,9				7,9	0,2%	7,9		
12 e 13	6	7	8	9	12	15	18	20	23	25	27	30	32			11,5	37,6%	10,0		
14 a 16	5	5	5	5	6	6	14	31	28	21	18	13	18	20		5,0	0,0%	5,0		
17	7			20			18			16		14		18		24		15,3	37,6%	14,1
18	11			17			18			22		21		38		31		14,0	30,3%	13,4
19	5	5	10	20			40									11,7	65,5%	9,2		
20	5	9	8	14	23	59	31	30	30	45	45					35,8	44,5%	34,9		
21	8	16	23	31	30	10	45	53	31							19,5	50,3%	16,6		
22	12			22			25			24		19		18		15		19,7	34,6%	17,5
23	3	5	4	5	7	7	8	10	10	13						4,3	22,5%	4,0		
24	8	12	13	14	16	14	21	22								11,8	22,4%	11,0		
25	15	16	15	17	16	18	28	23	18	17	19					15,8	6,1%	15,5		
26	9	15	15	15	17	16	19	18								13,5	22,2%	12,8		
27	4	5	5	9	11	6	15	13	12							7,5	40,0%	6,8		
28	10	14	10	7	5	10	16	12	14	21						10,3	28,0%	10,6		
29	5	7	8	11	13	12	12	13	16							7,8	32,3%	7,0		
30	3			3			3			3						3,0	0,0%	3,0		
31	1			1			1			1		2		4		1,0	0,0%	1,0		
32	8			16			10			12		12		11		13		11,3	36,7%	11,0
33 e 34	7			10			12			13		15		12		26		9,7	26,0%	8,8
35	9			9			12			12						9,0	0,0%	9,0		
36*	\	3,3	3,0	3,0	3,3	3,9	6,4	6,3	6,6	6,9	7,2					5,0	32,0%	4,6		
37*	\	3,6	3,3	2,3	3,0	4,9	5,9	6,3	6,6	6,9	7,2					4,0	36,2%	3,6		
38*	\	7,6	5,1	3,5	5,3	5,9	5,6	6,3	6,3	6,6	6,9					5,3	31,6%	5,6		
39*	\	4,6	3,9	3,6	3,4	5,3	5,9	6,3	6,6	7,2	6,9					4,1	20,4%	3,9		
40*	\	0,7	1,3	3,6	5,6	4,9	4,9	6,6	8,2							4,8	17,4%	4,6		
41 e 42	10			18			24			30		30		30		30		17,3	40,5%	15,0
43	3			2			3			3		3		4		5		3,0	18,2%	2,8

Média: **25,0%**

Observações: a) os valores indicados por \* forem obtidos a partir de valores de CPT (ver tabela 20); b) C.V. = coeficiente de variação que é o quociente entre o desvio padrão e a média do conjunto de dados; c) os valores em negrito e hachurados foram considerados para cálculo das médias

Tabela 20: cálculo dos valores de  $N_{SPT}$  a partir dos valores dos ensaios de CPT

Cód.	Prof. (m)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
6 a	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	3500	3500	3500	3500	3133	2958	2683	2408	2400	2400	2400	2400
11	$N_{SPT}$	11,5	11,5	11,5	11,5	10,3	9,7	8,8	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9
36	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1000	900	900	1000	1200	1950	1900	2000	2100	2200		
	$N_{SPT}$	3,3	3,0	3,0	3,3	3,9	6,4	6,3	6,6	6,9	7,2		
37	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1100	1000	700	900	1500	1800	1900	2000	2100	2200		
	$N_{SPT}$	3,6	3,3	2,3	3,0	4,9	5,9	6,3	6,6	6,9	7,2		
38	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	2300	1550	1050	1600	1800	1700	1900	1900	2000	2100		
	$N_{SPT}$	7,6	5,1	3,5	5,3	5,9	5,6	6,3	6,3	6,6	6,9		
39	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1400	1200	1100	1040	1600	1800	1900	2000	2200	2100		
	$N_{SPT}$	4,6	3,9	3,6	3,4	5,3	5,9	6,3	6,6	7,2	6,9		
40	$q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	200	400	1100	1700	1500	1500	2000	2500				
	$N_{SPT}$	0,7	1,3	3,6	5,6	4,9	4,9	6,6	8,2				

Observações: Neste caso para a determinação dos valores de  $N_{SPT}$  a partir dos resultados dos ensaios de CPT, utilizou-se a equação 6 ( $k = (q_c/p_a)/N_{SPT}$ ), considerando um valor de  $k = 0,3$

Tabela 21: correção e padronização dos valores médio de  $N_{SPT}$ , para os solos estudados

Cod.	$N_{SPT}$		$N_{SPT,60}$ (corrigido)		Cod.	$N_{SPT}$		$N_{SPT,60}$ (corrigido)	
	Aritmética	Parry (1978)	Aritmética	Parry (1978)		Aritmética	Parry (1978)	Aritmética	Parry (1978)
1 e 2	5,0	5,0	6,0	6,0	27	7,5	6,8	9,0	8,1
3 a 5	29,3	28,4	35,1	34,1	28	10,3	10,6	12,3	12,8
6 a 8	9,7	10,0	11,6	12,1	29	7,8	7,0	9,3	8,4
9 a 11	7,9	7,9	9,5	9,5	30	3,0	3,0	3,6	3,6
12 e 13	11,5	10,0	11,5	10,0	31	1,0	1,0	1,2	1,2
14 a 16	5,0	5,0	6,0	6,0	32	11,3	11,0	13,6	13,2
17	15,3	14,1	18,3	17,0	33 e 34	9,7	8,8	11,6	10,6
18	14,0	13,4	16,8	16,1	35	9,0	9,0	10,8	10,8
19	11,7	9,2	14,0	11,0	36	5,0	4,6	6,0	5,5
20	35,8	34,9	42,9	41,9	37	4,0	3,6	4,8	4,3
21	19,5	16,6	23,4	20,0	38	5,3	5,6	6,4	6,8
22	19,7	17,5	23,6	21,0	39	4,1	3,9	4,9	4,7
23	4,3	4,0	5,1	4,8	40	4,8	4,6	5,7	5,5
24	11,8	11,0	14,1	13,2	41 e 42	17,3	15,0	20,8	18,0
25	15,8	15,5	18,9	18,6	43	3,0	2,8	3,6	3,3
26	13,5	12,8	16,2	15,3					

### 4.3 MODELOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS

Um dos enfoques deste trabalho foi o de desenvolver um modelo para previsão de recalques que fosse de fácil e simples utilização, de modo a englobar os principais parâmetros responsáveis pelos recalques. Deste modo, optou-se em determinar uma expressão matemática de aplicação direta, ou seja, conhecendo e substituindo os principais parâmetros responsáveis pelo recalque na equação determinada pode-se determinar o recalque daquela fundação. Analiticamente, o recalque pode ser expresso de seguinte forma:  $\rho = f(a_\rho, b_\rho, c_\rho, \dots)$ , sendo o recalque ( $\rho$ ) a variável dependente de invariáveis ( $a_\rho, b_\rho, c_\rho, \dots$ ), que são os parâmetros responsáveis pelo recalques. De uma forma genérica, a expressão matemática a que se pretende chegar pode ser expressa da seguinte forma:  $\rho = \Omega \cdot a_\rho^\alpha \cdot b_\rho^\beta \cdot c_\rho^\chi \cdot \dots$ , sendo que  $\Omega, \alpha, \beta, \chi, \dots$  são constantes a serem determinadas. Em relação ao número de invariáveis, cabe definir um número limitado delas, de modo a contemplar as principais.

Na seção 2.6.1 apresentou-se uma série de modelos para previsão de recalques baseados em ensaios de campo. Como pode ser visto naquela seção, os modelos são da mais variada complexidade, bem como os autores consideram os mais variados parâmetros (variáveis) que influenciam nos recalques. A tabela 22 apresenta de forma resumida, as principais variáveis necessárias para a previsão dos recalques para cada modelo estudado.

Como pode ser visto na tabela 22, tem-se que os recalques são fundamentalmente influenciados por três variáveis: resultados dos ensaios de campo ( $N_{SPT}$  e/ou  $q_c$ ), lado/diâmetro da fundação ( $B$ ) e tensão aplicada na fundação ( $q$ ). Também são considerados importantes, por alguns autores, a profundidade de embutimento ( $z$ ), o embutimento relativo ( $z/B$ ), nível do lençol freático ( $NA$ ), tensão vertical efetiva do solo ( $\sigma'_v$ ), coeficiente de empuxo ao repouso ( $k_o$ ) e um fator de forma ( $L/B$ ), no caso de fundações retangulares.

Para esta pesquisa foram considerados os resultados dos ensaios SPT ( $N_{SPT}$ ), de modo que para os casos onde somente foram realizados ensaios de CPT, os mesmos eram convertidos para  $N_{SPT}$ ; lado/diâmetro da fundação ( $B$ ), uma vez que para todos os casos somente as fundações ou placas possuíam forma, em planta, quadrada ou circular; e tensão aplicada na fundação ( $q$ ), considerada distribuída de forma uniforme em toda a base da fundação ou placa. Os demais parâmetros não foram considerados para o desenvolvimento do modelo de previsão de recalques. Deste modo, a expressão matemática que define os recalques em solos

residuais, pode ser expressa pela equação genérica 68. De modo que os parâmetros  $\Omega$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\chi$  foram determinadas neste trabalho.

Tabela 22: parâmetros considerados pelos autores responsáveis pelos recalques

<i>Autores dos Modelos</i>	<b>Parâmetros considerados</b>									
	<i>B</i>	<i>q</i>	<i>N<sub>SPT</sub></i>	<i>q<sub>c</sub></i>	<i>Z</i>	<i>NA</i>	<i>σ'<sub>v</sub></i>	<i>Z/B</i>	<i>L/B</i>	<i>k<sub>o</sub></i>
Teoria da Elasticidade	X	X	X	X	X			X	X	
Terzaghi e Peck (1948)	X	X	X			X				
De Beer e Martins (1957)		X		X	X		X			
Alpan (1964)	X	X	X				X		X	
Meyerhof (1965)	X	X	X	X						
Peck e Bazaraa (1969)	X	X	X			X	X			
Weeb (1969)		X	X		X					
Schmertmann (1970)	X	X	X	X	X		X	X		
Schultze & Sherif (1973)	X	X	X		X			X	X	
Burland, Broms e de Mello (1977)	X	X	X							
Schmertmann, Hartmann e Brown (1978)	X	X	X	X	X		X	X		
Parry (1978)	X	X	X							
Oweis (1979)	X	X	X		X	X	X	X		X
Burland e Burbidge (1985)	X	X	X							
Ghionna, Manassero e Peisino (1991)	X	X			X		X			X
Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvas (1991)	X	X	X							
Shahin, Maier e Jaksa (2003)	X	X	X							

$$\rho = \Omega \cdot B^\alpha \cdot q^\beta \cdot N_{SPT}^\chi \quad (\text{equação 68})$$

#### 4.3.1 Análise da Influência da Dimensão no Recalque de Sapatas

Analisando o modelo para previsão dos recalques em areias desenvolvido por Terzaghi e Peck (1967), pode-se perceber que os autores consideram que numa fundação com dimensão até 1,2 m não há relação entre o recalque e o lado/diâmetro da fundação em questão (ver figura 16). No entanto, quando a fundação apresenta uma dimensão maior que 1,2 m a relação passa a ser exponencial, como pode ser visto figura 16. Outros autores como Alpan (1964), Meyerhof (1965), Peck e Bazaraa (1969), que apesar de sugerirem modificações no modelo

original de Terzaghi e Peck, em nada alteraram as relações entre recalque e dimensão da fundação propostas originalmente. Já Bjerrum e Eggestad (1963, apud Parry, 1978; Lambe e Whitman, 1979), apresentaram que a relação de recalques e das dimensões das fundações para um solo homogêneo e submetido a uma mesma tensão não pode ser expresso por uma única curva, como sugere Terzaghi e Peck (ver figura 30).

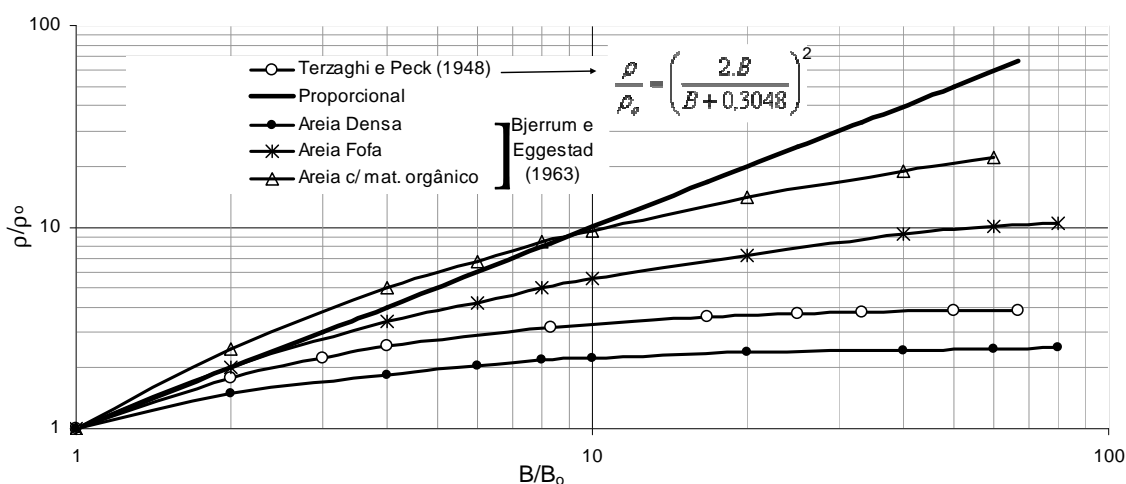


Figura 30: relações de recalques e dimensões das fundações proposta por Terzaghi e Peck (1948) e observada por Bjerrum e Eggestad (1963, apud Parry, 1978; Lambe e Whitman, 1979) para diferentes compacidades e composições das areias

Agora analisando os demais modelos propostos na seção 2.6.1, pode-se perceber que alguns autores consideram uma relação linear entre o recalque e a dimensão da fundação (exemplo: teoria da elasticidade; Parry, 1978) e outros obtiveram uma relação não linear (exemplo: Shultze e Sherif, 1973; Burland, Broms e de Mello, 1977; Burland e Burbidge, 1985).

Desta forma, a exemplo de Lambe e Whitman (1979), utilizou-se do artifício da normalização para verificar a relação entre os recalques e as dimensões da fundação. Lambe e Whitman (1979), para apresentarem as relações e diferenças entre os diferentes estados de tensões em areias e argilas normalizaram diferentes curvas de tensão-deformação de amostras de um mesmo solo submetidas a diferentes tensões de confinamento. Para tanto, os autores dividiram a tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) pela tensão confinante ( $\sigma_3$ ). E através do conjunto de curvas puderam chegar a algumas conclusões clássicas e muitas discutidas na geotecnia, como de que: o comportamento entre areias fofas e argilas normalmente adensadas é idêntico, assim como o comportamento de areias compactadas e argilas pré-adensadas; areias fofas e argilas

normalmente adensadas apresentam uma tensão de ruptura proporcional a tensão confinante, etc. A figura 31 apresenta um exemplo hipotético das relações apresentadas pelos autores.

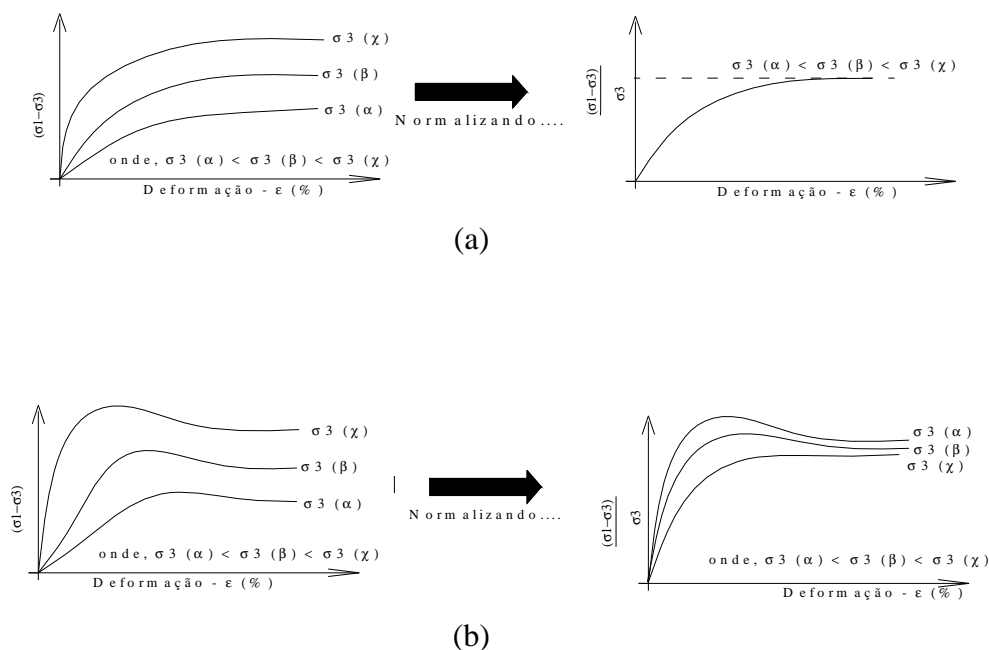


Figura 31: (a) exemplo de normalização hipotética do comportamento de areias fofas e argilas normalmente adensadas (a resistência é proporcional a tensão confinante); e (b) exemplo de normalização hipotética do comportamento de areias densas e argilas pré-adensadas (a resistência aumenta com a tensão confinante, mas não de modo proporcional)

Partindo deste princípio normalizou-se as curvas de tensão-recalque estudadas neste trabalho, de modo que o recalque fosse dividido por alguma relação que envolvesse o diâmetro/lado. Para tanto, nas curvas de tensão-recalque, dividiu-se o recalque pelo lado/diâmetro ( $B$ ), área (se quadrada =  $B^2$  e se circular =  $\pi.(B/2)^2$ ),  $\sqrt{B}$ , etc., até que fosse possível se obter alguma sobreposição das curvas, como ocorre nas areias fofas e argilas normalizadas estudadas por Lambe e Whitman (1979) [ver figura 31 (a)]. Esta normalização foi feita em cada um dos solos estudados, sobre o qual foram realizadas provas de carga com diferentes dimensões. A figura 32 apresenta um exemplo das tentativas de normalização realizadas nas curvas dos ensaios realizados por Cudmani (1994). Como pode ser visto pela figura 32, a normalização que apresentou sobreposição das curvas de tensão-recalque foi o recalque relativo no qual se dividiu o recalque pelo diâmetro da fundação. As figuras 33 a 39, apresentam os demais

resultados da normalização das curvas de tensão-recalque, mas somente levando em consideração o recalque dividido pelos diâmetros/lado das placas ou sapatas.

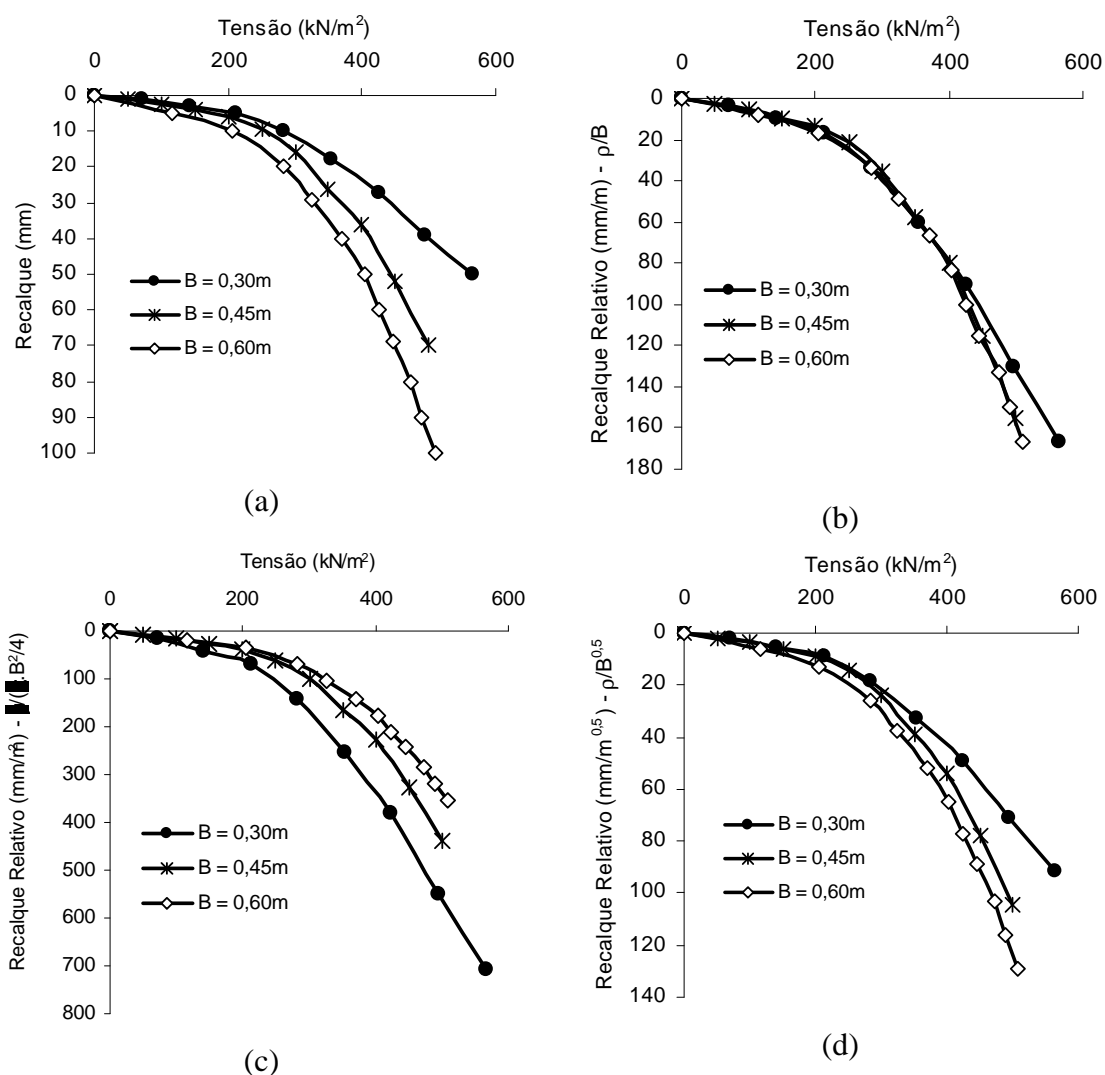


Figura 32: (a) resultados das provas de carga realizadas por Cudmani (1994) para três diferentes diâmetros; e normalização das curvas dividindo-se o recalques: pelos respectivos diâmetros ( $B$ ) (b); pelas respectivas áreas ( $\pi \cdot B^2/4$ ) (c); e raiz quadrada do diâmetro ( $\sqrt{B}$ ) (d)



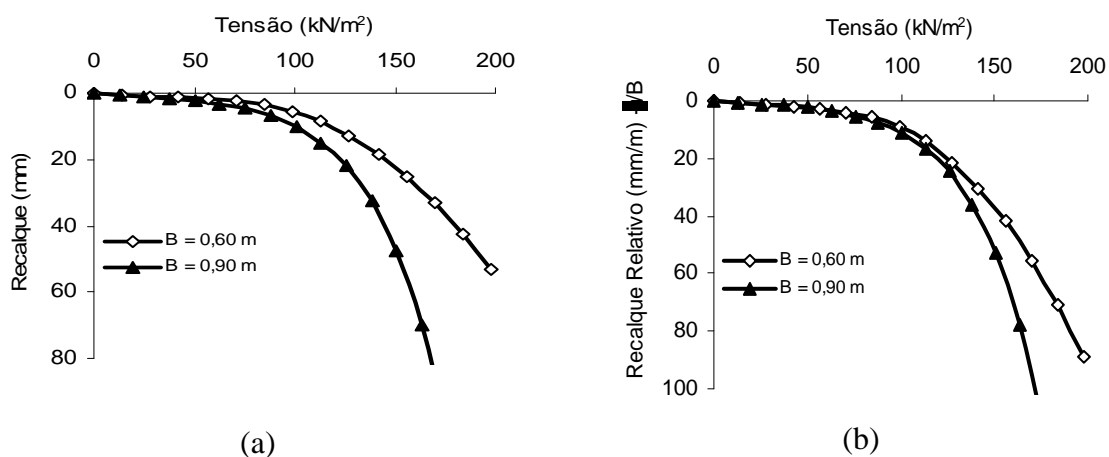


Figura 33: (a) resultado das provas de carga realizadas por Dalla Rosa e Thomé (2004); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

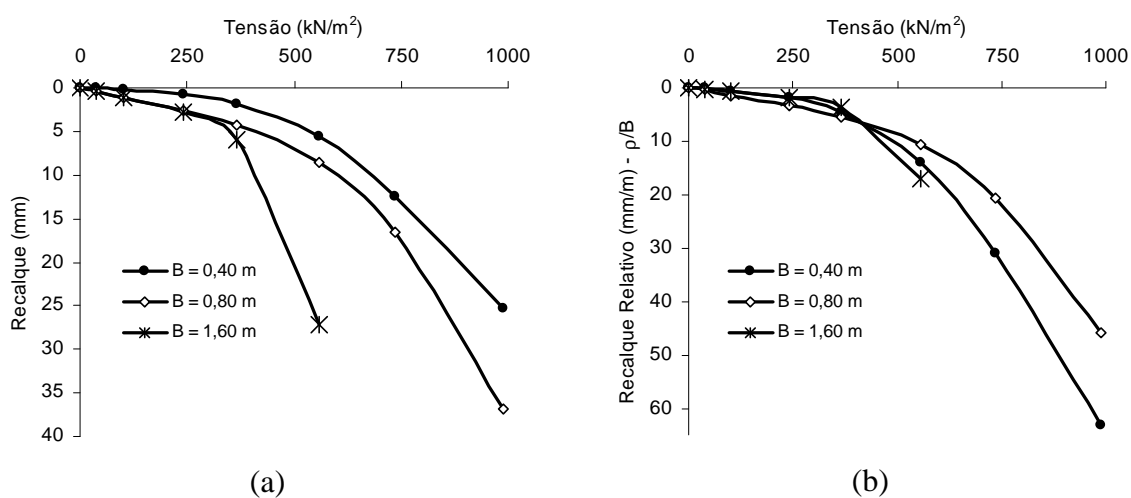


Figura 34: (a) resultado das provas de carga realizadas por Campos (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

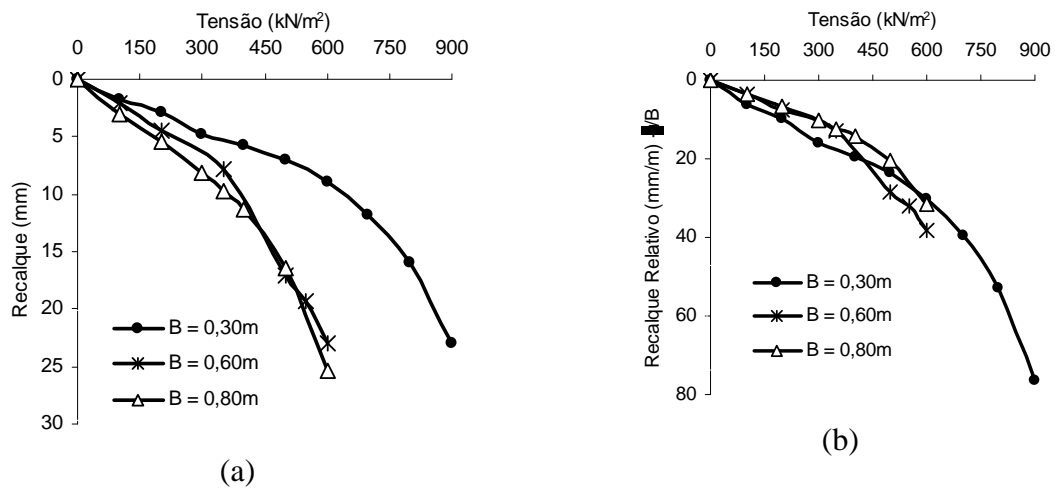


Figura 35: (a) resultado das provas de carga a uma profundidade de 2,0 m realizadas por Jardim (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

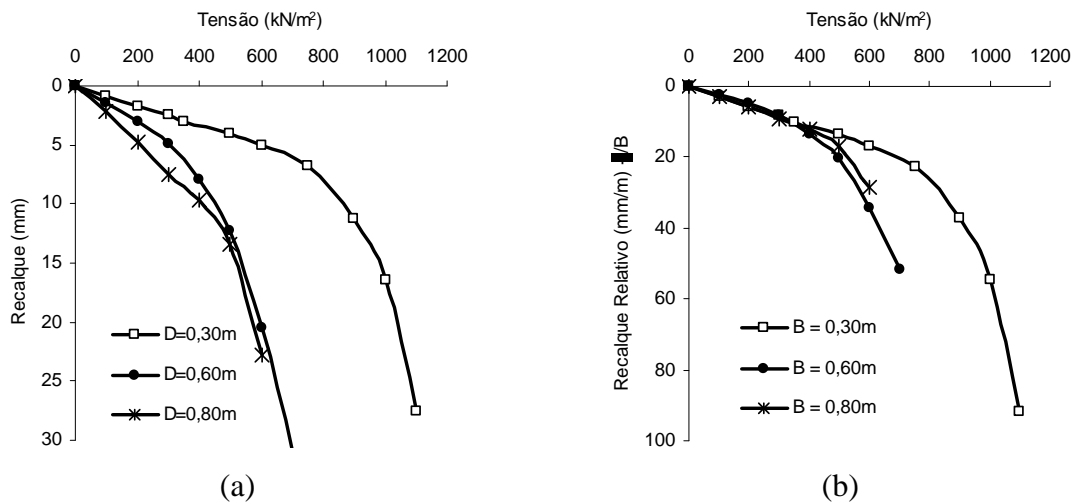


Figura 36: (a) resultado das provas de carga a uma profundidade de 4,0 m realizadas por Jardim (1980); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

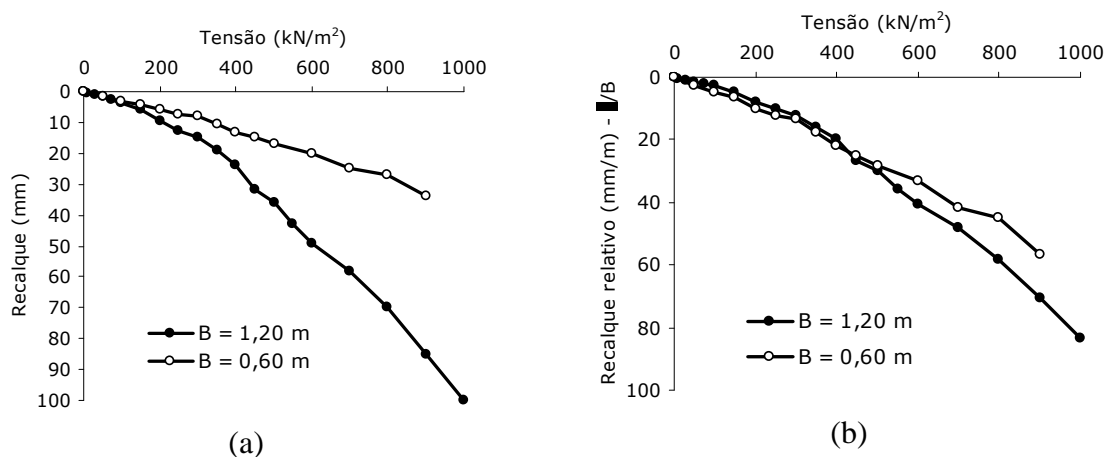


Figura 37: (a) resultado das provas de carga realizadas por Fonseca (2001); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

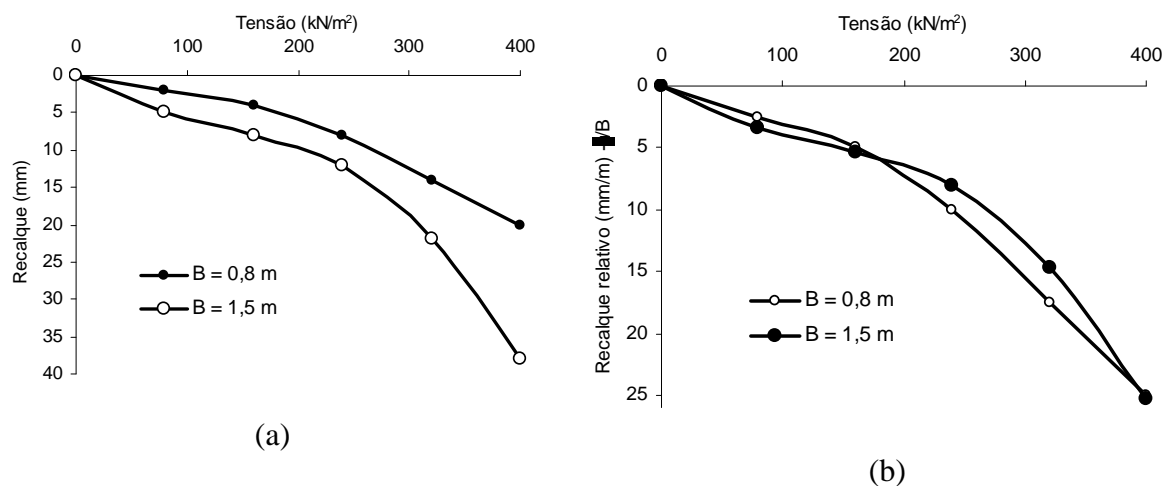


Figura 38: (a) resultado das provas de carga realizadas por Branco, de Mello e Bianchini (1982); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

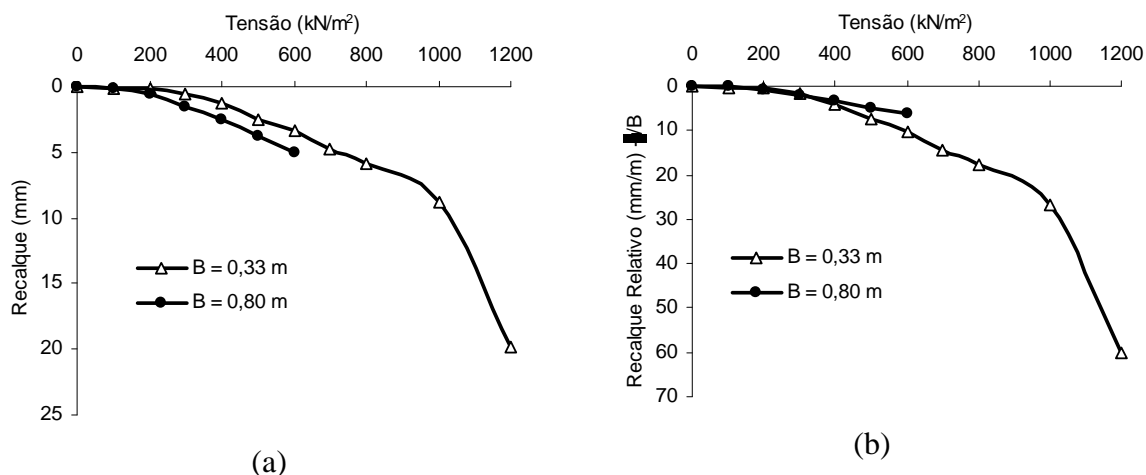


Figura 39: (a) resultado das provas de carga realizadas por Branco, de Mello e Bianchini (1982); e (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro

A exemplo do que pode ser visto na figura 32 (b), onde ocorreu a sobreposição das curvas, obtida pela divisão do recalque pelos diâmetros/lados das placas ou sapatas, o mesmo ocorre nas demais solos estudados neste trabalho. O critério de normalização no qual utilizou-se a divisão dos recalques pelos diâmetros/lados das fundações foi o único que apresentou sobreposição em todos os casos. Apesar da sobreposição não ser total entre as curvas, a mesma acontece pelo menos até a tensão admissível dos solos.

De uma maneira geral mostrou-se que os recalques são proporcionais aos diâmetros das fundações para os sete solos residuais nos quais foi possível normalizar as curvas de tensão-recalque. Para os demais solos estudados não foi possível se fazer esta observação, pois somente foi possível obter uma ou mais de uma curva de tensão-recalque para um mesmo lado/diâmetro. No entanto, generalizando, pode-se concluir que os recalque são proporcionais as dimensões das fundações assentes em solos residuais. Assim fica definido que o valor da constante  $\alpha$  da equação 68 igual a **1,0**.

#### 4.3.2 Análise da Influência da Tensão no Recalque de Sapatas

Já é sabido que o acréscimo de tensão produz como consequência aumento nos recalques. A própria maneira de se realizar provas de carga e apresentação dos resultados leva a esta conclusão. Como o nome já sugere, provas de carga, consistem em aplicar sucessivas e crescentes cargas sobre uma fundação e observar os incrementos de recalque. O

comportamento das fundações pode assim ser analisado por meio de curvas de tensão-recalque. A seção 2.4 apresenta maiores detalhes sobre a execução de provas de carga.

Como pode ser visto na figura 9 (seção 2.5.1) e figura 10 (seção 2.5.2), as curvas de tensão-recalque podem apresentar diversos comportamentos. Independente disso, como já salientado na seção 2.5.2, as curvas de tensão-recalque apresentam geralmente um trecho inicial linear e outro trecho, após o ponto da plastificação, que pode apresentar diversas formas que são função da compacidade do solo, embutimento e forma da fundação.

Analisando os diversos modelos de previsão de recalques apresentados na seção 2.6.1, pode-se perceber que dos 17 modelos apresentados, somente 4 não consideram que os recalques sejam proporcionais a tensão. Apesar de poder-se aproximar as curvas de tensão-recalque por uma reta, é necessário saber até que tensão é possível se estabelecer esta linearidade. Terzaghi e Peck (1967), por exemplo, limitam os recalques admissíveis até um valor de 25 mm, de modo que o modelo proposto pode ser considerado linear até a tensão que provoque este recalque.

Desta forma, considerando que os recalques sejam proporcionais as tensões, aplicadas para uma mesma fundação, tem-se que o valor da constante  $\beta$  da equação 68 fica definido como sendo **1,0**.

### 4.3.3 Análise da Influência do Resultado do Ensaio de SPT no Recalque de Sapatas

Já é sabido que os resultados de ensaio SPT fornecem como resultado uma medida de resistência dos solos. Desta forma, quanto mais resistente for o solo, maiores serão os valores de  $N_{SPT}$  e conseqüentemente menores serão os recalques. Agora, se é possível ajustar os primeiros pares de pontos  $(q, \rho)$  do resultado de uma prova de carga a uma reta, então quanto maiores forem os valores de  $N_{SPT}$  de um solo, menor será o valor do coeficiente angular da reta ajustada.

Partindo-se da idéia acima apresentada, verificou-se a possibilidade de determinação de um trecho inicial linear para em cada caso estudado neste trabalho. No entanto, esta análise foi feita em termos das curvas de tensão-recalque relativo, considerando a normalização das curvas dividindo-se os recalques pelos lados/diâmetros das fundações ou placas consideradas..

Uma vez grafados os pares de pontos  $q-\rho/B$  de cada um dos casos estudados procedeu-se o ajustamento das retas, utilizando os conceitos estatísticos apresentados na seção 2.7. Como pode ser visto na figura 40, o ajuste linear era feito por tentativas. Em cada tentativa era determinada a equação linear por mínimos quadrados, bem como o valor do coeficiente de correlação ( $r$ ). Num primeiro momento (tentativa 1), utilizava-se todos os pontos. Em seguida, eliminava-se alguns pontos (sempre os mais a direita, ou seja, os de maiores valores de  $q$  e  $\rho/B$ ) e procedia-se novo ajuste. Assim procedia-se (tentativa 2, 3, ...) até obter-se um ajuste ideal, ou seja, coeficiente de correção muito próximo de 1 (ou seja, maior que 0,9); quanto não se conseguia obter um coeficiente de correlação considerado maior que 0,9, fazia-se o ajuste até que restassem pelo menos quatro pontos iniciais para serem ajustados, de modo a escolher o ajuste que apresentasse o maior valor de coeficiente de correção ( $r$ ). A tabela 23 apresenta os valores de coeficiente angular ( $a_n$ ) das retas que apresentaram melhor ajuste para cada um dos casos estudados. Analisando a tabela 23, percebe-se que os ajustes foram bastante satisfatórios, ficando todos os valores de coeficiente de correção próximos de 1,00, sendo que o menor valor registrado foi de 0,8588 e o valor médio de 0,9632. O apêndice B apresenta mais detalhes sobre os ajustes realizados.

Tendo os valores do coeficiente angular ( $a_n$ ) e os valores médios dos ensaios SPT ( $N_{SPT}$ ), partiu-se para a correlação destes valores. Os pares ordenados foram grafados e em seguida, da mesma forma como foi feito no ajuste das retas, procedeu-se o ajustamento por meio de mínimos quadrados para se obter uma curva de ajuste aos pontos. Fez-se quatro correlações, sendo considerados os valores de  $N_{SPT}$  médios obtidos por média aritmética e pela metodologia de Parry (1978), corrigidos e não corrigidos em termos da energia de cravação do amostrador. As figuras 41 a 44 apresentam as correlações feitas, bem como o resultado do ajuste por mínimos quadrados.

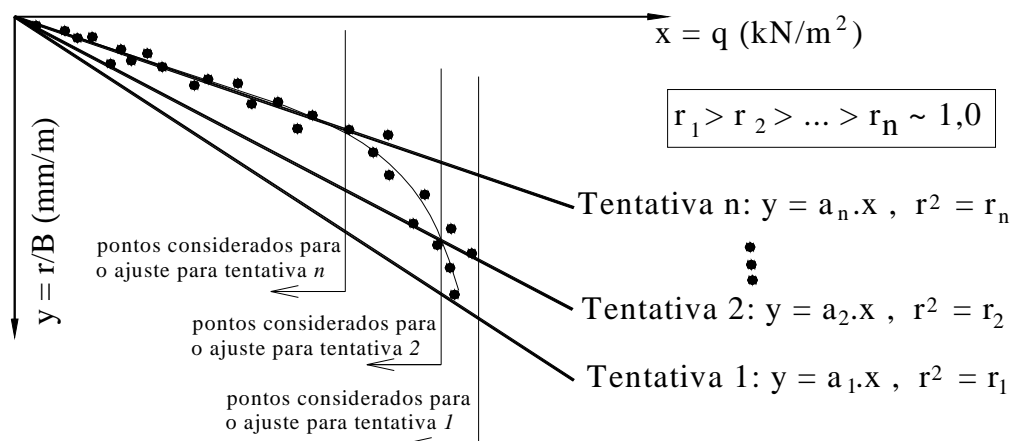


Figura 40: representação gráfica dos ajustes lineares realizadas em cada um dos casos estudados

Tabela 23: coeficiente angular obtidos no ajuste das retas para os casos de provas de carga estudados

Cod.	$N_{SPT}$ (sem correção de $\epsilon$ )		$N_{SPT,60}$ (correção de $\epsilon$ )		Dados do ajuste linear		
	Aritmética	Parry (1978)	Aritmética	Parry (1978)	$a_n$	$r^2$	$r$
1 e 2	5,0	5,0	6,0	6,0	<b>0,0586</b>	0,9418	0,9705
3 a 5	29,3	28,4	35,1	34,1	<b>0,0114</b>	0,9042	0,9509
6 a 8	9,7	10,0	11,6	12,1	<b>0,0388</b>	0,9117	0,9548
9 a 11	7,9	7,9	9,5	9,5	<b>0,0285</b>	0,9891	0,9945
12 e 13	11,5	10,0	11,5	10,0	<b>0,0322</b>	0,9403	0,9697
14 a 16	5,0	5,0	6,0	6,0	<b>0,0650</b>	0,9783	0,9891
17	15,3	14,1	18,3	17,0	<b>0,0139</b>	0,9099	0,9539
18	14,0	13,4	16,8	16,1	<b>0,0240</b>	0,9976	0,9988
19	11,7	9,2	14,0	11,0	<b>0,0214</b>	0,9754	0,9876
20	35,8	34,9	42,9	41,9	<b>0,0102</b>	0,9497	0,9745
21	19,5	16,6	23,4	20,0	<b>0,0219</b>	0,9359	0,9674
22	19,7	17,5	23,6	21,0	<b>0,0152</b>	0,9789	0,9894
23	4,3	4,0	5,1	4,8	<b>0,1116</b>	0,9930	0,9965
24	11,8	11,0	14,1	13,2	<b>0,0320</b>	0,9960	0,9980
25	15,8	15,5	18,9	18,6	<b>0,0210</b>	0,9946	0,9973
26	13,5	12,8	16,2	15,3	<b>0,0175</b>	0,9959	0,9979
27	7,5	6,8	9,0	8,1	<b>0,0267</b>	0,9974	0,9987
28	10,3	10,6	12,3	12,8	<b>0,0210</b>	0,9934	0,9967
29	7,8	7,0	9,3	8,4	<b>0,0352</b>	0,9934	0,9967
30	3,0	3,0	3,6	3,6	<b>0,0802</b>	0,9905	0,9952
31	1,0	1,0	1,2	1,2	<b>0,1911</b>	0,8049	0,8972
32	11,3	11,0	13,6	13,2	<b>0,0373</b>	0,9962	0,9981
33 e 34	9,7	8,8	11,6	10,6	<b>0,0359</b>	0,9505	0,9749
35	9,0	9,0	10,8	10,8	<b>0,0393</b>	0,9894	0,9947

Cod.	$N_{SPT}$ (sem correção de $\epsilon$ )		$N_{SPT,60}$ (correção de $\epsilon$ )		Dados do ajuste linear		
	Aritmética	Parry (1978)	Aritmética	Parry (1978)	$a_n$	$r^2$	$r$
36	5,0	4,6	6,0	5,5	<b>0,0564</b>	0,7705	0,8778
37	4,0	3,6	4,8	4,3	<b>0,0942</b>	0,7375	0,8588
38	5,3	5,6	6,4	6,8	<b>0,0461</b>	0,8385	0,9157
39	4,1	3,9	4,9	4,7	<b>0,099</b>	0,8623	0,9286
40	4,8	4,6	5,7	5,5	<b>0,077</b>	0,8818	0,9390
41 e 42	17,3	15,0	20,8	18,0	<b>0,0150</b>	0,7474	0,8645
43	3,0	2,8	3,6	3,3	<b>0,0891</b>	0,8701	0,9328

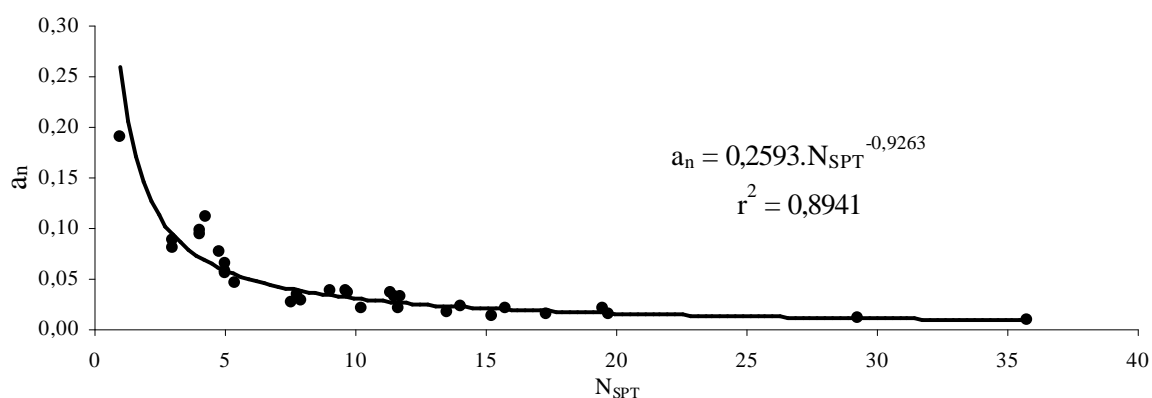


Figura 41: ajuste entre  $a_n$  e  $N_{SPT}$  médio (pela média aritmética e sem correção da energia de cravação)

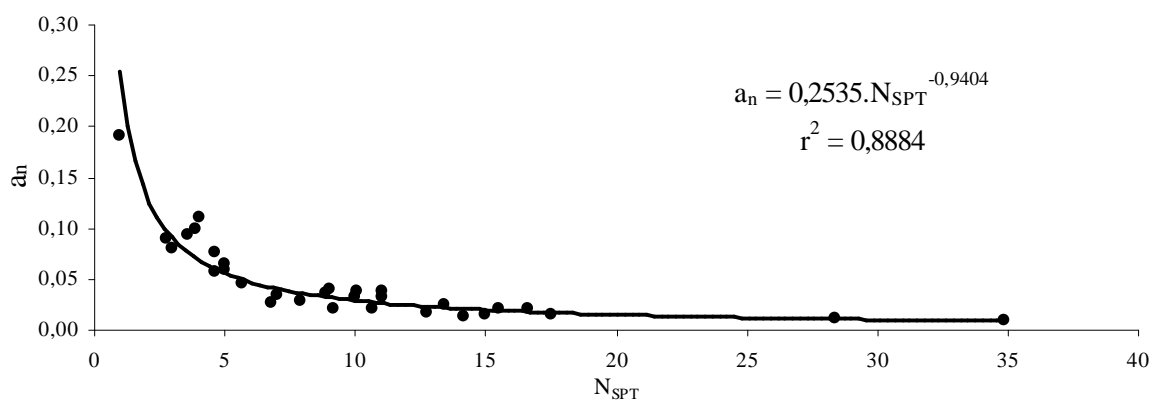


Figura 42: ajuste entre  $a_n$  e  $N_{SPT}$  (pelo modelo de Parry, 1978 e sem correção da energia de cravação)



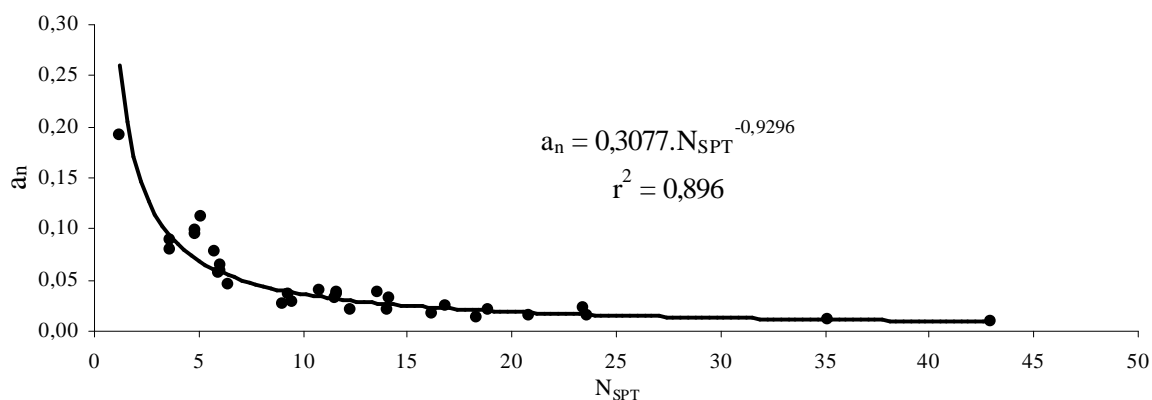


Figura 43: ajuste entre  $a_n$  e  $N_{SPT}$  (pela média aritmética e com correção da energia de cravação para 60%)

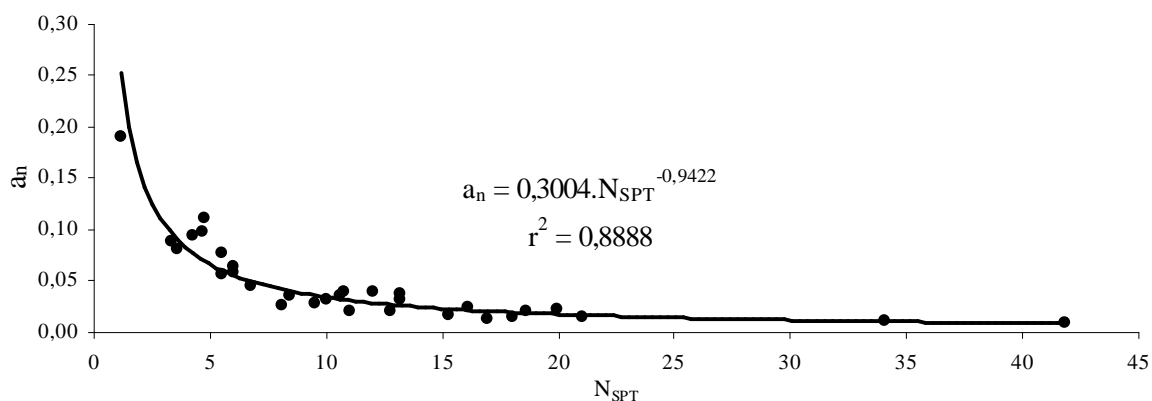


Figura 44: ajuste entre  $a_n$  e  $N_{SPT}$  (pelo modelo de Parry, 1978 e com correção da energia de cravação para 60%)

Como pode ser visto pelo apêndice B, a equação de ajuste dos trechos lineares pode ser expressa pela expressão  $\rho/B = a_n \cdot q$ . Agora analisando as equações ajustadas obtidas nas figuras 41 a 44, percebe-se que as mesmas são parte da equação 68, podendo ser expressas pela equação  $a_n = \Omega.N_{SPT}^{\chi}$ , de modo que as constantes  $\Omega$  e  $\chi$  eram as constantes que faltavam ser determinadas para se definir a equação de recalque. A tabela 24 apresenta um resumo dos ajustes realizados nas figuras 41 a 44.

Analisando as figuras 41 a 44 e a tabela 24, percebe-se que os ajustes realizados resultaram em coeficientes de correlação com valores acima de 0,94, muito próximo ao valor de 1, o que mostra que o ajuste realizado foi excelente. Como pode ser visto pela tabela 24, os valores das constantes  $\Omega$  e  $\chi$ , considerando os valores médios obtidos por média aritmética e pelo média Cesar Alberto Ruver (cesar@ufrgs.br) – Dissertação de Mestrado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005

ponderada considerada por Parry (1978) resultaram em valores bastante próximos. No entanto observando os coeficientes de correlação, percebe-se que o ajuste foi melhor considerando-se os valores médios de  $N_{SPT}$  pela média aritmética em relação aos valores médios obtidos pelo modelo de Parry (1978).

Tabela 24: resumo dos parâmetros obtidos pelo ajuste entre  $a_n$  e  $\bar{N}_{SPT}$

	$N_{SPT}$	$\Omega$	$\chi$	$r^2$	$r$
Sem correção da energia de cravação	Média Aritmética	0,2593	- 0,9263	0,8941	- 0,945
	Modelo de Parry (1978)	0,2535	- 0,9404	0,8884	- 0,942
Com correção da energia de cravação	Média Aritmética	0,3077	- 0,9296	0,8960	- 0,946
	Modelo de Parry (1978)	0,3004	- 0,9422	0,8888	- 0,942

#### 4.3.4 Equação Final para Determinação de Recalque de Sapatas Assentes em Solos Residuais e Intervalo de Confiança

Nas seções 4.3.1 a 4.3.3 mostrou-se a influência de cada um dos três parâmetros ( $B$ ,  $q$ ,  $N_{SPT}$ ) de maior importância na determinação dos recalques, bem como se determinou as constantes da equação 68. Desta forma, substituindo as constantes encontradas ( $\alpha = 1,0$ ;  $\beta = 1,0$ ;  $\Omega = -0,9296$ ;  $\chi = 0,3077$ ), a equação final para a determinação dos recalques em solos residuais pode ser expressa pela equação 69. Nessa equação, as constantes  $\Omega$  e  $\chi$  consideradas são referentes a média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  (por ser de mais simples determinação do que a média ponderada estabelecida por Parry (1978)) e com correção da energia de cravação para 60%, ou seja, referentes aos dados amostrais plotados na figura 43. Lembrando que as unidades de medida são:  $\rho$  em mm;  $B$  em m;  $q$  em kN/m<sup>2</sup>; e  $N_{SPT,60}$  corresponde a média aritmética dos números de golpes do ensaio SPT a uma profundidade de  $2.B$  abaixo da cota de assentamento da fundação, bem como seu valor corrigido para uma aproveitamento de energia de 60%.

$$\rho = \frac{0,308 \cdot q \cdot B}{N_{SPT,60}^{0,93}} \quad (\text{equação 69})$$

A equação 69 também pode ser normalizada e adimensionalizada, desde que se considere um recalque relativo ( $\rho/B$ ) adimensional e se adimensionalize a tensão, por exemplo pela pressão atmosférica. Assim a equação 69 toma a forma da equação 70.

---

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT

$$\frac{\rho}{B} = \frac{3,07 \times 10^{-6} \cdot q}{N_{SPT,60}^{0,93} \cdot P_a} \quad (\text{equação 70})$$

Uma preocupação que se deve ter é quanto a confiabilidade do valor de recalque obtido pela equação 69. Assim para esta equação, definiu-se um intervalo de variação (intervalo de confiança), de modo que além do valor provável de recalque (equação 69), é possível se determinar um valor provável máximo e mínimo. A partir dos valores grafados na figura 43, definiu-se limites superior e inferior. Os limites foram definidos com base nos conceitos estatísticos apresentados na seção 2.7.6. Como os conceitos apresentados na seção 2.7.6 são para uma regressão linear e a curva da figura 43 é uma função exponencial, fez-se a linearização desta curva aplicando a função logarítmica nos dados amostrais de  $a_n$  e  $N_{SPT,60}$ . As figuras 45 e 46 apresentam os limites inferior e superior, sendo que foi considerado um nível de confiança de 99,8%.

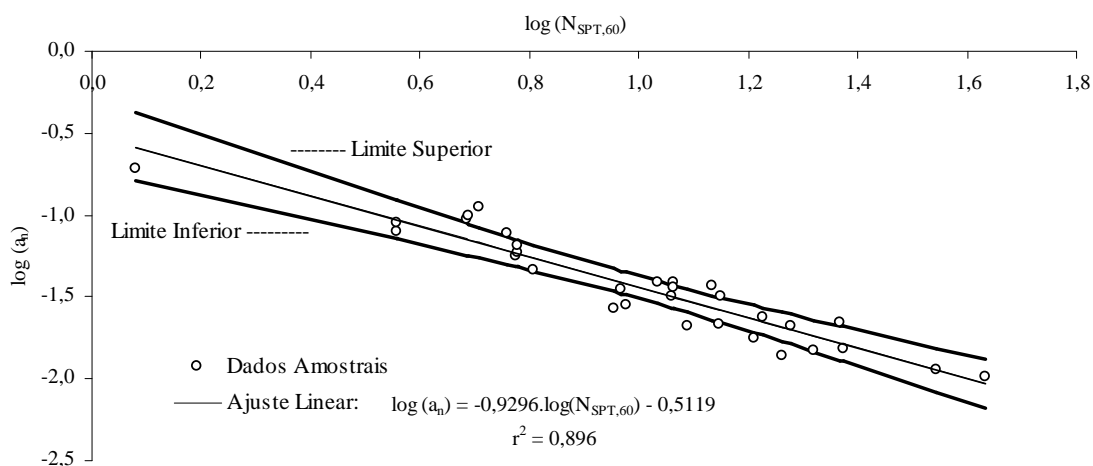


Figura 45: limite superior e inferior para os pontos de  $a_n - N_{SPT}$  (pela média aritmética e com correção da energia de cravação para 60%)

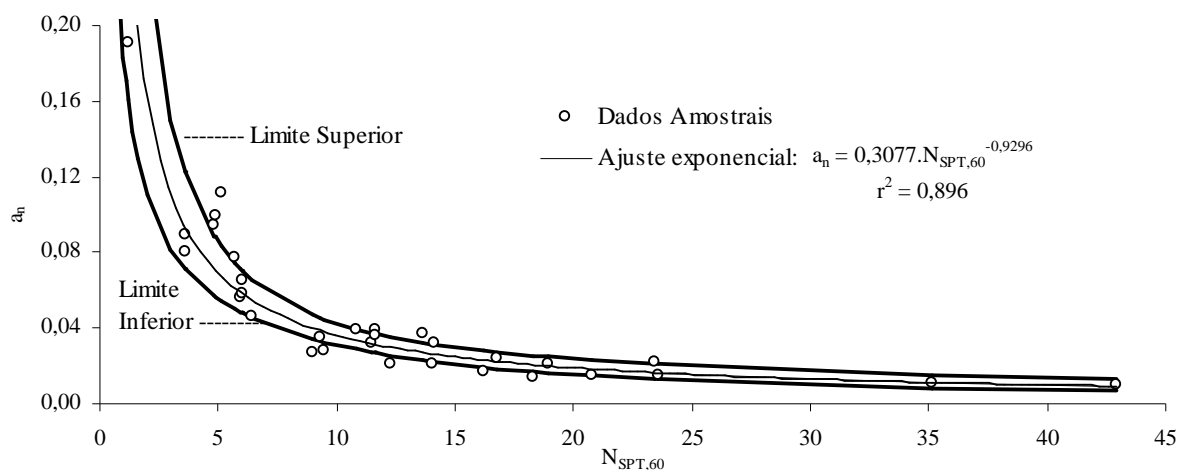


Figura 46: limite superior e inferior para os pontos de  $a_n - N_{SPT}$  (pela média aritmética e com correção da energia de cravação para 60%)

A figura 45 apresenta a equação linear obtida por mínimos quadrados e o intervalo de confiança definido conforme a equação 60. Já para se chegar ao formato da figura 45, as equações que definem o ajuste linear e o intervalo de confiança foram elevadas a potência de base 10. De modo que a equação 60 passou a ter as forma das equações 71 e 72.

$$y = a.x^b . 10^e \quad (\text{limite inferior}) \quad (\text{equação 71})$$

$$y = \frac{a.x^b}{10^e} \quad (\text{limite superior}) \quad (\text{equação 72})$$

Agora, da mesma forma como foi definida a equação 69, definiu-se as equações para a determinação do intervalo de variação dos recalques. Assim a partir da figura 46 e das equações 71 e 72, determinou-se as equações 73 e 74, que representam respectivamente os valores prováveis máximos e mínimos de recalque. Lembrando que nessas equações as unidades de medida são:  $\rho$  em mm;  $B$  em m;  $q$  em  $\text{kN/m}^2$ ; e  $N_{SPT,60}$  corresponde a média aritmética dos números de golpes do ensaio SPT a uma profundidade de  $2.B$  abaixo da cota de assentamento da fundação, bem como seu valor corrigido para uma aproveitamento de energia de 60%.

$$\rho = \frac{0,505.q.B.10^H}{N_{SPT,60}^{0,93}} \quad (\text{equação 73})$$

$$\rho = \frac{0,188.q.B}{N_{SPT,60}^{0,93} \cdot 10^H} \quad (\text{equação 74})$$

$$H = \sqrt{[\log(N_{SPT,60})]^2 - 2 \cdot [\log(N_{SPT,60})] + 1,11} \quad (\text{equação 75})$$

Também para os dados amostrais desta pesquisa determinou-se o valor do erro padrão de estimativa, utilizando a equação 61. Como já salientado na seção 2.7.3, o valor de  $S_e$  fornece uma medida de dispersão dos dados amostrais, assim as figuras 47 e 48 apresentam o intervalo de dispersão considerando a distância de  $1.S_e$  e  $2.S_e$  a partir da curva ajustada. Enquanto que na figura 47 o intervalo é definido fazendo-se a soma (limite superior) e subtração (limite inferior) de  $1.S_e$  e  $2.S_e$  à equação linear ajustada na figura 45; na figura 48, o intervalo é definido fazendo-se a multiplicação (limite superior) e divisão (limite inferior) à equação exponencial ajustada na figura 46. Como pode ser visto nas figuras 47 e 48, cerca de 38,7 % dos dados amostrais (12 pontos) ficam fora do intervalo considerando a distância de  $1.S_e$ , e 3,1 % (1 ponto) ficam fora deste intervalo considerando a distância de  $2.S_e$ . Enquanto que  $r^2$  resultou num valor de 0,896, que significa 10,4% dos dados amostrais utilizados não podem ser explicados pela equação ajustada.

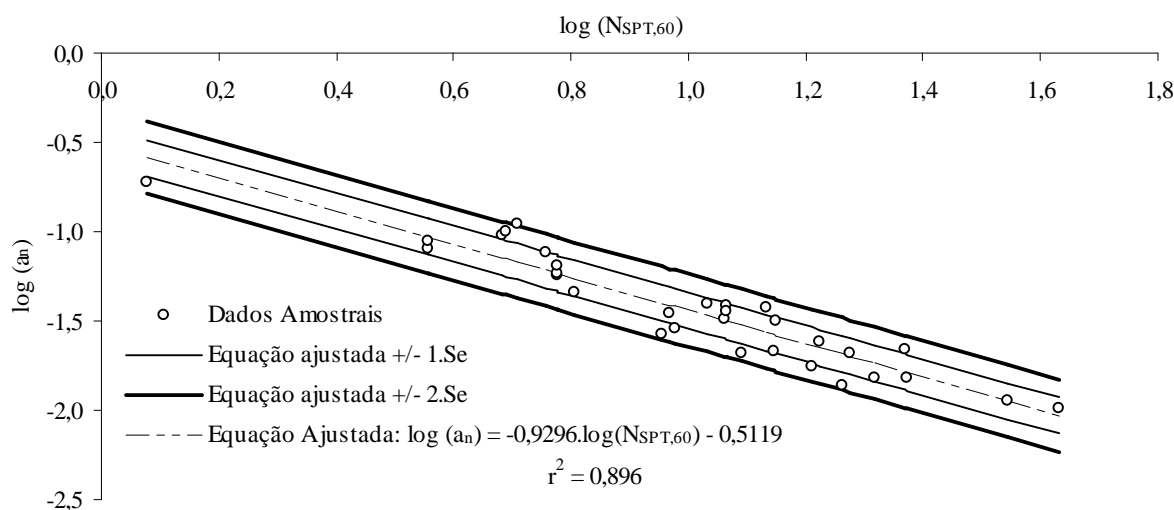


Figura 47: dispersão dos dados amostrais ( $a_n - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada (na forma logarítmica)

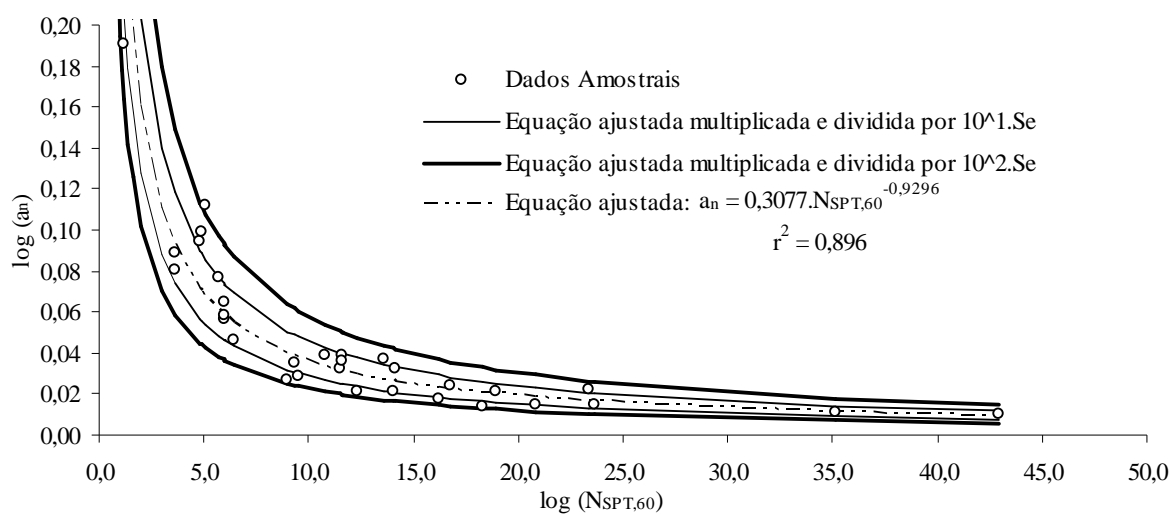


Figura 48: dispersão dos dados amostrais ( $a_n - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada (na forma decimal)

#### 4.4 ANÁLISE DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SISTEMA SOLO-FUNDAÇÃO DE SAPATAS

Os projetistas de fundações devem preocupar-se principalmente com dois aspectos quando projetam fundações. O primeiro aspecto são os recalques excessivos já discutidos previamente. Um outro aspecto fundamental se refere a tensão admissível do sistema solo-fundação.

Como já definido na seção 2.5, a capacidade de carga, a partir da qual se determina a tensão admissível, pode ser definida por meio de provas de carga, métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos. A capacidade de carga pode ser obtida diretamente por meio da análise das curvas de tensão-recalque das provas de carga. Observando as figuras 9 e 10, a capacidade de carga em areias pode ser facilmente identificada nas curvas de tensão-recalque quando ocorre ruptura geral e/ou solos densos. Agora, quando se têm solos arenosos fofos e/ou ruptura do tipo por puncionamento ou local a identificação da capacidade de carga não é trivial. Nestes casos, onde a capacidade de carga não é facilmente identificada, deve-se adotar critérios de ruptura, já discutidos na seção 2.5.2.2.

Para as provas de carga estudadas neste trabalho, como pode ser visto no apêndice B, em boa parte dos casos, a capacidade de carga pode ser identificada facilmente pela curva, através do ponto de plastificação. Agora para os demais casos, verificou-se a possibilidade de se adotar diversos critérios de ruptura baseados no recalque total – 25 mm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980);  $B/30$  mm e  $10\%.B$  mm (CUDMANI, 1994); e  $\frac{2.B}{B+0,3048}$  mm (TERZAGHI; PECK, 1948) – e um que considera o ponto de inflexão da curva  $\log(q) \times \log(\rho)$ . Dentre os critérios selecionados por Cudmani (1994), o mais conservador foi o critério que considera o ponto de inflexão da curva  $\log(q) \times \log(\rho)$ , de modo que a capacidade de carga obtida era a metade da obtida pelo segundo mais conservador, que foi o critério de recalque total de  $B/30$  mm. O fato de se adotar o critério de recalque máximo de 25 mm, se deve ao fato de que a norma NBR 6489/1984 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984) considera que os ensaios de prova de carga devem ser levados até este valor, bem como este ser o valor considerado como limite por Terzaghi e Peck (1948, 1967) para placas com diâmetro de 0,30 m. Cudmani (1994), considera que os critérios que levam em consideração o fator tempo de aplicação da carga apresentam menores dispersões e levam em consideração o comportamento do solo; no entanto, não puderam ser aplicados neste trabalho, pois não se dispunha do tempo de carregamento e execução de todas as provas de carga estudadas. A figura 49 apresenta um gráfico que demonstra os critérios de ruptura, com base em recalques totais, pelos diâmetros das fundações. Por meio deste gráfico pode-se ver que o critério de  $10\%.B$  mm é o menos conservador de todos, para qualquer dimensão, já o critério de  $B/30$  mm é o mais conservador até uma dimensão de 0,75 m, após uma dimensão de 0,75 m passa a ser o critério de 25 mm. Agora desconsiderando o critério de 25 mm, o critério  $B/30$  é o mais conservador até uma dimensão de 2,4 m, e após esta dimensão passa a ser o critério de Terzaghi e Peck (1948).

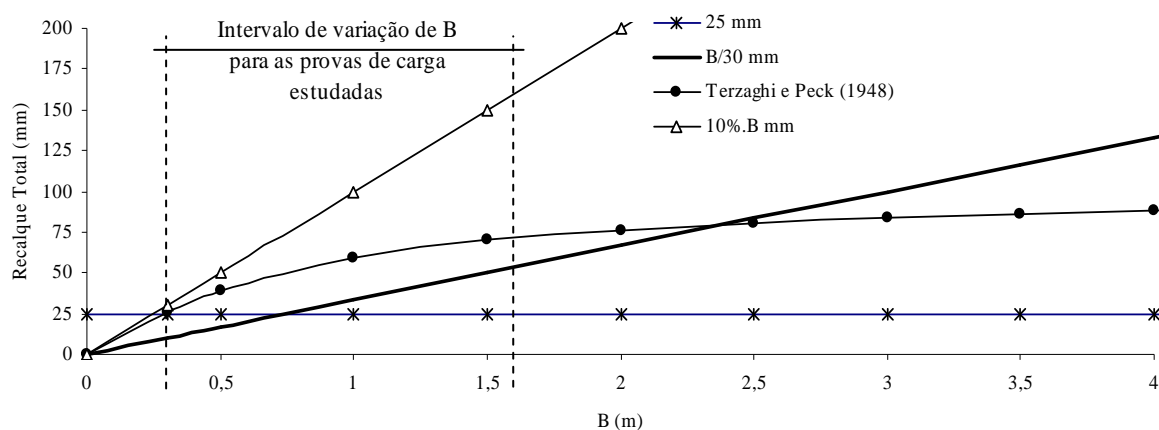
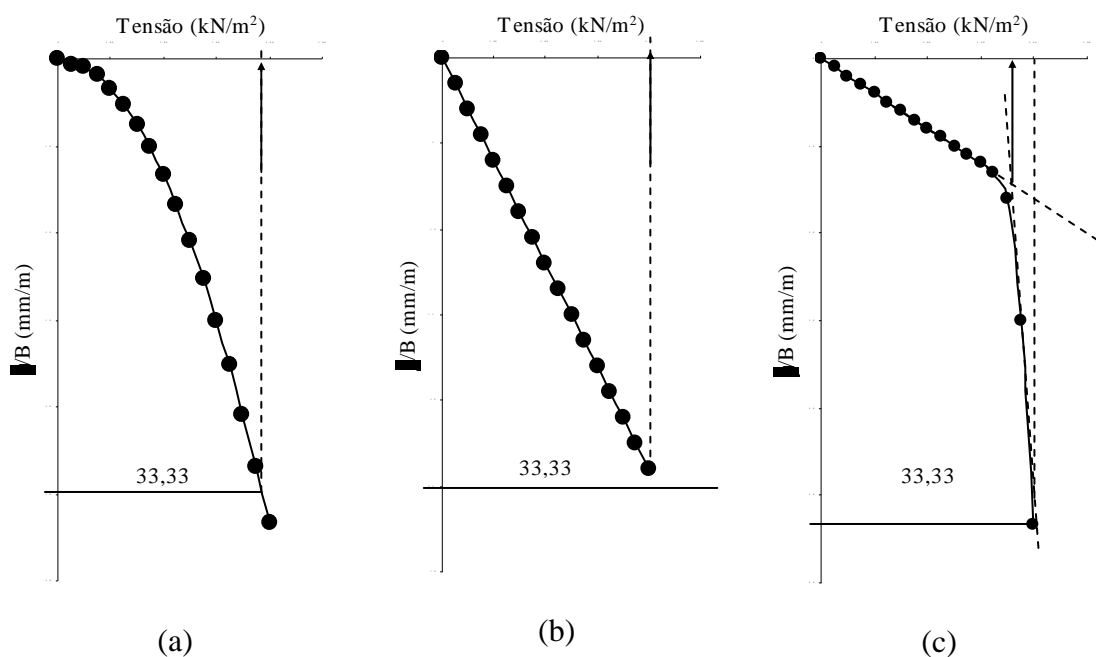


Figura 49: gráfico de  $B \times \rho$  para os diversos critérios de ruptura baseados em recalques totais

Na figura 49 é mostrado o intervalo de dimensões ( $B$ ) das provas de carga estudadas. Se observado o intervalo estudado, percebe-se que é difícil fixar-se um critério de ruptura com base em recalques totais, pois ora um ora outro é mais conservador. Agora analisando o critério de recalque total de  $B/30$  mm, percebe-se que critério é normalizável, pois considerando-se  $\rho/B$  (mm/m) tem-se um recalque relativo constante de 33,33 mm/m. Assim, considerou-se este critério de ruptura para os casos estudados. A tabela 25 apresenta, entre outros dados, os resultados da capacidade de carga obtidos na análise de capacidade de carga através do critério de ruptura de recalques relativos totais de 33,33 mm/m. Constatou-se também que o critério que utiliza o ponto de inflexão da curva  $\log(q) \times \log(\rho)$  é demasiadamente conservador, como também já constatado por outros autores, sendo deste modo desconsiderado. Para alguns casos não foi possível a determinação da capacidade de carga, pois estes ensaios foram interrompidos ainda no trecho linear e/ou atingiram os recalques totais definidos pelo critério de ruptura, assim para estes casos considerou-se a capacidade de carga como sendo a última tensão aplicada no ensaio, mesmo não sendo necessariamente a tensão de ruptura. A figura 50 apresenta as três configurações das curvas de tensão-recalque relativo e as maneiras pelas quais se obteve as capacidades de carga.

Como pode ser visto na tabela 25, também se fez a determinação da tensão admissível, para tanto se utilizou como fator de segurança global um valor de 3,0, conforme a NBR6122/1996 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996).





Observação: a seta indica a capacidade de carga considerada

Figura 50: (a) curva de tensão-recalque relativo cuja capacidade de carga é obtida pelo critério de ruptura de 3,333 mm/m, pois a identificação não é trivial; (b) ensaio foi interrompido ainda no trecho elástico e/ou antes de ser atingido o critério de ruptura adotado; e (c) ruptura é alcançada antes do recalque relativo de 33,33 mm/m

Analisando a equação 69, ou mesmo a equação 70, obtidas para a estimativa de recalques em solos residuais, percebe-se que, uma vez fixado o  $B$  e o  $N_{SPT}$ , as equações são sempre lineares em termos de tensão aplicada ( $q$ ), para qualquer intensidade de tensão. No entanto, como já mostrado, as curvas de tensão-recalque, apresentam uma tendência linear até certo nível de tensões, sendo que esta linearidade é perdida após atingida a tensão de plastificação. Além disso, no entendimento de Kédzi (1970, apud Velloso e Lopes, 2004), como já comentado na seção 2.5.2, existem duas regiões distintas em uma curva de tensão-recalque - zona elástica (trecho inicial) e zona plástica - sendo limitadas por uma tensão de plastificação, ou seja, por um ponto de inflexão. Deste modo, é necessário definir-se um critério que forneça com segurança até que tensões as equações de recalque definidas nesta pesquisa podem ser utilizadas. Assim observando as figuras do apêndice B, onde se fez o ajuste linear das curvas de tensão-recalque relativo, definiu-se a tensão limite para a qual a curva do ensaio permanece linear. Esta tensão limite foi definida como sendo a tensão correspondente ao último ponto (da esquerda para a direita nas figuras) do ajuste linear. Deste modo, a tabela 25 traz a tensão limite das equações de recalque ou de plastificação para os casos estudados neste trabalho.

Tabela 25: resultados de capacidade de carga, tensão admissível e tensão limite da equação de recalques para as provas de carga estudadas neste trabalho

Cod	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	Cod	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
1 e 2	85,0	4,98	135	<b>45,0</b>	88,9%	27	140	3,74	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	110,0%
3 a 5	367,0	4,18	770	<b>256,7</b>	43,0%	28	180	3,78	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	170,0%
6 a 8	350,0	13,58	590	<b>196,7</b>	78,0%	29	180	6,34	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	170,0%
9 a 11	350,0	9,98	700	<b>233,3</b>	50,0%	30	60	4,81	90 <sup>*</sup>	<b>30,0</b>	100,0%
12 e 13	150,0	4,83	500	<b>166,7</b>	-10,0%	31	40	7,64	65	<b>21,7</b>	84,6%
14 a 16	200,0	13,00	290	<b>96,7</b>	106,9%	32	400	14,92	400 <sup>+</sup>	<b>133,3</b>	200,0%
17	278,0	3,86	625	<b>208,3</b>	33,4%	33 e 34	240	8,62	400 <sup>+</sup>	<b>133,3</b>	80,0%
18	300,0	7,20	350 <sup>*</sup>	<b>116,7</b>	157,1%	35	500	19,65	600 <sup>*</sup>	<b>200,0</b>	150,0%
19	800,0	17,12	850 <sup>+</sup>	<b>283,3</b>	182,4%	36	50	2,82	60 <sup>*</sup>	<b>20,0</b>	150,0%
20	234,0	2,39	300 <sup>+</sup>	<b>100,0</b>	134,0%	37	40	3,77	60 <sup>*</sup>	<b>20,0</b>	100,0%
21	119,5	2,62	300 <sup>+</sup>	<b>100,0</b>	19,5%	38	90	4,15	100 <sup>*</sup>	<b>33,3</b>	170,0%
22	398,0	6,05	400 <sup>+</sup>	<b>133,3</b>	198,5%	39	90	8,91	130	<b>43,3</b>	107,7%
23	200,0	22,32	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	200,0%	40	50	3,85	50 <sup>*</sup>	<b>16,7</b>	200,0%
24	200,0	6,40	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	200,0%	41 e 42	600	9,00	500 <sup>*</sup>	<b>166,7</b>	260,0%
25	140,0	2,94	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	110,0%	43	100	8,91	145	<b>48,3</b>	106,9%
26	160,0	2,80	200 <sup>+</sup>	<b>66,7</b>	140,0%	Média:					<b>125,5%</b>

Obs.: [1] Tensão correspondente ao último ponto considerado no ajuste do trecho inicial das curvas de tensão-recalque das provas de carga estudadas ( $\text{kN/m}^2$ ); [2] Recalque relativo obtido pelas equações lineares consideradas para a tensão definida em [1] ( $\text{mm/m}$ ); [3] Capacidade de carga dos solos estudados, obtida pelo critério de recalque total de B/30 mm ( $\text{kN/m}^2$ ) ou também recalque relativo total de 33,33  $\text{mm/m}$ ; [4] Tensão admissível dos solos estudados obtida a partir das capacidades de carga definidas em [3], considerando um fator de segurança de 3,0 [conforme a norma NBR 6122 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996)] ( $\text{N/m}^2$ ); [5] Percentual em que a tensão definida em [1] ultrapassa a tensão admissível ( $\frac{[1]-[4]}{[4]} \cdot 100\%$ ); \* identificação nítida da tensão de

ruptura, sem adoção de critérios de ruptura (configuração (c) da figura 50); <sup>+</sup> ensaio não foi levado até uma tensão capaz de produzir um recalque relativo de 33,33 mm (configuração (b) da figura 50)

Como pode ser visto na tabela 25, fez-se uma comparação entre a tensão admissível e a tensão limite das equações de recalque. Os percentuais apresentados na tabela 25 representam a variação da tensão limite das equações de recalque em relação à tensão admissível. Fazendo-se uma análise dos percentuais, pode-se notar que todos os valores foram positivos, ou seja, em todos os casos a tensão limite das equações de recalque foi superior a tensão admissível; exceto um único ponto, no entanto a diferença (-10,0 %) é desprazível. Fazendo-se a média aritmética dos percentuais observa-se um valor de 125,5%, que apresenta um desvio padrão de 62,7 %, ou seja, na média a tensão limite das equações de recalque é um pouco superior ao dobro da tensão admissível. Desta forma, pode-se concluir com segurança que as equações (69 e 70) para o cálculo dos recalques são válidas pelo menos até a tensão admissível do sistema solo-fundação, adotando-se um valor de capacidade de carga obtido pelo critério de ruptura de recalque relativo máximo de 33,33  $\text{mm/m}$ .

Um dado importante a ser observado refere-se ao recalque relativo determinado na tensão limite das equações de recalque. Fazendo-se a média da coluna [2] da tabela 25, obtém-se um valor de recalque relativo de 7,59 mm/m, com um desvio padrão de 5,25 mm/m e um coeficiente de variação de 69,19 %. Agora considerando os casos cuja capacidade de carga foi obtida pelas configurações (a) e (c) da figura 50, obtém-se uma média de 7,52 mm/m, com um desvio padrão de 4,18 mm/m e um coeficiente de variação de 55,63%. Assim, pode-se admitir que o recalque relativo na tensão admissível é em média 4 vezes menor que o critério de ruptura adotado.

#### 4.4.1 Modelo de Previsão de Tensão Admissível em Solos Residuais

O objetivo desta seção é desenvolver um modelo semi-empírico para determinação da tensão admissível do sistema solo-fundação para solos residuais a partir do resultado de ensaios SPT.

Num primeiro momento grafou-se os valores de  $q_a$  da tabela 25 contra os seus respectivos valores de  $N_{SPT,60}$ . No tratamento dos dados e para a correlação foram considerados os valores médios do ensaio SPT com energia de cravação corrigida ( $N_{SPT,60}$ ). Os valores de tensão admissível foram separados segundo as três configurações da figura 50. A partir dos pontos grafados efetuou-se um ajuste linear e não-linear por meio do método de mínimos quadrados. Para os ajuste somente foram considerados os pontos de tensão admissível obtidos nas curvas que atendiam o critério de ruptura (recalque relativo total de 33,33 mm/m) ou cuja tensão de ruptura era obtida diretamente através do ponto de plastificação, pois para os ensaios que foram interrompidos ainda no trecho linear considerou-se que a ruptura não havia sido atingida.

Na figura 51 pode-se visualizar as equações ajustadas aos dados amostrais utilizados nesta pesquisa (tabela 25). Como pode ser visto, o ajuste linear se aproxima bastante do melhor ajuste não-linear obtido, que é uma equação exponencial. Além disso, as equações são bastante semelhantes (equações 76 e 77), assim como os respectivos valores de coeficiente de correlação ( $r_{linear} = 0,74$  e  $r_{não-linear} = 0,78$ ). Como pode ser visto, a equação linear tem a mesma forma da equação apresentada por Schnaid (2000) (equação 10), sendo que o valor da constante  $\Psi$  para os solos residuais estudados nesta pesquisa é igual a 9,54.

$$q_a = 9,54.N_{SPT,60}, \text{ ajuste linear} \quad (\text{equação 76})$$

$$q_a = 9,43.N_{SPT,60}^{0,99}, \text{ ajuste não-linear} \quad (\text{equação 77})$$

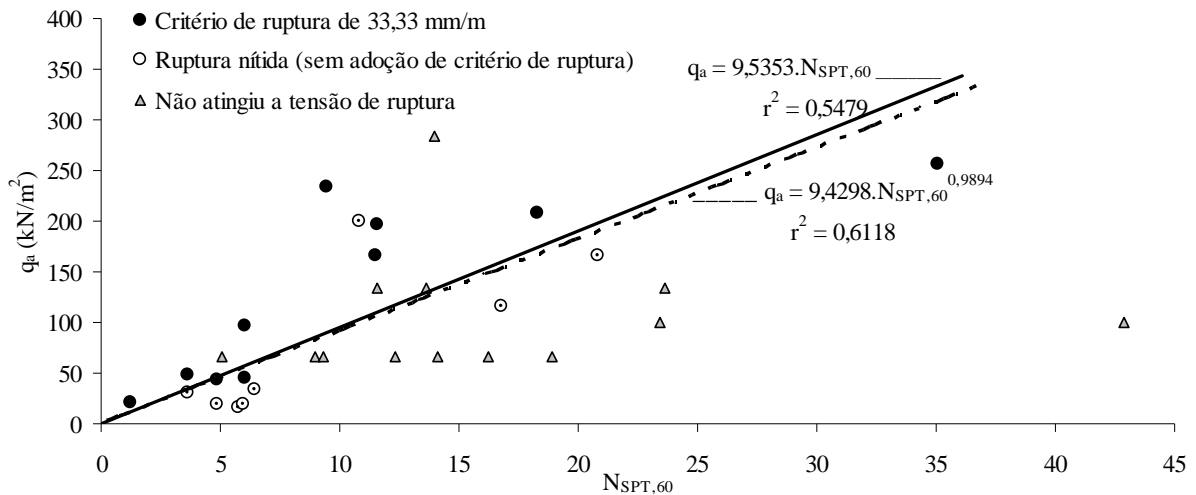


Figura 51: equações ajustadas aos pontos de  $q_a - \bar{N}_{SPT,60}$  das provas de carga estudadas

Além das equações apresentadas para a determinação da tensão admissível, determinou-se um intervalo de confiança para os dados amostrais utilizados nesta pesquisa. A partir dos conceitos apresentados na seção 2.7.6, foi possível estabelecer limites superior e inferior de variação de tensão admissível. O intervalo de confiança, à um nível de confiança de 99,8%, para a equação 76 é apresentado na figura 52.

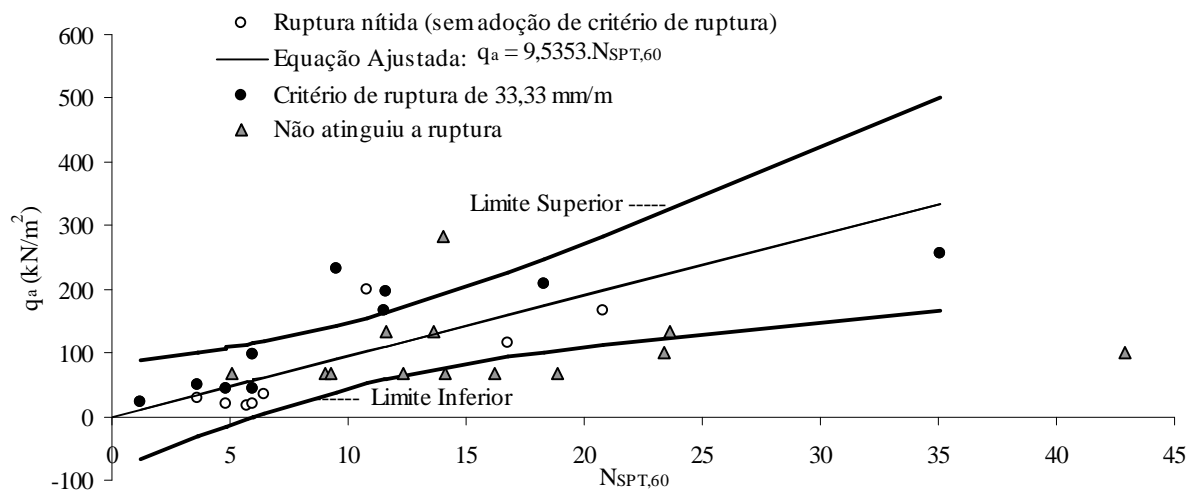


Figura 52: intervalo de confiança para a equação de determinação da tensão admissível

Para o intervalo de confiança pode-se estabelecer as equações que definem os limites inferior e superior. A equação 78 define o limite superior de tensão admissível e a equação 79 define o limite inferior de tensão admissível (provável tensão mínima).

$$q_a = 9,54.N_{SPT,60} + 6,41.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3.N_{SPT,60} + 167,3} \text{ , limite superior} \quad (\text{equação 78})$$

$$q_a = 9,54.N_{SPT,60} - 6,41.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3.N_{SPT,60} + 167,3} \text{ , limite inferior} \quad (\text{equação 79})$$

As figuras 53 e 54 apresentam um comparativo entre as equações ajustadas e correlações encontradas na literatura. A figura 53 apresenta um comparativo entre as equações ajustadas e os limites obtidos por Milititsky e Schnaid (1995, apud Schnaid, 2000) para solos coesivos (tabela 7). Já a figura 54 apresenta um comparativo com as equações 7 a 9.

Na figura 53 percebe-se que a equação para determinação da tensão admissível obtida nesta pesquisa (equação 76) é praticamente coincidente com o limite inferior das correlações feitas por Milititsky e Schnaid (1995, apud Schnaid, 2000). Já o limite superior estabelecido nesta pesquisa (equação 78) praticamente corresponde a média estabelecido pelos referidos autores. E como também pode ser visto, o limite inferior estabelecido é bastante conservador se comparado com as correlações feitas por Milititsky e Schnaid (1995, apud Schnaid, 2000).

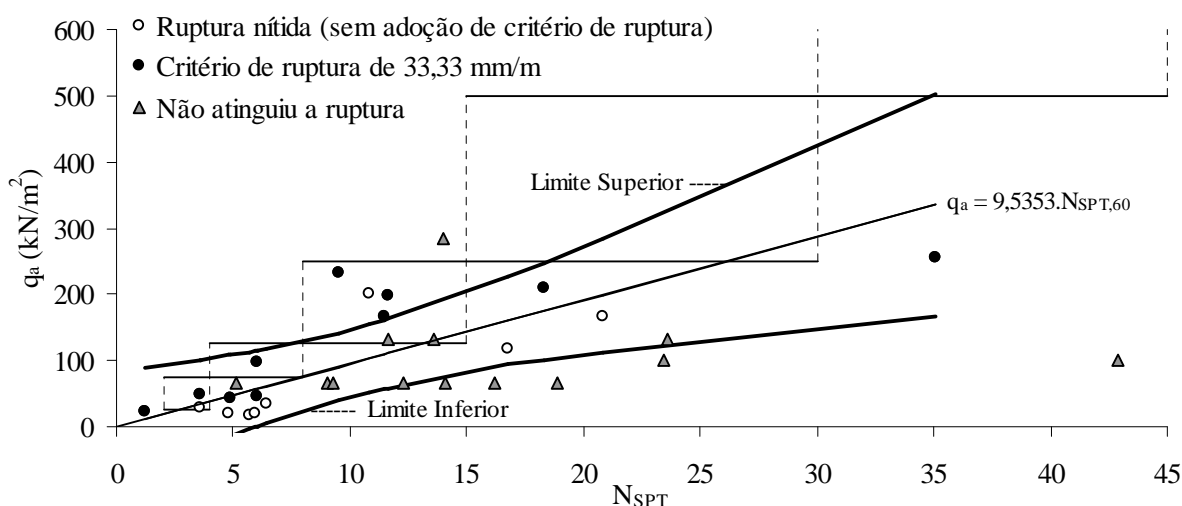


Figura 53: comparativo entre os ajustes efetuados nesta pesquisa e os limites estabelecidos por Milititsky e Schnaid (1995, apud Schnaid, 2000) apresentados na tabela 7 para um  $B > 0,75$  m

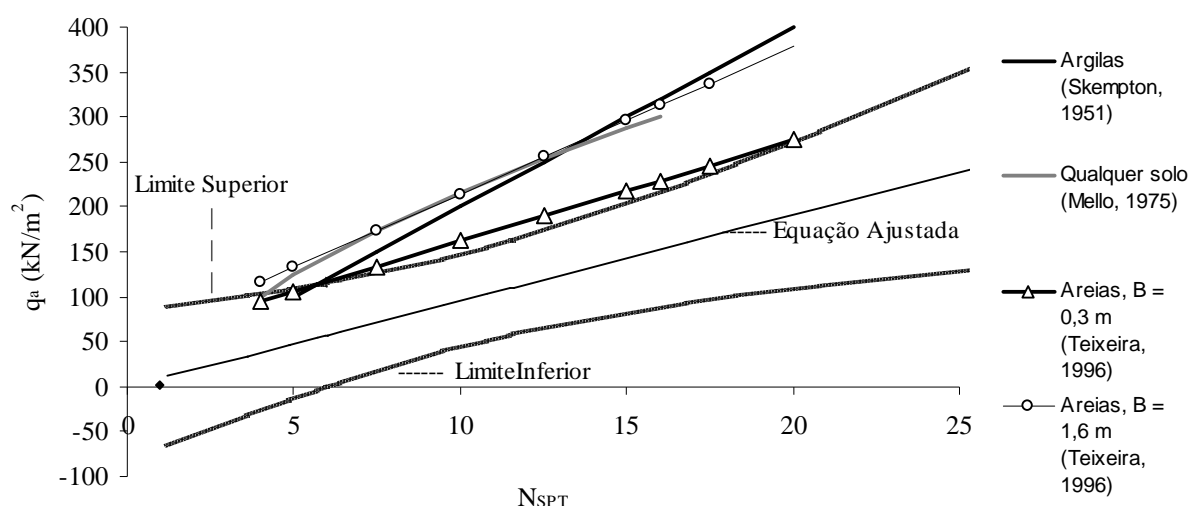


Figura 54: comparativo entre os ajustes efetuados nesta pesquisa e as equações 7 a 9

Já a figura 54 faz uma comparação entre os dados da pesquisa e as equações 7 a 9. Apesar de não terem sido desenvolvidas especificamente para solos residuais, as mesmas tem a função de avaliar e balizar as equações obtidas nesta pesquisa. Analisando as equações 7 a 9 pode-se perceber que estas equações ficam todas acima do limite superior estabelecido nesta pesquisa. Apenas a equação 8, desenvolvida por Teixeira (1996, apud Cintra et al., 2003) para areias, “encosta” na curva do limite superior definido nesta pesquisa. Por outro lado, para solos com baixos valores de  $N_{SPT,60}$ , as equações 7 a 9 “encostam” no limite superior das provas de carga estudadas, afastando-se para valores maiores de  $N_{SPT,60}$ .

Analisando as correlações estabelecidas por Milititsky e Schnaid (1995, apud Schnaid, 2000) e Teixeira (1996, apud Cintra et al., 2003) percebe-se que ambas são dependentes também das dimensões das fundações em questão. No entanto como se estabeleceu nesta pesquisa um critério de ruptura de recalques totais de  $B/30$  mm, que representa um recalque relativo de 33,33 mm/m, ou seja, a capacidade de carga (e também, a tensão admissível) independem das dimensões das fundações neste caso, assim como as correlações de Skempton (1951, apud Cintra et al., 2003) e Mello (1975, apud Cintra et al., 2003). Porém, é de se lembrar que o intervalo de dimensões estudado nesta pesquisa esta limitado entre 0,30 e 1,60 m.

Nesta pesquisa fez-se a análise da dispersão dos dados amostrais, que definiram as equações para a determinação da tensão admissível, a partir da determinação do erro padrão de estimativa, utilizando a equação 61. Lembrando que não foram considerados os pontos que não atingiram a ruptura (configuração (b) da figura 50). A figura 55 apresenta o intervalo de

dispersão considerando a distância de  $1.S_e$  e  $2.S_e$  a partir da reta ajustada. Como pode ser visto na figura 55, cerca de 38,5 % dos dados amostrais (5 pontos) ficam fora do intervalo considerando a distância de  $1.S_e$ , e 7,7 % (1 ponto) ficam fora deste intervalo considerando a distância de  $2.S_e$ . Enquanto que  $r^2$  resultou num valor de 0,548, que significa 45,2% dos dados amostrais utilizados não podem ser explicados pela equação ajustada.

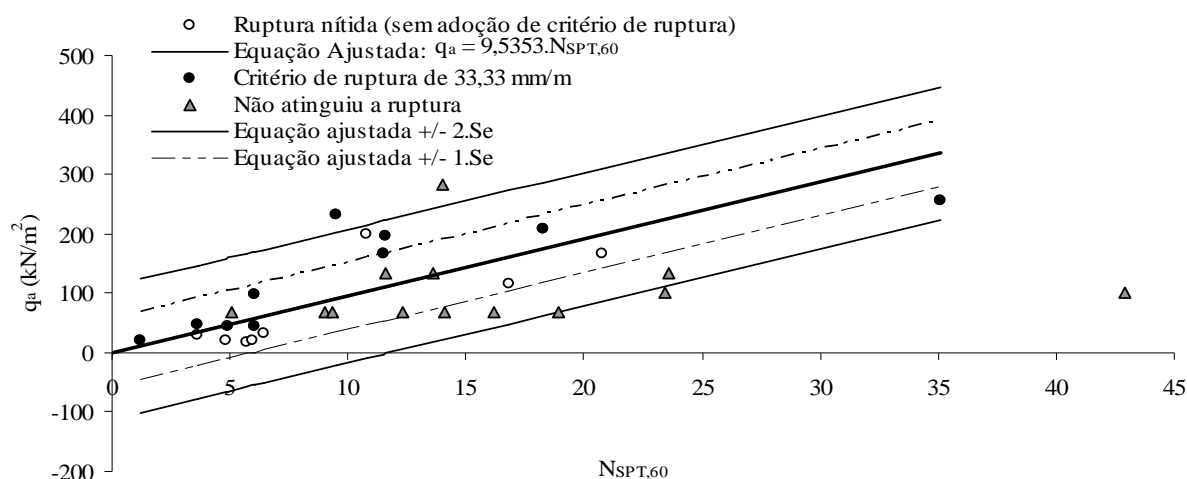


Figura 55: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada

#### 4.5 ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM SOLOS RESIDUAIS

A teoria da elasticidade tem sido bastante utilizada para previsão do comportamento tensão-deformação dos materiais. Na mecânica dos solos, esta teoria tem sido bastante utilizada para a previsão de recalques que uma estrutura sofre ao ser carregada.

Quando se fala em teoria da elasticidade, surge a necessidade de se conhecer dois parâmetros – coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e módulo de elasticidade ( $E$ ). Assim, considerando a importância desta teoria, determinou-se uma correlação na qual fosse possível obter-se o valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) para solos residuais a partir dos valores do ensaio SPT. Embora sabendo que o ensaio SPT é uma medida de resistência e o módulo de elasticidade é uma medida de deformabilidade, muitos autores têm proposto este tipo de correlação como um parâmetro de anteprojeto.

Como apresentado por Parry (1978), na teoria da elasticidade a variação dos recalques com o aumento das dimensões das fundações para uma mesma tensão aplicada no solo depende do tipo da variação do módulo de elasticidade adotado, como pode ser visto na figura 56. Assim se for considerado um valor constante (1) ao longo da profundidade, tem-se que os recalques aumentam proporcionalmente com o aumento da dimensão da fundação. Agora, se o módulo aumentar linearmente com a profundidade (2) tem-se que os recalques serão sempre os mesmos, independentemente das dimensões das fundações. E finalmente, se a variação do módulo for como em (3) tem-se uma variação do tipo exponencial.

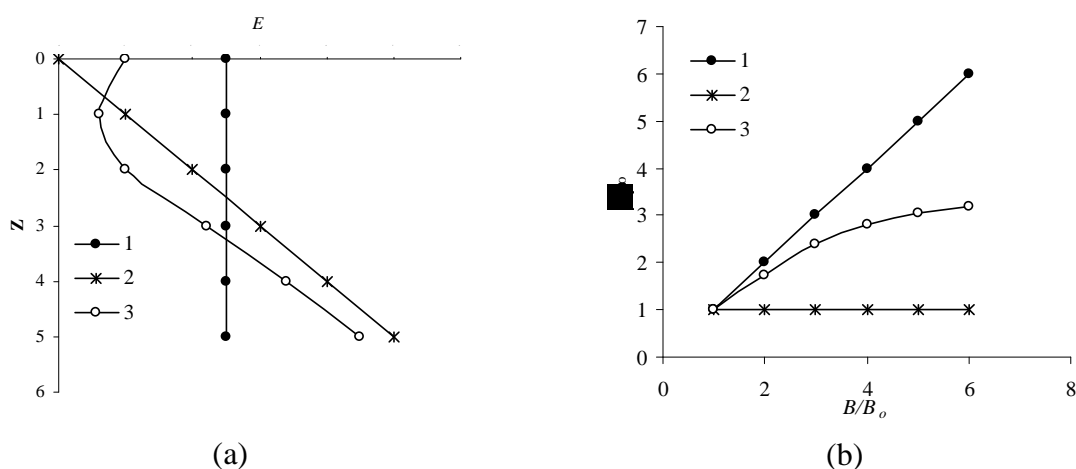


Figura 56: (a) variação do módulo de elasticidade com a profundidade, (b) variação dos recalques com o aumento das dimensões com a variação do módulo de elasticidade para uma mesma tensão (PARRY, 1978)

Considerando que os solos estudados neste trabalho são homogêneos, pode-se definir um valor médio constante ao longo da profundidade para cada solo estudado. Levando em consideração este aspecto, pode-se dizer que a variação dos recalques com o aumento das dimensões das fundações é linear, como apresentado no caso (1) da figura 56. Desta forma, por meio de retro-análise das provas de carga estudadas neste trabalho, foi possível se obter o valor médio do módulo de elasticidade para cada um dos casos estudados. Esses valores médios de módulo de elasticidade posteriormente foram correlacionados com os respectivos valores de  $N_{SPT,60}$  dos solos estudados.

Dentre as diversas equações já formuladas para estimativa de recalques, utilizou-se a equação 15 para retro-análise, que considera o recalque provocado por uma fundação em uma massa de solo homogênea. Deste modo, o valor do módulo de elasticidade pode ser obtido pela equação 80.



$$E = 1000 \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{\rho / B} \cdot q \cdot (I_s \cdot I_d \cdot I_h) \quad (\text{equação 80})$$

Neste trabalho para retro-análise das provas de carga estudadas foram adotados:

- a) recalque relativo ( $\rho/B$ ): considerado os valores da coluna [2] da tabela 25, pois como salientado nas observações da mesma tabela, corresponde ao recalque relativo da tensão limite do trecho linear inicial das curvas de tensão-recalque das provas de carga estudadas (mm/m);
- b) tensão ( $q$ ): considerado os valores da coluna [1] da tabela 25, pois como salientado nas observações da mesma tabela, corresponde a tensão limite do trecho linear inicial das curvas de tensão-recalque das provas de carga estudadas ( $\text{kN/m}^2$ );
- c) fator de forma/rigidez ( $I_s$ ), fator de embutimento ( $I_d$ ) e fator de espessura de camada ( $I_h$ ): considerado os valores da tabela 8, sendo  $I_d = 1,0$  (camada de espessura infinita); e  $I_s \cdot I_h = 0,79$  (para a forma circular) e  $0,99$  (para a forma quadrada);
- d) coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): o valor máximo do coeficiente de Poisson pode ser de  $0,5$ . Esse valor corresponde a uma deformação volumétrica nula, que é perfeitamente válido para argilas não-drenadas. Já para solos drenados este valor deve ser abaixo de  $0,5$  (SIMONS; MENZIES, 1977; SCHNAID, 2000; VELLOSO; LOPES, 2004). Logo D'Appolomia et al (1970, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2003) consideram um valor de  $0,3$  como representativo para areias ou solos bem drenados, que foi o valor adotado nesta pesquisa.

Quanto aos critérios a) e b) adotados, poder-se-ia ter adotado quaisquer outros pares de valores abaixo dos adotados, pois como a relação entre a tensão aplicada e o recalque relativo é linear e a equação 80 utiliza a razão entre a tensão aplicada e o respectivo recalques relativo, tem-se sempre um valor constante.

Desta forma levando em consideração a equação 80 e os critérios acima adotados determinou-se os módulos de elasticidade de cada um dos solos estudados nesta pesquisa, como pode ser visto na tabela 26.

Tendo os valores dos módulos de elasticidade e valores médio do ensaio SPT, passou-se para as correlações. Na correlação somente adotou-se os valores de  $N_{SPT,60}$ . Inicialmente graficou-se os valores de  $E$  e  $N_{SPT}$  de todos os casos estudados. Em seguida, efetuou-se ajuste linear e

não-linear, como pode ser visto na figura 57. Na figura 57 são apresentados dois ajustes – linear e não-linear – sendo que o melhor ajuste não-linear foi um ajuste exponencial, bem como este ajuste foi melhor que o linear.

Tabela 26: resultados da retro-análise para determinação dos valores de  $E$

Cod.	$\bar{N}_{SPT,60}$	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	Cod.	$\bar{N}_{SPT,60}$	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	Cod.	$\bar{N}_{SPT,60}$	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )
1 e 2	6,0	12,27	22	23,6	47,30	33 e 34	11,6	20,03
3 a 5	35,1	63,06	23	5,1	6,44	35	10,8	18,29
6 a 8	11,6	18,53	24	14,1	22,47	36	6,0	12,75
9 a 11	9,5	25,22	25	18,9	34,23	37	4,8	7,63
12 e 13	11,5	22,33	26	16,2	41,08	38	6,4	15,59
14 a 16	6,0	11,06	27	9,0	26,93	39	4,9	7,26
17	18,3	51,72	28	12,3	34,23	40	5,7	9,34
18	16,8	29,95	29	9,3	20,42	41 e 42	20,8	47,93
19	14,0	33,59	30	3,6	8,96	43	3,6	8,07
20	42,9	70,48	31	1,2	3,76			
21	23,4	32,83	32	13,6	19,27			

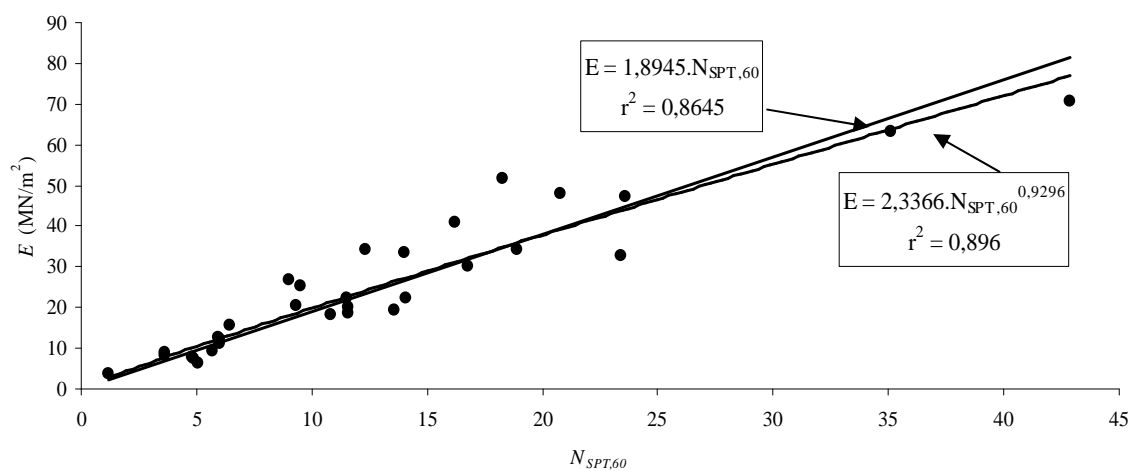


Figura 57: correlações entre  $E$  e  $N_{SPT,60}$  dos solos residuais estudados nesta pesquisa

Sandroni (1996), em um trabalho semelhante também correlacionou valores de módulo de elasticidade com valores de  $N_{SPT}$ . O autor em seu trabalho realizou retro-análise em provas de carga realizadas no Brasil e no Estados Unidos. Os resultados das correlações e ajustes realizados pelo autor são apresentados na seção 2.6.1.1.1. A figura 58 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e os resultados obtidos por Sandroni (1996 apud Velloso e Lopes, 2004). Na figura 58 são apresentados os ajustes realizados

utilizando os dados obtidos nesta pesquisa e os dados obtidos nesta pesquisa mais os dados obtidos por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004).

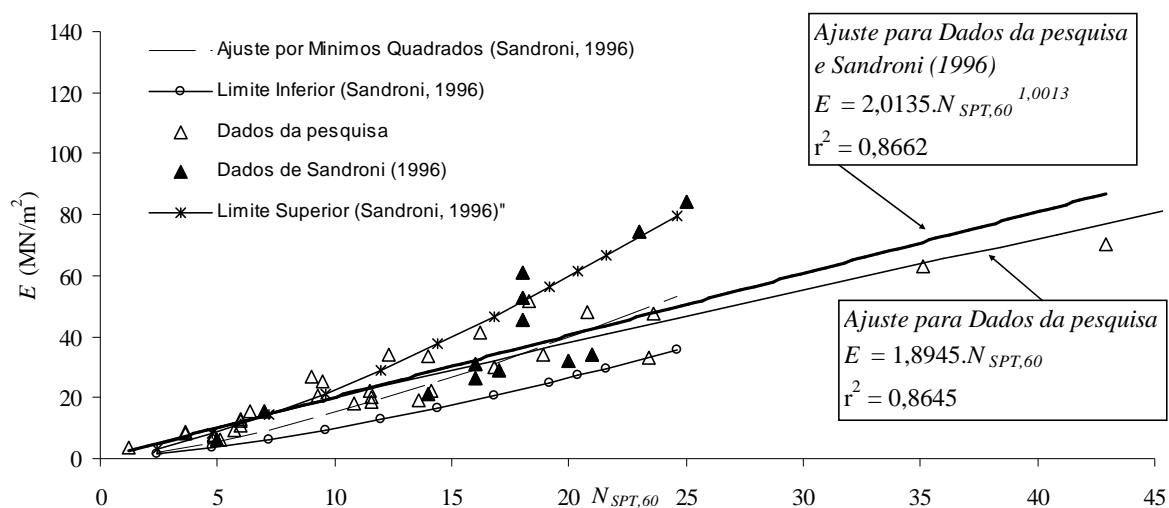


Figura 58: Correlações entre  $E$  e  $\bar{N}_{SPT,60}$  dos solos residuais estudados nesta pesquisa e estudados por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004)

Como pode ser visto na figura 58, as correlações estabelecidas fornecem um ajuste tendendo a uma reta. Já os ajustes realizados por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004) apresentam um ajuste tendendo a uma exponencial, cujo valor do módulo cresce rapidamente com o aumento dos valores de  $N_{SPT,60}$ . Assim, para a estimativa do módulo de elasticidade em solos residuais podem ser utilizadas as equações 81 e 82. Sendo que a equação 81 foi ajustada com os valores obtidos para as provas de carga desta pesquisa e os dados de Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004), e a equação 82 foi desenvolvidas utilizando somente os dados desta pesquisa.

$$E = 2,01.N_{SPT,60} \quad (\text{equação 81})$$

$$E = 1,89.N_{SPT,60} \quad (\text{equação 82})$$

Além dos ajustes realizados por meio de mínimos quadrados, definiu-se ainda um intervalo de confiança para as análises feitas na figura 58. Assim pode-se definir limites inferiores e superiores para as equações 81 e 82. A determinação dos intervalos foi feita com base nos conceitos estatísticos apresentados na seção 2.7. A figura 59 apresenta os limites superior e inferior à um nível de confiança de 99,8% para os dados amostrais adotados nesta pesquisa. Já

a figura 60 apresenta os limites superior e inferior à um nível de confiança de 99,8% para os dados amostrais desta pesquisa mais os considerados por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004).

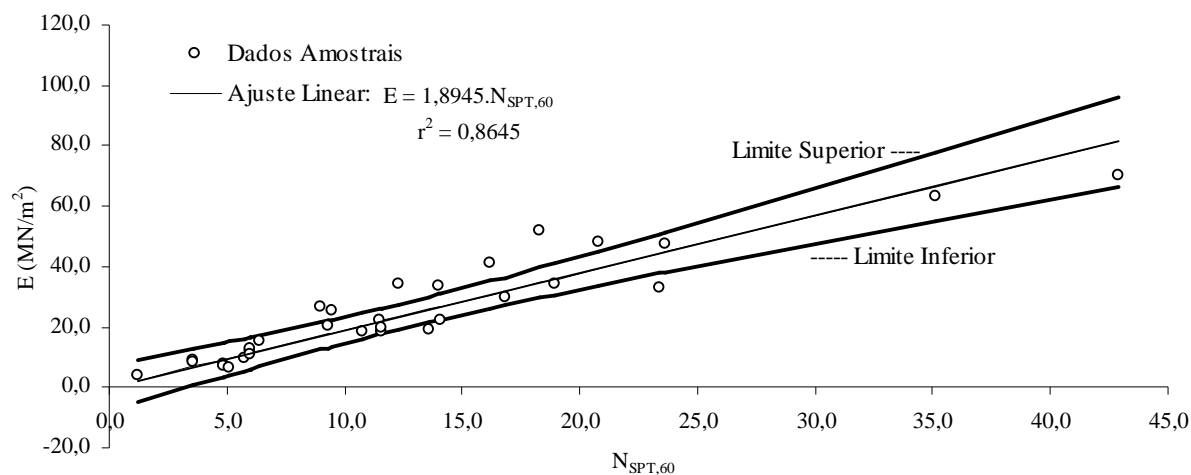


Figura 59: intervalo de confiança para a equação de determinação de  $E$ , considerando somente os dados das provas de carga desta pesquisa

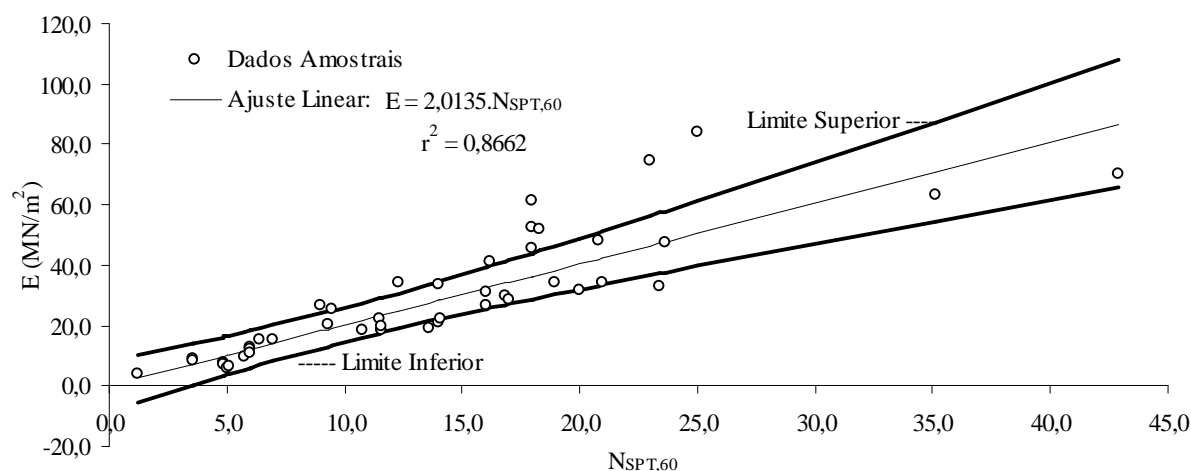


Figura 60: intervalo de confiança para a equação de determinação de  $E$ , considerando os dados das provas de carga mais os dados de Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004)

Desta forma, as equações 83 e 84 definem o intervalo de variação do módulo de elasticidade (máximo e mínimo, respectivamente) para os dados amostrais desta pesquisa. Já as equações 85 e 86 definem o intervalo de variação do módulo de elasticidade (máximo e mínimo, respectivamente) para os dados desta pesquisa mais os dados de Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004).

$$E = 1,89.N_{SPT,60} + 0,464.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 25,59.N_{SPT,60} + 246,29}, \text{ limite superior} \quad (\text{equação 83})$$

$$E = 1,89.N_{SPT,60} - 0,464.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 25,59.N_{SPT,60} + 246,29}, \text{ limite inferior} \quad (\text{equação 84})$$

$$E = 2,01.N_{SPT,60} + 0,611.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,78.N_{SPT,60} + 184,63}, \text{ limite superior} \quad (\text{equação 85})$$

$$E = 2,01.N_{SPT,60} - 0,611.\sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,78.N_{SPT,60} + 184,63}, \text{ limite inferior} \quad (\text{equação 86})$$

Também se fez a análise da dispersão dos dados amostrais a partir da determinação do erro padrão de estimativa, utilizando a equação 61. Esta análise foi feita os dados amostrais desta pesquisa (tabela 26 e figura 57) e para os dados amostrais desta pesquisa mais os dados amostrais considerados por de Sandroni (1996 apud Velloso e Lopes, 2004). A figura 61 e 62 apresenta o intervalo de dispersão considerando a distância de  $1.S_e$  e  $2.S_e$  a partir das equações ajustadas. Como pode ser visto na figura 61, cerca de 32,3 % dos dados amostrais (10 pontos) ficam fora do intervalo considerando a distância de  $1.S_e$ , já 3,2 % (1 ponto) ficam fora deste intervalo considerando a distância de  $2.S_e$ . Agora considerando a figura 62, tem-se que cerca de 15,9 % dos dados amostrais (7 pontos) ficam fora do intervalo considerando a distância de  $1.S_e$ , e 6,8 % (3 ponto) ficam fora deste intervalo considerando a distância de  $2.S_e$ .

Por outro lado, os valores de coeficiente de determinação de ambos os ajustes lineares (figura 58) foi bastante próximo. Para o ajuste onde foram considerados somente os dados desta pesquisa, o valor de  $r^2$  foi de 0,8645, e no ajuste onde foram considerados os dados da pesquisa mais os dados de Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004) o valor de  $r^2$  foi de 0,8662. Assim, em ambos os casos, cerca de 14,0% dos dados amostrais não puderam ser explicados pelo ajuste realizado.

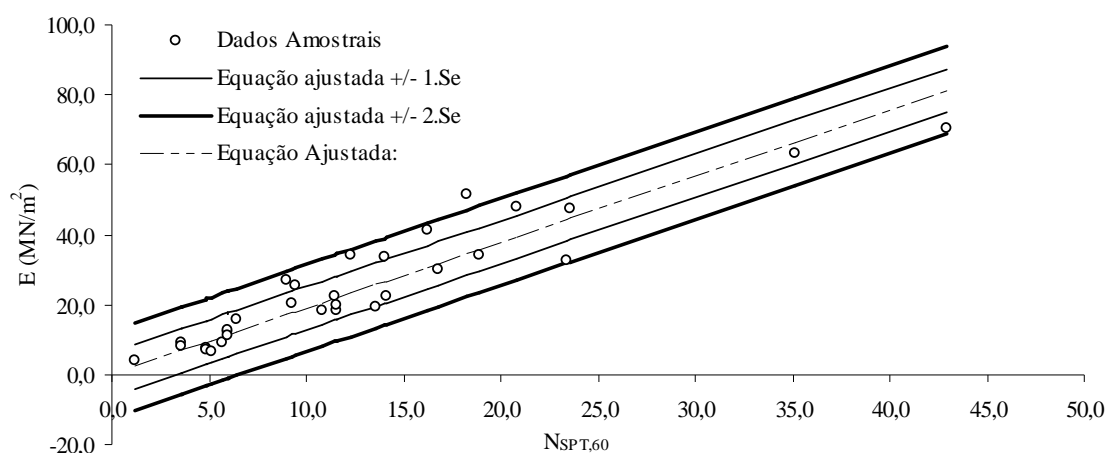


Figura 61: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada, considerando somente os dados das provas de carga desta pesquisa

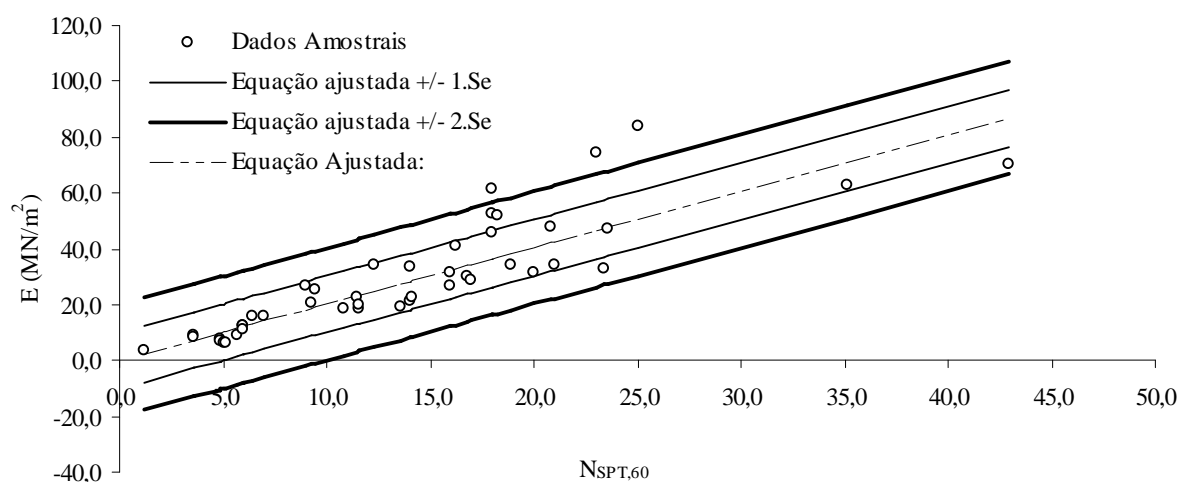


Figura 62: dispersão dos dados amostrais ( $q_a - N_{SPT,60}$ ) em relação a equação ajustada, considerando os dados das provas de carga mais os dados de Sandroni (1996 apud Velloso e Lopes, 2004)

#### 4.6 ESTIMATIVA DOS RECALQUES EM SOLOS RESIDUAIS UTILIZANDO MODELOS DESENVOLVIDOS PARA AREIAS

Pela falta de modelos específicos para determinação de recalques em solos residuais, têm-se utilizado os conceitos da teoria da elasticidade e modelos computacionais, por exemplo, método dos elementos finitos. Além disso, é prática corriqueira a utilização dos modelos

desenvolvidos exclusivamente para areias, apresentados na seção 2.6.1, para previsão de recalques em qualquer tipo de solo. Assim, de modo a verificar a precisão de alguns desses modelos, aplicou-se esses, nas provas de carga estudadas.

Diversos autores (SIMONS; RODRIGUES; HORNSBY, 1974 apud SIMONS; MENZIES, 1977; ANDRADE, 1982 apud VELLOSO, LOPES, 2004; MILITISKY et al., 1982; FONSECA, 2001) ao aplicarem os modelos de previsão de recalques e compararem os resultados de um modelo com outro, estimaram somente um ponto da curva de tensão-recalque e o comparam com o valor medido, desprezando os demais pontos da curva. Este conceito somente é válido quando se compara o recalque medido e o estimado para uma determinada tensão, no entanto este conceito é errôneo quando se pretende comparar um modelo com outro, pois coincidentemente aquele ponto específico, pode fornecer uma boa estimativa para um determinado modelo, quando na realidade o modelo não se aplica adequadamente para os demais pontos da curva, ou vice-versa (a figura 63 ilustra esta idéia). Como pode ser visto na figura 63, fica evidenciado que o Modelo 2 apresenta um melhor ajuste aos pontos, no entanto, considerando somente o último ponto percebe-se que o Modelo 1 fornece um erro menor que o Modelo 2. Deste modo é necessário considerar um parâmetro de estimativa de erro que leve em consideração todos os pontos. Pela teoria da estatística, pode-se determinar o erro padrão da estimativa ( $S_e$ ) (equação 61), que é uma medida de dispersão de um conjunto de variáveis reais ( $y$ ) e um conjunto de variáveis estimadas ( $y_c$ ) determinadas por uma determinada curva de regressão, como já apresentado na seção 2.7.3.

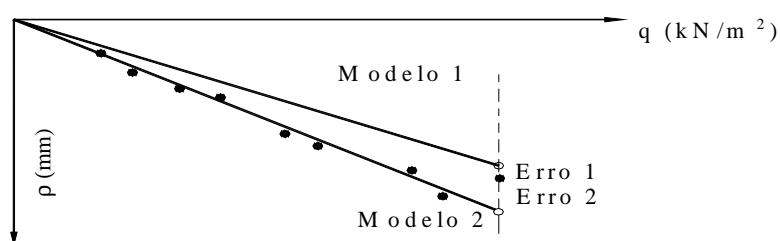


Figura 63: exemplo de erro de interpretação de estimativa

Assim, a intenção desta seção é verificar a aplicabilidade dos diversos modelos de previsão de recalques desenvolvidos para areias na previsão de recalques dos solos residuais estudados neste trabalho. Desta forma, levando em consideração os aspectos apontados no parágrafo anterior, estimou-se os recalques para várias tensões aplicadas em uma mesma prova de carga.

Os modelos aplicados neste trabalho como pode ser visto na seção 2.6.1 são lineares, assim primeiramente foi necessário definir-se até que tensão os modelos poderiam ser aplicados. Deste modo, adotou-se a tensão admissível de cada solo definida na tabela 25 como sendo o limite da aplicação dos modelos. Em seguida, estimou-se os recalques, por diversos modelos, para as sucessivas tensão aplicadas nas provas de carga, até a tensão limite definida anteriormente, respeitando as particularidades de cada modelo. Para a estimativa dos recalques utilizando o modelo desenvolvido, utilizou-se a equação 69. Em relação aos valores de  $N_{SPT}$ , utilizou-se os valores apresentados nos perfis do apêndice A corrigidos para uma energia de cravação de 60%. Calculados os recalques determinados por cada modelo calculou-se o erro padrão de estimativa para cada prova de carga estudada, sendo que as variáveis reais são os recalques medidos e as variáveis estimadas são os recalques obtidos pelos modelos. A tabela 27, apresenta os erros padrão de estimativa obtidos para cada prova de carga de cada um dos modelos utilizados.

Tabela 27: resumo dos erros padrão de estimativa obtidos para cada prova de carga de cada um dos modelos utilizados

Código	B (m)	Erros padrão de estimativa ( $S_e$ ) dos modelos													
		Desenvolvido na pesquisa	Parry (1978)	Meyerhof (1965)	Terzaghi e Peck (1948)	Alpan (1964)	Schultze & Sherif (1973)	Burland, Broms e de Mello (1977)	Burland e Burbridge (1985)	Anagnostopoulos Papadopoulos e Kavvas (1991)		Webb (1969)		Schmertmann (1978)	
										Diferenciado pelo $N_{SPT}$	Diferenciado pelo B	Areia fina/média	Argila arenosa	média	
1	0,60	0,036	0,002	5,796	81,643	20,779	0,173	58,110	4,485	0,966	4,106	0,306	0,013	0,153	0,567
2	0,90	0,120	0,017	3,665	66,023	28,168	0,328	61,396	6,620	1,867	4,608	0,483	0,059	0,218	0,923
3	0,40	0,054	0,007	6,128	71,634	9,086	0,158	14,800	1,231	0,559	0,594	0,004	0,218	0,035	8,977
4	0,80	0,111	0,439	1,382	51,324	15,469	0,023	12,650	0,682	0,106	0,027	0,595	0,023	0,182	20,540
5	1,60	1,118	0,162	56,523	696,987	33,840	0,358	22,046	5,633	2,901	0,274	0,039	4,040	0,758	75,939
6	0,30	0,567	1,019	25,896	366,622	46,695	0,868	18,255	1,219	0,043	1,254	1,908	0,348	1,319	3,266
7	0,60	0,124	0,765	18,115	335,503	166,66	0,592	23,771	4,645	0,274	2,098	2,643	0,003	1,337	17,697
8	0,80	15,11	31,519	61,760	2231,658	1641,0	26,451	130,99	27,192	5,630	10,929	68,619	8,669	43,555	1943,2
9	0,30	0,181	0,011	89,773	978,754	110,19	0,281	1197,3	13,474	3,139	10,391	0,408	0,335	0,092	0,744
10	0,60	1,534	0,355	71,120	914,660	355,14	0,296	1754,7	33,810	12,281	15,146	0,791	2,388	0,049	3,955
11	0,80	1,143	0,055	49,318	831,295	463,76	1,321	1978,2	39,096	14,924	11,420	3,150	2,179	0,778	4,023
12	0,60	0,975	1,254	9,674	242,730	113,82	0,426	12,983	1,601	0,064	0,612	4,486	0,485	2,901	18,059
13	1,20	0,124	0,226	121,93	1640,212	166,29	6,466	13,404	5,085	0,149	1,148	4,135	0,248	1,840	41,060
14	0,30	0,020	0,028	38,806	440,246	0,016	0,776	203,72	8,988	1,018	7,959	0,583	0,016	0,343	9,628

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaios SPT



Erros padrão de estimativa ( $S_e$ ) dos modelos															
Código	B (m)	Desenvolvido na pesquisa	Parry (1978)	Meyerhof (1965)	Terzaghi e Peck (1948)	Alpan (1964)	Schultze & Sherif (1973)	Burland, Bross e de Mello (1977)	Burland e Burbidge (1985)	Anagnostopoulos Papadopoulos e Kavvas (1991)		Webb (1969)			Schmertmann (1978)
										Diferenciado pelo $N_{spr}$	Diferenciado pelo $B$	Areia fina/média	Argila arenosa	média	
15	0,45	0,011	0,021	26,486	344,143	0,005	0,737	203,57	11,867	1,591	7,909	1,036	0,001	0,594	15,153
16	0,60	0,325	0,849	18,655	357,258	0,929	0,045	249,43	13,554	0,926	5,000	4,799	0,540	3,359	24,578
17	1,20	3,120	1,722	122,65	1292,942	129,29	2,092	62,251	11,435	4,180	4,770	0,250	6,303	1,291	12,589
18	0,30	0,003	0,022	6,145	74,556	7,511	0,195	11,169	0,407	0,097	0,765	0,087	0,005	0,032	4,139
19	0,30	0,372	0,410	45,467	468,332	65,839	1,121	52,450	5,189	2,230	5,409	0,020	0,718	0,073	27,860
20	0,80	0,034	0,008	0,446	7,101	3,147	0,009	3,457	0,302	0,052	0,161	0,007	0,118	0,029	0,106
21	0,80	0,048	0,083	0,605	19,682	14,878	0,254	11,058	0,266	0,016	0,147	0,273	0,020	0,111	37,614
22	0,80	0,039	0,119	1,142	35,161	27,219	0,004	20,298	0,515	0,011	0,114	0,389	0,023	0,131	2,718
23	0,80	3,451	4,234	1,861	158,575	63,061	0,202	83,427	5,900	0,130	0,965	12,80	4,700	10,528	179,34
24	0,80	0,018	0,054	0,629	17,221	11,421	0,202	2,354	0,201	0,010	0,424	0,241	0,008	0,111	8,357
25	0,80	0,002	0,023	0,590	13,839	8,695	0,259	4,603	0,255	0,024	0,311	0,090	0,029	0,023	5,924
26	0,80	0,047	0,010	1,191	19,423	14,701	0,598	4,755	0,555	0,152	0,784	0,021	0,148	0,003	3,507
77	0,80	0,218	0,131	4,413	65,129	37,927	0,817	136,37	3,797	1,965	3,425	0,108	0,310	0,009	1,121
28	0,80	0,102	0,008	2,475	38,901	28,633	1,121	4,731	1,426	0,319	1,617	0,056	0,236	0,002	6,721
29	0,80	0,012	0,016	2,512	52,439	27,257	0,783	122,27	1,978	0,882	1,857	0,510	0,028	0,237	12,097
30	1,00	0,112	0,035	3,471	72,410	26,275	0,179	20,428	14,878	2,055	8,096	1,167	0,054	0,784	0,010
31	0,80	5,322	4,674	54,029	573,890	15,567	5,002	13,742	278,51	17,939	104,05	0,421	0,068	0,236	0,907
32	0,80	0,745	1,389	1,877	91,090	53,265	0,046	8,777	0,352	0,197	0,142	3,170	0,291	1,954	80,072
33	0,80	0,001	0,045	7,337	159,131	119,59	2,519	13,198	4,010	0,333	2,056	1,356	0,124	0,522	345,22
34	1,50	0,617	1,456	107,03	1674,305	154,22	0,297	4,763	2,858	0,522	0,027	8,717	0,164	4,558	322,93
35	0,30	0,150	0,380	35,682	452,545	61,656	5,746	21,352	2,971	0,305	2,772	1,178	0,060	0,704	1935,7
36	0,81	0,374	0,312	2,087	20,032	8,618	0,238	17,583	2,734	1,253	2,958	0,023	0,317	0,063	0,058
37	0,81	0,474	0,447	2,992	29,943	12,015	0,366	16,995	4,729	1,659	4,440	0,009	0,320	0,041	0,164
38	0,81	0,479	0,247	3,671	40,863	15,769	0,844	41,520	4,632	1,999	4,412	0,004	0,418	0,035	0,688
39	0,81	0,554	0,342	8,860	124,087	46,592	0,729	68,385	15,434	3,641	9,867	0,448	0,261	0,212	4,666
40	0,81	0,172	0,121	1,301	14,252	5,422	0,154	11,401	1,816	0,745	2,108	0,000	0,132	0,009	0,036
41	0,33	0,325	0,255	11,160	104,986	17,085	0,628	657,24	2,085	0,992	2,088	0,091	0,561	0,205	3,830
42	0,80	2,087	1,655	10,511	102,970	64,425	2,927	50,916	7,191	3,352	4,464	0,631	3,525	1,343	17,190
43	0,80	0,944	0,784	18,849	257,527	5,230	0,510	69,584	42,279	6,349	20,606	0,900	0,111	0,452	0,878
$S_e$ médio		0,962	1,296	24,745	363,54	98,08	1,561	174,20	13,858	2,275	6,333	2,952	0,898	1,889	121,00

Obs.: valores hachurados correspondem a valores contra a segurança

Como pode ser visto na tabela 27, também se determinou um erro padrão de estimativa médio para cada modelo. O valor médio de  $S_e$  para o modelo desenvolvido nesta pesquisa foi de 0,962, considerado como valor de referência, uma vez que o erro obtido para os valores estimados é oriundo de um modelo desenvolvido com base nas provas de carga nas quais se aplicou o próprio modelo. Neste sentido pode-se dizer que o modelo de Webb (1969, apud Oweis, 1979), desenvolvido a partir da teoria da elasticidade, considerando o valor do módulo Cesar Alberto Ruver (cesar@ufrgs.br) – Dissertação de Mestrado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005

estimado para argilas arenosas forneceu um valor médio de  $S_e$  igual a 0,898 que apresentou um erro padrão médio menor que o modelo desenvolvido. Agora os modelos de Parry (1978), Schultze & Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvas (1991) que obteve equações distintas para determinados intervalos de  $N_{SPT}$ , e Weeb (1969, apud Oweis, 1979) considerando o valor do módulo estimado para um perfil médio, forneceram resultados de estimativa de recalques satisfatórios. Agora os demais modelos apresentam estimativas fora da realidade, sendo todos demasiadamente conservadores.

Quando se estima recalques deve-se verificar a segurança das estimativas, de modo que se a diferença entre os recalques medidos e estimados ( $y - y_c$ ) for um valor positivo a estimativa é contra a segurança, pois o recalque estimado é menor que o recalque medido, e se o valor da diferença for negativo a estimativa esta a favor da segurança. Agora analisando a equação 61, percebe-se que a determinação do erro padrão de estimativa ( $S_e$ ) não fornece nenhuma informação quanto a segurança das estimativas de recalque, uma vez que a diferença entre os recalques medidos e estimados ( $y - y_c$ ) é perdida pois este valor é elevado ao quadrado. No entanto, esta observação pode ser feita comparando-se visualmente os valores de recalque medidos com os estimados. Assim na tabela 27 estão identificados os casos em que a estimativa dos recalques ficou contra a segurança. Desta forma, percebe-se que o modelo de Weeb (1969, apud Oweis, 1979) para o perfil médio forneceu resultados contra a segurança em 30 provas de carga, apesar do erro padrão de estimativa ser bastante baixo; já o modelo de Weeb (1969, apud Oweis, 1979) para solos argilo-arenosos, resultou em 13 provas de carga contra a segurança. Além disso, o modelo de Parry (1978) que forneceu o terceiro menor  $S_e$ , resultou uma estimativa de recalques contra a segurança em 20 provas de cargas. Já o modelo desenvolvido nesta pesquisa, resultou em 15 estimativas contra a segurança. Também analisando as estimativas fornecidas pelo modelo de Schultze e Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982), percebe-se que os resultados de 12 provas de carga foram contra a segurança.

Desta forma, de uma maneira geral, o modelo empírico estatístico de Shultze e Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982) e os modelos de Weeb (1969, apud Oweis, 1979) e Parry (1978) desenvolvidos com base na teoria de elasticidade apresentaram resultados satisfatórios quando aplicados em solos residuais quando comparado com o modelo desenvolvido nesta pesquisa, que apresentou coeficientes de correlação da ordem de 0,95 para o ajustes de  $N_{SPT}$  e  $a_n$ , e 0,86 a 1,00 para ajustes das retas dos pontos  $\rho/B$  e  $q$ .

## 4.7 APLICAÇÃO E TESTE DOS MODELOS DESENVOLVIDOS NESTA PESQUISA

No desenvolvimento de um modelo, uma das etapas mais importantes são os testes, bem como da verificação de sua aplicabilidade para caso reais. Assim, visando testar e verificar os modelos desenvolvidos nesta pesquisa, utilizou-se resultados de três provas de cargas realizadas em solos residuais, das quais duas foram realizadas no Estado do Rio Grande do Sul e uma no Estado de Santa Catarina. Os resultados dessas provas de carga foram obtidos após a conclusão do desenvolvimento dos modelos das seções 4.3, 4.4 e 4.5. Esse tipo de verificação é conhecida como *previsão classe A*, como apresentada em Lambe (1973).

As provas de carga foram realizadas pela empresa ESTAQUEAMENTO SULINO (ESTASUL) entre os anos de 1980 e 1984. Conforme a ESTASUL (1980, 1981, 1984), as provas de carga foram realizadas conforme a antiga NB-27 (atual norma NBR 6489/1984). Na execução dos ensaios foi utilizado pela empresa um macaco hidráulico da marca *PONTEMAC* com capacidade de 1.000 kN (ESTASUL; 1980, 1981) e da marca *HIMAPEL* com capacidade de 1.500 kN (ESTASUL, 1984); um manômetro para uma pressão de até 3.000 kN/m<sup>2</sup> (ESTASUL; 1980, 1981) e da marca *PONTEMAC*, ordem 489 (ESTASUL, 1984), dois extensômetros, por prova de carga, da marca *MITUTOYO* com curso de 3 cm e sensibilidade de centésimos de milímetros em todas as provas de carga. Segundo a empresa, as provas de carga foram realizadas em sapatas pré-moldadas de concreto armado, sendo que a base apoiada no solo era quadrada com 0,7071 m de lado, cuja área era de 0,50 m<sup>2</sup>. O sistema de reação era composto por uma caixa de areia devidamente apoiada em uma estrutura metálica composta por placas de aço e vigas metálicas. As figuras 64 e 65 apresentam maiores detalhes sobre o aparato utilizado na execução das provas de carga.

Como apresentado pela empresa ESTASUL (1980, 1981, 1984), após a montagem do aparato era iniciado o carregamento. O carregamento era realizado por incrementos de carga sucessivos, de modo que após um estágio de carregamento era aguardado a estabilização dos recalques, após se aplicava outro incremento de carga, e assim em diante. As leituras eram registradas em dois deflectômetros, sendo era feita uma média entre as leituras dos dois deflectômetros para determinação dos recalques impostos. A figura 66 apresenta os resultados das provas de carga (curvas tensão-recalque) das três provas de carga realizadas. Na figura 66,

são apresentados os três estágios (carregamento, repouso e descarregamento) de cada um dos ensaios.

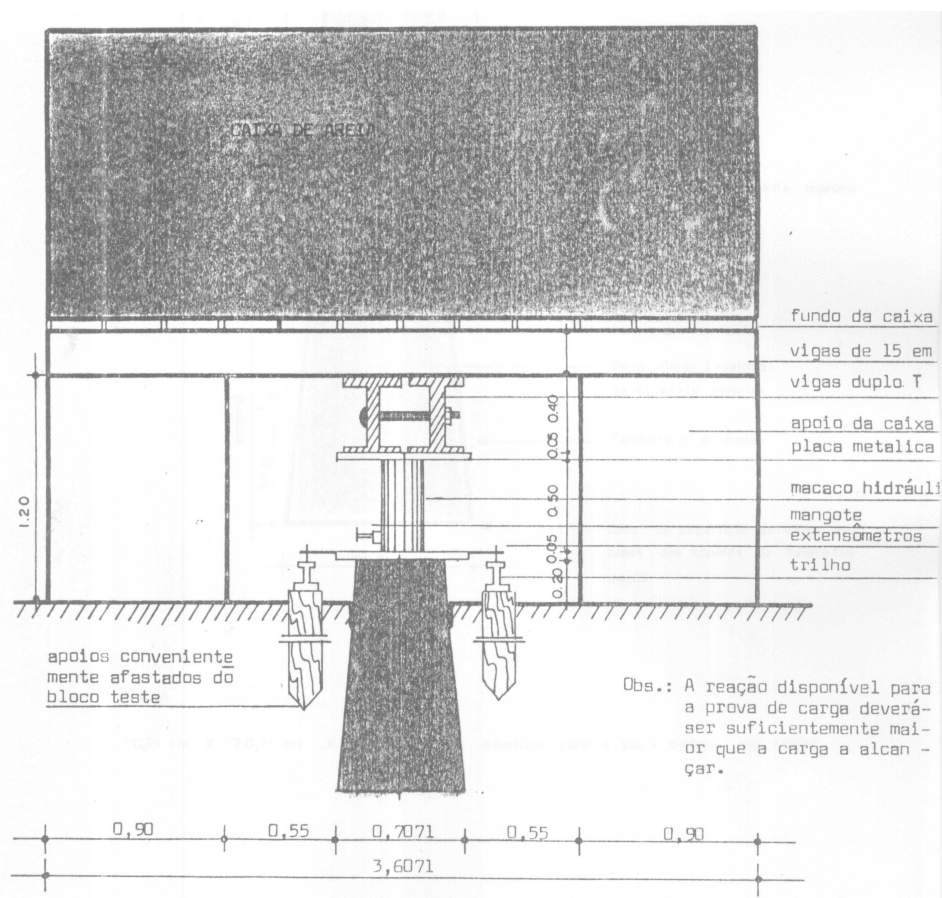


Figura 64: aparato utilizado pela empresa ESTASUL para a execução das provas de carga (ESTASUL; 1980, 1981, 1984)

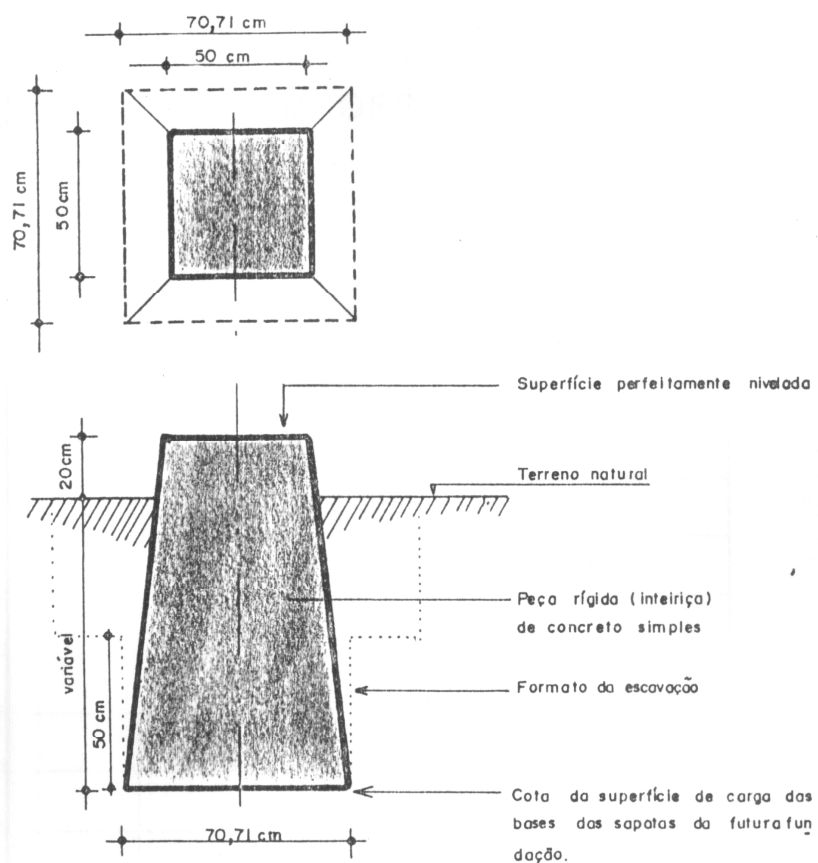


Figura 65: detalhe da sapata de concreto armado utilizada pela empresa ESTASUL para as provas de carga (ESTASUL; 1980, 1981, 1984)

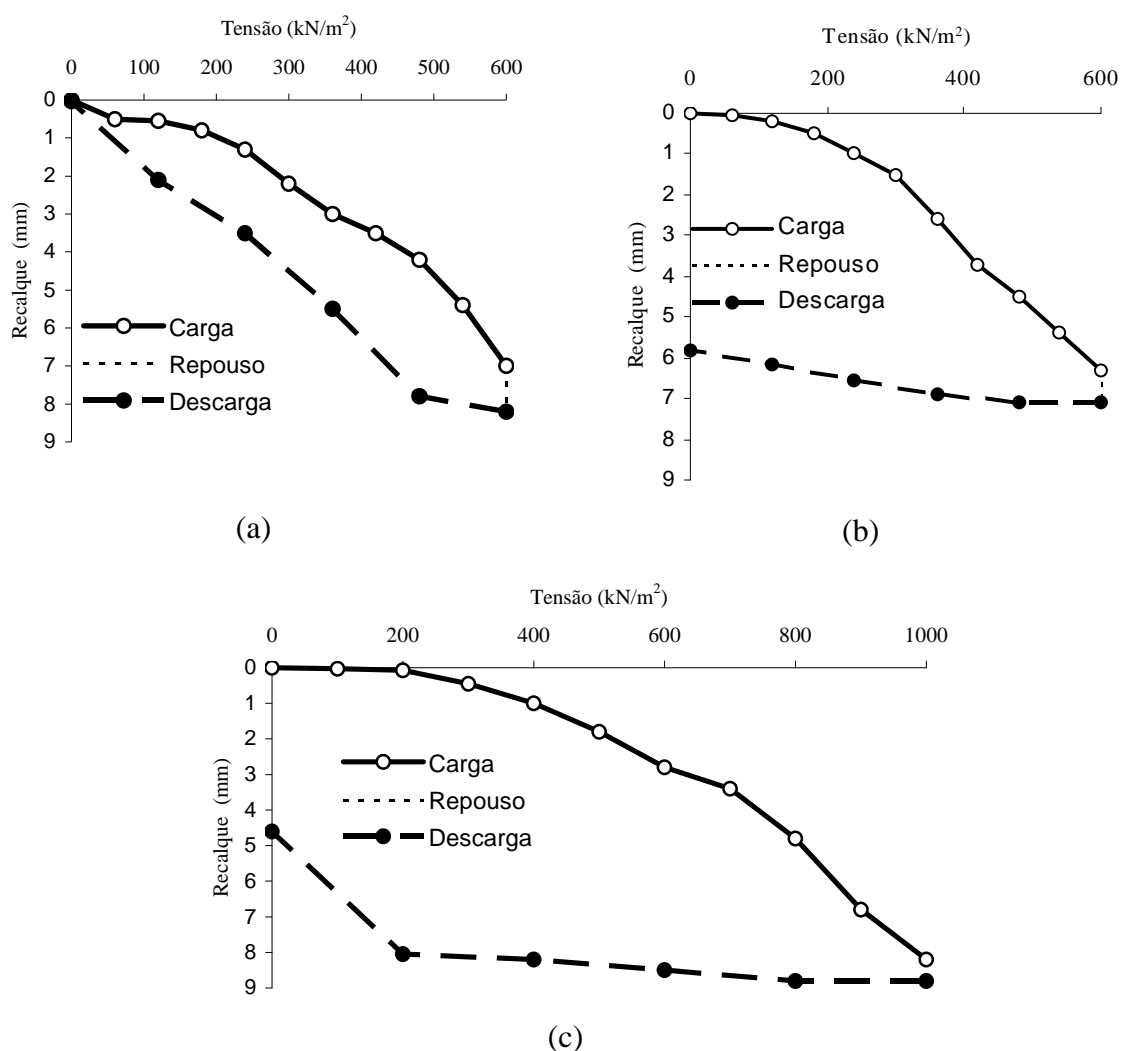


Figura 66: resultados das três provas de cargas – (a) Nova Petrópolis/RS (ESTASUL, 1980), (b) Canguçu/RS (ESTASUL, 1981), e (c) Jacinto Machado/SC (ESTASUL, 1984)

Nas figuras 67 a 69 são apresentados os perfis de sondagem realizados junto ou nas proximidades dos locais onde foram realizadas as provas de cargas. Como pode ser visto nas figuras 67 a 69, são apresentados nos perfis o número de golpes registrado no ensaio SPT, recuperação de amostras de rocha (no caso de sondagem rotativa), nível da água, além da composição das diversas camadas de solo. Também pode ser visto que os solos, onde foram realizadas as provas de carga, são residuais de basalto.

Prof.	No. Golpes		0	20	40	Descrição do Solo		
	1 e 2	2 e 3						
1 m	13	15		Argila siltosa com areia grossa, cor variada, muito rija		1,05 m		
2 m	21	30		Silte argiloso, cor amarelada, compacto a muito compacto		2,88 m		
3 m	32	20/3						
4 m	NA: não encontrado	Sondagem rotativa	13 fragmentos (50% de recuperação)			Rocha basáltica, cor cinza amarelada, madia a muito fraturada, madiamente alterada	Limite da Sondagem	5,88 m
5 m			8 fragmentos (60% de recuperação)					
6 m			2 fragmentos (90% de recuperação)					
7 m								

Figura 67: perfil de sondagem realizado em Nova Petrópolis/RS nas proximidades do local da prova de carga (ESTASUL, 1980)

Prof.	No. Golpes		0	20	40	Descrição do Solo
	1 e 2	2 e 3				
1 m	10	17		Argila siltosa com muita areia de textura variada com pedregulho, marrom, rija		1,90 m
2 m	5	7		Obs.		2,45 m
3 m	7	11		Silte argiloso, com muita areia de textura variada, com pedregulho, marrom, mediamente compacto		
4 m	11	16		Limite da Sondagem		5,35 m
5 m	30/25					
6 m						
7 m						
8 m						

Figura 68: perfil de sondagem realizado em Canguçu/RS nas proximidades do local da prova de carga (ESTASUL, 1981)

Prof.	No. Golpes		0	20	40	Descrição do Solo
	1 e 2	2 e 3				
NA	3	4		Silte argiloso pouco arenoso; mole; cor amarela, marrom e cinza		1,5 m
1 m				Idem, com pedregulhos grossos, duro, marrom		2,54 m
2 m	35	--				
3 m	Sondagem rotativa		~ 08 % de recuperação			Basalto de cor cinza escuro, pouco alterado, textura fanerítica, granulação fina, pouco fraturado
4 m			~ 18 % de recuperação			
5 m			~ 13 % de recuperação			
6 m						
7 m					Limite da Sondagem	7,04 m
8 m						

Figura 69: perfil de sondagem realizado em Jacinto Machado/SC nas proximidades do local da prova de carga (ESTASUL, 1984)

Os modelos desenvolvidos nesta pesquisa são dependentes da média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  num intervalo de duas vezes o lado abaixo da profundidade de assentamento da base da sapata. Desta forma, inicialmente determinou-se estes valores médios para cada um dos três solos. No entanto, observando-se os perfis e as respectivas cotas onde foram assentadas as sapatas utilizadas para as provas de carga, percebe-se que no caso de Nova Petrópolis/RS e Jacinto Machado/SC, o bulbo de tensões fica parcialmente embutido no impenetrável, não possuindo valores de  $N_{SPT}$  deste e quando apresentados são extremamente elevados. Assim, para estes dois solos foram considerados os valores representativos da camada de solo entre a sapata e o impenetrável. Já para o caso de Canguçu o bulbo tensões fica embutido no solo, não atingindo o impenetrável. Em seguida, os valores médios foram corrigidos para uma energia de cravação de 60 % de aproveitamento da energia de cravação (seção 2.3.1.1.1 e equação 3), de modo a se obter os valores de  $N_{SPT,60}$  para cada solo estudado. A tabela 28 apresenta os valores da cota de assentamento das sapatas, os valores de SPT utilizados no cálculo da média, bem como as médias corrigidas e não corrigidas.

Tabela 28: resumo das provas de carga utilizadas para teste dos modelos desenvolvidos

Referência: ESTASUL (ano)	Local do ensaio	Cota de assentamento	$N_{SPT}$ considerados	SPT médio aritmético	
				Não corrigido	Corrigido (60%)
1980	Nova Petrópolis/RS	2,30 m	30 e 32	31	37,2
1981	Canguçu/RS	3,90 m	16 e 36	26	31,2
1984	Jacinto Machado/SC	1,90 m	35	35	42

Com o intuito de se verificar e testar o modelo desenvolvido para estimativa de recalques em solos residuais aplicou-se a equação 69 para obter-se uma estimativa de recalques, bem como as equações 73 e 74 para determinação de uma provável faixa de variação dos recalques. Assim tendo os valores de  $N_{SPT,60}$  (ver tabela 28), conhecendo a dimensão do lado das sapatas ( $B = 0,7071$  m) e considerando os mesmos carregamentos aplicados durante as provas de carga, pode-se estimar as curvas de tensão-recalque das três provas de carga utilizadas neste teste. A figura 70 apresenta a comparação entre as curvas de tensão-recalque resultantes das provas de carga e estimadas pelo modelo desenvolvido nesta pesquisa. Também se determinou o erro padrão de estimativa ( $S_e$ ) para cada uma das três provas de carga como pode ser visto na tabela 31, que apresentou uma variação de 0,479 a 1,112 (média de 0,788). Agora fazendo-se uma comparação entre os valores médios de  $S_e$  do modelo desenvolvido



(0,962; ver tabela 27) e da média de  $S_e$  obtida para as três provas de carga aqui apresentadas, nota-se que o erro médio do teste ficou abaixo do erro médio do modelo.

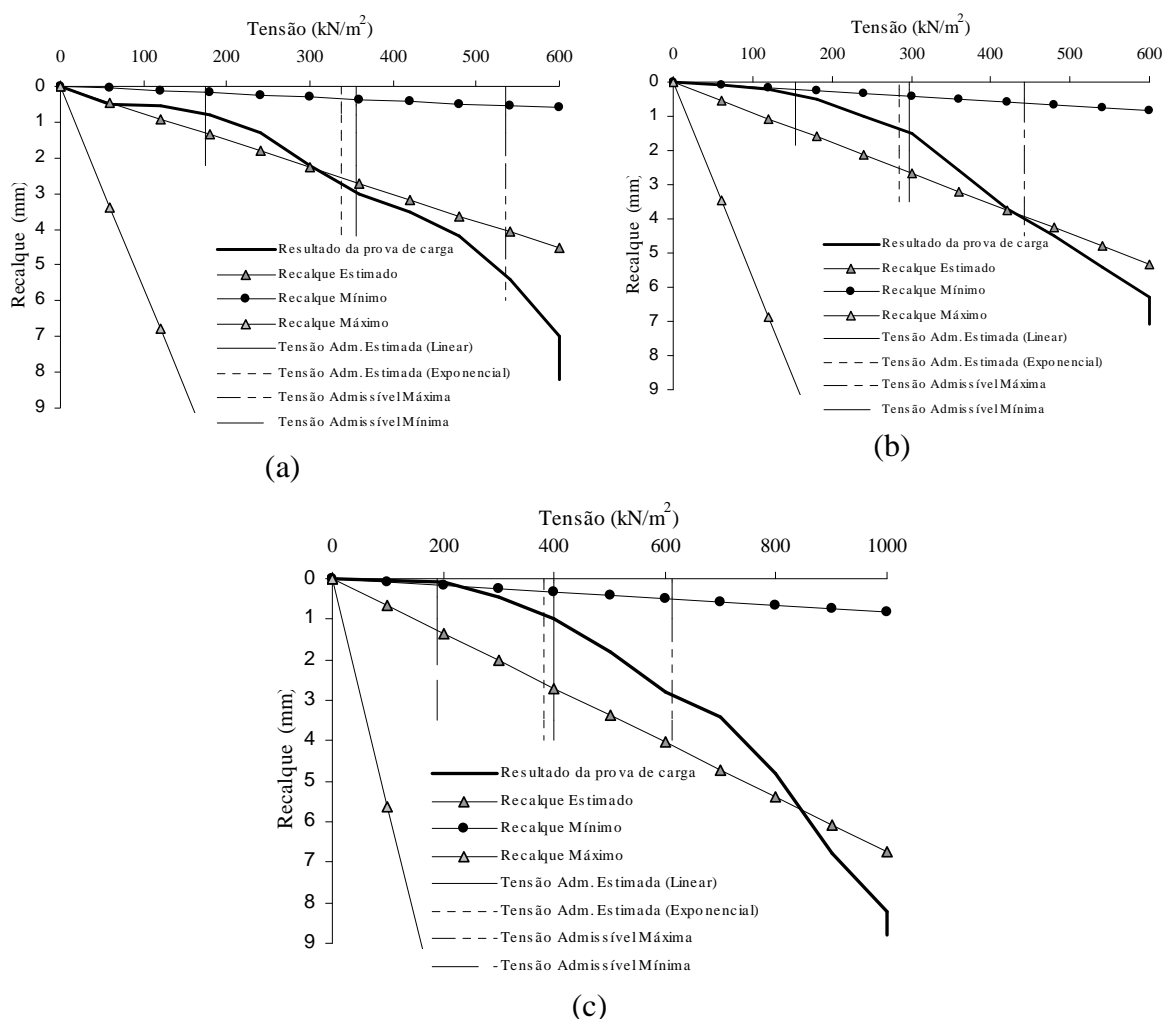


Figura 70: recalques estimados pelo modelo desenvolvido nesta pesquisa (equações 69, 73 e 74) – (a) Nova Petrópolis/RS (ESTASUL, 1980), (b) Canguçu/RS (ESTASUL, 1981), e (c) Jacinto Machado/SC (ESTASUL, 1984)

Nesta verificação também se procurou analisar o modelo desenvolvido para a estimativa da tensão admissível do sistema solo-fundação. Na seção 4.4.1 é apresentado o modelo para determinação da tensão admissível em solos residuais, sendo que as equações 76 e 77 foram aplicadas para as três provas de carga utilizadas neste teste. Além disso, determinou-se os valores limites máximos e mínimos de tensão admissível, conforme as equações 78 e 79. A tabela 29 apresenta os valores da tensão admissível estimados pelo modelo desenvolvido. Analisando as curvas de tensão recalque fica difícil definir uma tensão de ruptura para os solos nos quais foram realizadas as provas de carga, porque as curvas não apresentam ponto de plastificação nítido, e além disso nenhum dos critérios de ruptura apresentados ao longo

desta trabalho puderam ser aplicados pois os recalques registrados foram muito pequenos em relação aos recalques definidos pelos critérios de ruptura. Assim para a identificação da tensão de ruptura, as provas de carga deveriam ter sido levadas a um tensão maior.

Tabela 29: tensão admissível

Referência: ESTASUL (ano)	$N_{SPT,60}$	Estimativa de tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )			
		Limite superior <sup>1</sup>	Ajuste mínimos quadrados		Limite inferior <sup>4</sup>
			Exponencial <sup>2</sup>	Linear <sup>3</sup>	
1980	37,2	535,7	<b>338,3</b>	<b>354,9</b>	174,0
1981	31,2	442,0	<b>284,3</b>	<b>297,6</b>	153,3
1984	42,0	611,2	<b>381,5</b>	<b>400,7</b>	190,2

Observações: tensões dadas pela: 1) equação 78, 2) equação 77, 3) equação 76 e 4) equação 79

Também como pode ser visto na seção 4.3.3, o modelo de estimativa de recalques desenvolvido nesta pesquisa tem como base as figuras 41 a 44, que representa o ajuste por mínimos quadrados do coeficiente angular ( $a_n$ ) das retas ajustadas às curvas de tensão-recalque relativo das provas de carga estudadas e os respectivos valores médios de  $N_{SPT}$ . Para as três provas de carga utilizadas neste teste, também se procurou ajustar uma reta ao trecho inicial (até a tensão admissível) das curvas de tensão-recalque relativo, de modo a verificar a localização dos pontos  $a_n - N_{SPT,60}$  na curva da figura 43. A figura 71 apresenta o ajuste linear por mínimos quadrados efetuado nas três provas de carga utilizadas neste teste. Já a figura 72, apresenta a localização dos pontos  $a_n - N_{SPT,60}$  na figura 43. Como pode ser observado pela figura 72, todos os pontos obtidos neste teste ficaram localizados dentro do limite estabelecido, porém um único ponto fica próximo da equação ajusta (curva ajustada por mínimos quadrados feita na seção 4.3.3) e os outros dois ficam próximos do limite inferior.

Voltando para a análise dos recalques, estimou-se os recalques pela teoria da elasticidade. Para tanto determinou-se o módulo de elasticidade ( $E$ ) para cada uma das três provas de carga, utilizadas para o teste, utilizando as equações 81 a 86, que são somente dependentes dos valores de  $N_{SPT,60}$ . Vale lembrar que as equações 82, 83 e 84 foram desenvolvidas com base em dados desta pesquisa; e as equações 81, 85 e 86, para dados desta pesquisa mais os dados obtidos por Sandroni (1996, apud Velloso e Lopes, 2004). A tabela 30 apresenta os valores de  $E$  determinados para cada uma das provas de carga. Agora com os valores de  $E$  determinados e considerando um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,30, tem-se os principais

parâmetros de interesse na teoria da elasticidade. Desta forma, utilizando a equação 15, estimou-se as curvas de tensão-recalque das três provas de carga testadas (figuras 73 a 75).

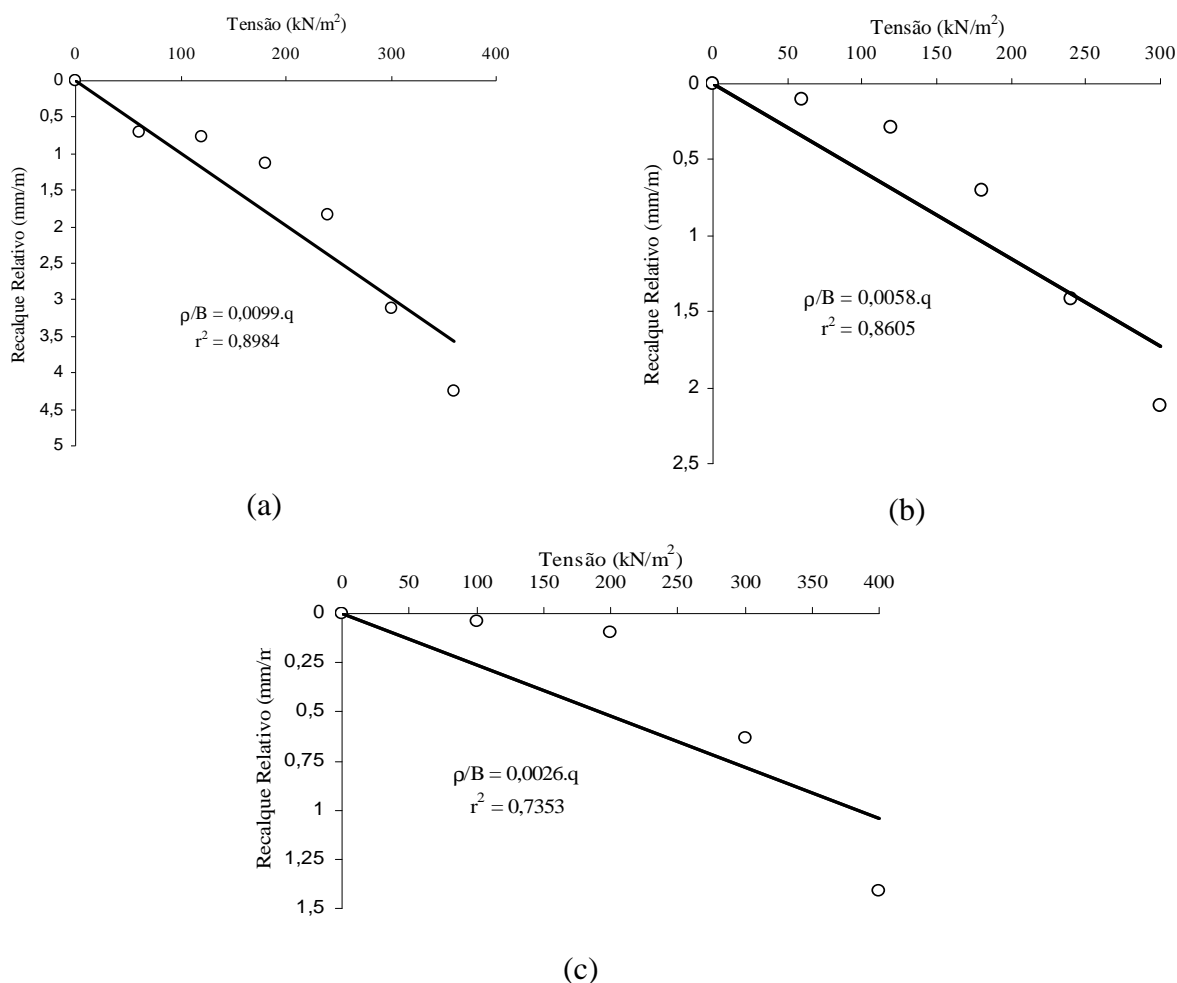


Figura 71: aproximação de uma reta a curva de tensão-recalque relativo do ensaio para a determinação da constante  $a_n$  – (a) Nova Petrópolis/RS (ESTASUL, 1980), (b) Canguçu/RS (ESTASUL, 1981), e (c) Jacinto Machado/SC (ESTASUL, 1984)

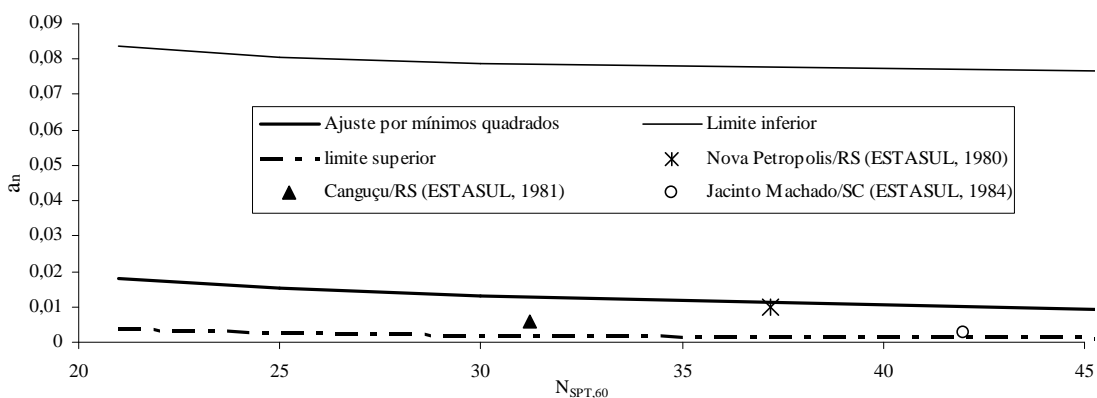


Figura 72: comparação entre os valores de  $a_n$  das provas de carga testadas e os ajustes obtidos nesta pesquisa

Tabela 30: valores de  $E$  determinados para as provas de carga utilizadas para a validação

Referência: ESTASUL (ano)	Módulo de Elasticidade (MN/m <sup>2</sup> )					
	Min	Equação 81	Max	Min	Equação 82	Max
1980	57,27	74,90	92,53	58,22	70,31	82,39
1981	48,61	62,82	77,03	49,44	58,97	68,49
1984	64,14	84,57	105,00	65,19	79,38	93,57

Como o objetivo de se comparar o modelo para determinação dos recalques desenvolvido nesta pesquisa, com os estimados pela teoria da elasticidade cujo valor de  $E$  é determinado por um modelo também desenvolvido nesta pesquisa, calculou-se o erro padrão de estimativa ( $S_e$ ) para cada um dos modelos utilizados neste teste de verificação. Os valores dos erros podem ser visualizada na tabela 31. Como pode ser visto na tabela 31, o modelo desenvolvido apresentou menor erro do que a teoria da elasticidade.

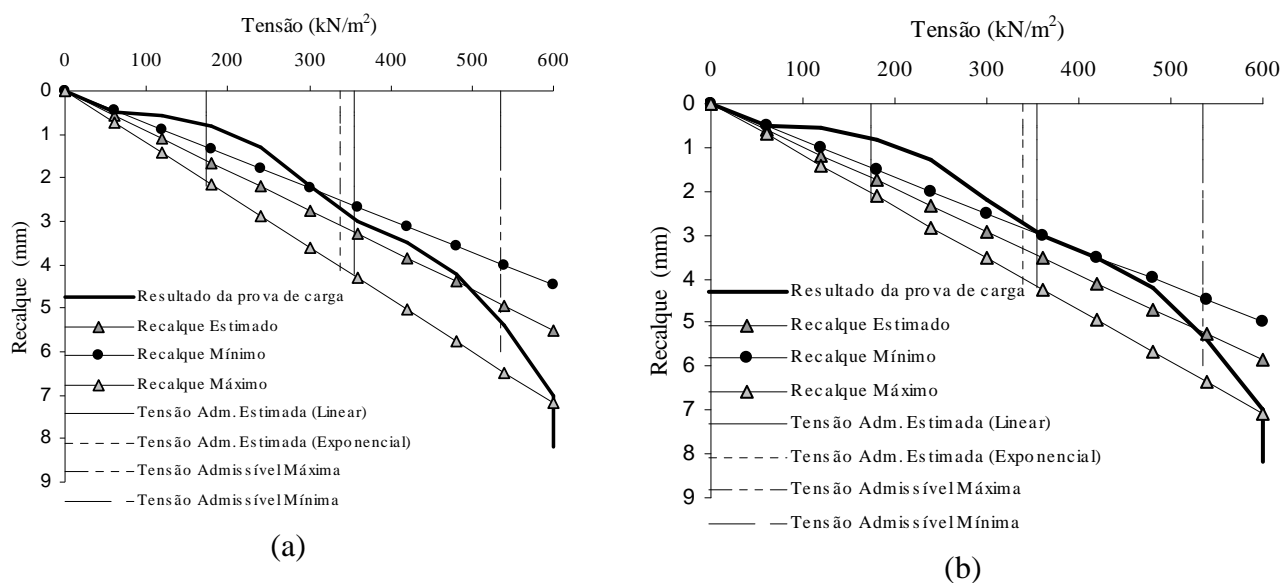


Figura 73: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Nova Petrópolis/RS (ESTASUL, 1980) considerando  $E$  estimado pelas: (a) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equação 82 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86

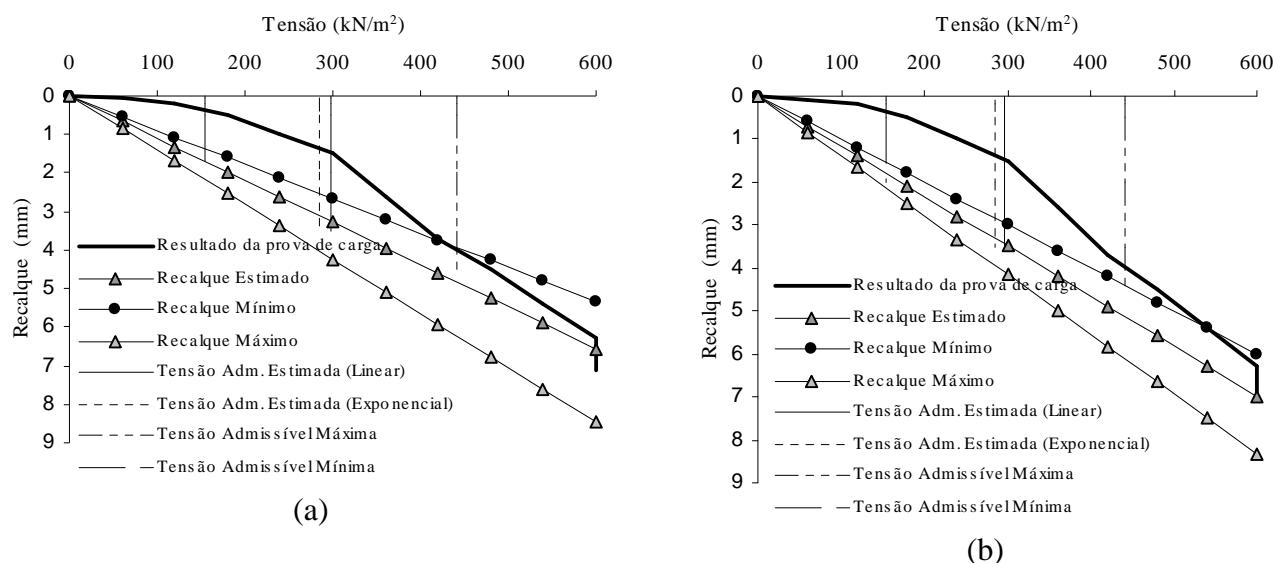


Figura 74: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Canguçú/RS (ESTASUL, 1981) considerando  $E$  estimado pelas: (a) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equações 110 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86

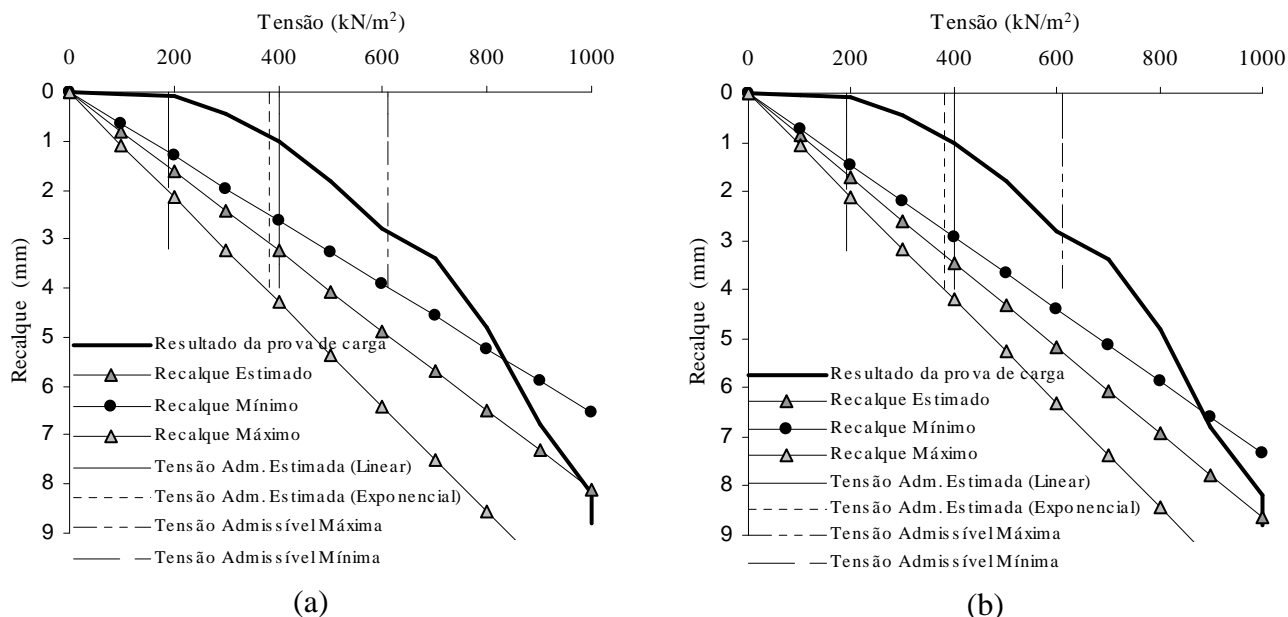


Figura 75: estimativa de recalque pela teoria da elasticidade da prova de carga realizada em Jacinto Machado/SC (ESTASUL, 1984) considerando  $E$  estimado pelas: (a) equações 81 e intervalo de variação definido pelas equações 83 e 84, e (b) equações 82 e intervalo de variação definido pelas equações 85 e 86

Tabela 31: erro padrão de estimativa dos recalques aplicando os modelos desenvolvidos nesta pesquisa

Referência: ESTASUL (ano)	Erro padrão de estimativa dos recalques ( $S_e$ )		
	equação 69	Teoria da elasticidade com $E$ determinado pela	
		equação 81	equação 82
1980	0,1122	0,3171	0,6495
1981	0,8023	0,8918	1,3703
1984	1,4790	3,2529	4,4644
Média aritmética:	0,7978	1,4873	2,1614

Comparando os perfis do apêndice A (utilizados para o desenvolvimento do modelo) e os perfis dos solos das três provas de carga consideradas neste teste, percebe-se que os perfis do apêndice A permanece homogêneo ao longo de uma grande profundidade, já os perfis dos solos das provas de carga testadas apresentam uma fina camada de solo (variável entre 2,54 m e 5,88 m). Além disso, como já salientado, as provas de carga foram realizadas numa profundidade muito próxima do impenetrável, ou seja, uma parte do bulbo de tensões ficou localizado dentro do impenetrável. Desta forma, mesmo que a aplicação dos modelos apresente um erro pequeno, nota-se que os recalques estimados são maiores que os reais observados nos ensaios, ou seja, o modelo se mostrou bastante conservador. Isso pode ser devido ao fato de não se possuir todos os valores de  $N_{SPT}$ , pois somente foram considerados os valores da camada de solo entre a base da fundação e a camada de impenetrável, que conforme constatado pelas sondagens rotativas, é rocha basáltica. O mesmo pode ser visualizado pela figura 72, onde dois pontos ficaram junto ao limite inferior, significando que os valores de  $N_{SPT}$  são maiores que os considerados, em virtude do impenetrável.

No entanto, é necessário salientar que estes testes serviram também como exemplo de aplicação dos modelos desenvolvidos nesta pesquisa. De modo que estes testes não podem ser considerados como uma validação, mesmo porque três pontos não são suficientes para validar uma metodologia desta importância.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são discutidas as principais conclusões obtidas neste trabalho.

Como pode ser visto no decorrer do capítulo 4, foram desenvolvidas equações que possibilitam o entendimento e verificação dos dois principais critérios a serem observados num projeto de fundações superficiais – recalques e tensão admissível. Mais do que simples equações para a estimativa que forneçam um valor pontual estabeleceu-se equações que permitem estimar também uma faixa de variação – um valor máximo e um valor mínimo – tanto para os recalques, quanto para a tensão admissível. Assim, para a estimativa direta de recalques em sapatas assentes em solos residuais pode-se utilizar a equação 69, cujo intervalo de variação, a um nível de confiança de 99,8%, pode ser estimado pelas equações 73 e 74. Também para a estimativa de recalques pode-se utilizar a teoria da elasticidade, de modo que o módulo de elasticidade pode ser determinado pelas equações 81 ou 82, cujos intervalos de confiança, a um nível de confiança de 99,8%, podem ser determinados pelas equações 83 a 86. Já para a tensão admissível pode-se utilizar a equação 76, cujos intervalos de confiança, a um nível de confiança de 99,8%, podem ser determinados pelas equações 78 e 79. Vale lembrar que esta metodologia é dependente de três variáveis -  $N_{SPT,60}$ ,  $B$  e  $q$ . Enquanto que as equações para a estimativa do recalque são dependentes das três variáveis, as equações para a determinação da tensão admissível são dependentes somente da média dos valores de  $N_{SPT,60}$ . Vale lembrar que  $N_{SPT,60}$  corresponde a um valor médio aritmético dos resultados do ensaio de SPT (número de golpes) determinado a uma profundidade de duas vezes o lado ou diâmetro abaixo da base de assentamento da sapata e posteriormente corrigido para uma energia de cravação de 60 % de aproveitamento;  $B$  (m) corresponde ao lado (se quadrada) ou diâmetro (se circular) da fundação considerada, sendo que não foi feita nenhuma diferenciação entre fundação circular ou quadrada; e  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) corresponde a tensão aplicada na fundação.

Esta metodologia somente deve ser utilizada para solos que apresentam um perfil homogêneo de solo residual, pelo menos até uma profundidade de duas vezes o lado ou diâmetro da fundação. Perfis de solo com camada menor que o especificado ou que apresentam estratigrafia podem acarretar grandes erros de estimativa, não avaliados neste trabalho.

## 5.1 SIMILARIDADES DE COMPORTAMENTO ENTRE SOLOS RESIDUAIS E AREIAS SEDIMENTARES

Comparando-se o modelo para estimativa de recalques desenvolvido nesta pesquisa (equação 69) e o modelo desenvolvido por Parry (1978) (equação 45), percebe-se que ambas as equações são bastante semelhantes, inclusive em termos de valores de constantes adotadas nas equações, apesar de terem sido desenvolvidos por metodologias diferentes e para diferentes tipos de solo. Como também pode ser visto, o modelo desenvolvido nesta pesquisa é ligeiramente mais conservador que o modelo por Parry (1978), apresentando sempre um recalque 21,4 % maior, em função do expoente do  $N_{SPT}$ .

Sabe-se que os conceitos clássicos da mecânica dos solos foram desenvolvidos para solos sedimentares saturados, de modo que sempre é apresentado que o comportamento de areias é bem distinto das argilas. Além disso, estes conceitos até poucos anos atrás eram largamente utilizados para caracterizar o comportamento de solos tropicais, que geralmente apresentam um comportamento bem distinto dos solos sedimentares. Os solos tropicais, em sua grande maioria, são solos residuais não saturados e/ou bem drenados.

Assim como pode ser visto na seção 4.2, os solos residuais estudados apresentaram uma grande variabilidade em termos de composição granulométrica, índice de vazios e estado de consistência. Mas apesar disso, como foi evidenciado no primeiro parágrafo desta seção, o comportamento em termos de recalques é bastante similar ao comportamento das areias sedimentares. Além disso, os modelos que apresentam melhores ajustes para areais (seção 2.6.2) também se mostraram adequados para a estimativa de recalques nos solos residuais estudados.

## 5.2 EXTRAPOLAÇÃO DOS RESULTADOS DE ESTIMATIVA DE RECALQUES PARA GRANDES DIMENSÕES

Um importante ponto a ser observado diz respeito a extrapolação dos métodos de previsão de recalques para fundações de grandes dimensões, uma vez que estes, geralmente, são desenvolvidos a partir de pequenas dimensões. Pela figura 30, percebe-se que existe uma grande divergência entre diversos autores sobre a extrapolação dos resultados de estimativa para grandes diâmetros. Enquanto que Terzaghi e Peck (1948, 1967), e alguns dos seus

---

Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT



seguidores como Bazarra e Meyerhof, consideram uma curva única para a extrapolação dos resultados, Bjerrum e Eggstad (1963, apud Parry, 1978; Lambe e Whitman, 1979) fazem uma distinção em função da compacidade. Já pela teoria da elasticidade, a extrapolação é proporcional (exemplo: equações 14 e 15), assim como os diversos modelos desenvolvidos a partir dela (WEEB, 1969 e PARRY, 1978). Considerando os aspectos e as divergências acima apontados deve-se ter muito cuidado ao se extrapolar as estimativas de recalques para grandes dimensões. Via de regra, considera-se extrapolação de resultados, aqueles recalques estimados para dimensões maiores do que aquelas utilizadas no desenvolvimento dos métodos.

Foi mostrado nesta pesquisa (seção 4.3.1) que os recalques são proporcionais as dimensões. Desta forma, obteve-se um modelo proporcional às dimensões, como pode ser visto pela equação 69, bem como o conceito de proporcionalidade foi adotado para o desenvolvimento do modelo para determinação do módulo de elasticidade (seção 4.5). No entanto como pode ser visto, esta proporcionalidade foi verificada num intervalo de dimensões entre 0,30 m e 1,60 m, de modo a relação entre dimensão e recalque não foi avaliada para dimensões acima de 1,60 m.

### 5.3 INFLUÊNCIA DA RIDIDEZ DOS SOLOS NOS RECALQUES E LIMITAÇÃO DO MODELO DE PREVISÃO DE RECALQUES PARA VALORES BAIXOS DE $N_{SPT}$

Como já salientado no decorrer do trabalho, o ensaio de SPT é uma medida de resistência do solo. Sendo que quanto mais resistente for o solo, maior é o número de golpes necessários para se cravar o amostrador no solo. Também se pode afirmar que o número de golpes esta limitado entre zero (exemplo: lama) e o infinito (exemplo: rocha). Ainda pode se afirmar que quanto mais resistente (e rígido) o solo, menores serão os recalques.

Como pode ser visto, determinou-se um coeficiente angular para todas as curvas de tensão-recalque relativo utilizadas nesta pesquisa. Estes coeficientes angulares ( $a_n$ ) foram grafados contra os respectivos valores de  $N_{SPT}$ , como apresentado nas figuras 41 a 44. Por meio dessas figuras citadas, pode-se confirmar o que foi dito no parágrafo anterior, ou seja, os recalques são menores em solos com  $N_{SPT}$  mais elevados, além disso, esta dependência é uma relação exponencial. Ainda observando essas figuras, pode-se notar que a partir de valores crescente de  $N_{SPT}$ , os valores de  $a_n$  vão se aproximando de um valor assintótico, de modo que os

recalques, para valores altos de  $N_{SPT}$ , tendem a ser praticamente os mesmos para diferentes valores de  $N_{SPT}$ . Agora observando a figura 57, nota-se que a curva definida a partir dos dados desta pesquisa, é uma exponencial (muito próxima a reta), de modo que, para qualquer valor de  $N_{SPT}$ , os módulos de elasticidade tendem a um valor crescente linear. Esta tendência já não ocorre para as curvas de Sandroni (1996), que pelo contrário tende a aumentar rapidamente a rigidez do solo para valores altos de  $N_{SPT}$ .

Já para valores muitos baixos de  $N_{SPT}$  (menor que 5 golpes), os recalques são muito sensíveis aos valores de  $N_{SPT}$ , de modo que a curva de  $a_n-N_{SPT}$  forma uma assíntota vertical quanto menores vão ficando os valores de  $N_{SPT}$  (ver figuras 41 a 44). Logo, deve-se ter muito cuidado ao se estimar recalques a partir de valores baixos de  $N_{SPT}$ , não sendo aconselhável em hipótese alguma o uso da metodologia desenvolvida para valores de  $N_{SPT}$  abaixo de 5. Além disso, a contagem do número de golpes, assim como o próprio ensaio, esta sujeito a falhas de operação.

#### 5.4 SUESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros que não puderam ser contemplados nesta pesquisa:

- a) Verificação dos erros de estimativa aos quais a metodologia desenvolvida está sujeito quando aplicada em solos estratificados (não homogêneos);
- b) Melhora da amostra (mais resultados de provas de carga) utilizada no desenvolvimento desta pesquisa com o objetivo de se consagrar uma metodologia exclusiva para solos regionais, brasileiros, ou talvez uma metodologia de aplicação universal;
- c) Verificar a extrapolação da metodologia para grandes dimensões, por meio de obtenção de provas de carga realizadas em grandes diâmetros, de modo a verificar até que limites de dimensões uma única curva de tensão - recalque relativo é válida;
- d) Estudar o potencial de fluência (creep) de solos residuais quando sob cargas permanentes de fundações superficiais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIA

- ANAGNOSTOPOULOS, A. G., PAPADOPOULOS, B. P., KAVVADAS, M. J. (1991). Direct Estimation of Settlements on Sand, Based on SPT Results. In: Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (X ECSMFE), 1991, Florence/Itália. **Proceedings...**, 1991, v. 1, p. 293-296.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12069: Solo – Ensaio de Penetração do Cone In Situ (CPT)**. Rio de Janeiro. 1991
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro. 2001
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR6489: Provas de Carga Diretas sobre terrenos de fundações**. Rio de Janeiro. 1984
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro. 1996
- BELINCANTA, A., ALVIM, F. M., NAVAJAS, S., SOBRINHO, R. R. Métodos para Medida de Energia Dinâmica em Ensaio de SPT. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/SP, v. 17, n. 2, p. 93-110, 1994.
- BRANCO, A. V.; de MELLO, L. G.; BIANCHINI, M. M. Projeto de Fundações industriais condicionadas por recalques na região norte do Brasil. In: VII congresso brasileiro de mecânica Dos solos e engenharia de fundações, 1982. **Anais...**, Recife/PE, v. 2, 1982, p. 67-87.
- BURLAND, J. B., BROMS, B. B., MELLO, V. F. B. Behaviour of Foudations and Structures. In: Ninth International Conference on Soil Mechnics and Foudation Engineering (IX ICSMFE), 1977. **Proceedings...**, Tóquio/Japão, 1977, v. 2. pg. 495-518.
- CAMPOS, M. T. P. **Ensaio de Laboratório e Provas de Carga Superficiais Instrumentadas no Solo Residual Gnáissico Jovem do Campo Experimental da PUC-RJ**. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.
- CEPOLLINA, M.; RUOPPOLO, L. Otimização do Projeto de uma Torre de Resfriamento de água pela Utilização de Precarga para Antecipar parte dos Recalques Esperados In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, 1982. **Anais...**, Recife/PE, 1982, v. 2, p. 111-122.
- CHIOSSI, N. J. **Geologia de Engenharia**. 3ª Edição. São Paulo/SP: Grêmio politécnico, 1983. 427 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos/SP: Rima Editora, 2003. 134 p.
- CINTRA, J. C. A.; MACACARI, M. F.; AOKI, N.; VILAR, O. M. Variação da Capacidade de Carga com a Sucção Matricial e com a Profundidade em Provas de Carga Sobre Placas em Solos Colapsíveis. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/SP, v. 28, n. 1, p. 21-30, 2005.

CUDMANI, R. O. **Estudo do Comportamento de Sapatas Assentes em Solos Residuais Parcialmente Saturados através de Ensaios de Placa**. 1994. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de Um Solo de Basalto Através de Ensaios de Placa. In: XXXI Jornadas Sud-Americanas de Engenharia Estructural, 2004. **Anais....**, Mendoza/Argentina: Universidad Nacional de Cuyo, 2004. (disponível em CD-ROM).

DECOURT, L. Resistência e Compressibilidade de uma Argila de São Paulo a Partir de Ensaios de Campo e de Laboratório. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1978. **Anais....**, Rio de Janeiro/RJ, 1978, v. 1, p. 37-43.

ESTAQUEAMENTO SULINO (ESTASUL). Relatório de Provas de carga realizado. Nova Petrópolis/RS, 1980.

ESTAQUEAMENTO SULINO (ESTASUL). Relatório de Provas de carga realizado. Canguçu/RS, 1981.

ESTAQUEAMENTO SULINO (ESTASUL). Relatório de Provas de carga realizado. Jacinto Machado/SC, 1984.

FERREIRA, S. R. M., FUCALE, S. P., AMORIM, S. A. Comportamento de Variação de Volumes em Solos Colapsíveis Avaliados por Meio de Ensaios de Campo. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais ...**, Brasília/DF, 1998, v. 1, p. 171-178.

FERREIRA, R.C., PERES, J. E. E., OGNEBENE, W. A determinação da Capacidade de Carga de Solos Porosos Através da Resistência à Penetração do Cone (CPT), para Projeto de Fundações Rasas. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1986. **Anais....**, Porto Alegre/RS, 1986, p. 201-212.

FILHO, C. L. M. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 2ª edição. Brasília/DF: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. Santa Maria/RS: Editora da UFSM, 1997. 284 p.

FONSECA, A. V.; FERNANDES, M. M.; CARDOSO, A. S. Interpretation of a load test on a saprolitic soil from granite. **Geotechnique**, London, v. 47, n. 3, p. 633-651, 1997.

FONSECA, A. V. Load Tests on Residual Soil and Settlement Prediction on Shallow Foundation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ACSE, New York, v. 127, n. 10 (October), p. 869-883, 2001.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., SILVA FILHO, F. C. S., CONCIANI, W. Influência da Sucção no Comportamento de Fundações Assentes em Solos Não-Saturados. In: 4º Simpósio Brasileiro de solos não-saturados, 2001. **Anais....**, Porto Alegre/RS, 2001, p. 434-450.

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA. Provas de carga realizadas para Veiga do Sul. São Francisco do Sul/SC, 2001.

GHIONNA, V. N., MANASSERO, M., PEISINO, V. Settlements of Large Shallow Foundations on a Partially Cemented Gravelly Sand Deposit Using PLT Data. In: Tenth European Conference on Soil

- Mechanics and Foundation Engineering (X ECSMFE), 1991. **Proceedings...**, Florence/Italia, 1991, v. 1, p. 417-422.
- JARDIM, W. F. D. Estudo da Pressão de Fundações Diretas em Solo Residual de Gneiss Através de Provas de Carga em Placa. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.
- LAMBE, T. W. Prediction in Soil Engineering. **Géotechnique**, London, v. 23, n. 23, p. 149-202, 1973
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version**. Estados Unidos: John Wiley & Sons, 1979. 553 p.
- LOPES, G., da ROCHA, E. M., MINETTE, E., de AZEVEDO, R. F. Análise, em Termos de Capacidade de Carga, de uma Prova de Carga Direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaiss. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1998. **Anais...**, Brasília, 1998, v. 3, p. 14971-504.
- MELLO, L. G. F. S. de, CEPOLLINA, M. Sobre a Interpretação de Prova de Carga Sobre Placa Visando Previsão de Recalques. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1978. **Anais...**, Rio de Janeiro/RJ, 1978, v. 1, p. 165-180.
- MEYERHOF, G. G. Shallw foundations. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, New York, v. 91, n. SM-2 (march), p. 21-31, 1965.
- MILITITSKY, J., CLAYTON, C. R. I., TALBOT, J. C. S., DIKRIAN, S. S. Previsão de Recalques em Solos Granulares Utilizando Resultados de SPT: Revisão Crítica. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1982. **Anais...**, Olinda/Recife, 1982, Setembro, p. 133-150.
- ODEBRECHT, E., SCHNAID, F., ROCHA, M. M., BERNARDES, G. P. Transferência de Energia no Ensaio SPT: Efeito do Comprimento de Hastes e da Magnitude dos Deslocamentos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/SP, v. 27, n. 1, pg. 69-82, 2004
- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1993. 368 p.
- OWEIS, S. I. Equivalent linear model for predicting settlements of sand bases. **Journal Of The Geotechnical Engineering Division**, ACSE, New York, v. 105, n. GT12 (December), p. 1524-1544, 1979
- PARRY, R. H. G. Estimating Foundation Settlements in Sand from Plate Bearing Tests. **Géotechnique**, London, v. 28, n. 1, p. 107-118, 1978.
- PECK, R. B., BAZARRA, A. R. Discussão sobre o artigo: Settlements of Spread Footings on Sand. Autores: D'APPOLONIA, D., D'APPOLONIA, C., BRISSETE, R. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, New York, v. 95, n. SM-3 (May), p. 905-909, 1969.
- POLITANO, F. C.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. Correlações entre os Resultados de CPT e SPT em Solos Residuais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/SP, v. 24, n. 1, p. 55-71, 2001.
- POLIDO, U. F.; CASTELLO, R. R. Geotechnical parameters of a soil of barreiras formation in Espirito Santo. In: TropicalS'85, 1985. **Anais...**, 1985, p. 403-415.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: John Wiley, 1974. 411p.

SALES, M. M., CUNHA, R. P., FARIAS, M. M., PEREIRA, J. H. F. Efeito da Pré-Inundação nos Resultados de Provas de Carga de Sapatas e Estacas na Argila Porosa de Brasília. In: 4<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de solos não-saturados, 2001. **Anais...**, Porto Alegre/RS, 2001. p. 399-415.

SALOMÃO, F. T., ANTUNES, F. S. Solos em Pedologia. In: **Geologia de Engenharia**. Editado por: Oliveira, A. M dos S. e Brito, S. N. A. de. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Capítulo 6. p. 87-99.

SCHEMERTMANN, J. H. Static Cone to Compute Settlement Over Sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, New York, v. 96, n. SM-3 (May), pg. 1011-1043, 1970.

SCHEMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., BROWN, P. R. Improved Strain Influence Factor Diagrams. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, New York, v. 104. n. GT8 (August), p. 1131-1135, 1978.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo/SP: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SHAHIN, M. A., MAIER, H. R., JAKSA, M. B. Settlement Prediction of Shallow Foundations on Granular Soils Using B-Spline Neurofuzzy Models. **Computers and Geotechnics**, Elsevier, Australia, n. 30, p. 637-647, 2003. (<http://www.elsevier.com/locate/comgeo>, acessado em: 10.11.2004).

SIGMA ENSAIOS TÉCNOLOGICOS (SET). Relatório de Provas de Carga para o Banco do Brasil S.A. Arroio do Tigre/RS, 1989.

SIMONS, N. E., MENZIES, B. K. **A Short Course in Foundation Engineering**. London: Butterworth & Co, 1977. 159 p.

SPIEGEL, M. R. **Probabilidade e Estatística**. Coleção Schaum. São Paulo/SP: McGraw-Hill do Brasil, 1978. 518 p.

STERVENSON, J. S. Estatística Aplicada à Administração. Tradução de Alfredo Alves de Farias. São Paulo/SP: Editora HARBRA LTDA, 1981. 495 p.

TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1<sup>a</sup>. ed. New York: John Wiley, 1948. 566p.

TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2<sup>a</sup>. ed. New York: John Wiley, 1967. 729p.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações**. Vol 1. Nova Edição. São Paulo/SP: Oficina de Textos, 2004. 226 p.

WERNECK, M. L. G.; JARDIM, W. F. D.; ALMEIDA, M. S. S. Deformation Modulus of a Gneissic Residual Soil Determined from Plate Load Test. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/SP, v. 2, n. 2, p. 03-16, 1980.

## **APÊNDICE A: Perfis Médio dos Ensaios de SPT**

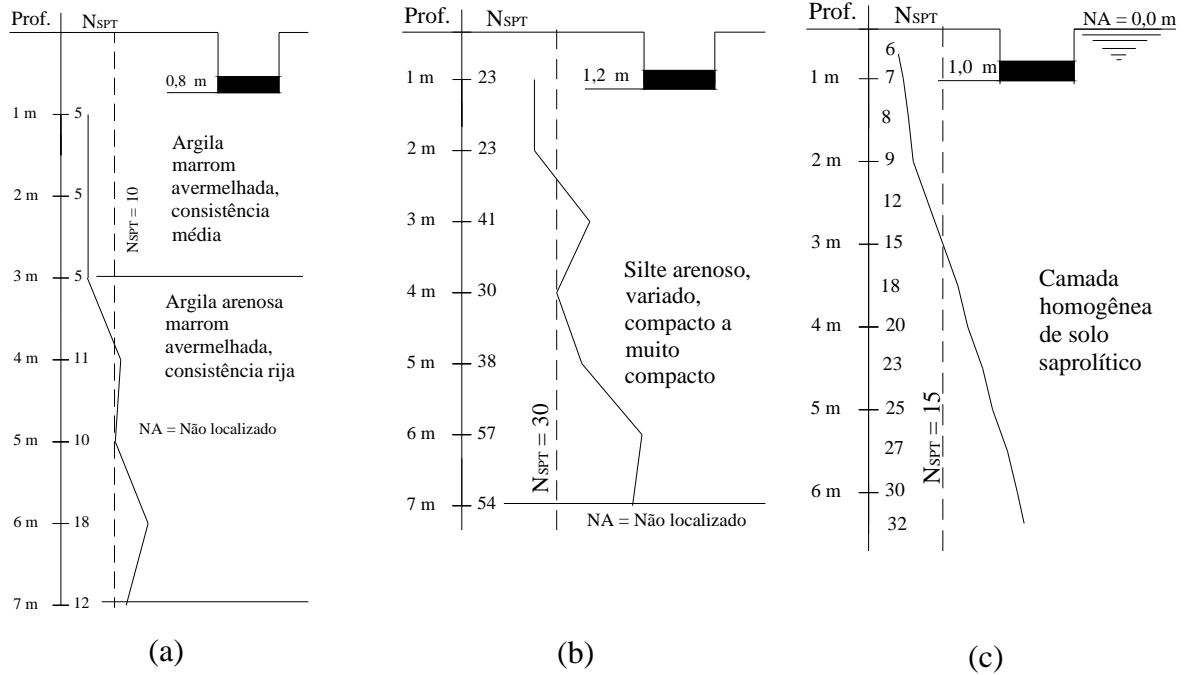


Figura A1: perfis de sondagem de - (a) Dalla Rosa e Thomé (2004) (código 1 e 2); (b) Campos (1980) (códigos 3 a 5); e (c) Fonseca, Fernandes e Cardoso (1997) e Fonseca (2001) (código 12 e 13)

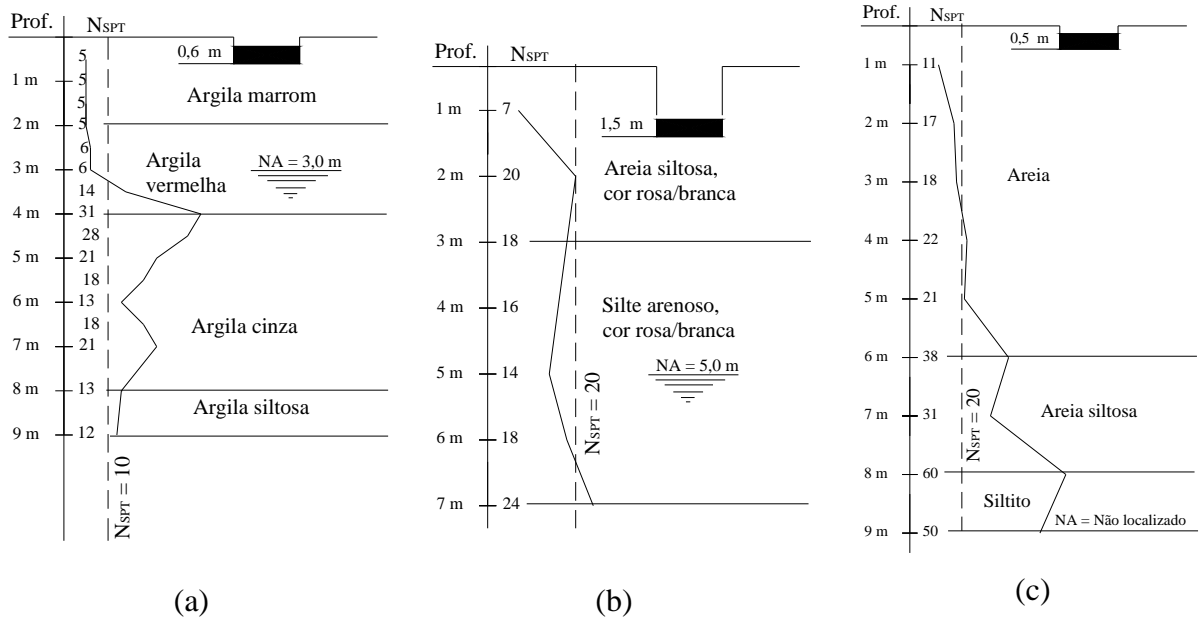


Figura A2: perfis de sondagem de - (a) Cudmani (1994) (código 14 a 16); Lopes et al. (1998) (código 17); e (c) Ferreira, Fucali e Amorim (1998) (código 18)



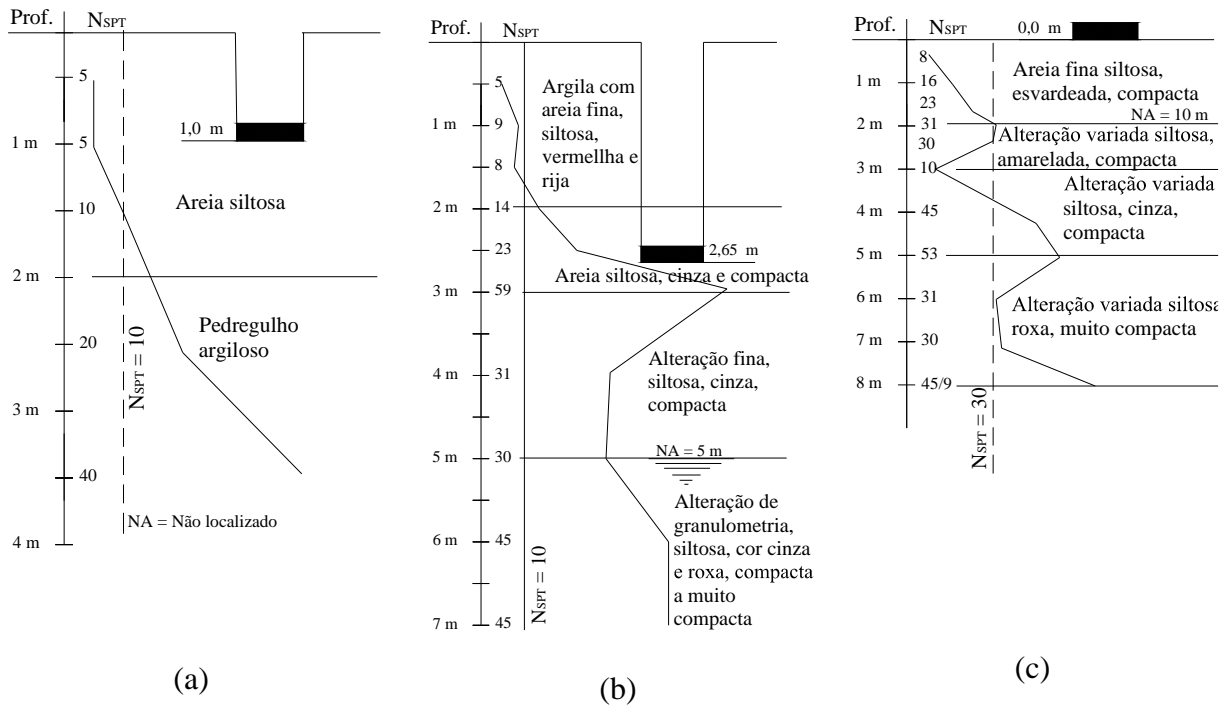


Figura A3: perfis de sondagem de - (a) Ferreira, Fucali e Amorim (1998) (código 18); (b) SET (1989) (código 20); e SET (1989) (código 21)

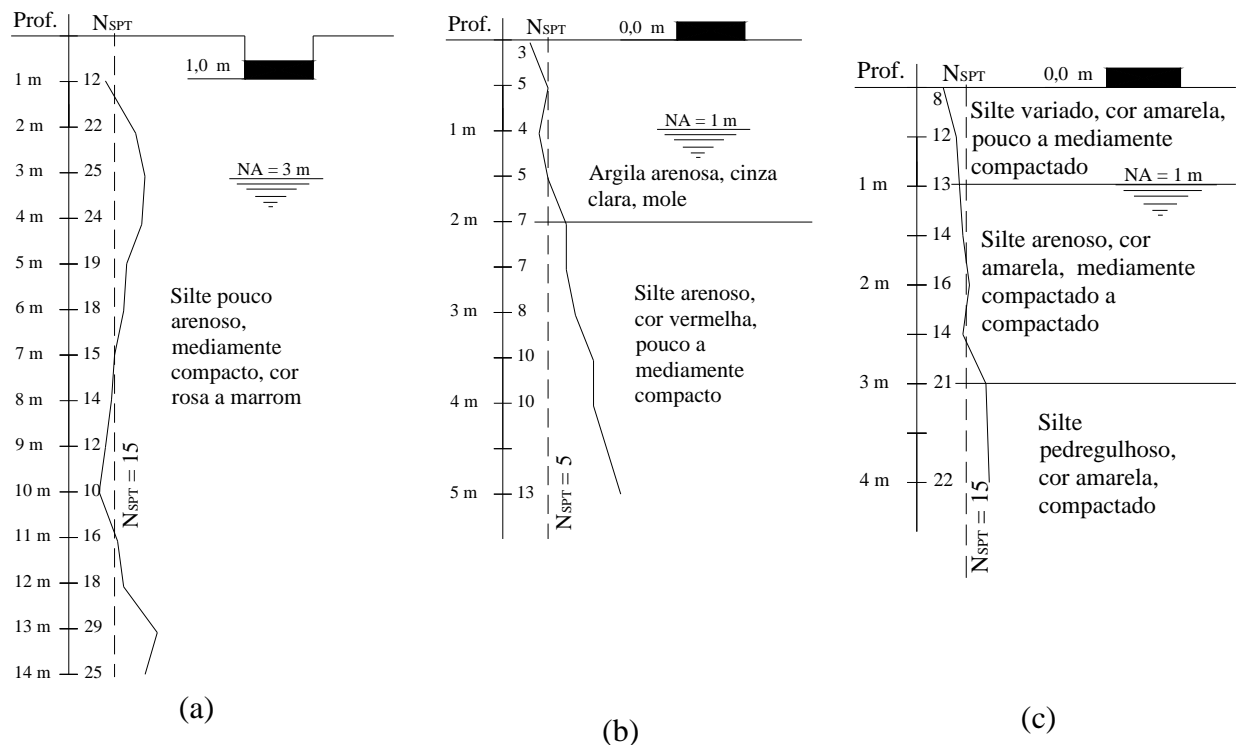


Figura A4: perfis de sondagem de - (a) Mello e Cepolina (1978) (código 22); (b) Geofirma (2001) (código 23); e (c) Geofirma (2001) (código 24)

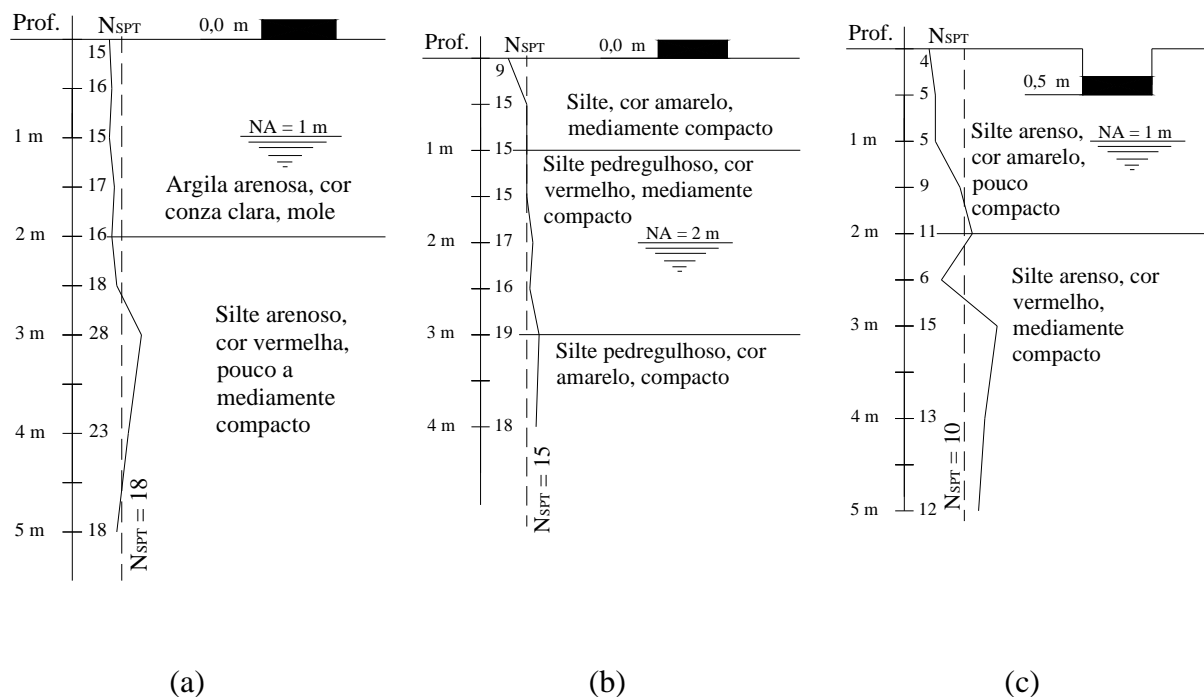


Figura A5: perfis de sondagem - (a) Geofoma (2001) (código 25); (b) Geofoma (2001) (código 26); e (c) Geofoma (2001) (código 27)

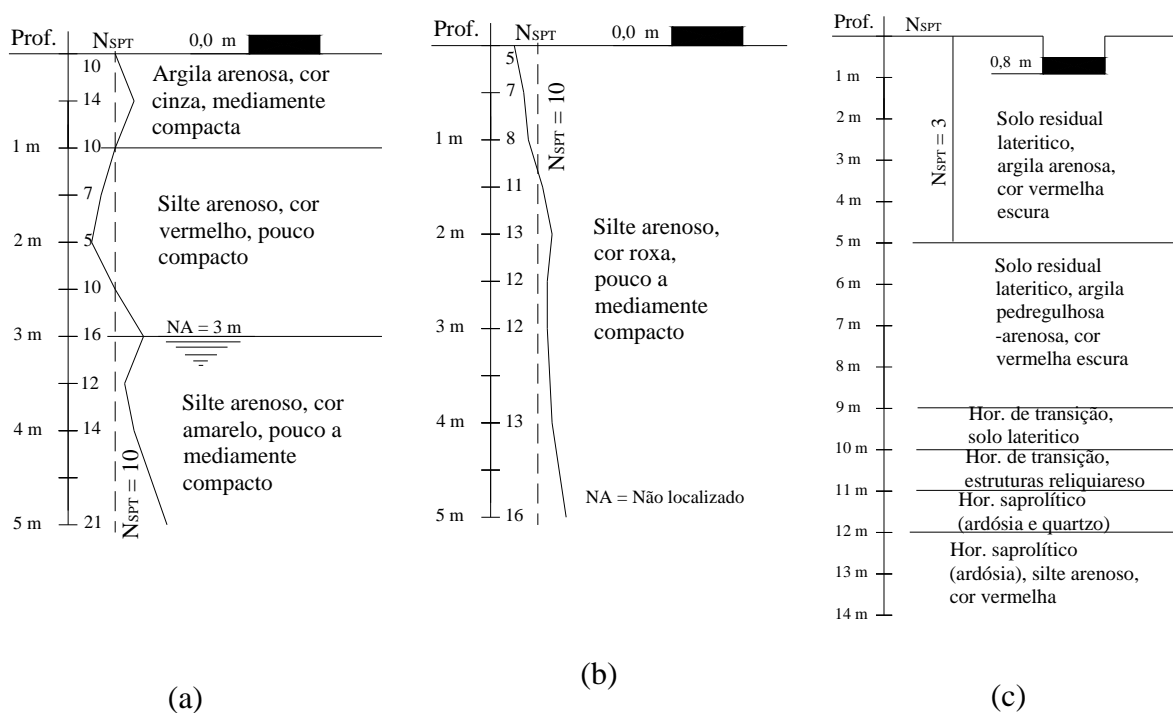


Figura A6: perfis de sondagem - (a) Geofoma (2001) (código 28); (b) Geofoma (2001) (código 29); e (c) Sales et al. (2001) (código 30)

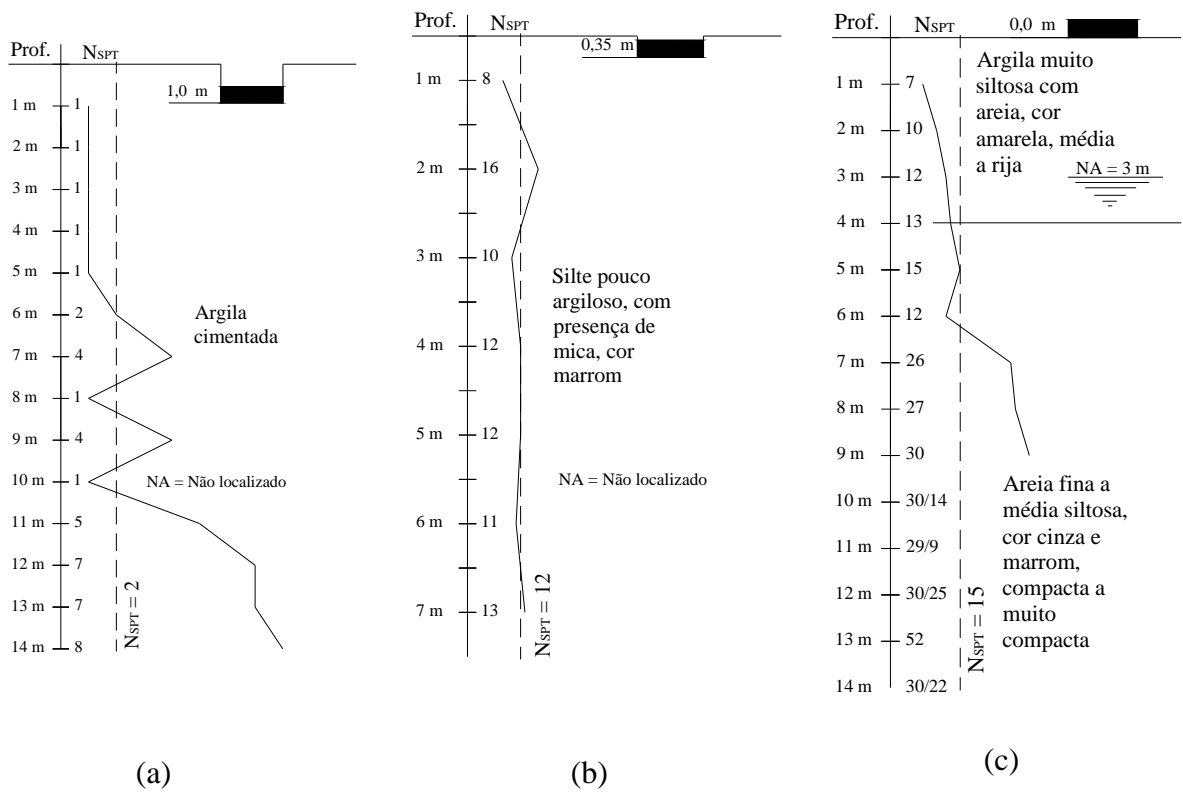


Figura A7: perfis de sondagem - (a) Futai et al. (2001) (código 31); (b) Cepolina e Ruoppolo (1982) (código 32); e (c) Branco, de Mello e Bianchini (1982) (código 33 e 34)

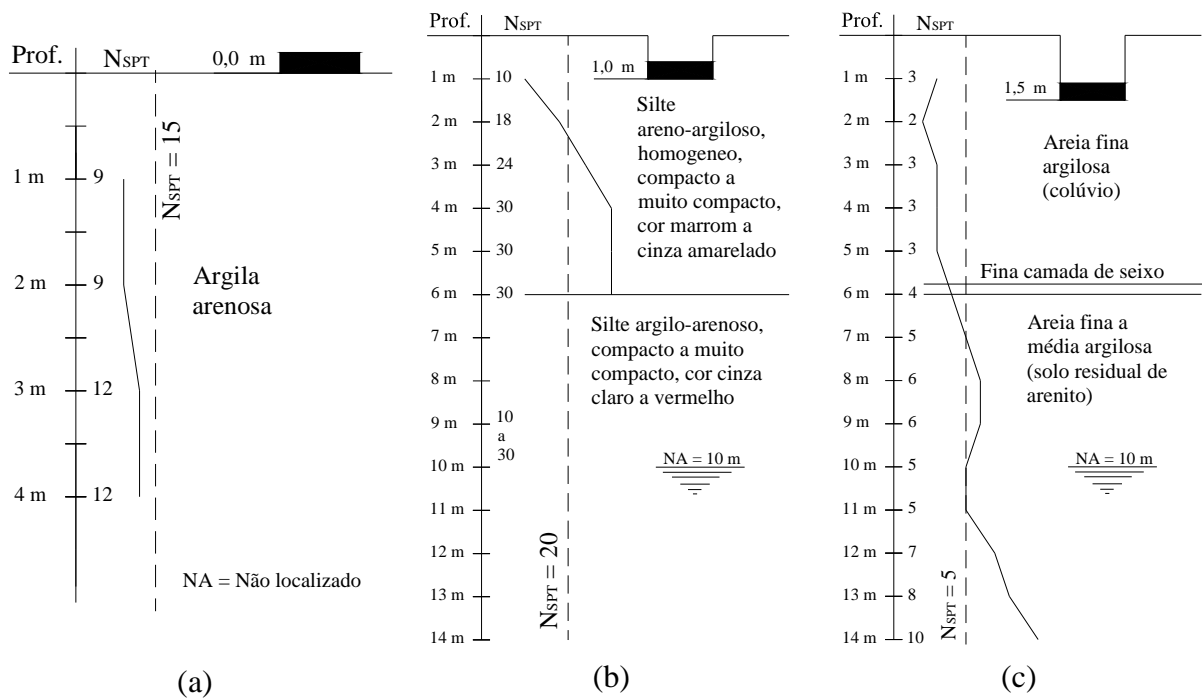


Figura A8: perfis de sondagem - (a) Décourt (1978) (código 35); Ferreira, Peres e Ognebene (1986) (código 41 e 42); e (c) Cintra et al. (2005) (código 43)

## **APÊNDICE B – Resultados das Provas de Carga**

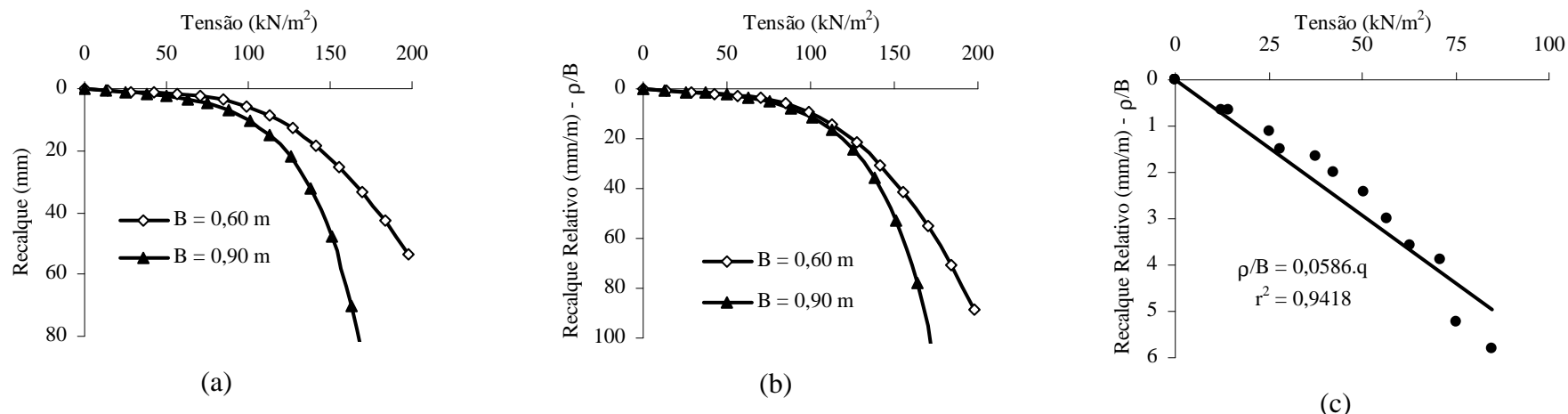


Figura B1. Cód. 1: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Dalla Rosa e Thomé (2004); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

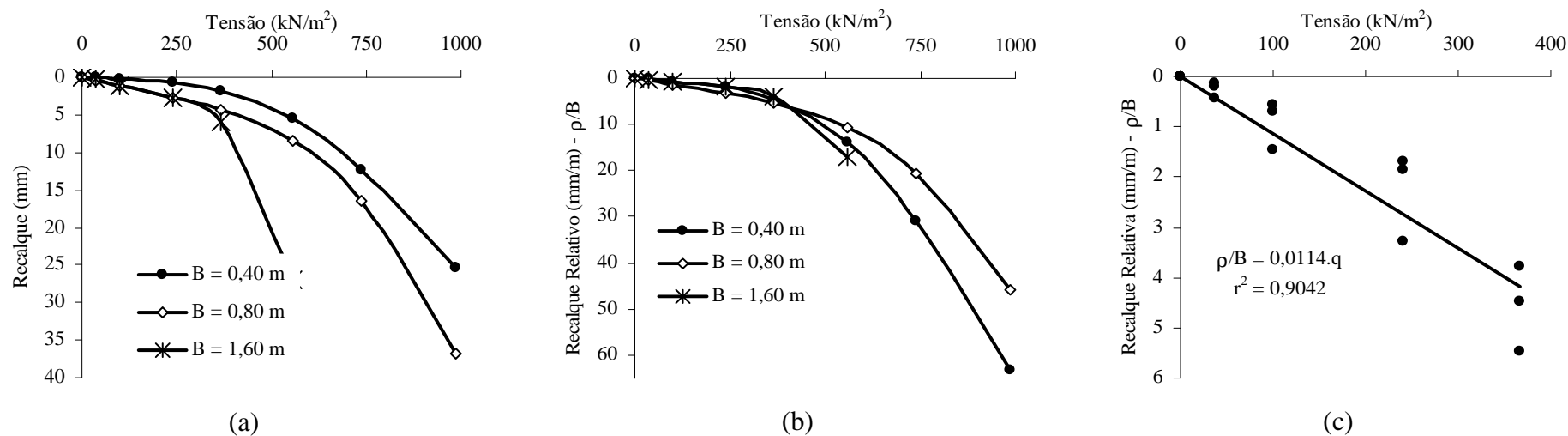


Figura B2. Cód. 2: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Campos (1980); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

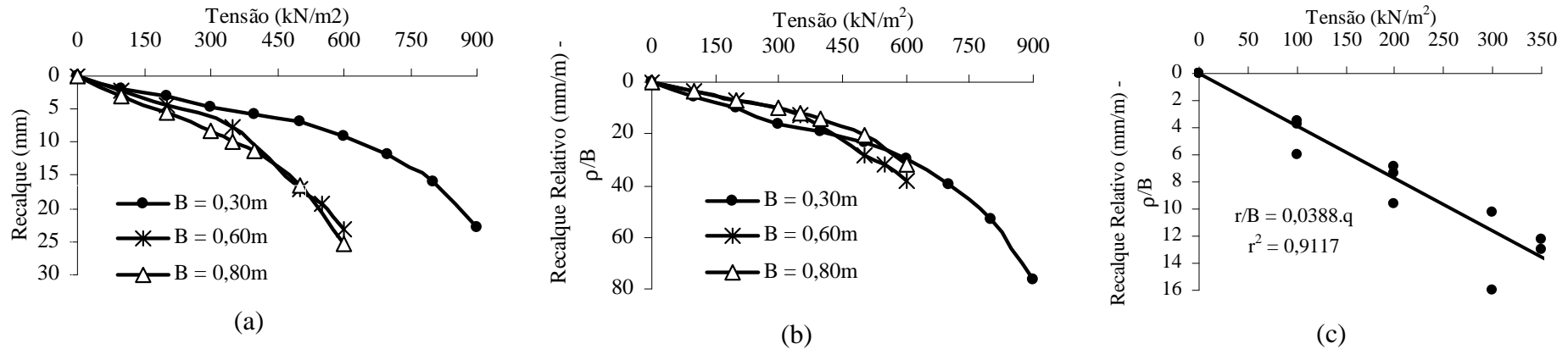


Figura B3. Cód. 3: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Jardim (1980) para profundidade de 2,0 m; (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

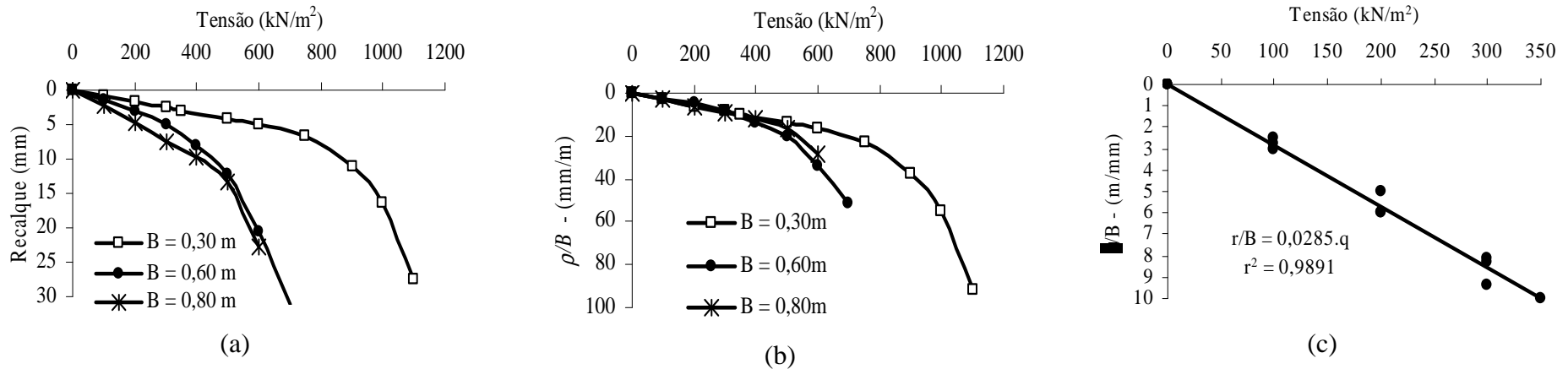


Figura B4. Cód. 4: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Jardim (1980) para profundidade de 4,0 m; (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

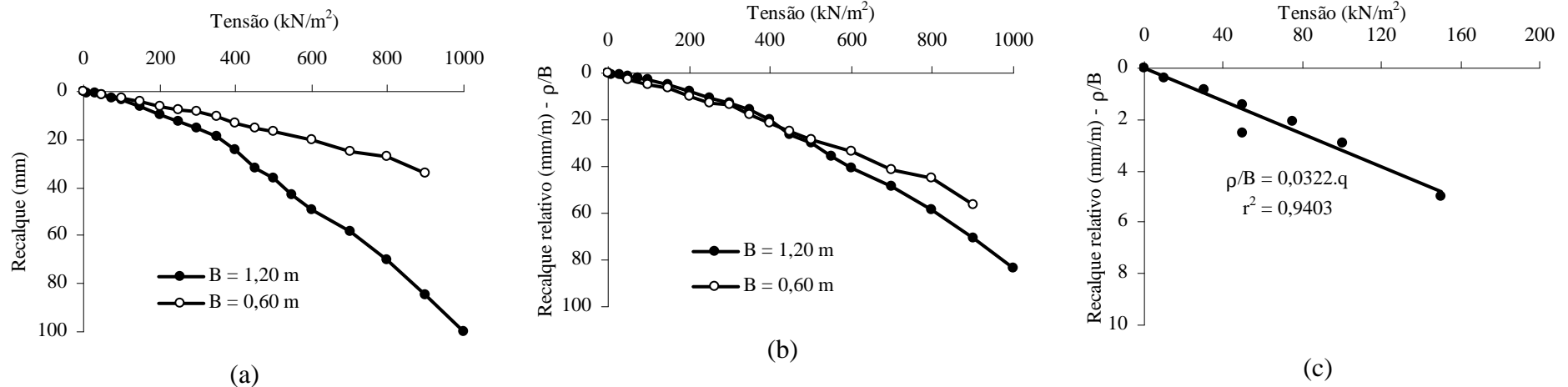


Figura B5. Cód. 5: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Fonseca (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

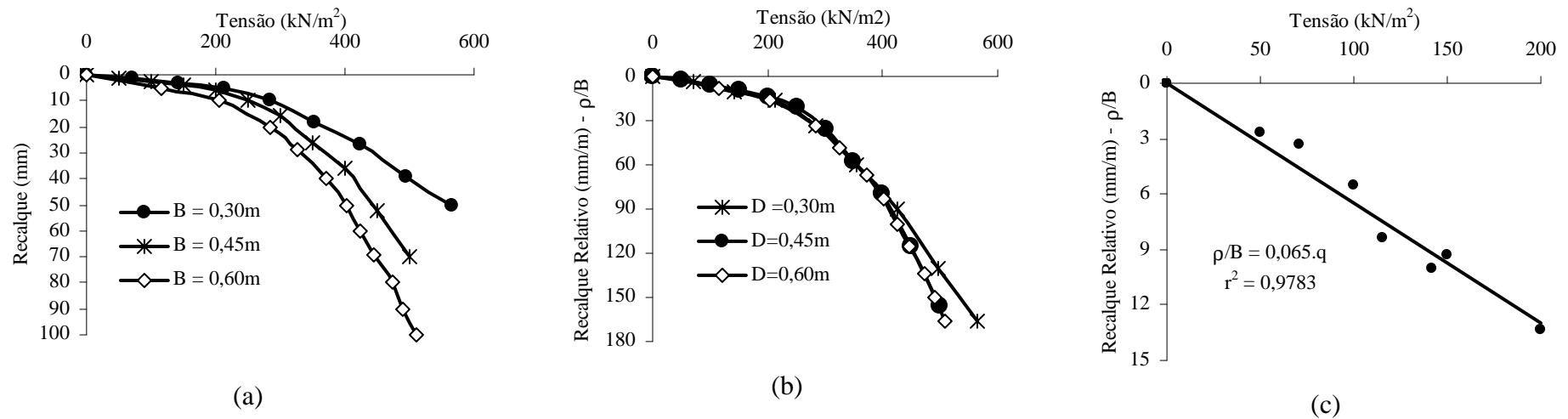


Figura B6. Cód. 6: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Cudmani (1994); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

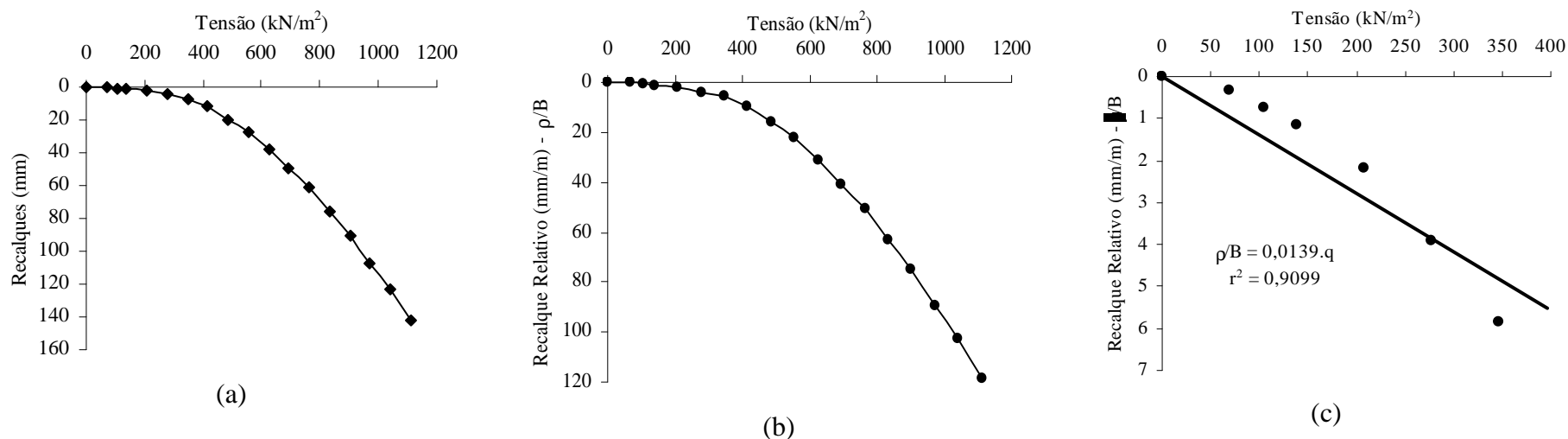


Figura B7. Cód. 7: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Lopes et al (1998); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo lado; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

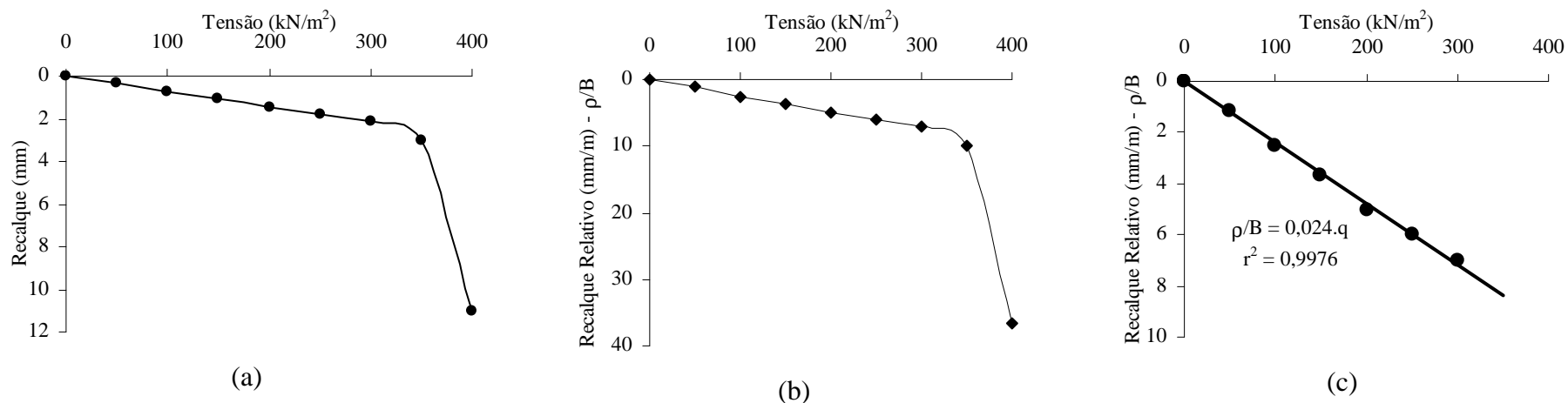


Figura B8. Cód. 8: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Fucali e Amorim (1998); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados



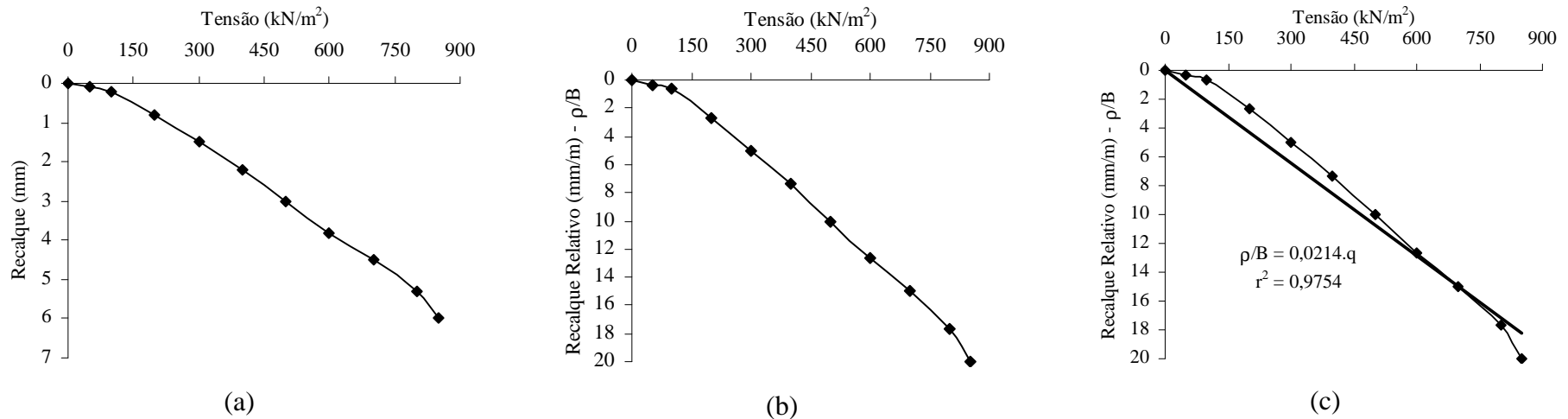


Figura B9. Cód. 9: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Fucali e Amorim (1998); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

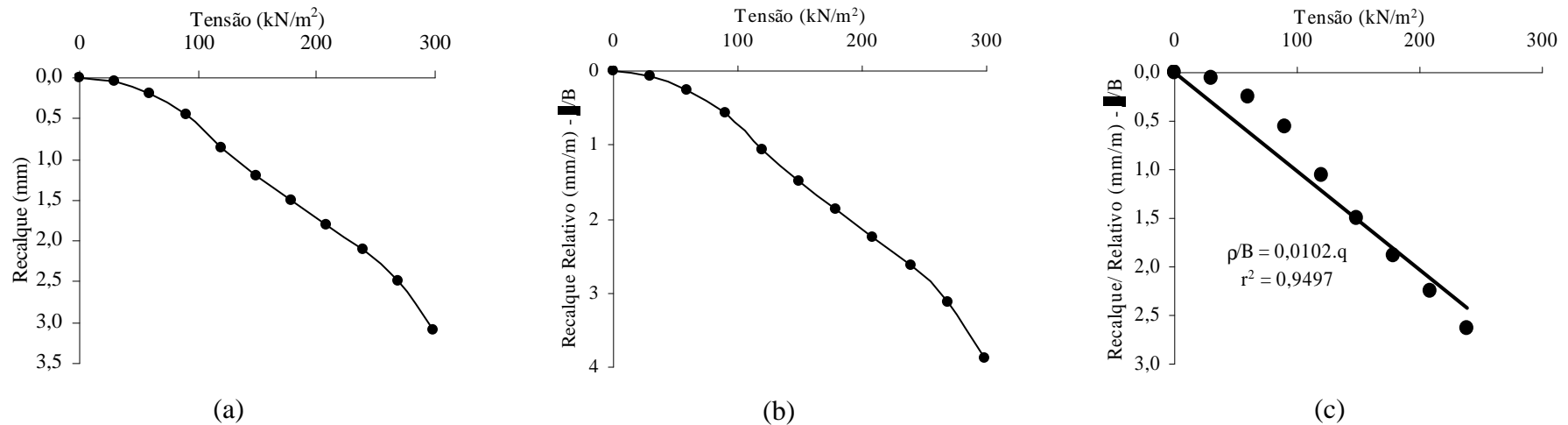


Figura B10. Cód. 10: (a) Resultados das provas de carga realizadas por SET (1989); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

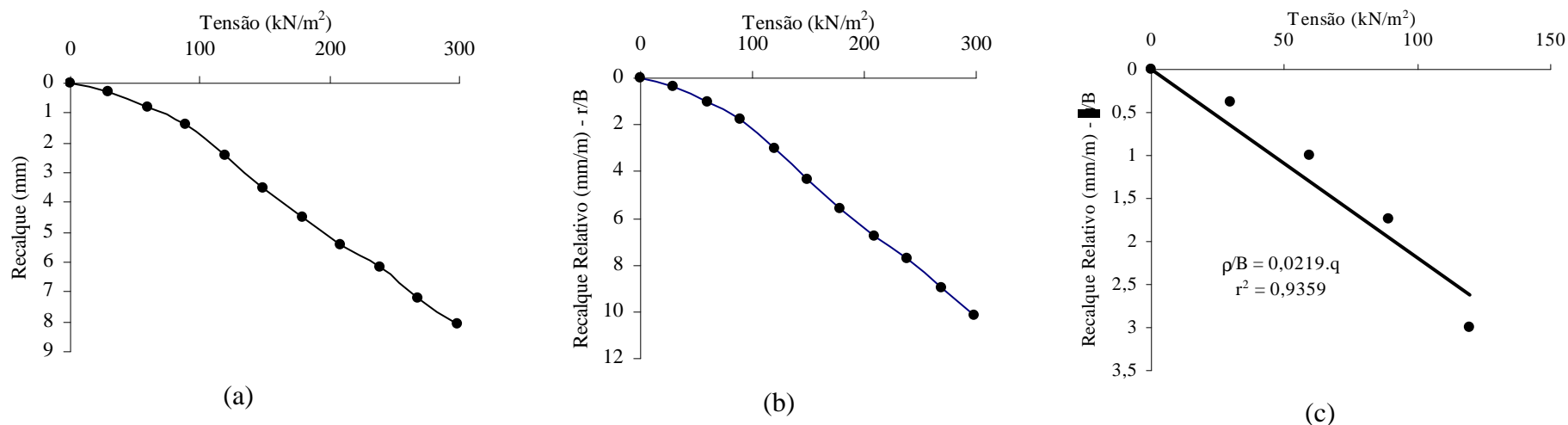


Figura B11. Cód. 11: (a) Resultados das provas de carga realizadas por SET (1989); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

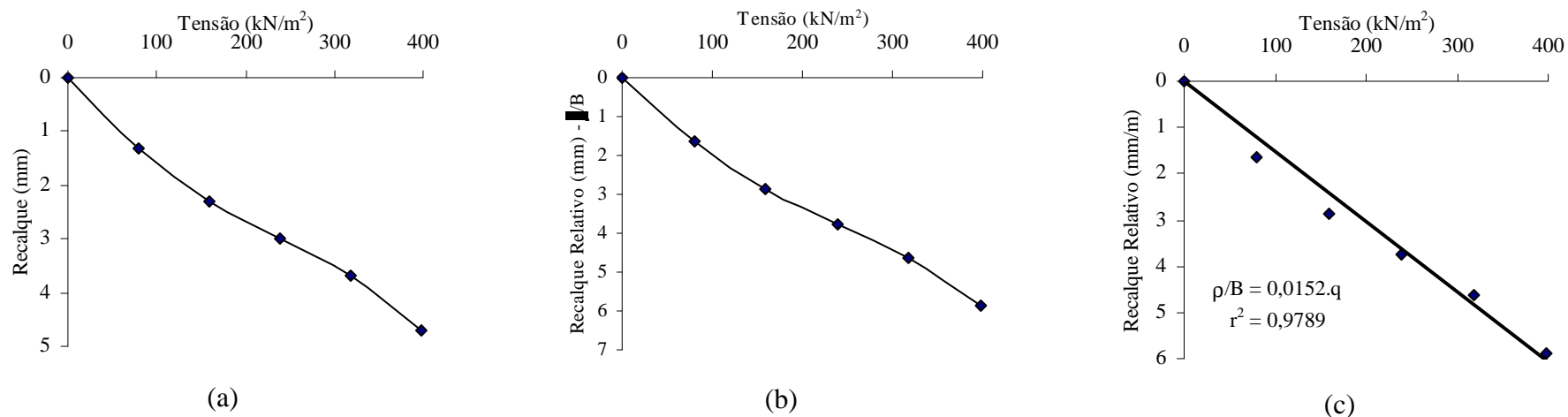


Figura B12. Cód. 12: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Mello e Cepolina (1978); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

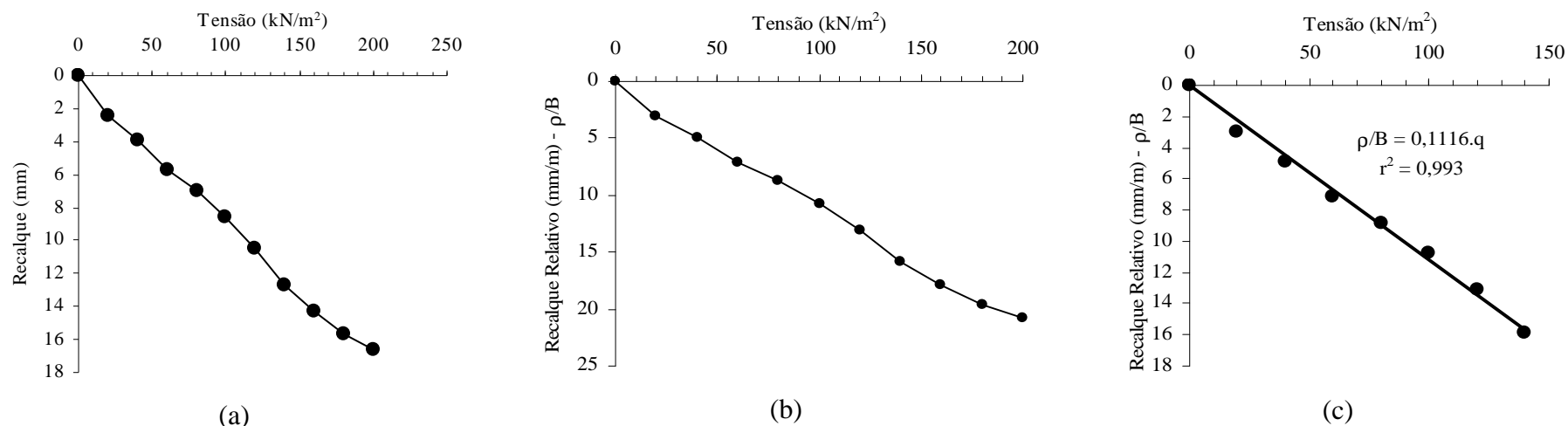


Figura B13. Cód. 13: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geoforma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

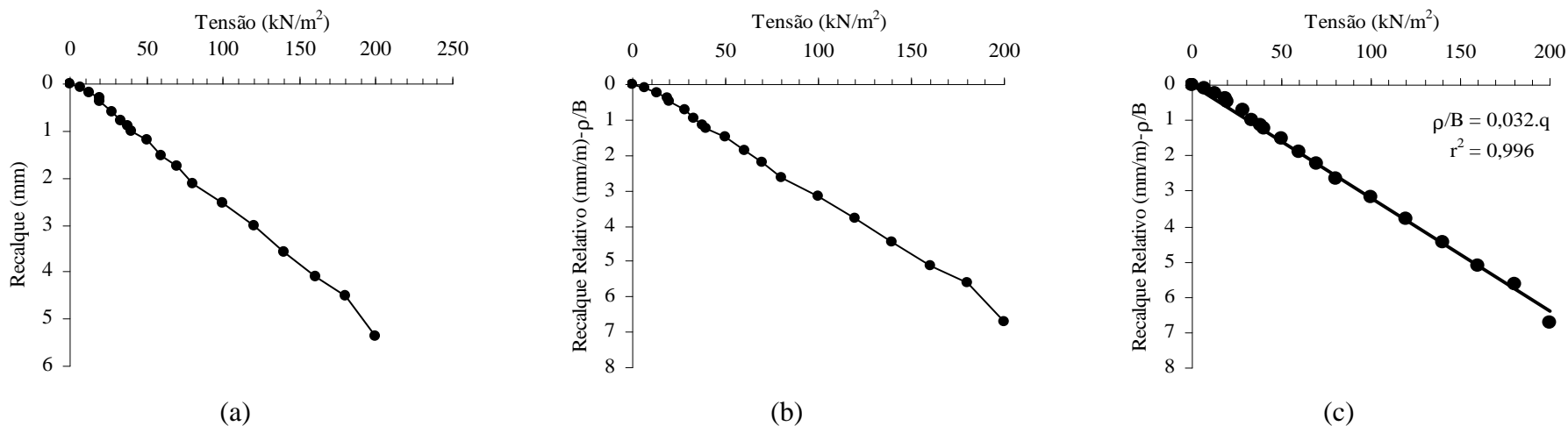


Figura B14. Cód. 14: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geoforma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

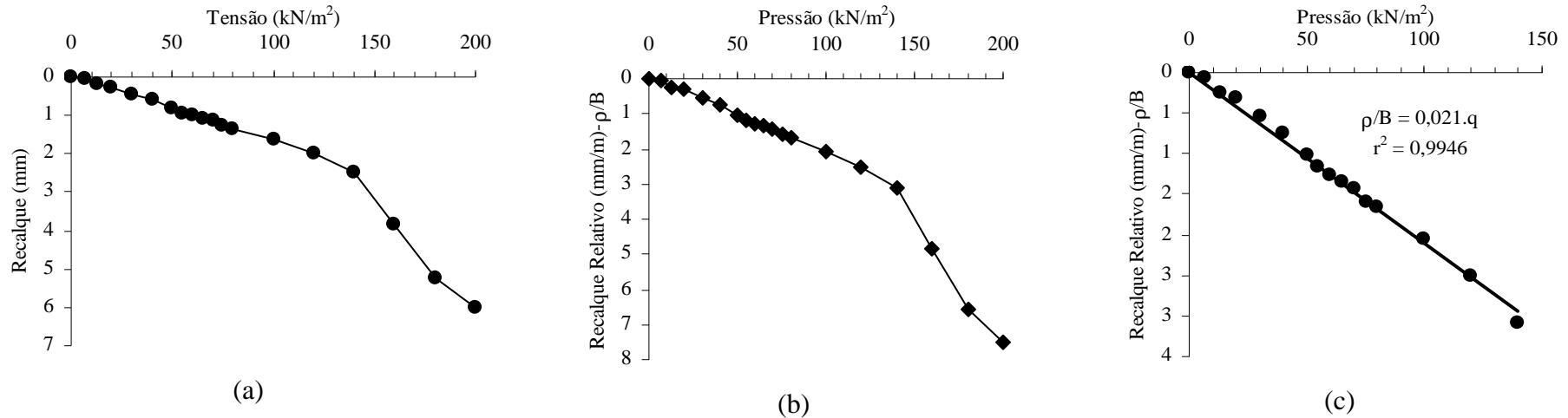


Figura B15. Cód. 15: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geofoma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

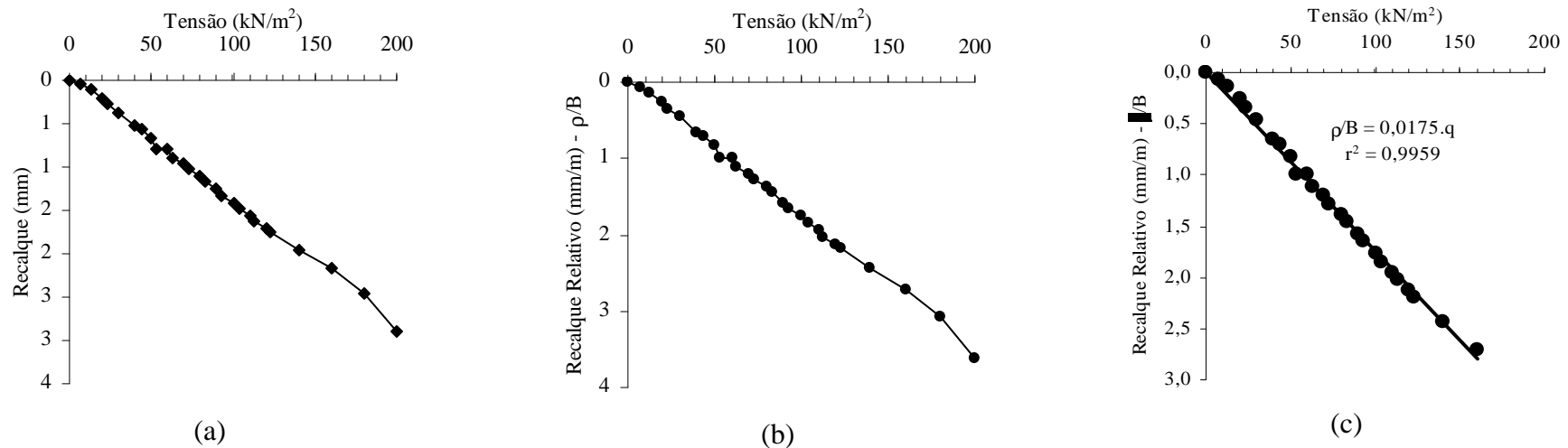


Figura B16. Cód. 16: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geofoma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

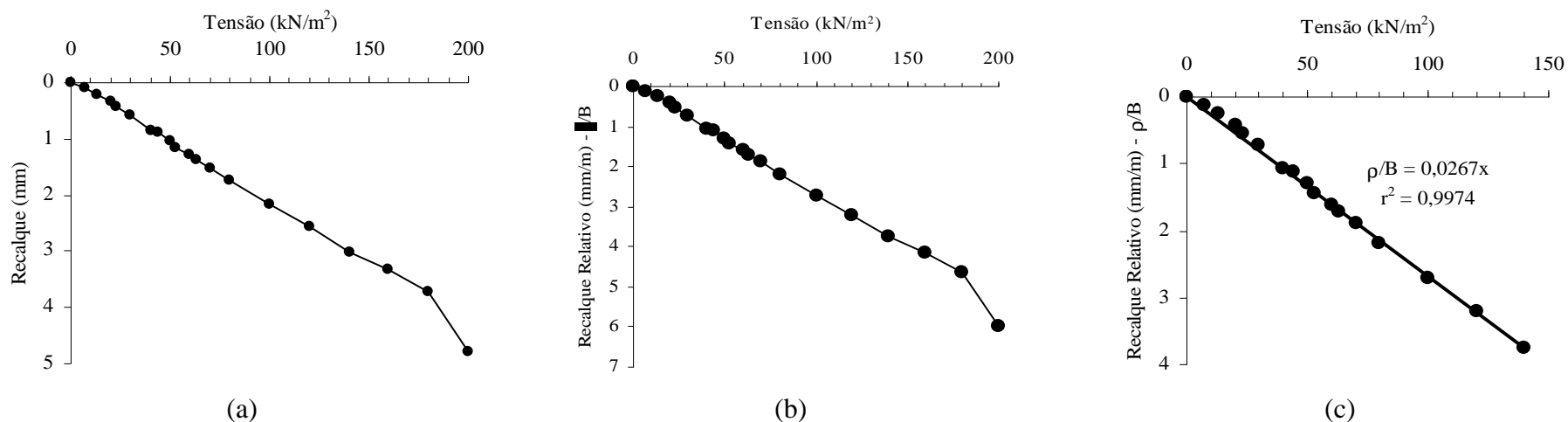


Figura B17. Cód. 17: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geofoma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

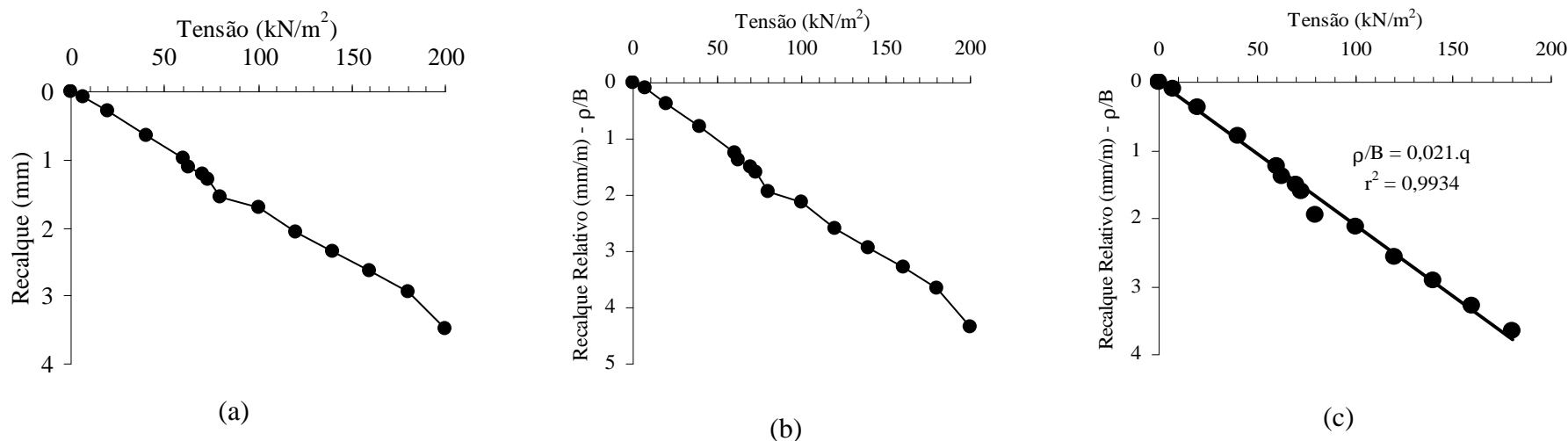


Figura B18. Cód. 18: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geofoma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

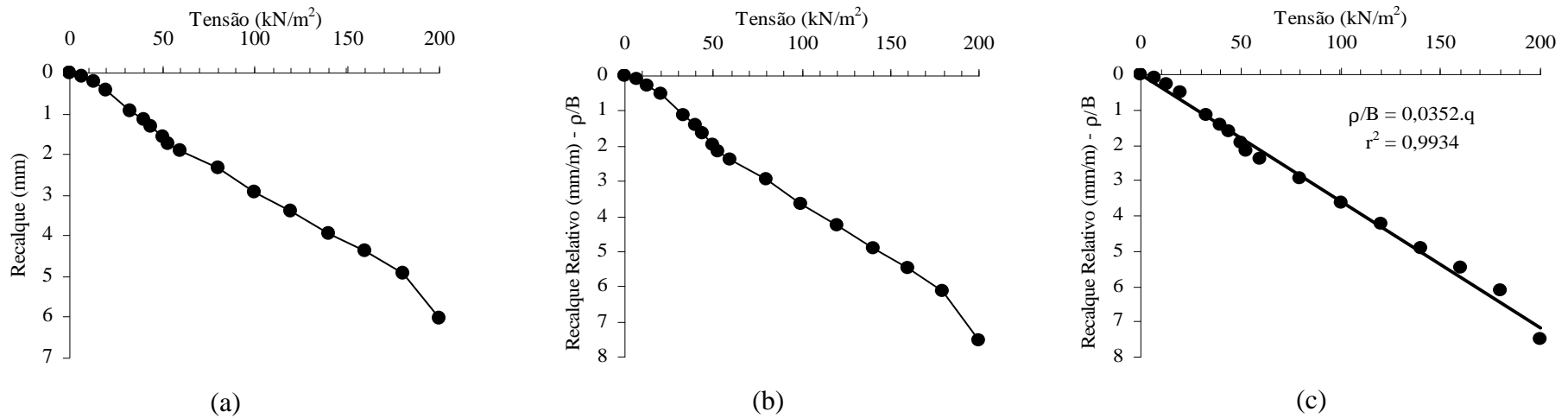


Figura B19. Cód. 19: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Geoforma (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

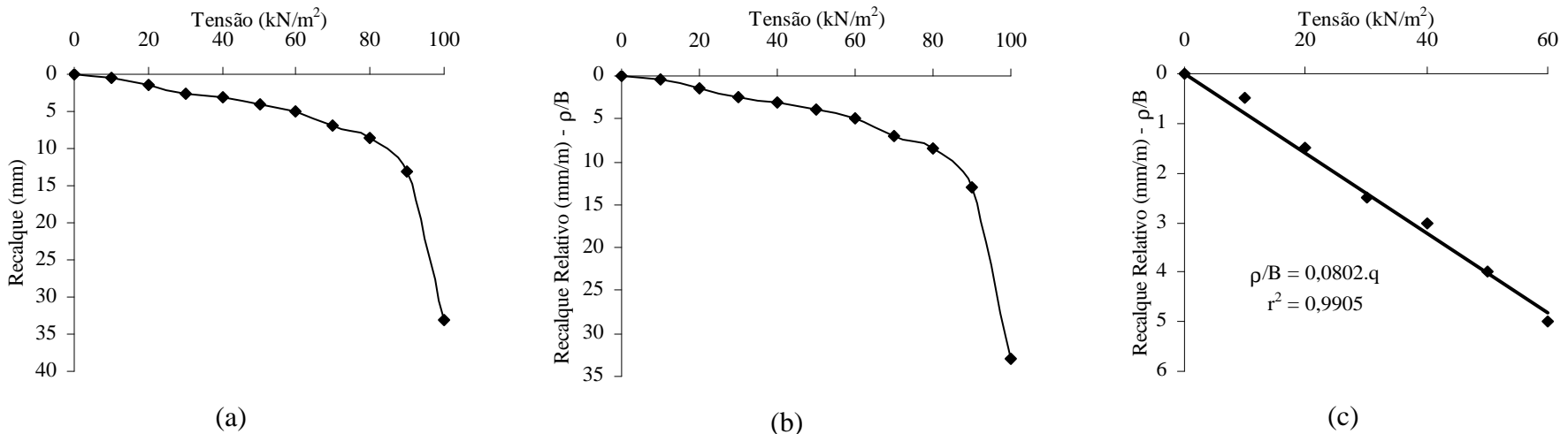


Figura B20. Cód. 20: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Sales et al (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo lado; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

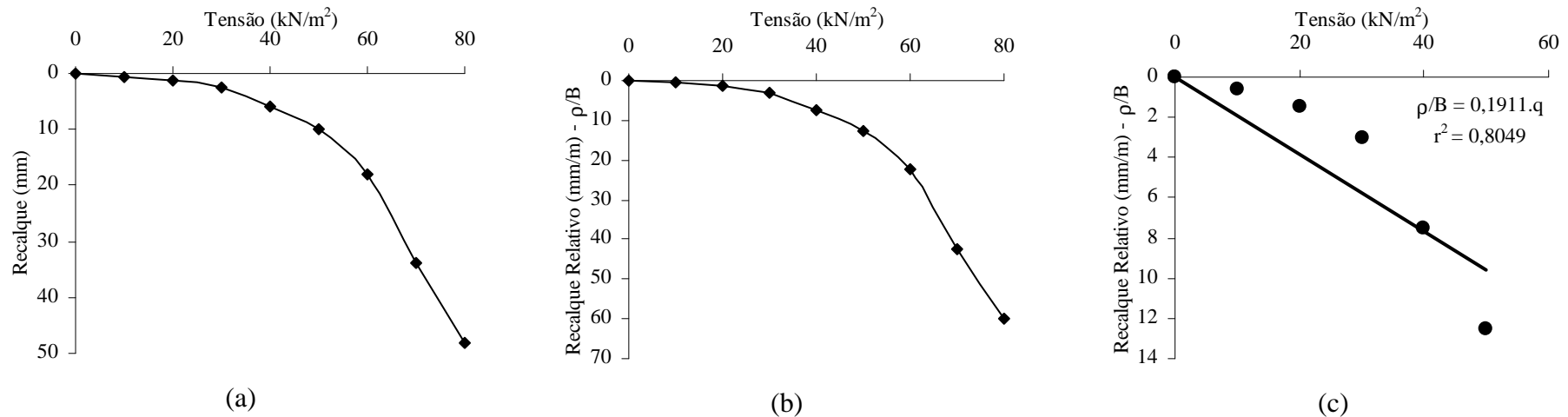


Figura B21. Cód. 21: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Futai et al (2001); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

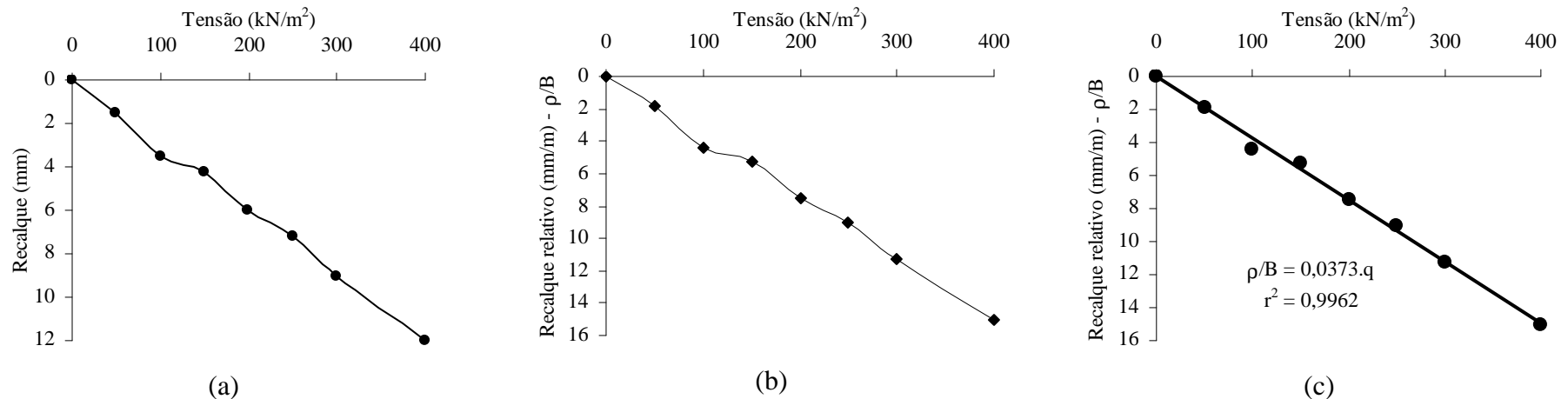


Figura B22. Cód. 22: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Cepolina e Ruoppolo (1982); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

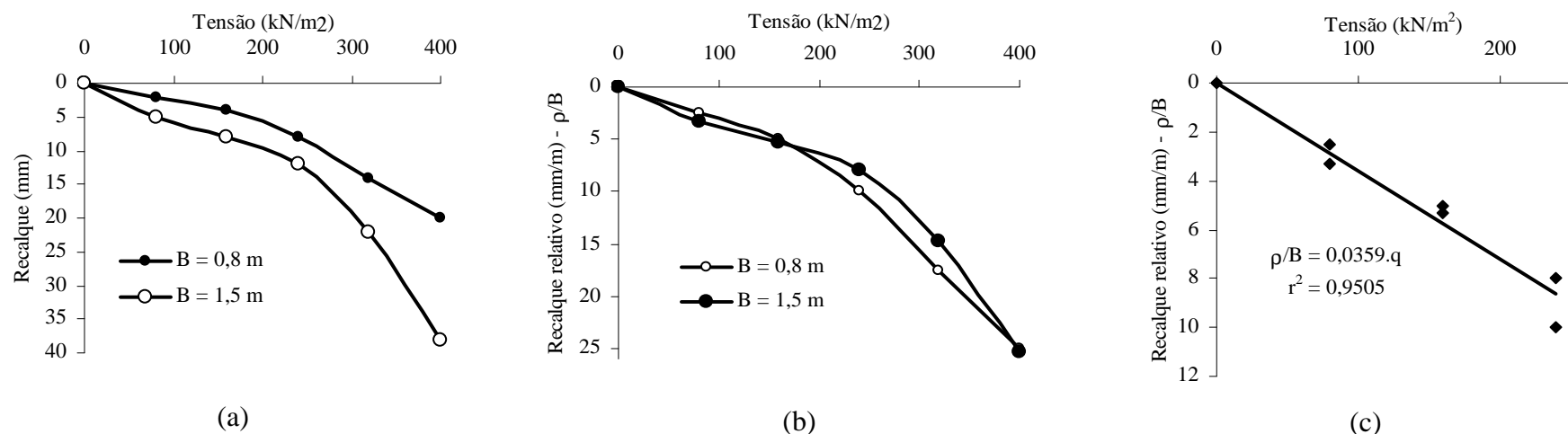


Figura B23. Cód. 23: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Branco, de Mello e Bianchini (1982); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

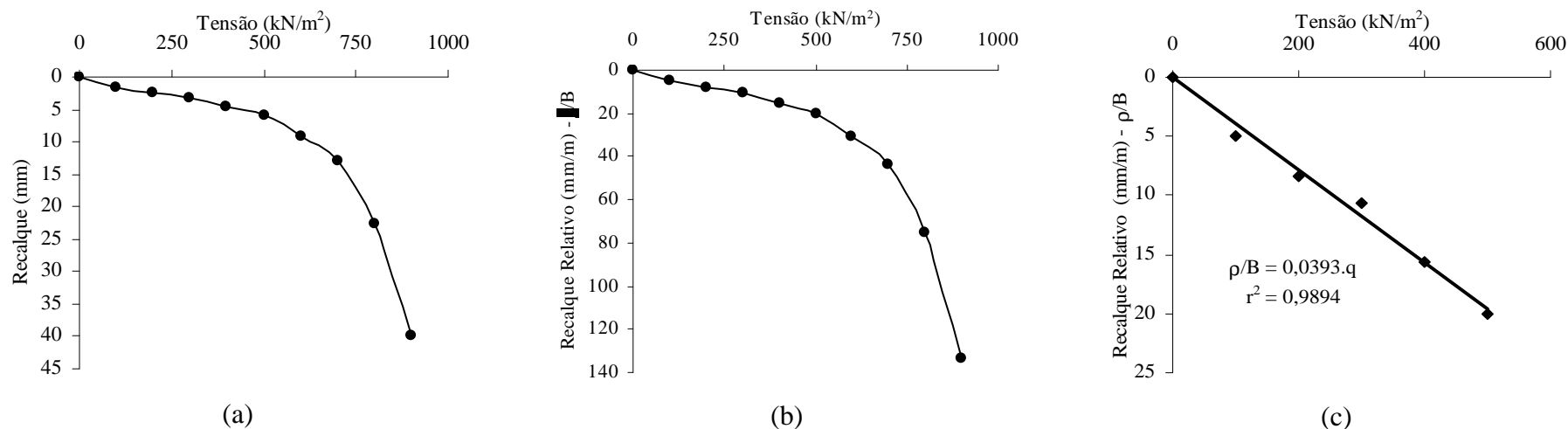


Figura B24. Cód. 24: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Décourt (1978); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados



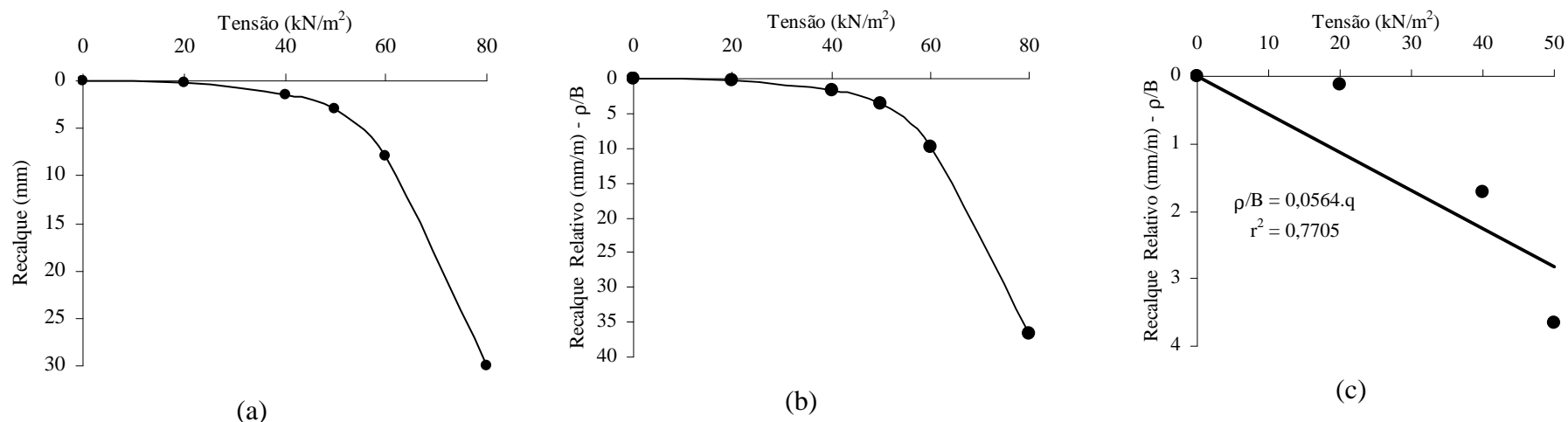


Figura B25. Cód. 25: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Peres e Ognebene (1986); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

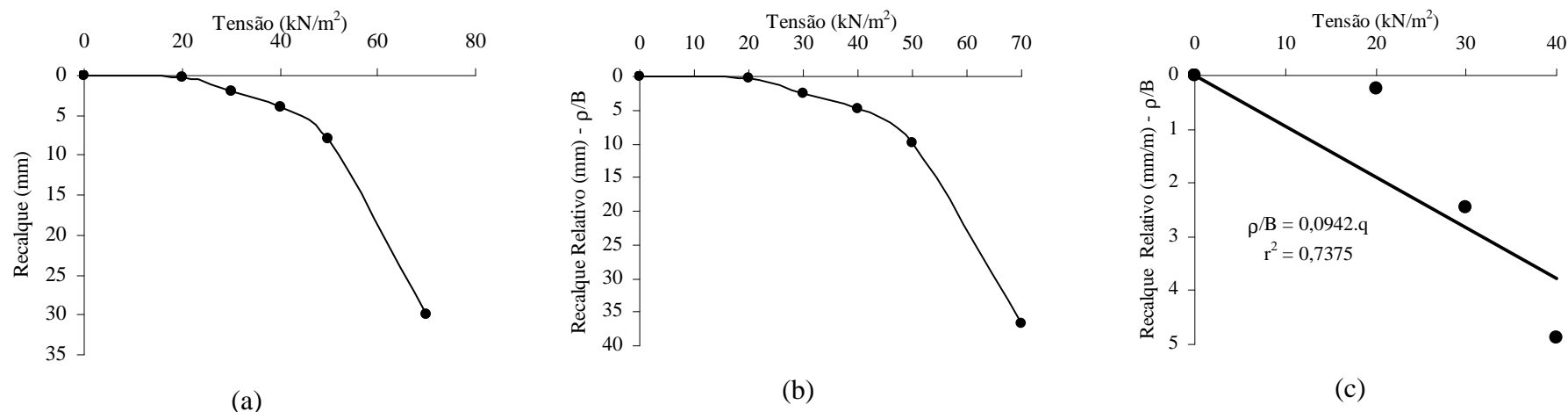


Figura B26. Cód. 26: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Peres e Ognebene (1986); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

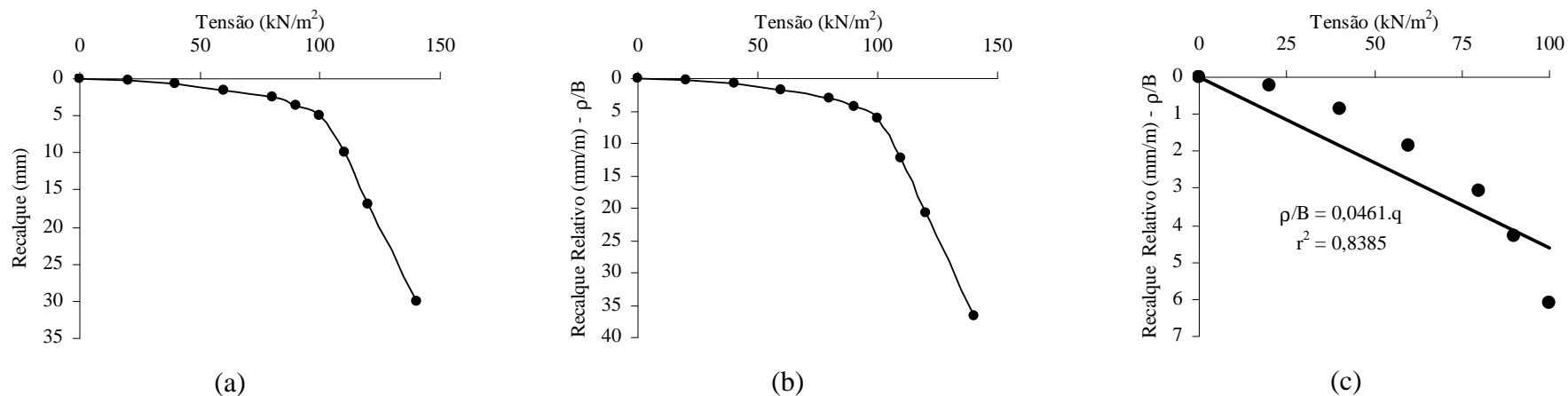


Figura B27. Cód. 27: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Peres e Ognebene (1986); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

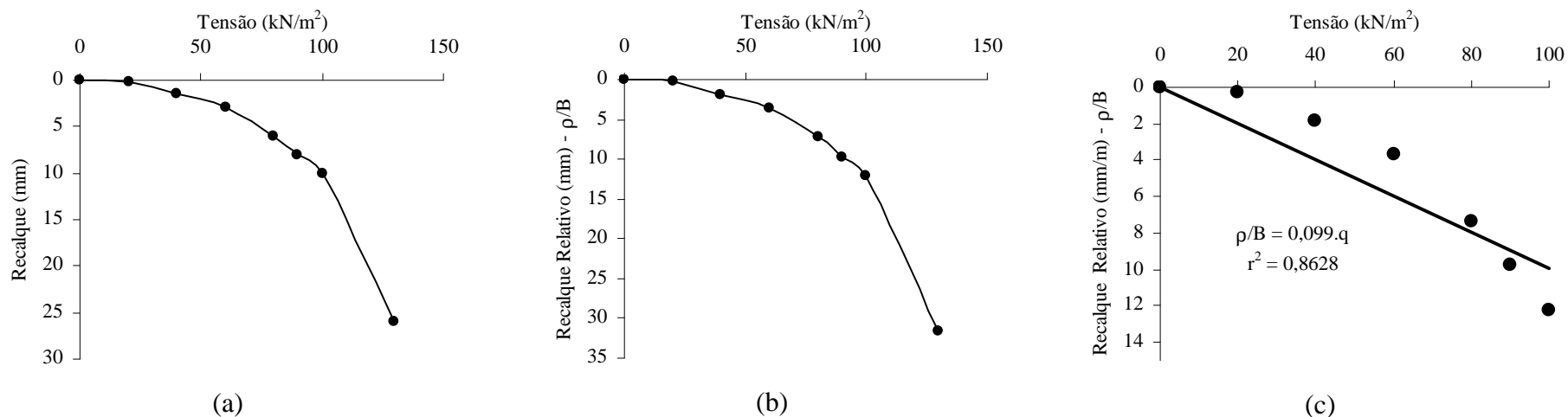


Figura B28. Cód. 28: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Peres e Ognebene (1986); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

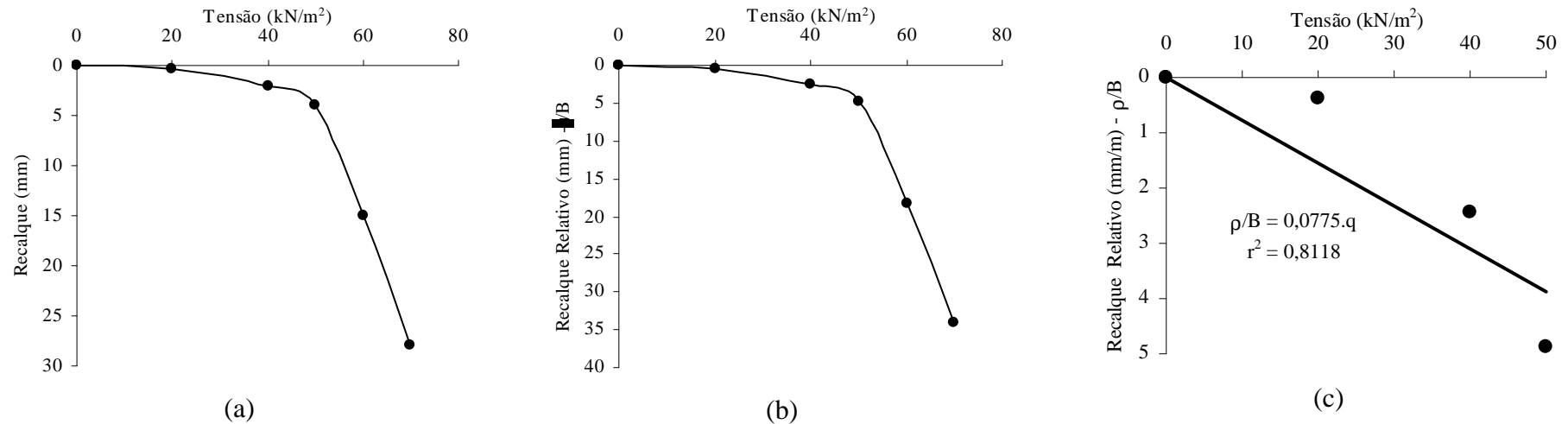


Figura B29. Cód. 29: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Ferreira, Peres e Ognebene (1986); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

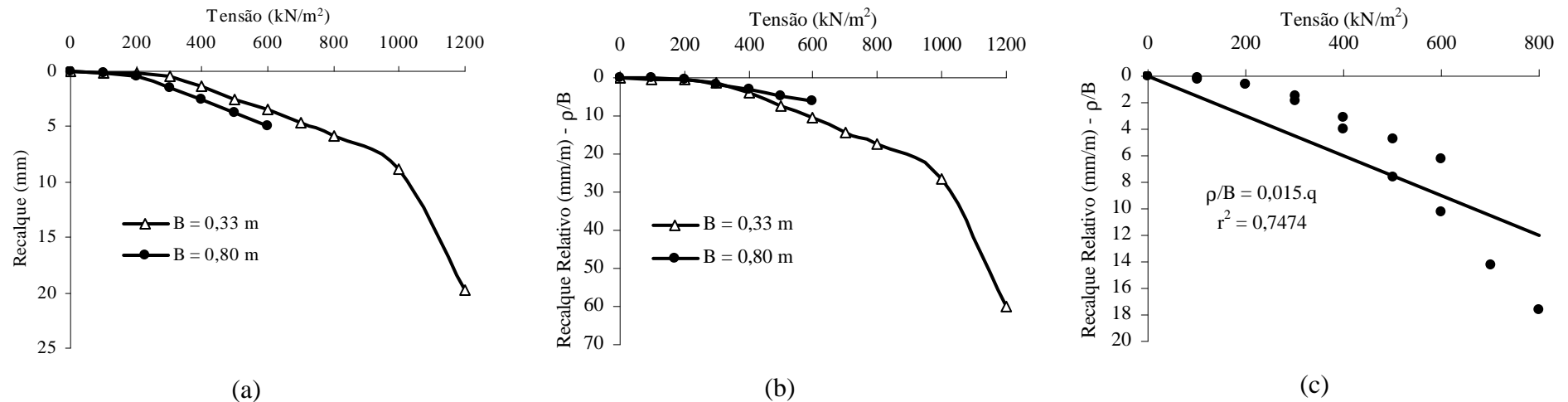


Figura B30. Cód. 30: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Polido e Castello (1985); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados

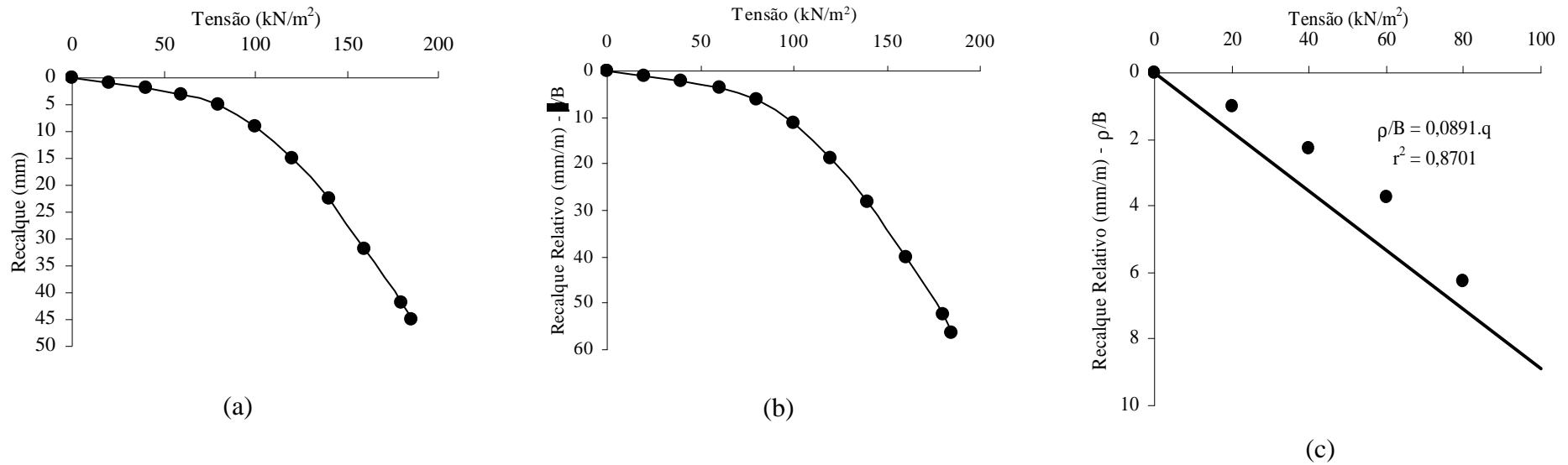


Figura B31. Cód. 31: (a) Resultados das provas de carga realizadas por Cintra et al (2005); (b) normalização das curvas de tensão-recalque relativo, dividindo o recalque pelo respectivo diâmetro; e (c) ajustamento de curvas por meio de regressão linear de mínimos quadrados



R983d

Ruver, Cesar Alberto

Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT / Cesar Alberto Ruver. – 2005.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2005.

Orientador : Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli

1. Solo residual – Ensaios. 2. Fundações – Ensaios de penetração.  
I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Título.

CDU-624.131.38(043)