UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARCO WILKER FIGUEIREDO DE SOUZA

ESTUDO DA VARIAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL COM A DIMENSÃO DE SAPATAS APOIADAS EM SUBSOLOS ARENOSOS

VITÓRIA
2018

MARCO WILKER FIGUEIREDO DE SOUZA

ESTUDO DA VARIAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL COM A DIMENSÃO DE SAPATAS APOIADAS EM SUBSOLOS ARENOSOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.
Orientadora: Prof. Kátia Vanessa Bicalho (PhD)

VITÓRIA
2018

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

S729e

Souza, Marco Wilker Figueiredo de, 1989-
Estudo da variação da tensão admissível com a dimensão de sapatas apoiadas em subsolos arenosos / Marco Wilker Figueiredo de Souza. – 2018.
166 f. : il.

Orientador: Kátia Vanessa Bicalho.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Solos arenosos. 2. Areia. 3. Engenharia geotécnica. 4. Sapatas (Construção civil). 5. Tensão admissível do solo. I. Bicalho, Kátia Vanessa. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

Elaborada por Sandra Mara Borges Campos – CRB-6 ES-000593/O

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

ESTUDO DA VARIAÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL COM A DIMENSÃO DE SAPATAS APOIADAS EM SUBSOLOS ARENOSOS

Marco Wilker Figueiredo de Souza

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **30 de maio de 2018** por:

Profa. Dra. Kátia Vanessa Bicalho
Doutora em Engenharia Civil
Orientadora – UFES
Por meio de video conferência

Prof. Dr. Elcio Cassimiro Alves
Doutor em Engenharia e Tecnologias Espaciais
Examinador Interno - UFES

Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Interno - UFES

Prof. Dr. Antônio Manoel Ferreira Frasson
Doutor em Engenharia Elétrica
Examinador Externo - UFES

Vitória – ES, maio de 2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por encher minha vida de bênçãos e glórias.

À minha orientadora, Professora Doutora Kátia Vanessa Bicalho, pela dedicação, pelo incentivo, pela paciência e por não duvidar do meu potencial.

A todos os professores que me foram referência nos períodos de graduação e mestrado.

À Banca Examinadora, que prontamente aceitou o convite de fazer parte deste trabalho.

Aos meus amigos, que compreendem a falta de tempo e a ausência nos encontros. Em especial, a Caroline Rainha e Camila Nicoli, pelos conselhos e por não me deixarem desistir.

À minha família, aos primos, tios, avós e avô que, mesmo distantes, estão sempre por perto me incentivando e dando força.

Ao meu irmão Winsley, pelas palavras de força e motivação.

À Livia, por ter sido tão importante na minha vida na reta final, por todo amor e apoio, e por ter me tirado da inércia e me ajudado ir até o fim.

Aos meus pais, os quais tomo como modelo de ética e princípios, por me darem toda a base e todo o suporte possíveis, por me incentivarem nos momentos difíceis, sempre com palavras de amor e apoio.

“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo.”

Albert Einstein

RESUMO

A dimensão das sapatas é um fator de influência nos cálculos de capacidade de carga e estimativas de recalques de fundações superficiais tipo sapatas apoiadas em subsolos arenosos. O estudo da variação da tensão admissível com a dimensão da sapata permite avaliar a dimensão mais econômica dessa para cada pilar da obra, bem como definir o valor da tensão admissível e da dimensão da sapata que define a maior tensão admissível possível (B*) para o caso de obra em estudo. Nesta dissertação avaliam-se alguns métodos teóricos e semi-empíricos utilizados na literatura para previsão da capacidade de carga e análise do recalque de sapatas apoiadas em subsolos arenosos por meio de resultados experimentais obtidos na literatura, de provas de carga realizadas em sapatas reais e placas de diferentes tamanhos apoiadas em solos arenosos. O valor do módulo de deformabilidade de cada subcamada arbitrada do solo arenoso é um fator determinante para os métodos de estimativa de recalques investigados nesta pesquisa (SCHMERTMANN, 1970; SCHMERTMANN *et al*., 1978), e destaca-se a influência das correlações adotadas entre os resultados dos ensaios de campo de simples reconhecimento SPT e de penetração de cone CPT nos valores previstos de recalque. Conclui-se que a dimensão da sapata apoiada em subsolos arenosos que define a maior tensão admissível do sistema sapata-solo para as análises realizadas neste estudo pode variar de 1,7m a 3,4m, de acordo com os parâmetros do solo e os modelos de cálculo adotados, e quanto maior o valor adotado para o módulo de deformabilidade, maior será o valor de B* e maior a probabilidade de que a ruptura defina o cálculo da tensão admissível.

Palavras-Chave: Capacidade de carga, recalque, dimensão da sapata, tensão admissível, solo arenoso.

ABSTRACT

The dimension of the footings is a factor of influence in the calculations of the bearing capacity and predictions of settlements of superficial foundations (for example, footings) on sandy soils. The study of the variation of the allowable stress design with the footings size allows to identify the most economical dimension of the footings for each pillar of the work, and to define the value of the allowable stress and the size of the footings that defines the highest possible allowable stress (B *) for the study case. In this dissertation it is evaluated some theoretical and semi-empirical methods adopted in the literature to predict the bearing capacity and settlements of footings in sandy soils by means of experimental results obtained in the literature, of load tests performed on real footings and plates of different sizes on sandy soils. The value of the deformation modulus of each adopted sublayer of the sandy soil is a determinant factor for the methods of settlements predictions, investigated in this study (Schmertmann, 1970; Schmertmann *et al*., 1978). It is observed the influence of the adopted correlations between the results of field tests SPT and cone penetration CPT in the predicted settlements. It is concluded that the size of the footing in sandy soils that define the allowable stress design of the shallow foundations analyzed in this study varied from 1.7m to 3.4m, according to the geotechnical parameters and to the adopted model of calculation methods. The higher the value adopted for the deformability module, higher the value of B*, and greater is the probability of the rupture to define the allowable stress design.

Keywords: bearing capacity, settlement, footings size, allowable stress, sandy soil.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

CAF – Cota de assentamento da fundação;

CPT – Cone Penetration Test (Ensaio de penetração de cone);

DMT – Dilatometer Marchetti Test (Ensaio do Dilatômetro de Marchetti);

ELS – Estado limite de serviço;

ELU – Estado limite último;

ES – Estado do Espírito Santo;

FHWA – Federal Highway Administration;

FS – Fator de segurança;

MG – Estado de Minas Gerais;

NA – Nível d'água;

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora;

PC – Prova de carga;

PMT – Pressurometer Test (Ensaio Pressurométrico);

PUC/RJ – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro;

RJ – Estado do Rio de Janeiro;

RN – Referência de nível;

SP – Estado de São Paulo;

SPT – Standard Penetration Test (Sondagem de simples reconhecimento);

UFES – Universidade Federal do Espirito Santo;

UFLA – Universidade Federal de Lavras;

UFRS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul;

UFV – Universidade Federal de Viçosa.

LISTA DE SÍMBOLOS

A – Área da base da fundação;

A’ – Fator adimensional dependente da relação profundidade pelo raio de placa circular (z/R);

A_f – Área efetiva de contato da fundação com o solo;

B – Menor dimensão da sapata;

B’ – Fator adimensional dependente da relação profundidade pelo raio de placa circular (z/R);

B* – Valor de B em que se admite uma maior tensão admissível possível para a situação estudada;

b_c, b_γ, b_q – Fatores de inclinação da fundação em relação a horizontal;

B_1 – Dimensão da placa de teste;

c – Coesão;

c_a – Adesão entre o solo e a base do elemento de fundação;

C_r – Compacidade relativa;

C_d – Correção da profundidade de assentamento;

C_w – Correção para o nível do lençol freático;

C_1 – Fator de correção devido ao embutimento;

C_2 – Fator de correção devido ao recalque com o tempo;

D – Profundidade de assentamento da fundação;

D_r – Densidade relativa;

d_c, d_γ, d_q – Fatores de profundidade de assentamento;

D_{50} – Diâmetro médio das partículas;

E – Módulo de elasticidade;

ER_i – Eficiência obtida em campo;

E_s – Módulo de deformabilidade;

F_1 e F_2 – Fatores para a determinação de I;

g_c, g_γ, g_q – Fatores de inclinação do terreno adjacente ao elemento de fundação;

h – Profundidade de assentamento da fundação em relação à superfície;

H – Componente da força total aplicada ao elemento de fundação tangente à base;

I – Coeficiente de influência;

I_z – Fator de influência da deformação vertical

i_c, i_γ, i_q – Fatores de inclinação da carga em relação à base do elemento de fundação;

I_s, I_d e I_h – Fatores de forma/rigidez, espessura e embutimento, respectivamente;

k – Fator de cálculo;

k_p – Coeficiente de empuxo passivo;

K – Coeficiente empírico de correlação entre os ensaios SPT e CPT, tabelado em função do tipo de solo ($K=q_c/N_{SPT}$);

K_{60} – Coeficiente K para correlações propostas utilizando ensaio SPT com eficiência teórica de 60%;

K_{72} – Coeficiente K para correlações propostas utilizando ensaio SPT com eficiência teórica de 72%;

L – Maior dimensão da sapata;

N_c, N_γ, N_q – Fatores de carga para valores altos de C_r;

N_c', N_q' e N_γ' – Fatores de carga para valores baixos de C_r;

N ou N_{SPT} – Número de golpes necessários para a penetração dos 30 cm finais do amostrador-padrão obtido no ensaio SPT com eficiência padrão adotada no Brasil;

N_i – Número de golpes;

N' – Média dos valores de N_{SPT} em uma espessura 1,5.B abaixo do nível da fundação

N_{55} – Número de golpes do ensaio SPT com eficiência de 55%;

N_{60} – Número de golpes do ensaio SPT com eficiência de 60%;

N_{72} – Número de golpes do ensaio SPT com eficiência de 72%;

OCR – Razão de sobreadensamento ou coeficiente de pré-adensamento;

q – Tensão efetiva de solo ou sobrecarga de solo;

q_c – Resistência de ponta obtida do ensaio CPT no trecho correspondente ao bulbo de tensões da sapata;

q_u – Tensão de ruptura;

q_x, q_y e q_z – Tensão em cada eixo;

Q_0 – Carga de ruptura;

R – Rigidez;

s – Deformação;

S_c, S_γ, S_q – Fatores de forma;

S_c – Recalque de consolidação ou plástico;

S_e – Recalque elástico;

S_p – Recalque de consolidação primário;

S_s – Recalque de consolidação secundário;

t – Tempo;

v – Coeficiente de Poisson;

V – Componente da força total aplicada ao elemento de fundação normal à base;

w_{nat} – Umidade natural;

z – Profundidade;

α – Coeficiente empírico tabelado em função do tipo de solo;

α_0 e α_1 – Fatores para a determinação de I;

β – Inclinação da superfície do terreno adjacente ao elemento de fundação;

ε_h – Deformação específica horizontal;

ε_z – Deformação específica vertical;

ε_1 – Deformação específica no eixo da tensão principal maior;

μ_0 e μ_1 – Fatores para a determinação de I;

η – Inclinação da base da fundação em relação a horizontal;

ρ – Recalque;

ρ_{adm} – Recalque admissível;

ρ_r – Recalque para σ_r;

ρ_1 – Recalque da placa de teste;

σ – Tensão de ruptura geral;

σ’ – Tensão de ruptura local;

σ_a – Tensão aplicada;

σ_{adm} – Tensão admissível;

σ'_{adm} – Tensão admissível corrigida;

σ_o – Tensão admissível pelo método da ABNT NBR 6122:1996;

σ'_o – Tensão admissível pelo método da ABNT NBR 6122:1996 corrigido;

σ_r – Tensão de ruptura;

σ_z – Tensão de um carregamento uniaxial vertical;

σ'_z – Tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z\,max}$;

Δp – Acréscimo de tensão da sapata (tensão aplicada pela sapata menos a tensão efetiva de solo na cota de apoio da sapata;

Δz – Espessura da camada de solo;

Δσ – Acréscimo de tensão;

$\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ – Variações das tensões maior, intermediária e menor nos planos principais, respectivamente;

∅ ou φ – Ângulo de atrito;

γ – Peso específico;

γ_{nat} – Peso específico natural.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores típicos de α=ES/qc 31

Tabela 2.2 Coeficiente α 32

Tabela 2.3 Correlações do tipo E_s x q_c 32

Tabela 2.4 Valores de K em função do tipo de solo 33

Tabela 2.5 Valores do coeficiente K 34

Tabela 2.6 Correlações do tipo Es x N_{SPT} 1 34

Tabela 2.7 Correlações do tipo Es x N_{SPT} 2 35

Tabela 2.8 Eficiências do Ensaio SPT 36

Tabela 2.9 Valores típicos para o coeficiente de Poisson 1 37

Tabela 2.10 Valores típicos para o coeficiente de Poisson 2 37

Tabela 2.11 Valores do ângulo de atrito a partir de N60 39

Tabela 2.12 Fatores de carga de Terzaghi (1943) - ruptura geral 46

Tabela 2.13 Fatores de forma de Terzaghi (1943) 47

Tabela 2.14 Fatores de carga de Meyerhof (1963) 54

Tabela 2.15 Relações entre índice de resistência à penetração (SPT) e as taxas admissíveis para solos argilosos 57

Tabela 2.16 Relações entre índice de resistência à penetração (SPT) e as taxas admissíveis para solos arenosos 58

Tabela 2.17 Valores de carga de ruptura 63

Tabela 2.18 Comparação das capacidades de carga teórica calculadas e dos valores experimentais de Milovie (1965) e Muhs (1969), por Bowles (1997) 63

Tabela 2.19 Valores de previsão de ruptura e medição de tensão para um recalque de 150mm para uma areia siltosa fina, com N_{60} de 18 golpes, segundo Briaud (1999). 64

Tabela 2.20 Capacidade de carga prevista por métodos teóricos e tensões de ruptura experimentais 65

Tabela 2.21 Razões entre a capacidade de carga prevista por métodos teóricos e a obtida experimentalmente 66

Tabela 2.22 Valores dos parâmetros do solo obtidos por ensaios triaxiais 67

Tabela 2.23 Valores de carga de ruptura teóricos e experimental 67

Tabela 2.24 Capacidade de carga de ruptura prevista para um solo residual de gnaisse com N_{SPT} de 10 golpes 68

Tabela 2.25 Capacidade de carga prevista por métodos teóricos e tensões de ruptura experimentais 69

Tabela 2.26 Valores de $I_s.I_h$ para carregamentos na superfície (I_d = 1,0) de uma camada de solo infinita 78

Tabela 2.27 Comparação de Meyerhof dos recalques observados pelos previstos . 85

Tabela 2.28 Variação dos fatores A' e B' com a profundidade 86

Tabela 2.29 Valores de previsão e medição de tensão para um recalque de 25mm, segundo Briaud e Gibbens (1994) 91

Tabela 2.30 Valores de previsão e medição de tensão para um recalque de 25mm para uma areia siltosa fina com N_{60}=18 92

Tabela 2.31 Recalques obtidos na Tensão de Trabalho de 98kPa para um solo residual de gnaisse com N_{SPT} de 10 golpes 93

Tabela 2.32 Recalque previsto por métodos teóricos e medido por prova de carga . 94

Tabela 2.33 Recalque previsto por métodos teóricos e medido por 5 pinos de instrumentação da execução de um cais de atracação em Angra dos Reis/RJ 95

Tabela 3.1 Estimativa do valor do peso específico de solos 100

Tabela 3.2 Peso específico de areias e outras correlações com N_{SPT} 100

Tabela 4.1 Análise de capacidade de carga por diversos métodos para o caso A . 104

Tabela 4.2 Análise do recalque pelo método de Schmertmann (1970) para o caso A 105

Tabela 4.3 Análise do recalque pelo método de Schmertmann et al. (1978) para o caso A 105

Tabela 4.4 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A1, com variação dos valores de N_{SPT} 109

Tabela 4.5 Análise do recalque pelo método de Schmertmann et al. (1978) para o caso A1, com variação dos valores de N_{SPT} 110

Tabela 4.6 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A2, com e sem a presença do NA 113

Tabela 4.7 Análise do recalque pelo método de Schmertmann et al. (1978) para o caso A2, com e sem a presença do NA 114

Tabela 4.8 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A3, com variação dos valores do ângulo de atrito 117

Tabela 4.9 Análise do recalque pelo método de Schmertmann et al. (1978) para o caso A4, com variação nos valores do tempo considerado 121

Tabela 4.10 Valores de previsão e medição da tensão para um recalque de 25mm por Briaud (1999) para uma areia siltosa fina 127

Tabela 4.11 Erros dos métodos de previsão de recalque utilizados por Briaud (1999) para uma areia siltosa fina 127

Tabela 4.12 Valores de previsão e medição da tensão para um recalque de 25mm calculados por Lutenegger e Degroot (1995) com resultados experimentais de Briaud e Gibbens (1994) 128

Tabela 4.13 Valores de previsão e medição de recalque para provas de carga realizadas por Noguchi (2012) e Duarte (2006) 129

Tabela 4.14 Erros dos métodos de previsão de recalque utilizados por Noguchi (2012) e Duarte (2006) 130

Tabela 4.15a Comparações entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas 132

Tabela 4.16a Erros entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas 136

Tabela 4.17 Análise de capacidade de carga por diversos métodos para uma areia siltosa semelhante à estudada por Briaud (1999) 149

Tabela 7.1. Fatores de capacidade de carga (VÉSIC, 1975) para φ de 0 a 25.....165

Tabela 7.2. Fatores de capacidade de carga (VÉSIC, 1975) para φ de 26 a 50.....166

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Ângulo de atrito interno de areias no gráfico N_{SPT} x tensão vertical efetiva 39

Figura 2.2 Ruptura geral 41

Figura 2.3 Ruptura local 42

Figura 2.4 Ruptura por puncionamento 42

Figura 2.5 Condições em que ocorrem os tipos de ruptura em areias 43

Figura 2.6 Superfície potencial de ruptura 45

Figura 2.7 Fatores de carga pelo ângulo de atrito 46

Figura 2.8 Configuração geral para aplicação do método de Vésic (1975) 50

Figura 2.9 Superfícies de deslizamento 53

Figura 2.10 Variação de N_γ obtida através de ensaios de modelos de sapatas 61

Figura 2.11 Bulbo de tensões verticais para sapatas quadradas e circulares 71

Figura 2.12 Distribuição de tensões no centro de uma fundação flexível ao longo da profundidade 71

Figura 2.13 Ábacos para determinação dos fatores μ_0 e μ_1 73

Figura 2.14 Fatores α_0 e α_1 para determinar o fator de influência I 74

Figura 2.15 Fator de influência (I), para vários valores do coeficiente de Poisson ... 75

Figura 2.16 Valores de F_1 e F_2 para cálculo do fator de influência (I) 76

Figura 2.17 Resultado gráfico dos testes de Bjerrum e Eggestad (1963) 79

Figura 2.18 Compilação feita por D'Appolonia (1970) para os testes feitos por Bazaraa (1967) e Bjerrum e Eggestad (1963) 80

Figura 2.19 Recomendação de Terzaghi e Peck (1948, 1967) para tensão admissível para um recalque de 25mm 80

Figura 2.20 Relação de Sivakugan *et al*. (1998) para recalques previstos e observados em 79 casos 82

Figura 2.21 Teste de Bazaraa (1967) para q/ ρ1 x N60 83

Figura 2.22 Diagrama do fator de influência da deformação 1 86

Figura 2.23 Diagrama do fator de influência da deformação 2 88

Figura 3.1 Modelo padrão de análise (caso A) 99

Figura 4.1 Curvas tensão x recalque (adaptado de CUDMANI, 1994) 102

Figura 4.2 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A pelos métodos de cálculo investigados 106

Figura 4.3 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann et al. (1978) 108

Figura 4.4 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelo método Terzaghi (1943), com variação dos valores de N_{SPT} 110

Figura 4.5 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelo método de Schmertmann *et al*. (1978), com mudança nos valores de N_{SPT} 111

Figura 4.6 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores de N_{SPT} 112

Figura 4.7 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelo método Terzaghi (1943), com e sem a presença do NA 114

Figura 4.8 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelo método de Schmertmann et al. (1978), com e sem a presença do NA..... 115

Figura 4.9 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann et al. (1978), com e sem a presença do NA 116

Figura 4.10 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A3 pelo método Terzaghi (1943), com mudança nos valores do ângulo de atrito... 118

Figura 4.11 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A3 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores do ângulo de atrito 119

Figura 4.12 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelo método de Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores do tempo considerado 122

Figura 4.13 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores do tempo considerado 123

Figura 4.14 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores de N_{SPT} 124

Figura 4.15 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann et al. (1978), com mudança nos valores do tempo considerado 125

Figura 4.16 Variação da tensão e da dimensão B da sapata para os resultados experimentais de Briaud (1999) 138

Figura 4.17 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata calculadas por Briaud (1999) pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann (1986) para um solo com as características de seus experimentos 139

Figura 4.18 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann (1986) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada por Briaud (1999) 140

Figura 4.19 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de ruptura estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada 141

Figura 4.20 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada 142

Figura 4.21 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=900kPa e α=3,0 144

Figura 4.22 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da

dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=900kPa e α=3,0 144

Figura 4.23 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=700kPa e α=3,0 145

Figura 4.24 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=700kPa e α=3,0 145

Figura 4.25 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=700kPa e α=2,0 146

Figura 4.26 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=700kPa e α=2,0 147

Figura 4.27 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=420kPa e α=2,0 148

Figura 4.28 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=420kPa e α=2,0 148

Figura 4.29 Estudo comparativo entre métodos de cálculo da tensão admissível de ruptura e pelo recalque com a variação da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina, em condições semelhantes às investigadas por Briaud (1999), com os fatores K e α propostos por Teixeira e Godoy (1998) 150

Figura 4.30 Estudo comparativo entre métodos de cálculo da tensão admissível de ruptura e pelo recalque com a variação da dimensão B da sapata para a areia siltosa

fina, em condições semelhantes às investigadas por Briaud (1999), com os fatores K e α propostos por Schmertmann (1970) 151

Figura 4.31 Estudo comparativo entre métodos de cálculo de ruptura e prova de carga e a variação da dimensão B da sapata para um solo em condições semelhantes às investigadas por Muhs (1969) 153

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 25
1.1 Considerações gerais 25
1.2 Objetivos 26
1.2.1 Objetivo geral 26
1.2.2 Objetivos específicos 27
1.3 Estrutura da dissertação 27
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 29
2.1 Considerações iniciais 29
2.2 Propriedades geotécnicas de subsolos arenosos 30
2.2.1 Estimativa do módulo de deformabilidade de solos 30
2.2.1.1 Correção entre N60 e N_{SPT} 35
2.2.2 Coeficiente de Poisson 36
2.2.3 Ângulo de atrito 38
2.3 Capacidade de carga de sapatas apoiadas em areia 40
2.3.1 Mecanismos de ruptura do solo 40
2.3.2 Métodos teóricos de determinação da capacidade de carga de sapatas 43
2.3.2.1 Terzaghi (1943) 44
2.3.2.2 Teoria de Hansen (1961, 1970) e Vésic (1975) 48
2.3.2.3 Meyerhof (1951,1963) 53
2.3.3 Métodos semi-empíricos e empíricos 55
2.3.3.1 Métodos baseados em ensaios SPT e CPT 55
2.3.3.2 Lima (1979) 57
2.3.4 Métodos por meio de prova de carga sobre placas 58

2.3.5 Avaliação dos métodos de determinação de capacidade de carga em sapatas apoiadas em areias 59
2.4 Recalques em sapatas apoiadas em areias 69
2.4.1 Teoria da elasticidade para estimativa de recalques 70
2.4.2 Métodos empíricos e semi-empíricos 78
2.4.2.1 Método de Terzaghi e Peck (1948, 1967) 78
2.4.2.2 Método de Meyerhof (1956) 83
2.4.2.3 Método de Schmertmann (1970) 85
2.4.2.4 Método de Schmertmann *et al*. (1978) 87
2.4.3 Avaliação dos métodos de previsão de recalque observados em sapatas apoiadas em areias 90
2.4.4 Recalques admissíveis 95
2.5 Tensão admissível 96
3 METODOLOGIA 98
3.1 Simulações realizadas 98
3.2 Definição do caso de obra padrão inicial adotado 98
3.3 Resultados experimentais utilizados 100
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 102
4.1 Efeito da dimensão da sapata na tensão admissível de sapatas apoiadas em areia 102
4.1.1 Estudo da influência dos métodos de previsão da tensão admissível utilizados 104
4.1.2 Estudo da influência do N_{SPT} 108
4.1.3 Estudo da influência da presença do nível d'água 112
4.1.4 Estudo da influência dos métodos de previsão do ângulo de atrito utilizados 116
4.1.5 Estudo da influência do tempo considerado 120

4.1.6 Estudo comparativo entre os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) 123
4.2 Análise de resultados experimentais encontrados na literatura 126
4.2.1 Métodos de recalque 126
4.2.2 Métodos de capacidade de carga 131
4.3 Influência da largura da sapata na tensão admissível 137
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 154
5.1 Conclusões 154
5.2 Sugestões para trabalhos futuros 156
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 158
7 ANEXOS 165

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

O limitado conhecimento geotécnico pode ter como consequência estruturas de fundações superdimensionadas por questões de segurança. Com o atual panorama econômico do país e com os estudos já realizados até o momento, existe a capacidade e a necessidade de que não ocorram exageros no consumo de material nas obras. Nesse intuito, quanto mais próximos os resultados dos métodos de cálculo para dimensionamento de superestruturas e infraestruturas estiverem do comportamento real, menor será o desperdício de capital. É importante, então, a busca por metodologias executivas e de projeto cada vez mais eficientes.

A geotecnia é uma área que nunca poderá seguir um padrão pré-determinado para todos os casos, como ocorre com projetos estruturais de casas populares, por exemplo. Diferentemente da área de estruturas, a geotecnia possui o fator solo, que não consegue ser exatificado devido à sua heterogeneidade, principalmente, e à dependência de sua capacidade natural de suporte para assentar seus empreendimentos. Mesmo que sejam executadas boas investigações e retiradas amostras de boa qualidade do solo, sempre haverá a possibilidade de comportamentos não totalmente previstos e de variabilidade não totalmente mensurável (SEIXAS *et al.*, 2009). Sendo assim, a tarefa de dimensionar uma fundação torna-se mais complexa.

A estimativa de valores de resistência à ruptura de um determinado solo, assim como as deformações que sofrerá devido ao carregamento de uma estrutura, pode ser calculada por diversos métodos e ferramentas que, independentemente da precisão, sempre apresentarão estimativas. Isso acontece devido à heterogeneidade do solo, às dificuldades associadas à investigação do subsolo e à obtenção de parâmetros representativos de seu comportamento, gerando grandes incertezas nos trabalhos da engenharia geotécnica.

O projeto geotécnico de uma edificação começa pela investigação geotécnica (através de ensaios CPT ou SPT) do terreno de fundação. Essa investigação permite identificar as camadas do subsolo e estimar as suas propriedades geotécnicas, além de detectar

a presença do lençol freático. Essas são informações fundamentais para que o calculista projete adequadamente as fundações.

A partir dos ensaios de campo, estimam-se parâmetros de caracterização e resistência do solo que podem, ou não, ser confirmados com ensaios de laboratório. Para diferentes valores de dimensão da sapata, calcula-se a capacidade de carga do sistema sapata-solo pela ruptura, com seu respectivo fator de segurança. Pela norma brasileira (NBR 6122:2010), utiliza-se o valor do recalque admissível para definir o valor da tensão limite que esse provocaria. A tensão admissível de projeto deve atender aos valores de pressões limite de ruptura e de recalque do sistema sapata-solo avaliado.

A dimensão das sapatas é um fator de grande influência na capacidade de carga e nos recalques de fundações superficiais em areia. O estudo da variação entre a tensão admissível com a dimensão da sapata permite identificar a dimensão mais econômica dessa para cada pilar da obra, não sendo necessário padronizar uma única dimensão e nem calcular pontualmente cada caso, pois bastaria utilizar o pior perfil de subsolo encontrado na obra para sua elaboração.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Este estudo tem como objetivo avaliar a variação dos valores de tensão admissível do solo (σ_{adm}) com a variação da menor dimensão da sapata (B) assentada em subsolos arenosos. Esses fatores são avaliados por meio de resultados experimentais obtidos na literatura, de provas de carga realizadas em sapatas reais e placas de diferentes tamanhos apoiadas em solos arenosos, e alguns métodos de cálculo de capacidade de carga e análise do recalque do sistema sapata-solo para determinar o valor de B correspondente à maior tensão admissível do sistema sapata-solo avaliado.

1.2.2 Objetivos específicos

- Comparar diferentes métodos de cálculo da capacidade de carga e de recalque do solo previamente publicados;
- Avaliar a variação da tensão admissível do solo com a variação dos valores da menor dimensão (B) da sapata apoiada em subsolos arenosos;
- Comparar graficamente a variação da tensão admissível definida pela ruptura e pelo recalque obtidos por diferentes métodos de cálculo;
- Realizar o estudo paramétrico dos fatores que mais influenciam o valor de B* (valor de B com que se obtém uma maior capacidade de carga para a situação estudada);
- Avaliar experimentalmente, com uso de resultados de ensaios de campo previamente publicados na literatura, alguns métodos de cálculo da capacidade de carga e do recalque para determinar a tensão admissível do solo.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação inicia-se com uma pesquisa bibliográfica apresentada no capítulo 2, sendo dividida em dois grandes grupos principais. O primeiro apresenta e discute sucintamente fatores relevantes para o trabalho, como os temas fundação direta, projeto de fundação direta, métodos de avaliação e tipos de ruptura. O segundo grupo segue a linha da análise da capacidade do solo, discutindo as principais propriedades do solo necessárias para este trabalho e alguns métodos usuais para estimá-los. São apresentados e discutidos alguns dos principais métodos de análise da capacidade de carga de sapatas apoiadas em subsolos arenosos, tanto pelo estado limite último quanto pelo de serviço, mostrando algumas análises dos métodos existentes na literatura.

No capítulo 3 faz-se o detalhamento da metodologia utilizada. Define-se o caso padrão utilizado para as análises futuras e define-se a forma como o trabalho foi desenvolvido.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos por meio de diversas análises em situações específicas dos métodos descritos no capítulo 2. Foram fixados diversos fatores, como os métodos utilizados para cálculo da capacidade de carga, o N_{SPT}; a

presença ou não do nível d’água; o ângulo de atrito; e o tempo, variando um por vez, comparando e analisando os resultados obtidos por meio de gráficos e tabelas. É feita uma análise sobre os resultados encontrados e uma comparação com resultados experimentais.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais do trabalho, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

Em seguida, listam-se as referências citadas no texto e apresentam-se os anexos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

a) Fundação Direta

Fundação direta se define como:

> elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 2)

Neste trabalho serão abordadas apenas fundações em sapata, que são o tipo mais comum de fundação direta.

b) Projeto de Fundação Direta

Um projeto de fundações deve satisfazer a dois requisitos básicos:

- Uma adequada margem de segurança quanto à ruptura;
- Os recalques totais e relativos das fundações devem ser mantidos dentro de limites tolerados pela superestrutura.

Em um projeto de fundações diretas, a grandeza fundamental a ser determinada é a tensão admissível, que deve atender simultaneamente aos estados limites últimos (referente à ruptura) e de serviço (referente ao recalque).

Estudos previamente publicados assumem que a tensão admissível de uma fundação direta referente à ruptura aumenta de acordo com o aumento da base da fundação (TERZAGHI, 1943), e que a tensão admissível em relação ao recalque diminui à medida que aumenta a base da fundação (CUDMANI, 1994). Sendo assim, existe um ponto em que o tamanho da sapata permitiria a maior tensão admissível possível para o sistema sapata-solo investigado, que atenda tanto ao critério de ruptura quanto ao de recalque e será chamado neste trabalho de B*.

O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisitos para projetos de fundações seguros e econômicos. No Brasil, o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do total de uma

obra, sendo as informações geotécnicas obtidas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução (SCHNAID, 2000).

A sondagem de simples reconhecimento, ou ensaio de penetração dinâmica, consiste no método de investigação de solos mais conhecido e utilizado na prática geotécnica mundial (DÉCOURT, 2002), principalmente pela rapidez, pelo baixo custo, pela simplicidade do equipamento necessário (facilidade de reposição de peças e transporte ao canteiro) e por prescindir de mão-de-obra altamente especializada (JARDIM, 1987). O ensaio SPT é utilizado em diversas equações, como correlações empíricas para estimar valores de parâmetros do solo e métodos de capacidade de carga. Porém, devido ao fato de a execução do ensaio SPT no Brasil ser, na maioria dos casos, totalmente manual, os resultados nem sempre são confiáveis. O engenheiro projetista deve sempre avaliar os resultados dos ensaios com um olhar crítico e agir a favor da segurança.

c) Métodos de Avaliação

A tensão admissível para o estado limite último (ELU) e para o de serviço (ELS) podem ser determinadas pelos seguintes tipos de métodos:

- Métodos empíricos: baseados na observação e em ensaios de campo, apenas, como prova de carga sobre placa, sondagem de simples reconhecimento (SPT) e ensaio de penetração do cone (CPT);
- Métodos teóricos: quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da Mecânica dos Solos e derivadas da teoria da elasticidade;
- Métodos semi-empíricos: baseiam-se numa combinação de observação de campo e estudos teóricos.

2.2 Propriedades geotécnicas de subsolos arenosos

2.2.1 Estimativa do módulo de deformabilidade de solos

O módulo de deformabilidade dos solos pode ser obtido diretamente por ensaios de laboratório ou indiretamente por correlações empíricas através de ensaios de campo.

A obtenção do módulo de deformabilidade por meio de ensaios de laboratório não será abordada neste trabalho. Quanto à sua obtenção por correlações através de resultados dos ensaios de campo, são consideradas apenas as que são derivadas dos ensaios SPT e CPT.

O ensaio SPT, ainda que sofra severas críticas quanto às suas limitações, é largamente utilizado, e o ensaio de cone (CPT) é considerado um dos métodos mais confiáveis de investigação geotécnica devido ao seu registro contínuo e pouca interferência do operador (SANTOS, 2017).

Das (2009) apresenta valores típicos do módulo de deformabilidade do solo variando entre 8000kPa e 45000kPa, dependendo do tipo de solo, de sua granulometria e de compacidade.

a) A partir de ensaios CPT

Segundo Lee e Salgado (2002), o ensaio CPT tem se tornado popular por inúmeras razões, incluindo o menor nível de incertezas se comparado ao ensaio SPT. As correlações para a estimativa de E_S a partir de q_c (Resistência de ponta obtida do ensaio CPT) são geralmente dadas na forma da equação:

2.1

$$E_s = \alpha . q_c \quad (1)$$

Em que:

q_c: resistência de ponta medida no ensaio de cone (CPT);

α: coeficiente empírico tabelado, em função do tipo de solo.

Os valores de α podem ser encontrados em correlações de acordo com o solo, como a proposta por Cordeiro (2001), apresentada na Tabela 2.1:

Tabela 2.1 Valores típicos de α=ES/qc

Descrição	α
Areia limpa, N.A., sem envelhecimento (<100 anos)	2,5 - 3,5
Areia limpa, N.A., envelhecida (>3000 anos)	3,5 - 6,0
Areia limpa, S.A.	6,0 - 10,0
Areia siltosa ou areia argilosa, N.A.	1,5
Areia siltosa ou areia argilosa, S.A.	3,0

Fonte: Coduto (2001), apud Cordeiro (2004)

Teixeira e Godoy (1998) também apresentam correlações para o valor de α, como mostrado na Tabela 2.2:

Tabela 2.2 Coeficiente α

Tipo de Solo	α
Areia	3,0
Silte	5,0
Argila	7,0

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

Das e Sivakugan (2007) reuniram algumas correlações entre E_s x q_c, que são apresentadas na Tabela 2.3 com suas respectivas referências:

Tabela 2.3 Correlações do tipo E_s x q_c

Referência	Equação	Tipo de Solo
Schultze and Melzer (1965)	$E = \left(301.1\log q_c - 382.3\frac{\sigma'_o}{p_a} + 60.3 \pm 50.3\right)\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.522}$ para 0 $\frac{\sigma'_o}{p_a}$ 0.8	Areia seca
Webb (1969)	$E/q_c = 2.5(q_c + 30)$ $E/q_c = 1.67(q_c + 15)$	Areias saturadas Areias argilosas saturadas
Buisman (1940)	$E = 1.5q_c$	Areias
Schmertmann (1970)	$E = 2q_c$	Areias
Schmertmann et al. (1978)	$E = 2.5q_c$ (deformação axisimétrica) $E = 3.5q_c$ (deformação plana)	Areias normalmente consolidadas
Vesic (1970)	$E = 2(1 + D_r^2)q_c$	Areias
Bachelier and Parez (1965)	$E = \alpha q_c$ α = 0.8 a 0.9 para areia pura ; 1.3 a 1.9 para areia siltosa ; 3.8 a 5.7 para areia argilosa ; e 7.7 para argila mole	todos os solos
DeBeer (1965)	$E = 1.5q_c$	Areias
DeBeer (1974)	$E = 1.5q_c$ (para $q_c > 3$ MN/m^2) $E = 3q_c$ (para $q_c < 3$ MN/m^2) $E = \alpha q_c$ ($1.5 < \alpha < 2$)	Areias (prática na Grécia) Areias (prática no Reino Unido)
Trofimenkov (1964)	$E = 2.5q_c$	Areias (limite inferior)
Trofimenkov (1974)	$E = 3q_c$ $E = 7q_c$	Areias Argilas (prática na ex-URSS)
Thomas (1968)	$E = \alpha q_c$ (α = 3 a 12)	Areias
Bogdanovi (1973)	$E = 1.5q_c$ (para $q_c > 4$ MN/m^2) $E = 1.5$ a $1.8q_c$ (para 2 MN/m$^2 < q_c < 4$ MN/m^2) $E = 1.8$ a $2.5q_c$ (para 1 MN/m$^2 < q_c < 2$ MN/m^2) $E = 2.5$ a $3.0q_c$ (para 0.5 MN/m$^2 < q_c < 1$ MN/m^2)	Areia e areia pedregulhosa Areia siltosa saturada Silte argiloso com areia siltosa, e areia siltosa saturada com silte

Fonte: Das e Sivakugan, 2007

b) A partir de ensaios SPT

No caso de inexistência de resultados na forma de q_c, as estimativas de E_S também podem ser realizadas a partir de correlações entre os valores de q_c e N_{SPT}, dadas conforme a relação:

$$E_s = \alpha . K . N_{SPT} \quad (2)$$

Em que:

α: coeficiente empírico dado na Tabela 2.2, em função do tipo de solo;

K: coeficiente empírico dado nas Tabelas 2.4 e 2.5, em função do tipo de solo ($K=q_c/N_{SPT}$);

N_{SPT}: número de golpes necessários para a penetração dos 30cm finais do amostrador-padrão obtido no ensaio SPT.

Foi adotada, neste trabalho, a nomenclatura de K_{60} e K_{72} para correlações propostas utilizando ensaio SPT com eficiência de 60% e 72%, respectivamente.

Schmertmann (1970) propôs a utilização da Tabela 2.4 para a estimativa de K, ressaltando, entretanto, que essa é apenas uma tabela expediente e conservadora e que os valores apresentados são assumidos independentemente da profundidade, da compacidade relativa e das condições do nível d'água.

Tabela 2.4 Valores de K em função do tipo de solo

Tipo de Solo	K_{60} (MPa)
Siltes e siltes arenosos	0,20
Areias limpas, finas e médias e areias pouco siltosas	0,35
Areias grossas e areias pouco pedregulhosas	0,50
Areias pedregulhosas e pedregulhos	0,60

Fonte: Schmertmann (1970)

Teixeira e Godoy (1998) apresentam as seguintes correlações para a obtenção do valor K, de acordo com a Tabela 2.5:

Tabela 2.5 Valores do coeficiente K

Tipo de Solo	K_{72} (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

Cordeiro (2004) e Das e Sivakugan (2007) reuniram algumas correlações entre E_s x N_{SPT}, que são apresentadas nas Tabelas 2.6 e 2.7, respectivamente, com suas referências.

Tabela 2.6 Correlações do tipo Es x N_{SPT} 1

Equação (E_s dado em MPa)		Observação	Referência(s)
1	$E_s = 0,5.N_{60}$	Areias com finos	Kulhawy e Mayne (1990)
2	$E_s = 1,0.N_{60}$	Areias limpas N.C.	Kulhawy e Mayne (1990)
3	$E_s = 1,5.N_{60}$	Areias limpas S.C.	Kulhawy e Mayne (1990)
4	$E_s = 0,545.N_{60} + 7,5$	Areias limpas N.C.	Bowles (1996)
5	$E_{SC} = E_{NC}.\sqrt{OCR}$	Areias limpas S.C.	Bowles (1996)
6	$E_s = 5.\sqrt{OCR} + 1,2.N_{60}$	Areias limpas	Coduto (2001)

Fonte: Cordeiro (2004)

Tabela 2.7 Correlações do tipo Es x N_{SPT} 2

Referência	Correlação	Tipo de solo
Schultze and Melzer (1965)	$Es = \left(246.2\log N_{60} - 263.4\frac{\sigma'_o}{p_a} + 375.6 \pm 57.6\right)\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.522}$ para $0 \le \frac{\sigma'_o}{p_a} \le 1.2$	areias secas
Webb (1969)	$\frac{Es}{p_a} = 5(N_{60} + 15)$ $\frac{Es}{p_a} = 3.33(N_{60} + 5)$	areias areias argilosas
Ferrent (1963)	$\frac{Es}{p_a} = 7.5(1 - \nu^2)N_{60}$	areias
Begemann (1974)	$\frac{Es}{p_a} = 40 + C(N_{60} - 6)$ para $N_{60} > 15$ $\frac{Es}{p_a} = 40 + C(N_{60} + 6)$ para $N_{60} < 15$ C = 3 para siltes com areias e 12 para pedregulhos com areia	siltes com areia a pedregulhos com areia
Trofimenkov (1974)	$\frac{Es}{p_a} = (350 \text{ a } 500)\log N_{60}$	areias

Fonte: Das e Sivakugan (2007)

Santos (2017) apresenta um amplo estudo sobre correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo SPT, CPT e DP para diferentes subsolos arenosos, e sugere a utilização dos valores de K_{72}=550kPa para solos arenosos da Grande Vitória/ES. Dentre as pesquisas estudadas por Santos (2017) que investigaram os fatores intervenientes em K, o D_{50} e o percentual de finos são os parâmetros mais apontados, em que a tendência é de que o coeficiente aumente com o aumento de D_{50} e diminua com a presença de finos no solo.

2.2.1.1 Correção entre N60 e N_{SPT}

Schmertmann e Palacios (1979) sugerem que o N_{SPT} é inversamente proporcional à energia que chega às hastes. A ISSMFE (1989) estabelece o padrão de energia teórica igual a 60%. Logo, a correção quanto à eficiência do ensaio SPT pode ser escrita conforme a equação 3:

$$N_{60} = \frac{N_i . ER_i}{60} \tag{3}$$

Em que:

N_{60}: Número de golpes corrigido para uma eficiência de 60%;

N_i: Número de golpes;

ER_i: Eficiência obtida em campo.

No Brasil é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo (ensaios SPT) em que a energia aplicada é da ordem de 72% da energia teórica (CLAYTON *et al.*, 1995). Sendo assim:

$$N_{60} = \frac{N_i . ER_i}{60} = \frac{N_i . 72}{60} = 1{,}2 . N_i \quad (4)$$

Previamente ao uso de uma correlação formulada nos EUA, deve-se majorar o valor medido de N_{SPT} obtido em uma sondagem brasileira em 20% (VELLOSO & LOPES, 2010).

A Tabela 2.8 apresenta alguns valores típicos da eficiência de alguns países e regiões:

Tabela 2.8 Eficiências do Ensaio SPT

País	Eficiência média (%)
Argentina	45
Brasil	72
China	Entre 50 e 60*
Colômbia	50
Japão	Entre 65 e 85*
Reino Unido	73
Estados Unidos	Entre 45 e 60*
Venezuela	43

Fonte: Adaptado de Clayton *et al.* (1995)

*A variação se dá pelos diferentes tipos de equipamentos utilizados no país.

Este trabalho padronizou os valores de N_{SPT} de acordo com o adotado no Brasil, com eficiência de 72%.

2.2.2 Coeficiente de Poisson

Outro parâmetro de deformabilidade componente das análises de recalques é o coeficiente de Poisson. Considere, por exemplo, um carregamento uniaxial (σ_z) aplicado em um cilindro elástico não-confinado, em que naturalmente haverá

compressão vertical e expansão lateral. O coeficiente de Poisson pode ser definido como a relação entre as deformações específicas lateral e vertical:

$$v = -\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_z} \tag{5}$$

Sendo:

v: Coeficiente de Poisson;

ε_h: Deformação específica horizontal;

ε_z: Deformação específica vertical.

Bowles (1996) apresenta alguns valores típicos do coeficiente de Poisson, mostrados na Tabela 2.9, a seguir:

Tabela 2.9 Valores típicos para o coeficiente de Poisson 1

Tipo de Solo	ν
Maioria dos solos argilosos	0,4 - 0,5
Solos argilosos saturados	0,45 - 0,50
Solos não-coesivos medianamente compactos a compactos	0,3 - 0,4
Solos não-coesivos fofos a medianamente compactos	0,4 - 0,5

Fonte: Bowles (1996)

Segundo Cintra *et al.* (2003), Teixeira e Godoy (1998) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson (v), conforme está exposto na Tabela 2.10:

Tabela 2.10 Valores típicos para o coeficiente de Poisson 2

Tipo de Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1998)

2.2.3 Ângulo de atrito

Randolph *et al.* (2004) mencionaram que a precisão de determinação da capacidade de carga depende muito da escolha de um valor apropriado para o ângulo de atrito.

Uma das principais formas de estimar o valor do ângulo de atrito, medida que seria importante parâmetro de resistência para solos arenosos, é por meio de correlações empíricas com resultados do ensaio de campo SPT, como as propostas por Godoy (1983):

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4N_{SPT} \tag{6}$$

E por Teixeira (1996):

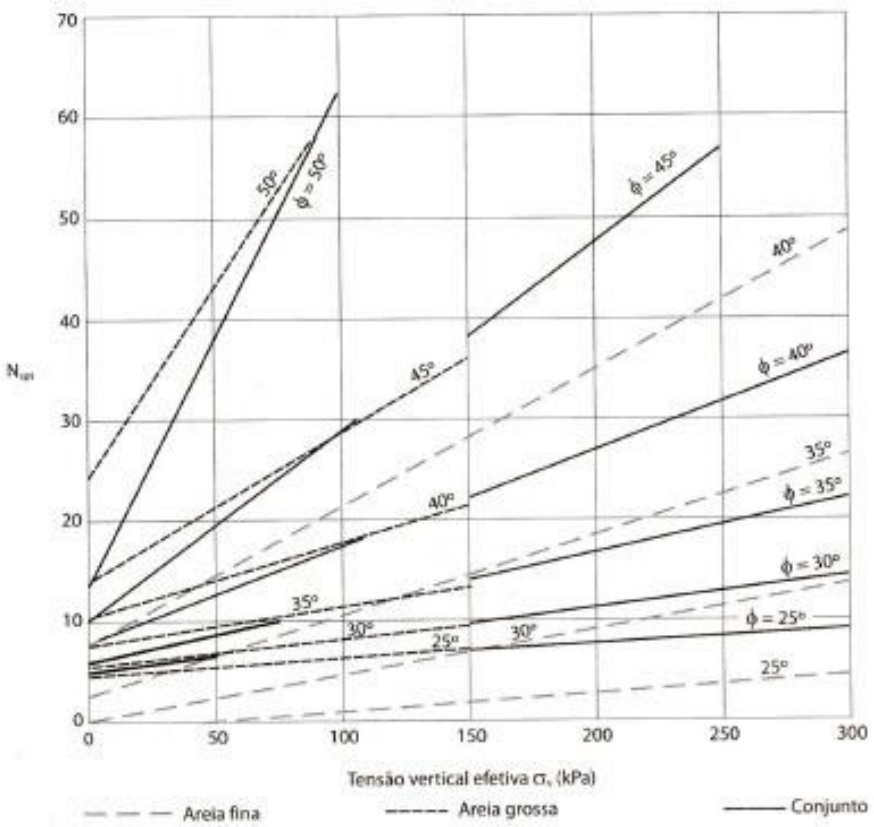
$$\emptyset = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^o \tag{7}$$

De Mello (1971) elaborou a Figura 2.1, pela qual é possível estimar o valor do ângulo de atrito interno de solos arenosos a partir de uma relação entra o N_{SPT} e a tensão vertical efetiva (σ_v) à cota de obtenção do N_{SPT}.

Décourt (1991) reinterpretou os estudos de De Mello (1971) sobre correlações entre ângulo de atrito interno e ensaios SPT em solos arenosos, levando em consideração a diferença entre areia fresca, utilizada em ensaios de laboratório, e areias encontradas na natureza. Também se preocupou com o efeito de sobreadensamento das areias e a eficiência dos equipamentos de ensaio SPT. Sendo assim, apresentou a Tabela 2.11.

Nguyen *et al.* (2016) desenvolveram um estudo para a validação do uso do método de elementos finitos para cálculo da tensão de ruptura de fundações diretas em solos não coesivos. Para isso, compararam os resultados obtidos por esse método com outros publicados na literatura, como o de Meyerhof (1951, 1963) e o do Instituto Arquitetônico do Japão (1988, 2001). O estudo mostrou que o ângulo de atrito interno não é constante, mas diminui com o aumento da tensão de confinamento em solos arenosos. Isso implica que a dependência da tensão de confinamento na resistência ao cisalhamento do solo pode ser um dos fatores mais importantes que influenciam o efeito de tamanho da base da sapata (NGUYEN *et al.*, 2016).

Figura 2.1 Ângulo de atrito interno de areias no gráfico N_{SPT} x tensão vertical efetiva



Fonte: De Mello (1971)

Tabela 2.11 Valores do ângulo de atrito a partir de N60

N_{60}	Ø (°)
6,41	30
7,63	31
9,02	32
10,59	33
12,37	34
14,41	35
16,73	36
19,40	37
22,48	38
26,04	39
30,17	40
34,99	41
40,64	42
47,28	43

Fonte: Décourt (1991)

2.3 Capacidade de carga de sapatas apoiadas em areia

2.3.1 Mecanismos de ruptura do solo

Velloso e Lopes (2010) dividem o comportamento de uma fundação superficial, quando submetida a carregamento estático e crescente, em três fases distintas.

A primeira é a fase elástica, caracterizada por um comportamento praticamente linear da curva tensão-deformação, em que, para pequenos valores de tensão aplicada, o solo responde com recalques aproximadamente proporcionais, que se estabilizam a cada incremento de carga e são reversíveis caso haja descarregamento.

A segunda é a fase plástica: a partir de um determinado nível de tensão, os recalques crescem de forma não linear com as tensões aplicadas, a curva tensão-deformação passa a ter um comportamento não mais proporcional e, caso haja um descarregamento, os recalques são irreversíveis. A plastificação do solo se dá a partir das bordas da fundação e vai crescendo de acordo com o aumento do carregamento.

A terceira fase é a ruptura do solo, que se caracteriza por um nível de tensão em que a velocidade de recalque cresce continuamente. A capacidade de carga nessa fase é definida pelo carregamento capaz de mobilizar a fase de ruptura.

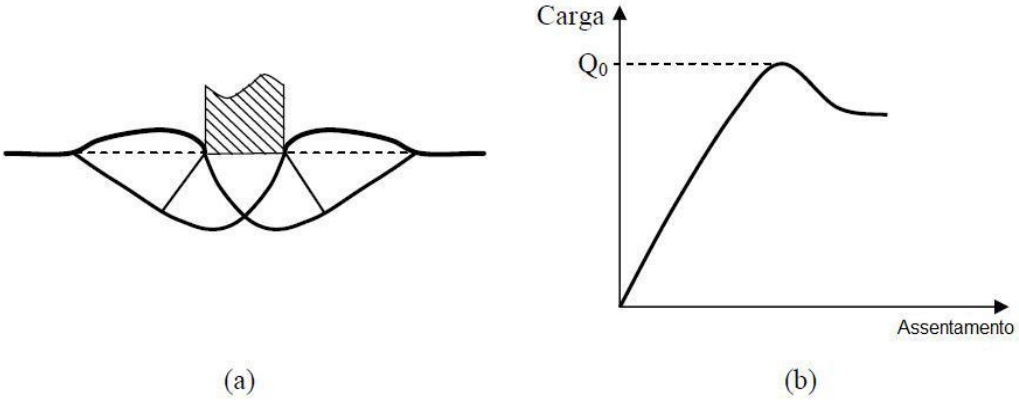
Ao se aplicar uma carga sobre uma fundação, pode-se provocar três tipos de ruptura no solo, que é considerado como meio elástico, homogêneo, isotrópico, semi-infinito. Vésic (1973) diferencia esses tipos como ruptura geral, ruptura local e ruptura por puncionamento:

a) Ruptura Geral

Neste tipo de ruptura ocorre a formação de uma cunha, com movimento vertical para baixo e que empurra lateralmente duas outras cunhas que tendem a levantar o solo adjacente à fundação. Pode-se verificar que a superfície de ruptura é bem definida na Figura 2.2 (a), caracterizada por uma ruptura brusca e catastrófica. Na Figura 2.2 (b) nota-se um ponto de carga máxima na curva carga x assentamento, que caracteriza uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois de ocorrida a ruptura do solo.

A ruptura geral ocorre na maioria das fundações em solos pouco compressíveis e para certas profundidades relativas de fundação (D/B).

Figura 2.2 Ruptura geral



Fonte: Vésic (1963)

b) Ruptura Local

Quando há este tipo de ruptura, forma-se uma cunha no solo, mas a superfície de deslizamento é bem definida apenas imediatamente abaixo da fundação como observado na Figura 2.3 (a). Atingida a tensão ou a carga de ruptura, a deformação prossegue sem necessidade de aumento dessas, como observado na Figura 2.3 (b).

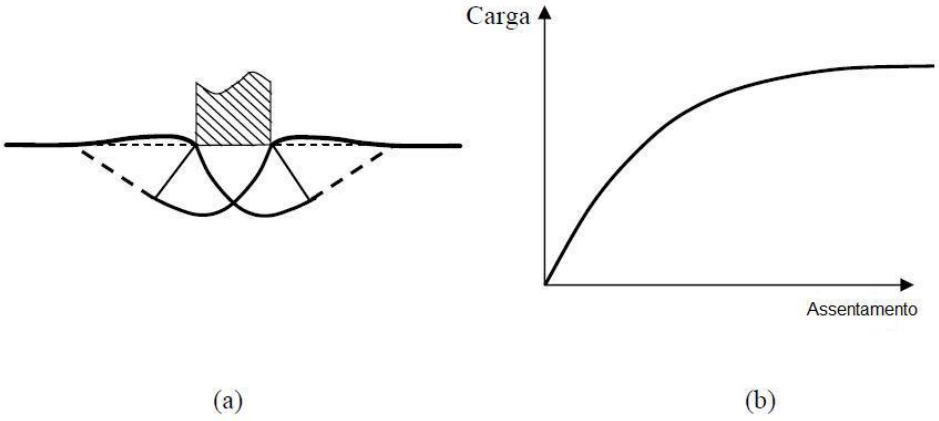
A ruptura localizada ocorre geralmente em solos muito compressíveis, com areias soltas a muito soltas e argilas moles a muito moles.

c) Ruptura por Puncionamento

Este tipo de ruptura ocorre quando se nota um movimento vertical da fundação, e a ruptura só é verificada medindo-se os recalques. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo (Figura 2.4).

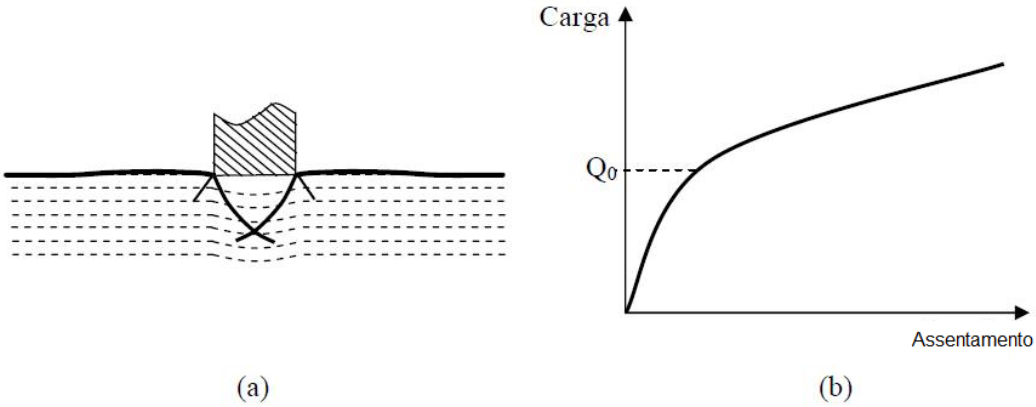
A ruptura por puncionamento ocorre em solos muito compressíveis, em fundações profundas ou em *radiers*.

Figura 2.3 Ruptura local



Fonte: Vésic (1963)

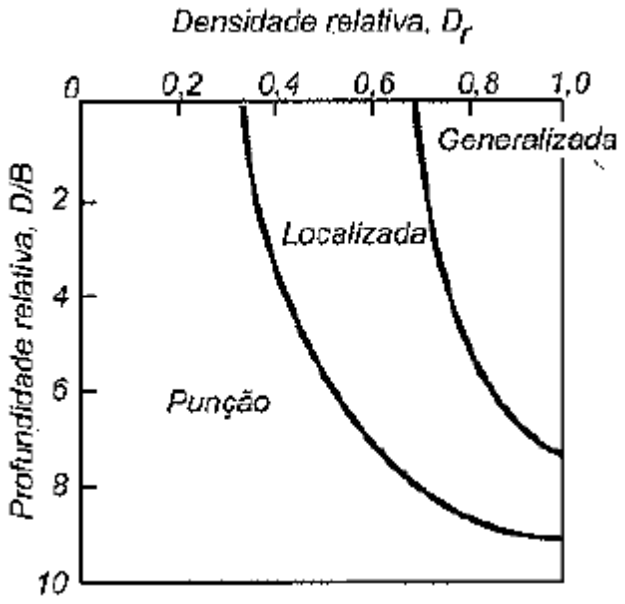
Figura 2.4 Ruptura por puncionamento



Fonte: Vésic (1963)

Vésic (1963) apresenta, na Figura 2.5, uma relação entre a profundidade relativa (D/B) e a densidade relativa (Dr) para determinar o tipo de ruptura com mais probabilidade de ocorrência em sapatas apoiadas em solos arenosos. Pode-se observar que mesmo uma areia com densidade relativa alta pode romper pelos três modos de ruptura, dependendo da profundidade relativa da fundação.

Figura 2.5 Condições em que ocorrem os tipos de ruptura em areias



Fonte: Vésic (1963)

2.3.2 Métodos teóricos de determinação da capacidade de carga de sapatas

Os métodos teóricos para obtenção de tensão admissível do solo são usados na prática de engenharia de fundações, e consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga para estimativa de tensão de ruptura do solo de suporte da fundação (TEIXEIRA & GODOY, 1998). A descrição detalhada de outros métodos, como os propostos por Ménard (1963) e Teixeira e Godoy (1998), podem ser obtidas em livros-texto de mecânica dos solos clássica.

As equações teóricas de capacidade de carga tendem a ser conservadoras na maioria das vezes, porque a prática comum é usar estimativas conservadoras para os parâmetros do solo. Além disso, após obter esse tipo de resultado, ele é ainda mais reduzido para a chegar à tensão admissível (q_a) do solo, usando o fator de segurança. Isso significa que a probabilidade é muito alta para que q_a seja "seguro" (BOWLES, 1997).

2.3.2.1 Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) desenvolveu uma teoria para o cálculo da capacidade de carga baseando-se nos estudos de Prandtl (1920) para metais. Para tal, admitiu algumas hipóteses:

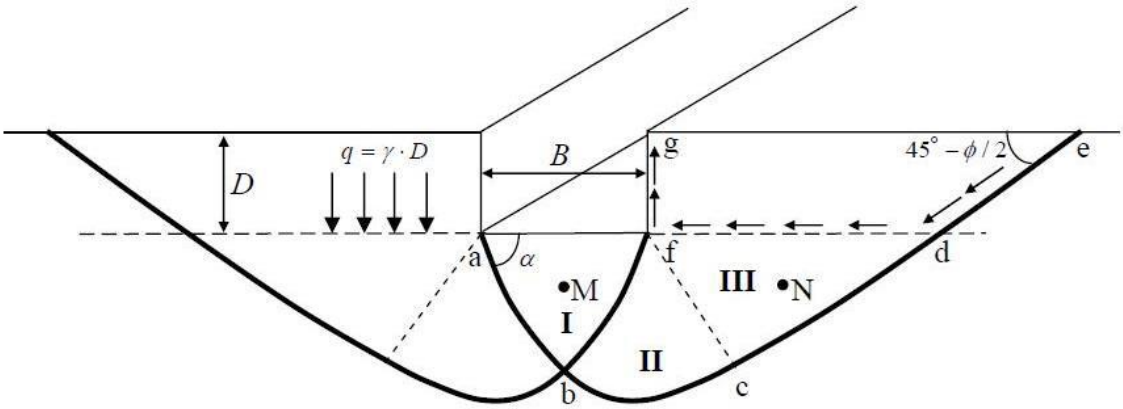
- A sapata é corrida, tratando-se o problema como bidimensional;
- A profundidade de assentamento (D) é inferior à largura da sapata (B), desprezando-se a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de apoio da sapata, que é, então, considerada como uma sobrecarga (q), cujo valor é a multiplicação do peso específico do solo (γ) por h;
- O solo é rijo ou compacto, e é tratado, para análise inicial, como o caso de ocorrência de ruptura geral.

O processo de ruptura do maciço de solo onde se apoia uma fundação direta pode ser considerado exposto na Figura 2.6. Pode-se observar que a superfície potencial de ruptura do solo é composta por três regiões distintas:

- Região I (zona de ruptura ativa): cunha imediatamente abaixo do elemento de fundação, onde a superfície de ruptura apresenta um trecho reto (admitindo $\alpha = 45° + \varphi / 2$);
- Região II (zona de ruptura por transição): caracterizada pela apresentação em forma de uma espiral logarítmica na superfície potencial de ruptura, e por estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine;
- Região III (zona de ruptura passiva): caracterizada pela apresentação de um trecho reto na superfície potencial de ruptura, e pelo fato de a cunha formada também estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine.

De acordo com o modelo proposto por Terzaghi, quando o solo estiver submetido a uma tensão igual a σ_r, sua ruptura ocorrerá inicialmente na forma de puncionamento, que se caracterizará pelo deslocamento vertical da cunha formada na região I abaixo do elemento de fundação. Esse puncionamento originará empuxos laterais de terra sobre a região II, que os transmitirá à região III, fazendo com que toda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura que delimita as regiões II e III seja mobilizada.

Figura 2.6 Superfície potencial de ruptura



Fonte: Terzaghi (1943)

A partir das considerações apresentadas, a capacidade de carga do solo (σ_r), proposta por Terzaghi em 1943 pode ser calculada pela seguinte expressão, considerando uma ruptura generalizada:

$$\sigma_r = c.N_c + 0{,}5.\gamma.B.N_\gamma + q.N_q \tag{8}$$

Sendo:

σ_r: capacidade de carga ou tensão de ruptura dos solos;

c: coesão efetiva dos solos;

γ: peso específico dos solos;

q: tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação (q = γ.h);

N_c, N_γ, N_q: fatores de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo na Figura 2.7 ou na Tabela 2.12.

Como a formulação feita é para sapata corrida, deve-se corrigir a mesma quando for utilizada sapata com forma circular, quadrada ou retangular. Assim, a equação geral que considera a forma da sapata é conforme se segue:

$$\sigma_r = c.N_c.S_c + 0{,}5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma + q.N_q.S_q \tag{9}$$

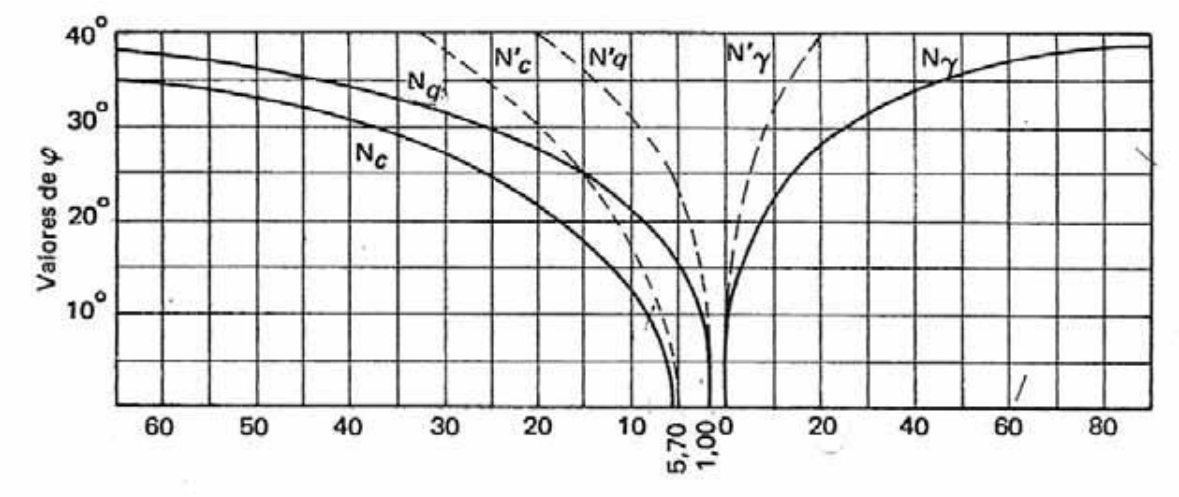
Em que:

S_c, S_γ, S_q: fatores de forma, obtidos na Tabela 2.13.

Para solos arenosos, que são o objeto de estudo deste trabalho, podemos considerar c = 0, ficando da seguinte forma a equação de Terzaghi (1943):

$$\sigma_r = 0{,}5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma + q.N_q.S_q \quad (10)$$

Figura 2.7 Fatores de carga pelo ângulo de atrito



Fonte: Terzaghi (1943)

Tabela 2.12 Fatores de carga de Terzaghi (1943) - ruptura geral

Ø (°)	N_c	N_q	N_γ	Ø (°)	N_c	N_q	N_γ	Ø (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Fonte: Tergazhi (1943)

Tabela 2.13 Fatores de forma de Terzaghi (1943)

Forma da Fundação	Fatores de Forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,00	1,00	1,00
Quadrada	1,30	0,80	1,00
Circular	1,30	0,60	1,00
Retangular	1,10	0,90	1,00

Fonte: Bowles (1997)

Para os solos de ruptura local, os fatores de capacidade de carga a serem utilizados pela formulação clássica de Terzaghi devem ser obtidos nas curvas para N_c', N_q' e N_γ' da Figura 2.7. Já para os solos de ruptura geral (que são objetivo de estudo desta dissertação), os fatores de capacidade de carga devem ser obtidos nas curvas para N_c, N_q e N_γ da Figura 2.7 ou nas respectivas colunas da Tabela 2.12

Sowers (1962) considerou que se deve utilizar σ (ruptura geral) para areias com compacidade relativa (C_r) maior do que 0,7, e σ' (ruptura local) para compacidade relativa menor do que 0,3. Para C_r entre 0,3 e 0,7, a capacidade de carga deve ser interpolada entre os valores de σ e σ'.

Uma vez determinada a capacidade de carga para uma determinada fundação superficial, a tensão admissível é calculada da seguinte forma:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \tag{11}$$

Sendo:

FS: fator de segurança.

Cerato e Lutenegger (2007) observaram que para o caso de material granular, sapatas pequenas possuem baixas deformações, mas altos valores de Nγ, o que indica altos valores de ângulo de atrito. Esse fator pode estar relacionado à curvatura da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.

Dewaikar e Mohapatro (2003) desenvolveram um procedimento de cálculo, baseado na equação de Kötter, para determinar valores do fator Nγ. Obtiveram valores de 0,25 a 25% divergentes dos de Terzaghi. A maior diferença se deu em ângulos de atrito interno maiores, na faixa de 35º a 45º. Concluíram, então, que o método é aplicável para previsão de capacidade de carga com bons resultados em ângulos de atrito menores.

2.3.2.2 Hansen (1961, 1970) e Vésic (1975)

Hansen (1970) fez importantes contribuições ao cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais. Posteriormente, Vésic (1975) também publicou resultados de pesquisas sobre o tema, mantendo algumas das soluções encontradas por Hansen e sugerindo outras. Apesar dessas alterações, o método de segundo autor é menos conservador que o do primeiro, segundo Bowles (1997).

A metodologia proposta por Vésic em 1975 consiste basicamente em incorporar algumas modificações em outras metodologias desenvolvidas anteriormente, principalmente por Meyerhof (1963) e Hansen (1970). Em relação ao método de Terzaghi (1943), o cálculo da capacidade de carga pelo método de Vésic (1975) leva em consideração a introdução de outros fatores, além dos tradicionais fatores de capacidade de carga (Nc, Nγ e Nq) e de forma (Sc, Sγ e Sq), que expressam:

- Influência da profundidade de assentamento da fundação (d_c, d_γ e d_q);
- Influência da inclinação da carga aplicada, em relação à normal, ao plano do elemento de fundação (i_c, i_γ e i_q);
- Influência da inclinação do terreno adjacente ao elemento de fundação (g_c, g_γ e g_q);
- Influência da inclinação da base do elemento de fundação em relação a horizontal (b_c, b_γ e b_q), no cálculo da capacidade de carga do solo.

A fórmula geral de capacidade de carga devida a Hansen (1970) e Vésic (1975) é a seguinte:

$$\sigma_r = c.N_c.S_c.d_c.i_c.g_c.b_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q.g_q.b_q + 0{,}5.B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.g_\gamma.b_\gamma \quad (12)$$

Em que:

q: tensão efetiva na cota de assentamento;

B: menor dimensão da fundação;

γ: peso específico do solo;

N_c, N_γ, N_q: fatores de capacidade de carga;

S_c, S_γ, S_q: fatores de forma;

d_c, d_γ, d_q: fatores de profundidade;

i_c, i_γ, i_q: fatores de inclinação da carga em relação à base do elemento de fundação;

g_c, g_γ, g_q: fatores de inclinação do terreno adjacente à fundação;

b_c, b_γ, b_q: fatores de inclinação da fundação em relação a horizontal.

A seguir são apresentadas as expressões para o cálculo de todos os fatores existentes na equação para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos de Hansen (1970) e Vésic (1975):

a) Fatores de capacidade de carga:

$$N_q = e^{\pi.tan\emptyset}.tan^2(45 + \emptyset/2) \tag{13}$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right).cot\emptyset \tag{14}$$

- Para Hansen (1970)

$$N_\gamma = 1{,}5.\left(N_q - 1\right).tan\emptyset \tag{15}$$

- Para Vésic (1975):

$$N_\gamma = 2.\left(N_q + 1\right).tan\emptyset \tag{16}$$

Os valores dos fatores de capacidade de carga para Vésic (1975) podem ser obtidos pelas equações 13, 14 e 16 ou pelas Tabelas 7.1 e 7.2, presentes no anexo.

b) Fatores de forma:

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1\ (para\ fundações\ corridas) \tag{17}$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}.\frac{B}{L} \tag{18}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}.tan\emptyset \tag{19}$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}4.\frac{B}{L} \tag{20}$$

Em que:

B: menor dimensão da fundação;

L: maior dimensão da fundação.

c) Fatores de profundidade:

$$d_c = 1 + 0{,}4.k \tag{21}$$

$$d_q = 1 + 2.tan\emptyset.(1 - sen\emptyset)^2.k \tag{22}$$

$$d_\gamma = 1 \tag{23}$$

Onde:

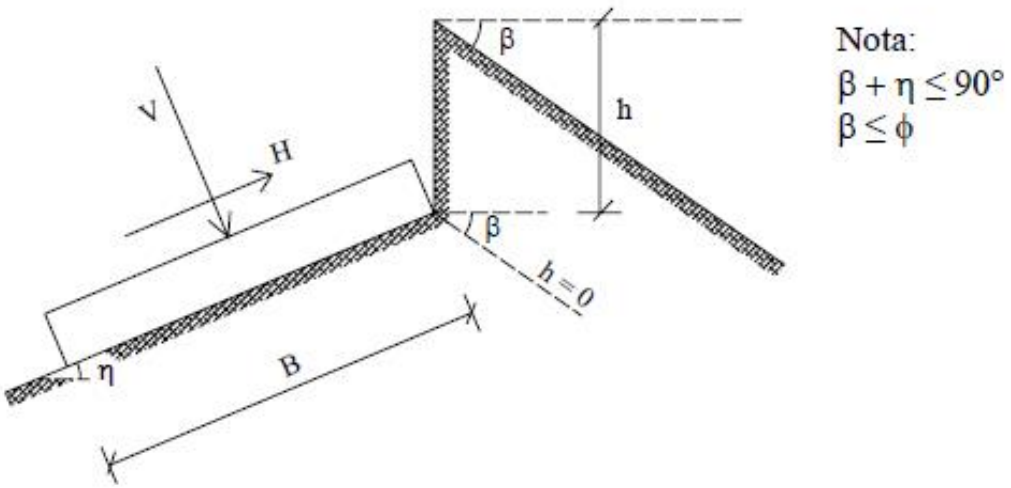
$$k = \frac{h}{B}, para\ \frac{h}{B} \leq 1 \tag{24}$$

$$k = tan^{-1}\left(\frac{h}{b}\right), para\ \frac{h}{b} > 1 \tag{25}$$

Sendo:

h: profundidade de assentamento da fundação em relação à superfície, conforme Figura 2.8.

Figura 2.8 Configuração geral para aplicação do método de Vésic (1975)



Fonte: adaptada de Vésic (1975)

Vésic (1973) não recomenda a utilização desse fator para fundações rasas (h/B≤1) devido às incertezas na qualidade da sobrecarga.

d) Fatores de inclinação da carga em relação à base do elemento de fundação:

- Para Hansen (1970):

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f . c . cot\emptyset} \tag{26}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \tag{27}$$

$$i_\gamma = i_q^2 \tag{28}$$

- Para Vésic (1975):

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f . c_a . cot\emptyset}\right)^m \tag{29}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \tag{30}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f . c_a . cot\emptyset}\right)^{m+1} \tag{31}$$

Em que:

$$m = m_b = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}, para\ H\ paralelo\ a\ B \tag{32}$$

$$m = m_l = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}, para\ H\ paralelo\ a\ L \tag{33}$$

H: componente da força total aplicada ao elemento de fundação tangente à base, conforme Figura 2.8;

V: componente da força total aplicada ao elemento de fundação normal à base;

A_f: área efetiva de contato da fundação com o solo;

c_a: adesão entre o solo e a base do elemento de fundação.

e) Fatores de inclinação da superfície do terreno

- Para Hansen (1970):

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o} \tag{34}$$

$$g_q = g_\gamma = (0{,}5 - tan\beta)^5 \tag{35}$$

- Para Vésic (1975):

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o} \tag{36}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - tan\beta)^2 \tag{37}$$

Sendo:

β: inclinação da superfície do terreno adjacente ao elemento de fundação, conforme Figura 2.8.

f) Fatores de inclinação da base da fundação

- Para Hansen (1970):

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o} \tag{38}$$

$$b_q = \exp(-2\eta . tan\emptyset) \tag{39}$$

$$b_\gamma = \exp(-2{,}7\eta . tan\emptyset) \tag{40}$$

- Para Vésic (1975):

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o} \tag{41}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta . tan\ \emptyset)^2 \tag{42}$$

Sendo:

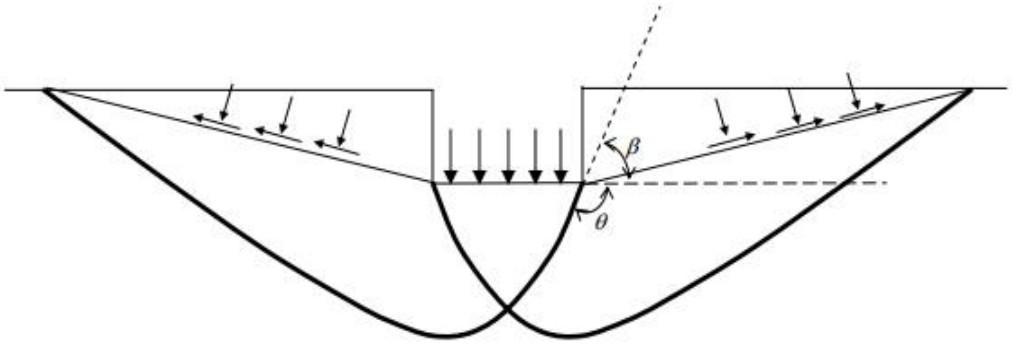
η: inclinação da base da fundação em relação a horizontal, conforme Figura 2.8.

2.3.2.3 Meyerhof (1951,1963)

A teoria de Meyerhof (1951, 1963) é considerada uma evolução da teoria de Terzaghi (VELLOSO & LOPES, 2010). Ao contrário de seu predecessor, Meyerhof não despreza a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação.

O autor considerou na análise dos mecanismos de ruptura superfícies de deslizamento, como mostradas na Figura 2.9. Ele levou em conta a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação, o que Terzaghi (1943) considerou apenas como sobrecarga.

Figura 2.9 Superfícies de deslizamento



Fonte: Meyerhof (1951)

A equação geral de Meyerhof (1951, 1963) é a mesma para Terzaghi (1943), porém seus fatores de carga adotados são diferentes.

$$\sigma_r = c.N_c.S_c + 0{,}5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma + q.N_q.S_q \quad (43)$$

Sendo:

σ_r: capacidade de carga ou tensão de ruptura dos solos;

c: coesão efetiva dos solos;

γ: peso específico dos solos;

q: tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação (q = γ.h);

N_c, N_γ, N_q: fatores de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo pelas equações 44, 45 e 46, a seguir;

S_c, S_γ, S_q: fatores de forma, obtidos na Tabela 2.13.

Das equações para os fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1951, 1963), pode-se notar que os valores se situam entre os de ruptura geral e local de Terzaghi (1943), quando D = 0, e podem ser obtidos pelas equações abaixo ou pela Tabela 2.14:

$$N_c = \left(N_q - 1\right).cot\emptyset \tag{44}$$

$$N_q = e^{\pi.tan\emptyset}.k_p \tag{45}$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right).tan(1{,}4.\emptyset) \tag{46}$$

Sendo:

$$\text{Coeficiente de empuxo passivo} = \ k_p = tan^2\left(45^o + \frac{\emptyset}{2}\right) \tag{47}$$

Tabela 2.14 Fatores de carga de Meyerhof (1963)

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1 00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Fonte: adaptada de Meyerhof (1963)

Os fatores de forma devem ser calculados pelas expressões 48, 49 e 50:

$$S_c = 1 + 0{,}2.k_p.\frac{B}{L}, \text{ para qualquer valor de Ø} \tag{48}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0{,}1.k_p.\frac{B}{L}, \text{ para Ø > 10º} \quad (49)$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para Ø = 0} \quad (50)$$

Sendo:

$$\text{Coeficiente de empuxo passivo} = k_p = tan^2\left(45^o + \frac{\emptyset}{2}\right) \quad (51)$$

2.3.3 Métodos semi-empíricos e empíricos

2.3.3.1 Métodos baseados em ensaios SPT e CPT

Os métodos semi-empíricos são baseados principalmente em ensaios SPT e CPT, como os mostrados a seguir:

a) Correlação de Terzaghi e Peck (1948, 1967):

Terzaghi e Peck (1948,1967) propuseram a equação 52 para estimativa da tensão admissível pela ruptura:

$$\sigma_{adm} = 4{,}4.\left(\frac{N-3}{10}\right).\left(\frac{B+1}{2.B}\right) \quad \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \quad (52)$$

Sendo:

B: menor dimensão da fundação em pés;

N: resistência à penetração SPT.

b) Correlação de Meyerhof (1956)

Meyerhof (1956) propôs as equações 53 e 54 para estimativa da tensão de ruptura para solos arenosos e argilosos, respectivamente:

- Para solos arenosos:

$$\sigma_r = 32.N'.(B+D) \quad \left[\frac{kN}{m^2}\right] \quad (53)$$

Em que:

B: menor dimensão da fundação em metros;

D: profundidade de assentamento da fundação em metros;

N': é a média dos valores de N_{SPT} em uma espessura 1,5.B abaixo do nível da fundação.

Obs.: Os valores de σ_r devem ser divididos por dois quando ocorrer presença de nível d'água no solo.

- Para solos argilosos:

$$\sigma_r = 16.N' \quad \left[\frac{kN}{m^2}\right] \tag{54}$$

c) Correlação de Teixeira e Godoy (1996)

Teixeira e Godoy (1996) propuseram as equações 55 e 56 para estimativa da tensão admissível pela ruptura para solos arenosos e argilosos, respectivamente:

- Para solos argilosos:

$$\sigma_{adm} = \frac{q_c}{10} \quad (\leq 4{,}0\ MPa) \tag{55}$$

Sendo:

q_c: resistência de ponta obtida do ensaio CPT no trecho correspondente ao bulbo de tensões da sapata.

Obs.: $q_c \geq 1{,}5$MPa.

- Para solos arenosos:

$$\sigma_{adm} = \frac{q_c}{15} \quad (\leq 4{,}0\ MPa) \tag{56}$$

d) Bowles (1996)

J. H. Schmertmann preparou um manual do ensaio de penetração do cone (CPT) para o Departamento de Transportes dos Estados Unidos em 1978. Nesse manual, o autor apresenta gráficos que correlacionam a média da resistência de ponta do CPT, até a profundidade de 1,5.B abaixo da sapata, com a capacidade de carga na ruptura. Esses

gráficos são oriundos de um trabalho não publicado de autoria de Zaid Awkati. A partir desses gráficos, Bowles (1996) forneceu as equações 57 e 58 para solos arenosos e 59 e 60 para solos argilosos.

- Para solos arenosos:

Para sapata corrida:

$$\sigma_r = 28 - 0{,}0052.(300 - q_c)^{1{,}5} \quad \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \tag{57}$$

Para sapata quadrada:

$$\sigma_r = 48 - 0{,}009.(300 - q_c)^{1{,}5} \quad \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \tag{58}$$

- Para solos argilosos:

Para sapata corrida:

$$\sigma_r = 2 + 0{,}28.q_c \quad \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \tag{59}$$

Para sapata quadrada:

$$\sigma_r = 5 + 0{,}34.q_c \quad \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \tag{60}$$

2.3.3.2 Lima (1979)

As Tabelas 2.15 e 2.16, publicadas por Lima (1979), trazem relações entre o índice de resistência à penetração (SPT), com taxas admissíveis para solos argilosos e arenosos.

Tabela 2.15 Relações entre índice de resistência à penetração (SPT) e as taxas admissíveis para solos argilosos

Argila	Nº de Golpes SPT	Tensões Admissíveis (Kgf/cm²)	
		Sapata Quadrada	Sapata Contínua
Muito mole	≤ 2	< 0,30	< 0,20
Mole	3 - 4	0,30 - 0,60	0,20 - 0,45
Média	5 - 8	0,60 - 1,20	0,45 - 0,90
Rija	9 - 15	1,20 - 2,40	0,90 - 1,80
Muito rija	16 - 30	2,40 - 4,80	1,80 - 3,60
Dura	> 30	> 4,80	> 3,60

Fonte: Lima (1979)

Tabela 2.16 Relações entre índice de resistência à penetração (SPT) e as taxas admissíveis para solos arenosos

Areia	Nº de Golpes SPT	Tensões Admissíveis (Kgf/cm²)
Fofa	≤ 4	< 1,0
Pouco compacta	5 - 10	1,0 - 2,0
Medianamente compacta	11 - 30	2,0 - 4,0
Compacta	31 - 50	4,0 - 6,0
Muito compacta	> 50	> 6,0

Fonte: Lima (1979)

2.3.4 Métodos por meio de prova de carga sobre placas

O ensaio de placa, ou prova de carga sobre placa, consiste na aplicação de carga sobre uma placa rígida apoiada no solo de fundação com monitoramento dos recalques, com o objetivo de obter, dessa forma, a curva tensão x deformação do solo. Os ensaios podem ser realizados com deformação controlada ou com carregamento controlado. Com carregamento controlado, pode-se manter o incremento de carga até a estabilização dos recalques ou por tempo predeterminado. As placas utilizadas no ensaio podem ser do tipo convencional (geralmente com forma circular) ou placa parafuso, *screw plate* (VELLOSO & LOPES, 2010).

Segundo a norma brasileira NBR 6489:1984 (Prova de carga direta sobre terreno de fundação), os resultados da prova de carga são apresentados na forma de curvas de tensão x recalque, de modo que, na interpretação dos resultados, deve-se levar em conta as relações do comportamento entre a placa e a fundação real, além das camadas de solo em que está inserido o bulbo de tensões.

Mello Junior (2002) resume as principais recomendações da norma NBR 6489:1984:

- Deve-se executar a prova de carga na mesma cota de apoio das futuras fundações;

- A placa deve ser rígida e deverá ter uma área não inferior a 0,5m²;

- A relação entre a largura da placa e a profundidade de assentamento deve ser a mesma da futura fundação;

- A estrutura de referência para medição dos recalques deve estar livre da influência dos movimentos da placa, do terreno circunvizinho e da estrutura de reação, e, além disso, devem seus apoios situar-se a uma distância igual a, pelo menos, 1,5 vez o diâmetro ou lado da placa, a ser medido a partir do centro da placa;

- A carga deve ser aplicada à placa em estágios sucessivos de, no máximo, 20% da tensão admissível provável do solo;

- Um novo estágio de carga só será aplicado quando for verificada a estabilização dos recalques (tolerância máxima de 5% do recalque total nesse estágio, entre leituras sucessivas);

- Caso não se conduza a prova de carga até a ruptura, deve-se manter a carga máxima alcançada no ensaio durante 12h.

A capacidade de carga no caso de ruptura generalizada é de fácil obtenção. Todavia, quando se trata de ruptura local ou por puncionamento, quando a ruptura não for nítida, é necessária a adoção de critérios de ruptura (RUVER, 2005).

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 à curva de carga-recalque constante, critério de tempo e ponto de inflexão da curva log-log de carga-recalque.

Décourt (1996) propôs um critério baseado no conceito de rigidez (R) que é definido pela relação entre carga aplicada e recalque (R=carga/recalque). Construindo-se um gráfico R x carga, pode-se obter uma estimativa da carga de ruptura a partir de uma extrapolação linear ou logarítmica.

2.3.5 Avaliação dos métodos de determinação de capacidade de carga em sapatas apoiadas em areias

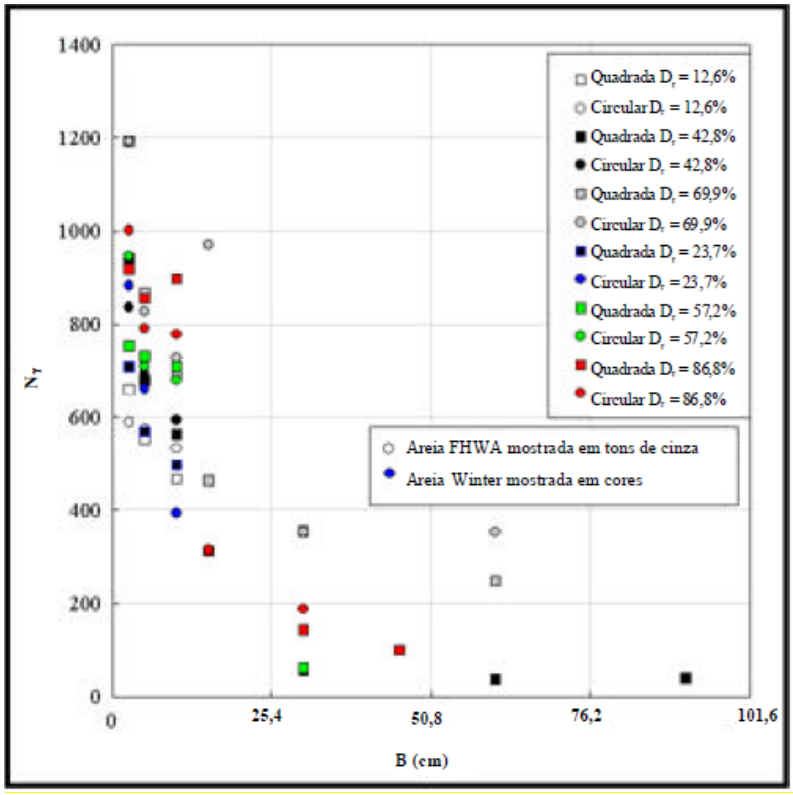
Bowles (1997) fez uma análise das situações em que melhor se aplicam cada um dos três métodos abordados nesta dissertação:

- Terzaghi (1943): melhor para solos muito coesivos onde D/B ≤ 1 ou para uma rápida estimativa de σ_r para comparação com outros métodos. Não usar em bases com momentos ou forças horizontais, para bases ou terrenos que sejam inclinados, pois não leva esses fatores em consideração. Método mais simples, mais conservativo e mais usual;
- Hansen (1970), Meyerhof (1963) e Vésic (1975): bons para qualquer situação que se apliquem, de acordo com a preferência. Refinamentos do método de Terzaghi, consideram outros fatores, porém são mais complexos;
- Hansen (1970) e Vésic (1975): melhor quando a base for inclinada, quando o terreno for inclinado ou quando D/B > 1.

Randolph *et al*. (2004) observaram que a precisão da determinação dos fatores de forma dos métodos de cálculo da capacidade de carga de um dado solo tem aumentado substancialmente nos últimos anos.

Cerato e Lutenegger (2003) mostram que N_γ decresce com o aumento da largura da sapata. Esses autores realizaram diversos ensaios laboratoriais com modelos de sapatas em duas areias com diferentes granulometrias e compacidades relativas. Os ensaios foram realizados em condições de inundação do solo e com a sapata assente na superfície do terreno. O modo de ruptura para cada ensaio variou de acordo com o tipo de areia e a compacidade utilizada. A Figura 2.10 mostra os resultados dos ensaios, que revelam que para todas as areias utilizadas, os valores de N_γ aumentam com a diminuição da largura da sapata e diminuem com o aumento da compacidade relativa. Porém, essa variação é significativa apenas para pequenos valores de base das sapatas, menores que 50cm, não influenciando de forma significativa os resultados apresentados nesta dissertação.

Figura 2.10 Variação de N_γ obtida através de ensaios de modelos de sapatas



Fonte: Cerato e Lutenegger (2003)

A seguir serão apresentados, resumidamente, trabalhos que utilizaram alguns dos métodos de determinação da capacidade de carga apresentados anteriormente e suas conclusões.

Campos (1980) analisou ensaios de prova de carga em sapatas circulares de concreto, assentadas sob a superfície do solo residual de gnaisse do campo experimental de fundações da PUC/RJ. Os valores fornecidos pela equação de previsão da capacidade de carga proposta por Terzaghi (1943) foram entre 30% e 40% maiores que os valores observados em campo, enquanto o método de Vésic (1975) apresentou valores entre 70% e 80% maiores que os de campo.

Agnelli e Albiero (1994) relataram a execução de doze ensaios de prova de carga em placas circulares com diâmetro de 0,80m, sobre solo colapsível, na cidade de Bauru/SP. Executaram-se seis ensaios em terreno natural, em profundidades de 1 e 2m, e mais seis ensaios com inundação do terreno durante a sua execução, utilizando as mesmas profundidades. As tensões de ruptura encontradas demonstram redução da ordem de 40 a 50%, dos ensaios em solo natural para o solo inundado. Os valores da capacidade de carga conseguida pelo emprego da fórmula de Terzaghi (1943) são

superiores aos encontrados nos ensaios realizados em solo natural, nas razões de 1,6 e 2 para as profundidades citadas e em solo inundado na razão de 3,4 e 3,5.

Cudmani (1994) analisou dezoito ensaios de prova de carga em placas circulares de variados diâmetros, sob solo residual parcialmente saturado do campo experimental da UFRS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul), localizado no município de Cachoeirinha/RS, em diferentes profundidades. O método de Terzaghi (1943), considerando ruptura por puncionamento, resultou em previsões realísticas da capacidade de carga em todos os casos analisados.

Teixeira *et al*. (1996) executaram treze provas de carga rápidas em placas circulares e quadradas com dimensões (diâmetro e, ou, lado), variando de 0,40 a 0,60m, em profundidades de 0,5 a 6,0 m, em solo do campo experimental da UFLA, na cidade de Lavras/MG. Eles concluíram que os valores de previsão da capacidade de carga pelos métodos teóricos (TERZAGHI, 1943; MEYERHOF, 1951; e HANSEN, 1970) são muito menores e ainda pouco confiáveis. No entanto, valores determinados por métodos empíricos, em função do N_{SPT} (MEYERHOF, 1963; e PARRY, 1977), mostraram concordância bastante adequada com os valores obtidos nos ensaios.

Lopes (1997) estudou o comportamento de fundações superficiais rígidas por meio de resultados obtidos num ensaio de prova de carga, realizada no Campo Experimental de Fundações da UFV, em Viçosa/MG, sobre uma sapata de concreto armado, quadrada, com 1,20m de base, apoiada a 1,0m de profundidade. Os ensaios de laboratório mostraram características de resistência do solo com c = 59kPa e Ø = 10°, sendo que o solo possui as seguintes características: argila = 11,23%; silte = 31,70%; areia = 57,07%. Os métodos de previsão de capacidade de carga que foram utilizados estão na Tabela 2.17. A prova de carga foi realizada até a ruptura, que ocorreu por puncionamento com um recalque de 170mm ao final do ensaio. Seus resultados mostraram que o método que chegou mais próximo da realidade foi o método de Terzaghi (1943,1967), apresentando resultado bastante satisfatório.

Tabela 2.17 Valores de carga de ruptura

Métodos	Valores Estimados de Tensão de ruptura (kPa)
Terzaghi (1943, 1967)	1264,07
Meyerhof (1951)	1651,55
SPT - Vargas (1955)	680
Prova de carga - Lopes (1997)	1.097 a 1.319,44

Fonte: Lopes (1997)

Bowles (1997) apresentou uma tabela comparativa entre as tensões de ruptura encontradas por experimentos realizados por Milovie (1965) e Muhs (1969) com tensões de ruptura encontradas através de métodos teóricos propostos por Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vésic e Balla. Foram quatro experimentos realizados por Milovie e quatro realizados por Muhs. Os dados do solo, da fundação e da interação solo-estrutura adotados, assim como os resultados dos experimentos e dos métodos teóricos, estão apresentados na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 Comparação das capacidades de carga teórica calculadas e dos valores experimentais de Milovie (1965) e Muhs (1969), por Bowles (1997)

Métodos Teóricos de Capacidade de Carga	Experimento							
	1	2	3	4	5	6	7	8
D (m)	0,0	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5	0,0	0,3
B (m)	0,5	0,5	0,5	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
L (m)	2,0	2,0	2,0	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
ϒ (kN/m^3)	15,6	16,38	17,06	17,06	17,65	17,65	17,06	17,06
Ø (º)	38,5	36,25	40,75	38,5	22	25	20	20
c (kPa)	6,37	3,92	7,8	7,8	12,75	14,7	9,8	9,8
Milovie (experimento)	q_u (kg/cm^2)				4,1	5,5	2,2	2,6
Muhs (experimento)	10,8	12,2	24,2	33	q_u (kg/cm^2)			
Terzaghi (1943)	9,4*	9,2	22,9	19,7	4,3*	6,5*	2,5	2,9*
Meyerhof (1963)	8,2	10,3	26,4	28,4	4,8	7,6	2,3	3
Hansen (1970)	7,2	9,8	23,7*	23,4	5	8	2,2*	3,1
Vésic (1973)	8,1	10,4*	25,1	24,7	5,1	8,2	2,3	3,2
Balla (1962)	14	15,3	35,8	33,0*	6,0	9,2	2,6	3,8

Fonte: adaptada de Bowles (1997)

*Valores teóricos mais próximos dos valores de experimento.

Os resultados tabelados por Bowles (1997) mostram que o método de Terzaghi (1943) é o que mais se aproximou do resultado experimental em metade dos casos analisados, mostrando-se mais assertivo que os outros métodos utilizados para essas situações.

Bowles (1997) diz ainda que é preciso evitar tabelas de fatores de capacidade de carga (N) que requerem interpolação para chegar no valor desejado. Para valores do ângulo de atrito acima de 35º, os fatores mudam rapidamente e em grandes quantidades, fazendo com que a interpolação possa apresentar grandes erros.

Briaud (1999) analisou as provas de carga feitas em cinco sapatas que foram executadas no Campo Experimental Geotécnico Nacional da A&M University Riverside Campus, no Texas. O solo no local do ensaio era razoavelmente uniforme, areia siltosa fina com sílica e com as seguintes propriedades até a profundidade de 5 metros: tamanho dos grãos D_{50} igual a 0,2mm; valores de N_{60} iguais a 18 golpes a cada metro (N_{SPT} = 15 golpes); CPT com resistência de ponta igual a 6MPa; PMT pressão limite, 800kPa; módulo PMT, 8,5MPa; DMT módulo, 30MPa; ângulo de atrito igual a 32°; e peso específico natural de 15,5kN/m^3. O nível d'água encontrava-se a 4,9m de profundidade. A Tabela 2.19, apresentada pelo autor, mostra os valores de capacidade de carga previstos por alguns métodos teóricos e o valor da capacidade de carga por provas para um recalque de 150mm e para uma tensão aplicada durante 30 minutos. O fato de Briaud (1999) não determinar por ensaios a tensão de ruptura do solo, e sim a tensão para um recalque de 150mm, dificulta a comparação com métodos teóricos de previsão de capacidade de carga pela ruptura.

Tabela 2.19 Valores de previsão de ruptura e medição de tensão para um recalque de 150mm para uma areia siltosa fina, com N_{60} de 18 golpes, segundo Briaud (1999)

Método de Previsão de Capacidade de Carga	Sapata 1,0m (kPa)	Sapata 1,5m (kPa)	Sapata 2,5m (kPa)	Sapata 3,0m (kPa)
Briaud - CPT (1993)	1743	1608	1737	1892
Briaud – PMT (1992)	872	779	781	783
Hansen (1970)	772	814	769	730
Meyerhof (1951 & 1963)	832	991	1058	1034
Terzaghi (1943)	619	740	829	826
Vésic (1973 & 1974)	825	896	885	855
Tensão medida (150mm) depois de 30 minutos de carga aplicada	1740	1511	1136	1000

Fonte: adaptada de Briaud (1999)

Mello Júnior (2002) estudou a capacidade de carga quanto à ruptura de fundações superficiais de um solo não saturado em uma área experimental de aproximadamente 100m², localizada no bairro Laranjeiras II, município da Serra/ES. Foram executados 32 ensaios PDM, cinco sondagens SPT e dois ensaios CPT, distribuídos pela área experimental. O estudo foi feito por meio da análise de 7 provas de carga realizadas no campo experimental, sendo uma com placa de diâmetro 0,33m, duas com diâmetro de 0,51m e quatro com diâmetro de 0,80m. Os dados do solo segundo os ensaios realizados em campo para as provas de carga executadas são: peso específico, variando entre 16,9kN/m³ e 18,9kN/m³; ângulo de atrito, entre 29º e 32º; coesão, entre 26kPa e 53kPa; N_{SPT} médio, variando entre 4,4 e 7,3 golpes; índice de vazios, entre 0,56 e 0,75; e grau de saturação, variando entre 39,21% e 77,19%. Os dados do solo de acordo com cada prova de carga serão mostrados mais adiante neste estudo. Os valores encontrados por métodos de previsão de capacidade de carga e os valores de ruptura experimentais são apresentados na Tabela 2.20. As razões entre as capacidades de carga quanto à ruptura, previstas pelas teorias de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vésic (1973), considerando ruptura localizada, e as capacidades de carga observadas nas provas de carga estão apresentadas na Tabela 2.21.

.

Tabela 2.20 Capacidade de carga prevista por métodos teóricos e tensões de ruptura experimentais

Métodos Teóricos	**Capacidade de Carga Prevista (kPa) - q_u previsto**					
	PC 01	**PC 02**	**PC 03**	**PC 04**	**PC 06**	**PC 07**
	Ø 0,33m	Ø 0,51m	Ø 0,80m	Ø 0,51m	Ø 0,80m	Ø 0,80m
Terzaghi (1943)	985,1	444,5	567,7	560,1	428,3	453,7
Meyerhof (1963)	917,7	412,0	522,5	513,5	395,9	423,2
Hansen (1970)	924,0	408,5	518,6	514,0	389,2	414,2
Vésic (1973)	1118,5	501,8	637,8	628,1	482,2	513,4
Tensão de Ruptura Experimental (kPa) - q_u observado	585,0	380,0	275,0	235,0	360,0	415,0

Fonte: adaptado de Mello Junior (2002)

Tabela 2.21 Razões entre a capacidade de carga prevista por métodos teóricos e a obtida experimentalmente

Métodos Teóricos	Razão - q_u prevista / q_u observada					
	PC 01	PC 02	PC 03	PC 04	PC 06	PC 07
	Ø 0,33m	Ø 0,51m	Ø 0,80m	Ø 0,51m	Ø 0,80m	Ø 0,80m
Terzaghi (1943)	1,68	1,17	2,06	2,38	1,19	1,09
Meyerhof (1963)	1,57	1,08	1,90	2,19	1,10	1,02
Hansen (1970)	1,58	1,08	1,89	2,19	1,08	0,99
Vésic (1973)	1,91	1,32	2,32	2,67	1,34	1,24

Fonte: adaptada de Mello Junior (2002)

Mello Junior (2002) concluiu que praticamente todos os métodos teóricos forneceram valores superiores aos resultados experimentais, exceto nos casos dos métodos de Meyerhof (1963) e Hansen (1970) para PC 07, em que praticamente os valores previstos se igualaram aos observados. O método de Vésic (1973) foi o que apresentou o pior desempenho em todos os casos, e Meyerhof (1963) e Hansen (1970), com resultados bastante parecidos, forneceram as melhores concordâncias. Essas melhores aproximações entre os resultados teóricos e experimentais ocorreram para os solos com graus de saturação superiores ou iguais a 60% (provas de carga PC 02, PC 06 e PC 07), merecendo destaque as teorias de Meyerhof (1963) e Hansen (1970).

Soares (2003) estudou a capacidade de carga e os recalques em um solo residual de gnaisse, no Campus da UFV. Foram feitos diversos ensaios de campo como: prova de carga em sapata quadrada, ensaio pressiométrico de Ménard (PMT), ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT) e ensaio de resistência à penetração (SPT). Houve retirada de amostras deformadas e indeformadas do solo para serem ensaiadas em laboratório. Os ensaios em laboratório mostraram predominância de argila, e os resultados são mostrados na Tabela 2.22. Esse autor também fez algumas estimativas de capacidade de carga e de recalque da estrutura de fundação estudada, mostradas na Tabela 2.23. No entanto, ele realizou a prova de carga até um recalque de 25mm, não levando até a ruptura, o que dificulta comparação com os métodos de capacidade de carga pela ruptura.

Tabela 2.22 Valores dos parâmetros do solo obtidos por ensaios triaxiais

Amostra	Profundidade	W_{nat}	γ_{nat}	c'	ϕ'
Solo	m	%	kN/m³	kPa	(º)
Amostra 01	0,40	39,20	16,88	55,0	9,5
Amostra 02	0,80	37,68	16,21	41,5	7,6

Fonte: Soares (2003)

Tabela 2.23 Valores de carga de ruptura teóricos e experimental

Métodos	Valores Estimados de Tensão de Ruptura (kPa)
Terzaghi (1943, 1967)	98,4
SPT - Teixeira e Godoy (1998)	88,0
PMT Ménard (1963)	103,1
Prova de carga segundo Vargas (1955), com 25mm de recalque	130,0

Fonte: Soares (2003)

Duarte (2006) estudou uma prova de carga realizada no Campo Experimental da Agronomia, localizado no Campus da Universidade Federal de Viçosa, em solo residual de gnaisse, monitorando seus deslocamentos verticais em diversas profundidades e comparando com métodos de previsão de capacidade de carga e recalque. Em campo foram executados ensaios de penetração (SPT), ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) e ensaios pressiométricos de Ménard (PMT), e no laboratório foram executados ensaios de caracterização e ensaios para a determinação das características de tensão-deformação e resistência, em amostras deformadas e indeformadas do solo. Os parâmetros do solo encontrados pelos ensaios foram: peso específico de 16,44 kN/m³, ângulo de atrito de 21º, coesão de 65,2kPa, N_{SPT} médio de 10 golpes, índice de vazios de 3,197 e coeficiente de pré-adensamento de 3,3. A composição granulométrica do solo apresentou presença de 51% de argila, 19% de silte e 30% de areia. A sapata quadrada ensaiada tem dimensões de 0,80m e a prova de carga foi realizada até atingir 225kN, chegando a uma tensão de 350kPa, aproximadamente, não atingindo a ruptura. Os valores previstos para a capacidade de carga calculados são apresentados na Tabela 2.24, onde todos os valores previstos estão acima da tensão aplicada no ensaio.

Tabela 2.24 Capacidade de carga de ruptura prevista para um solo residual de gnaisse com N_{SPT} de 10 golpes

Capacidade de carga de ruptura previstas	
Métodos	**Valores Estimados de Tensão de Ruptura (kPa)**
SPT - Meyerhof (1963)	1354,16
Meyerhof (1951)	781,92
Terzaghi (1943)	561,19
Massad (1986)	425
Décourt (1998)	337,14
PMT - Ménard (1963)	421,105
SPT - Teixeira & Godoy (1998)	400
Hiperbólico	459,21

Fonte: Duarte (2006)

Santos Filho *et al*. (2008) avaliou a capacidade de carga de solos arenosos e argilas orgânicas da cidade de Belém/PA por meio do método de Meyerhof (1963), utilizando parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de cisalhamento direto. Os valores foram comparados com resultados de prova de carga sobre placa e com correlações de índice de resistência à penetração N_{SPT}. Os resultados obtidos são considerados razoáveis, pois obtiveram intervalo de equivalência entre 1,23 a 1,58 do real.

Noguchi (2012) estudou as formulações e teorias de capacidade de carga e previsão de recalques para o caso de uma solução em fundação superficial adotado em uma obra de um edifício comercial de 10 pavimentos e 3 subsolos localizado na cidade de São Caetano do Sul/SP, por meio de análise de quatro provas de carga sobre placa com área de 0,5m² e profundidade de assentamento de 0,1m. Foram feitos diversos ensaios do solo em laboratório e em campo que constataram as seguintes características: peso específico de 20,8kN/m³, ângulo de atrito de 19º, coesão de 67kPa, índice de vazios de 0,6, grau de saturação de 96% e N_{SPT} médio de 30 golpes. O solo apresenta alto teor de finos com 41% de argila, 31% de silte e apenas 28% de areia. A Tabela 2.25 mostra as tensões de ruptura encontradas pela prova de carga e pelos métodos teóricos calculados por Noguchi (2012), onde pode-se observar que não houve muita diferença entre todos os métodos de cálculo e que o método de Terzaghi (1943) foi o que apresentou resultados mais próximos da ruptura real para todas as quatro provas de carga.

Tabela 2.25 Capacidade de carga prevista por métodos teóricos e tensões de ruptura experimentais

	PC 1	PC 2	PC 3	PC 4
Experimento q_u (kPa)	1280	1320	1170	1200
Terzaghi (1943)	1347,0	1347,0	1347,0	1347,0
Meyerhof (1963)	1365,0	1365,0	1365,0	1365,0
Hansen (1970)	1402,0	1402,0	1402,0	1402,0
Vésic (1973)	1407,0	1407,0	1407,0	1407,0

Fonte: Noguchi (2012)

2.4 Recalques em sapatas apoiadas em areias

As deformações nos solos ocorrem por meio do rolamento e do deslizamento das partículas, que produzem variação no índice de vazios da massa de solo e da quebra de grãos, produzindo alteração em sua composição estrutural (BOWLES, 1997). A relação tensão x deformação é tipicamente elastoplástica e não linear, ou seja, além da limitação de validade da lei de Hooke para esse caso, o descarregamento ou o alívio de tensão de uma massa de solo previamente carregada ou tensionada não indica total recuperação das deformações sofridas por ela, o que faz permanecer uma parcela residual.

O recalque de uma fundação é composto por dois componentes: recalque elástico (S_e) e recalque de consolidação (S_C) ou plástico. Por sua vez, o recalque de consolidação de uma camada de argila submersa tem duas partes: o recalque de consolidação primário (S_P) e o recalque de consolidação secundária (S_s). O recalque total se dá, então, pela soma de S_e, S_p e S_s, em que parte ocorre de imediato e parte se desenvolve ao longo do tempo. Para uma base suportada por solo arenoso dentro da zona de influência da distribuição de tensões, o recalque elástico é o único componente que deve ser considerado (DAS & SIVAKUGAN, 2007).

A maioria dos métodos comumente utilizados para as estimativas de recalques de sapatas advém de aproximações da teoria da elasticidade linear, segundo a Lei de Hooke (apresentada na equação abaixo), na qual o solo é considerado um material elástico, homogêneo e isotrópico.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}.[\Delta\sigma_1 - v.(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)] \tag{61}$$

Em que:

ε_1: deformação específica no eixo da tensão principal maior;

E: módulo de elasticidade;

v: coeficiente de Poisson;

$\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$: variações das tensões maior, intermediária e menor nos planos principais.

Apesar de ser fato que o solo não se comporta como um material elástico, homogêneo e isotrópico, é corrente a utilização da teoria da elasticidade para a análise de recalques, tanto pela simplicidade dos cálculos quanto pelas razoáveis aproximações com a realidade.

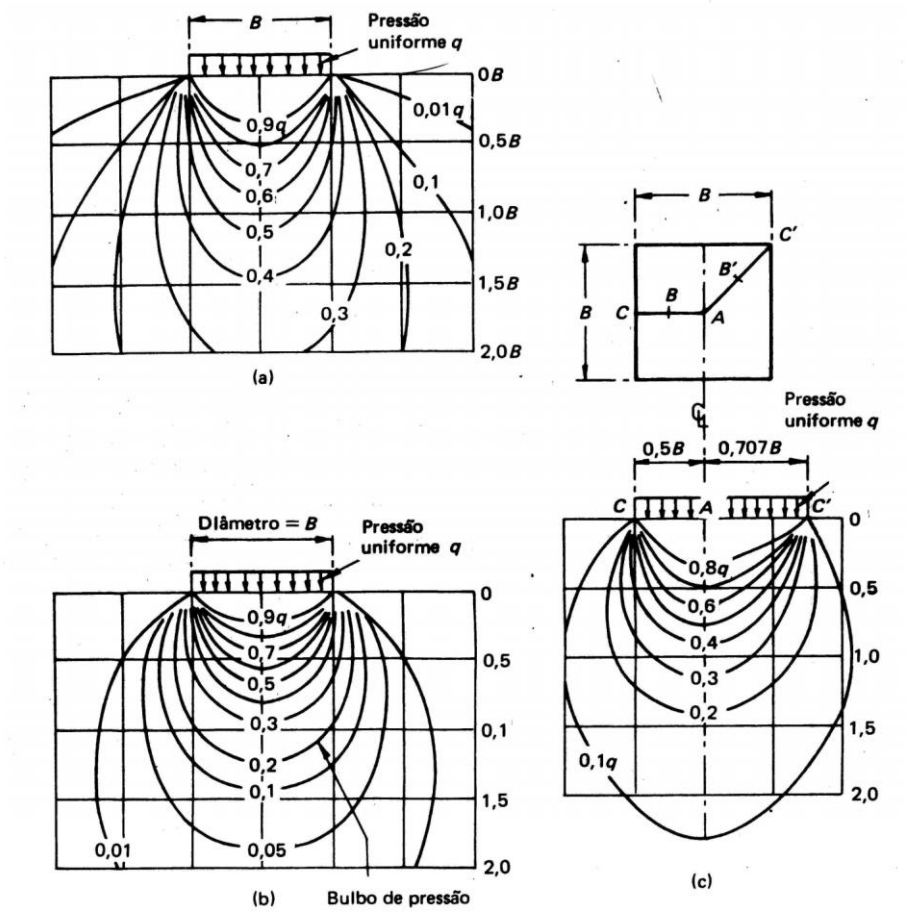
Segundo Cintra *et al*. (2003), o emprego da teoria da elasticidade para o cálculo de recalques imediatos vale apenas para materiais que apresentam módulo de deformabilidade (Es) constante com a profundidade, que é o caso das argilas sobreadensadas, mas não é o caso das areias. Entretanto, é possível também aplicar a teoria da elasticidade a solos arenosos, dividindo-os em camadas e considerando o valor médio para o módulo de deformabilidade de cada camada.

2.4.1 Teoria da elasticidade para estimativa de recalques

Os livros-texto de mecânica dos solos clássica (POULOS & DAVIS, 1974) apresentam vários diagramas de distribuição de tensões e deslocamentos verticais e horizontais induzidos por diversos tipos de distribuição de tensões com as mais variadas formas geométricas (por exemplo, circulares, quadradas, retangulares) para estimativa da distribuição de tensões e recalques baseados na teoria clássica da elasticidade.

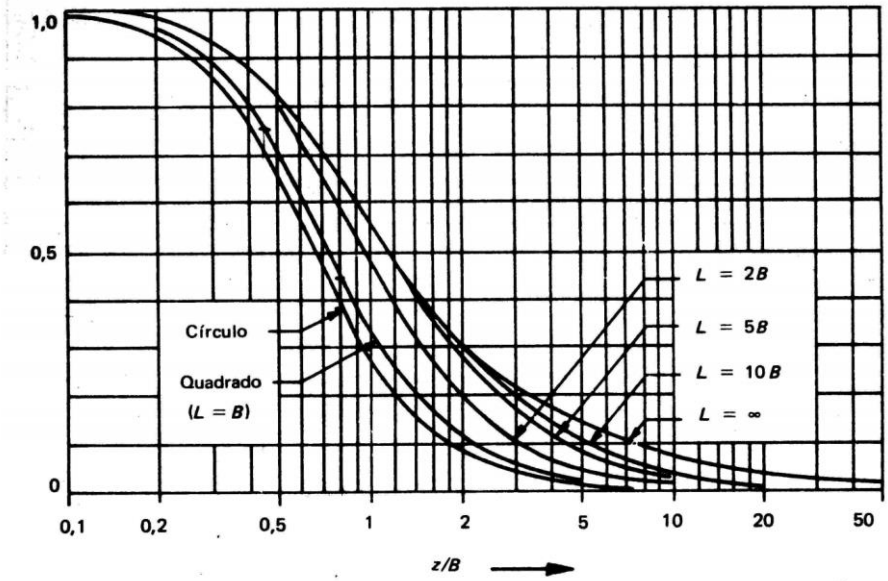
É possível ver na Figura 2.11 as curvas de isotensões (bulbo de tensões) que apresentam a distribuição das tensões verticais sob fundações flexíveis carregadas uniformemente. Janbu *et al.* (1956) apresentaram um diagrama para a determinação das tensões centrais ao longo da profundidade para fundação flexível de forma quadrada ou circular, carregada uniformemente (ver Figura 2.12). Analisando as Figuras 2.11 e 2.12, percebe-se que para fundações quadradas e circulares praticamente toda dissipação de tensão vertical ocorre até uma profundidade equivalente a duas vezes o diâmetro/base da fundação (z/B = 2,0).

Figura 2.11 Bulbo de tensões verticais para sapatas quadradas e circulares



Fonte: Janbu *et al.* (1956)

Figura 2.12 Distribuição de tensões no centro de uma fundação flexível ao longo da profundidade



Fonte: Janbu *et al.* (1956)

A expressão geral para a deformação elástica, pela teoria da elasticidade, de uma placa carregada uniformemente sobre a superfície de um semiespaço elástico uniforme, homogêneo, isotrópico e semi-infinito pode ser obtida a partir da solução apresentada por Boussinesq e tem o formato da equação 62 (LUTENEGGER & DEGROOT, 1995):

$$s = \frac{q.B.I}{E} \tag{62}$$

Em que:

s: deformação;

q: tensão aplicada pela fundação;

B: dimensão da fundação;

E: Módulo de elasticidade;

I: Fator de influência.

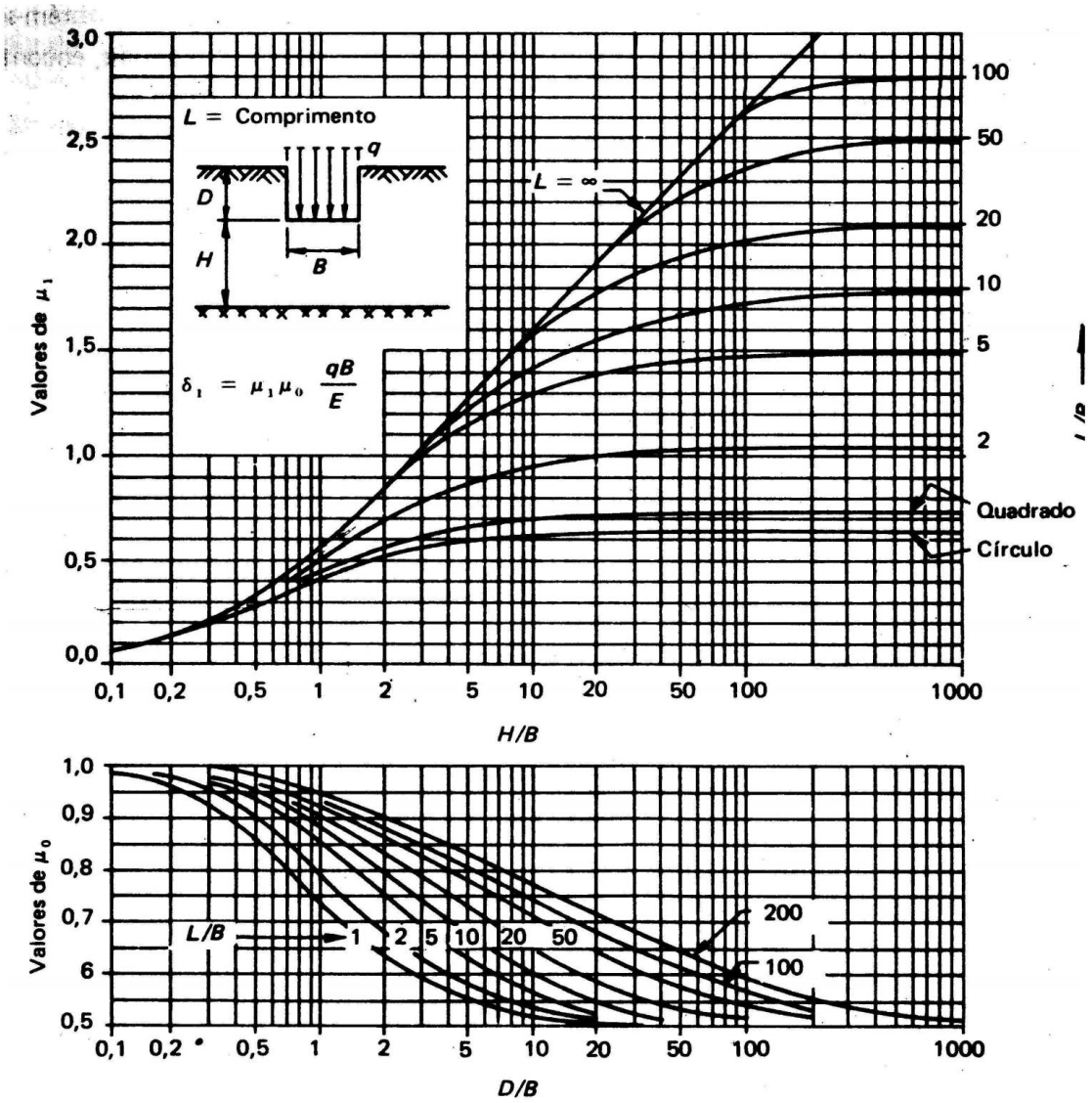
Segundo Lutenegger e Degroot (1995), o fator de influência I está incluído para considerar a forma da base e a espessura da zona compressível. Os valores de I que são frequentemente usados com a equação acima foram apresentados pela primeira vez por Steinbrenner (1934) e são reproduzidos por Terzaghi (1943), Lambe e Whitman (1969) e Bowles (1988). Para Janbu et al. (1956), o fator de influência (I) é dado pelo produto entre μ_0 e μ_1, e apresentou os ábacos da Figura 2.13 para a determinação desses fatores.

Thaylor e Matyas (1983) apresentam uma forma mais completa da equação para o fator de influência (I), que considera as relações de comprimento da base / largura da base (L/B), de profundidade da camada elástica / largura da base (H/B) e do coeficiente de Poisson (v) e é dada pela equação:

$$I = (1 + v).[(1 - v)\alpha_0\alpha_1] \tag{63}$$

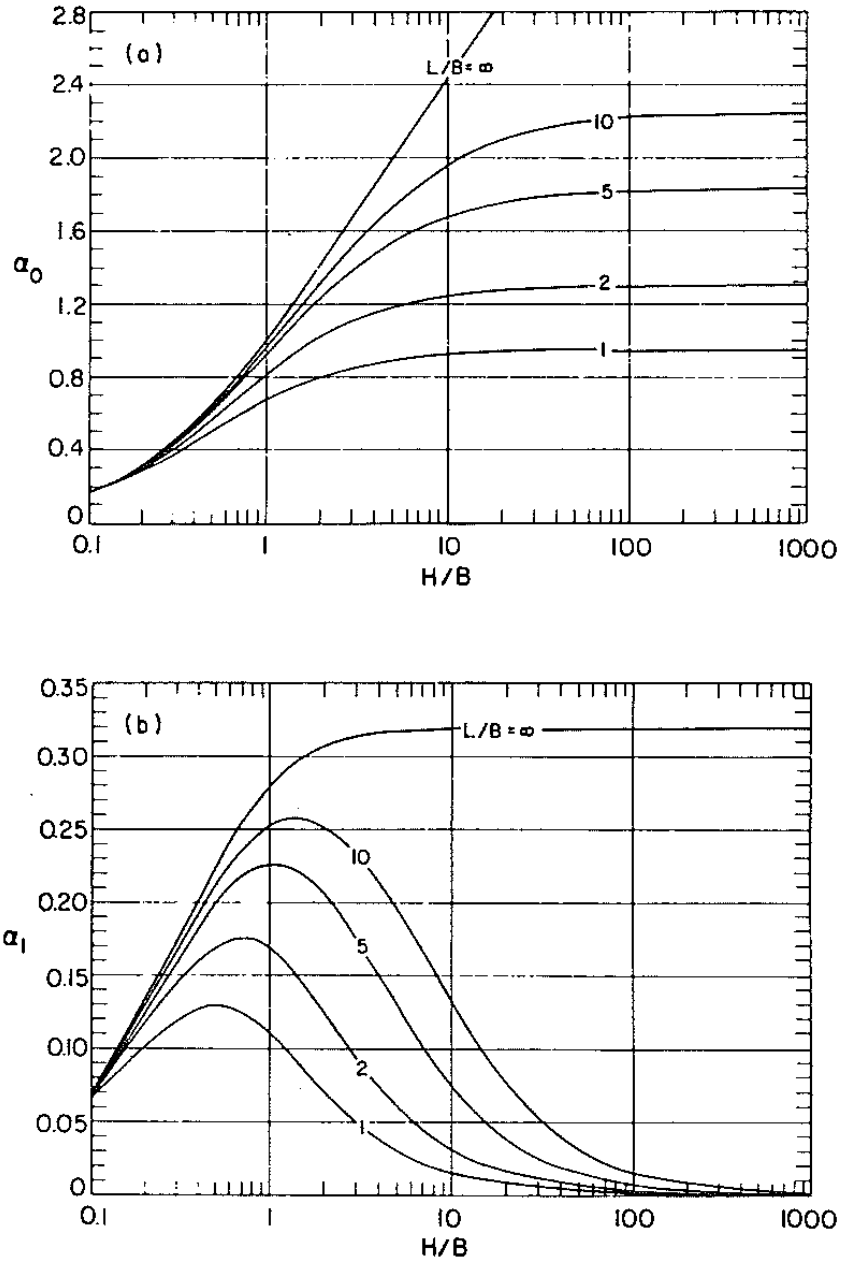
As variáveis α_0 e α_1 são dados pelos ábacos da Figura 2.14. Thaylor e Matyas (1983) apresentam também os ábacos da Figura 2.15 para três casos com valores do coeficiente de Poisson de 0, 0,3 e 0,5.

Figura 2.13 Ábacos para determinação dos fatores μ_0 e μ_1



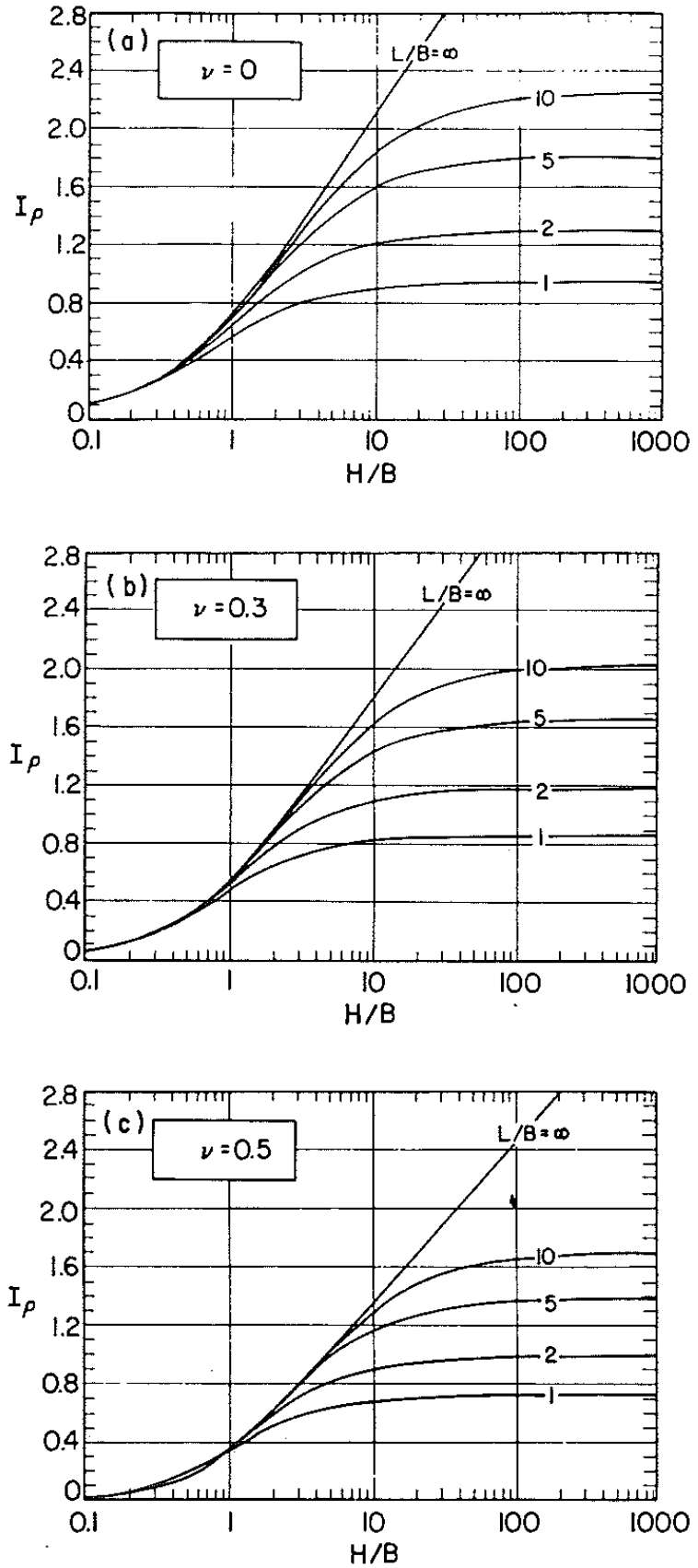
Fonte: Janbu *et al.* (1956)

Figura 2.14 Fatores α_0 e α_1 para determinar o fator de influência I



Fonte: Thaylor e Matyas (1983)

Figura 2.15 Fator de influência (I), para vários valores do coeficiente de Poisson



Fonte: Thaylor e Matyas (1983)

Bowles (1987) apresenta a seguinte equação para o fator de influência (I):

$$I = F_1 + [(1 - 2v)/(1 - v)F_2 \tag{64}$$

Os valores de F_1 e F_2 para diferentes relações de H/B e L/B são tabelados por Bowles (1987) e apresentados na Figura 2.16.

Figura 2.16 Valores de F_1 e F_2 para cálculo do fator de influência (I)

	L/B																
H/B (1)	1.0 (2)	1.2 (3)	1.4 (4)	1.6 (5)	1.8 (6)	2.0 (7)	2.5 (8)	3.0 (9)	3.5 (10)	4.0 (11)	4.5 (12)	5.0 (13)	6.0 (14)	7.0 (15)	8.0 (16)	9.0 (17)	10.0 (18)
0.5																	
F_1	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
F_2	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.085	0.086	0.087	0.087	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.8																	
F_1	0.104	0.100	0.096	0.093	0.091	0.089	0.086	0.084	0.083	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079
F_2	0.083	0.090	0.095	0.098	0.101	0.103	0.107	0.109	0.110	0.111	0.112	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114
1.0																	
F_1	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111
F_2	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124
2.0																	
F_1	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259
F_2	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145
4.0																	
F_1	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462
F_2	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145
6.0																	
F_1	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595
F_2	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135
8.0																	
F_1	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692
F_2	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124
10.0																	
F_1	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768
F_2	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112
12.0																	
F_1	0.508	0.550	0.585	0.614	0.639	0.661	0.704	0.736	0.760	0.777	0.791	0.801	0.815	0.823	0.826	0.828	0.828
F_2	0.013	0.016	0.018	0.021	0.024	0.026	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.061	0.071	0.080	0.088	0.095	0.102
100.0																	
F_1	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209
F_2	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016
1,000.0																	
F_1	0.560	0.612	0.657	0.697	0.733	0.765	0.833	0.890	0.938	0.979	1.016	1.049	1.106	1.154	1.196	1.233	1.266
F_2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002

Fonte: Bowles (1987)

O módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (v) são fundamentais para o comportamento tensão-deformação do solo e, para um material homogêneo e de comportamento elástico ideal, são constantes. Poulos e Davis (1968) afirmam que um solo real não tem comportamento de um material perfeitamente elástico, no entanto existem similaridades para pequenas deformações. Esses autores (1974) afirmam que o recalque elástico total de um solo estratificado pode ser considerado como o somatório das deformações individuais de cada camada, como mostrado na equação abaixo.

$$\rho = 1000.\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{E_i}.\left(q_z - v_i.q_x - v_i.q_y\right).\Delta z \tag{65}$$

Para um solo argiloso que apresenta uma camada de solo homogênea ao longo da profundidade, pode-se adotar um único valor de E e v que seja representativo do solo (POULOS & DAVIS, 1968). Dessa forma, a determinação do recalque pode ser expressa da seguinte forma:

$$\rho = 1000.\frac{q.B.I}{E} \tag{66}$$

Sendo:

q: tensão aplicada no solo.

I: fator de influência dado pela multiplicação de dois fatores (μ_0 e μ_1) encontrados na Figura 2.13.

.

No caso de areias, os parâmetros elásticos (E e v) dependem principalmente do nível de tensões e do confinamento da massa de solo, de modo que os valores de E e v não permaneçam constantes ao longo da profundidade como no caso das argilas sobreadensadas (CINTRA *et al*., 2003). Porém, segundo D´Appolonia *et al*. (1970), é possível adotar a equação anterior e os ábacos da Figura 2.13 para areias, desde que o recalque obtido seja multiplicado por um fator de 1,21, em função do valor do coeficiente de Poisson adotado para areias, que é de 0,3.

Segundo Velloso e Lopes (2010), pela teoria da elasticidade tem-se inúmeras soluções de casos para a determinação dos recalques. No caso de sapatas com carga centrada, o recalque pode ser determinado pela equação abaixo:

$$\rho = 1000.\frac{1 - v^2}{E}.q.B.(I_s.I_d.I_h) \tag{67}$$

Sendo:

I_s, I_h e I_d: fatores de forma/rigidez, espessura e embutimento encontrados na Tabela 2.26.

Tabela 2.26 Valores de $I_s.I_h$ para carregamentos na superfície (I_d = 1,0) de uma camada de solo infinita

Forma	Flexível			Rígido
	Centro (I_s)	Borda (I_h)	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: elaborada pelo autor

2.4.2 Métodos empíricos e semi-empíricos

Segue os principais métodos empíricos e semi-empíricos para o cálculo do recalque de fundações diretas apoiadas em solo granular. A descrição detalhada de outros métodos, como os propostos por Alpan (1964), Peck & Bazaraa (1969), Burland & Burbidge (1985), Décourt (1996), etc., podem ser obtidas em livros-texto de mecânica dos solos clássica.

2.4.2.1 Método de Terzaghi e Peck (1948, 1967)

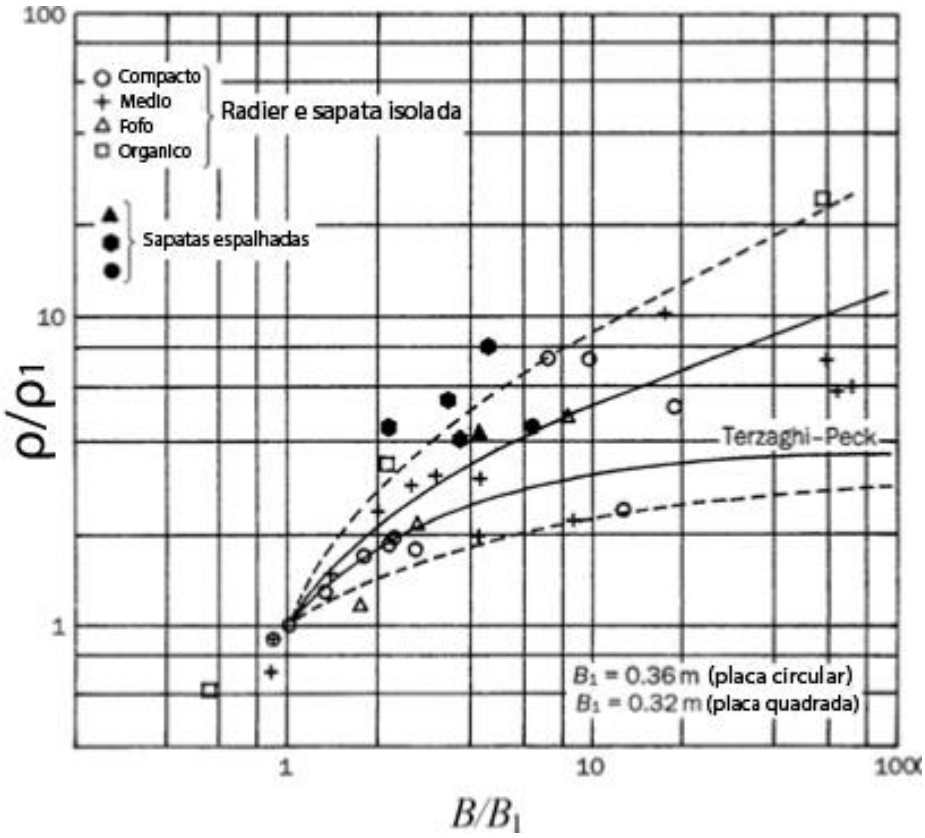
Este foi o primeiro método desenvolvido para o cálculo de recalque em fundações diretas em solo granular e é considerado por diversos pesquisadores como muito conservativo.

Propuseram uma relação empírica entre o abatimento de uma fundação protótipo (ρ) com dimensões B x B com o abatimento de uma placa de teste (ρ_1) com dimensões B_1 x B_1 com carregamentos de mesma intensidade.

$$\frac{\rho}{\rho_1} = \frac{4}{\left[1 + \left(\frac{B_1}{B}\right)^2\right]} \tag{68}$$

Embora uma base de tamanho real possa ser utilizada, é padrão nos testes usar dimensões entre 0,3m e 1,0m. Bjerrum e Eggestad (1963) forneceram resultados de 14 conjuntos de testes de abatimento que são mostrados na Figura 2.17. Para esses testes, B_1 foi de 0,35m para placas circulares e de 0,32m para placas quadradas. Pela figura observa-se que a equação anterior está próxima do limite inferior dos resultados dos testes de campo.

Figura 2.17 Resultado gráfico dos testes de Bjerrum e Eggestad (1963)



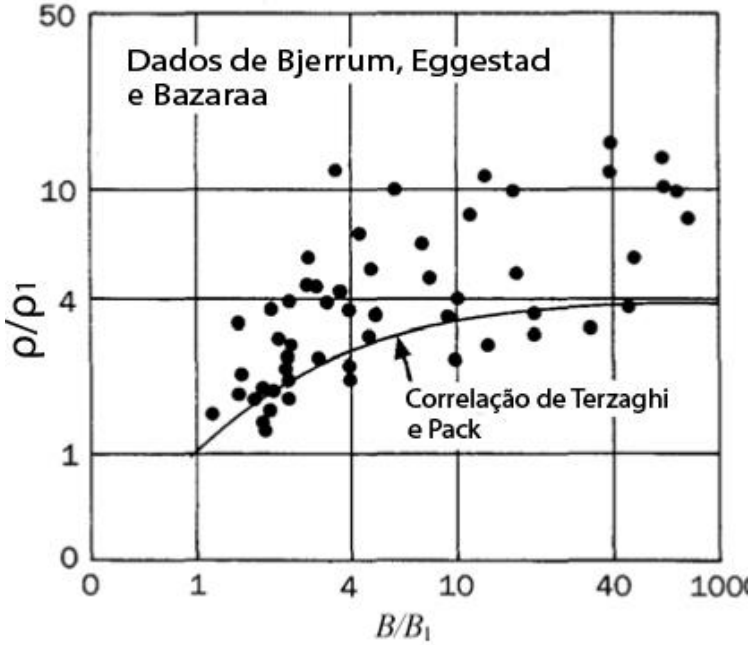
Fonte: Bjerrum e Eggestad (1963)

Bazaraa (1967) também forneceu resultados de ensaios de campo. D'Appolonia *et al*. (1970) compilaram os resultados dos ensaios de Bazaraa e Bjerrum e Eggestad, e criou o gráfico da Figura 2.18. O resultado foi próximo ao obtido na Figura 2.17.

Terzaghi e Peck (1948, 1967) propuseram uma correlação para a capacidade de carga admissível, o número de penetração padrão (N60) e a largura da base (B), que corresponde a um abatimento de 25mm. Essa correlação é mostrada na Figura 2.19. As curvas mostradas na figura podem ser aproximadas pela relação:

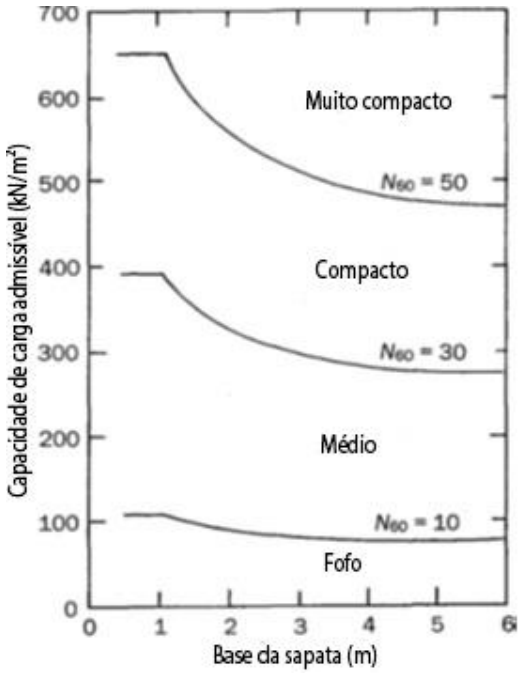
$$\rho(mm) = \frac{3.q}{N_{60}}.\left(\frac{B}{B+0{,}3}\right)^2 \tag{69}$$

Figura 2.18 Compilação feita por D'Appolonia (1970) para os testes feitos por Bazaraa (1967) e Bjerrum e Eggestad (1963)



Fonte: D'Appolonia (1970)

Figura 2.19 Recomendação de Terzaghi e Peck (1948, 1967) para tensão admissível para um recalque de 25mm



Fonte: Terzaghi e Peck (1948, 1967)

Pode-se utilizar correções de acordo com o nível do lençol freático e a profundidade de assentamento da fundação:

$$\rho(mm) = C_w . C_d . \frac{3.q}{N_{60}} . \left(\frac{B}{B + 0{,}3}\right)^2 \tag{70}$$

$$C_d = 1 - \left(\frac{D_f}{4.B}\right) \tag{71}$$

Sendo:

C_d: correção da profundidade de assentamento

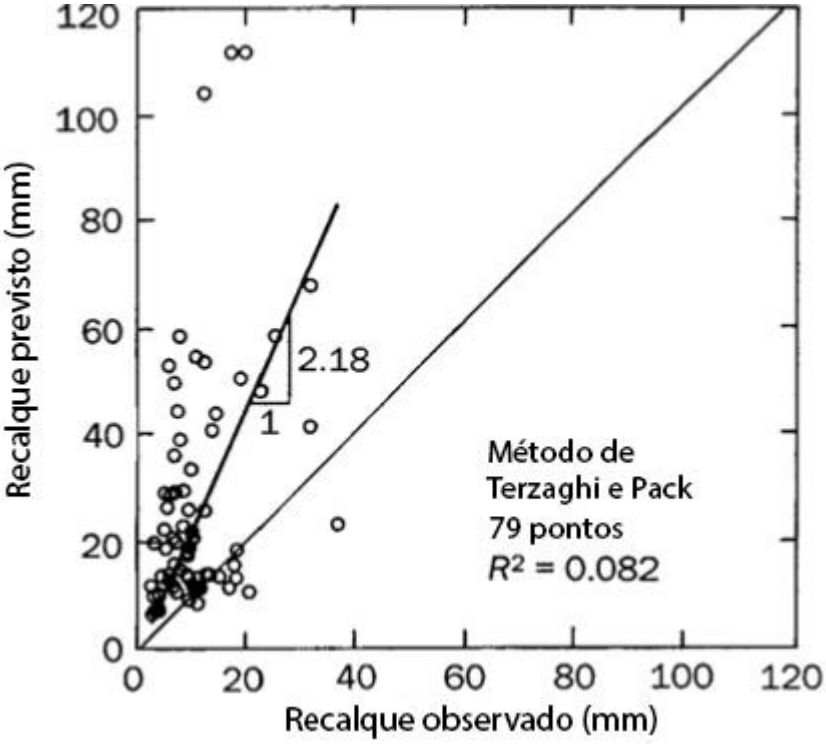
C_w: correção para o nível do lençol freático

D_f: profundidade de assentamento

O valor de C_W é igual a 1,0 se a profundidade do lençol freático for maior ou igual a 2B abaixo da base, e é igual a 2,0 se a profundidade do lençol freático for menor ou igual a B abaixo da base. O valor N60 usado nas equações anteriores deve ser o valor médio de N60 da base da fundação até uma profundidade de cerca de 3B ou 4B.

Jeyapalan e Boehm (1986) e Papadopoulos (1992) resumiram o histórico de 79 casos de fundações. Sivakugan *et al.* (1998) usou esses casos de obra para comparar com o recalque previsto pelo método de Terzaghi e Peck. Essa comparação é mostrada na Figura 2.20. Pode-se observar a partir dessa figura que os assentamentos previstos foram significativamente maiores do que os observados, de maneira geral. O valor médio de S_e (previsto) / S_e (observada) ≈ 2,18, mostrando que o método de Terzaghi e Peck é conservador.

Figura 2.20 Relação de Sivakugan *et al.* (1998) para recalques previstos e observados em 79 casos



Fonte: Sivakugan *et al.* (1998)

Observações semelhantes também foram feitas por Bazaraa (1967). Com B1 = 0,3 m, a primeira equação pode ser reescrita como:

$$\frac{\rho}{\rho_1} = 4.\left(\frac{B}{B+0{,}3}\right)^2 \tag{72}$$

Ou

$$\left(\frac{B}{B+0{,}3}\right)^2 = \frac{1}{4}.\left(\frac{\rho}{\rho_1}\right) \tag{73}$$

Combinando equações anteriores, chegamos a:

$$\rho = \left(\frac{3.q}{N_{60}}\right).\frac{1}{4}.\left(\frac{\rho}{\rho_1}\right) \tag{74}$$

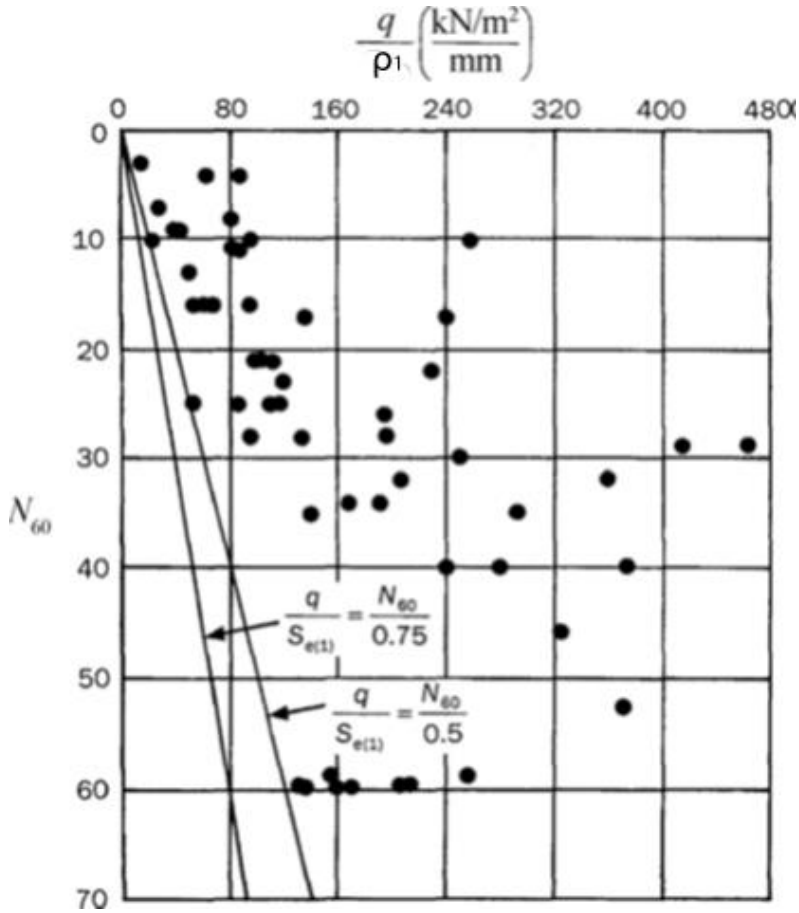
Ou

$$\frac{q}{\rho_1} = \frac{N_{60}}{0{,}75} \tag{75}$$

Bazaraa (1967) representou muitos resultados de teste com uma placa de base 0,3m, sob a forma de Q / ρ_1 em função do N60 como mostrado na Figura 2.21. Pode-se observar que a relação dada pela equação anterior é muito conservadora. Na verdade, a equação abaixo representa melhor o limite inferior:

$$\frac{q}{\rho_1} = \frac{N_{60}}{0{,}5} \tag{76}$$

Figura 2.21 Teste de Bazaraa (1967) para q/ ρ1 x N60



Fonte: Bazaraa (1967)

2.4.2.2 Método de Meyerhof (1956)

Em 1956, Meyerhof propôs relações para o recalque de fundações em solo granular semelhantes às propostas por Terzaghi e Peck. Em 1965, o autor comparou o previsto

(pelas relações propostas em 1956) e os assentamentos de oito estruturas observadas e sugeriu que a tensão efetiva (q) para uma magnitude desejada de ρ pode ser aumentada em 50% em comparação com o que ele previu em 1956. As relações revistas, incluindo os fatores de correção para o nível do lençol freático (C_w) e a profundidade de assentamento (C_d), podem ser expressas como:

$$\rho = C_w . C_d . \frac{1{,}25.q}{N_{60}} \qquad \text{Para B} \leq 1{,}22\text{m} \tag{77}$$

E

$$\rho = C_w . C_d . \frac{2.q}{N_{60}} . \left(\frac{B}{B+0{,}3}\right)^2 \qquad \text{Para B} > 1{,}22\text{m} \tag{78}$$

Com:

$$C_w = 1{,}0 \tag{79}$$

E

$$C_d = 1{,}0 - \frac{D_f}{4.B} \tag{80}$$

Se essas equações forem usadas para prever o recalque das 79 fundações mostradas na Tabela 2.27 (método anterior), então obteremos ρ (previsto) / ρ (observada) ≈ 1,46. Por isso, os assentamentos previstos irão superestimar os valores observados em cerca de 50% em média.

A Tabela 2.27 ilustra essa situação, mostrando a comparação dos recalques máximos de fundações observados por Meyerhof (1965) e os recalques previstos pelo método de desse autor. O valor da divisão dos recalques previstos pelos observados é geralmente entre 0,8 e 2,0, com uma média aproximada de 1,5. Esse é também o que Meyerhof concluiu em seu artigo de 1965.

Tabela 2.27 Comparação de Meyerhof dos recalques observados pelos previstos

Estrutura	B (m)	N_{60} (médio)	q (kN/m²)	Maximum $S_{e\ (observado)}$ (mm)	$S_{e\ (previsto)}$ p/ Meyerhof (mm)	$\rho_{(previsto)}$ / $\rho_{(observado)}$
T. Edison, Sao Paulo	18,3	15	229,8	15,24	29,66	1,95
Banco do Brasil, Sao Paulo	22,9	18	239,4	27,94	25,74	0,92
Ipiranga, Sao Paulo	9,15	9	220,2	35,56	45,88	1,29
C.B.I. Esplanada, Sao Paulo	14,6	22	383,0	27,94	33,43	1,20
Riscala, Sao Paulo	4,0	20	229,8	12,7	19,86	1,56
Thyssen, Dusseldorf	22,6	25	239,4	24,13	18,65	0,77
Ministry, Dusseldorf	15,9	20	220,4	21,59	21,23	0,98
Chimney, Cologne	20,4	10	172,4	10,16	33,49	3,30
					Média:	1,50

Fonte: elaborada pelo autor

2.4.2.3 Método de Schmertmann (1970)

Com base na teoria de elasticidade, a equação para deformação vertical a uma profundidade z abaixo do centro de uma carga flexível circular de diâmetro B pode ser dada como:

$$I_z = \frac{\varepsilon_z . E}{q} = (1 + v).[(1 - 2v).A' + B'] \tag{81}$$

Sendo:

A' e B': fatores adimensionais dependentes da relação entre profundidade e raio de placa circular (z/R) apresentados na Tabela 2.28;

ε_z: deformação específica vertical;

E: módulo de elasticidade;

v: coeficiente de Poisson;

q: carga por unidade de área;

I_z: fator de influência da deformação vertical.

Schmertmann (1970) observou que a distribuição de deformações verticais abaixo do centro de uma sapata rígida assente em solo arenoso não é igual à distribuição do aumento de tensão vertical. Considerando resultados teóricos e experimentais, Schmertmann (1970) propôs uma distribuição simplificada de I_z, em que a maior deformação ocorre em uma profundidade de aproximadamente z=B/2 e que, a partir

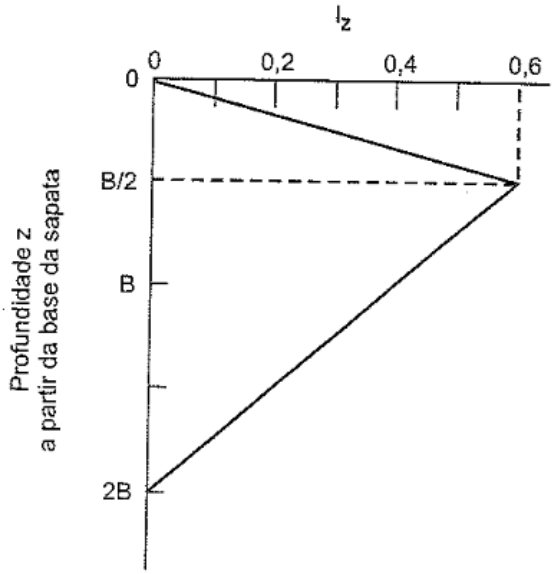
dessa profundidade, as deformações decrescem, podendo ser desprezadas depois da profundidade z=2.B, sendo B a largura da sapata. Essa distribuição é mostrada na Figura 2.22.

Tabela 2.28 Variação dos fatores A' e B' com a profundidade

z/R	A'	B'	z/R	A'	B'
0,0	1,000	0,000	2,5	0,072	0,128
0,2	0,894	0,189	3,0	0,051	0,095
0,4	0,629	0,320	4,0	0,030	0,057
0,6	0,486	0,378	5,0	0,019	0,038
0,8	0,375	0,381	6,0	0,104	0,027
1,0	0,293	0,354	7,0	0,010	0,020
1,5	0,168	0,256	8,0	0,008	0,015
2,0	0,106	0,179	9,0	0,006	0,012

Fonte: Ahlvin e Hurley (1962)

Figura 2.22 Diagrama do fator de influência da deformação 1



Fonte: Schmertmann (1970)

Seu método para a estimativa de recalque em solos arenosos está relacionado com os resultados obtidos a partir de ensaios CPT. O recalque é calculado a partir da somatória de recalques das camadas consideradas homogêneas na profundidade de 0 a 2.B pela expressão:

$$\rho = C_1 . C_2 . \Delta\sigma . \sum_{i=0}^{2B} \frac{I_{z,i}}{E_i} . \Delta z \tag{82}$$

Em que:

C_1: fator de correção devido ao embutimento;

C_2: fator de correção devido ao recalque com o tempo;

Δσ: acréscimo de tensão aplicado pela sapata (Δσ=σ-q), em que σ é a tensão aplicada pela sapata e q é a tensão geostática existente no solo na cota de apoio da fundação D_f;

I_z: fator de influência da deformação à meia altura da i-ésima camada;

E: módulo de deformabilidade do solo da i-ésima camada (E=2.q_c, em que q_c é a resistência à penetração do ensaio CPT;

Δz: espessura da i-ésima camada de solo.

O fator de correção C_1 considera que um maior embutimento da sapata no solo pode reduzir o recalque em até 50%:

$$C_1 = 1 - 0{,}5 . \left(\frac{q}{\Delta\sigma}\right) \geq 0{,}5 \tag{83}$$

Essa correção é inexistente para sapata na superfície do terreno (q=0) e é máxima quando a profundidade de embutimento resulta em q=Δσ.

O fator de correção C_2, leva em conta o recalque que se desenvolve com o tempo, semelhante à compressão secundária em argilas, e vale:

$$C_2 = 1 + 0{,}2 . log \frac{t}{0{,}1} \tag{84}$$

Sendo:

t: tempo (em anos) após a aplicação da carga

Obs.: para recalque imediato, desconsiderando o tempo, usa-se C_2=1,0.

2.4.2.4 Método de Schmertmann *et al*. (1978)

Para aperfeiçoar o método, Schmertmann, Hartman e Brown (1978) sugeriram algumas modificações no modelo original de Schmertmann (1970). Entre as

observações, os pesquisadores 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. Por isso, recomendam a utilização de fatores de distribuição de deformações diferentes para cada caso. Eles introduziram modificações nas expressões para a estimativa dos módulos de deformabilidade em função da resistência de ponta (q_c) do ensaio de CPT e no fator de influência da deformação (Figura 2.23). Para sapatas quadradas e circulares (L/B=1) foi adotado $E=2,5.q_c$, e para sapatas corridas (L/B>10) foi adotado $E=3,5.q_c$.

O valor inicial de I_z deixa de ser zero e passa a ser de 0,1 para sapata quadrada/circular e de 0,2 para sapata corrida.

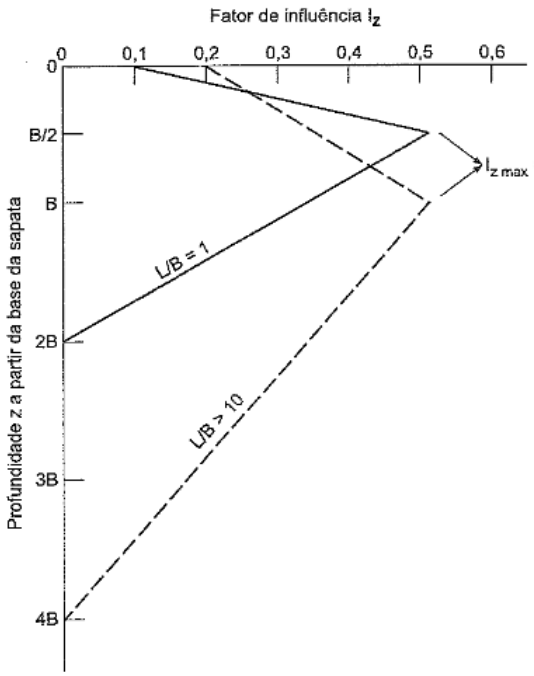
O valor máximo de I_z passa a ocorrer em profundidades diferentes, sendo B/2 e B para sapata quadrada/circular e sapata corrida, respectivamente, e seu valor deixa de ser constante em 0,6 e passa a ser dado pela equação:

$$I_{z\,max} = 0,5 + 0,1.\sqrt{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_v}} \tag{85}$$

Em que:

σ'_z: tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z\,max}$.

Figura 2.23 Diagrama do fator de influência da deformação 2



Fonte: Schmertmann *et al.* (1978)

O valor de I_z em cada camada de um maciço arenoso pode ser obtido por semelhança de triângulo ou pelas seguintes equações (CINTRA *et al*., 2003):

a) Sapata quadrada

- Para z ≤ B/2

$$I_z = 0{,}1 + 2.(I_{z\,max} - 0{,}1).\frac{z}{B} \tag{86}$$

- Para B/2 ≤ z ≤ 2B

$$I_z = (2/3).I_{z\,max}.\left(2 - \frac{z}{B}\right) \tag{87}$$

b) Sapata corrida

- Para z ≤ B

$$I_z = 0{,}2 + (I_{z\,max} - 0{,}2).\frac{z}{B} \tag{88}$$

- Para B ≤ z ≤ 4B

$$I_z = (1/3).I_{z\,max}.\left(4 - \frac{z}{B}\right) \tag{89}$$

Para a aplicação das expressões apresentadas anteriormente, a profundidade z deve ser contada a partir da cota de assentamento da fundação superficial.

- Limitações do método

Schmertmann *et al*. (1978) propõem um gráfico de I_z para sapatas quadradas (L/B=1) e corridas (L/B > 10), e recomendam a construção de um gráfico intermediário de I_z utilizando interpolação linear para sapatas retangulares (1<L/B<10).

Cier Honores (2016) analisa o método desses autores para sapatas com dimensões retangulares considerando a interpolação linear sugerida por eles e as modificações propostas por Terzaghi *et al*. (1996) e Lee *et al*. (2008). Honores concluiu que a interpolação linear para sapatas retangulares é aceitável sem modificações para sapatas com valores de L/B entre 1 e 2. Também recomenda o uso da interpolação logarítmica para sapatas retangulares com valores de 2 < L/B < 10, sendo a proposta por Terzaghi *et al*. (1996) a mais próxima do resultado esperado.

Cier Honores (2016) comentou algumas limitações do método de Schmertmann *et al*. (1978), e são elas:

- Sua utilização se aplica apenas para solos arenosos, sendo vedada para solos coesivos ou com considerável quantidade de finos em sua granulometria;
- Apesar de Schmertmann *et al*. (1987) considerarem um fator para embutimento da sapata, não é considerada a influência de sapatas vizinhas e suas sobreposições, que é um caso muito comum na realidade. Schmertmann *et al*. (1978) asseguram que deveria existir uma influência importante no recalque dependendo da distância entre sapatas, porém julgou que seriam necessários mais estudos, tanto em modelagens numéricas quanto ensaios de laboratório para poder definir regras aplicáveis a essa situação;
- Schmertmann *et al*. (1978) alertam que seu método é utilizável para solos de primeira carga (normalmente adensados). Para solos pré-adensados, o recalque real será significativamente menor que o previsto. Solos pré-adensados com sobrecarga, com rolo compactador ou com outros métodos terão um aumento do valor de q_c, resultando em um menor recalque.

2.4.3 Avaliação dos métodos de previsão de recalque observados em sapatas apoiadas em areias

Lutenegger e Degroot (1995) ilustraram, na Tabela 2.29, a comparação entre as tensões admissíveis observadas e previstas, adotando o valor de 25 mm de recalque para definir a tensão admissivel. Para fazer isso, foram utilizadas provas de carga do FHWA, realizadas no Campo Experimental Geotécnico Nacional da A&M University, no Texas. Estes testes apresentam bases de 1, 1,5, 2,5 e 3 metros, como indicado na Tabela 2.29. Os valores das tensões admissiveis foram obtidos a partir de curvas de recalque apresentadas por Briaud e Gibbens (1994).

Como pode ser visto, há uma ampla gama de valores calculados de tensão para um recalque de 25mm indicados na Tabela 2.29. O método proposto por Parry (1977) fornece a melhor comparação com os valores observados para todas as bases e dá a tendência correta de diminuir a tensão admissível com o aumento da base da sapata (LUTENEGGER & DEGROOT, 1995).

Tabela 2.29 Valores de previsão e medição de tensão para um recalque de 25mm, segundo Briaud e Gibbens (1994)

Método de Análise de Recalque (25mm)	Sapata 1,0m (kPa)	Sapata 1,5m (kPa)	Sapata 2,5m (kPa)	Sapata 3,0m (kPa)
Terzaghi & Peck (1948)	193	180	158	156
Peck, Hanson & Thornburn (1953)	-	192	152	151
Meyerhof (1956, 1965)	201	194	169	163
Sowers (1962)	235	235	235	235
Bowles (1968)	322	306	257	245
Bowles (1982)	336	307	264	256
McCarthy (1977)	-	441	351	319
Parry (1977)	1400	933	560	467
Spangler & Handy (1982)	582	371	227	193
Van der Vlugt & Rosenthal (1989)	85	130	200	180
Carga medida (25mm) depois de 30 minutos de carga aplicada	850	670	560	480

Fonte: Lutenegger & Degroot (1995)

Briaud (1999) analisou as provas de carga feitas em cinco sapatas que foram executadas no Campo Experimental Geotécnico Nacional da A&M University Riverside Campus, no Texas. O solo no local do ensaio era razoavelmente uniforme, areia siltosa fina com sílica e com as seguintes propriedades até a profundidade de 5 metros: tamanho dos grãos D_{50} igual a 0,2mm, valores de N_{60} igual a 18 golpes a cada metro (N_{SPT} = 15 golpes), CPT com resistência de ponta igual a 6MPa, PMT pressão limite 800kPa, módulo PMT 8,5MPa, DMT módulo 30MPa, ângulo de atrito igual a 32° e peso específico natural de 15,5kN/m^3. O nível d'água encontrava-se a 4,9m de profundidade. A Tabela 2.30, apresentada por Briaud (1999), mostra os valores previstos e medidos de tensão para um recalque de 25mm por métodos teóricos e medidos em campo por provas de carga. Briaud (1999) lembra que, para avaliar a tabela pensando na vida útil de 50 anos de uma construção, os recalques poderiam ser até 50% maiores.

As conclusões de Briaud (1999) relevantes a esse trabalho são:

- A razão entre o recalque em 50 anos e o recalque em 30 minutos é aproximadamente 1,5;
- 78% do recalque ocorre a uma profundidade correspondente a 1B;
- 97% do recalque ocorre a uma profundidade correspondente a 2B.

Tabela 2.30 Valores de previsão e medição de tensão para um recalque de 25mm para uma areia siltosa fina com N_{60}=18

Método de previsão de tensão admissível (25mm)	Sapata 1,0m (kPa)	Sapata 1,5m (kPa)	Sapata 2,5m (kPa)	Sapata 3,0m (kPa)
Briaud (1992)	904	584	386	313
Burland & Burbidge (1984)	733	510	348	311
De Beer (1965)	1140	357	99	66
Ménard & Rousseau (1962)	247	175	103	113
Meyerhof – CPT (1965)	288	198	118	102
Meyerhof – SPT (1965)	195	185	160	157
Peck & Bazaraa (1967)	1042	844	663	631
Peck, Hanson & Thornburn (1974)	319	319	317	328
Schmertmann – CPT (1973)	455	326	236	217
Schmertmann – DMT (1986)	1300	962	658	584
Schultze & Sherif (1973)	1465	1162	760	650
Terzaghi & Peck (1967)	287	235	199	164
Tensão medida (25mm) depois de 30 minutos de carga aplicada	850	667	576	500

Fonte: Briaud (1999)

Duarte (2006) estudou uma prova de carga realizada no Campo Experimental da Agronomia, localizado no Campus da Universidade Federal de Viçosa, em solo residual de gnaisse, monitorando seus deslocamentos verticais em diversas profundidades e comparando com métodos de previsão de capacidade de carga e recalque. Em campo foram executados ensaios de penetração (SPT), ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) e ensaios pressiométricos de Ménard (PMT), e no laboratório foram executados ensaios de caracterização e ensaios para a determinação das características de tensão-deformação e resistência, em amostras deformadas e indeformadas do solo. Os parâmetros do solo encontrados pelos ensaios foram: peso específico de 16,44 kN/m³, ângulo de atrito de 21º, coesão de 65,2kPa, N_{SPT} médio de 10 golpes, índice de vazios de 3,197 e coeficiente de pré-adensamento (OCR) de 3,3. A composição granulométrica do solo apresentou presença de 51% de argila, 19% de silte e 30% de areia. A sapata quadrada ensaiada tem dimensões de 0,80m e a prova de carga foi realizada até atingir 225kN, chegando a uma tensão de 350kPa aproximadamente, não atingindo a ruptura.

Tabela 2.31 Recalques obtidos na Tensão de Trabalho de 98kPa para um solo residual de gnaisse com N_{SPT} de 10 golpes

Recalques obtidos na Tensão de Trabalho (98kPa)		
Métodos	**Recalque**	**erro %**
PMT - Ménard *et al.* (1962)	6,15	-3,90625
SPT - Lei de Hooke	7,50	17,1875
SPT - Schmertmann *et al.* (1978)	13,70	114,0625
DMT - Marchetti *et al.* (1997)	5	-21,875
Prova de carga	6,40	0

Fonte: Duarte (2006)

O recalque analisado por Duarte (2006) foi referente a uma tensão de trabalho no valor de 98kPa. Os valores de recalque previstos pelos métodos analisados e o valor de recalque medido durante a prova de carga são mostrados na Tabela 2.31, em que o método de Ménard *et al.* (1962) foi o que mais se aproximou da realidade de campo e o método de Schmertmann (1970, 1978) se mostrou mais conservador, possivelmente pela grande quantidade de finos no solo, visto que o segundo método foi desenvolvido originalmente para previsão de recalques em solos arenosos. Seus monitoramentos dos recalques em diversas profundidades chegaram nos seguintes resultados:

- Em profundidade igual a B/2, aconteceu 51,68% de recalque;
- Em profundidade igual a B, aconteceu 85,93% de recalque;
- Em profundidade igual a 3B/2, aconteceu 97% de recalque;
- Em profundidade igual a 2B, aconteceu 98,61% de recalque.

Esses resultados confirmam o que foi mostrado por Schmertmann (1970), Schmertmann *et al*. (1978) e Briaud (1999).

Shin & Das (2010) afirmam que o método de Schmertmann (1970, 1978) proporciona razoáveis valores de recalques elásticos, desde que sejam assumidos valores confiáveis do módulo de elasticidade.

Noguchi (2012) estudou as formulações e teorias de capacidade de carga e previsão de recalques para o caso de uma solução em fundação superficial adotado em uma obra de um edifício comercial de 10 pavimentos e 3 subsolos localizado na cidade de São Caetano do Sul/SP, por meio de análise de quatro provas de carga sobre placa com área de 0,5m² e profundidade de assentamento de 0,1m. Foram feitos diversos ensaios do solo em laboratório e em campo que constataram as seguintes

características: peso específico de 20,8kN/m³, ângulo de atrito de 19º, coesão de 67kPa, índice de vazios de 0,6, grau de saturação de 96% e N_{SPT} médio de 30 golpes. O solo apresenta alto teor de finos com 41% de argila, 31% de silte e apenas 28% de areia. A Tabela 2.32 mostra o recalque encontrado pela prova de carga e pelos métodos teóricos calculados por Noguchi (2012), em que se pode observar que houve uma diferença considerável entre todos os cálculos. O método de Décourt (1992) foi o que apresentou resultados mais próximos do real medido pela prova de carga, e o método de Schmertmann *et al*. (1978) não obteve um resultado próximo, provavelmente devido ao alto teor de finos no solo experimental, visto que esse segundo método foi desenvolvido originalmente para cálculo de recalques em terrenos arenosos.

Tabela 2.32 Recalque previsto por métodos teóricos e medido por prova de carga

Método	**PC**
Medido (mm)	4,15
Schmertmann (1978)	10,65
Schultze & Sherif (1973)	10,4
Décourt (1992)	4,6
Burland & Burbidge (1985)	7,5
Anagnostopoulos, Papadopoulos & Kavvadas (1991)	22
Bazaraa (1967)	11,4
Meyerhof (1976)	16,46

Fonte: Noguchi (2012)

Oliveira *et al*. (2016) estudaram a execução de um cais de atracação em Angra dos Reis, Rio de Janeiro, cuja fundação foi assente em terreno predominantemente arenoso e os recalques foram medidos até o final da obra. Com base em dois ensaios SPT realizados, e em correlações da resistência à penetração desse ensaio com q_c (resistência de ponta do cone) e E (módulo de elasticidade), Oliveira *et al*. (2016) estimaram valores de recalque, ao final da construção, pelos métodos de Barata (1984) e Schmertmann *et al.* (1978). O cais de atracação possui 6,3 metros de largura e 35 metros de comprimento. Durante a execução foram instalados 5 pinos de instrumentação e recalque ao longo do comprimento da estrutura. As sondagens foram realizadas próximas à área estudada, onde a sondagem SP-01 apresentou 14 metros de areia siltosa e silte argilosa, com N_{SPT} variando de 1 a 15, seguida de uma camada de 6 metros de silte arenoso com alteração de granito e N_{SPT} variando de 10

ao impenetrável, ambas as camadas medianamente compactas. Já a sondagem SP-02 apresentou 9 metros de areia siltosa com matéria orgânica pouco a medianamente compacta, com N_{SPT} variando de 1 a 15, seguida de uma camada de 11 metros de silte arenoso medianamente compacto a compacto, com N_{SPT} variando de 16 ao impenetrável. A Tabela 2.33 mostra o recalque medido por cada pino de instrumentação e os valores de recalque previstos pelos métodos de Schmertmann *et al*. (1978) e Barata (1984) para os dois ensaios SPT realizados. Ambos os métodos forneceram valores calculados muito próximos dos resultados medidos ao longo de um trecho razoável da extensão da obra, no caso de se considerar apenas um perfil do subsolo.

Tabela 2.33 Recalque previsto por métodos teóricos e medido por 5 pinos de instrumentação da execução de um cais de atracação em Angra dos Reis/RJ

Pinos	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Recalque (mm)	13	14,2	15,6	10,3	9,6
Sondagem	SP-01		SP-02		
Schmertmann *et al*. (1978)	17,2		9,9		
Barata (1984)	15,7		10,4		

Fonte: Oliveira *et al*. (2016)

2.4.4 Recalques admissíveis

Os recalques admissíveis são aqueles que não prejudicam a utilização da estrutura, obedecendo ao Estado Limite de Serviço (ELS). O recalque total no solo é composto por uma parcela de recalque por adensamento e outra de recalque imediato.

O recalque por adensamento é lento e ocorre devido à deformação volumétrica do solo (com redução no índice de vazios do solo), ou seja, ocorre principalmente em argilas saturadas sob carga permanente. Já o recalque imediato, como o próprio nome diz, é um recalque rápido e ocorre em condições não-drenadas em argila e drenadas em areias.

Toda fundação sofre deslocamentos verticais (recalques) quando submetida a algum tipo de carregamento, e esses deslocamentos dependem da interação solo-estrutura. Teixeira e Godoy (1996) dizem que, mesmo para valores exagerados do recalque

total, na teoria, uma estrutura não sofreria danos se eles fossem uniformes, ou seja, se os recalques fossem iguais em toda sua extensão. No entanto, recalques uniformes não acontecem na prática, pois sempre há ocorrência de recalques diferenciais devido a algum tipo de carga variável e, principalmente, devido à heterogeneidade do solo. Portanto, a limitação do recalque total é uma das maneiras de se limitar o recalque diferencial.

Observando dados de recalques, Terzaghi e Peck (1967) chegaram à conclusão que, em areias, para sapatas contínuas carregadas uniformemente e sapatas isoladas com aproximadamente as mesmas dimensões, o recalque diferencial geralmente não passa de 50% do maior recalque observado e que, sob condições extremas, o recalque diferencial geralmente não passa de 75% do maior. Assim, para os valores admissíveis de recalque em solos arenosos, Terzaghi e Peck (1967) recomendam: 25mm para o recalque total em sapatas isoladas e 20mm para o recalque diferencial.

2.5 Tensão admissível

A ABNT-NBR6122/2010 define tensão admissível de uma fundação superficial como sendo a tensão aplicada por uma fundação superficial ao terreno, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação. Portanto, a tensão admissível de uma fundação depende tanto da ruptura quanto do recalque, e esses são dois fatores analisados separadamente.

Uma vez conhecidas as características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros eventualmente necessários, a sua tensão admissível e o seu recalque podem ser determinados por meio de teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, levando-se em conta eventuais inclinações da carga no terreno e suas excentricidades (ABNT-NBR6122/2010).

Meyerhof (1951) afirmou que um projeto de fundações deve fornecer uma adequada margem de segurança contra a ruptura e os recalques total e relativos devem ser mantidos dentro de limites que possam ser tolerados pela estrutura. Meyerhof (1951) comenta que a carga máxima aplicada à fundação é geralmente determinada com a adoção de um fator de segurança igual a 3.

A tensão admissível a ser aplicada ao solo pelas sapatas deve oferecer segurança contra a ruptura (Estado Limite Último) e contra os recalques excessivos (Estado Limite de Serviço). Assim, ela deve ser a carga limite que não gere ruptura da estrutura, nem do sistema sapata-solo, e que também não gere um recalque que a deixe imprópria para utilização, considerando um certo grau de segurança.

Para definir a tensão admissível, procede-se da seguinte forma: encontra-se a tensão pela análise de ruptura e divide-se pelo fator de segurança, geralmente igual a 3. Calcula-se a tensão que provocaria um recalque igual ao recalque admissível, geralmente igual a 25mm. A tensão admissível deve atender a esses dois fatores e será o menor entre os dois.

3 METODOLOGIA

Nesta dissertação foi analisada a influência da dimensão da sapata no valor da tensão admissível em solos arenosos e alguns fatores que interferem nessa variação. Para isso, foram selecionados métodos de cálculo da capacidade de carga e do recalque para estimar a tensão admissível para o ELU e o ELS, sendo possível analisá-los e comentar sobre os valores de B* e suas alterações.

3.1 Simulações realizadas

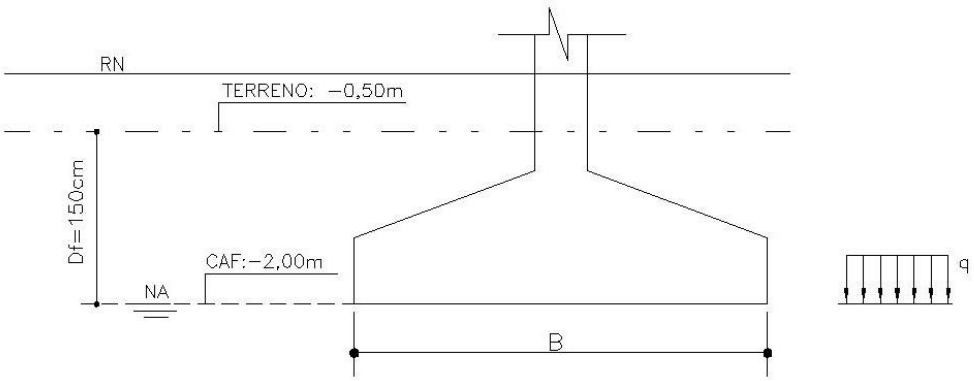
Foram feitas diversas simulações gráficas para o cálculo da tensão admissível pela ruptura e pelo recalque para um caso padrão inicial adotado. Posteriormente, com todos os fatores do caso padrão já fixos, foi-se alterando um fator por vez e analisando a influência que cada fator causa no valor da tensão admissível e de B*. Os fatores analisados foram: os métodos de previsão de cálculo da tensão admissível utilizados, o valor do N_{SPT}, a presença ou não do nível d'água, os métodos de previsão do cálculo do ângulo de atrito utilizados e o tempo considerado.

Também foram selecionados os métodos a serem utilizados para análise, e o critério adotado foi escolher os mais utilizados nas pesquisas com provas de carga abordadas neste trabalho. Os métodos selecionados foram Terzaghi (1943), Vésic (1975) e Meyerhof (1951,1963) para o cálculo da capacidade de carga e Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) para estimativa do recalque.

3.2 Definição do caso de obra padrão inicial adotado

Foi adotada uma situação genérica inicial de estudo de caso padrão, que será chamada de "caso A", apresentada na Figura 3.1:

Figura 3.1 Modelo padrão de análise (caso A)



Fonte: elaborada pelo autor

O nível d'água (NA) foi considerado na cota -2,00m, que é a mesma de apoio da fundação, e as sapatas foram consideradas quadradas (B/L=1,0).

Para peso específico total do solo, foi adotado γ = 20kN/m^3, que é um valor médio para solos arenosos. Para a resistência, foi considerado um solo hipotético homogêneo e arenoso, com N_{SPT} constante com o valor de 20 golpes. Para as camadas de solo acima do NA, o γ será dado pelo peso específico total ($\gamma = \gamma_t$); e para as camadas abaixo do NA, o γ será dado pelo peso específico submerso ($\gamma_{sub} = \gamma_t - \gamma_w$), e adota-se o peso específico da água como γ_w = 10kN/m^3. Os valores empregados são razoáveis e medianos, conforme observa-se na Tabela 3.1, desenvolvida por Godoy (1972) para estimativa do peso específico de solos arenosos, e na Tabela 3.2, apresentada por Bowles (1977) para mostrar a relação de vários parâmetros do solo com o N_{SPT}.

Dessa forma, para o caso estudado, a sobrecarga considerada tem valor de:

$$q = D_f.\gamma = 1{,}5.20 = 30kN/m^2 \tag{90}$$

Já foram apresentados anteriormente diversos métodos para a estimativa do ângulo de atrito de solos arenosos. Para a estimativa do ângulo de atrito do caso padrão inicial, foi utilizada a correlação empírica de Godoy (1983) dada pela equação abaixo:

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4N_{SPT} = 28^o + 0{,}4.20 = 36^o \tag{91}$$

Para o cálculo da capacidade de carga, foi adotado fator de segurança igual a 3 (NBR-6122:2010). Para o cálculo do recalque, foi considerado um recalque admissível de 25mm (NBR-6122:2010), um tempo de 10 anos e uma carga aplicada hipotética de

2000kN, aumentada em 5% para considerar o peso próprio da sapata, ficando, então, uma carga de 2100kN.

Tabela 3.1 Estimativa do valor do peso específico de solos

Solo	N_{SPT}	Consistência		ᵞ (kN/m³)	
Solos argilosos	≤ 2	Muito mole		13	
	3 - 5	Mole		15	
	6 - 10	Média		17	
	11 - 19	Rija		19	
	≥ 20	Dura		21	
Solo	**N_{SPT}**	**Compacidade**	**Seca**	**Úmida**	**Saturada**
Solos arenosos	< 5	Fofa	16	18	19
	5 - 8	Pouco compacta			
	9 - 18	Medte. compacta	17	19	20
	19 - 40	Compacta	18	20	21
	> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 3.2 Peso específico de areias e outras correlações com N_{SPT}

Descrição	Fofa	Pouco Compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito Compacta
Compacidade Relativa Dr	1 - 0,15	0,15 - 0,35	0,35 - 0,65	0,65 - 0,85	0,85 - 1,00
N_{SPT} - EUA	≤ 4	5 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
N_{SPT} - ABNT	≤ 4	5 - 8	9 - 18	19 - 40	> 40
Ø	25º - 30º	27º - 32º	30º - 35º	35º - 40º	38º - 43º
ᵞ (kN/m³)	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 - 23

Fonte: Bowles (1977)

3.3 Resultados experimentais utilizados

Posteriormente, foram analisadas diversas provas de carga publicadas na literatura para uma comparação com métodos de previsão da capacidade de carga e de recalque estimados por cada pesquisador, para validação e análise desses métodos. Foi feito um agrupamento para realização de diversas análises dentre as literaturas utilizadas.

Por fim, foram feitas diversas simulações para situações semelhantes às estudadas por Briaud (1999), que realizou provas de carga em sapatas com diversas dimensões

para solos com as mesmas características, sendo o trabalho mais completo encontrado para se analisar a influência da dimensão da base da sapata nos valores de tensão admissível. Foram feitas análises da influência do coeficiente de correlação entre os ensaios SPT e CPT (K) e do coeficiente de estimativa do módulo de elasticidade (α) para o valor da tensão admissível e de B*.

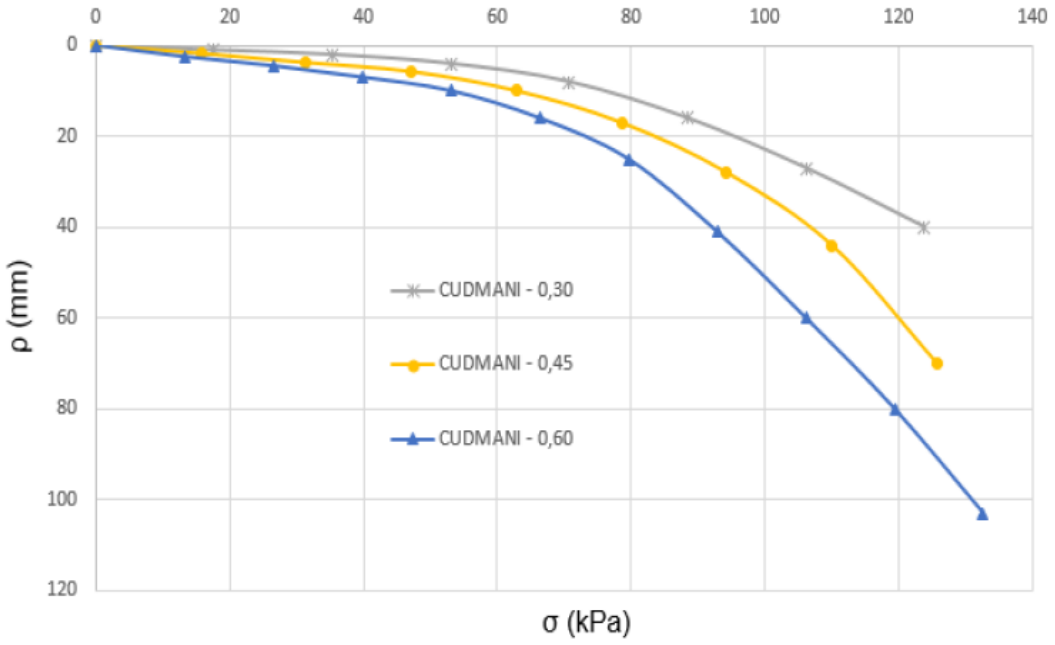
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O objetivo principal desta dissertação é analisar os valores de B* e os diversos fatores que o influenciam. Para isso, foram adotados valores típicos para cada fator, conforme o caso padrão (caso A) e foi sendo feita a variação de um fator específico por vez, conforme análise.

4.1 Efeito da dimensão da sapata na tensão admissível de sapatas apoiadas em areia

Cudmani (1994) realizou prova de carga direta em placas com diâmetros de 0,30, 0,45 e 0,60m em diferentes profundidades sobre um solo areno-argiloso não saturado. Esse autor percebeu que as curvas tensão x recalque apresentavam um acréscimo do recalque com o aumento da dimensão da placa para uma mesma tensão aplicada. A partir das curvas obtidas, concluiu-se que o aumento da dimensão resultava em uma diminuição da tensão admissível para vários critérios de ruptura convencionais. A Figura 4.1 apresenta as curvas obtidas em sua pesquisa:

Figura 4.1 Curvas tensão x recalque (adaptado de CUDMANI, 1994)



Fonte: Araújo (2016)

Vianna (2005) analisou o comportamento carga x recalque obtido em 14 provas de carga em placa com diâmetros de 0,20, 0,40, 0,80 e 1,50m realizadas *in situ*, no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos, com diferentes níveis de sucção matricial. No caso dos ensaios inundados, foi possível correlacionar diretamente a capacidade de carga com a dimensão da placa ou a sapata ensaiada. Observou-se que a variação da capacidade de carga com o diâmetro não ocorre segundo uma função linear do diâmetro da sapata ou da placa, como admitem os métodos teóricos, e que essa capacidade é praticamente invariável quando o diâmetro passa de 0,80m para 1,50m. Para análise da influência da dimensão de placas ou sapatas no recalque, Vianna (2005) fez uma análise direta dessa influência correlacionando o diâmetro das placas ou sapata com os recalques, para níveis de tensão constante. Foi possível observar que os recalques são decrescentes até a placa de diâmetro de 0,4m. A partir desse valor, os recalques aumentam se a dimensão da placa cresce. Para níveis de recalque constante, a tensão é crescente até a placa de 0,4m. A partir dessa medida, a tensão diminui com o aumento do diâmetro, tornando-se mais evidente para recalques maiores.

Sabe-se que, pela capacidade de carga, a tensão admissível aumenta com o crescimento da dimensão da fundação e que, pela análise do recalque, essa tensão diminui com o aumento da base (B) da fundação, como comprovado por Cudmani (1994). Sendo assim, há um valor de B que possui um maior aproveitamento da fundação, atendendo às especificações tanto pela capacidade de carga (ELU) quanto pelo recalque (ELS) e suportando uma maior tensão admissível possível. Isso ocorre no encontro do gráfico de capacidade de carga com o gráfico de recalque e chama-se de B* a dimensão da sapata nesse ponto. Para valores de B menores que B*, a capacidade de carga pela ruptura é que define a tensão admissível, e para valores de B maiores que B*, o recalque é que a define. Schmertmann (1970) afirma que geralmente é o recalque que controla a tensão admissível quando a menor dimensão de uma sapata sobre areia excede 0,9 a 1,2 metros.

Neste tópico são feitos diversos cálculos para a tensão admissível do caso A com valores de B e analisados os efeitos da dimensão da sapata para a tensão admissível e para B*. No subtópico seguinte são definidos os métodos de cálculo para a capacidade de carga e do recalque a serem utilizados. Em cada subtópico seguinte a esse será alterado apenas um fator do caso A ou um método de cálculo para ser

possível a análise da influência de cada fator ou método de cálculo nos valores da tensão admissível e de B*.

4.1.1 Estudo da influência dos métodos de previsão da tensão admissível utilizados

Nesta análise foram usados os métodos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Vésic (1975) para os cálculos de capacidade de carga e os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) para os cálculos de recalque para o caso A.

A Tabela 4.1 mostra os resultados obtidos para a capacidade de carga para os métodos citados anteriormente em relação ao caso A, com valores da base da sapata (B) variando de 0,0m a 6,0m, com intervalo de 0,5m por análise.

Tabela 4.1 Análise de capacidade de carga por diversos métodos para o caso A

	Terzaghi	Vésic-1	Vésic-2	Meyerhof	Terzaghi	Vésic-1	Vésic-2	Meyerhof
B (m)	σ_r (kN/m²)	σ_r (kN/m²)	σ_r (kN/m²)	σ_r (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)
0,00	1414,80	1955,31	2713,67	1568,72	472	652	905	523
0,50	1523,52	2039,77	2642,79	1722,58	508	680	881	574
1,00	1632,24	2124,24	2598,72	1876,44	544	708	866	625
1,50	1740,96	2208,70	2691,49	2030,30	580	736	897	677
2,00	1849,68	2293,17	2655,26	2184,16	617	764	885	728
2,50	1958,40	2377,63	2667,31	2338,02	653	793	889	779
3,00	2067,12	2462,10	2703,49	2491,88	689	821	901	831
3,50	2175,84	2546,56	2753,47	2645,74	725	849	918	882
4,00	2284,56	2631,03	2812,07	2799,60	762	877	937	933
4,50	2393,28	2715,49	2876,42	2953,45	798	905	959	984
5,00	2502,00	2799,96	2944,79	3107,31	834	933	982	1036
5,50	2610,72	2884,42	3016,09	3261,17	870	961	1005	1087
6,00	2762,64	2968,89	3089,59	3415,03	921	990	1030	1138

Fonte: elaborada pelo autor

Nesse estudo foram feitas duas análises para o método de Vésic (1975), uma considerando o fator d_q, referente à profundidade de assentamento da fundação (Vésic-2) e outro não (Vésic-1). Esse fator depende da dimensão da base da fundação, não sendo constante com a variação dessa base. Sendo assim, o gráfico

para o método de Vésic (1975) considerando esse fator não é representado por uma reta. Fica claro pelo gráfico que considerar esse fator aumenta a tensão admissível da sapata para qualquer valor de B.

Já as Tabelas 4.2 e 4.3 mostram os resultados obtidos para a tensão admissível para um recalque de 25mm pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978), respectivamente, para o caso A, com valores da base da sapata (B) variando de 0,5m até 6,0m, com intervalos de 0,5m.

Tabela 4.2 Análise do recalque pelo método de Schmertmann (1970) para o caso A

B	σ	Δp	cota σ'_v	σ'_v	Izp,máx	C1	ρ	σ_{adm}	ρ
(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(m)	(kN/m^2)			(mm)	(kN/m^2)	(mm)
0,50	8400,0	8370,0	2,25	32,5	0,600	0,998	64,98	3259,0	25,0
1,00	2100,0	2070,0	2,50	35,0	0,600	0,993	31,97	1652,0	25,0
1,50	933,3	903,3	2,75	37,5	0,600	0,983	20,73	1116,5	25,0
2,00	525,0	495,0	3,00	40,0	0,600	0,970	14,93	848,5	25,0
2,50	336,0	306,0	3,25	42,5	0,600	0,951	11,32	687,8	25,0
3,00	233,3	203,3	3,50	45,0	0,600	0,926	8,79	580,7	25,0
3,50	171,4	141,4	3,75	47,5	0,600	0,894	6,88	504,1	25,0
4,00	131,3	101,3	4,00	50,0	0,600	0,852	5,37	446,8	25,0
4,50	103,7	73,7	4,25	52,5	0,600	0,796	4,11	402,2	25,0
5,00	84,0	54,0	4,50	55,0	0,600	0,722	3,03	366,4	25,0
5,50	69,4	39,4	4,75	57,5	0,600	0,619	2,09	337,2	25,0
6,00	58,3	28,3	5,00	60,0	0,600	0,500	1,32	312,9	25,0

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 4.3 Análise do recalque pelo método de Schmertmann *et al.* (1978) para o caso A

B	σ	Δp	cota σ'_v	σ'_v	Izp,máx	C1	ρ	σ_{adm}	ρ
(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(m)	(kN/m^2)			(mm)	(kN/m^2)	(mm)
0,50	8400,0	8370,0	2,25	32,5	2,105	0,998	230,67	1620,0	25,0
1,00	2100,0	2070,0	2,50	35,0	1,269	0,993	68,94	969,5	25,0
1,50	933,3	903,3	2,75	37,5	0,991	0,983	35,09	719,0	25,0
2,00	525,0	495,0	3,00	40,0	0,852	0,970	21,82	582,7	25,0
2,50	336,0	306,0	3,25	42,5	0,768	0,951	14,96	495,6	25,0
3,00	233,3	203,3	3,50	45,0	0,713	0,926	10,80	434,7	25,0
3,50	171,4	141,4	3,75	47,5	0,673	0,894	8,00	389,4	25,0
4,00	131,3	101,3	4,00	50,0	0,642	0,852	5,97	354,2	25,0
4,50	103,7	73,7	4,25	52,5	0,618	0,796	4,41	326,0	25,0
5,00	84,0	54,0	4,50	55,0	0,599	0,722	3,16	302,9	25,0
5,50	69,4	39,4	4,75	57,5	0,583	0,619	2,12	283,5	25,0
6,00	58,3	28,3	5,00	60,0	0,569	0,500	1,31	267,1	25,0

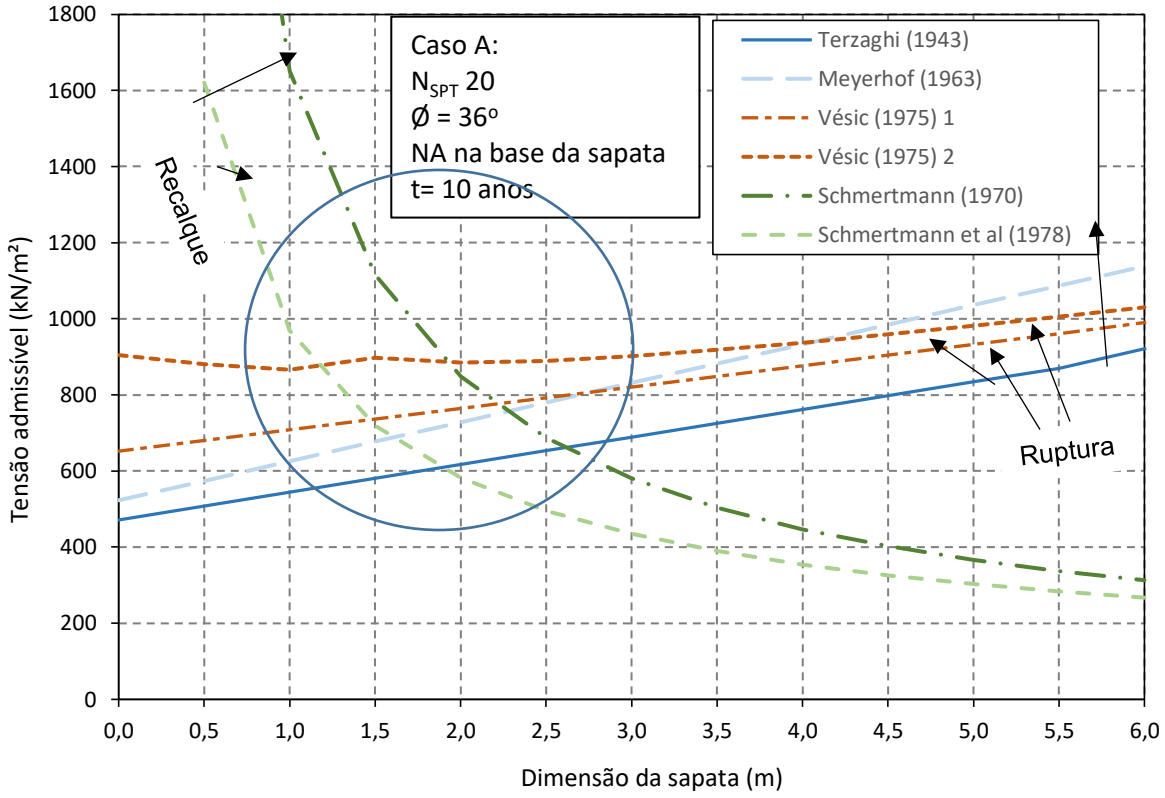
Fonte: elaborada pelo autor

Os métodos para capacidade de carga podem ser feitos de forma direta. Todavia, os métodos para cálculo da tensão admissível para o recalque não podem. Para o cálculo

inicial, foi adotada a carga de 2100kN e estimado um recalque gerado por essa carga. O valor do recalque estimado pode ser inferior ou superior ao admissível de 25mm. Para chegar à tensão correspondente à admissível, é necessário ajustar o valor da tensão por tentativa e erro até que o recalque atenda à condição de 25mm. Nessa circunstância, então, a tensão atuante será a admissível. Esse procedimento foi feito para os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978).

Os resultados das tabelas anteriores geraram o gráfico da Figura 4.2 para a variação da tensão admissível com a variação da dimensão da sapata para o caso A pelos métodos capacidade de carga de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Vésic (1975) e pelos métodos de recalque de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978).

Figura 4.2 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A pelos métodos de cálculo investigados



Fonte: elaborada pelo autor

Com uma análise gráfica dos métodos de capacidade de carga, observa-se que o método de Terzaghi (1943) se mostrou o mais conservador para todos os valores de B. O método menos conservador foi o de Vésic-2 (1975) para uma faixa de B até aproximadamente 4m, sendo superado pelo método de Meyerhof (1963) para valores de B maiores que esse.

Avaliando os métodos de análise de recalque, conclui-se que o método de Schmertmann *et al*. (1978) é o mais conservador. Analogamente, o método de Schmertmann (1970) é o menos conservador.

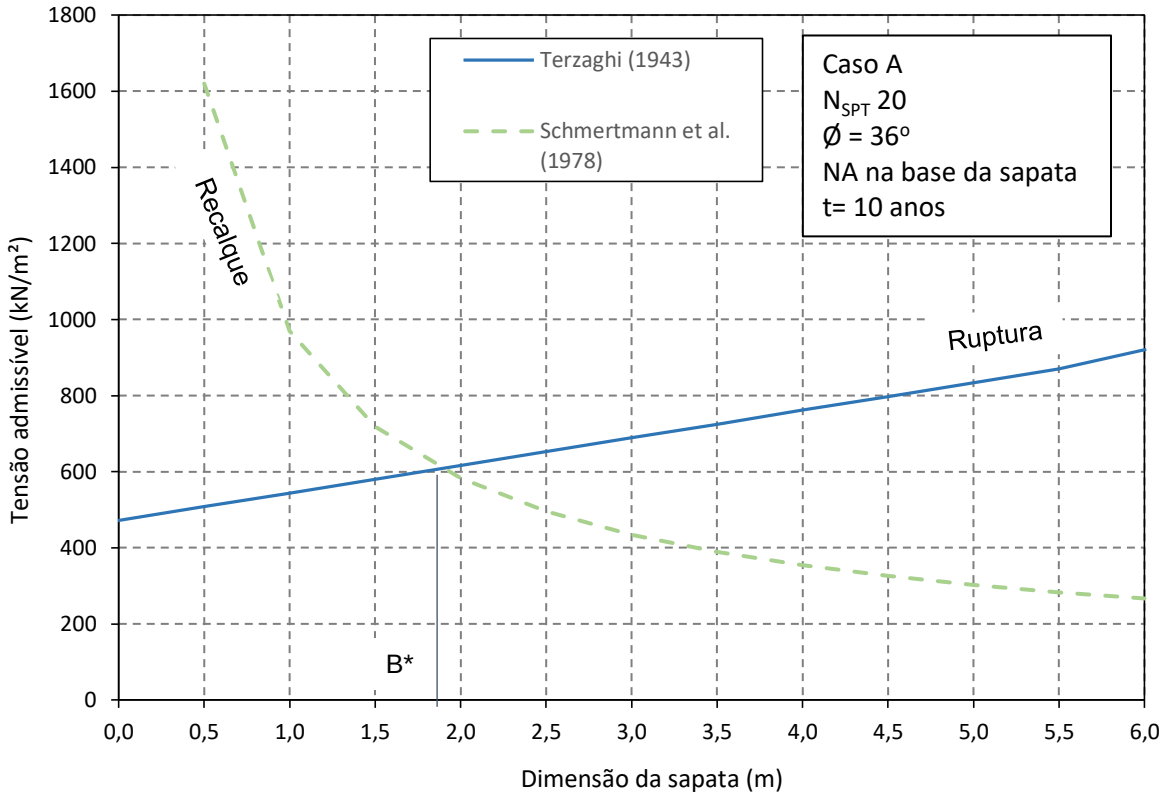
Devido à utilização de vários métodos, há vários valores de B*. Para essa situação de estudo, esses valores variam entre aproximadamente 1,2m e 2,6m. O menor valor está no encontro entre os métodos de Vésic-2 (1975) e Schmertmann *et al*. (1978), e o maior valor está no encontro entre os métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann (1970).

Na Figura 4.3, é possível observar que a curva do método para capacidade de carga pela ruptura de Terzaghi (1943) intercepta a curva da capacidade de carga pelo recalque de Schmertmann *et al*. (1978), para valores específicos da largura da sapata B. Para valores de B menores que, aproximadamente, 1,90m, a tensão admissível é comandada pela curva da capacidade de carga pela ruptura. Para valores de B maiores que 1,90m, a tensão admissível é definida pela curva da tensão pelo recalque (para 25mm).

Observa-se também que no ponto de intersecção das curvas a tensão admissível é máxima, com valor em torno de 610kN/m², e que a tensão que não produz ruptura ou recalques excessivos no solo, nas sapatas quadradas com até 6,0m de largura, apresenta valor 267kN/m², obtido pela curva do recalque no ponto B = 6,0m. Essa poderia ser a tensão admissível única adotada para todo o projeto de fundação do caso fictício adotado. É possível, também, selecionar uma faixa de valores de B utilizados na obra e adotar a menor tensão admissível nessa faixa para toda a obra, no caso fictício estudado.

Para as próximas análises não serão utilizados todos os métodos apresentados aqui para conseguir gráficos mais limpos e de mais fácil análise. Serão utilizados os métodos de Terzaghi (1943) para capacidade de carga e de Schmertmann *et al*. (1978) para recalque pois são os métodos que se mostraram mais conservadores em solos arenosos para cada critério e apresentaram um valor médio de B*, de aproximadamente 1,9m, como mostrado na Figura 4.3.

Figura 4.3 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann *et al.* (1978)



Fonte: elaborada pelo autor

4.1.2 Estudo da influência do N_{SPT}

Para a análise da influência do resultado de ensaios SPT no valor da tensão admissível e de B*, foram feitos os cálculos para o caso A1, em que se mantiveram todos os parâmetros do caso A, menos o valor de N_{SPT}. Foram utilizados os valores de 10, 20, 30 e 40 golpes, a fim de ter uma boa abrangência de resultados para análise.

Pelo método de Godoy (1983), o valor do ângulo de atrito (ø) muda de acordo com o N_{SPT} segundo a equação abaixo:

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4N_{SPT} \tag{92}$$

Assim, temos os resultados:

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4.10 = 32^o \tag{93}$$

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4.20 = 36^o \quad (94)$$

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4.30 = 40^o \quad (95)$$

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4.40 = 44^o \quad (96)$$

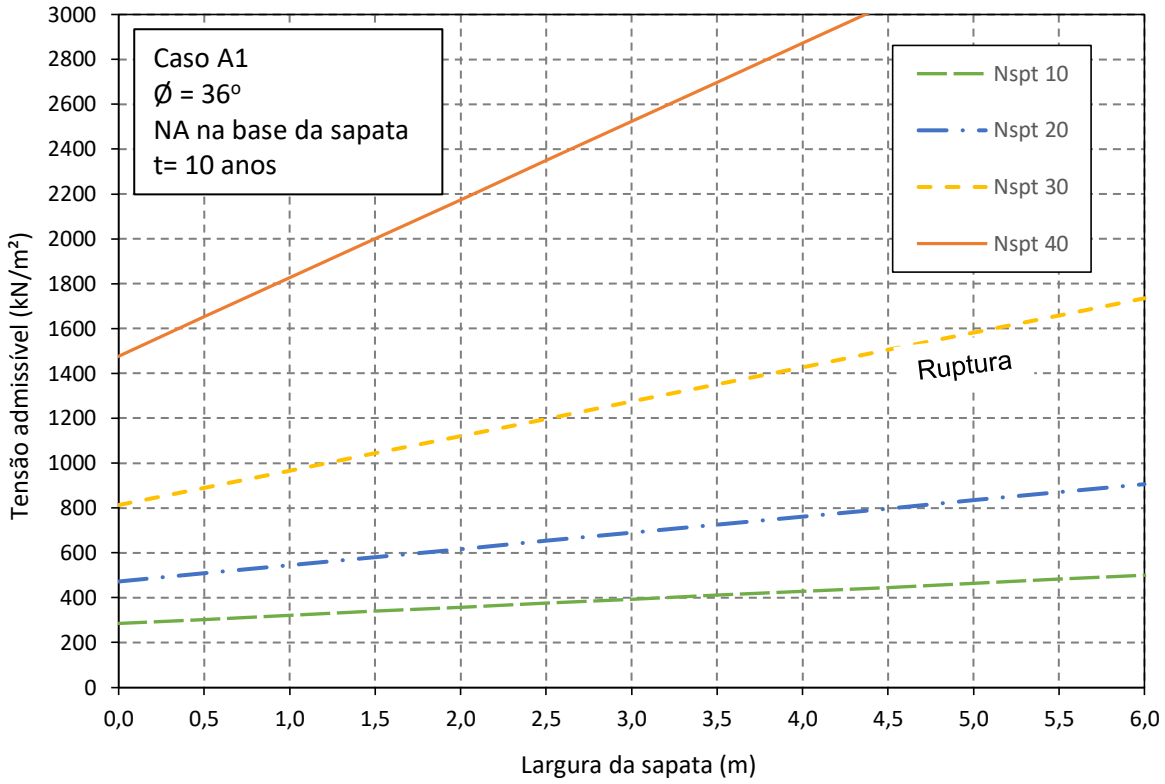
A mudança dos valores do ângulo de atrito também altera os valores de N_q e N^γ pela Tabela 2.11, que modificam significativamente os valores de tensão admissível para o caso A1. Pela Tabela 4.4 e pela Figura 4.4, observa-se que os valores de tensão admissível pela ruptura aumentam consideravelmente com o aumento do N_{SPT}.

Tabela 4.4 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A1, com variação dos valores de N_{SPT}

	N_{SPT}							
	10	20	30	40	10	20	30	40
B (m)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)
0,00	855,60	1414,80	2438,10	4432,20	285	472	813	1477
0,50	909,34	1523,52	2668,72	4955,40	303	508	890	1652
1,00	963,08	1632,24	2899,34	5478,60	321	544	966	1826
1,50	1016,82	1740,96	3129,96	6001,80	339	580	1043	2001
2,00	1070,56	1849,68	3360,58	6525,00	357	617	1120	2175
2,50	1124,30	1958,40	3591,20	7048,20	375	653	1197	2349
3,00	1178,04	2067,12	3821,82	7571,40	393	689	1274	2524
3,50	1231,78	2175,84	4052,44	8094,60	411	725	1351	2698
4,00	1285,52	2284,56	4283,06	8617,80	429	762	1428	2873
4,50	1339,26	2393,28	4513,68	9141,00	446	798	1505	3047
5,00	1393,00	2502,00	4744,30	9664,20	464	834	1581	3221
5,50	1446,74	2610,72	4974,92	10187,40	482	870	1658	3396
6,00	1500,48	2719,44	5205,54	10710,60	500	906	1735	3570

Fonte: elalorada pelo autor

Figura 4.4 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelo método Terzaghi (1943), com variação dos valores de N_{SPT}



Fonte: elaborada pelo autor

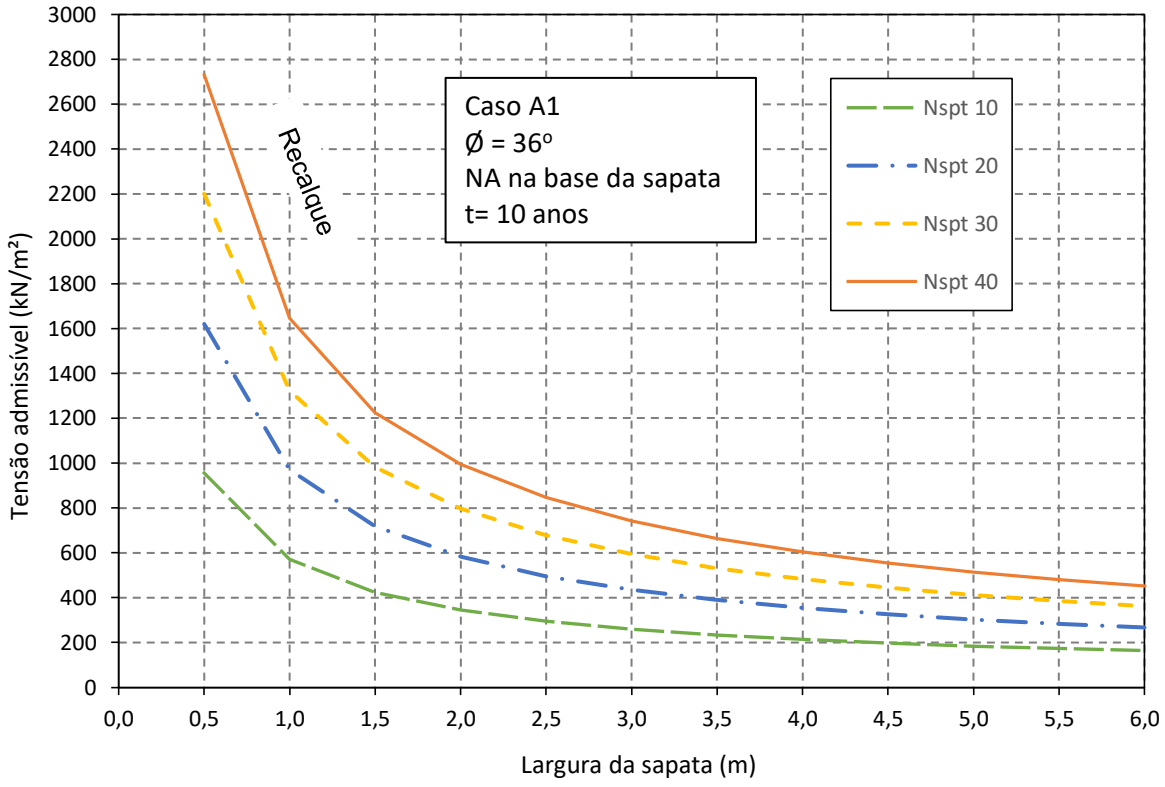
A variação do N_{SPT} também altera a tensão admissível pelo recalque: quanto maior o N_{SPT}, maior a tensão admissível pelo recalque, como mostrado na Tabela 4.5 e na Figura 4.5 para o caso A1, mas de forma menos drástica do que pela ruptura. Para o uso do método de Schmertmann *et al*. (1978) foi feito o mesmo procedimento descrito no tópico anterior.

Tabela 4.5 Análise do recalque pelo método de Schmertmann *et al*. (1978) para o caso A1, com variação dos valores de N_{SPT}

B	σ	Δp	cota σ'v	σ'v	Izp,máx	C1	σadm	σadm	σadm	σadm
(m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(m)	(kN/m2)			Nspt 10	Nspt 20	Nspt 30	Nspt 40
0,50	8400,00	8370,00	2,25	32,50	2,10	1,00	955,8	1620	2200,5	2730
1,00	2100,00	2070,00	2,50	35,00	1,27	0,99	570,2	969,5	1322	1646
1,50	933,33	903,33	2,75	37,50	0,99	0,98	423,6	719	982,1	1225
2,00	525,00	495,00	3,00	40,00	0,85	0,97	344,3	582,7	796,3	994
2,50	336,00	306,00	3,25	42,50	0,77	0,95	294,1	495,6	677,2	846
3,00	233,33	203,33	3,50	45,00	0,71	0,93	259,1	434,7	593,5	741,8
3,50	171,43	141,43	3,75	47,50	0,67	0,89	233,2	389,4	531,2	663,9
4,00	131,25	101,25	4,00	50,00	0,64	0,85	213,25	354,2	482,8	603,2
4,50	103,70	73,70	4,25	52,50	0,62	0,80	197,3	326	443,9	554,5
5,00	84,00	54,00	4,50	55,00	0,60	0,72	184,25	302,9	411,9	514,4
5,50	69,42	39,42	4,75	57,50	0,58	0,62	173,35	283,5	385	480,6
6,00	58,33	28,33	5,00	60,00	0,57	0,50	164,15	267,05	362,1	451,8

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.5 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelo método de Schmertmann *et al.* (1978), com mudança nos valores de N_{SPT}



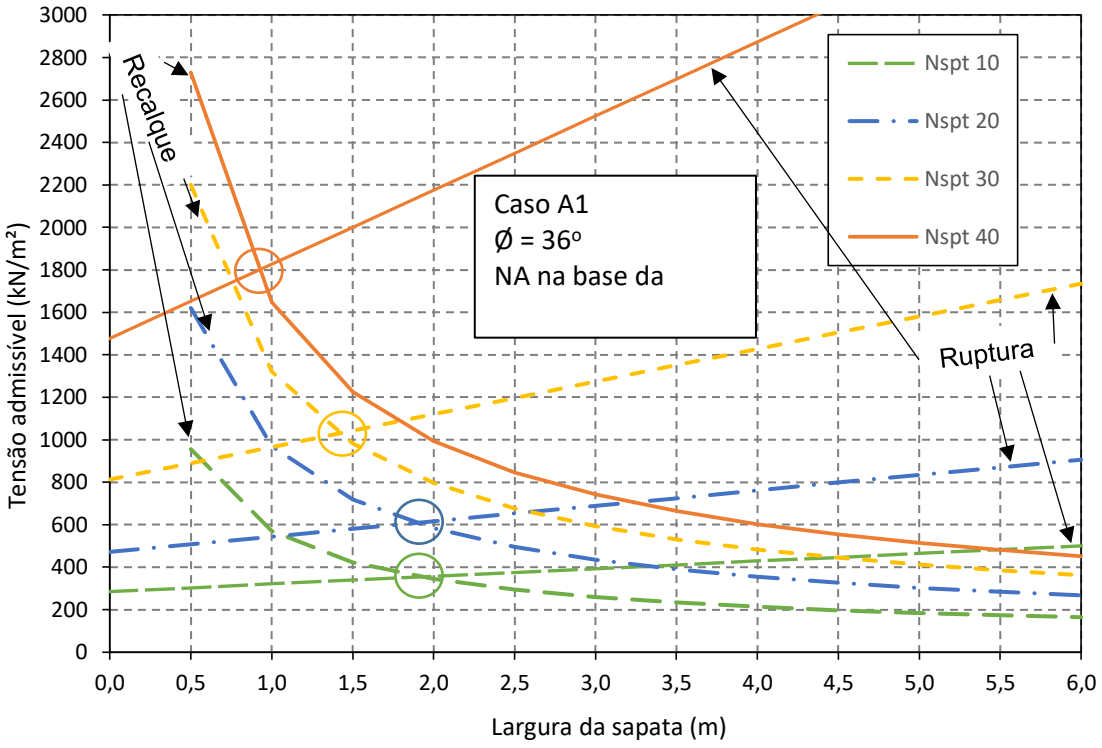
Fonte: elaborada pelo autor

Sobrepondo as Figuras 4.5 e 4.5, chegamos na Figura 4.6, em que é possível analisar a variação de B* com os valores do ensaio SPT.

A Figura 4.6 mostra que o N_{SPT} é um fator extremamente importante, senão o mais, para a análise da capacidade de carga em solos arenosos, tendo uma variação muito significativa entre os resultados com N_{SPT} diferentes. Isso mostra o quão importante é a qualidade como são feitos os ensaios SPT e poder confiar em seus resultados. Observa-se que a capacidade de carga é ainda mais influenciada pelo N_{SPT} do que o recalque, visto que as variações foram ainda maiores.

Os valores de B* são relativos ao encontro das curvas de recalque e ruptura na Figura 4.6 com o mesmo valor de N_{SPT} (representados pela mesma cor). Com o aumento do valor de N_{SPT}, houve um aumento da tensão admissível pela ruptura e pelo recalque. Devido à não uniformidade do aumento da tensão admissível pela capacidade de carga e pelo recalque, o valor de B* não se manteve constante. Ele passou de aproximadamente 1,9m, com N_{SPT} 10, para aproximadamente 0,9m, com N_{SPT} 40. Sendo assim, o aumento do valor de N_{SPT} diminui o valor de B* para o caso A1.

Figura 4.6 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann *et al*. (1978), com mudança nos valores de N_{SPT}



Fonte: elaborada pelo autor

Isso quer dizer que para elaboração de um projeto de fundação em sapata com essas características (caso A1) e com N_{SPT} de 10, a ruptura definiria a tensão admissível para sapatas de até 1,9m. Para N_{SPT} 40, a ruptura a definiria para sapatas de até 0,9m. Sendo assim, quanto maior o valor de N_{SPT}, maior a importância de considerar o recalque nos projetos de fundação em solo arenoso, visto que, dependendo da dimensão das sapatas e das cargas do projeto, o recalque definirá boa parte da tensão admissível.

4.1.3 Estudo da influência da presença do nível d'água

Para a análise da influência da presença do nível d'água no valor da tensão admissível e de B*, foram feitos os cálculos para o caso A2. Mantiveram-se todos os parâmetros do caso A, menos nível d'água, que foi adotado com NA à base da sapata, como no caso A, e sem a presença do NA, para poder analisar as duas situações (assumindo N_{SPT} constante).

A alteração do nível d'água muda a tensão efetiva no solo abaixo da sapata, que consequentemente modifica os valores da tensão admissível tanto pela ruptura quanto pelo recalque.

Para a capacidade de carga pela ruptura, a ausência do nível d'água altera o peso específico do solo, que afeta diretamente a equação de Terzaghi (1943). Observa-se na Tabela 4.6 e na Figura 4.7 que o aumento do nível d'água diminui a tensão admissível pela ruptura para o caso A2, e essa diferença é consideravelmente elevada com o aumento da base da sapata.

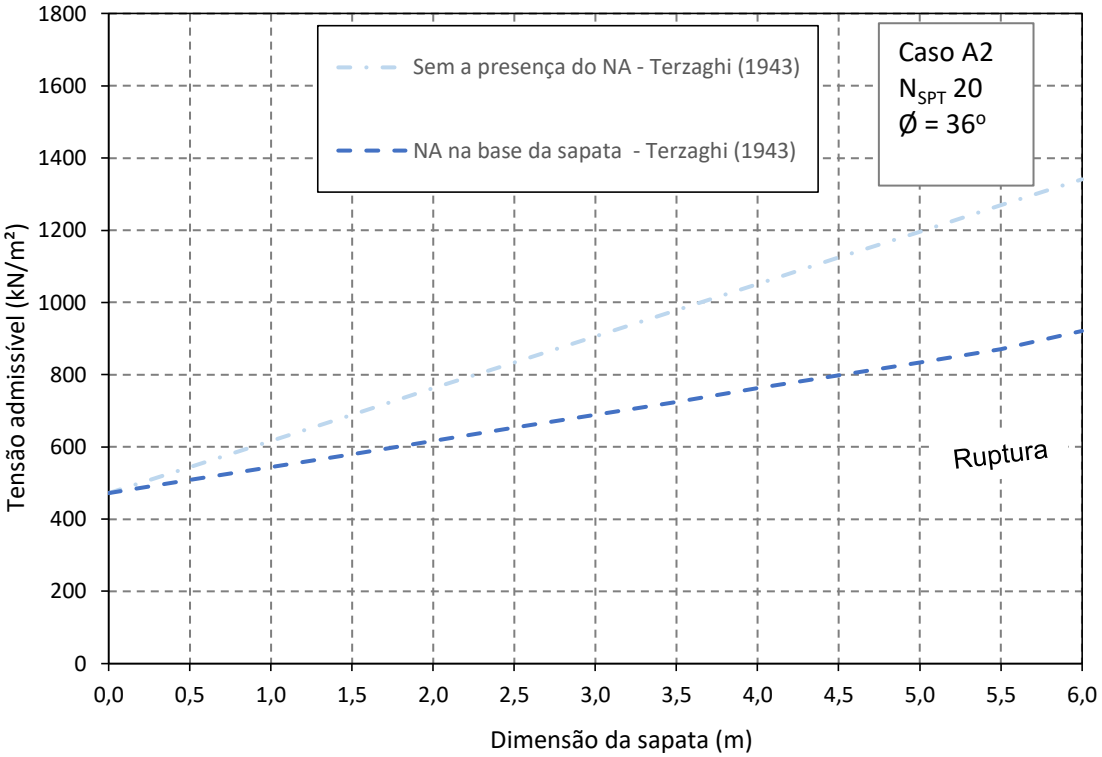
Tabela 4.6 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A2, com e sem a presença do NA

	Com NA	Sem NA	Com NA	Sem NA
B	σ_{ult}	σ_{ult}	σ_{adm}	σ_{adm}
(m)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)
0,0	1414,8	1414,8	472	472
0,5	1523,5	1632,2	508	544
1,0	1632,2	1849,7	544	617
1,5	1741,0	2067,1	580	689
2,0	1849,7	2284,6	617	762
2,5	1958,4	2502,0	653	834
3,0	2067,1	2719,4	689	906
3,5	2175,8	2936,9	725	979
4,0	2284,6	3154,3	762	1051
4,5	2393,3	3371,8	798	1124
5,0	2502,0	3589,2	834	1196
5,5	2610,7	3806,6	870	1269
6,0	2762,6	4024,1	921	1341

Fonte: elaborada pelo autor

Para o recalque pelo método de Schmertmann *et al*. (1978), a ausência de água altera a tensão efetiva abaixo da sapata, que altera também a tensão efetiva no ponto de I_z máximo e faz com que seja alterado o recalque e a tensão admissível por esse. Como é possível observar na Tabela 4.7 e na Figura 4.8, a presença de água diminui a capacidade de carga pelo recalque, mas sem muita significância.

Figura 4.7 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelo método Terzaghi (1943), com e sem a presença do NA



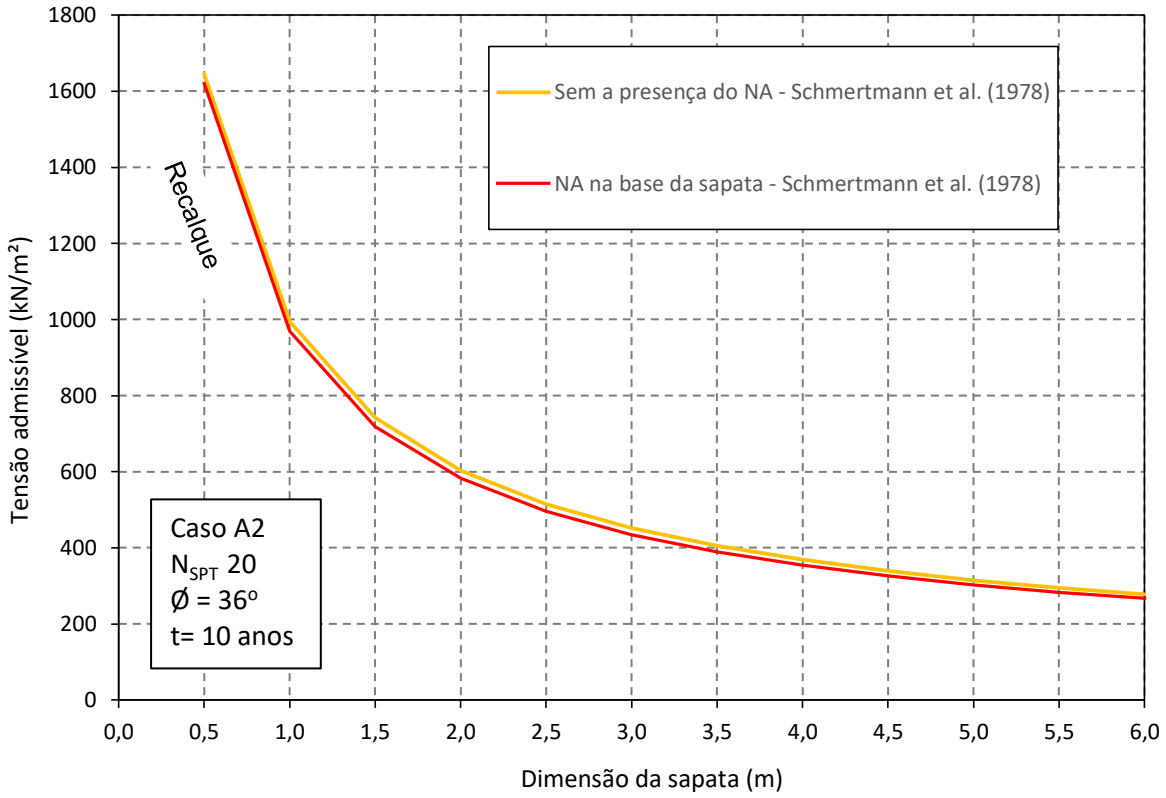
Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 4.7 Análise do recalque pelo método de Schmertmann *et al*. (1978) para o caso A2, com e sem a presença do NA

	Com NA	Sem NA
B	σ_{adm}	σ_{adm}
(m)	(kN/m²)	(kN/m²)
0,5	1620,0	1646,0
1,0	969,5	994,0
1,5	719,0	741,7
2,0	582,7	603,3
2,5	495,6	514,4
3,0	434,7	451,8
3,5	389,4	405,0
4,0	354,2	368,6
4,5	326,0	339,3
5,0	302,9	315,2
5,5	283,5	294,9
6,0	267,1	277,6

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.8 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelo método de Schmertmann *et al*. (1978), com e sem a presença do NA

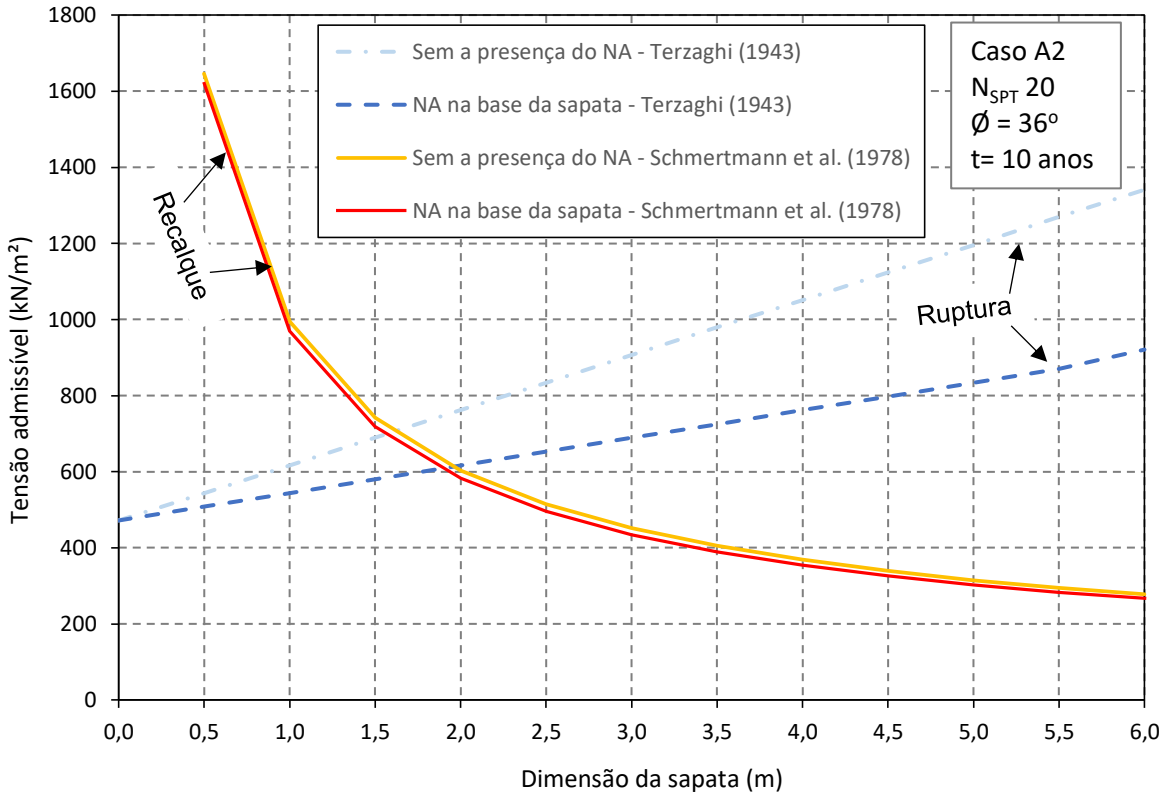


Fonte: elaborada pelo autor

Como mostrado na Figura 4.9, o valor de B* aumenta com a elevação do nível d'água, tendo seu valor mais afetado pela ruptura do que pelo recalque. Com a presença do NA, a ruptura define a tensão admissível para sapatas com até aproximadamente 1,9m para o caso A2, e sem a presença do NA, a ruptura define a tensão admissível para sapatas de até aproximadamente 1,6m para o mesmo caso.

O nível d'água é um fator importante para o cálculo da tensão admissível de uma sapata em solo arenoso, e essa importância aumenta com a elevação das dimensões da sapata, tornando a diferença entre seus valores com a variação do nível d'água cada vez mais significantes.

Figura 4.9 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A2 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann *et al.* (1978), com e sem a presença do NA



Fonte: elaborada pelo autor

4.1.4 Estudo da influência dos métodos de previsão do ângulo de atrito utilizados

Para a análise da influência do ângulo de atrito no valor da tensão admissível e de B*, foram feitos os cálculos para o caso A3, em que se mantiveram todos os parâmetros do caso A, menos o método de cálculo do ângulo de atrito, e foram utilizados os métodos de Teixeira (1996), Godoy (1983), Mello (1971) e Décourt (1991), com o objetivo de ter uma maior variedade de valores do ângulo de atrito para análise.

De acordo com o método utilizado para o cálculo do ângulo de atrito, houve diferentes resultados, mesmo que todos os outros fatores não sofressem alteração.

Pelo método de Godoy (1983), temos:

$$\emptyset = 28^o + 0{,}4N_{SPT} = 28 + 0{,}4.20 = 36^o \quad (97)$$

Para Teixeira (1996):

$$\emptyset = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^o = \sqrt{20.20} + 15 = 35^o \quad (98)$$

Pelo método de Mello (1971), de acordo com a Figura 2.1, para uma tensão vertical efetiva de 200kPa e um solo granular, há um ângulo de atrito de aproximadamente 37º.

Pelo método de Décourt (1991), é necessário corrigir o valor de N_{SPT} para N60:

$$N_{60} = \frac{N_i.ER_i}{60} = \frac{20.72}{60} = 24 \quad (99)$$

Pela Tabela 2.10, o valor do ângulo de atrito está entre 38º e 39º, sendo mais próximo de 38º. Então, para ter uma variação uniforme com os outros métodos de cálculo, foram utilizados os dois valores.

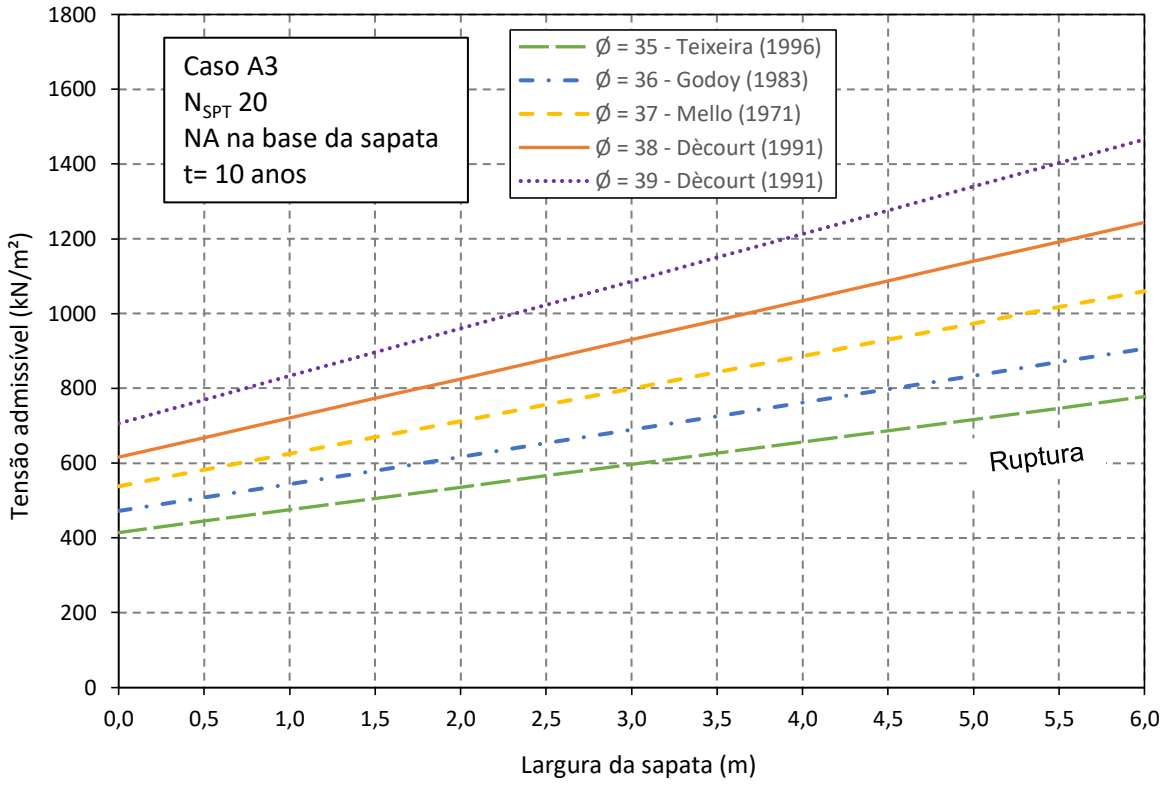
Os valores da tensão admissível para os valores de ângulo de atrito entre o intervalo de 35º a 39º no caso A3 foram mostrados na Tabela 4.8 e na Figura 4.10:

Tabela 4.8 Análise de capacidade de carga pelo método de Terzaghi (1943) para o caso A3, com variação dos valores do ângulo de atrito

ø	35	36	37	38	39	35	36	37	38	39
B (m)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)
0,00	1243,20	1414,80	1614,00	1846,50	2118,30	414	472	538	616	706
0,50	1334,02	1523,52	1744,54	2003,72	2308,36	445	508	582	668	769
1,00	1424,84	1632,24	1875,08	2160,94	2498,42	475	544	625	720	833
1,50	1515,66	1740,96	2005,62	2318,16	2688,48	505	580	669	773	896
2,00	1606,48	1849,68	2136,16	2475,38	2878,54	535	617	712	825	960
2,50	1697,30	1958,40	2266,70	2632,60	3068,60	566	653	756	878	1023
3,00	1788,12	2067,12	2397,24	2789,82	3258,66	596	689	799	930	1086
3,50	1878,94	2175,84	2527,78	2947,04	3448,72	626	725	843	982	1150
4,00	1969,76	2284,56	2658,32	3104,26	3638,78	657	762	886	1035	1213
4,50	2060,58	2393,28	2788,86	3261,48	3828,84	687	798	930	1087	1276
5,00	2151,40	2502,00	2919,40	3418,70	4018,90	717	834	973	1140	1340
5,50	2242,22	2610,72	3049,94	3575,92	4208,96	747	870	1017	1192	1403
6,00	2333,04	2719,44	3180,48	3733,14	4399,02	778	906	1060	1244	1466

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.10 Variação da capacidade de carga e da dimensão B da sapata para o caso A3 pelo método Terzaghi (1943), com mudança nos valores do ângulo de atrito



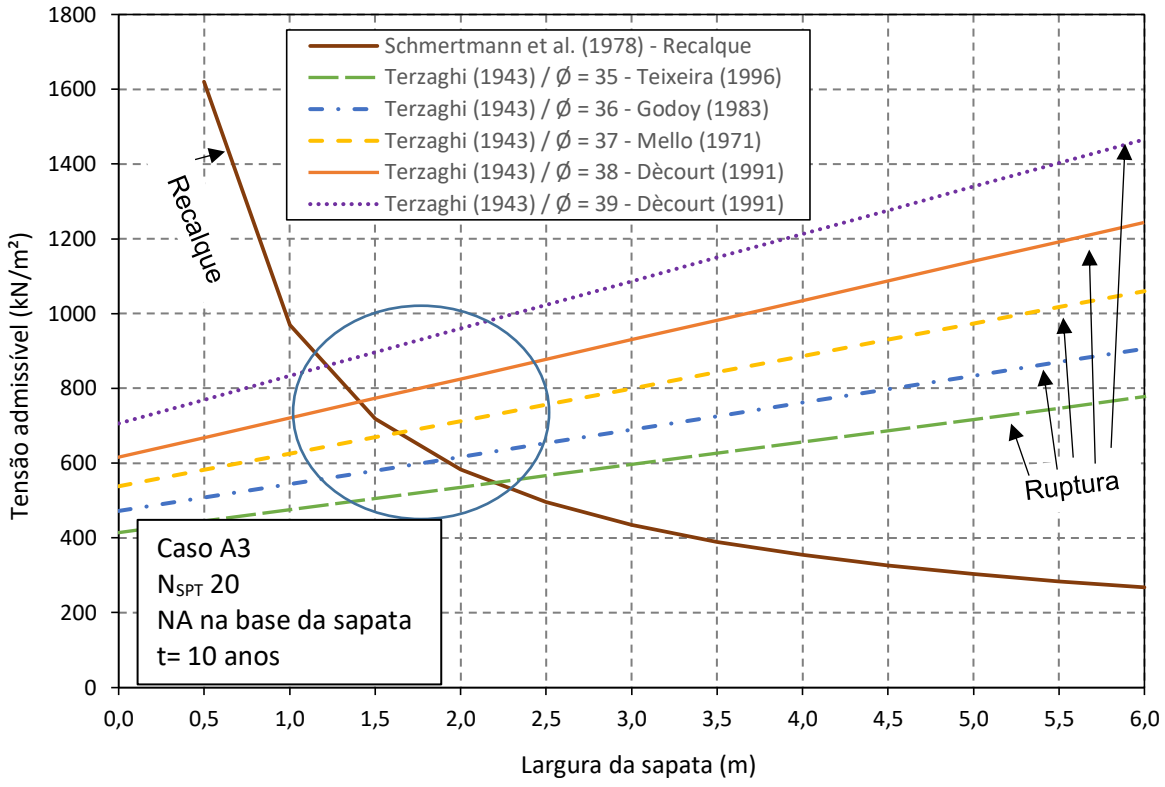
Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se na Figura 4.10 que a mudança é significativa dependendo do método adotado para o cálculo do ângulo de atrito do solo arenoso, com a capacidade de carga para um ângulo de atrito de 39º chegando a ser cerca de 80% maior que para um ângulo de atrito de 35º.

Pode-se observar que quanto menor o ângulo de atrito, menor a capacidade de carga pelo ELU da fundação. Sendo assim, o método de cálculo do ângulo de atrito de Teixeira (1996), que tem como resultado 35º, se mostrou o mais conservador, e o método de cálculo de Décourt (1991), que teve como resultado um valor entre 38º e 39º, se mostrou o método menos conservador para estimativa da tensão admissível pela ruptura.

A alteração do ângulo de atrito não influencia no recalque e, por isso, também não influi na tensão admissível pelo ELS. Sendo assim, chegamos ao gráfico da Figura 4.11, em que se sobrepõem os gráficos de tensão admissível pelo ELU e ELS.

Figura 4.11 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A3 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann *et al*. (1978), com mudança nos valores do ângulo de atrito



Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se que o valor de B* diminui com o aumento do ângulo de atrito. Entretanto, o valor da tensão admissível referente ao B* se eleva com o aumento do ângulo de atrito.

De acordo com o que é mostrado na Figura 4.11, o valor de B* diminui com o aumento do ângulo de atrito, influenciando apenas a tensão admissível pela ruptura. Para um ângulo de atrito de 35º, a ruptura define a tensão admissível para sapatas com até aproximadamente 2,15m para o caso A3. Com um ângulo de atrito de 39º, a ruptura define a tensão admissível para sapatas de até aproximadamente 1,2m para o mesmo caso.

Pode-se concluir que é extremamente importante fazer as duas análises (ELU e ELS) durante a elaboração de projetos de fundação. Se for feita apenas a análise de ruptura do conjunto solo-estrutura, desconsiderando o recalque, pode haver considerável erro na capacidade de carga da fundação. É possível citar um exemplo utilizando o resultado do método de Godoy (1983) da Figura 4.11: se fossemos elaborar um projeto para uma sapata quadrada de 3,0m de base considerando apenas o ELU, teríamos uma tensão admissível de quase 700kN/m², mas, na realidade, como é

necessário considerar também o recalque, essa tensão seria de, aproximadamente, 420kN/m². Isso seria um erro grosseiro muito contra a segurança, admitindo um acréscimo 2/3 acima da tensão admissível real. Por isso, é importante ter confiança no valor do ângulo de atrito utilizado, confirmando seu valor com ensaios de laboratório ou utilizando correlações empíricas regionais, se for possível.

4.1.5 Estudo da influência do tempo considerado

Para a análise da influência do tempo considerado no valor da tensão admissível e de B*, foram feitos os cálculos para o caso A4, em que se mantêm todos os parâmetros do caso A, exceto o valor do tempo considerado em cálculo, a fim de ter uma boa abrangência de resultados para análise.

O tempo é um fator importante para a capacidade de carga do solo, visto que os recalques não ocorrem imediatamente. Os métodos de capacidade de carga pela ruptura não consideram o fator tempo. Sendo assim, seus resultados não se alteram nesse tópico. Por outro lado, Schmertmann *et al*. (1978) considera o tempo pelo fator C2, dado pela equação 84.

O tempo utilizado para os cálculos pelo método de Schmertmann *et al*. (1978) não é uma unanimidade entre os projetistas, que utilizam valores entre 5 e 20 anos e alguns nem o consideram, para estimar o recalque imediato. A NBR 6122:2010 não define um tempo exato a se considerar nos projetos de fundação. O código de defesa do consumidor diz em seu artigo 27: “prescreve em 5 (cinco) anos a pretensão à reparação pelos danos causados por fato do produto ou do serviço, iniciando-se a contagem do prazo a partir do conhecimento do dano e de sua autoria” (BRASIL, 1990, p. 18). O antigo Código Civil de 1916, em seu artigo 1.245, também fixa em 5 anos a garantia da obra que o construtor deve dar ao contratante (BRASIL, 1916, p. 149).

Foram feitos os cálculos para os tempos de 0, 5, 10, 15 e 20 anos. Segue abaixo o fator tempo (C2) para cada um dos casos:

$$C_2 = 1 + 0{,}2.\,log\,\frac{5}{0{,}1} = 1{,}34 \tag{100}$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2.\,log\frac{10}{0{,}1} = 1{,}40 \tag{101}$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2.\,log\frac{15}{0{,}1} = 1{,}44 \tag{102}$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2.\,log\frac{20}{0{,}1} = 1{,}46 \tag{103}$$

E para recalque imediato (t=0), usa-se C2=1.

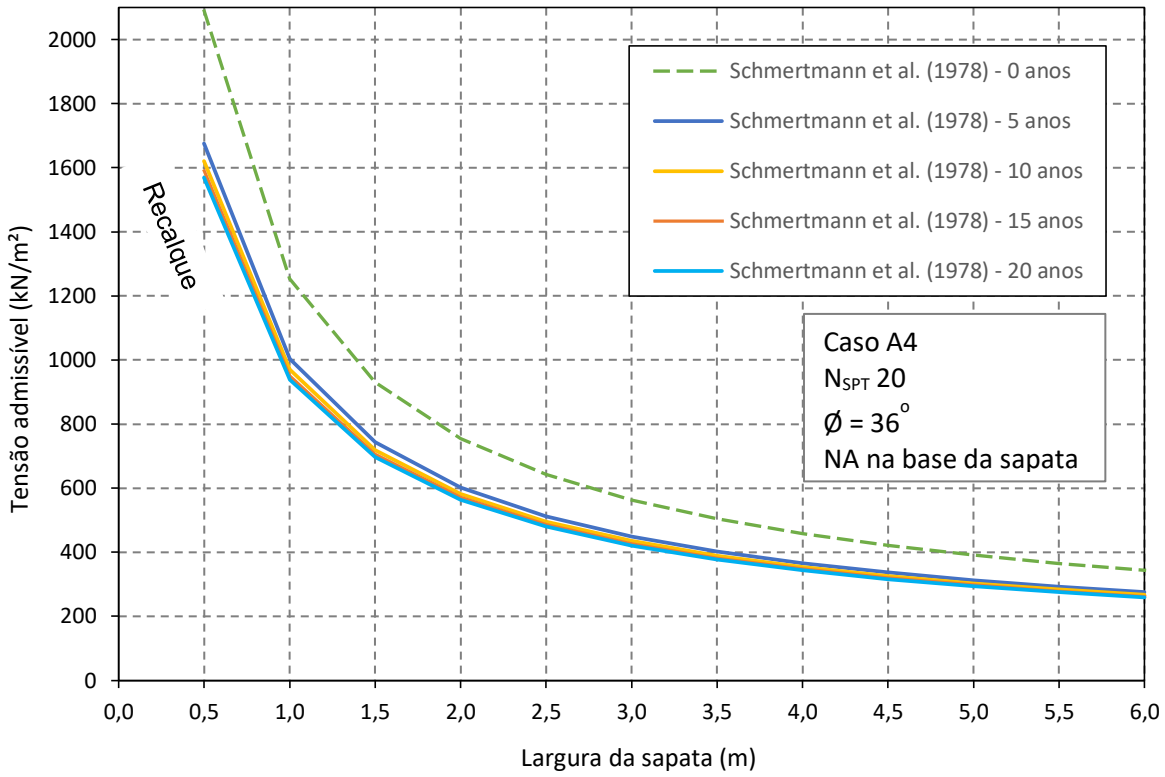
Os valores da tensão admissível para os tempos considerados entre o intervalo de 0 a 20 anos para o caso A4 podem ser observados na Tabela 4.9 e na Figura 4.12. Para o uso do método de Schmertmann *et al*. (1978), foi feito o mesmo procedimento descrito nos tópicos anteriores.

Tabela 4.9 Análise do recalque pelo método de Schmertmann *et al.* (1978) para o caso A4, com variação nos valores do tempo considerado

Tempo	0 anos	5 anos	10 anos	15 anos	20 anos
B	σ_{adm}	σ_{adm}	σ_{adm}	σ_{adm}	σ_{adm}
(m)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)
0,5	2089,0	1675,0	1620,0	1590,0	1569,0
1,0	1254,4	1002,8	969,5	951,3	938,7
1,5	931,5	743,9	719,0	705,5	696,2
2,0	755,0	602,7	582,7	571,6	564,2
2,5	642,0	512,6	495,6	486,3	479,9
3,0	562,8	449,5	434,7	426,5	421,0
3,5	503,8	402,6	389,4	382,1	377,1
4,0	457,8	366,2	354,2	347,6	343,1
4,5	421,0	337,0	326,0	320,0	315,9
5,0	390,7	313,0	302,9	297,4	293,6
5,5	365,2	293,0	283,5	278,4	274,9
6,0	343,6	275,9	267,1	262,2	258,9

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.12 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelo método de Schmertmann *et al.* (1978), com mudança nos valores do tempo considerado

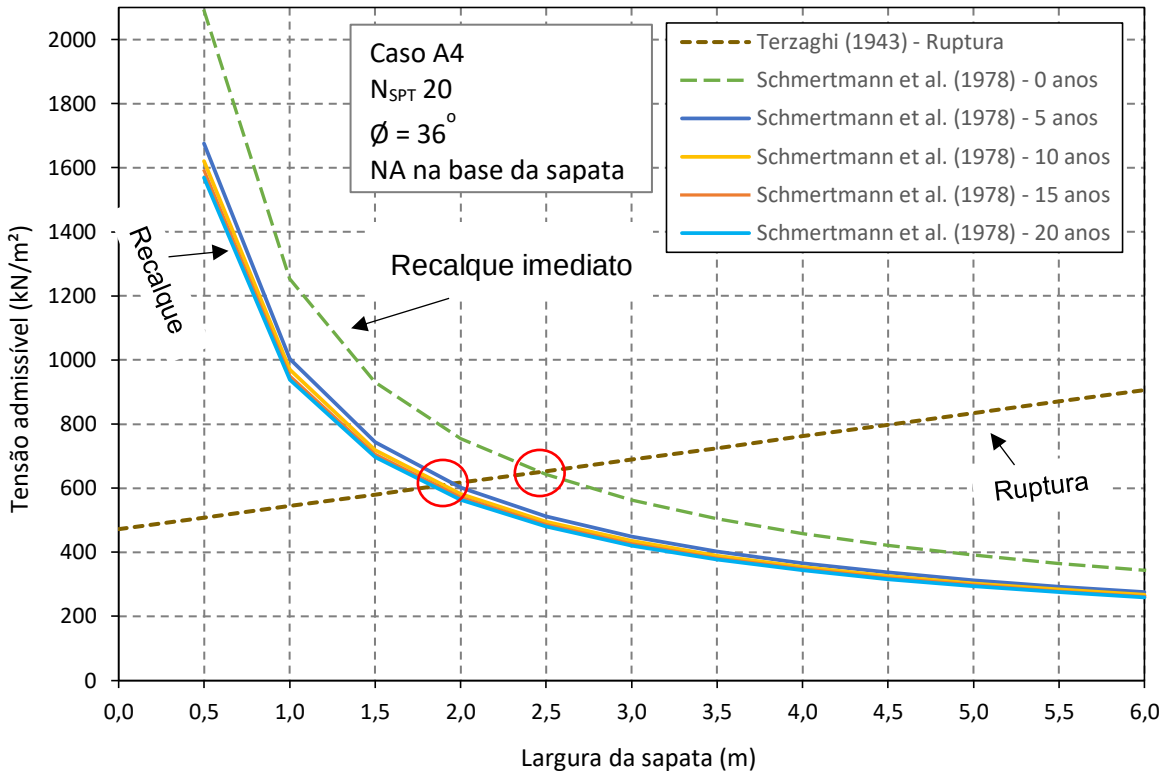


Fonte: elaborada pelo autor

Pela Figura 4.12, observa-se que a única diferença significativa é para o recalque imediato, pois as outras curvas estão bem próximas. Sendo assim, o importante é considerar o tempo no cálculo da capacidade de carga de fundações diretas em solos arenosos, mas é natural a discordância na utilização de um valor.

A alteração do valor considerado de tempo não influencia na ruptura e, por isso, também não age na capacidade de carga pelo ELU. Chegamos, então, ao gráfico da Figura 4.13, em que se sobrepõem os gráficos de tensão admissível pelo ELS e pelo ELU.

Figura 4.13 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann *et al*. (1978), com mudança nos valores do tempo considerado



Fonte: elaborada pelo autor

Pela Figura 4.13 observa-se que o valor de B* diminui com o aumento do tempo considerado, aumentando a importância do recalque com o tempo. Desconsiderando o tempo, o valor de B* está em torno de 2,4m para o caso A4, ou seja, a ruptura define a tensão admissível até 2,4m e depois passa a ser definida pelo recalque. Já considerando o tempo, o valor de B* fica entre 1,8m e 1,9m para o caso A4, dependendo do tempo adotado, sendo uma variação pouco significativa.

4.1.6 Estudo comparativo entre os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978)

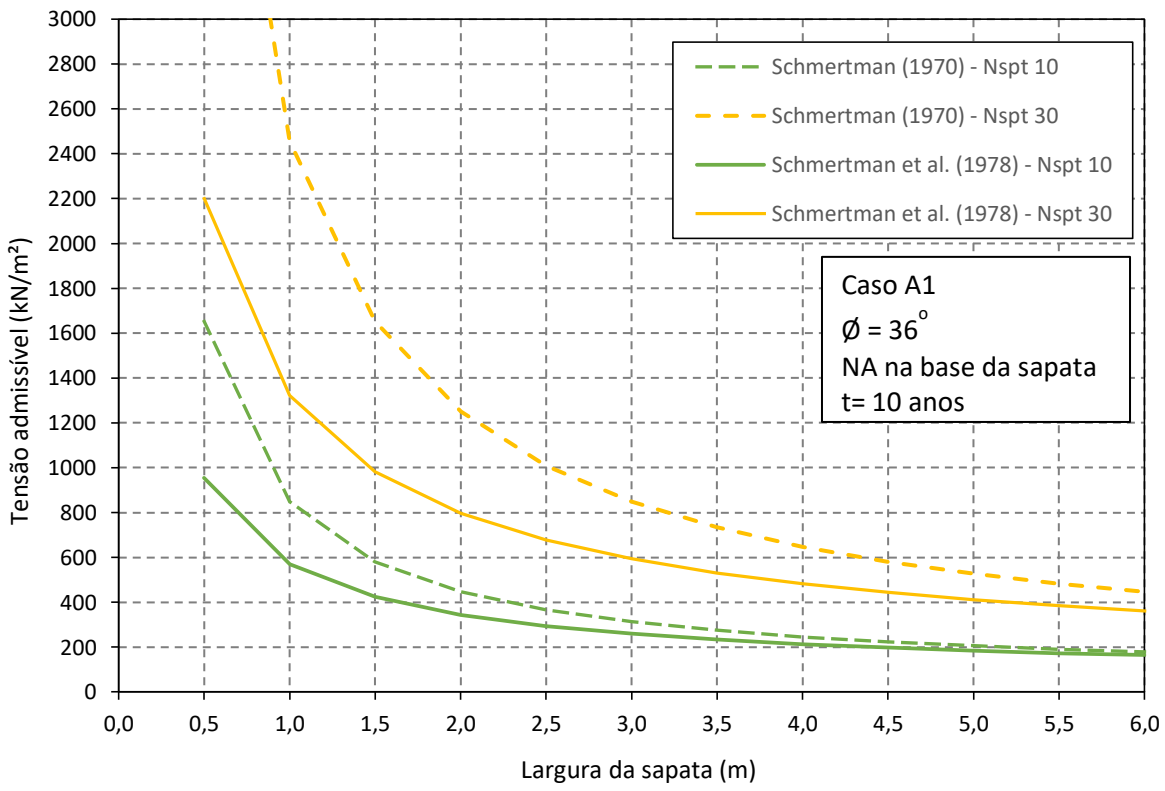
Como pode ser analisado na Figura 4.2, o método de Schmertmann *et al*. (1978) foi mais conservador que o método de Schmertmann (1970) para todos os valores de base B analisados, e essa diferença diminui consideravelmente com o aumento da base.

Os tópicos anteriores deste capitulo mostraram que os fatores (entre os analisados) que mais influenciam o recalque são N_{SPT} e tempo. Sendo assim será feita uma análise dos casos A1 (caso A variando o N_{SPT}) e A4 (caso A variando o tempo) para confirmar se o método de Schmertmann *et al*. (1978) será sempre mais conservador que o método de Schmertmann (1970) para todos os casos analisados nesta dissertação.

- Caso A1:

Como já mostrado pela Figura 4.2, o método de Schmertmann *et al.* (1978) é mais conservador que o método de Schmertmann (1970) para o caso A com um N_{SPT} de 20 golpes. Então, a Figura 4.14 mostra o caso A1 para 10 e 30 golpes, e pode-se constatar que o método de Schmertmann *et al.* (1978) continua mais conservador para todos os valores de B analisados. Essa diferença continua diminuindo com o aumento da base B da sapata, até o ponto em que os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) praticamente se encontram para o caso A com um N_{SPT} de 10 golpes e com a base B de 6,0 metros.

Figura 4.14 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A1 pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978), com mudança nos valores de N_{SPT}

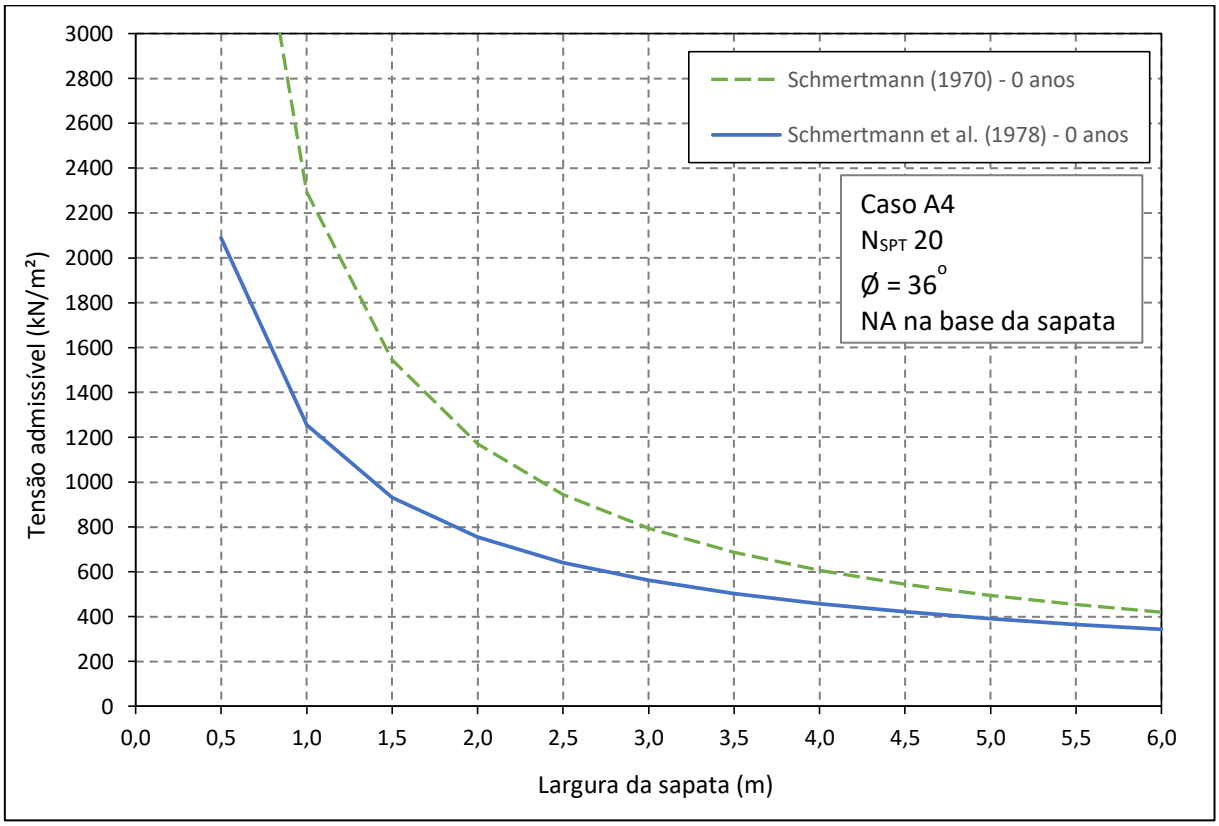


Fonte: elaborada pelo autor

- Caso A4:

Como nota-se na Figura 4.2, o método de Schmertmann *et al*. (1978) é mais conservador que o método de Schmertmann (1970) para o caso A com um tempo considerado de 10 anos. De acordo com a Figura 4.12, apenas existe variação significativa na tensão admissível alterando o tempo considerado para a comparação entre o recalque imediato e o não imediato, não tendo diferença significativa entre 5 e 20 anos. Então, a Figura 4.15 mostra o caso A4 para 0 anos, que constata que o método de Schmertmann *et al.* (1978) continua mais conservador para todos os valores de B analisados, e essa diferença continua diminuindo com o aumento da base B da sapata.

Figura 4.15 Variação da tensão admissível pelo recalque e da dimensão B da sapata para o caso A4 pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978), com mudança nos valores do tempo considerado



Fonte: elaborada pelo autor

Logo, podemos considerar que o método de Schmertmann *et al*. (1978) é sempre mais conservador que o método de Schmertmann (1970) para o caso A com os fatores analisados nesta dissertação.

4.2 Análise de resultados experimentais encontrados na literatura

Neste tópico é feita uma análise sobre as publicações com resultados experimentais já citados anteriormente, separadas em experimentos com medição de recalque e de capacidade de carga. Foram agrupados em tabelas de forma a conseguir analisar os erros de cada método calculado para cada solo analisado.

4.2.1 Métodos de recalque

A Tabela 4.10 mostra os dados do solo, formado por uma areia siltosa fina com sílica, e características das sapatas ensaiadas por Briaud (1999). Mostra também a tensão admissível para um recalque de 25mm e a previsão por diversos métodos de cálculo. Pelos resultados de Briaud (1999), o método de Schmertmann (1986) obteve os resultados mais próximos da realidade para 3 das 5 provas de carga, sendo essas 3 com maior valor de base da sapata. Para as bases menores, o método de Briaud (1992) se mostrou mais assertivo, para solos com as características especificadas.

A Tabela 4.11 apresenta o erro de cada método de previsão de recalque em relação aos resultados da prova de carga apresentados por Briaud (1999). De maneira geral, o método de Briaud (1992) apresentou menores erros, com apenas 25,3%, seguido pelo método de Schmertmann (1986), com 29,0% de erro. Entre os diversos métodos utilizados, o erro médio variou entre 25,3% e 76,3%, mostrando uma grande variabilidade entre os métodos existentes.

Lutenegger e Degroot (1995) utilizaram os resultados experimentais de Briaud e Gibbens (1994) e métodos teóricos de previsão de recalque para fazer uma análise entre tensão prevista e medida em campo para um recalque de 25mm. A Tabela 4.12 mostra as características do solo e das fundações ensaiadas e as tensões admissíveis experimentais e teóricas. O método de Parry (1977) foi o que obteve melhores resultados e bem próximos da realidade para as duas provas de carga com bases maiores. Para as sapatas de 1 e 1,5 metro, os métodos de Spangler e Handy (1982) e McCarthy (1977), respectivamente, obtiveram os melhores resultados, porém ainda foram bem distantes dos resultados das provas de carga.

Tabela 4.10 Valores de previsão e medição da tensão para um recalque de 25mm por Briaud (1999) para uma areia siltosa fina

Referência		Briaud (1999) 1	Briaud (1999) 2	Briaud (1999) 3	Briaud (1999) 4	Briaud (1999) 5
Experimento $q_{25\ mm}$ (kPa)		850	667	576	500	500
q_{25mm} estimado (kPa)	Briaud (1992)	904	584	386	313	313
	Burland & Burbidge (1984)	733	510	348	311	311
	De Beer (1965)	1140	357	99	66	66
	Ménard & Rousseau (1962)	247	175	103	113	113
	Meyerhof – CPT (1965)	288	198	118	102	102
	Meyerhof – SPT (1965)	195	185	160	157	157
	Peck & Bazaraa (1967)	1042	844	663	631	631
	Peck, Hanson & Thornburn (1974)	319	319	317	328	328
	Schmertmann – CPT (1970)	455	326	236	217	217
	Schmertmann – DMT (1986)	1300	962	658	584	584
	Schultze & Sherif (1973)	1465	1162	760	650	650
	Terzaghi & Peck (1967)	287	235	199	164	164
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica
	D (m)	0,71	0,76	0,76	0,76	0,89
	B (m)	1	1,5	2,5	3	3
	L (m)	1	1,5	2,5	3	3
	ϒ (kN/m^3)	15,5	15,5	15,5	15,5	15,5
	Ø (º)	32	32	32	32	32
	N_{SPT} médio	15	15	15	15	15

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Briaud (1999)

Tabela 4.11 Erros dos métodos de previsão de recalque utilizados por Briaud (1999) para uma areia siltosa fina

Referência		Briaud (1999)					Erro Médio
		1	2	3	4	5	
Erro	Briaud (1992)	6,4%	12,4%	33,0%	37,4%	37,4%	25,3%
	Burland & Burbidge (1984)	13,8%	23,5%	39,6%	37,8%	37,8%	30,5%
	De Beer (1965)	34,1%	46,5%	82,8%	86,8%	86,8%	67,4%
	Ménard & Rousseau (1962)	70,9%	73,8%	82,1%	77,4%	77,4%	76,3%
	Meyerhof – CPT (1965)	66,1%	70,3%	79,5%	79,6%	79,6%	75,0%
	Meyerhof – SPT (1965)	77,1%	72,3%	72,2%	68,6%	68,6%	71,7%
	Peck & Bazaraa (1967)	22,6%	26,5%	15,1%	26,2%	26,2%	23,3%
	Peck, Hanson & Thornburn (1974)	62,5%	52,2%	45,0%	34,4%	34,4%	45,7%
	Schmertmann – CPT (1970)	46,5%	51,1%	59,0%	56,6%	56,6%	54,0%
	Schmertmann – DMT (1986)	52,9%	44,2%	14,2%	16,8%	16,8%	29,0%
	Schultze & Sherif (1973)	72,4%	74,2%	31,9%	30,0%	30,0%	47,7%
	Terzaghi & Peck (1967)	66,2%	64,8%	65,5%	67,2%	67,2%	66,2%

Fonte: elaborada pelo autor

Obs.: $\boldsymbol{Erro} = \left|\frac{experimental - teórico}{experimental}\right|$

Tabela 4.12 Valores de previsão e medição da tensão para um recalque de 25mm calculados por Lutenegger e Degroot (1995) com resultados experimentais de Briaud e Gibbens (1994)

Referência		Luten. e Degr. (1995) 1	Luten. e Degr. (1995) 2	Luten. e Degr. (1995) 3	Luten. e Degr. (1995) 4
Experimento $q_{25\ mm}$ (kPa)		850	667	576	500
q_{25mm} estimado (kPa)	Terzaghi & Peck (1948)	193	180	158	156
	Peck, Hanson & Thornburn (1953)	-	192	152	151
	Meyerhof (1956, 1965)	201	194	169	163
	Sowers (1962)	235	235	235	235
	Bowles (1968)	322	306	257	245
	Bowles (1982)	336	307	264	256
	McCarthy (1977)	-	441	351	319
	Parry (1977)	1400	933	560	467
	Spangler & Handy (1982)	582	371	227	193
	Van der Vlugt & Rosenthal (1989)	85	130	200	180
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica
	D (m)	0,71	0,76	0,76	0,76
	B (m)	1	1,5	2,5	3
	L (m)	1	1,5	2,5	3
	ϒ (kN/m^3)	15,5	15,5	15,5	15,5
	Ø (º)	32	32	32	32
	N_{SPT} médio	15	15	15	15

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Lutenegger e Degroot (1995)

Noguchi (2012) e Duarte (2006) realizaram provas de carga que não chegaram à ruptura, mas em que foram possível medir o recalque causado. A Tabela 4.13 apresenta as características do solo e da fundação para cada uma das pesquisas, além da carga ensaiada, do recalque medido e dos teóricos estimados por diversos métodos. Para os estudos de Noguchi (2012), o método de Décourt (1992) foi o único que se aproximou consideravelmente do resultado medido pela prova de carga. Para a pesquisa de Duarte (2006), o método de Ménard *et al*. (1962) apresentou melhores resultados. O único método comum entre os dois estudos foi o de Schmertmann *et al.* (1978), que não apresentou resultados próximos aos medidos em campo para nenhum dos dois casos. Isso pode ser explicado pela grande quantidade de finos nos

solos ensaiados, pois, originalmente, o método de Schmertmann *et al.* (1978) foi desenvolvido para o cálculo de recalques em solos arenosos.

Tabela 4.13 Valores de previsão e medição de recalque para provas de carga realizadas por Noguchi (2012) e Duarte (2006)

Referencia		Noguchi (2012) 1	Duarte (2006) 1
Experimento recalque (mm)		4,15	6,4
q_u estimado (kPa)	Schmertmann *et al*. (1978)	10,65	13,7
	Schultze & Sherif (1973)	10,4	
	Décourt (1992)	4,6	
	Burland & Burbidge (1985)	7,5	
	Anagnostopoulos, Papadopoulos & Kavvadas (1991)	22	
	Bazaraa (1967)	11,4	
	Meyerhof (1976)	16,46	
	PMT - Ménard *et al.* (1962)		6,15
	SPT - Lei de Hooke		7,5
	DMT - Marchetti *et al.* (1997)		5
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Argila = 41%; Silte = 31%; Areia = 28%	Argila = 51%; Silte = 19%; Areia = 30%
	D (m)	0,1	0,4
	B (m)		0,8
	L (m)		0,8
	Diâmetro (m)	0,4	
	Υ (kN/m^3)	20,8	16,44
	Ø (º)	19	21
	c (kPa)	67	65,2
	N_{SPT} médio	30,0	10
	e_o	0,6	1,397
	S_o (%)	96,0	
	Carga (kPa)	600	98
	OCR		3,3

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Noguchi (2012) e Duarte (2006)

A Tabela 4.14 apresenta o erro de cada método de previsão de recalque em relação aos resultados das provas de carga apresentadas por Noguchi (2012) e Duarte (2006). De maneira geral, o método de Décourt (1992) apresentou menores erros para a prova de carga de Noguchi (2012), com apenas 10,8%, e o método de Ménard *et al*. (1962) apresentou menores erros para a prova de carga de Duarte (2006), com apenas 3,9%. Os outros métodos tiveram erros bastante acima do que os mencionados

anteriormente. O método de Schmertmann *et al.* (1978) apresentou erro bastante elevado nas duas situações, com 156,6% para Noguchi (2012) e 114,1% para Duarte (2006). Isso pode se justificar pelo alto valor de coesão apresentado pelo solo nas duas situações, visto que os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) foram originalmente desenvolvidos para solos arenosos.

Tabela 4.14 Erros dos métodos de previsão de recalque utilizados por Noguchi (2012) e Duarte (2006)

Referência		**Noguchi (2012) 1**	**Duarte (2006) 1**
Erro médio		185,7%	39,3%
Erro	Schmertmann *et al*. (1978)	156,6%	114,1%
	Schultze & Sherif (1973)	150,6%	
	Décourt (1992)	10,8%	
	Burland & Burbidge (1985)	80,7%	
	Anagnostopoulos, Papadopoulos & Kavvadas (1991)	430,1%	
	Bazaraa (1967)	174,7%	
	Meyerhof (1976)	296,6%	
	PMT - Ménard *et al.* (1962)		3,9%
	SPT - Lei de Hooke		17,2%
	DMT - Marchetti *et al.* (1997)		21,9%

Fonte: elaborada pelo autor

Os resultados observados nas tabelas anteriores, que comparam os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Briaud (1999), Noguchi (2012) e Duarte (2006), mostram que:

- A variedade de métodos utilizados foi bastante elevada;
- Nenhum método foi utilizado em todos os estudos, mas pelo menos o de Schmertmann (1970) ou o de Schmertmann *et al*. (1978) foi usado sempre;
-Para as provas de carga realizadas por Briaud (1999), o método mais confiável foi Peck & Bazaraa (1967), com apenas 23,3% de erro, seguido por Briaud (1992), com 25,3%, e Schmertmann (1986), com 29,0%;
- Para o experimento de Noguchi (2012), o método mais confiável foi de Décourt (1992), com 10,8% de erro;
- Para o experimento de Duarte (2006), o método mais confiável foi de Ménard *et al* (1962), com 3,9% de erro;

- O método de Schmertmann *et al.* (1978) apresentou erro bastante elevado nas duas situações, com 156,6% para Noguchi (2012) e 114,1% para Duarte (2006), provavelmente pelo alto valor de coesão apresentado pelo solo nas duas situações, visto que os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) foram originalmente desenvolvidos para solos arenosos.

4.2.2 Métodos de capacidade de carga

Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012) realizaram pesquisas em que executaram provas de carga que definiram uma tensão de ruptura experimental, e calcularam a previsão de capacidade pela ruptura por diversos métodos existentes. As características dos solos e das fundações ou placas de ensaio e algumas outras das pesquisas já foram abordadas anteriormente neste trabalho. As Tabelas 4.15a a 4.15d são originalmente uma tabela, apenas, dividida para ser apresentada por completo, e mostram resumidamente as características dos solos e das fundações ou placas ensaiadas, bem como a tensão de ruptura obtida nos ensaios e as previstas por diversos métodos de cálculo conhecidos na literatura, com os principais nomes já abordados nesta dissertação.

Tabela 4.15a Comparações entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências		**Muhs (1969) 1**	**Muhs (1969) 2**	**Muhs (1969) 3**	**Muhs (1969) 4**	**Milovie (1965) 1**	**Milovie (1965) 2**	**Milovie (1965) 3**	**Milovie (1965) 4**
Experimento q_u (kPa)		**1080**	**1220**	**2420**	**3300**	**410**	**550**	**220**	**260**
q_u estimado (kPa)	Terzaghi (1943)	940	920	2290	1970	430	650	250	290
	Meyerhof (1963)	820	1030	2640	2840	480	760	230	300
	Hansen (1970)	720	980	2370	2340	500	800	220	310
	Vésic (1973)	810	1040	2510	2470	510	820	230	320
	Balla (1962)	1400	1530	3580	3300	600,0	920	260	380
	Vargas (1955)								
	Briaud (1992)								
	Briaud (1993)								
Dados do sistema sapata-solo	Solo								
	D (m)	0	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5	0,0	0,3
	B (m)	0,5	0,5	0,5	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
	L (m)	2	2,0	2,0	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
	Diâmetro (m)								
	Υ (kN/m^3)	15,6	16,38	17,06	17,06	17,65	17,65	17,06	17,06
	Ø (º)	38,5	36,25	40,75	38,5	22	25	20	20
	c (kPa)	6,37	3,92	7,8	7,8	12,75	14,7	9,8	9,8
	N_{SPT} médio								
	e_o								
	S_o (%)								

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012)

Tabela 4.15b Comparações entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências		**Mello J. (2002) 1**	**Mello J. (2002) 2**	**Mello J. (2002) 3**	**Mello J. (2002) 4**	**Mello J. (2002) 5**	**Mello J. (2002) 6**
Experimento q_u (kPa)		**585**	**380**	**275**	**235**	**360**	**415**
q_u estimado (kPa)	Terzaghi (1943)	985,1	444,5	567,7	560,1	428,3	453,7
	Meyerhof (1963)	917,7	412	522,5	513,5	395,9	423,2
	Hansen (1970)	924	408,5	518,6	514	389,2	414,2
	Vésic (1973)	1118,5	501,8	637,8	628,1	482,2	513,4
	Balla (1962)						
	Vargas (1955)						
	Briaud (1992)						
	Briaud (1993)						
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Areia muito argilosa	Areia muito argilosa	Areia muito argilosa	Areia muito argilosa	Areia muito argilosa	*Areia muito argilosa
	D (m)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	B (m)						
	L (m)						
	Diâmetro (m)	0,33	0,5	0,8	0,5	0,8	0,8
	Υ (kN/m^3)	18,3	18,9	17,1	16,9	18,0	18,8
	Ø (º)	32	30	29	29	29	30
	c (kPa)	53	26	35	35	26	26
	N_{SPT} médio	7,3	4,9	4,4	4,9	4,5	4,4
	e_o	0,56	0,61	0,75	0,7	0,72	0,65
	S_o (%)	52,34	72,62	39,21	41,86	60	77,19

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012)

*Solo com inundação prévia

Tabela 4.15c Comparações entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências		**Briaud (1999) 1**	**Briaud (1999) 2**	**Briaud (1999) 3**	**Briaud (1999) 4**	**Briaud (1999) 5**
Experimento q_u (kPa)		**1740****	**1511****	**1136****	**1000****	**1139****
q_u estimado (kPa)	Terzaghi (1943)	619	740	829	826	826
	Meyerhof (1963)	832	991	1058	1034	1034
	Hansen (1970)	772	814	769	730	730
	Vésic (1973)	825	896	885	885	855
	Balla (1962)					
	Vargas (1955)					
	Briaud (1992)	872	779	781	783	783
	Briaud (1993)	1743	1608	1737	1892	1892
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica	Areia siltosa fina com sílica
	D (m)	0,71	0,76	0,76	0,76	0,89
	B (m)	1,0	1,5	2,5	3,0	3,0
	L (m)	1,0	1,5	2,5	3,0	3,0
	Diâmetro (m)					
	Υ (kN/m^3)	15,5	15,5	15,5	15,5	15,5
	Ø (°)	32	32	32	32	32
	c (kPa)					
	N_{SPT} médio	15	15	15	15	15
	e_o					
	S_o (%)					

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012)

**Tensão para um recalque de 150mm

Tabela 4.15d Comparações entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências		**Noguchi (2012) 1**	**Noguchi (2012) 2**	**Noguchi (2012) 3**	**Noguchi (2012) 4**	**Lopes (1997) 1**
Experimento q_u (kPa)		**1280**	**1320**	**1170**	**1200**	**1220**
q_u estimado (kPa)	Terzaghi (1943)	1347,0	1347,0	1347,0	1347,0	1264,1
	Meyerhof (1963)	1365,0	1365,0	1365,0	1365,0	1651,6
	Hansen (1970)	1402,0	1402,0	1402,0	1402,0	
	Vésic (1973)	1407,0	1407,0	1407,0	1407,0	
	Balla (1962)					
	Vargas (1955)					680
	Briaud (1992)					
	Briaud (1993)					
Dados do sistema sapata-solo	Solo	Argila = 41%; Silte = 31%; Areia = 28%	Argila = 41%; Silte = 31%; Areia = 28%	Argila = 41%; Silte = 31%; Areia = 28%	Argila = 41%; Silte = 31%; Areia = 28%	Argila = 11%; Silte = 32%; Areia = 57%
	D (m)	0,1	0,1	0,1	0,1	1,0
	B (m)					1,2
	L (m)					1,2
	Diâmetro (m)	0,4	0,4	0,4	0,4	
	Υ (kN/m^3)	20,8	20,8	20,8	20,8	
	Ø (º)	19	19	19	19	10,0
	c (kPa)	67	67	67	67	59,0
	N_{SPT} médio	30	30	30	30	
	e_o	0,6	0,6	0,6	0,6	
	S_o (%)	96,0	96,0	96,0	96,0	

Fonte: elaborada pelo autor com dados de Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012)

As Tabelas 4.16a a 4.16c são originalmente uma tabela, apenas, que foi dividida para poder ser apresentada por completo. Elas mostram os erros entre os métodos de previsão de ruptura e as tensões de ruptura obtidas por meio das provas de carga citadas anteriormente. Apenas as provas utilizadas por Briaud (1999) não foram utilizadas nesta análise, por não apresentarem um valor de tensão de ruptura confiável. Apresentam também o valor do erro médio para cada experimento e para cada método de previsão utilizado.

Tabela 4.16a Erros entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências	**Muhs (1969) 1**	**Muhs (1969) 2**	**Muhs (1969) 3**	**Muhs (1969) 4**	**Milovie (1965) 1**	**Milovie (1965) 2**	**Milovie (1965) 3**	**Milovie (1965) 4**
Erro médio	25,0%	20,0%	13,6%	21,7%	22,9%	43,6%	8,2%	23,1%
Terzaghi (1943)	13,0%	24,6%	5,4%	40,3%	4,9%	18,2%	13,6%	11,5%
Meyerhof (1963)	24,1%	15,6%	9,1%	13,9%	17,1%	38,2%	4,5%	15,4%
Hansen (1970)	33,3%	19,7%	2,1%	29,1%	22,0%	45,5%	0,0%	19,2%
Vésic (1973)	25,0%	14,8%	3,7%	25,2%	24,4%	49,1%	4,5%	23,1%
Balla (1962)	29,6%	25,4%	47,9%	0,0%	46,3%	67,3%	18,2%	46,2%

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 4.16b Erros entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências	**Mello J. (2002) 1**	**Mello J. (2002) 2**	**Mello J. (2002) 3**	**Mello J. (2002) 4**	**Mello J. (2002) 5**	**Mello J. (2002) 6**
Erro médio	68,6%	16,2%	104,2%	135,7%	17,8%	8,8%
Terzaghi (1943)	68,4%	17,0%	106,4%	138,3%	19,0%	9,3%
Meyerhof (1963)	56,9%	8,4%	90,0%	118,5%	10,0%	2,0%
Hansen (1970)	57,9%	7,5%	88,6%	118,7%	8,1%	0,2%
Vésic (1973)	91,2%	32,1%	131,9%	167,3%	33,9%	23,7%
Balla (1962)						

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 4.16c Erros entre os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs (1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002) e Noguchi (2012), com as características do solo e das fundações/placas ensaiadas

Referências	**Lopes (1997) 1**	**Noguchi (2012) 1**	**Noguchi (2012) 2**	**Noguchi (2012) 3**	**Noguchi (2012) 4**	**Erro Médio**
Erro médio	21,5%	7,8%	4,6%	18,0%	15,0%	31,3%
Terzaghi (1943)	5,3%	5,2%	2,0%	15,1%	12,3%	27,9%
Meyerhof (1963)	37,6%	6,6%	3,4%	16,7%	13,8%	26,4%
Hansen (1970)		9,5%	6,2%	19,8%	16,8%	28,0%
Vésic (1973)		9,9%	6,6%	20,3%	17,3%	39,1%
Balla (1962)						35,1%

Fonte: elaborada pelo autor

Os resultados mostrados nas tabelas anteriores, que comparam os valores de previsão e medição de capacidade de carga para provas de carga realizadas por Muhs

(1969), Milovie (1965), Lopes (1997), Mello Junior (2002), Briaud (1999) e Noguchi (2012) mostram que:

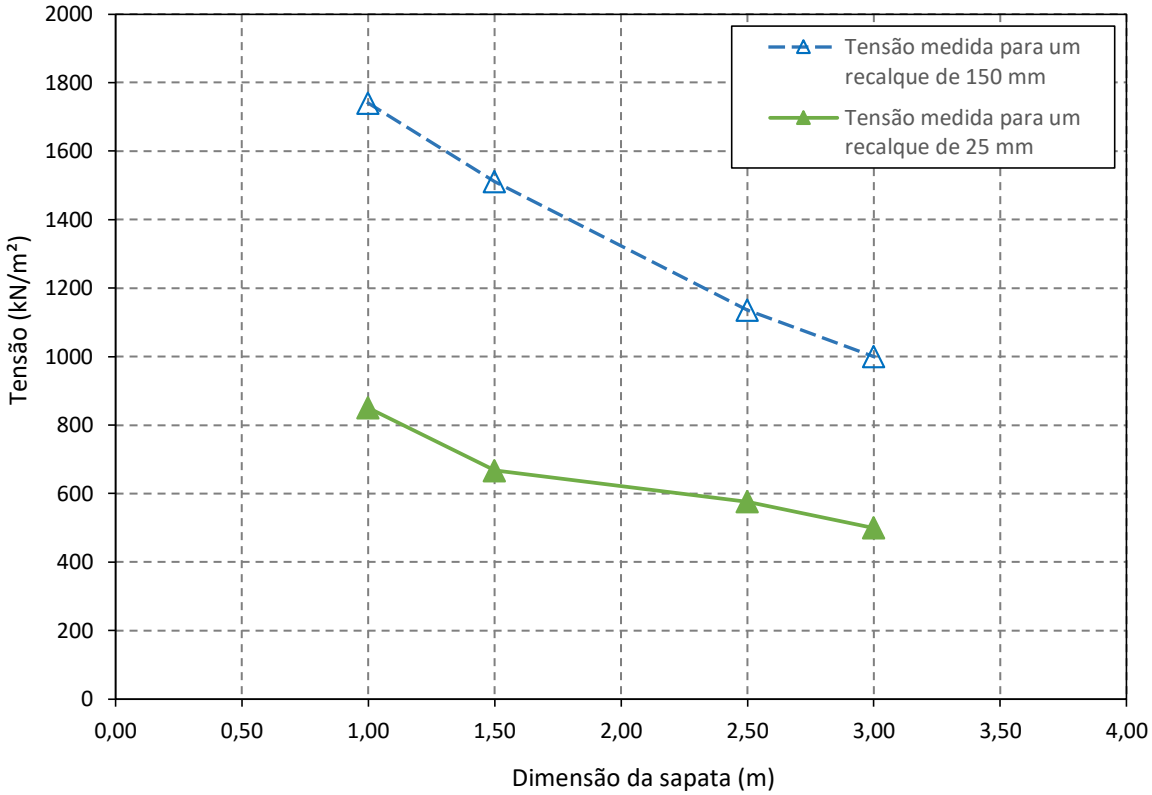
- Os métodos de Briaud (1992, 1993) foram utilizados apenas por esse mesmo autor em 1999, assim como o método de Vargas (1955) foi utilizado apenas por Lopes (1997);
- Os métodos de Hansen (1970) e Vésic (1973) só não foram utilizados por Lopes (1997);
- Os métodos de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951, 1963) foram utilizados por todos os pesquisadores abordados neste trabalho, se mostrando como os métodos mais populares entre estes pesquisadores;
- De modo geral, o método de Terzaghi (1943) se mostrou o mais assertivo, com melhores resultados em 9 das 24 provas de carga realizadas;
- Dentre os quatro métodos mais utilizados, o método de Vésic (1973) foi o que obteve menor número de resultados assertivos, com apenas um em 23 provas de carga em que ele foi utilizado;
- Terzaghi (1943) também mostrou ter o melhor método para cálculo da capacidade de carga para solos muito coesivos, tendo o melhor resultado para 5 das 6 provas de carga com coesão maior que 40kPa, sendo o melhor resultado em todas as 5 provas de carga com maiores valores de coesão;
- Analisando o erro médio de cada método utilizado, o método de Meyerhof (1951,1963) foi o que apresentou menor erro médio, de apenas 26,4%, sendo o mais confiável, seguido pelo método de Terzaghi (1943), com apenas 27,9% de erro médio;
- Os métodos que apresentaram maiores erros foram os métodos de Vésic (1973) e de Balla (1962), com 39,1% e 35,1%, respectivamente;
- Os métodos utilizados apresentaram um erro médio geral de 31,3%.

4.3 Influência da largura da sapata na tensão admissível

Foi feita uma análise dos resultados experimentais obtidos por Briaud (1999), já citados anteriormente neste trabalho. A Figura 4.16 apresenta o gráfico tensão admissível x dimensão da sapata para os resultados experimentais obtidos por Briaud (1999) com o solo razoavelmente uniforme no local do ensaio, com areia siltosa fina

com sílica e com as seguintes propriedades até a profundidade de 5 metros: tamanho dos grãos D_{50} igual a 0,2mm, valores de N_{60} iguais a 18 golpes a cada metro (N_{SPT} = 15 golpes), CPT com resistência de ponta igual a 6MPa, PMT pressão limite 800KPa, módulo PMT 8,5MPa, DMT módulo 30MPa, ângulo de atrito igual a 32°, peso específico natural de 15,5kN/m^3 e nível d'água encontrava-se a 4,9m de profundidade. Considerou-se a tensão admissível de recalque como sendo a tensão que, sendo aplicada durante 30 minutos, gerou um recalque de 25mm, e a capacidade de carga como sendo a tensão que, sendo aplicada durante 30 minutos, gerou um recalque de 150mm. Como observado, Briaud (1999) assumiu que com um recalque de 150mm o solo já teria rompido, mas não foi descoberta a tensão exata de ruptura do mesmo. Sendo assim, a curva de ruptura se comporta como uma curva de recalque, para um recalque mais elevado. Pode-se observar na Figura 4.16 que as curvas têm o mesmo comportamento, sendo a tensão para um recalque de 150mm maior que a tensão para um recalque de 25mm, como esperado.

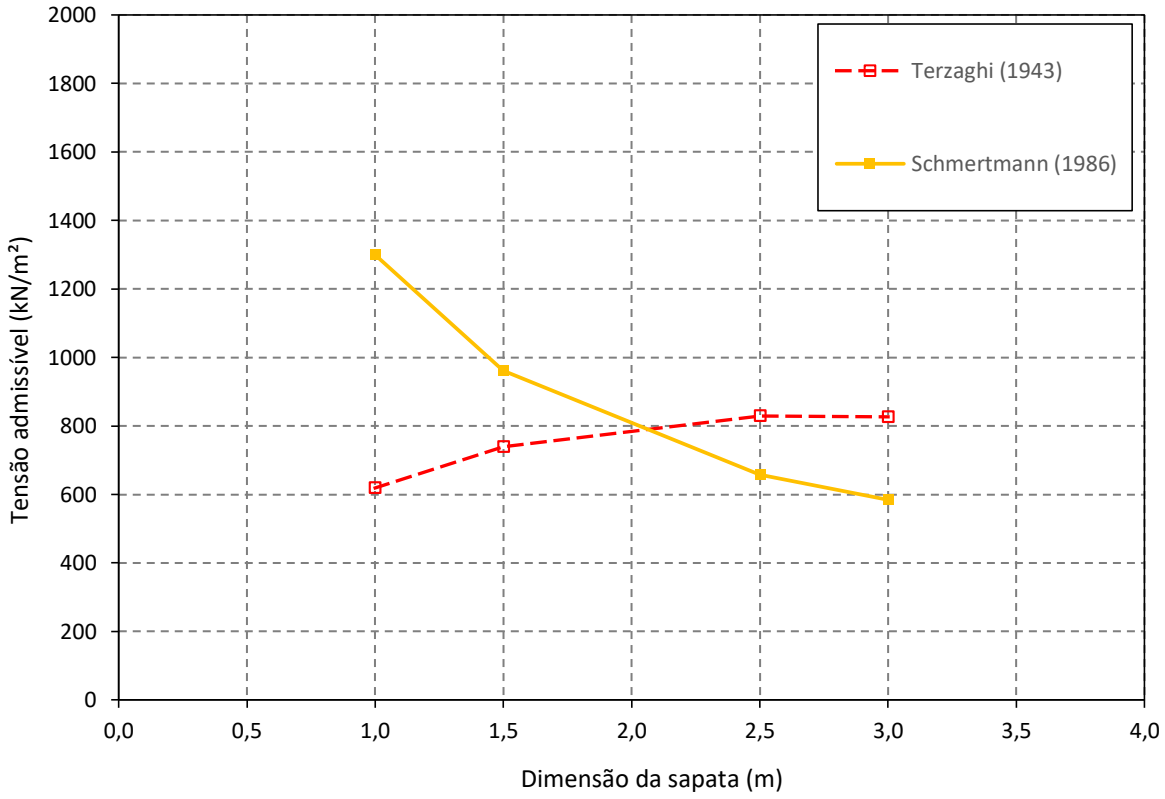
Figura 4.16 Variação da tensão e da dimensão B da sapata para os resultados experimentais de Briaud (1999)



Fonte: elaborada pelo autor

Briaud (1999) utilizou diversos métodos de previsão de capacidade de carga pela ruptura e análise do recalque para prever a tensão admissível com as características do solo em que seus experimentos foram realizados. Todavia, para a apresentação da Figura 4.17 foram selecionados os métodos de Terzaghi (1943) para capacidade de carga pela ruptura, por ter demonstrado bons resultados e ter sido o método utilizado nesta dissertação, e de Schmertmann (1986) para análise de recalque, por ter apresentado resultados mais próximos do ensaio de campo. Como pode-se observar na Figura 4.17, o comportamento dos gráficos está de acordo com o previsto, sendo crescente para a capacidade de carga pela ruptura e decrescente para a tensão admissível pelo recalque, diferente do observado na Figura 4.16.

Figura 4.17 Variação da tensão admissível e da dimensão B da sapata calculadas por Briaud (1999) pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann (1986) para um solo com as características de seus experimentos



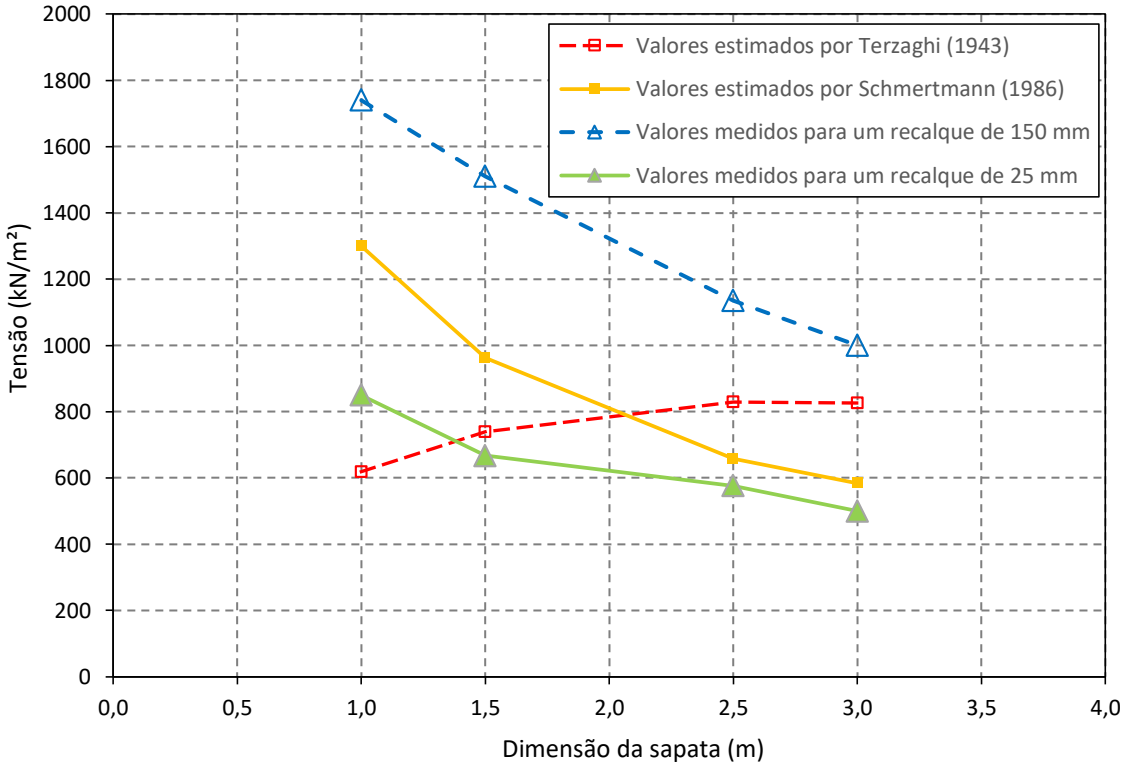
Fonte: elaborada pelo autor

Na Figura 4.18 foram sobrepostos os gráficos das Figuras 4.16 e 4.17. Pode-se observar que as curvas de ruptura experimentais e calculados estão bem distantes, pois Briaud (1999) não identificou experimentalmente a tensão de ruptura, mas fez uma consideração de que com um recalque de 150mm o solo já estaria rompido. As

curvas de recalque estão mais próximas, porém o método de Schmertmann (1986) se mostrou pouco conservador, mostrando tensões acima das observadas de forma experimental. Considerando a relação entre o recalque de 30 minutos e o recalque de 50 anos, concluído por Briaud (1999), a diferença será ainda maior.

Pela figura a seguir, observa-se que o método de Schmertmann (1986) se mostrou pouco conservador, pois apresentou valores de tensão admissíveis maiores do que os obtidos nos ensaios em campo. Entretanto, se mostrou mais assertivo para valores maiores da base da sapata, com uma diferença de menos de 100kPa para sapatas de 3 metros, enquanto essa diferença chegou a 450kPa para sapatas de 1 metro. Devido à consideração feita por Briaud (1999), não é possível tirar nenhuma conclusão relevante sobre o método de Terzaghi (1943), pois não apresenta uma curva de tensão admissível pela ruptura confiável, com comportamento bastante adverso. Outra observação que pode ser feita é sobre a tensão experimental aplicada durante 30 minutos necessária para gerar um recalque de 25mm e de 150mm. A tensão para gerar um recalque de 150mm ficou próxima do dobro da tensão necessária para gerar um recalque de 25mm para todas as provas de carga.

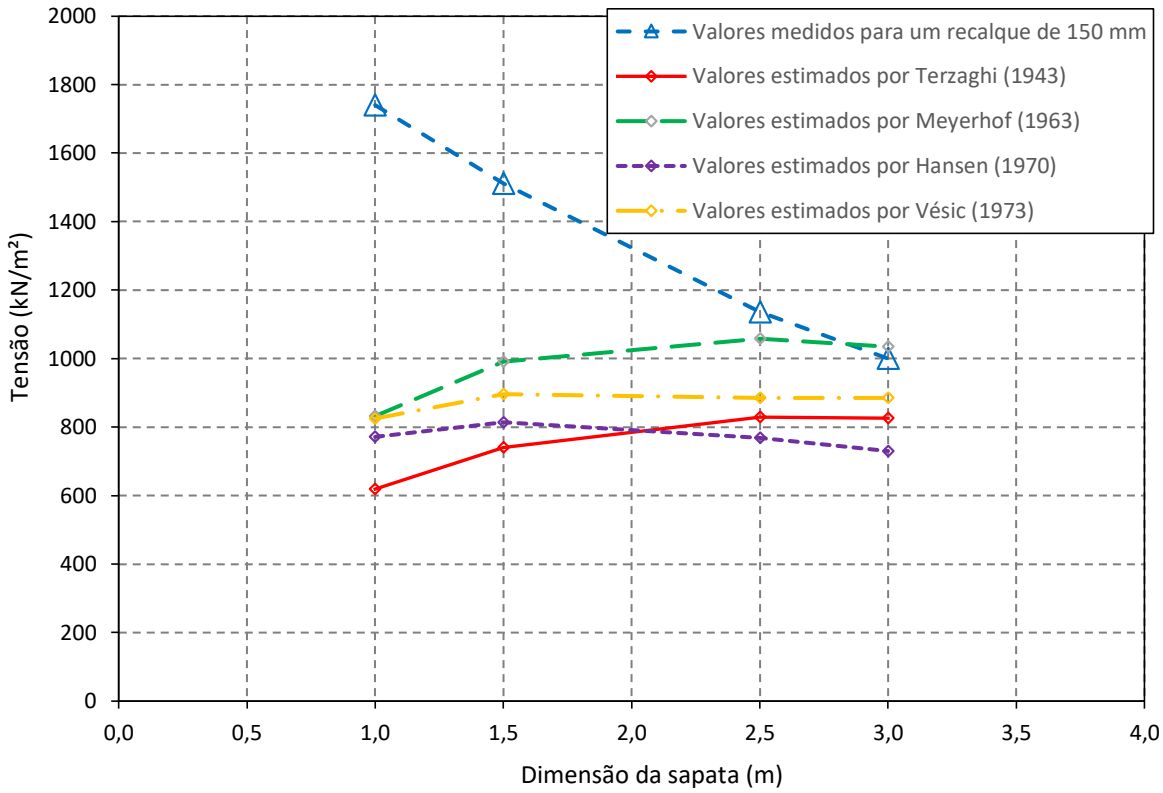
Figura 4.18 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos pelos métodos de Terzaghi (1943) e Schmertmann (1986) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada por Briaud (1999)



Fonte: elaborada pelo autor

A Figura 4.19 mostra os resultados de alguns métodos estudados por Briaud (1999) para ruptura e os resultados experimentais da tensão aplicada durante 30 minutos para gerar um recalque de 150mm, utilizados para comparar com métodos teóricos para estimativa da tensão de ruptura. Observa-se que nenhum dos métodos tem comportamento parecido com a curva experimental, devido ao fato de que os valores experimentais não representam os valores de ruptura das amostras, e sim um valor para gerar um recalque de 150mm. Por isso, é difícil tirar conclusões comparativas entre os valores experimentais e teóricos. Os métodos de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) apresentaram resultados mais próximos do esperado para o ELU, mantendo-se crescentes.

Figura 4.19 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de ruptura estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada

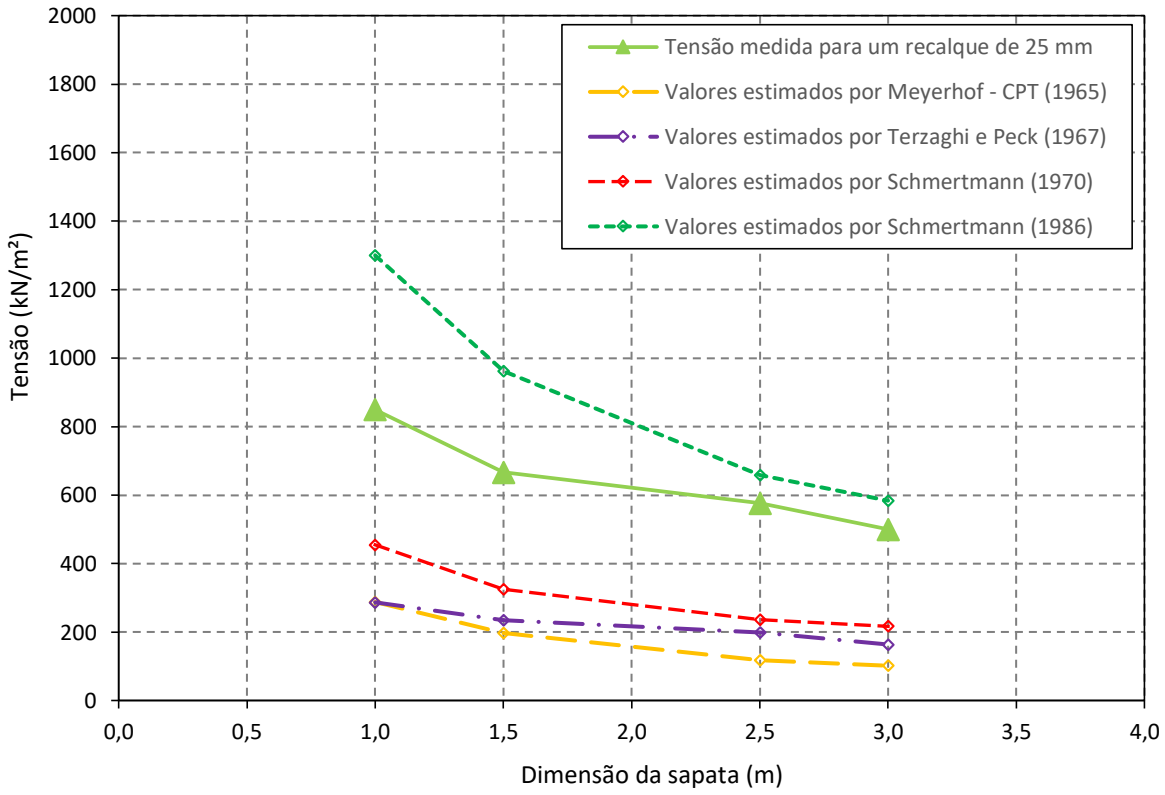


Fonte: elaborada pelo autor

A Figura 4.20 mostra os resultados de alguns métodos estudados por Briaud (1999) para tensão admissível pelo recalque e os experimentais da tensão aplicada durante 30 minutos para gerar um recalque de 25mm, utilizados para comparar com métodos

teóricos para estimativa da tensão admissível pelo recalque. Os métodos de Meyerhof (1965), Terzaghi e Pack (1967) e Schmertmann (1970) se mostraram muito conservadores se comparados ao resultado experimental, em que foi possível identificar pontos com tensão entre 2 e 5 vezes menor. O método de Schmertmann (1986) se mostrou pouco conservador, com tensões acima da tensão experimental, porém com resultados mais próximos da realidade de campo. Isso pode ter ocorrido pelo tipo de ensaio utilizado no método de Schmertmann (1986). Diferente dos outros métodos, que normalmente são desenvolvidos a partir de ensaios SPT ou CPT e utilizam correlações para relacioná-los e estimar vários parâmetros do solo, o método de Schmertmann (1986) utiliza o ensaio DMT e foi desenvolvido diretamente a partir dos seus resultados. Para este caso estudado, o método de Schmertmann (1986) desenvolvido para o ensaio DMT se mostrou mais assertivo, porém menos seguro, sendo o método de Schmertmann (1970) o recomendado para essa situação.

Figura 4.20 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada



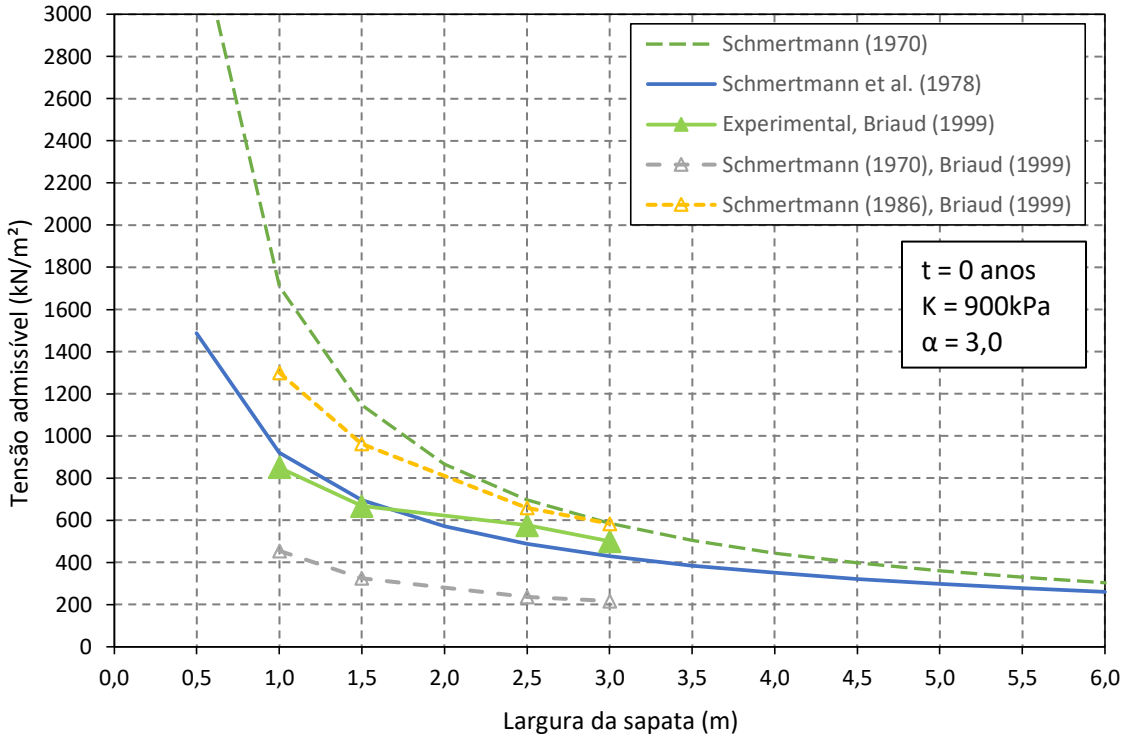
Fonte: elaborada pelo autor

Foram feitas algumas análises com as planilhas desenvolvidas por este autor para os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) para as análises do tópico 4.1, a fim de descobrir o motivo de um resultado tão distante do experimental para o método de Schmertmann (1970) quando utilizado por Briaud (1999). A cota de assentamento escolhida para a base da sapata foi assumida constante e igual a 0,75m para as análises feitas nesta dissertação.

As Figuras 4.21 e 4.22 mostram os resultados dos cálculos de Briaud (1999) pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978), o resultado experimental de Briaud (1999) e os cálculos feitos pelo autor deste estudo pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) utilizando t=0 e t=10 anos, respectivamente. Para isso, foram utilizados os seguintes fatores: K=900kPa proposto para solo arenoso por Teixeira e Godoy (1998), e α=3,0 prosposto por Cordeiro (2001) para uma areia siltosa sem a presença de água. Os resultados se mostraram bem menos conservadores e o método de Schmertmann (1970) ficou bem próximo ao resultado do método do mesmo autor em 1986 para a situação com t=0 mostrado pela Figura 4.21. O método de Schmertmann *et al.* (1978) ficou bem próximo ao resultado experimental para a mesma situação. A Figura 4.22 mostra que o método de Schmertmann (1970) ficou entre o método do autor em 1986 calculado por Briaud (1999) e o resultado experimental, enquanto o método de Schmertmann *et al.* (1978) foi um pouco mais conservador para a situação com t=10 anos.

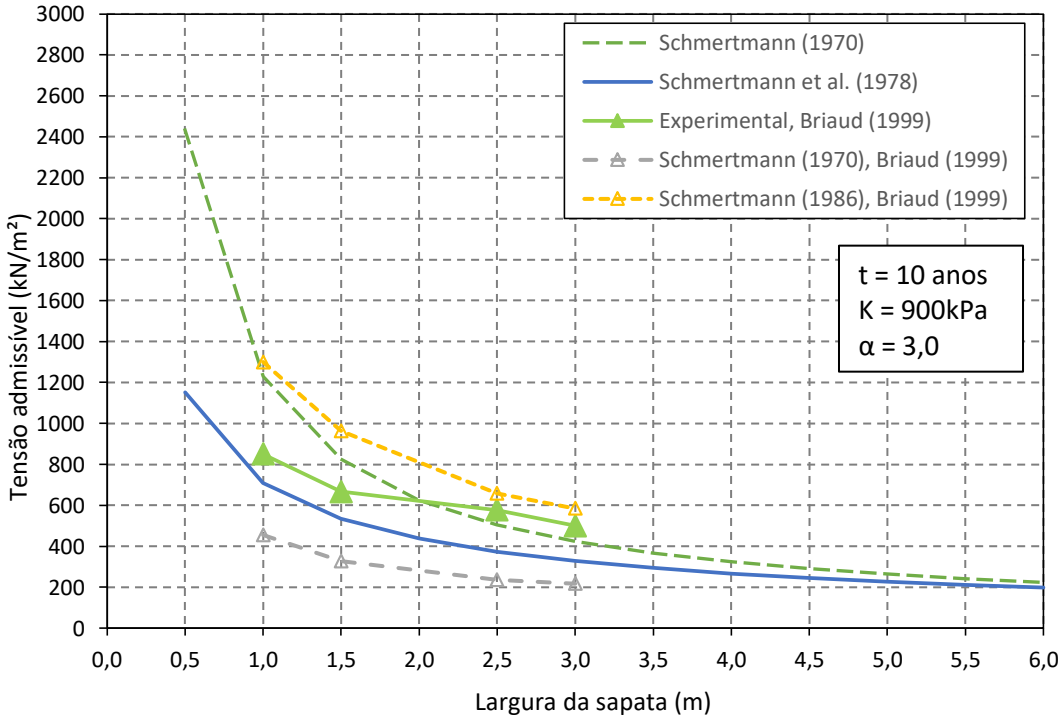
Com uma segunda tentativa de atingir resultados próximos aos calculados por Briaud (1999), os cálculos foram refeitos utilizando K=700kPa proposto por Teixeira e Godoy (1998) para uma areia siltosa. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.23 e 4.24, diminuindo os resultados anteriores e se aproximando do encontrado por Briaud (1999). O método de Schmertmann (1970) também ficou bem próximo do encontrado experimentalmente para a situação com t=10, como mostrado na Figura 4.23.

Figura 4.21 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=900kPa e α=3,0



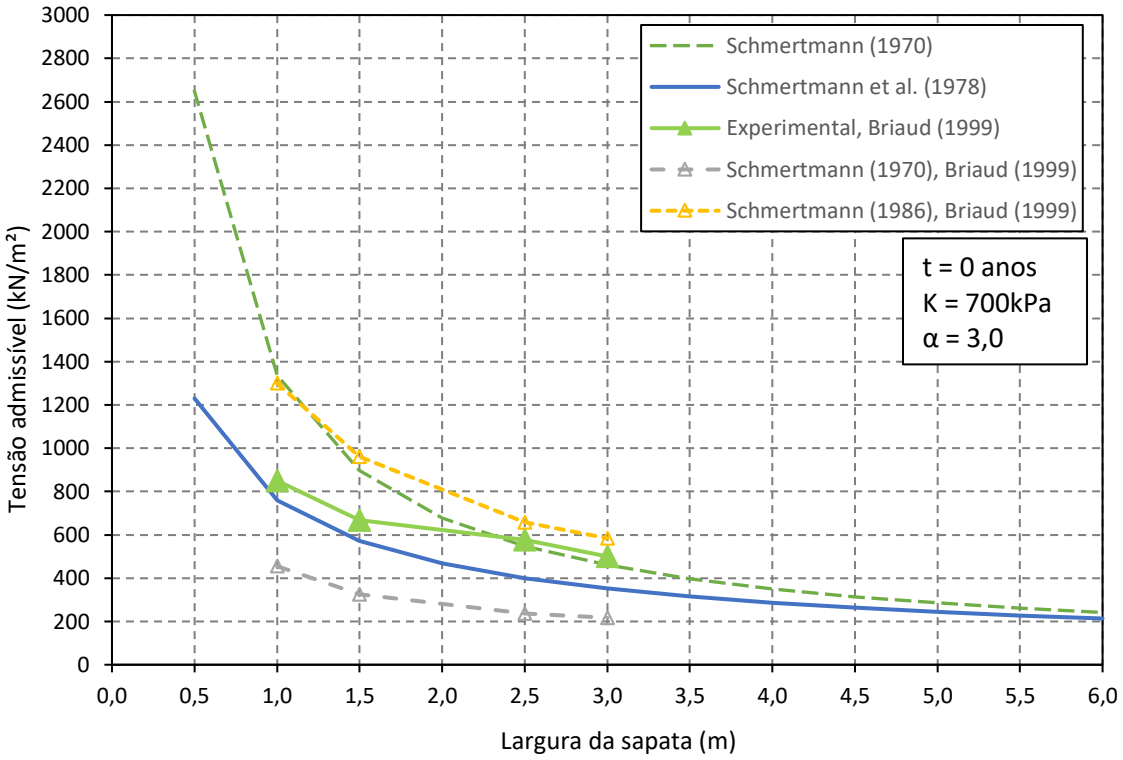
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.22 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=900kPa e α=3,0



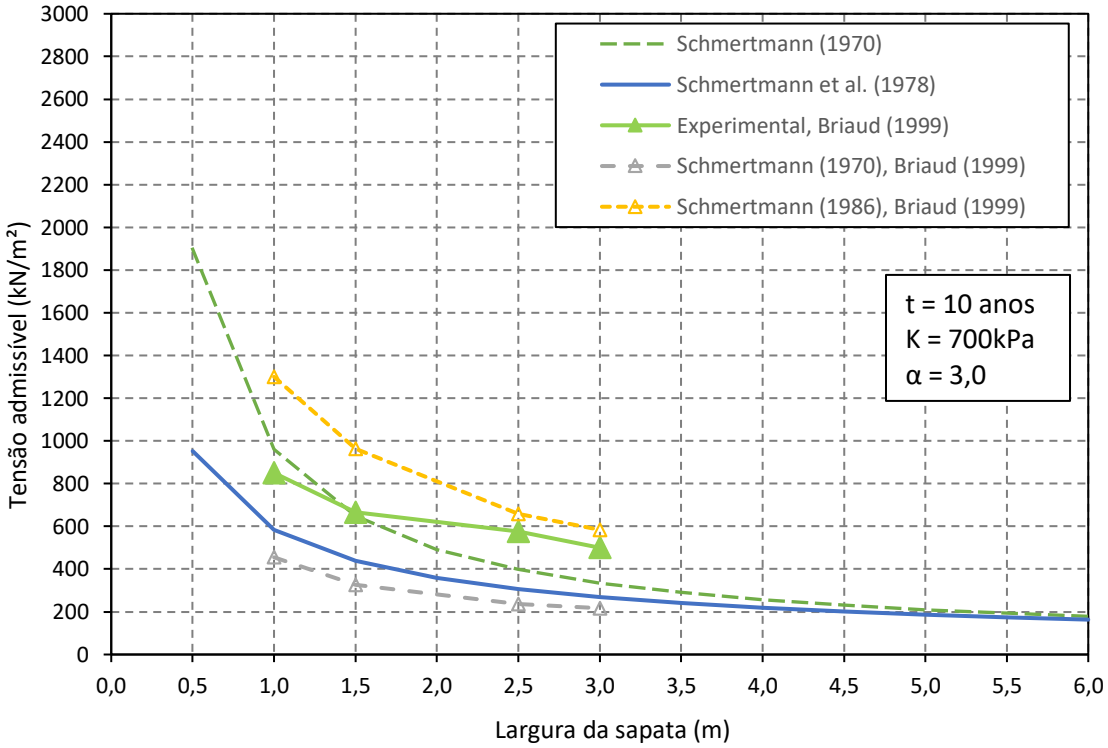
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.23 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=700kPa e α=3,0



Fonte: elaborada pelo autor

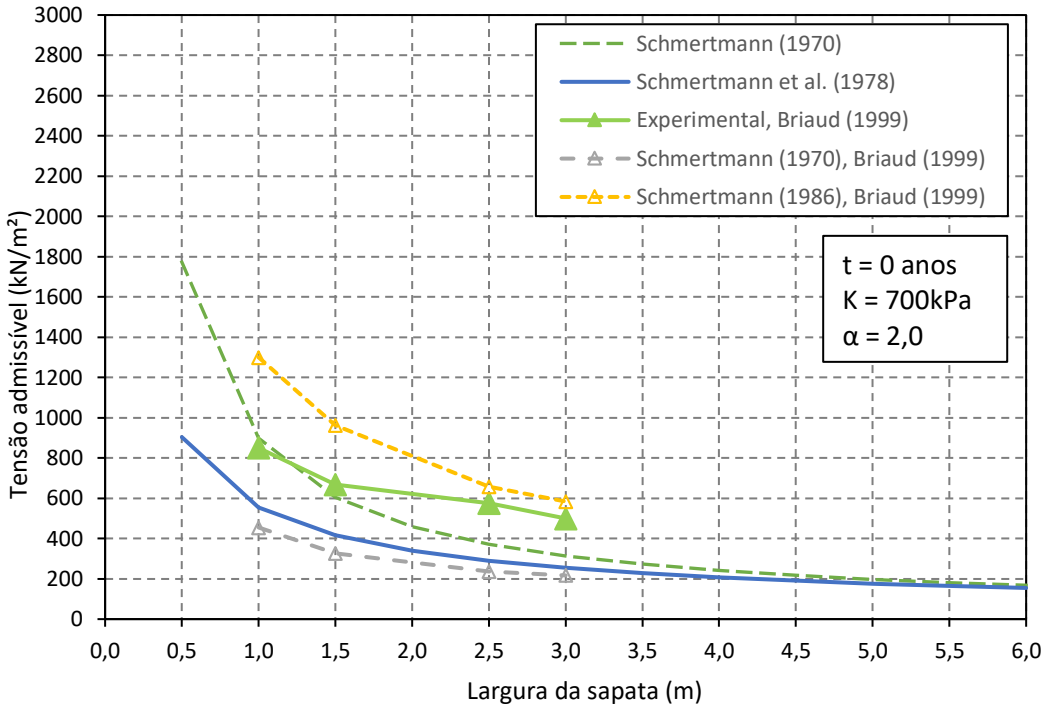
Figura 4.24 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=700kPa e α=3,0



Fonte: elaborada pelo autor

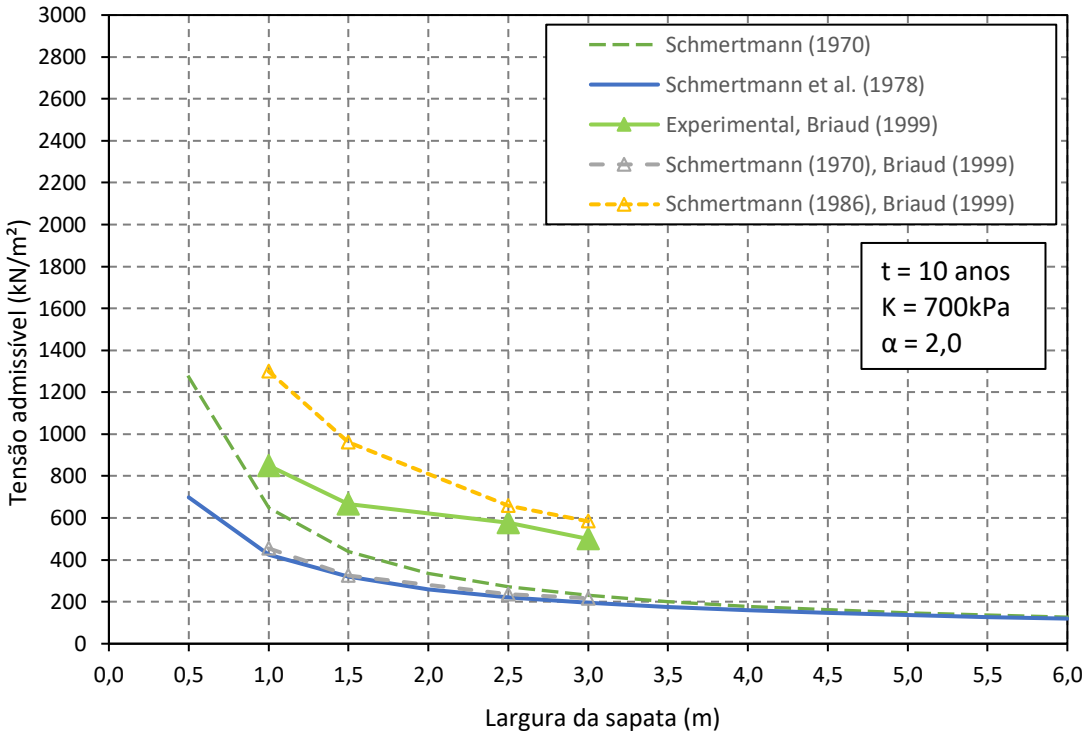
Com uma terceira tentativa de atingir resultados próximos aos calculados por Briaud (1999), os cálculos foram refeitos utilizando α=2,0, proposto por Schmertmann (1970) para areias. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.25 e 4.26, diminuindo os resultados anteriores e aproximando ainda mais do encontrado por Briaud (1999).

Figura 4.25 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=700kPa e α=2,0



Fonte: elaborada pelo autor

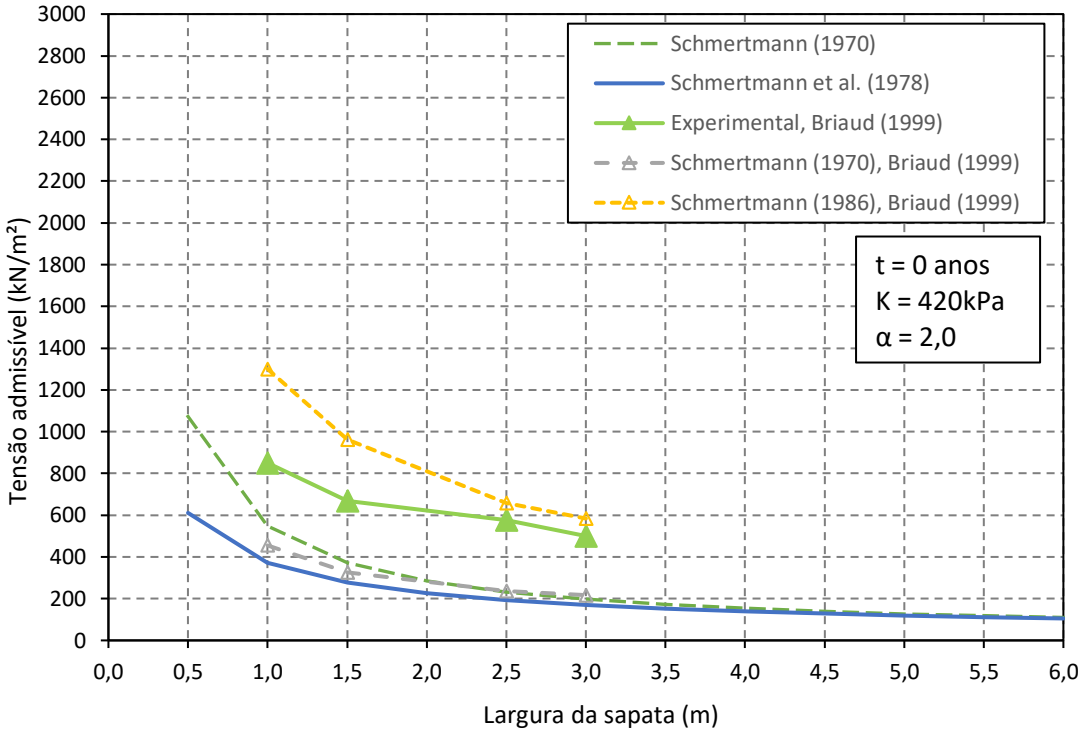
Figura 4.26 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=700kPa e α=2,0



Fonte: elaborada pelo autor

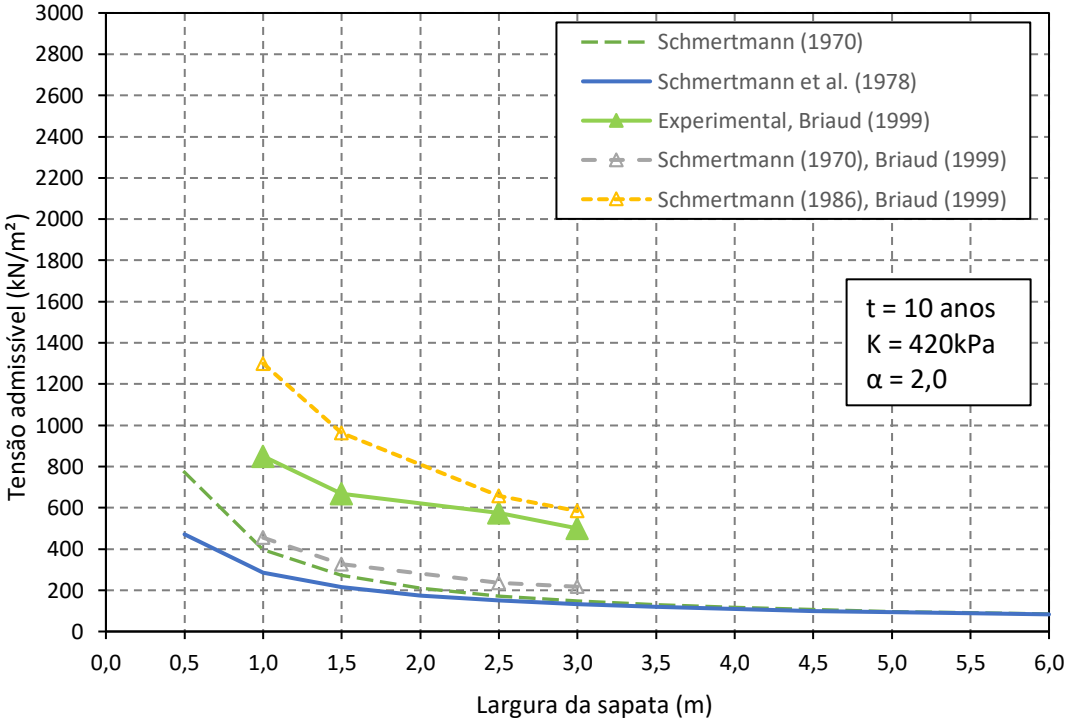
Por fim, foi feita uma última tentativa de atingir resultados próximos aos calculados por Briaud (1999). Os cálculos foram refeitos utilizando: K_{60}=350kPa, proposto por Schmertmann (1970) para areias limpas, finas e médias e areias pouco siltosas; e α=2,0, proposto por Schmertmann (1970) para areias. Para se utilizar o coeficiente K proposto por Schmertmann (1970), foi preciso converter seu valor para ficar compatível com o N_{72} utilizado. Portanto, foi utilizado na equação o valor de K_{72}=420kPa. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.27 e 4.28, diminuindo os resultados anteriores e se aproximando ainda mais do encontrado por Briaud (1999).

Figura 4.27 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=0, K=420kPa e α=2,0



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 4.28 Estudo comparativo entre os resultados experimentais e teóricos por métodos de recalque estudados por Briaud (1999) da variação da tensão e da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina investigada e os resultados calculados nesta dissertação com os parâmetros t=10, K=420kPa e α=2,0



Fonte: elaborada pelo autor

É muito provável que Briaud tenha utilizado valores próximos aos mostrados na Figura 4.27, pois os métodos de Schmertmann (1970) utilizados por ele e nesta dissertação praticamente coincidiram, e o método de Schmertmann *et al.* (1978) foi ainda mais conservador. Esses resultados mostram a importância desses fatores de correlação entre ensaios, principalmente os ensaios SPT e CPT para esses métodos de cálculo. Briaud (1999) utilizou valores próximos de α=2,0, K=420kPa e t=0 anos, e os resultados não foram satisfatórios para o método de Schmertmann (1970), enquanto os fatores testados de α=3,0, K=900 e t=0 anos foram os que obtiveram resultados mais próximos do experimental para o método de Schmertmann *et al.* (1978). Os fatores testados de α=3,0, K=700 e t=0 anos obtiveram melhores resultados para o método de Schmertmann (1970), inclusive mais próximos que os apresentados por Briaud (1999) para o método de Schmertmann (1986).

A Tabela 4.17 apresenta os resultados de tensão de ruptura e tensão admissível pela capacidade de carga pelos métodos de Terzaghi (1943), Vésic (1975) e Meyerhof (1963) para uma areia siltosa semelhante à estudada por Briaud (1999), com N_{60} de 18 golpes (N_{SPT}=15 golpes), ângulo de atrito igual a 32°, peso específico natural de 15,5kN/m^3 e nível d'água a 4,9m de profundidade.

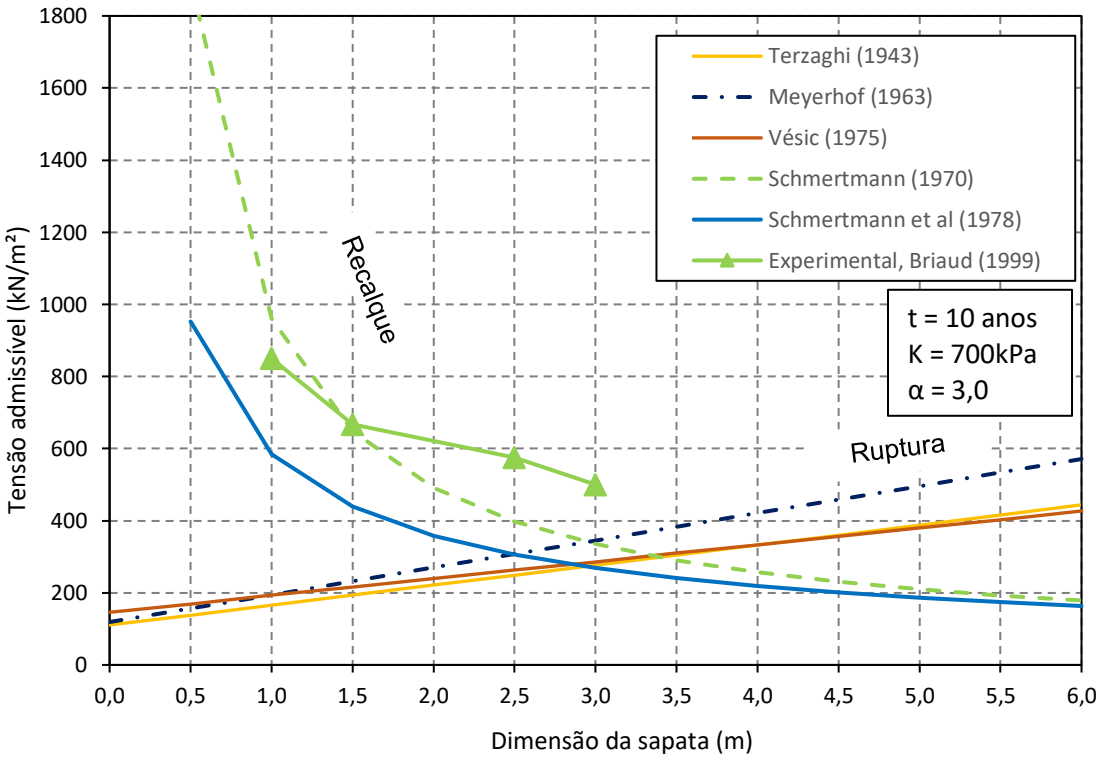
Tabela 4.17 Análise de capacidade de carga por diversos métodos para uma areia siltosa semelhante à estudada por Briaud (1999)

	Terzaghi (1943)	Vésic (1975)	Meyerhof (1963)	Terzaghi (1943)	Vésic (1975)	Meyerhof (1963)
B (m)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{ult} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)	σ_{adm} (kN/m²)
0,00	331,55	437,85	357,17	111	146	119
0,50	414,84	508,09	470,27	138	169	157
1,00	498,14	578,33	583,36	166	193	194
1,50	581,44	648,56	696,46	194	216	232
2,00	664,73	718,80	809,56	222	240	270
2,50	748,03	789,04	922,66	249	263	308
3,00	831,33	859,28	1035,76	277	286	345
3,50	914,62	929,52	1148,85	305	310	383
4,00	997,92	999,76	1261,95	333	333	421
4,50	1081,22	1069,99	1375,05	360	357	458
5,00	1164,52	1140,23	1488,15	388	380	496
5,50	1247,81	1210,47	1601,25	416	403	534
6,00	1331,11	1280,71	1714,35	444	427	571

Fonte: elaborada pelo autor

A Figura 4.29 apresenta os resultados da tensão admissível de recalque pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al*. (1978) e de tensão admissível pela ruptura pelos métodos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Vésic (1975) para uma areia siltosa semelhante à estudada por Briaud (1999) com N_{60} de 18 golpes (N_{SPT}=15 golpes), ângulo de atrito igual a 32°, peso específico natural de 15,5kN/m^3 e nível d'água a 4,9m de profundidade. Para isso, foram utilizados os fatores K=700kPa e α=3,0 que são os valores mais adequados propostos por Teixeira e Godoy (1998) para o solo com essas características. Para poder comparar em um mesmo gráfica as curvas de recalque e ruptura, foi necessário utilizar o valor admissível para os dois casos, sendo a tensão que gera um recalque de 25mm para o ELS e a tensão que provoca a ruptura do conjunto sapata-solo divididas pelo fator de segurança de 3. O resultado mostra que o valor de B* está entre 2,5m e 3,4m, variando pelos métodos adotados. Sendo assim, a ruptura definiria a tensão admissível para sapatas menores que 2,5m e o recalque determinaria para sapatas maiores que 3,4m.

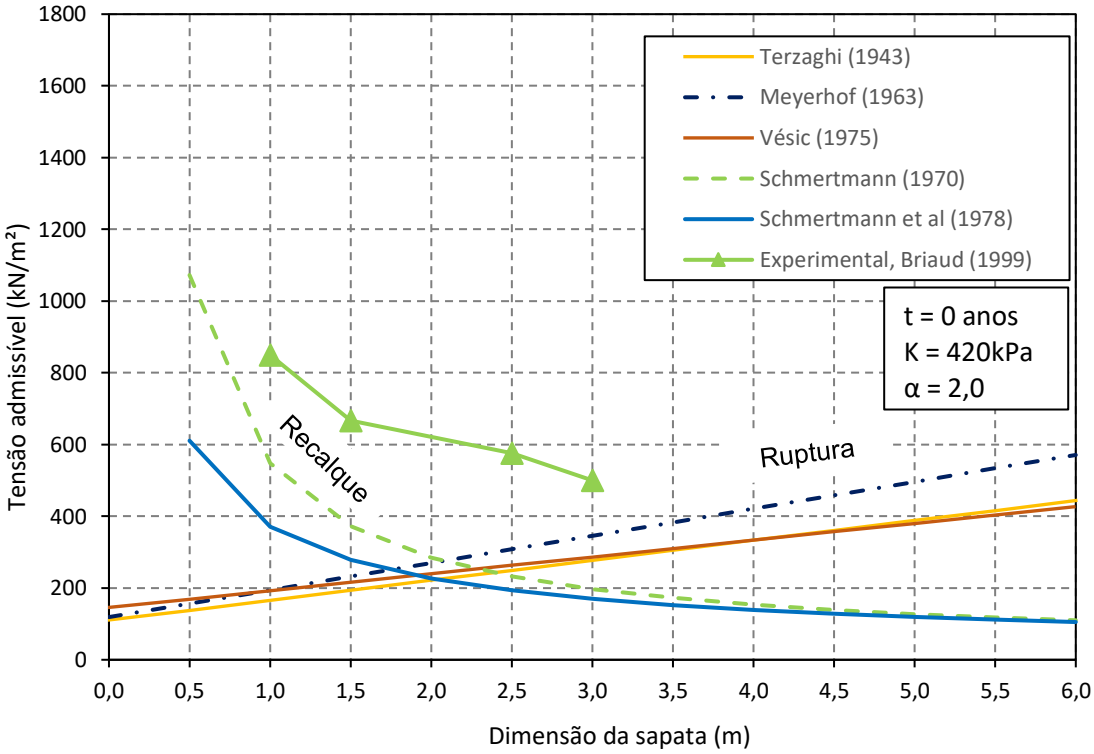
Figura 4.29 Estudo comparativo entre métodos de cálculo da tensão admissível de ruptura e pelo recalque com a variação da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina, em condições semelhantes às investigadas por Briaud (1999), com os fatores K e α propostos por Teixeira e Godoy (1998)



Fonte: elaborada pelo autor

Foi feita a mesma análise utilizando os fatores próximos aos utilizados por Briaud (1999), com K=420kPa e α=2,0, que são os valores mais adequados propostos por Schmertmann (1970) para o solo com essas características. O resultado apresentado na Figura 4.30 mostra que o valor de B* está entre 1,7m e 2,4m, variando pelos métodos adotados. Sendo assim, a ruptura definiria a tensão admissível para sapatas menores que 1,7m, e o recalque determinaria para sapatas maiores que 2,4m.

Figura 4.30 Estudo comparativo entre métodos de cálculo da tensão admissível de ruptura e pelo recalque com a variação da dimensão B da sapata para a areia siltosa fina, em condições semelhantes às investigadas por Briaud (1999), com os fatores K e α propostos por Schmertmann (1970)



Fonte: elaborada pelo autor

No exemplo analisado, a Figura 4.29 apresentou resultado mais próximo ao experimental que a Figura 4.30, mostrando que, para essa situação, os coeficientes K e α propostos por Teixeira e Godoy (1998) tiveram melhor resultado que os coeficientes propostos por Schmertmann (1970), mesmo para um solo estrangeiro.

Pode-se concluir que quanto menor a dimensão da sapata, maior a probabilidade de a ruptura determinar a tensão admissível, e quanto maior esse valor, maior a probabilidade de o recalque determinar essa tensão. Devido à grande variação do valor de B* com a dos fatores K e α adotados, não se pode determinar um valor fixo a

partir do qual se tenha certeza se é o recalque ou a ruptura que definirá a tensão admissível; apenas é possível saber qual teria maior probabilidade de ocorrência. Por isso, é recomendado analisar tanto a ruptura quanto o recalque em todas as situações de projeto, sem exceções.

Pode-se concluir, também, que quanto maior o valor adotado para os fatores K e α, maior será a tensão admissível pelo recalque e, consequentemente, maior será o valor de B* e da faixa de valores de base da sapata em que a ruptura define a tensão admissível. Para a situação em que a areia for mais ou menos compacta, não se pode afirmar qual será a variação de B*, visto que ambos os valores de tensão admissível, pelo recalque e pela ruptura, irão variar. Porém, foi analisada anteriormente, no item 4.1.2, a situação em que o único fator variável foi o valor do N_{SPT}, e constatou-se que o valor de B* diminui à medida que o N_{SPT} aumenta, diminuindo a faixa de valores de base em que a ruptura define a tensão admissível. Sendo assim, quanto mais compacto o solo arenoso, maior a probabilidade de o recalque definir a tensão admissível para o conjunto sapata-solo.

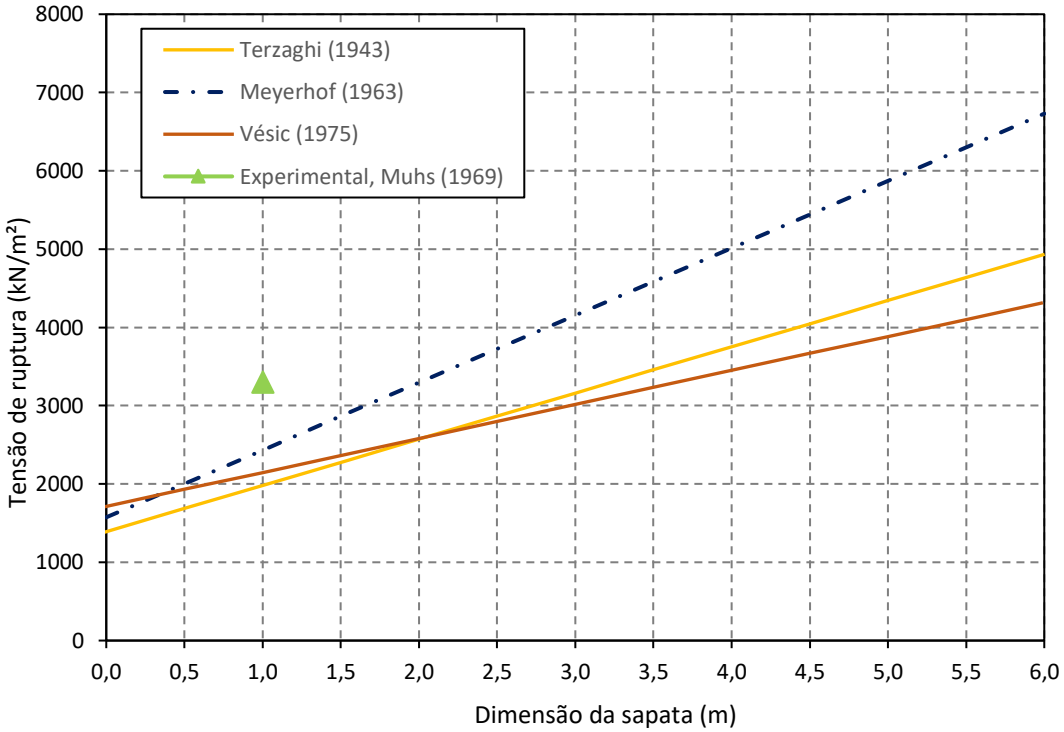
Como complemento à análise feita anteriormente, e observando-se que não é possível aproveitar as tensões de ruptura experimentais de Briaud (1999), foi feita uma análise dos resultados experimentais obtidos por Muhs (1969), já citados anteriormente neste trabalho. Foi selecionada uma prova de carga realizada em uma sapata quadrada de dimensões de 1,0m e profundidade de embutimento de 0,5m, sem a presença do nível d'água, e com as seguintes características do solo: ângulo de atrito igual a 38,5°, peso específico natural de 17,06kN/m^3 e coesão de 7,8kPa.

Devido à grande variabilidade dos fatores K e α e sua grande influência no valor da tensão admissível do conjunto sapata-solo, é importante ter confiança em seus valores e, se possível, utilizar de correlações empíricas regionais para confirmá-los.

A Figura 4.31 mostra o valor de ruptura de uma prova de carga realizada por Muhs (1969) e os valores de previsão de ruptura por métodos teóricos para um solo semelhante ao estudado por esse autor. Não foi utilizado nenhum fator de segurança para se poder comparar ruptura prevista e medida. Os valores foram satisfatórios, visto que não apresentaram uma distância muito elevada entre os métodos de previsão e a prova de carga. O método de Terzaghi (1943) foi o mais conservador até uma base de 1,5m, em que normalmente a capacidade de carga comanda a tensão admissível, e o método de Meyerhof (1963) foi o mais próximo do valor medido para

uma base 1,0m e o menos conservador dentre os três métodos analisados para quase todo valor de base.

Figura 4.31 Estudo comparativo entre métodos de cálculo de ruptura e prova de carga e a variação da dimensão B da sapata para um solo em condições semelhantes às investigadas por Muhs (1969)



Fonte: elaborada pelo autor

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Na primeira parte desta dissertação foram feitas diversas simulações gráficas para o cálculo da tensão admissível pela ruptura e pelo recalque para um caso A. Posteriormente, fixando-se todos os fatores do caso padrão, foi alterado um fator por vez e analisada a influência que cada fator causa no valor da tensão admissível e de B*. Puderam ser tomadas as seguintes conclusões:

- O método de Schmertmann *et al*. (1978) é mais conservador que o método de Schmertmann (1970);
- Dentre os métodos escolhidos para análise da capacidade de carga, o método de Terzaghi (1943) foi o mais conservador;
- O valor do N_{SPT} foi o fator que mais teve impacto nos valores da tensão admissível, tanto pela ruptura quanto pelo recalque, e o valor de B* tende a diminuir com o aumento do N_{SPT};
- A presença do nível d'água aumenta o valor de B* e diminui a tensão admissível, sendo muito mais significativo na tensão admissível de ruptura;
- O valor do ângulo de atrito adotado altera fortemente o valor da capacidade de carga do solo e o método utilizado pode mudar esse valor significativamente para um mesmo valor de N_{SPT}. Dentre os métodos analisados, o método de Teixeira (1996) foi o que apresentou menor valor de ângulo de atrito e o método de Décourt (1991) apresentou o maior. Quanto maior o valor do ângulo de atrito, maior será a capacidade de carga e menor será o valor de B*;
- O fator tempo, na equação de previsão de recalque, muda consideravelmente o valor da tensão admissível pelo recalque caso ele seja considerado ou não. Todavia, sendo considerado, o valor não varia muito, não importando o tempo adotado. Considerar o fator tempo diminui a tensão admissível pelo recalque e diminui o valor de B*.

Na segunda parte da pesquisa foram analisadas diversas provas de carga publicadas na literatura para uma comparação com métodos de previsão da capacidade de carga e de recalque estimados por cada pesquisador, para análise desses métodos. As principais conclusões foram:

- Os métodos de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951, 1963) foram utilizados por todos os pesquisadores para os cálculos de capacidade de carga abordados nesta dissertação, mostrando-se os métodos mais utilizados nas publicações avaliadas;
- Analisando o erro médio de cada método utilizado, o método de Meyerhof (1951, 1963) foi o que apresentou menor erro médio (26,4%). O método de Terzaghi (1943), quando analisados os resultados dos pesquisadores citados neste estudo, apresentou um valor de erro médio igual a 27,9%, sendo o segundo método mais confiável;
- Terzaghi (1943) também apresentou bons resultados para cálculo da capacidade de carga para solos com elevado valor de coesão, sendo o método com os valores estimados mais próximos dos medidos para 5 das 6 provas de carga com coesão maior que 40kPa e essas 5 provas de carga com os maiores valores de coesão;
- Os métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) apresentam erros muito elevados (acima de 100%) para solos com alto valor de coesão.

Por fim, foram feitas diversas simulações para situações semelhantes às estudadas por Briaud (1999), assim como análises da influência do coeficiente de correlação entre os ensaios SPT e CPT (K) e do coeficiente de estimativa do módulo de elasticidade (α) para o valor da tensão admissível e de B*.

Considerar um recalque de 150mm como sendo a tensão de ruptura não é muito efetivo, pois o gráfico de tensão por base da sapata apresenta um comportamento decrescente, típico de gráficos de recalque, e não crescente como é o esperado para um gráfico de ruptura. Isso dificulta qualquer análise comparativa entre a carga de ruptura experimental e os métodos teóricos de estimativa, e a tensão de recalque sempre será menor que a tensão de ruptura.

Os valores do módulo de deformabilidade do solo adotados definem os valores do recalque previstos pelos métodos de Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978). Então, os valores de K e α adotados são determinantes para a adequada utilização desses métodos. Porém, existe uma variedade grande de publicações propondo valores diferentes para esses coeficientes. Recomenda-se atenção na escolha de qual valor utilizar para K e α e, se possível, utilizar correlações empíricas regionais ou realizar uma prova de carga no local de projeto para poder fazer as análises mais adequadas ao terreno em estudo.

Pelas situações analisadas, quanto maior o valor adotado para os fatores K e α, maior será o valor de B* e maior a probabilidade de a ruptura definir a tensão admissível. Para a situação em que a areia for mais ou menos compacta, não se pode afirmar qual será a variação de B*, visto que ambos os valores de tensão admissível, pelo recalque e pela ruptura, irão variar. Porém, para a situação em que o único fator variável foi o N_{SPT}, o valor de B* tende a diminuir com o aumento do N_{SPT}. Sendo assim, quanto mais compacto o solo arenoso, maior a probabilidade de o recalque definir a tensão admissível.

As análises comparativas das curvas de tensão admissível pela ruptura e pelo recalque indicam que quanto menor a dimensão da sapata, maior a probabilidade de a ruptura determinar a tensão admissível, e quanto maior esse valor, maior a probabilidade de o recalque definir o valor da tensão admissível de projeto. Devido à grande variação do valor de B* com a variação dos fatores K e α adotados, não foi possível especificar se é o recalque ou a ruptura que determinará a tensão admissível, apenas indicar qual teria maior probabilidade de ocorrência. Sendo assim, é recomendado analisar tanto a ruptura quanto o recalque em todas as situações de projeto existentes.

A dimensão da sapata apoiada em subsolos arenosos que define a maior tensão admissível do sistema sapata-solo para as análises realizadas nesta dissertação pode variar de 1,7m a 3,4m de acordo com os parâmetros do solo e os modelos de cálculo adotados.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

- Realizar estudos paramétricos para analisar os fatores que mais influenciam o valor de B* para solos coesivos e para solos granulares não saturados (com coesão aparente);
- Realizar estudos experimentais para propor correlações empíricas entre os resultados dos ensaios CPT (q_c) e SPT (N_{SPT});
- Estudar a variação da tensão admissível com a variação da base de sapatas apoiadas em solos arenosos, com a realização de provas de carga próprias, em sapatas com diferentes dimensões em um mesmo solo, para análise de B*;

- Utilizar ferramentas e critérios de otimização para um estudo ainda mais aprofundado do valor de B* e dos fatores que o influenciam.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489: Provas de carga diretas sobre terrenos de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

AGNELLI, N.; ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de cargas diretas. **X COBRAMSEF – 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Foz do Iguaçu. Anais...v.1, p.167-174, 1994.

AHLVIN, R. G.; ULERY, H. H**.** Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains, and deflections beneath a uniform circular load on a homogeneous half space. **Highway Research Board Bulletin**, Washington D. C., n. 342, 1962.

ARAÚJO, D. A. M. **Efeito da dimensão da placa em resultados de prova de carga em areia**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN. 2016.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. International Edition. Singapore: McGraw-Hill Inc., 1997.

BRASIL. **Lei nº. 8.078**. Código de Defesa do Consumidor, 1990.

BRASIL. **Lei nº. 3.071**. Código Civil, 1916.

BRIAUD, J. L.; GIBBENS, R. M. Test and prediction results for five spread footings on sand**.** In: YEUNG, A. T.; FÉLIO, G. Y. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. New York: ASCE, 1994, p. 1897-1898.

_____. Behavior of five large spread footings in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, North Cartolina, v. 125, n. 9, p. 787-796, 1999.

CAMPOS, T. M. P. **Ensaios de laboratório e provas de cargas superficiais instrumentadas no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC/RJ.** Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 1980.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Scale effects of shallow foundation bearing capacity on granular soils. **International Conference on Foundations, Proceedings**

of the British Geotechnical Association (BGA), September, Dundee, p. 217-225, 2003.

_____. Scale effects of shallow foundation bearing capacity on granular material. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, North Carolina, v. 133, n. 10, p. 1192-1202, 2007.

CIER HONORES, R. J. **Procedimientos de interpolación en el cálculo de asentamientos sobre suelos granulares usando el método de Schmertmann**. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Peru, San Miguel Lima, Peru, 2016.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M. C.; SIMONS, N. E. **Site Investigation**. New Jersey: Wiley-Blackwell, 1995.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

CODUTO, D. P. **Foundation design principles and practices**. 2nd. ed. New Jersey: Prentice-Hall, 2001.

CORDEIRO, D. D. **Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e laboratório.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2004.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 1994.

D'APPOLONIA, D. J.; D'APPOLONIA, E.; BRISSETTE, R. F. Settlement of spread footings on sand: closure. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 96, n. 2, p. 754-762, 1970.

DAS, B. M.; SIVAKUGAN, N. Settlements of shallow foundations on granular soil—an overview. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 1, n. 1, p. 19-29, 2007.

DAS, B. M. **Shallow foundations: bearing capacity and settlement**. Boca Raton: CRC Press, 2009.

DE MELLO, V. F. B. The standard penetration test state-of-the-art report. **4th Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, Puerto Rico, p. 1-86, 1971.

DÉCOURT, L. Special problems on foundations: general report. **IX PAMCSMFE**, Viña del Mar, v. 4, p. 1953-2001, 1991.

_____. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo, 1991, p. 340-362.

_____. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, 3, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996, p. 215-224.

_____. **SPT, SPT-T. A prática brasileira: vantagens, limitações e críticas**. São Paulo: ABMS, 2002.

DEWAIKAR, D. M., MOHAPATRO, B. G. Computation of bearing capacity factor N γ—Terzaghi's mechanism. **International Journal of Geomechanics**, v. 3, n. 1, p. 123-128, 2003.

DUARTE, L. N., **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2006.

EGGESTAD, A. Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand. **Norwegian Geotechnical Institute Publication**, Oslo, n. 58, 1964.

GODOY, N. S. Interpretação de provas de carga em estacas. **Encontro Técnico Sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas**, 1983, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS – NRSP, 1983, p. 25-60.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute**, Copenhagen, n. 28, 1970.

ISSMFE - International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Report of the ISSMFE - Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16.** Reference to Test Procedures CPT-SPT-DP-WST. Swedish Geotechnical Institute Information, n. 7, 1989.

JANBU, N., BJERRUM, L., KJAERNSLI, B. Soil mechanics applied to some engineering problems. **Norwegian Geotechnical Institute**, Oslo, v. 16, 1956.

JARDIM, W. F. D. Crítica aos metodos que utilizam o ensaio SPT para previsao de recalques em fundacoes. **Revista Tecnologia**, Junho, p. 39-45, 1987.

LEE, J., SALGADO, R. Estimation of footing settlement in sand. **The International Journal of Geomechanics**, v. 2, n. 1, pp. 1-28, 2002.

LEE, J., PREZZI, M., SALGADO, R. Strain influence diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings of sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 134, n. 4, p. 417-427, 2008.

LIMA, J. C. P. **Prospecção Geotécnica do Subsolo**. Rio de Janeiro: Editora SA, 1979.

LOPES, G. S. **Execução e Análise de uma Prova de Carga Direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaisse.** Dissertação de metrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 1997.

LUTENEGGER, A. J., DEGROOT, D. J. **Settlement of shallow foundations on granular soils.** Final Report. Massachusetts: University of Massachusetts Transportation Center, 1995.

MELLO JUNIOR, J. O. **Estudo de Capacidade de Carga Quanto à Ruptura de Fundações Superficiais em um Solo não Saturado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2002.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, London, v. 2, n. 4, p. 301-332, 1951.

_____. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. 1, p. 1-19, 1956.

_____. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

_____. Shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 91, n. 2, p. 21-31, 1965.

MILOVIE, D. M. Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity. **VI ICSMFE – 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Montreal, v. 2, p. 142-144, 1965.

MUHS, H., WEISS, K. The Influence of the Load Inclination on the Bearing Capacity of Shallow Footings. **VII ICSMFE – 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Mexico, v. 2, p. 187-194, 1969.

NOGUCHI, L. T. **Análise da capacidade de carga de fundação por sapatas executadas na cidade de São Caetano do Sul/SP**. Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. 2012.

NGUYEN, D. L., OHTSUKA, S., HOSHINA, T., ISOBE, K. Discussion on size effect of footing in ultimate bearing capacity of sandy soil using rigid plastic finite element method. **Soils and Foundations**, Tokyo, v. 56, n. 1, p. 93-103, 2016.

OLIVEIRA, A. L. R. V. de, DE FREITAS, A. C., DANZIGER, B. R. Análise de Recalques de um Cais de Atracação em Angra dos Reis. In: **XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Belo Horizonte, 2016.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. **Geotechnique**, London, v. 18, n. 3, p. 351-371, 1968.

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

RANDOLPH, M. F., JAMIOLKOWSKI, M. B., ZDRAVKOVIC, L. Load carrying capacity of foundations. **Proceedings of Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference**, London, p. 207-241, 2004.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2005.

SANTOS, M. D. dos. **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Espirito Santo, Vitória, ES. 2017.

SANTOS FILHO, W. M., NETO, S. F. S., BURNETT, M. A., LISBOA, R. L. L. Análise do Desempenho de Fundações Superficiais através de Métodos Teóricos, Ensaio de Prova de Carga e Ensaios SPT. **COBRANSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2008. Anais...Búzios: ABMS, 2008, p. 640-648.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 96, n. SM3, p. 1012-1135, 1970.

SCHMERTMANN, J. H., BROWN, P. R., HARTMAN, J. P. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 104, n. GT8, p. 1131, 1978.

SCHMERTMANN, J. H., PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 105, n. GT8, p. 909-926, aug. 1979.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SEIXAS, A. de, SEIXAS, J. R. de, SEIXAS, J. J de. Auscultação Geodésica no Controle de Recalque da Fundação de Edifício Predial de Grande Porte. **Boletim de Ciências Geodésicas**, Curitiba, v. 15, n. 2, 2009.

SHIN, E. C., DAS, B. M. Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil. **KSCE Journal of Civil Engineering**, KSCE, v. 15, n. 1, p. 77-89, 2010.

SOARES, D. A. **Estudo da Capacidade de Carga e Recalques em um Solo Residual de Gnaisse Através de Ensaios de Campo e Laboratório**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2003.

SOWERS, G. F. Shallow foundations. In: LEONARDS, G. A. **Foundation Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1962, p. 525-632.

TAYLOR, B. B., MATYAS, E. L. Influence factors for settlement estimates of footings on finite layers. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 20, n. 4, p. 832-835, 1983.

TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D. Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE III)**, São Paulo, v.1, p. 309-316, 1996.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. *et al*. **Fundações:** Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 1998.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K., PECK, R. B. Settlement of Point Bearing Pile Foundation. In: _____. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1967, 2nd. ed., p. 540-555.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1996, 3rd. ed.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VÉSIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, Washington D. C., n. 39, p. 112-153, 1963.

_____. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 88, n. SM1, p. 45-73, 1973.

_____. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, F.E., FANG, H. Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold, 1975, p. 121-147.

VIANNA, A. P. F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não saturado**. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2005.

7 ANEXOS

Tabela 7.1. Fatores de capacidade de carga (VÉSIC, 1975) para φ de 0 a 25

ϕ (º)	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c
0	5,14	1,00	0,00	0,19
1	5,38	1,09	0,07	0,20
2	5,63	1,20	0,15	0,21
3	5,90	1,31	0,24	0,22
4	6,19	1,43	0,34	0,23
5	6,49	1,57	0,45	0,24
6	6,81	1,72	0,57	0,25
7	7,16	1,88	0,71	0,26
8	7,53	2,06	0,86	0,27
9	7,92	2,25	1,03	0,28
10	8,34	2,47	1,22	0,30
11	8,80	2,71	1,44	0,31
12	9,28	2,97	1,69	0,32
13	9,81	3,26	1,97	0,33
14	10,37	3,59	2,29	0,35
15	10,98	3,94	2,65	0,36
16	11,63	4,34	3,06	0,37
17	12,34	4,77	3,53	0,39
18	13,10	5,26	4,07	0,40
19	13,93	5,80	4,68	0,42
20	14,83	6,40	5,39	0,43
21	15,81	7,07	6,20	0,45
22	16,88	7,82	7,13	0,46
23	18,05	8,66	8,20	0,48
24	19,32	9,60	9,44	0,50
25	20,72	10,66	10,88	0,51

Tabela 7.2. Fatores de capacidade de carga (VÉSIC, 1975) para φ de 26 a 50

ϕ (º)	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c
26	22,25	11,85	12,54	0,53
27	23,94	13,20	14,47	0,55
28	25,80	14,72	16,72	0,57
29	27,86	16,44	19,34	0,59
30	30,14	18,40	22,40	0,61
31	32,67	20,63	25,99	0,63
32	35,49	23,18	30,21	0,65
33	38,64	26,09	35,19	0,68
34	42,16	29,44	41,06	0,70
35	46,12	33,30	48,03	0,72
36	50,59	37,75	56,31	0,75
37	55,63	42,92	66,19	0,77
38	61,35	48,93	78,02	0,80
39	67,87	55,96	92,25	0,82
40	75,31	64,20	109,41	0,85
41	83,86	73,90	130,21	0,88
42	93,71	85,37	155,54	0,91
43	105,11	99,01	186,53	0,94
44	118,37	115,31	224,63	0,97
45	133,87	134,87	271,75	1,01
46	152,10	158,50	330,34	1,04
47	173,64	187,21	403,65	1,08
48	199,26	222,30	496,00	1,12
49	229,92	265,50	613,14	1,15
50	266,88	319,06	762,86	1,20