

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS**  
**ENGENHARIA CIVIL**  
**MARIELA RESENDE FERREIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS DE  
RECALQUES EM FUNDAÇÕES RASAS, SOB SAPATAS ISOLADAS,  
ASSENTADAS EM SOLO ARENOSO: Hipóteses de cálculo**

**Varginha / MG**  
**2017**

**MARIELA RESENDE FERREIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS DE  
RECALQUES EM FUNDAÇÕES RASAS, SOB SAPATAS ISOLADAS,  
ASSENTADAS EM SOLO ARENOSO: Hipóteses de cálculo**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Prof. Me. Armando Belato Pereira.

**Varginha/MG  
2017**

**MARIELA RESENDE FERREIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DETERMINÍSTICAS DE  
RECALQUES EM FUNDAÇÕES RASAS, SOB SAPATAS ISOLADAS,  
ASSENTADAS EM SOLO ARENOSO: Hipóteses de cálculo**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em     /     /

---

Prof. Me. Armando Belato Pereira (Orientador)

---

Prof. Yago Petrim Cruz

---

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho ao Senhor supremo que nunca me faltou nos momentos mais difíceis de incertezas e inseguranças, me reergueu diante dos inúmeros obstáculos e em meus atos falhos, ao meu Pai pelo esforço árduo por fazer realidade este sonho concretizado, a minha estimada Mãe pela dedicação diária e companheirismo, aos meus irmãos e amigos que são minhas bases sólidas neste caminhar.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus pela glória da realização de mais uma etapa conquistada. Aos meus pais irmãos e familiares que estiveram intimamente relacionados ao processo de superação e dedicação evidenciado ao longo desses anos. Ao Curso de Engenharia civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG pela oportunidade de ensino. Aos professores e orientadores pelos ensinamentos, estímulos constantes e incansável disposição. Ao meu noivo Lucas Moreno Mizael pela paciência, companheirismo e incentivos constantes, ao longo do curso. Aos meus amigos, Thyscianny Tiemy Takahashi e Luiz Gustavo Domingueti, pela amizade, companheirismo, apoio alegrias vividas e pela ajuda e dedicação a mim conferida. A todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para o sucesso do meu trabalho, enfim o meu muito OBRIGADO.

“Aqueles mais dotados de inteligência trazem consigo uma característica incomum que muitos chamam de loucura, pois confundem loucura com um bom conhecimento mesclado de ousadia.”

(TEORILANG, 1991)

## RESUMO

A natureza do comportamento carga-recalque de sapatas isoladas, assentes em solos não coesivos, é satisfatoriamente determinada em ensaios de prova de carga. Contudo, o valor despendido com a execução do método, torna-lhe malquisto por grande parte dos profissionais envolvidos no ramo construtivo. Nesta perspectiva, a compreensão do desempenho geotécnico dos solos, como preconiza a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6484/2001, pode ser estipulada através de metodologias semi-empíricas correlacionadas aos valores estabelecidos em ensaios de simples reconhecimento (SPT), que figura uma técnica de rápida execução largamente difundida na geotecnia nacional. Deste modo, este estudo, apresenta uma situação hipotética do assente de uma sapata isolada retangular (1,8m x 2,0m) com carga característica de 560 kN/m<sup>2</sup> em oito diferentes tipos de solos arenosos, a fim de se estabelecer o comportamento carga-recalque do conjunto solo-fundação, á partir de correlações apresentadas em sondagens á percussão (SPT) com modelos de previsão de recalque corroboradas por Alpan (1964), Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965), Schmertmann (1970), Schultze e Sherif (1973), Burland, Broms e de Melo (1977), Parry (1978), Burland e Burbidge (1985), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) e o software GeoStudio. O percentual de aproveitamento entre as metodologias foi: superior a 75% para Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005); 62,5% e 75% para Parry (1978) e Meyerhof (1965), respectivamente; Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973) e Burland e Burbidge (1985) estiveram presentes em menos de 40% dos casos e Burland, Broms e de Melo (1977) mostraram-se totalmente fora dos parâmetros da média e desvio padrão. Os valores para recalque apresentados pelo software GeoStudio 2012 contrapostos aos valores obtidos pela média dos recalques calculados pelas metodologias apresentaram-se muito semelhantes nos casos 1, 2, 3, 4 e 8 e significativamente distintos nos casos 5, 6 e 7.

**Palavras-chave:** Capacidade de carga. Tensão admissível. Recalque.

## **ABSTRACT**

*The nature of the load-shedding behavior of insulated shoes, based on non-cohesive soils, is satisfactorily determined in load test trials. However, the amount spent with the execution of the method, makes him wickered by a large part of the professionals involved in the construction industry. In this perspective, the understanding of the geotechnical performance of soils, as recommended by the BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS - NBR 6484/2001, can be stipulated through semi-empirical methodologies correlated to the values established in simple recognition tests (SPT), which a technique of rapid execution widely diffused in national geotechnics. Thus, this study presents a hypothetical situation of the seat of an isolated rectangular shoe (1,8m x 2,0m) with a characteristic load of 560 kN/m<sup>2</sup> in eight different types of sandy soils, in order to establish the load behavior (SPT) with models of prediction of repression corroborated by Alpan (1964), Terzaghi and Peck adapted by Meyerhof (1965), Schmertmann (1970), Schultze and Sherif (1973), Burland, Broms and de Melo (1977), Parry (1978), Burland and Burbidge (1985), Anagnostopoulos, Papadopoulos and Kavvas (1991) and Ruvier (2005) and GeoStudio software. The percentage of utilization among the methodologies was: superior to 75% for Anagnostopoulos, Papadopoulos and Kavvas (1991) and Ruvier (2005); 62.5% and 75% for Parry (1978) and Meyerhof (1965), respectively; Alpan (1964), Schultze and Sherif (1973) and Burland and Burbidge (1985) were present in less than 40% of the cases and Burland, Broms and de Melo (1977) were totally outside the parameters of mean and standard deviation. The values for repression presented by the GeoStudio 2012 software, compared to the values obtained by the average of the recalculations calculated by the methodologies, were very similar in cases 1, 2, 3, 4 and 8 and significantly different in cases 5, 6 and 7.*

**Keywords:** Battery capacity. Permissible voltage. Repression.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Constituintes do solo e suas fases de ocorrência.....	24
Figura 02 – Correlação entre $\phi$ e $N_{SPT}$ .....	27
Figura 03 – Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível. ....	29
Figura 04 – Tensões entre as partículas.....	32
Figura 05 – Distribuição de tensões com a profundidade. ....	33
Figura 06 – Bulbo de tensões. ....	33
Figura 07 – Comportamento tensão-deformação. ....	34
Figura 08 – Análise do estado de tensões no plano de ruptura.....	36
Figura 09 – Características da resistência ao cisalhamento de areias.....	37
Figura 10 – Etapas da execução de sondagem a percussão.....	39
Figura 11 – Fundações superficiais mais utilizadas. ....	41
Figura 12 – Mecanismo de ruptura do solo .....	42
Figura 13 – Carga x recalque.....	43
Figura 14 – Fatores de capacidade de carga (Terzaghi e Peck 1967).....	44
Figura 15 – Tensão admissível em função de B e de $N_{SPT}$ para sapatas em areia.....	47
Figura 16 – Valores de $E$ obtidos pela retroanálise.....	51
Figura 17 – Ábaco para correção dos valores de $N_{SPT}$ em função do embutimento.....	52
Figura 18 – Ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_0$ ). ....	52
Figura 19 – Distribuição do fator de influencia $I_z$ , ao longo da profundidade. ....	54
Figura 20 – Ábaco para determinação do fator $s$ e tabela para o fator de correção do $d_s$ .....	55
Figura 21 – Resultados compilados de recalques em fundação e radiers.....	56
Figura 22 – Pressões de contato e esforços internos em uma fundação. ....	60
Figura 23 – Influência de cargas e da rigidez da fundação-solo. ....	61
Figura 24 – Influência das propriedades do solo e do nível de carga.....	61
Figura 25 – Esquema representativo da sapata em estudo sobre o solo.....	64
Figura 26 – Interface do software Geoestudio.....	71
Figura 27 – Composição dos dados para o desenho.....	71
Figura 28 – Interface de entrada de dados dos parâmetros da areia fina.....	72
Figura 29 – Interface de entrada de dados dos parâmetros da areia pouco siltosa.....	73
Figura 30 – Interface de entrada de dados da sapata. ....	74
Figura 31 – Modelagem final do caso 1. ....	74

Figura 32 – Interface de entrada de dados da sobrecarga.....	75
Figura 33 – Tensões mobilizadas no solo.....	75
Figura 34 – Tensão-deformação provocadas no maciço do solo.....	76
Figura 35 – Representação esquemática das deformações nos solos em estudo (1 a4). ....	89
Figura 36 – Representação esquemática das deformações nos solos em estudo (4 a 8). ....	90
Figura 37 – Gráficos dos recalques obtidos no GeoStudio. ....	91
Figura 38 – Gráficos comparativos entre os recalques do software e os métodos. ....	93

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Recalques apresentados no caso 1.....	81
Gráfico 02 – Recalques apresentados no caso 2.....	82
Gráfico 03 – Recalques apresentados no caso 3.....	82
Gráfico 04 – Recalques apresentados no caso 4.....	83
Gráfico 05 – Recalques apresentados no caso 5.....	84
Gráfico 06 – Recalques apresentados no caso 6.....	85
Gráfico 07 – Recalques apresentados no caso 7.....	86
Gráfico 08 – Recalques apresentados no caso 8.....	86
Gráfico 09 – Frequência dos métodos que se enquadram no desvio padrão.....	87
Gráfico 10 – Comparativo entre os recalques no GeoStudio. ....	92

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Exemplo de solos originários de diferentes rochas.....	21
Tabela 02 – Classificação das areais segundo a compactidade. ....	22
Tabela 03 – Consistência em função da resistência a compressão.....	23
Tabela 04 – Estimativa da consistência pelo <i>IC</i> . ....	23
Tabela 05 – Peso específico de solos arenosos.....	26
Tabela 06 – Peso específico de solos arenosos.....	28
Tabela 07 – Valores típicos para $\Phi'$ drenado para areias e silte.....	35
Tabela 08 – Valores estimados (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	40
Tabela 09 – Fatores de forma (Vesic, 1975). ....	45
Tabela 10 – Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975).....	45
Tabela 11 – Tensões admissíveis apresentados na NBR 6122/1996.....	46
Tabela 12 – Correlações entre $N_{SPT}$ e $q_a$ para solos granulares. ....	47
Tabela 13 – FS e coeficiente de minoração das solicitações de compressão. ....	48
Tabela 14 – Valores de $E/N_{SPT}$ para areias. ....	50
Tabela 15 – Valores de $j$ e $w$ .....	50
Tabela 16 – Valores de correlação entre os resultados de ensaio de cone e SPT.....	55
Tabela 17 – Parâmetros para calculo de recalque.....	68
Tabela 18 – Parâmetros dos solos utilizados nos cálculos. ....	77
Tabela 19 – Capacidade de carga e tensão admissível dos casos.....	78
Tabela 20 – Parâmetros considerados pelos autores responsáveis pelos recalques. ....	79
Tabela 21 – Valores encontrados para recalque nos diversos tipos de solo.....	79
Tabela 22 – Valores encontrados com correções para Meyerhoff (1965) e Parry (1978).....	80
Tabela 23 – Parâmetros do solo utilizados no GeoStudio.....	88

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- SPT: Standard Penetration Test
- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CR: coeficiente de compacidade relativa da areia (adm)
- $E_{máx}$ : índice de vazios máximo do solo (adm)
- $E_{min}$ : índice de vazios mínimo do solo (adm)
- $E_{nat}$ : índice de vazios do solo natural (adm)
- IC: índice de consistência do solo argiloso (adm)
- LL: limite de liquidez (%)
- LP: limite de plasticidade (%)
- w: teor de umidade (%)
- n: porosidade do solo (adm)
- V<sub>v</sub>: volume de vazios do solo (m<sup>3</sup>)
- V<sub>w</sub>: volume da água (m<sup>3</sup>)
- V: volume total da amostra de solo (m<sup>3</sup>)
- e: índice de vazios (adm)
- S<sub>r</sub>: grau de saturação (%)
- M<sub>w</sub>: massa de água contida nos vazios (kg)
- M<sub>s</sub>: massa das partículas sólidas (kg)
- γ: peso específico do solo natural (kN/m<sup>3</sup>)
- γ<sub>d</sub>: peso específico aparente do solo seco (kN/m<sup>3</sup>)
- M<sub>g</sub>: peso da amostra seca (kN)
- c: coesão do solo (kN/m<sup>2</sup>)
- N<sub>SPT</sub>: índice de resistência a penetração obtido no ensaio de SPT (unid)
- ∅: ângulo de atrito interno do solo (°)
- W: grau de compactação do solo (%)
- σ: tensão normal ao plano de ruptura (kN/m<sup>2</sup>)
- p: força vertical de compressão (kN)
- b: lagura da sapata (m)
- l: comprimento da sapata (m)
- σ<sub>adm</sub>, ρ<sub>α</sub>: tensão admissível (kN/m<sup>2</sup>)
- σ<sub>α</sub>: tensão admissível (MPa)
- F<sub>s</sub>: Fator de segurança (unid)

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento ( $\text{kN/m}^2$ )

$h$ : altura da sapata (m)

$a$  = dimensão da sapata em uma determinada direção (m)

$ap$  = dimensão do pilar na mesma direção (m)

$q$  = tensão transmitida pela fundação ( $\text{kN/m}^2$ )

$B$ : comprimento da base (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga (adm)

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

$S_c, S_q, S_\gamma$ : fatores de forma de Vesic (1975) (adm)

$k$ : condutividade hidráulica de solos saturados (cm/s)

$\rho_t$  = recalque total (mm)

$\rho_c$  = recalque de adensamento (mm)

$\rho_i$  = recalque imediato (mm)

$\nu$  = coeficiente de Poisson do maciço de solo (adm)

$E_s$  = módulo de deformabilidade do solo (kPa)

$I_p$  = fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata (adm)

$\rho_i$  = recalque imediato (mm)

$\mu_0$  = fator de influência do embutimento da sapata (adm)

$\mu_1$  = fator de influência da espessura da camada de solo (adm)

$\rho_1, \rho_2$  = recalque por camadas (mm)

$E/N_{SPT}$  = módulo de elasticidade correlacionado ao  $N_{SPT}$  ( $\text{MN/m}^2$ )

$J$ : fator de conversão de  $N_{SPT}$  para  $E$  (adm)

$w$ : fator de conversão de  $N_{SPT}$  para  $E$  ( $\text{MN/m}^2$ )

$\alpha_0$  = inverso do coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) para uma placa de 30 cm (adm)

$b$ : dimensão de uma fundação ou placa, sendo  $b$  sempre menor que  $B$  (m)

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

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

$C_e$  = fator de embutimento da fundação (adm)

$C_t$  = fator de correção de tempo (adm)

$I_z$ : fator de influência (adm)

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

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

$N$  = média do número de golpes no SPT na profundidade de influência  $Z_1$  (unid)

$w$ : recalque (mm)

$f_s$ : fator de forma da camada compressível (adm)

$f_l$ : fator de espessura da camada compressível (adm)

$R_3$  = índice de recalque adicional que ocorre nos primeiros três anos (0,3 para cargas estáticas e 0,7 para cargas variáveis) (adm)

$R_t$  = índice de recalque adicional que ocorrer por cada ciclo logarítmico de tempo após três anos (0,2 para cargas estáticas e 0,8 para cargas variáveis) (adm)

$t$  = número de anos (superior a três anos) (unid)

$R_r$ : rigidez relativa solo-fundação (kN/m<sup>2</sup>)

$E_c$  = Módulo de Young do material da placa (MPa)

$I$  = Momento de inércia da seção transversal da placa por unidade de largura (mm<sup>4</sup>)

$E$  = Módulo de Young do solo (MPa)

$p_r$ : resistência de ponta (kN/m<sup>2</sup>)

$N.A.$ : nível da água (m)

$\gamma_1, \gamma_2$ : peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
<b>1.1 Justificativa .....</b>	<b>18</b>
<b>1.2 Objetivo Geral .....</b>	<b>19</b>
<b>1.3 Objetivos Específicos.....</b>	<b>19</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1 Classificação geotécnica e morfológica do solo .....</b>	<b>21</b>
2.1.1 Areias.....	22
<b>2.2 Parâmetros do solo .....</b>	<b>23</b>
2.2.1 Índices físicos .....	24
2.2.2 Coesão .....	25
2.2.3 Ângulo de atrito interno.....	26
2.2.4 Peso específico .....	27
2.2.5 Permeabilidade .....	28
<b>2.3 Comportamento de alguns solos típicos.....</b>	<b>28</b>
2.3.1 Solos colapsíveis .....	28
2.3.2 Solos expansivos .....	29
2.3.3 Solos compactados .....	30
<b>2.4 Tensões no solo.....</b>	<b>31</b>
2.4.1 Tensão x deformação.....	34
<b>2.5 Resistência dos solos .....</b>	<b>34</b>
2.5.1 Resistência das areias .....	36
<b>2.6 Investigação do subsolo - Standard Penetration Test (SPT) .....</b>	<b>38</b>
<b>2.7 Concreto armado .....</b>	<b>39</b>
<b>2.8 Fundações superficiais .....</b>	<b>40</b>
2.8.1 Tipos fundações superficiais .....	40
2.8.2 Mecanismos de ruptura.....	41
<b>2.9 Capacidade de carga do solo.....</b>	<b>43</b>
2.9.1 Teoria de Terzaghi e Vesic.....	44
<b>2.10 Tensão admissível .....</b>	<b>46</b>
2.10.1 Determinação da tensão admissível.....	47
<b>2.11 Recalque .....</b>	<b>48</b>
2.11.1 Recalque imediato .....	49
2.11.2 Recalque total .....	49
2.11.3 Determinação de recalque por meio da teoria da elasticidade.....	49
<b>2.12 Métodos de previsões de recalque correlacionados ao SPT.....</b>	<b>51</b>
2.12.1 Modelo de Alpan (1964) .....	51
2.12.2 Modelo de Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965).....	53
2.12.3 Modelo de Schmertmann.....	54
2.12.4 Modelo de Schultze e Sherif (1973).....	55
2.12.5 Modelo de Burland, Broms e de Melo (1977).....	56
2.12.6 Modelo de Parry (1978).....	57
2.12.7 Modelo de Burland e Burbidge (1985).....	57
2.12.8 Modelo de Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvas (1991) .....	58
2.12.9 Modelo de Ruvor (2005) .....	59
<b>2.13 Recalque total limite.....</b>	<b>59</b>
<b>2.14 Interação solo-estrutura.....</b>	<b>60</b>

<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>62</b>
<b>4 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>64</b>
<b>4.1 Caso 1 – Memorial de cálculo.....</b>	<b>65</b>
4.1.1 Capacidade de carga .....	65
4.1.2 Tensão admissível .....	67
4.1.3 Recalque .....	67
4.1.4 Recalque modelado no GeoStudio .....	71
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>77</b>
<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>95</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO A – SONDAgens (SPT) PARA OS CASOS EM ESTUDO .....</b>	<b>100</b>

## 1 INTRODUÇÃO

No que tange a evolução dos estudos geotécnicos, denotam-se os primeiros relatos de obras produzidas pelo homem, datadas no período paleolítico, evidenciando sua necessidade em se adaptar ao meio em que se habita.

A cerca dos fatores determinantes às questões inerentes à engenharia civil, constantemente, busca-se procedimentos e metodologias viáveis e eficientes para previsão de recalques de fundações. Premissas teóricas relatadas por copiosos autores explanam a importância da investigação do sistema solo-estrutura, haja vista que, as fundações devem suportar todas as cargas provenientes do seu próprio peso e as cargas decorrentes de seu uso.

Neste panorama, há de se considerar que as fundações superficiais elaboradas por sapatas isoladas em concreto armado, configuram o modelo de elemento estrutural de sustentação mais difundido em obras edificáveis de pequeno e médio porte, em todo mundo, por não necessitarem de mão de obra especializada no estágio de implantação.

Inúmeros estudos realizados em diferentes momentos históricos avaliam o comportamento carga-recalque de sapatas isoladas em solos residuais, com intuito de analisar as tensões originadas no solo, sua capacidade de carga e os recalques acarretados, contrapostos, ao recalque total limite de uma edificação.

Devido à ampla disponibilidade de métodos para previsão de recalque, torna-se justificável um estudo comparativo entre as metodologias determinísticas de recalque em fundações rasas sob sapatas isoladas, a fim de se obter os valores característicos de cada metodologia. Neste sentido, o trabalho também discutirá assuntos referentes ao cálculo da capacidade de carga, tensão admissível da fundação e análise do conjunto solo-estrutura.

### 1.1 Justificativa

As metodologias utilizadas na avaliação do comportamento solo-estrutura na engenharia de fundações são representadas por diversos métodos, sendo um deles, os semi-empíricos. O fato de serem empregados na especificação de variados tipos de solo remete a avaliação da real empregabilidade dos parâmetros obtidos por estas metodologias, uma vez que, muitos dos modelos propostos foram idealizados com base nas características de determinadas regiões.

A sondagem do solo realizada em campo pelo método de SPT tem sido cada vez mais auferida na determinação das características do maciço, estabelecendo uma correlação direta

entre seus resultados e as metodologias de previsão de recalque empregadas no estudo do comportamento entre o solo e as edificações.

Perante o exposto, o presente trabalho visa analisar diferentes metodologias para previsão de recalque de fundações superficiais sob sapatas isoladas em solos residuais, baseadas em ensaios de campo do tipo SPT, bem como, determinar a relevância acadêmica desses métodos.

## **1.2 Objetivo Geral**

De posse de uma situação hipotética, do carregamento de uma sapata isolada assente em solos arenosos, serão apresentados resultados de cálculo para o efeito do recalque de fundações em diferentes tipos de solo, bem como a apuração da segurança de diversas metodologias propostas ao longo do tempo.

## **1.3 Objetivos Específicos**

O objetivo inerente ao estudo consiste na análise dos recalques originados em solos residuais, quando submetidos à tensão de carga de uma sapata isolada assente em solos com diferentes características geomorfológicas. A averiguação da capacidade de carga será submetida às diretrizes propostas por Terzaghi e Vesic (1975), com determinação da tensão admissível preconizada pelas diretivas da NBR 6484/2001.

A previsão do recalque dar-se-á através das metodologias semi-empíricas propostas por: Alpan (1964), Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965), Schmertmann (1970), Parry (1978), Schultze e Sherif (1973), Burland, Broms e de Melo (1977), Burland e Burbidge (1985), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005). Já a análise da tensão-deformação imposta ao solo, será obtida mediante a inserção dos dados no software Geostudio.

- Efetuar uma revisão bibliográfica acerca de fundações rasas, sapatas isoladas, tipos de recalque, reconhecimento de sub-solo e parâmetros e metodologias de cálculo.
- Averiguar o escopo acarretador de recalque em fundações.
- Abordar o processo de exploração e reconhecimento das propriedades mecânicas do solo SPT).

- Determinar as características do bulbo de tensões, os esforços solicitantes, os diagramas de tensão-deformação, a capacidade de carga do solo, a tensão admissível e a dimensão dos recalques originados.
- Verificar a eficiência, concordância e confiabilidade entre diversos métodos semi-empíricos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Classificação geotécnica e morfológica do solo

O solo é originário da decomposição física e química das rochas presentes na crosta terrestre, uma vez que, estes agentes atacam os minerais levando a formação de pequenas partículas que se diferenciam pelo seu tamanho, forma e composição química da rocha matriz, como elucidada Pinto (2006, p. 14-16).

Caputo (2014, p. 170), ressalta que os solos residuais são os provenientes do processo de desgaste da rocha de origem que permanecem no local (evento com grande frequência no Brasil); se sofrem a ação de agentes transportadores recebem a denominação de solos sedimentares e se a origem das partículas são essencialmente orgânicas, de natureza vegetal (plantas e raízes) ou animal (conchas) denominam-se solos de formação orgânica.

Conforme proposta apresentada por Chioffi (1983), a Tabela 01 exemplifica alguns tipos de solo e suas respectivas rochas originárias.

Tabela 01 – Exemplo de solos originários de diferentes rochas.

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

Fonte: (CHIOSSI, 1983).

O tamanho das partículas tem uma ampla faixa de variação, como explica Das (2007, p. 14), são expressas em tabelas desenvolvidas pelo Massachusetts Institute of Technology, U.S. Department of Agriculture (da American Associate os State Highway and Transportation Officials), U.S. Army Corps of Engineerse o U.S. Bureau of Reclamation, e recebem nome de pedregulho, areia, silte ou argila.

A análise do tamanho das partículas de uma porção de solo pode ser aferida através da determinação da massa desses corpúsculos em diferentes faixas de tamanho expressas em porcentagem, como esclarece Craig (2013, p. 5). No caso de solos grossos a detecção do tamanho das partículas pode ser obtida pelo método de peneiramento, ao passo que, em solos finos, ou a fração fina de um solo grosso, a identificação da dimensão dos grãos pode ser determinada pelo método de sedimentação.

### 2.1.1 Areias

Conforme a definição apresentada pela ABNT NBR 6502/1995, as areias são solos com característica não coesiva e não plástica formada por partículas minerais de rochas com diâmetros compreendidos entre 2,0mm e 0,06mm. Em sua caracterização quanto à textura encontram-se as areias finas (diâmetros entre 0,06mm e 0,2mm), as areias médias (diâmetros entre 0,2mm e 0,6mm) e as areias grossas (diâmetro entre 0,6mm e 2,0mm).

Pinto (2006, p. 36-40), denota que o estado de uma areia, ou sua compactidade, pode ser determinado pelo índice de vazios em que ela se encontra, com a correlação entre seus valores máximo e mínimo, e expresso pelo índice de compactidade relativa, conforme a Equação 1.

$$CR = \frac{E_{m\acute{a}x} - E_{nat}}{E_{m\acute{a}x} - E_{min}} \quad (1)$$

“Quanto maior a *CR*, mais compacta é a areia.” (PINTO, 2006, p. 40), como mostra a Tabela 02.

Tabela 02 – Classificação das areais segundo a compactidade.

<b>Classificação</b>	<b><i>CR</i></b>
Areia fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

Fonte: (PINTO, 2006, p. 40).

### 2.1.2 Argilas

Segundo a NBR 6502/1995, as argilas são solos de aspecto coesivo e plástico estruturados por partículas minerais de rochas com diâmetros inferiores a 0,002mm. Quanto à textura são considerados solos de granulação fina.

A consistência das argilas pode ser quantificada por meio de um ensaio de compressão simples, como comenta Pinto (2006, p. 40). O teste compreende a ruptura de um corpo de prova de argila, normalmente cilíndrico, e os termos obtidos estão representados na Tabela 03.

Tabela 03 – Consistência em função da resistência a compressão.

<b>Classificação</b>	<b>Resistência em kPa</b>
Muito mole	< 25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito rija	200 a 400
Dura	> 400

Fonte: (PINTO, 2006, p. 40).

Pinto (2006, p. 42-43) ainda menciona que a consistência do solo argiloso saturado, pode ser obtida, em campo, através do índice de consistência verificado pela Equação 2 e sua classificação é apresentada na Tabela 04.

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \quad (2)$$

Tabela 04 – Estimativa da consistência pelo IC.

<b>Consistência</b>	<b>Índice de consistência</b>
Mole	< 25
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1,0
Dura	>1,0

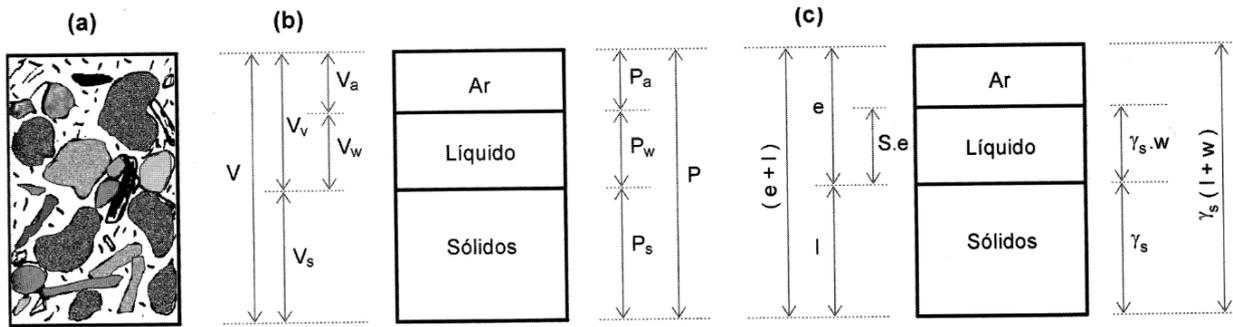
Fonte: (PINTO, 2006, p. 43).

## 2.2 Parâmetros do solo

Craig (2013, p. 14) informa que, o volume total do solo é constituído por uma alíquota de fragmentos sólidos, que se acomodam formando uma estrutura, ao qual, estão envoltos por espaços vazios ocupados por água e ar, designando sua separação em três fases distintas (partículas sólidas, água e ar).

Neste contexto, Pinto (2006, p.35-36), ressalta que o desempenho estrutural de um solo depende da quantidade factual de cada um dos seus três elementos, haja vista que, o volume de água pode variar significativamente com o advento da evaporação e substituição dos vazios por ar. A Figura 01 representa de modo simplificado, os constituintes do solo e seu grau de ocorrência, ainda que em alguns casos, todos os vazios possam estar ocupados pela água.

Figura 01 – Constituintes do solo e suas fases de ocorrência.



Fonte: (PINTO, 2006, p. 43).

Existem algumas correlações importantes na determinação das características do solo de grande importância geológica. (DAS, 2007, p.16). Dentre as associações destacam-se os índices físicos, a coesão, o ângulo de atrito interno, o peso específico e a permeabilidade.

### 2.2.1 Índices físicos

A porosidade “É a razão entre o volume de vazios da amostra da rocha e seu volume total” (CAPUTO, 2014, p. 17), como mostra a Equação 3.

$$n = \frac{Vv}{V} \quad (3)$$

O índice de vazios ( $e$ ) é definido pela razão entre o volume de vazios do solo e o volume das partículas sólidas, calculado a partir de outros índices. Está inter-relacionado com a porosidade e costuma se situar entre 0,5 e 1,5 (nas argilas orgânicas podem ocorrer com índices de vazios superiores a 3), conforme a Equação 4 (Pinto 2006, p. 36).

$$e = \frac{Vv}{Vs} ; e = \frac{n}{1-n} ; n = \frac{e}{1+e} \quad (4)$$

“O grau de saturação ( $S_r$ ), é a razão entre o volume de água e o volume total de vazios, podendo variar entre os limites de zero para um solo completamente seco e 1 (ou 100%) para um solo completamente saturado. Equação 5”. (CRAIG, 2013, p.15).

$$S_r = \frac{Vw}{Vv} \quad (5)$$

O teor de umidade ( $w$ ) é delineado pela relação entre a massa de água contida nos vazios de um solo e a massa das partículas sólidas (grãos) expressa em porcentagem. (ABNT NBR 6502/1995). Equação 6.

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (6)$$

O peso específico aparente ( $\gamma_d$ ) é definido pela razão entre o peso da amostra seca e seu volume. (CAPUTO, 2004, p. 17). Equação 7.

$$\gamma_d = \frac{Mg}{V} \quad (7)$$

### 2.2.2 Coesão

Consoante a NBR 6502/1995, a coesão observada em alguns tipos de solo é definida, como sendo a resistência aos esforços de cisalhamento inerentes a natureza e composição da rocha, ou seja, não dependem das tensões aplicadas.

Pinto (2006, p. 343-344) elucida que existem solos sedimentares que possuem substâncias cimentantes nos contatos intergranulares de cada partícula. A coesão natural do solo dar-se-á pelos deslocamentos entre os grânulos, resistidos inicialmente, por ligações aglomerantes, ao passo que, na coesão aparente, esta propriedade é fruto da pressão neutra negativa.

Nesta visão, Craig (2013, p.23) relata a relação inversamente proporcional existente entre a coesão e o diâmetro das partículas, haja vista que, quanto menor é o diâmetro dos grãos, maior será a coesão entre eles (o que explica a caracterização dos solos argilosos em coesivos).

Teixeira e Godoy (1996, apud, CINTRA; AOKI, 2010, p. 35), empregam uma relação empírica, baseado no índice de resistência a penetração, para a previsão do valor da coesão não drenada ( $c$ ), na impossibilidade da realização de ensaios de laboratório, expressa pela Equação 8.

$$c = 10N_{SPT} (kPa) \quad (8)$$

Joppert Júnior (2007) demonstra que através da Tabela 05, alguns valores médios para alguns parâmetros do solo como o módulo de elasticidade, peso específico do solo natural e saturado, o ângulo de atrito efetivo e coesão.

Tabela 05 – Peso específico de solos arenosos.

Parâmetros médios do solo						
Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (t/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>2</sup> )	Saturado (t/m <sup>2</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35	-
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32	1,0

Fonte: (JOPPERT JÚNIOR, 2007).

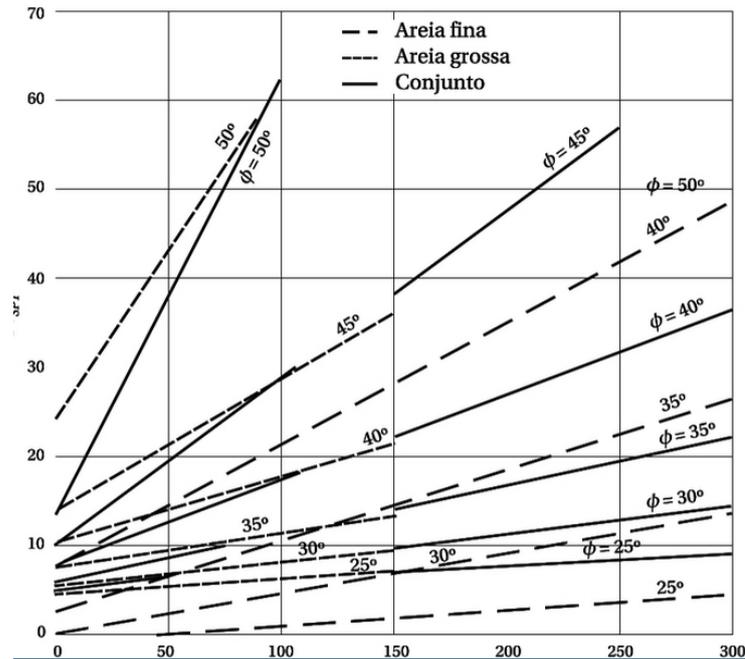
### 2.2.3 Ângulo de atrito interno

Teixeira (1996, apud, Cintra e Aoki 2010, p. 35) apresenta uma correlação estatística entre os pares de valores ( $\sigma_v$ ;  $N_{SPT}$ ) e os prováveis valores de  $\phi$  para a adoção do ângulo de atrito interno da areia, considerando-se o efeito do confinamento das areias na sua resistência, como apresenta a Figura 02 e a Equação 9.

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^0 \quad (9)$$

Godoy (1983, apud, Cintra e Aoki, 2010, p. 36) utiliza Ainda para a estimativa de  $\phi$ , menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ )

$$\phi = 28^0 + 0,4N_{SPT} \quad (10)$$

Figura 02 – Correlação entre  $\phi$  e  $N_{SPT}$ .

Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010, p. 35).

#### 2.2.4 Peso específico

Discorrendo sobre o peso específico, a NBR 6502/1995 ressalta que esta propriedade dos solos, mostra-se subdividida em peso específico seco, natural, saturado e submerso.

- Peso específico seco: Relação entre o peso seco do solo e o seu volume total.
- Peso específico natural: Relação entre o peso total de um solo e seu volume total no estado natural.
- Peso específico saturado: Peso específico de um solo cujos vazios estão completamente preenchidos por água.
- Peso específico submerso: É a diferença entre o peso específico saturado e o peso específico da água.

Na impossibilidade em se obter o peso específico seco do solo pelos ensaios laboratoriais, a NBR 6484/2001, disponibiliza valores aproximados para o peso específico, com base na compactidade da areia apresentados no ensaio de resistência a penetração, como mostra a Tabela 06.

Tabela 06 – Peso específico de solos arenosos.

$N_{SPT}$	Compacidade	$\gamma(\text{kN/m}^3)$		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa/	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta/	17	19	20
19 – 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: (ABNT NBR 6484/2001).

### 2.2.5 Permeabilidade

Todos os solos são materiais permeáveis onde a água está livre para fluir através dos poros interligados existentes entre as partículas sólidas. A pressão da água nos poros (também chamada de pressão neutra ou poropressão) é medida em relação à pressão atmosférica e é definida como a superfície do lençol freático, conforme elucidada Craig (2013, p. 25). Um solo integralmente saturado pode ser encontrado abaixo no nível da água, embora seja possível que, em detrimento da presença de pequenos volumes de ar retidos, o grau de saturação possa apresentar-se ligeiramente menor que 100%.

Das (2007, p. 123), noticia que a investigação do escoamento da água nos entremeios das partículas do solo permeável é relevante na concepção da estimativa de seu fluxo subterrâneo e na análise da estabilidade de barragens de terra e estruturas de contenção sujeitas à força de percolação.

Para a NBR 6502/1995, a maior ou menor facilidade com que a água transita pelos poros das rochas e dos maciços rochosos indica a intensidade da condutividade hidráulica ( $K$ ) em um determinado ponto do solo. O ensaio de SPT tem a finalidade de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), permitindo com que sejam feitas correlações com o valor do  $N_{SPT}$  e vários parâmetros do solo, como a coesão, peso específico, módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno.

## 2.3 Comportamento de alguns solos típicos

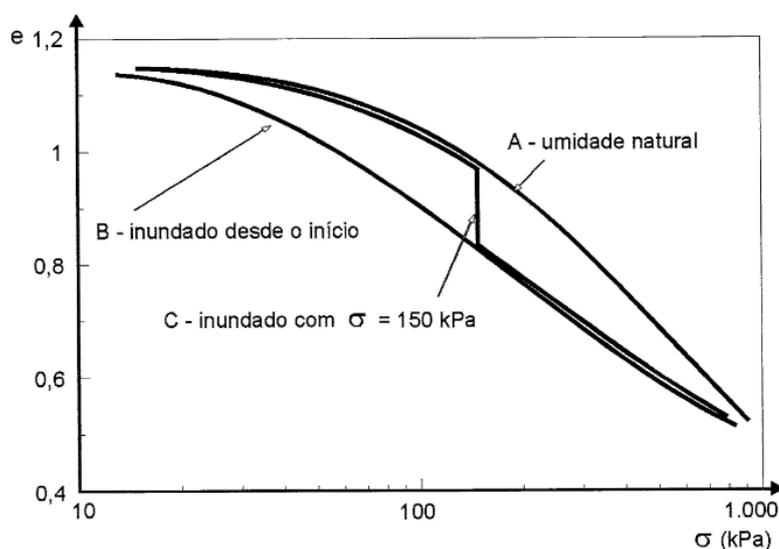
### 2.3.1 Solos colapsíveis

“Os chamados solos colapsíveis são solos não saturados, geralmente porosos cuja inundação pode causar uma espécie de colapso em sua estrutura, caracterizado por um recalque adicional repentino e de grandes proporções, sob carga constante” (CINTRA et al 2013, p. 400).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 40), em condições de baixo teor de umidade, este tipo de solo apresenta uma espécie de resistência aparente que se desenvolve no interior dos vazios dos grânulos, devido à existência de uma pressão de sucção. Quanto mais seco o solo colapsível, maior a sucção, e conseqüentemente, maior será a capacidade de carga da fundação.

Pinto (2006, p. 352), denota que o colapso do solo origina-se com a destruição dos meniscos capilares responsáveis pela tensão de sucção, bem como, o amolecimento do cimento natural que dismantela a união das partículas e suas agregações. O estado de saturação em que o solo se encontra e as tensões totais a que está submetido exprimem o valor do recalque resultante, como revela a Figura 03.

Figura 03 – Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível.



Fonte: (PINTO, 2006, p. 43).

### 2.3.2 Solos expansivos

“São solos não saturados que quando submetidos a um grau de saturação apresentam expansão devido à entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas das partículas argilosas, ou à liberação de pressões de sucção a que o solo estava submetido [...]” (PINTO,

2006, p. 353). Este fenômeno é decorrente do processo de compactação do solo ou do efeito do ressecamento das partículas.

Pinto (2006, p. 354), ainda esclarece que a estruturação de pequenas edificações executadas em solos expansivos impermeabiliza o terreno, pela própria construção, ocasionando um aumento do teor de umidade no solo por impossibilitar a evaporação da água ascendente por capilaridade. Esse acréscimo de umidade pode provocar expansões que danificam as estruturas provocando trincas ou ruínas.

### 2.3.3 Solos compactados

São solos compactados não saturados, cuja estrutura depende do processo de compactação, como expõe Pinto (2006, p. 354). Suas propriedades dependem das condições de umidade de compactação do solo e do processo de compactação, dos quais resultam o peso específico seco, o grau de saturação e a estrutura do solo.

Em explanação feita por Craig (2013, p.18), a compactação é descrita como uma estratégia de aumento da densidade do solo em decorrência da redução do volume de vazios (água e ar) e aglomeração das partículas sólidas, via de regra, quanto maior o grau de compactação dos grânulos maior será a resistência ao cisalhamento e menor à compressibilidade do solo. Um aspecto com alto grau de relevância na construção de aterros.

Já Pinto (2006, p. 77), explicita que quando um solo é removido de seu local de origem com a finalidade de confecção de um aterro, suas partículas encontram-se num estado relativamente fofo, heterogêneo, pouco resistente e muito deformável, podendo apresentar comportamento diferente de local para local.

Ainda segundo Pinto (2006, p. 77), a densificação do solo é comumente realizada por equipamentos mecânicos e é empregada em diversas obras de engenharia. O tipo de solo e o porte da obra estabelecem o processo de compactação a ser empregado prescrevendo o grau de umidade em que o solo deve se encontrar na ocasião e a densidade a ser atingida (estas manobras objetivam a redução de futuros recalques, o aumento da rigidez e a resistência do solo, redução da permeabilidade, dentre outros).

Em campo são utilizados equipamentos de compactação que incluem rolos lidos, rolos pneumáticos, rolos pé-de-carneiro, rolos de grade, rolos vibratórios, placas vibratórias e soquetes mecânicos, como declara Craig (2013, p. 20-22).

“Na maioria das especificações de terraplenagem, a contratada é instruída a alcançar um peso específico seco de compactação no campo de 90% a 95% do peso específico seco

máximo determinado em laboratório por meio do ensaio Proctor normal ou modificado. (DAS, 2007, p. 102-103). O grau de compactação é expresso pela Equação 11.

$$W = \frac{\gamma_d (campo)}{\gamma_d (max - lab)} \times 100 \quad (11)$$

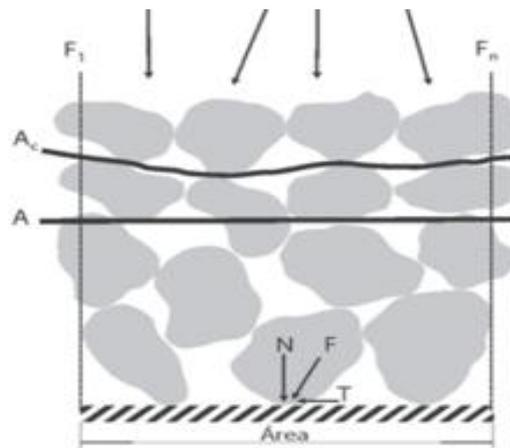
É importante observar que Das (2007, p. 119), relata que os ensaios de compactação Proctor normais e modificados em campo de solos argilosos por meio de rolos compactadores são realizados por técnica de amassamento e as relações entre peso específico seco ( $\gamma_d$ ) e o teor de umidade ( $w$ ), auferidas na compactação dinâmica e na compactação por amassamento não reproduzem valores idênticos. Os resultados dos ensaios de compactação Proctor obtidos em laboratório são utilizados basicamente na verificação da eficiência dos rolos compactadores em campo

## 2.4 Tensões no solo

O solo é descrito com um esqueleto de partículas sólidas envoltas por espaços vazios contínuos contendo água e/ou ar. Seus grânulos e a água frequentemente são retratados como elementos incompressíveis, em um solo completamente saturado; o ar, por outro lado, possui como característica fundamental a sua alta compressibilidade, como embasa Craig (2013, p. 58). Em um solo seco ou parcialmente saturado há a possibilidade de redução do volume devido à compressão do ar nos espaços vazios.

De acordo com Gerscovich (2016, p. 47), quando o advento da tensão processa-se em solo seco, todos os esforços solicitantes são transmitidos ao arcabouço sólido. Neste cenário, para determinação dos estados de tensão deve conhecer os esforços e a área considerada ( $A_c$ ), conforme a Figura 04. As tensões normais e cisalhantes são sempre tratadas do ponto de vista macroscópico, considerando-se a área total ( $A$ ).

Figura 04 – Tensões entre as partículas.



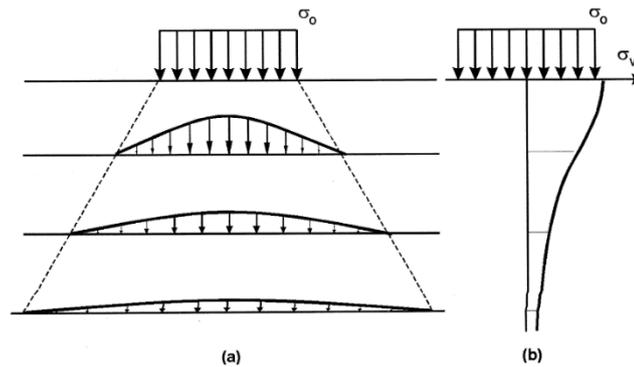
Fonte: Gerscovich (2016, p. 47).

Nesta perspectiva, Craig (2013, p. 58) ainda explica que a tensão de cisalhamento atuante no solo pode ser resistida apenas pelo esqueleto de partículas sólidas, através das forças desenvolvidas nos contatos entre os grãos; já a tensão normal é suportada pelo esqueleto do solo oriunda do aumento das forças entre as partículas. Contudo, se o solo encontrar-se inteiramente saturado, a água que preenche seus vazios também pode suportar uma tensão normal por aumento da pressão.

Das (2007, p. 183) informa que a tensão efetiva dar-se-á pelo somatório de todas as forças  $N'$  atuantes por unidade de área suportada pelo esqueleto do solo. A mudança de volume de uma massa de solo está diretamente ligada à tensão efetiva atuante, onde, o aumento da tensão efetiva dá origem a um estado de compactação mais denso.

A cerca das proposições relacionadas às tensões, Pinto (2006, p. 164), afirma que, ao se aplicar uma carga na superfície de um terreno, em uma área pré-estabelecida, os acréscimos de tensões à uma determinada profundidade não se restringem apenas à projeção da área carregada. Os acréscimos de tensões também transcorrem nas laterais da área carregada e se somam às demais sob a ação do peso próprio do solo caracterizando os bulbos de tensões, como mostra a Figura 05.

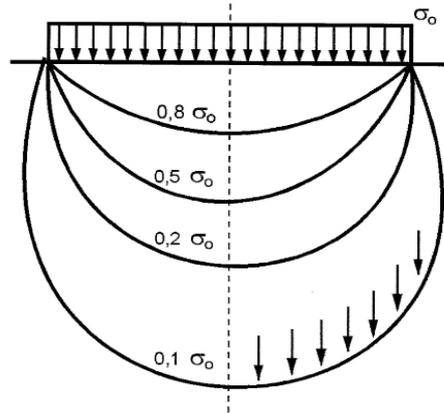
Figura 05 – Distribuição de tensões com a profundidade.



Fonte: Pinto (2006, p. 163).

Quando se unem os pontos no interior do subsolo em que os acréscimos de tensão são de mesmo valor (um mesmo percentual de tensão aplicada na superfície), têm-se linhas chamadas de bulbos de tensões, como indicado na Figura 06.

Figura 06 – Bulbo de tensões.



Fonte: Pinto (2006, p. 163).

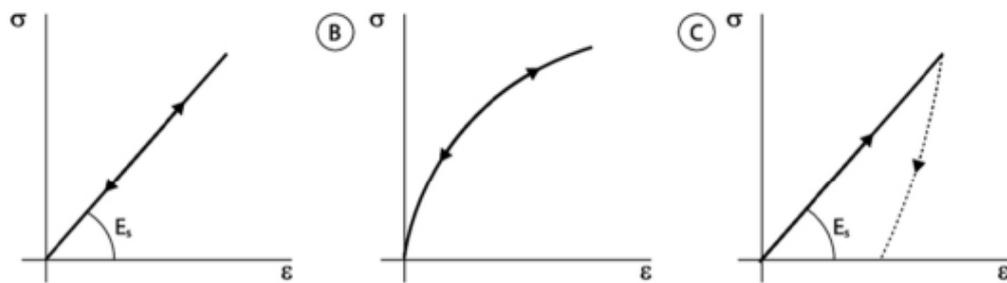
Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.21) explicam que a aplicação de uma força vertical de compressão,  $P$ , em uma sapata de concreto armado retangular com largura  $B$  e comprimento  $L$ , embutida no maciço do solo a uma profundidade  $h$  em relação à superfície, gera a mobilização de tensões resistentes no maciço de solo, que no contato sapata-solo, são normais à base da sapata, com valor médio  $\sigma$  dado pela Equação 12

$$\sigma = \frac{p}{bl} \quad (12)$$

### 2.4.1 Tensão x deformação

Um material pode ser considerado linear, baseando-se na Teoria da elasticidade, como declara Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 62). Esta característica do solo pode ser observada na Figura 07.

Figura 07 – Comportamento tensão-deformação.



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 62).

## 2.5 Resistência dos solos

Discorrendo sobre a resistência característica dos solos Pinto (2006, p. 260) explicita que a ruptura do maciço é regularmente ocasionada pelo fenômeno do cisalhamento, que se sucede, por exemplo, quando há o deslizamento de um talude ou quando uma sapata de fundação é carregada até a fratura.

Perante essa conjuntura, Pinto (2006, p. 260) acrescenta que a resistência de cisalhamento de um solo é delineada pela máxima tensão de cisalhamento aplicada ao maciço, acarretando em pontos de ruptura situados em um mesmo plano.

Mohr (1990, apud, Das, 2007, p. 301), alegava que para um material se fragmentar, o mesmo deveria estar sujeito a ação da tensão normal juntamente com a tensão de cisalhamento. Em grande parte dos problemas de mecânica dos solos, é possível transpor a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal de Coulomb (1776, apud, Das, 2007, p. 301), o que caracteriza o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb e pode ser descrita através da Equação 13

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (13)$$

Entretanto, Craig (2013, p. 74), revela que consoante ao postulado de que a resistência característica de um solo só pode ser oferecida pelo esqueleto de partículas sólidas, a resistência ao cisalhamento deve ser representada como uma função da tensão normal efetiva na ruptura.

“O valor de  $c'$  para areia e silte inorgânico é 0. Para argilas normalmente adensadas,  $c'$  pode ser aproximadamente 0. As argilas sobreadensadas tem valor de  $c'$  maiores que 0. O ângulo de atrito  $\phi'$ , é as vezes chamado de *ângulo de atrito drenado*” (DAS, 2007, p. 301). A Tabela 07 aponta os valores típicos de  $\phi'$  para alguns solos granulares.

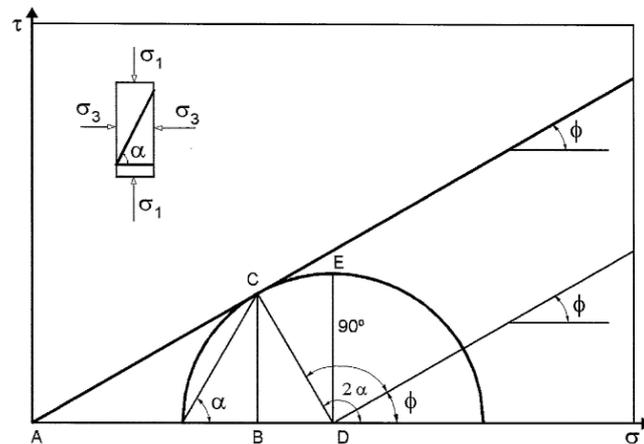
Tabela 07 – Valores típicos para  $\phi'$  drenado para areias e silte.

<b>Tipo do solo</b>	<b><math>\phi'</math>(graus)</b>
Areia: Grãos arredondados	
Fofa	27-30
Média	30-35
Compacta	35-38
Areia: Grãos angulares	
Fofa	30-35
Média	35-40
Compacta	40-45
Pedregulho com alguma areia	34-48
Siltes	26-35

Fonte: (DAS, 2007, p. 302).

Pinto (2006, p. 264), ainda ressalta a importância da tensão normal compreendida no plano de ruptura referido pelo critério de Mohr-Coulomb. A Figura 08 indica o círculo de Mohr tangenciando a envoltória de ruptura no plano de ação da tensão normal (segmento  $AB$ ) e no plano de ação da tensão cisalhante (segmento  $BC$ ), menor do que a tensão cisalhante máxima indicada pelo seguimento  $DE$ . Na ocorrência da máxima tensão cisalhante, a tensão normal  $AD$  propicia uma resistência ao cisalhamento maior que a tensão cisalhante atuante.

Figura 08 – Análise do estado de tensões no plano de ruptura.



Fonte: (PINTO, 2006, p. 163).

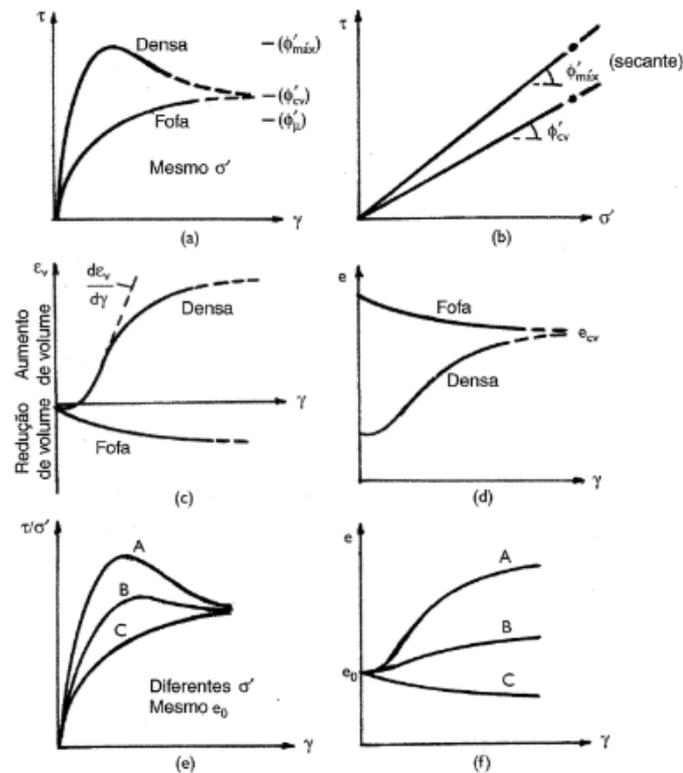
### 2.5.1 Resistência das areias

As areias são corpúsculos bastante permeáveis aos carregamentos, nos quais, estão submetidas; sua resistência ao cisalhamento pode ser definida em termos de tensão efetiva e é estipulada em ensaios de cisalhamento direto e em ensaios de compressão triaxial. (Pinto, 2006, p. 275).

Como a condutividade hidráulica da areia é consideravelmente elevada, Das (2007, p. 307), explica que o excesso de poropressão provocado pelos carregamentos (normal e de cisalhamento) é dissipado rapidamente. Para uma determinada quantidade de carregamento, existem substancialmente algumas condições de drenagem total, sendo que, o ângulo de atrito  $\phi'$  obtido a partir do ensaio de cisalhamento direto drenado de areia saturada, será o mesmo para um corpo de prova similar ao da areia seca.

Conforme relato de Craig (2013, p. 84), nas areias densas, ocorre um intertravamento considerável entre as partículas do solo, que por sua vez, não beneficia sua ruptura por cisalhamento. Para que ocorra a fratura, esse entrave deve ser suplantado além da resistência de atrito nos pontos de contato, como observado na Figura 09.

Figura 09 – Características da resistência ao cisalhamento de areias.



Fonte: (CRAIG, 2013, p. 84).

A curva de tensão deformação da Figura 07 expõe a tensão máxima alcançada para uma deformação relativamente pequena, até a extrapolação do intertravamento, quando sobrevêm a diminuição da tensão e o aumento da deformação (com a redução do intertravamento há um aumento no volume do corpo de prova), (CRAIG, 2013, p. 84).

Craig (2013, p. 84), ainda esclarece que no caso das areias fofas, o intertravamento entre as partículas não é significativo, e em situações de acréscimo de cargas a tensão cisalhante em um determinado ponto aumenta gradativamente até atingir um valor extremo, não apresentando valor de pico, acompanhado de um decréscimo de volume. Os valores máximos de tensão e índices de vazios para corpos de prova submetidos à mesma tensão normal no ensaio de cisalhamento direto são basicamente iguais, de acordo com a Figura 08 (a e d).

Há um estágio em que o índice de vazios de um corpo de prova não exibe diminuição e nem aumento de volume por ocasião da ruptura por cisalhamento; nessa conjuntura recebe o nome de índice de vazios crítico, consoante a NBR 6502/1995. Quando a areia apresenta um índice de vazios inferior ao crítico, ela se dilata até seu rompimento, entretanto, se o índice de vazios for maior que o crítico, a areia romperá ao se comprimir.

Na mesma linha de diligência, Pinto (2006, p. 280) comenta que a dilatação da areia advinda da redução do índice de vazios, para baixo do índice crítico, contribui para a penetração de água em seus espaços, produzindo uma sobrepressão negativa (sucção) com consequente aumento da tensão efetiva e de sua resistência característica (areia compacta).

## **2.6 Investigação do subsolo - Standard Penetration Test (SPT)**

O estudo realizado por Sena (2016) explana que para o correto dimensionamento dos projetos de fundações é fundamental que se conheça as características do solo onde a edificação será implantada, pois, dependendo das peculiaridades das primeiras camadas do solo e da magnitude da estrutura, faz-se necessário o reconhecimento das camadas mais profundas.

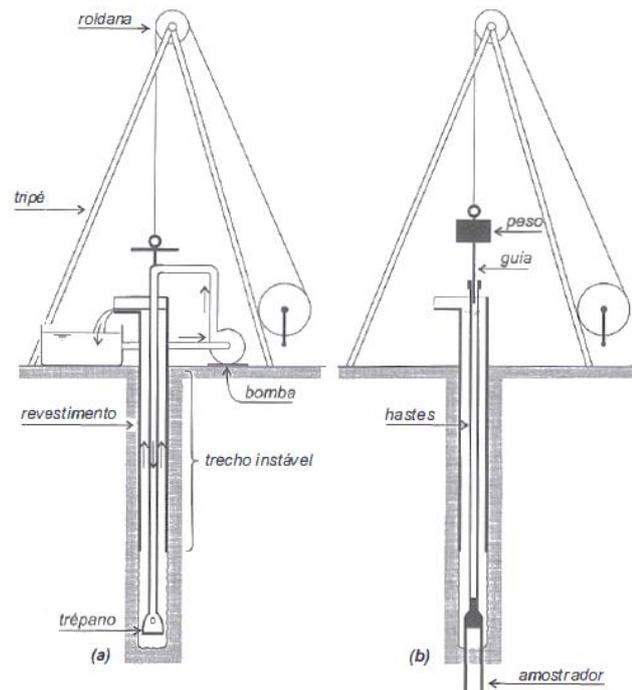
Á hodierno encontram-se disponíveis diversos métodos de investigação do subsolo, com principal enfoque para o Standard Penetration Test (SPT). Este tipo de sondagem é comumente encontrada em obras de pequeno e médio porte por associar um baixo custo de execução, equipamentos fáceis de serem transportados e dados que são suficientes para poder se executar um bom projeto de fundação, como relata Sena (2016).

A NBR 6484/2001, discursa sobre o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solo, com SPT, cujas finalidades incluem a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível da água e os índices de resistência a penetração “N” que são obtidos pelo número de golpes necessários para a cravação de 30cm do amostrador-padrão, a partir da cravação inicial de 15cm, utilizando-se corda de sisal para o levantamento do martelo padronizado.

Usualmente, a investigação do subsolo e sua classificação são executadas através de ensaios de laboratório; todavia, também pode ser estipulada por parâmetros mensurados na determinação do  $N_{SPT}$ , como evidencia a NBR 6484/2001.

A NBR 6484/2001, relata que o ensaio fundamenta-se na penetração de um amostrador padrão, com diâmetro interno de 34,6mm e diâmetro externo de 50,8mm, no solo através da queda de um martelo de 65kg a uma altura de 0,75m. O índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é obtido pelo somatório do número de golpes dos últimos 0,30m de penetração do amostrador, com a coleta das amostras de solo retidas em seu interior a cada metro de profundidade ensaiada, como mostra a Figura 10.

Figura 10 – Etapas da execução de sondagem a percussão.



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2004, P. 36).

## 2.7 Concreto armado

O concreto armado é produzido pela associação do concreto simples com a adição de barras de aço, como relata Carvalho e Filho (2015), uma vez que o concreto simples possui boa resistência aos esforços de compressão e o aço exerce a função absorver os esforços provenientes do tracionamento da estrutura, fazendo com que juntos possuam alta durabilidade, boa trabalhabilidade, resistência ao fogo e minimize os efeitos térmicos e atmosféricos.

Carvalho e Filho (2015), ainda explicam que o comportamento elasto-plástico do concreto armado pode ser verificado pelo diagrama tensão-deformação, ao qual é possível se determinar seu módulo de elasticidade; uma grandeza responsável pela rigidez de uma estrutura.

De acordo com a NBR 6118/2014, o módulo de elasticidade do concreto armado é tabelado e função do  $f_{ck}$  e o tipo de agregado graúdo, como mostra a Tabela 08.

Tabela 08 – Valores estimados (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

Classe de resistência	C 20	C 25	C 30	C 35	C 40	C 45	C 50	C 60	C 70	C 80	C 90
<b>Eci (GPa)</b>	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
<b>Ecs (GPa)</b>	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
<b><math>\alpha_i</math></b>	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (NBR 6118:2014).

## 2.8 Fundações superficiais

De acordo com a definição proposta pela NBR 6122/1996 uma fundação é o produto da transmissão de cargas ao solo advindo das pressões distribuídas sob a base da fundação, em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Seu comportamento à longo prazo varia de acordo com fatores decorrentes do projeto propriamente dito, o reconhecimento do solo, os efeitos pós implantação e sua possível degradação.

Quando uma edificação é projetada de forma correta à transferência de cargas da estrutura ao solo ocorre sem sobrecarregar-lo, haja vista que, a sobrecarga excessiva pode resultar em ruptura por cisalhamento do solo com o surgimento de recalque excessivo, como explana, Milititsky, Consoli e Schnaid (2015, p. 9).

Das (2007, p. 488), esclarece que dependendo da estrutura e do tipo de solo são empregados vários tipos de fundação. Uma sapata, por exemplo, é simplesmente uma extensão de parede estrutural ou pilar, que possibilita a distribuição de carga advinda da estrutura em uma área maior do solo.

### 2.8.1 Tipos fundações superficiais

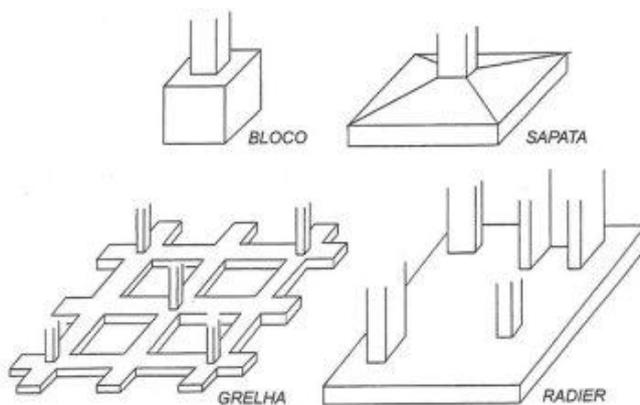
Em explanação feita por Alonso (1983, p. 1), as fundações superficiais, também chamadas de fundações rasas, são as que se apoiam logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base.

Velloso e Lopes (2004, p. 11-12) decomporam as fundações superficiais em sete tipos e as classificaram em:

- Bloco: elemento confeccionado com concreto simples e dimensionado de tal maneira que as tensões de tração nele produzidas não necessitem de armadura.
- Sapata: elemento produzido em concreto armado e dimensionado de tal maneira que as tensões de tração sejam resistidas por armadura. Sua base em planta normalmente apresenta forma quadrada, retangular ou trapezoidal.
- Sapata corrida: muitas vezes denominada de baldrame, recebe a ação de cargas distribuídas.
- Vigas de fundação: elemento de fundação comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estão situados em um mesmo alinhamento.
- Grelha: é constituída por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.
- Sapata associada: elemento de fundação que recebe parte da carga dos pilares da obra.
- Radier: elemento de fundação que recebe as cargas de todos os pilares de uma edificação.

Dentre elas, comumente são averiguadas os tipos de fundações superficiais da Figura 11.

Figura 11 – Fundações superficiais mais utilizadas.



Fonte: (FABRÍCIO; ROSSIGNOLO, 2002).

## 2.8.2 Mecanismos de ruptura

### 2.8.2.1 Ruptura geral

A ruptura geral é determinada pelo deslizamento da borda da fundação até a superfície do terreno, como mostra a Figura 05, como elucidam Velloso e Lopes (2004, p. 54-55). A

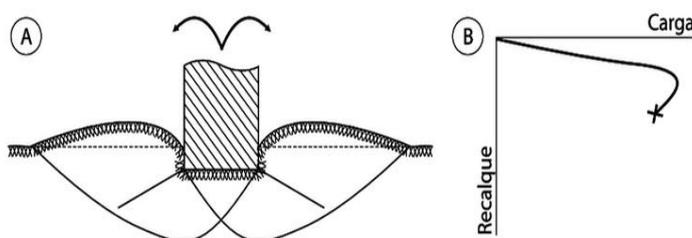
maioria das fundações é regida em condições de tensões controladas e a manifestação de rupturas processa-se de maneira brusca e catastrófica, levando ao tombamento da sapata.

Velloso e Lopes (2004, p. 54-55) esclarecem que neste caso, há uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois da ruptura, o que acarreta um levantamento do solo em torno da fundação com movimentos em um único lado da fundação.

Segundo Das (2007, p. 489), a ruptura geral por cisalhamento ocorre quando uma carga é aplicada e causa o recalque da fundação; uma zona triangular em forma de cunha é empurrada para baixo e pressiona as zonas II e III, deslocando-as para os lados e para cima. Para um valor limite de pressão, o solo passa para um estado de equilíbrio plástico e a ruptura ocorre por deslizamento. Figura 06.

Cintra, Aoki e Albiero, (2011, p.23), ainda explicam que este tipo de fratura ocorre em solos menos resistentes (alta resistência), com sapatas medianamente rasas, sendo a superfície de ruptura do solo continua, da borda esquerda da base da sapata até a superfície do terreno à direita, ou ao contrário, por simetria, como ilustra a Figura 12.

Figura 12 – Mecanismo de ruptura do solo.



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 23).

#### 2.8.2.2 Ruptura por puncionamento

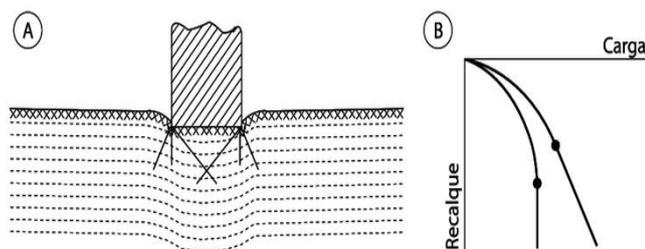
“A ruptura por puncionamento é caracterizada por um mecanismo de difícil observação. À medida que a carga cresce o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo.” VELLOSO e LOPES (2004, p. 54-55).

Este perfil de ruptura é verificado em superfícies mais deformáveis (menos resistentes), onde se observa uma penetração crescente da sapata, decorrente da compressão adjacente exercida no solo, ao invés do tombamento, como cita Cintra, Aoki e Albiero, (2011, p.23-24).

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.23-24), a carga de ruptura é atingida para recalques mais elevados, e para esse valor de carga, os recalques passar a ser incessantes.

Contudo pode haver necessidade de acréscimo contínuo na carga para manter a evolução dos recalques da sapata. Essas duas possibilidades são apresentadas nas curvas carga x recalque da Figura 13, cujas posições relativas podem se inverter. Na segunda curva é discutível a caracterização da carga de ruptura, pois a resistência aumenta continuamente.

Figura 13 – Carga x recalque.



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 23).

### 2.8.2.3 Ruptura local

Já a ruptura localizada é caracterizada por um molde que bem definido, imediatamente abaixo da fundação com formação de uma cunha de deslizamento que se inicia junto às bordas da fundação, com uma evidencia visível de empolamento do solo aos lados da fundação, como denota, Velloso e Lopes (2004, p. 54-55). A compressão vertical sob a fundação é significativa, e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno.

Cintra, Aoki e Albiero, (2011, p.25) ainda relatam que “A ruptura local ocorre nos solos de média compactidade ou consistência (areias medianamente compactas e argilas médias), sem apresentar um mecanismo típico, constituindo um caso intermediário dos outros dois modos de ruptura”.

## 2.9 Capacidade de carga do solo

Também chamada de pressão de ruptura, como explana Caputo (2014, p. 185), a capacidade de carga de um solo é expressa por uma determinada pressão, que quando aplicada diretamente ao solo culmina com a sua ruptura.

Como elemento estrutural elaborado com concreto armado, a capacidade de carga de uma sapata suficientemente resistente fornece ao solo a tensão que provoca a ruptura do maciço em que está embutida ou apoiada. (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 22).

O cálculo para a determinação da capacidade de carga foi estipulado inicialmente por Terzaghi, sofrendo algumas adequações ao longo dos anos.

### 2.9.1 Teoria de Terzaghi e Vesic

Vesic (1975, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p.31-32) propôs uma adaptação da metodologia para o cálculo da capacidade de carga de fundações diretas proposta por Terzaghi (1943), substituindo alguns fatores da equação geral, conforme as Equações 14, 15 e 16. Para Terzaghi (1967 apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p.33), os fatores de capacidade de carga pode ser observados na Figura 14.

Para areias compactas:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (14)$$

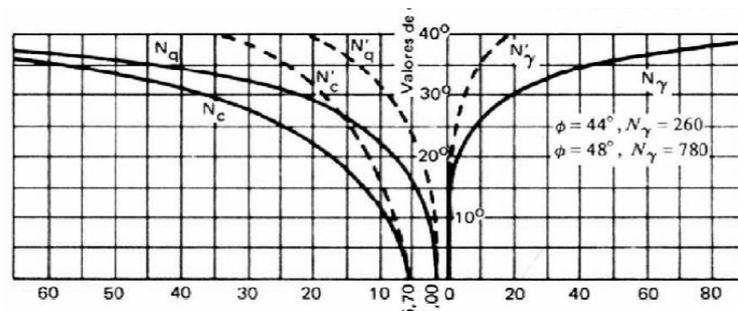
Para areias fofas:

$$\sigma_r = c' \cdot N_c' \cdot S_c + q \cdot N_q' \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma' \cdot S_\gamma \quad (15)$$

Com:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad \quad \quad tg\theta' = \frac{2}{3} tg\theta \quad (16)$$

Figura 14 – Fatores de capacidade de carga (Terzaghi e Peck 1967).



Fonte: (TERZAGHI; PECK, 1967, apud, CINTRA; AOKI; ALBIERO 2011, p.32).

Vesic (1975, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011, p.31-32) ainda expõe um método racional que acrescenta uma redução da capacidade de carga pela comparação de índices de rigidez com a compressibilidade do solo, indicados pelas Tabelas 09 e 10.

Tabela 09 – Fatores de forma (Vesic, 1975).

Sapata	Sc	Sq	Sy
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)tg\phi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+tg\phi$	0,60

Fonte: (TERZAGHI; PECK, 1967, apud, CINTRA; AOKI; ALBIERO 2011, p.33).

Tabela 10 – Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975).

$\Phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$tg \Phi$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	29,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,20	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,6	10,88	0,51	0,47						

Fonte: (VESIC, 1975, apud, CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 33).

## 2.10 Tensão admissível

Como explica Ruver (2005), a fase de maior relevância em um projeto de fundações, baseia-se na determinação da maior tensão que pode ser aplicada ao solo sem causar rupturas ou recalques excessivos. Muitos projetistas começaram a observar as estruturas de edificações concluindo que as tensões nelas aplicadas originaram recalques excessivos, mostrando sinais de danos estruturais. Desde então, concluiu-se que a máxima tensão que não representasse perigo estrutural as edificações fosse denominada de tensão admissível do solo.

Em definição apontada pela NBR 6122/2010, a tensão admissível corresponde ao valor adotado em projeto que, aplicado à superfície do terreno, através da fundação superficial, atende aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques vibrações, etc), com o uso de coeficientes de segurança globais. Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

A NBR 6122/1996, trazia em seu texto original, valores pré-estabelecidos para a tensão admissível do solo, como parâmetro para orientação inicial de projetos de fundação, como aponta a Tabela 11. No entanto, a tabela não apresentava valores de tensão admissível para os solos compressíveis (areia fofas, argilas moles, siltes fofos ou moles e aterros) por se tratar de materiais que exigem maiores cuidados no dimensionamento de fundações.

Tabela 11 – Tensões admissíveis apresentados na NBR 6122/1996.

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

Fonte: (ABNT NBR 6122/1996).

### 2.10.1 Determinação da tensão admissível

Nos métodos semi-empíricos as propriedades do solo são obtidas por meio de correlações com resultados de alguns ensaios, sendo posteriormente utilizados na determinação da capacidade de carga a partir dos conceitos da mecânica dos solos.

Schnaid (2000, p. 27-28), estipula valores para a tensão admissível de fundações diretas por meio de correlações dos índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) do SPT ou da resistência de ponta ( $q_c$ ) do CPT, representados na Tabela 12.

Tabela 12 – Correlações entre  $N_{SPT}$  e  $q_a$  para solos granulares.

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

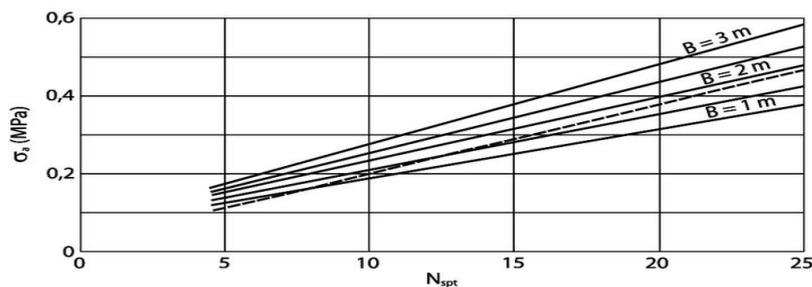
Obs.: \* Menor dimensão da fundação considerada

Fonte: (ABNT NBR 6484/2001).

Para as areias Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2004), desenvolveram uma correlação, a partir da equação de capacidade de carga de Terzaghi, considerando sapatas quadradas apoiadas a 1,5m de profundidade, em areia com peso específico de 18 kN/m<sup>3</sup> e fator de segurança 3, observada na Figura 16 e obtida pela Equação 17.

$$\sigma_a = 0,05 + (1 + 0,4B) \frac{N_{spt}}{100} \text{ (MPa)} \quad (17)$$

Figura 15 – Tensão admissível em função de B e de  $N_{SPT}$  para sapatas em areia.



Fonte: (TEIXEIRA; GODOY, 1996, apud, CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2004).

Schnaid (2000, p. 26-17) ainda informa que as tensões admissíveis do terreno, utilizadas na rotina de projetos de fundação, pode ser representada pela Equação 18, com fatores de segurança estabelecidos em norma, conforme a Tabela 13.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma}{F_s} \quad (18)$$

Tabela 13 – FS e coeficiente de minoração das solicitações de compressão.

Método para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos <sup>a</sup>	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos <sup>b</sup>	2,15	3,00
Semi-empíricos <sup>a</sup> ou analíticos <sup>b</sup> acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,4	2,00

<sup>a</sup> **Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.**

<sup>b</sup> Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.

Fonte: (ABNT NBR 6484/2001).

## 2.11 Recalque

Conforme o relato de Pinto (2006, p. 183), a determinação das deformidades devida a carregamentos verticais na superfície de um terreno denota a importância da averiguação do surgimento de recalques em edificações com fundações superficiais; podendo estas, se desenvolverem de forma rápida (recalque imediato) ou ocorrerem lentamente após a aplicação de cargas.

Premissas teóricas relatadas por Fabrício e Rossignolo (2002) apontam que as deformações elásticas do solo, caracterizadas como recalque elástico, são comumente observadas em solos arenosos e nas argilas não saturadas, no instante em que seus grânulos são submetidos à ação de cargas estáticas. Já o recalque por adensamento origina-se com a expulsão da água e os vazios nos solos argilosos, são lentos e seculares, mesmo em face do baixo índice de permeabilidade das argilas.

Caputo (2014, p.348), ainda discursa sobre a importância do recalque por escoamento lateral, vista que, seu início dar-se-á com o deslocamento das partículas do solo das zonas de elevado carregamento para as de menor esforço solicitante.

Com base nessas perspectivas Pinto (2006) relata que toda edificação sofre deslocamentos com a movimentação de suas fundações, podendo afetar sua aparência visual, função e utilização.

### 2.11.1 Recalque imediato

Ocorre de maneira rápida, quase simultaneamente à aplicação do carregamento em condições não drenadas, sendo calculado através da teoria da elasticidade.

### 2.11.2 Recalque total

É o recalque que dá origem ao recalque diferencial e aos movimentos do edifício, sendo formado pelo somatório do recalque por adensamento e o recalque imediato, conforme a Equação 19.

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i \quad (19)$$

### 2.11.3 Determinação de recalque por meio da teoria da elasticidade

Nas areias, mesmo homogêneas em termos de granulometria, mineralogia e compactidade, o módulo de deformabilidade não é constante com a profundidade, o que caracteriza o chamado meio elástico não homogêneo. Em geral devido ao efeito do confinamento, o módulo aumenta com a profundidade em areias (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011, p. 73)

Para se obter a estimativa de recalque de fundações diretas em areia é imprescindível a divisão do maciço em subcamadas pouco espessas, de modo que seja razoável supor um valor constante de  $E_s$  para cada uma delas, como relata Sena (2016).

A aplicabilidade da teoria da elasticidade esta intimamente ligada a previsão de recalque em solos coesivos saturados, não sendo bem sucedida em areais, de acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 72). No caso das areias, os parâmetros  $E$  e  $\nu$  dependem

principalmente do nível de tensões e do confinamento da massa de solo, não permanecendo constantes ao longo da profundidade.

Existe uma relação entre  $E/N_{SPT}$  e taxa de carregamento, como discorre Stroud (1989, apud Schnaid, 2000) como apresentado na Tabela 14. Para areias normalmente carregadas a relação  $E/N_{SPT}$  geralmente se encontra na faixa entre 1 e 2 MN/m, já para areia pre-adensadas fica entre 1,5 e 6 MN/m. Utilizando os dados compilados por Burland e Burbidge (1985), definiu-se as faixas de variação para a relação  $E/N_{SPT}$

Tabela 14 – Valores de  $E/N_{SPT}$  para areias.

$N_{SPT60}$	$E/N_{SPT60}$ (MN/m <sup>2</sup> )		
	Média	Mínimo	Máximo
4	1,6 a 2,4	0,4 a 0,6	3,5 a 5,3
10	2,2 a 3,4	0,7 a 1,1	4,6 a 7,0
30	3,7 a 5,6	1,5 a 2,2	6,6 a 10,0
60	4,6 a 7,0	2,3 a 3,5	8,9 a 13,5

Fonte: (SCHNAID, 2000).

Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011) demonstram uma relação mais direta entre os valores de  $N_{SPT}$  e  $E$  apresentados na Tabela 15, conforme a Equação 20.

$$E = j \cdot w \cdot N_{spt} \quad (20)$$

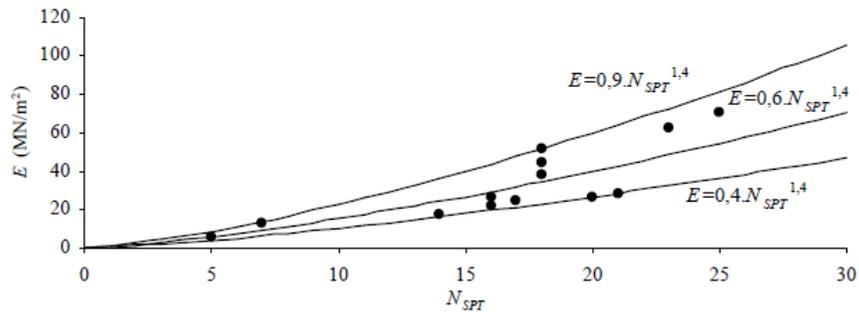
Tabela 15 – Valores de  $j$  e  $w$ .

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

Fonte: (TEIXEIRA; GODOY, 1996, apud, CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Por meio de análises já realizadas em solos residuais para provas de carga, Sandroni (1996, apud, Velloso e Lopes, 2004), determinou os módulos de elasticidade para, de acordo com a Figura 16.

Figura 16 – Valores de  $E$  obtidos pela retroanálise.



Fonte: (SANDRONI, 1996, apud, VELLOSO; LOPES, 2004).

## 2.12 Métodos de previsões de recalque correlacionados ao SPT.

Para a aplicação dos métodos semi-empíricos Velloso e Lopes (2004, p. 89) elucidam, que os parâmetros de deformabilidade obtidos por correlação em ensaios in situ de penetração (estática,  $CT$ , ou dinâmica,  $SPT$ ), são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptações deles.

Estes recursos foram produzidos inicialmente para prever recalques em areias, devido à dificuldade em se amostrar e ensaiar esses materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campa. Em seguida, passaram a ser aplicados em argilas parcialmente saturadas e depois a argilas em geral. Velloso e Lopes (2004, p. 103).

### 2.12.1 Modelo de Alpan (1964)

No método de Alpan (1964, apud, Velloso e Lopes, 2004, p. 104), o recalque originado em uma placa podem ser obtidos através da Equação 22, previamente calculado o  $\rho_\rho$  pela Equação 21.

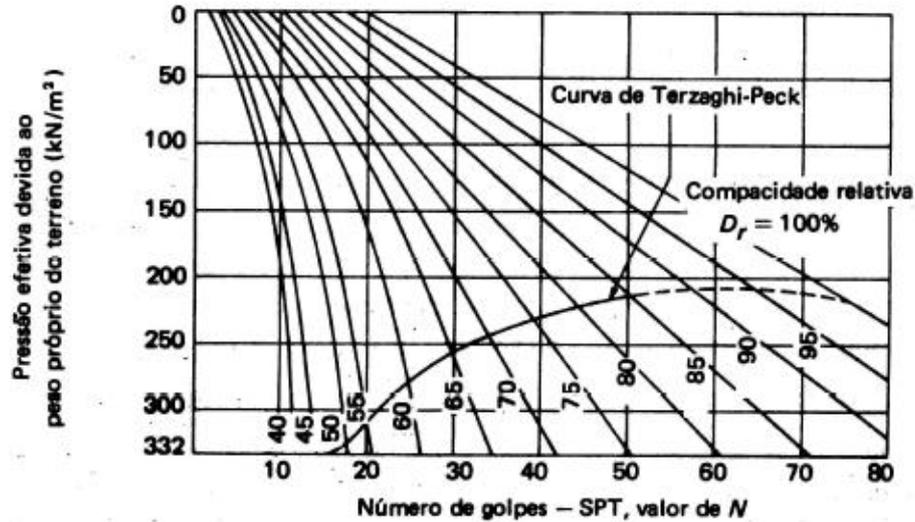
$$\rho_\rho = 1000 \cdot \alpha_0 \cdot q \quad (21)$$

$$\rho = \rho_\rho \cdot \left[ \frac{2B}{B+0,3048} \right]^2 \quad (22)$$

De acordo com Simons e Menzies (1977) deve-se corrigir o valor do  $N_{SPT}$  em função da tensão efetiva vertical do solo, através da Figura 17. A compactidade relativa da areia ( $Dr$ ),

os valores do  $N_{SPT}$  e da tensão efetiva do solo ao nível da base da fundação fornecem os dados de entrada no gráfico para a correção do  $N_{SPT}$ .

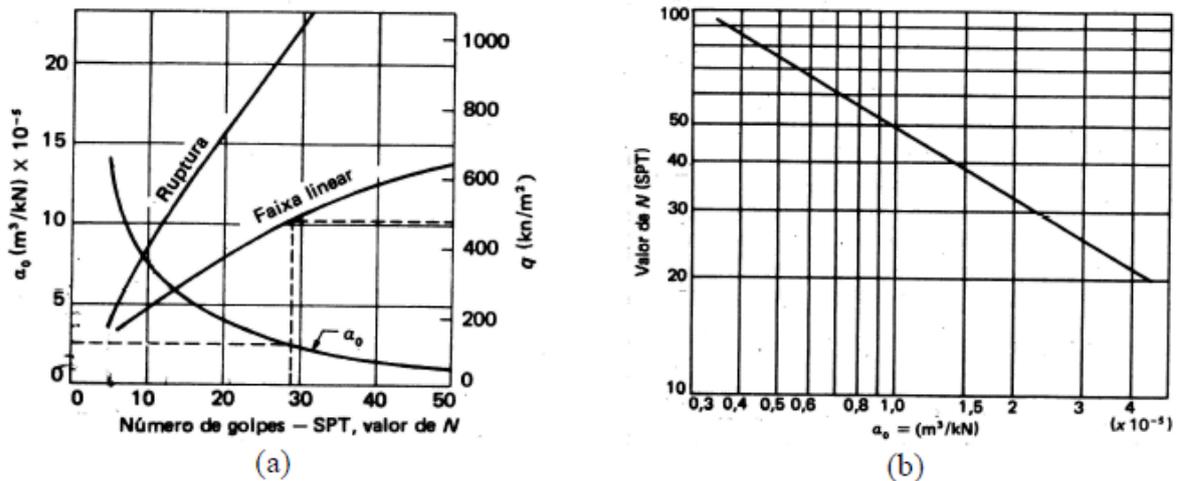
Figura 17 – Ábaco para correção dos valores de  $N_{SPT}$  em função do embutimento.



Fonte: (ALPAN, 1964, apud, SIMONS; MENZIES, 1977).

O coeficiente de recalque  $a_0$  é obtido no ábaco da Figura 18, com o valor do  $N_{SPT}$  corrigido. Se o  $N_{SPT}$  for baixo utiliza-se o ábaco da figura a, se o  $N_{SPT}$  for alto utiliza-se o ábaco da Figura b.

Figura 18 – Ábaco para determinação do coeficiente de recalque ( $a_0$ ).



Fonte: (ALPAN, 1964, apud, SIMONS; MENZIES, 1977).

### 2.12.2 Modelo de Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965)

A partir do aprimoramento das equações de Terzaghi e Peck em 1948, Meyerhof (1965, apud, Cintra Aoki e Albiero, 2011), estipulou novas formulações para a determinação da tensão admissível, comomostram as Equações 23, 24 e 25.

$$q_a = 0,52 \cdot N_{SPT} \cdot \rho_a \quad \text{para sapatas com } B < 1,20 \text{ m} \quad (23)$$

$$q_a = 0,35 \cdot N_{SPT} \cdot [(B + 0,3048)/B]^2 \cdot \rho_a \quad \text{para sapatas com } B \geq 1,20 \text{ m} \quad (24)$$

$$q_a = 0,35 N_{SPT} \cdot \rho_a \quad \text{para radiers} \quad (25)$$

Considerando que os recalques são proporcionais as tensões aplicadas até a tensão admissível Meyerhof (1965, apud, Cintra Aoki e Albiero, 2011) propôs as Equações 26, 27, 28 e 29 para a determinação dos recalques.

$$\rho = \frac{q}{q_a} \cdot \rho_a \quad (26)$$

$$\rho \cong \frac{1,92 \cdot q}{N_{SPT}} \quad \text{para sapatas com } B \leq 1,20 \text{ m} \quad (27)$$

$$\rho \cong \frac{2,86 \cdot q}{N_{SPT}} \cdot \left[ \frac{B}{B+0,3048} \right]^2 \quad \text{para sapatas com } B > 1,20 \text{ m} \quad (28)$$

$$\rho \cong \frac{2,86 \cdot q}{N_{SPT}} \quad \text{para radiers} \quad (29)$$

Meyerhof (1965, apud, Cintra Aoki e Albiero, 2011) ainda reitera que a tensão admissível estipulada pelas equações que utilizam os valores de SPT, produzem resultados elevados de ate 50% do valor real, com relação entre 0,8 e 2,0. Em conclusão, os valores obtidos podem ser divididos por 2 ou 3 para que sejam factuais.

### 2.12.3 Modelo de Schmertmann

Schmertmann (1970) afirma que a deformação máxima obtido em um solo localiza-se a uma profundidade relativa de 0,8 a 1,5 ( $2z/B$ ), em conformidade com a teoria da elasticidade. Par tanto, propôs a equação 23 para o cálculo de recalque, com os coeficientes  $C1$ ,  $C2$  e  $E_i$ , calculados pelas equações 31, 32 e 33, respectivamente.

$$\rho = C1. C2. \sigma \sum_{i=1}^n \frac{Iz}{Es} \cdot \Delta z_i \quad (30)$$

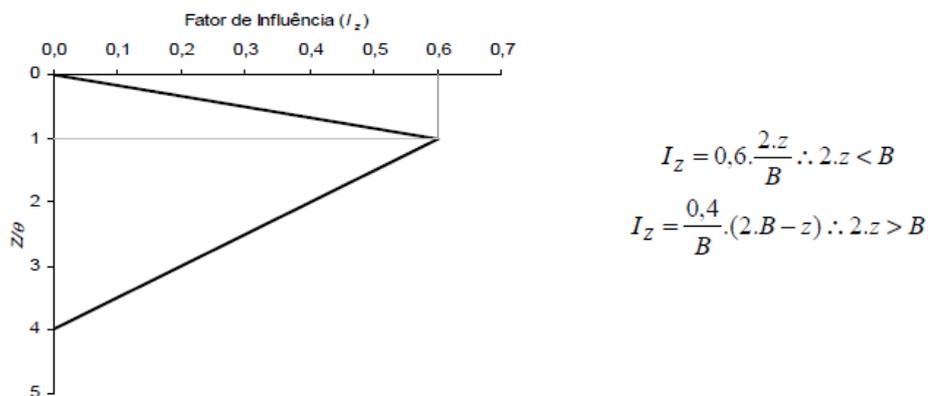
$$C1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q}{\sigma} \right) > 0,5 \quad (31)$$

$$C2 = 1 + 0,2. \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (32)$$

$$E_i = \alpha. K. (N_{SPTi}) \quad (33)$$

O fator de deformações pode ser obtido através de expressões ou do abaco da Figura 19.

Figura 19 – Distribuição do fator de influencia  $I_z$ , ao longo da profundidade.



Fonte: (SCHMERTMANN, 1970).

A relação entre os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio de cone e os valores de  $N_{SPT}$  do ensaio de SPT variam conforme o tamanho dos grãos do solo e de sua

granulometria, de modo que o autor sugere os valores da Tabela 16 para comporem a Equação 34.

$$E = 2,0 \cdot q_c \quad (34)$$

Tabela 16 – Valores de correlação entre os resultados de ensaio de cone e SPT.

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

Fonte: (SCHMERTMANN, 1970)

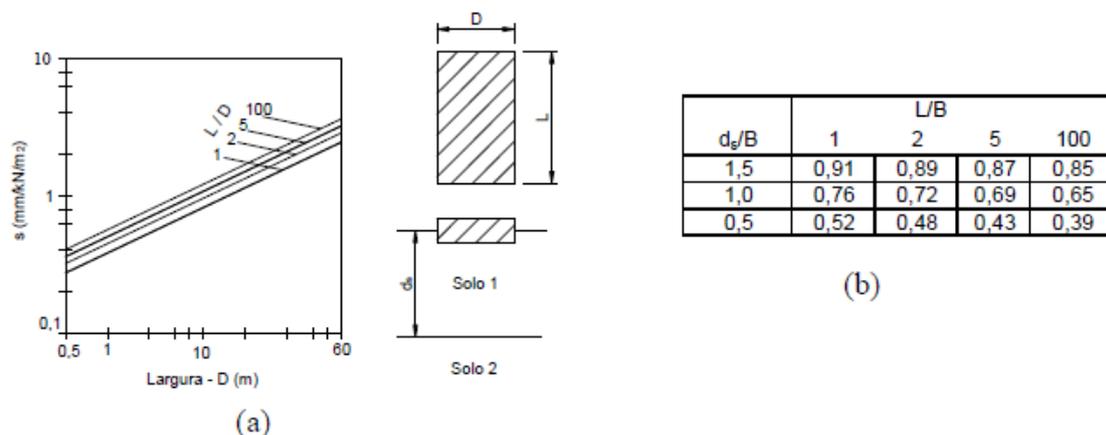
#### 2.12.4 Modelo de Schultze e Sherif (1973)

O método apresentado por Schultze e Sherif (1973, apud Milititsky, Consoli e Schnaid 2015) constitui a estimativa de recalque em solos arenosos através da Equação 35.

$$\rho = \left[ \frac{s}{N_{SPT}^{0,87} \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{Z}{B}\right)} \right] \cdot q \quad (35)$$

Contudo, a aplicação direta do método só deve ser utilizada em situações onde a espessura das camadas seja superior a duas vezes a largura da fundação ( $2B$ ), em casos adversos, deve-se adotar fatores de redução apresentados na Figura 20 e multiplicado pelo coeficiente de recalque.

Figura 20 – Ábaco para determinação do fator  $s$  e tabela para o fator de correção do  $d_s$ .



Fonte: (SCHNAID, 2000).

### 2.12.5 Modelo de Burland, Broms e de Melo (1977)

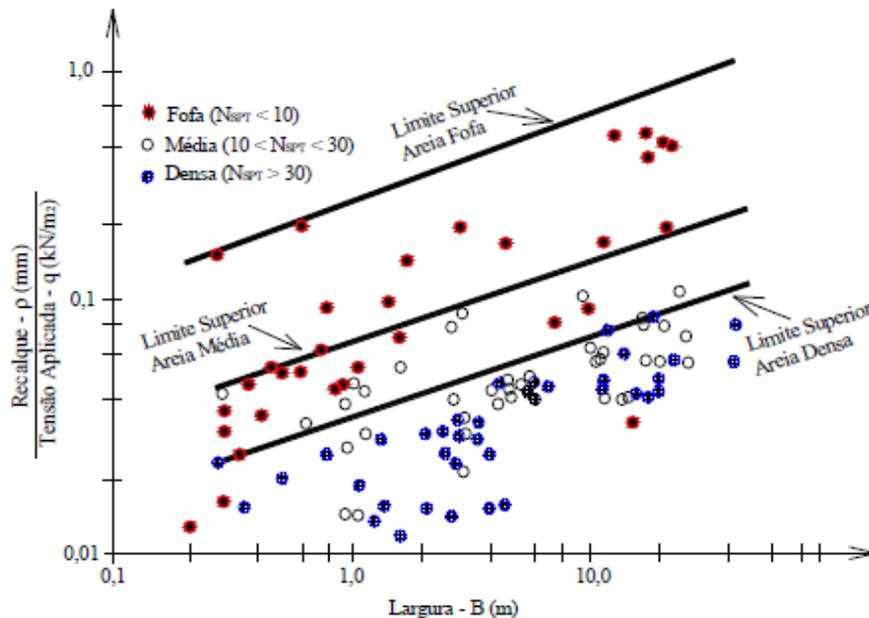
Burland, Broms e de Melo (1977) expressam o recalque originado em areias através do equacionamento de dados que consideram sua compactidade, determinada no ensaio médio de SPT (Figura 21), conforme as Equações 36, 37 e 38.

$$\rho_{max} = 0,32 \cdot q \cdot B^{0,3} \quad \text{para areia fofa} \quad (36)$$

$$\rho_{max} = 0,07 \cdot q \cdot B^{0,3}, \quad \text{para areias medianamente compactas} \quad (37)$$

$$\rho_{max} = 0,035 \cdot q \cdot B^{0,3}, \quad \text{para areias densas} \quad (38)$$

Figura 21 – Resultados compilados de recalques em fundação e radiers.



Fonte: (BURLAND, BROMS, e MELLO, 1977).

Ainda de acordo com, Burland, Broms e de Melo (1977) o método fornece uma aprazível estimativa de recalque, uma vez que o gráfico não fornece valores exatos das correlações entre a compactidade das areias e a largura das fundações.

### 2.12.6 Modelo de Parry (1978)

A previsão de recalque, segundo Parry (1978, apud Ruver, 2005), considera um valor para o módulo de elasticidade ( $E$ ) proporcional ao valor de  $N_{SPT}$  e constante ao longo da profundidade de influência da fundação. O autor propôs uma constante de correlação ( $\beta$ ) com valor de 0,2 e um valor médio ponderado para o perfil de  $N_{SPT}$  calculado na Equação 40 e descrito na Equação 39.

$$\rho = \beta \cdot \frac{q \cdot B}{N_m} \quad (39)$$

$$N_m = \frac{1}{6} \cdot (3 \cdot N_1 + 2 \cdot N_2 + N_3) \quad (40)$$

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

Como elucida Schnaid (2000), o modelo de previsão de recalque proposto por Burland e Burbidge (1985) seguem uma equação linear de modo que os recalques em areis normalmente adensadas podem ser determinados pela Equação 41, com índice de compressão estabelecido pela Equação 42 Sendo o valor mais provável para  $\alpha_{BB}$  de 1,71.

$$\rho = B^{0,7} \cdot I_c \cdot q \quad (41)$$

$$I_c = \frac{\alpha_{BB}}{N_{SPT}^{1,4}} \quad (42)$$

Para efeitos modelo de Burland e Burbidge (1985) devem ser feitas correções dos valores de  $N_{SPT}$  para o caso de silte arenoso, com  $N_{SPT}$  de 15 e correção do  $N_{SPT}$  no caso de seixo, respectivamente, como mostra as Equações 43 e 44.

$$N_{corr} = 15 + 0,5 \cdot (N_{SPT} - 15) \quad (43)$$

$$N_{corr} = 1,25 \cdot N_{SPT} \quad (44)$$

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

A estimativa de recalque proposta por Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991), foi idealizada com base em resultados de prova de carga, publicada por outros autores que se basearam em ensaios de SPT, originando a Equação 45.

$$\rho = 2,37 \cdot \frac{q^{0,87} \cdot B^{0,70}}{N_{SPT}^{1,20}} \quad (45)$$

Em análise mais específica Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991), proporam expressões inerentes à compacidade das areias (areia fofa,  $N_{SPT} < 10$ ; areia média,  $10 < N_{SPT} < 30$ ; areia grossa,  $N_{SPT} > 30$ ) e as dimensões das fundações (pequena,  $B < 3\text{m}$ ; grande,  $B > 3\text{m}$ ) podem ser calculadas pelas Equações 46, 47, 48, 49 e 50.

$$\rho = 0,57 \cdot \frac{q^{0,94} \cdot B^{0,90}}{N_{SPT}^{0,87}} \quad \text{para } N_{SPT} < 10 \quad (46)$$

$$\rho = 0,35 \cdot \frac{q^{1,01} \cdot B^{0,69}}{N_{SPT}^{0,94}} \quad \text{para } 10 < N_{SPT} < 30 \quad (47)$$

$$\rho = 6,04 \cdot \frac{q^{0,90} \cdot B^{0,76}}{N_{SPT}^{2,82}} \quad \text{para } N_{SPT} > 30 \quad (48)$$

$$\rho = 1,90 \cdot \frac{q^{0,77} \cdot B^{0,45}}{N_{SPT}^{1,08}} \quad \text{para } B < 3\text{m} \quad (49)$$

$$\rho = 1,64 \cdot \frac{q^{1,02} \cdot B^{0,59}}{N_{SPT}^{1,37}} \quad \text{para } B > 3\text{m} \quad (50)$$

### 2.12.9 Modelo de Ruver (2005)

Após analisar metodologias de previsão de recalque corroboradas por vários autores Ruver (2005), observou que o recalque originado em solos residuais submetidos a uma determinada tensão, sofrem influência de três parâmetros de maior relevância  $B$ ,  $q$  e  $N_{SPT}$ .

Partindo desse princípio, normalizou-se as curvas de tensão-deformação, de modo que o recalque fosse dividido por relações que envolvessem o diâmetro, lado, bem como a determinação de constantes encontradas por média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  a uma profundidade  $2B$  abaixo da cota de assentamento da fundação e um aproveitamento de energia de 60%, chegando a Equação 51.

$$\rho = \frac{0,038 \cdot q \cdot B}{N_{SPT}^{0,93}} \quad (51)$$

### 2.13 Recalque total limite

Segundo relato de Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra; Aoki e Albiero, 2011), uma estrutura sujeita á recalques uniformes, torna-se susceptível ao evento do recalque diferencial, proveniente de algum tipo de excentricidade de cargas, ou heterogeneidade do solo. Uma das maneiras de se limitar o recalque diferencial e minimizando os efeitos do recalque total.

Milititsky, Consoli e Schnaid (2015, p. 18), ressaltam que o estabelecimento de recalques admissíveis possuem valores indicativos com ordem de grandeza e níveis adequados a ocorrência habitual dos problemas. Porém tais valores não devem ser empregados criteriosamente ou determinados como limites únicos, uma vez que, a previsão de recalques de uma estrutura apoiada no solo não é um indicador com resultados precisos (nem mesmo com o uso de sofisticadas ferramentas numéricas).

Em estruturas usuais de concreto ou aço, Burland, Broms e Melo (1997, apud, Velloso e Lopes, 2004, p. 30) adotaram valores limites aceitáveis para os recalques diferenciais e recalques totais limites, seguindo as recomendações de Skempton MacDonald.

Onde,

Areias =  $\delta_{\max} = 25$  mm

$\rho_{\max} = 40$  mm para sapatas isoladas

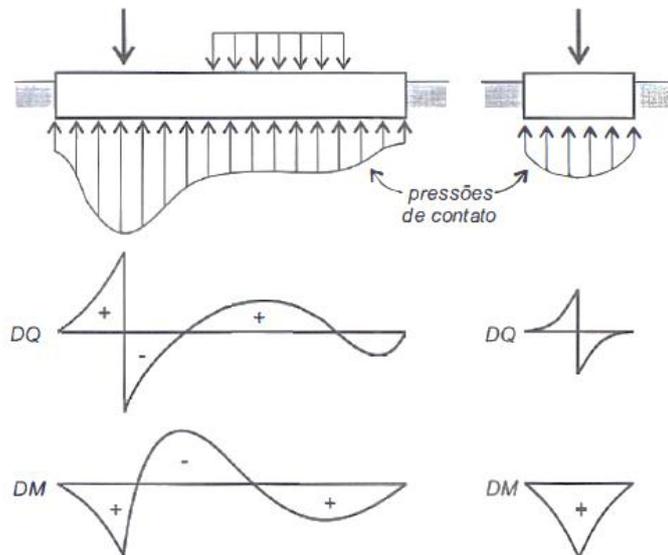
$\rho_{\max} = 40$  a 65 mm para radiers

## 2.14 Interação solo-estrutura

A análise da interação solo-fundação retrata os deslocamentos reais do conjunto fundação-estrutura, bem como, seus esforços internos, como elucidada Velloso e Lopes (2004, p.121). Esses esforços podem ser obtidos diretamente pela análise da interação ou indiretamente por meio das pressões provenientes da interface estrutura solo (pressões de contato), a partir dos quais, é feito o dimensionamento estrutural.

As pressões de contato dependem principalmente das características das cargas aplicadas, uma vez que, a resultante dessas pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas, como mostra a Figura 22. (VELLOSO E LOPES, 2004, P. 121)

Figura 22 – Pressões de contato e esforços internos em uma fundação.

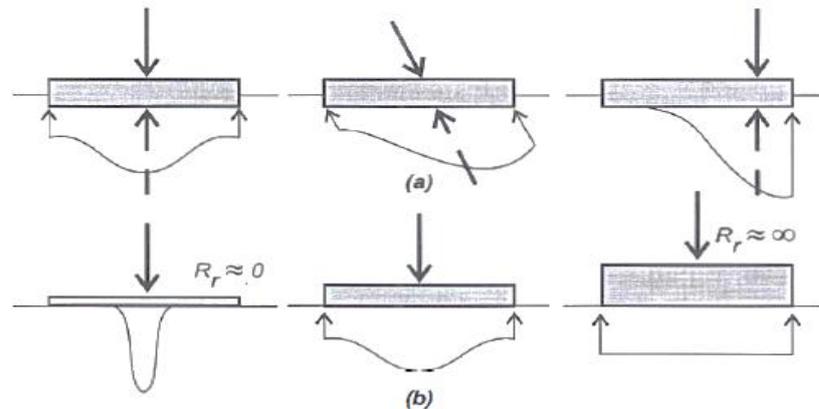


Fonte: (VELLOSO; LOPES 2004, p. 121).

Outro fator de importante relevância é a rigidez relativa solo-fundação ( $R_r$ ). Quando mais flexível for à fundação, mais a pressões de contato refletirão o carregamento, como apresenta a Figura 23. Para uma sapata retangular, Meyerhof (1953, apud, Velloso e Lopes, 2004, p. 123) propôs a Equação 52.

$$R_r = \frac{E_c I}{EB^3} \quad (52)$$

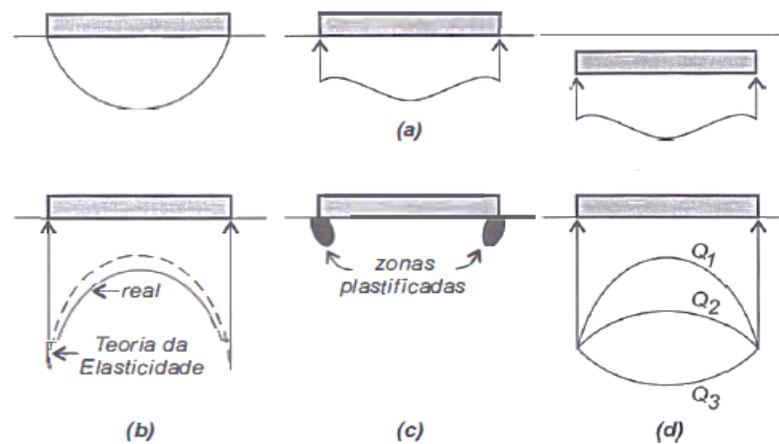
Figura 23 – Influência de cargas e da rigidez da fundação-solo.



Fonte: (VELLOSO; LOPES 2004, p. 121).

Velloso e Lopes (2004, p. 123), relatam também que as propriedades do solo afetam as pressões de contato, onde, a resistência ao cisalhamento do solo determina as pressões máximas nos bordos e sua consequente plastificação, como determina a Figura 24. Com o aumento da carga as pressões nas bordas se mantem constantes, e há um aumento das pressões de contato na parte central.

Figura 24 – Influência das propriedades do solo e do nível de carga.



Fonte: (VELLOSO; LOPES 2004, p. 123).

Atualmente, a análise da interação solo-estrutura é realizada por métodos computacionais, mas também pode ser feita, substituindo a superestrutura por uma viga de rigidez equivalente, como propôs Meyerhof (1953 apud Velloso e Lopes, 2004, p. 126). Para fundações combinadas, sua rigidez é somada à da viga que representa a estrutura e para o conjunto de fundações isoladas, o cálculo de recalque é feito com as fundações ligadas às vigas que representa a estrutura.

### 3 METODOLOGIA

O estudo de caso, objeto de análise deste trabalho, refere-se a uma situação hipotética do carregamento centrado das cargas advindas de um pilar, á uma sapata isolada retangular, assente em solos arenosos. Serão feitas simulações da capacidade de carga, tensão admissível e o recalque originado em oito tipos de solo.

Por se tratar de uma sapata retangular, a profundidade  $z$  do bulbo de tensões foi estipulada como sendo a multiplicação de três vezes a menor dimensão do elemento de fundação considerado ( $3B$ ), onde o  $N_{SPT}$ , correspondente a cada tipo de solo, calculado pôde ser determinado a partir da média do número de golpes das camadas de solo contidas no intervalo do bulbo de tensões.

A designação dos parâmetros do solo, localizados abaixo da cota de assentamento da sapata como peso específico e coesão, foram definidos segundo a da tabela de Joppert Júnior (2007) e o  $N_{SPT}$  do bulbo de tensões. Já o peso específico do solo natural localizado acima do elemento de fundação foi estipulado pela média do número de golpes do ensaio de SPT na camada localizada sobre o elemento de fundação e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) dar-se-á pela Equação 10 de Teixeira e Godoy (1983, apud, Cintra e Aoki, 2010, p. 36).

Para o cálculo da capacidade de carga foi utilizada a formulação de Terzaghi, adaptada por Vesic (1975), com a utilização de fatores de capacidade de carga e fatores de forma propostas por Vesic (1975).

As tensões admissíveis dos solos foram determinadas em consonância a NBR 6122/2010, onde a capacidade de carga estabelecida foi dividida pelo fator de segurança da ordem 3.

Com relação à aplicabilidade das metodologias de cálculo, em análise neste trabalho, os valores para o  $N_{SPT}$  variam de acordo com a imposição dos autores. Para Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965), Schultze e Sherif (1973), Burland, Broms e de Melo (1977), Burland e Burbidge (1985), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvas (1991) e Ruver (2005) o valor de  $N_{SPT}$  considerado, foi determinado mediante a média aritmética do número de golpes do ensaio de SPT das camadas da área de influencia do bulbo de tensões; Alpan (1964) considera apenas o valor de  $N_{SPT}$  na base da fundação; Schmertmann (1970) divide o perfil em camadas e utiliza os valores médios dos  $N_{SPT}$  por camada, para a definição do recalque parcial daquela camada, e ao final faz o somatório para obtenção do recalque total; Parry (1978) faz uma média ponderada entre os valores de  $N_{SPT}$  de modo a atribuir pesos maiores para os valores mais próximos da base de fundação.

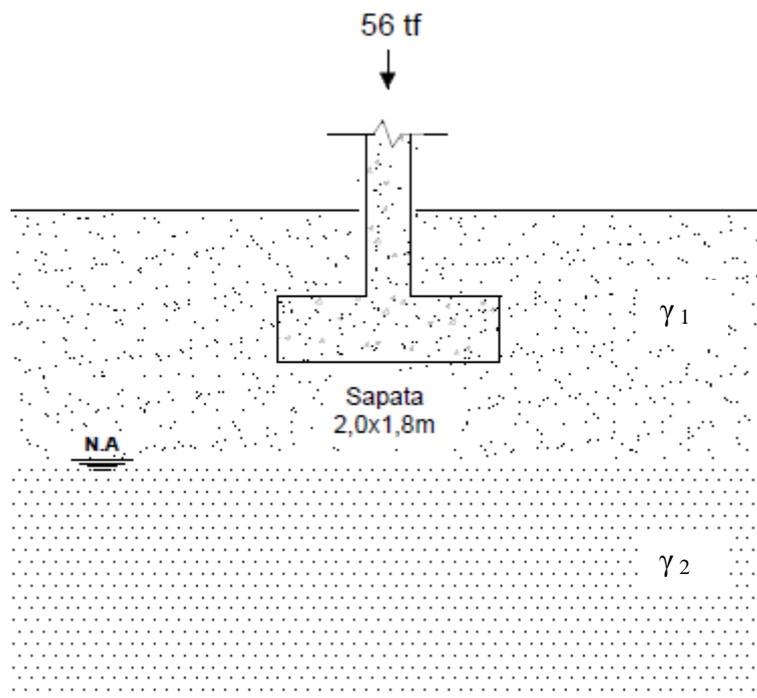
Ainda com intuito de se averiguar o recalque gerado nos solos hipotéticos e se determinar parâmetros de confiabilidade dos métodos em análise, foram simulados os recalques através do software GeoStudio.

#### 4 ESTUDO DE CASO

A despeito da ocorrência de deformidades na superfície de um terreno, provocadas pelo comportamento tensão-deformação e recalques, sejam melhores avaliadas por metodologias de provas de carga, este trabalho preconiza o estudo desse fenômeno a partir de ensaios pré-determinados de  $N_{SPT}$ .

O estudo de caso retrata uma sapata isolada retangular (2,0m x 1,8m), com altura de 0,6m, submetida a um carregamento vertical centrado de carga pontual de 560 kN, assentada a cota -2,0m da superfície do terreno, como mostra a Figura 25. As dimensões do pilar são de 40x30cm com  $f_{ck}$  do concreto de da sapata e do pilar de 25 Mpa.

Figura 25 – Esquema representativo da sapata em estudo sobre o solo.



Fonte: (AUTORA, 2017).

A carga uniformemente distribuída pela superfície da sapata ao solo foi obtida mediante a Equação 12.

$$\sigma = \frac{p}{bl} \therefore \sigma = \frac{560}{2 \times 1,8} \therefore \sigma = q = 155,55 \text{ kN/m}^2$$

O acréscimo de tensões nas camadas do solo, para todos os casos sem análise, foi calculado seguindo as diretrizes para sapata retangular, onde o bulbo de tensões dar-se-á pela multiplicação de três vezes o valor da sua menor dimensão ( $3B$ ).

$$\text{Bulbo} = 3B \therefore \text{Bulbo} = 3 \cdot 1,8 \therefore \text{Bulbo} = 5,4\text{m}$$

Os parâmetros do solo foram definidos a partir dos valores médios do número de golpes do ensaio de SPT, na camada de influência do maciço de solo submetido às forças de tensões que geram determinadas deformações.

No apêndice A estão representados os resultados simplificados do ensaio de SPT dos solos estudados nesta pesquisa, através de códigos numerados de 1 a 8. Os valores apresentados contemplam o número de golpes no ensaio de SPT por camada, a ocorrência e nível do lençol freático e a profundidade de assentamento da sapata.

#### 4.1 Caso 1 – Memorial de cálculo

##### 4.1.1 Capacidade de carga

Trata-se de um solo arenoso, composto por areia fina, medianamente compacta a compacta com coloração variegada desde a superfície do terreno até a profundidade de 7m. Logo abaixo se encontra um solo composto por areia pouco siltosa, compacto e de coloração variegada. Neste perfil de sondagem do solo não foi encontrado o nível do lençol freático. O  $N_{SPT}$  do bulbo de tensões expressa uma camada de solo com compacidade compacta.

$$N_{SPT} = \frac{17 + 18 + 22 + 23 + 38 + 31 + 40}{7} \therefore N_{SPT} = 27$$

O peso específico do solo natural sob a sapata de fundação foi correlacionado ao  $N_{SPT}$  e obtido pela tabela 5 de Joppert Júnior (2007).

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

A sobrecarga inerente ao peso do solo acima camada que compreende a resistência de ponta do elemento de fundação foi obtida através do peso específico do solo natural e a altura de influência sobre a sapata.

$$q' = \gamma \cdot h \therefore q' = 19.2 \therefore q' = 38 \text{ kN/m}^2$$

Por se tratar de uma areia pura não foi considerado nenhum valor representativo para o parâmetro de coesão.

$$c = 0$$

O ângulo de atrito interno foi estipulado pela correlação com o  $N_{SPT}$  proposta pela Equação 10.

$$\phi = 28^0 + (0,4 \cdot N_{spt}) \therefore \phi = 28^0 + (0,4 \cdot 25) = 38^0$$

Os fatores de forma e capacidade de carga para  $\phi = 38^0$  foram obtidos mediante aos parâmetros preconizados pela tabelas 08 e 09 de Vesic (1975).

---


$$N_c = 67,87 \quad N_q = 55,96 \quad N_\gamma = 92,25 \quad N_c/N_q = 0,82 \quad tg\phi = 0,81$$


---

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \therefore S_c = 1 + \left(\frac{1,8}{2}\right) \cdot 0,82 \therefore S_c = 1,738$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) tg\phi \therefore S_q = 1 + \left(\frac{1,8}{2}\right) \cdot 0,81 \therefore S_q = 1,729$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) \therefore S_\gamma = 1 - 0,4 \left(\frac{1,8}{2}\right) \therefore S_\gamma = 0,64$$

A determinação da capacidade de carga do solo procedeu-se através da Equação 14 de Terzaghi e Vesic (1975)

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q' \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\sigma_r = (0.67,87.1,738) + (38.55,96.1,729) + \left(\frac{1}{2} \cdot 2.1,8.92,25.0,64\right)$$

$$\sigma_r = 4739,40 \text{ kPa} \therefore \sigma_r = 47,39 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4.1.2 Tensão admissível

Para a determinação da tensão admissível foram seguidas as diretrizes da NBR 6484/2001, com utilização do fator de segurança mínimo de 3, Equação 17.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{3} \therefore \sigma_a = \frac{47,39}{3} = \therefore \sigma_a = 15,80 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4.1.3 Recalque

Os recalques originados no maciço de solo foram estipulados através das nove metodologias de cálculo propostas no estudo.

##### 4.1.3.1 Modelo de Alpan (1964)

A definição do coeficiente de recalque ( $\alpha_0$ ) pôde ser obtida mediante a correção do valor de  $N_{SPT}$ , no ábaco das figuras 19 e 20, com valor representativo de  $\alpha_0 = 0,45 \cdot 10^{-5}$ .

$$\rho_p = 1000 \cdot \alpha_0 \cdot q \therefore \rho_p = 1000 \cdot 0,45 \cdot 10^{-5} \cdot 155,55 \therefore \rho_p = 1,01$$

$$\rho = \rho_p \cdot \left[ \frac{2B}{B+0,3048} \right]^2 \therefore \rho = 1,01 \cdot \left[ \frac{2 \times 1,8}{1,8+0,3048} \right]^2 \therefore \rho = 2,96 \text{ mm}$$

##### 4.1.3.2 Modelo de Terzaghi e Peck adaptado por Meyerhof (1965)

O recalque foi determinado com a introdução direta dos valores da tensão distribuída sobre a superfície da fundação ( $q$ ), o menor lado da placa ( $B$ ), o valor médio do ensaio de  $N_{SPT}$  do bulbo de tensões e tempo de 50 anos.

$$\rho \cong \frac{2,86 \cdot q}{N_{SPT}} \cdot \left[ \frac{B}{B+0,3048} \right]^2 \therefore \rho \cong \frac{2,86 \cdot 155,55}{27} \cdot \left[ \frac{1,8}{1,8+0,3048} \right]^2 \therefore \rho = 12,05 \text{ mm}$$

#### 4.1.3.3 Modelo de Schmertmann (1970)

A proposição do modelo de Schmertmann considera o somatório dos recalques produzidos em cada camada da área de influência do bulbo de tensões sendo calculado pelas Equações 29 á 32.

$$\sigma^* = \sigma - q' \therefore \sigma^* = 155,55 - 38,0 \therefore \sigma^* = 117,55 \text{ kPa}$$

$$C1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q}{\sigma^*} \right) \therefore C1 = 1 - 0,5 \left( \frac{38}{117,55} \right) \therefore C1 = 0,84$$

$$C2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \therefore C2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{50}{0,1} \right) \therefore C2 = 1,54$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot Z_{B/2} \therefore \sigma_v = 38 + \sqrt{(19 \cdot 1,8/2)} \therefore \sigma_v = 55,1 \text{ kPa}$$

$$Iz_{m\acute{a}x} = 0,5 + 0,1 \left( \frac{\sigma^*}{\sigma_v} \right) \therefore Iz_{m\acute{a}x} = 0,5 + 0,1 \left( \frac{117,55}{55,1} \right) \therefore Iz_{m\acute{a}x} = 0,646$$

Os demais parâmetros podem ser observados na Tabela 17, onde os valores de  $Iz$  foram obtidos pelo triângulo de cargas de Schmertmann no software AutoCAD e os valores de  $E_i$  foram calculados pela Equação 34.

Tabela 17 – Parâmetros para cálculo de recalque

Camada	$\Delta z$ (mm)	$Iz$	$N_{SPT}$	Es	$Iz \cdot \Delta z / Es$
1	900	0,40	18	37,8	9,52
2	1500	0,58	22	46,2	18,83
3	1000	0,47	23	48,3	9,73
4	1000	0,35	38	79,8	4,39
5	1000	0,14	31	83,7	1,67
				<b><math>\Sigma</math></b>	<b>44,14</b>

Fonte: (autora, 2017)

O recalque total final é estabelecido pela equação 29.

$$\rho = C1.C2.\sigma \sum_{i=1}^n \frac{Iz}{Es} \cdot \Delta z_i \therefore \rho = 0,84 \cdot 1,0 \cdot 0,1175 \cdot 44,14 \therefore \rho = 4,36 \text{ mm}$$

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

Para a previsão do recalque utilizou-se o valor do coeficiente de recalque (s) extraído do ábaco da Figura 22.

$$\rho = \left[ \frac{s}{N_{SPT}^{0,87} \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{Z}{B}\right)} \right] \cdot q \therefore \rho = \left[ \frac{0,6}{27^{0,87} \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{2,0}{1,8}\right)} \right] \cdot 155,55 \therefore \rho = 3,67 \text{ mm}$$

#### 4.1.3.5 Modelo de Burland, Broms e de Melo (1977)

O recalque foi determinado com a introdução direta dos valores da tensão distribuída sobre a superfície da fundação ( $q$ ) e o menor lado da placa ( $B$ ), pela Equação 41, estabelecida para areias densas.

$$\rho_{max} = 0,035 \cdot q \cdot B^{0,3} \therefore \rho_{max} = 0,035 \times 155,55 \times 1,8^{0,3} \therefore \rho_{max} = 6,49 \text{ mm}$$

#### 4.1.3.6 Modelo de Parry (1978)

A determinação do recalque considera um valor médio ponderado para o perfil de  $N_{SPT}$ , calculado pelas Equações 38 e 39.

$$N_1 = \text{De } 0 \text{ a } 1,19 \text{ m} \therefore N_1 = 17 + 18/2 = 17,5$$

$$N_2 = \text{De } 1,19 \text{ a } 2,39 \text{ m} \therefore N_2 = 18 + 22/2 = 20,0$$

$$N_3 = \text{De } 2,39 \text{ a } 3,60 \text{ m} \therefore N_3 = 22 + 23/2 = 22,5$$

$$N_m = \frac{1}{6} \cdot (3 \cdot N_1 + 2 \cdot N_2 + N_3) \therefore N_m = \frac{1}{6} \cdot (3 \times 17,5) + (2 \times 20,0) + 22,5 \therefore N_m = 19,166$$

$$\rho = \beta \cdot \frac{q \cdot B}{N_m} \therefore \rho = 0,2x \frac{155,55x1,8}{19,166} \therefore \rho = 2,92 \text{ mm}$$

#### 4.1.3.7 Modelo de Burland e Burbidge (1964)

O recalque foi estimado mediante a determinação do índice de compressão ( $I_c$ ), com valor da constante  $\alpha_{BB} = 1,71$ , das Equações 40 e 41.

$$I_c = \frac{\alpha_{BB}}{N_{SPT}^{1,4}} \therefore I_c = \frac{1,71}{27^{1,4}} \therefore I_c = 0,0169$$

$$\rho = B^{0,7} \cdot I_c \cdot q \therefore \rho = 1,8^{0,7} \cdot 0,0169 \cdot 155,55 \therefore \rho = 3,98 \text{ mm}$$

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

O recalque foi estipulado pela inserção direta dos valores da tensão distribuída sobre a superfície da fundação ( $q$ ), o menor lado da placa ( $B$ ), e o valor médio do ensaio de  $N_{SPT}$  do bulbo de tensões.

$$\rho = 0,35 \cdot \frac{q^{1,01} \cdot B^{0,69}}{N_{SPT}^{0,94}} \therefore \rho = 0,35 \cdot \frac{155,55^{1,01} x 1,8^{0,69}}{27^{0,94}} \therefore \rho = 3,88 \text{ mm}$$

#### 4.1.3.9 Modelo de Ruver (2005)

Para o cálculo do recalque foram considerados os parâmetros da tensão distribuída sobre a superfície da fundação ( $q$ ), o menor lado da placa ( $B$ ), e o valor médio do ensaio de  $N_{SPT}$  do bulbo de tensões.

$$\rho = \frac{0,038 \cdot q \cdot B}{N_{SPT}^{0,93}} \therefore \rho = \frac{0,038 \cdot 155,55 \cdot 1,8}{N_{SPT}^{0,93}} \therefore \rho = 4,02 \text{ mm}$$

#### 4.1.4 Recalque modelado no GeoStudio

O comportamento tensão-deformação do solo foi modulado através do software GeoStudio 2012 – módulo Sigma/W, ao qual permiti o detalhamento das tensões induzidas oriundas do carregamento em que se encontra o solo. Para a obtenção dos valores conclusivos, a entrada dos dados procedeu-se em duas etapas, onde a primeira contempla os parâmetros do solo *in situ* e a segunda abrange a extensão da sobrecarga, como mostra a Figura 26.

Figura 26 – Interface do software Geoestudio 2012 - Sigma/W (Solo)

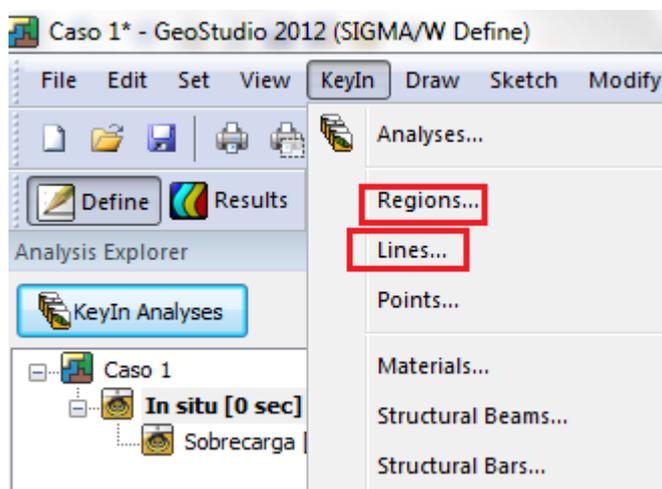


Fonte: (AUTORA, 2017).

##### 4.1.4.1 Etapa 1 - Inserção dos dados

Para a etapa 1 – *in situ*, a modelagem do caso em questão, procede-se com um desenho esquemático da implantação da sapata (1,8m) no solo (2x2m), através de pontos predeterminados na área de desenho do software (dimensão 6x6m) e interligados por linhas, mediante a inclusão dos dados na aba KeyIn – Regions e Lines da Figura 27.

Figura 27 – Composição dos dados para o desenho.



Fonte: (AUTORA, 2017).

#### 4.1.4.1.1 Parâmetros do solo

Posterior á modelagem, foram introduzidos na interface do programa, os dados referentes aos parâmetros geotécnicos do solo, incluindo o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, coesão, ângulo de atrito interno, peso específico do solo e ângulo de dilatação para as duas camadas de solo presentes no estudo.

Na camada de solo próxima a implantação da sapata, o módulo de elasticidade foi obtido através da formulação proposta por Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011) com parâmetros obtidos pela tabela 14 e  $N_{SPT}$  de 24.

$$E = j \cdot w \cdot N_{SPT} \therefore E = 3 \cdot 0,9 \cdot 24 \therefore E = 64,8 \text{ MPa} \therefore E = 64.800 \text{ kPa}$$

Devido à dificuldade em se obter números exatos para o coeficiente de Poisson o valor considerado para os cálculos foi de 0,334 (valor para silte) com peso específico da camada de solo de 20 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito interno de 38 ° e ângulo de dilatação de 0 °.

A Figura 28 representa a interface dos dados da primeira camada inseridos no software.

Figura 28 – Interface de entrada de dados dos parâmetros da areia fina.

The screenshot shows a software interface for defining soil parameters. The 'Name' field is set to 'Areia fina'. The 'Material Category' is 'Effective-Drained Parameters' and the 'Material Model' is 'Elastic-Plastic (Effective)'. Under 'Effective E-Modulus (E')', the 'Constant' option is selected with a value of '64.800 kPa'. The 'Function' option is set to '(none)'. The 'Eff. Cohesion (C\'' is '0 kPa', 'Eff. Phi (Phi\'' is '38 °', and 'Poisson's Ratio' is '0,334'. The 'Unit Weight' is '20 kN/m³', 'Dilation Angle' is '0 °', and 'Activation PWP' is '0 kPa'. A 'Color' selection box is visible in the top right corner.

Fonte: (AUTORA, 2017).

Para a segunda camada de solo o módulo de elasticidade também foi obtido através da formulação proposta por Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2011) com parâmetros obtidos pela tabela 14 e  $N_{SPT}$  de 31.

$$E = j.w.N_{spt} \therefore E = 3.0,7.31 \therefore E = 65,1 \text{ MPa} \therefore E = 65.100 \text{ kPa}$$

O coeficiente de Poisson utilizado foi de 0,334 (valor para silte), peso específico da camada de solo de 20 kN/m<sup>3</sup>, ângulo de atrito interno de 40 ° e ângulo de dilatação de 0 °. A Figura 29 representa a interface dos dados da segunda camada inseridos no software.

Figura 29 – Interface de entrada de dados dos parâmetros da areia pouco siltosa.

Fonte: (AUTORA, 2017).

#### 4.1.4.1.2 Parâmetros do concreto armado da sapata

O módulo de elasticidade do concreto armado que compõe a sapata foi obtido através da Tabela 08, onde  $E' = 28.000.000 \text{ kPa}$ , para um  $f_{ck}$  equivalente a 30 Mpa e agregado graúdo gnaisse (agregado amplamente utilizado no país).

O coeficiente de Poisson adotado seguiu as diretrizes preconizadas pela NBR 6118/2014, onde  $\nu = 0,2$  com coesão nula e peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>.

A seção da sapata e o momento de inércia foram estipulados segundos as Equações 52 e 53 de Ribeiro (2017).

$$S = b.h \therefore S = 1,8 \cdot 0,6 \therefore S = 1,08 \text{ m}^2 \quad (52)$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} \therefore I = \frac{1,8 \cdot 0,6^3}{12} \therefore I = 0,032 \text{ m}^4 \quad (53)$$

No módulo Sigma-W, a interface da entrada de ados pode ser vista pela Figura 30.

Figura 30 – Interface de entrada de dados da sapata.

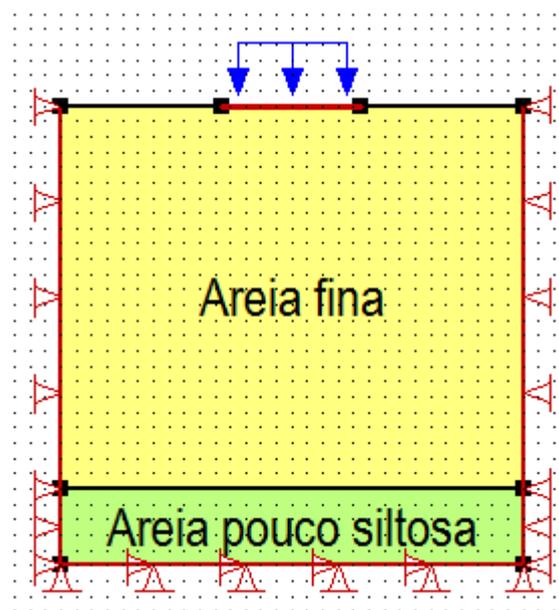
Name:	Sapata	Color:	 Set...
E-Modulus:	28.000.000 kPa		
Cross-sectional Area:	1,08 m <sup>2</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Tension
Moment of Inertia:	0,032 m <sup>4</sup>	<input checked="" type="checkbox"/>	Allow Compression

Fonte: (AUTORA, 2017).

#### 4.1.4.2 Etapa 2 - Inserção dos dados

Para a etapa 2 – Sobrecarga, foi considerada a sobrecarga da sapata ao solo acrescida de condições de contorno na rotina “In situ”, afim de se impedir deslocamentos horizontais e verticais na linha inferior do problema e condições de contorno nas linha verticais, para se impedir os deslocamentos horizontais como mostra a Figura 31.

Figura 31 – Modelagem final do caso 1.



Fonte: (AUTORA, 2017).

A sobrecarga da sapata de fundação incidente no solo foi modulada com valor de tensão constante para X nula e tensão constante em Y de – 280 kPa, como indica a Figura 32.

Figura 32 – Interface de entrada de dados da sobrecarga.

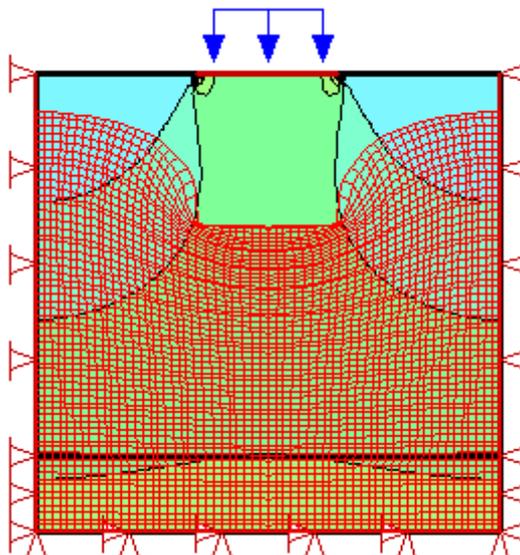
The image shows a software dialog box for defining a load. At the top, there is a 'Name' field containing 'Sobrecarga' and a 'Color' field with a blue square and a 'Set...' button. Below this, the 'Specify' section has two radio buttons: 'Stress' (selected) and 'Force or Displacement'. Under the 'Option' section, there are two sub-sections: 'X-Stress' and 'Y-Stress'. For 'X-Stress', there are two radio buttons: 'Constant' (selected) and 'Function', with an 'Action' field containing '0 kPa'. For 'Y-Stress', there are two radio buttons: 'Constant' (selected) and 'Function', with an 'Action' field containing '-155,5 kPa'.

Fonte: (AUTORA, 2017).

#### 4.1.4.3 Análise da tensão-deformação.

A análise das pressões impostas ao solo oriundas da sobrecarga do elemento de fundação ao solo foi realizada mediante a compilação dos dados no software, como mostra a Figura 33.

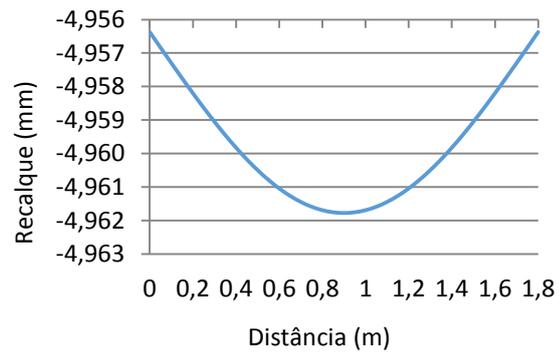
Figura 33 – Tensões mobilizadas no solo.



Fonte: (AUTORA, 2017).

O recalque originado no solo foi de 5,121 mm, com valor máximo encontrado no centro da placa de 4,96 mm, pode ser visto pelo gráfico da figura 34.

Figura 34 – Tensão-deformação provocadas no maciço do solo.



Fonte: (AUTORA, 2017).

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Analisando-se os perfis dos solos, pôde-se notar que as subcamadas, dos casos em questão, apresentam uma homogeneidade maior nos casos 2, 4, 6, 7, 8, onde o  $N_{SPT}$  representou uma variação inferior ao dos outros casos.

A Tabela 18 apresenta os parâmetros de resistência dos solos utilizados no cálculo da capacidade de carga, onde a coesão foi determinada através da tabela de Joppert Júnior (2007) e o ângulo de atrito interno foi calculado pela equação 10 de Teixeira e Godoy (1996, apud, Cintra, Aoki e Albiero, 2004).

Tabela 18 – Parâmetros dos solos utilizados nos cálculos.

Cod.	Tipo de solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$N_{SPT}$	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (graus)
		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ sub (kN/m <sup>3</sup> )			
1	Areia fina	20	-	27	0	39
2	Areia pouco siltosa	19	9	18	0	35
3	Areia fina	20	-	33	0	41
4	Areia fina	19	9	13	0	33
5	Areia argilosa	20	10	11	7,5	32
6	Areia argilosa	19	-	14	7,5	34
7	Areia fina (colúvio)	18	-	6	0	30
8	Areia pouco siltosa	19	9	6,6	0	31

Fonte: (AUTORA, 2017).

Mediante os parâmetros expostos, nota-se uma diferença dos valores de uso do peso específico do solo. Para os solos onde não se verificou a ocorrência do lençol freático no bulbo de tensões foram adotados os valores do  $\gamma$  natural (cod. 1, 3, 6 e 7) e para os solos com nível de água aflorado utilizou-se o valores do  $\gamma$  sub (cod. 2, 4, 5 e 8).

Em se tratando da coesão efetiva, os solos compostos por areia pura (cod. 1, 2, 3 e 7) não apresentam valores relevantes de coesão e foram atribuídos valor 0 para cálculo. Porém quando a areia é composta por uma porção argilosa e possui  $N_{SPT}$  superior a 5, os valores efetivos para a coesão passaram ser considerados. (cod. 5, 6 e 8).

De acordo com Pinto (2006, p. 343), em areias puras, o modo como são dispostos os grânulos do solo, sua conformação física e suas particularidades químicas fazem com que não ocorre uma atração significativa entre suas partículas relevantes coesão propriamente dita.

Pinto (2006, p. 344), ainda explica os solos coesivos suportam uma pressão de carga superior aos não coesivos, devido à particularidade dos grãos de resistirem aos esforços de cisalhamento.

Os resultados obtidos para a capacidade de carga dos solos e da tensão admissível podem ser observados na Tabela 19.

Tabela 19 – Capacidade de carga e tensão admissível dos casos.

Cod.	$\sigma_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	47,39	15,80
2	26,34	8,78
3	67,71	22,57
4	15,80	5,27
5	18,84	6,28
6	18,07	6,02
7	11,25	3,75
8	13,15	4,38

Fonte: (AUTORA, 2017).

Com a inserção dos dados da tabela 18 no modelo de cálculo para capacidade de carga de Terzaghi e Vesic (1975), constata-se uma relação direta entre o número de golpes no ensaio de  $N_{SPT}$  e a rigidez do solo. Nos casos 1 e 3, que correspondem a areias compactas, a tensão de ruptura e a tensão admissível do solo apresentam valores mais elevados em relação aos outros casos em análise, ao passo que nos casos 7 e 8, que correspondem a areias fofas, a tensão de ruptura e a tensão admissível do solo possuem valores expressivamente menores.

No que concerne às metodologias para a previsão de recalque, há de se destacar os parâmetros utilizados pelos autores e sua relação de linearidade: Parry (1978) e Schmertmann (1970) estabeleceram uma relação linear entre o recalque e a dimensão da fundação com correlações que empregam a teoria da elasticidade; já Meyerhof (1965), Scultze e Sherif (1973), Burland, Broms e de Mello (1977), Burland e Burbidge (1985), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) obtiveram uma relação não linear. Alpan (1964) ainda utiliza o critério de compactidade das areis para previsão do recalque.

A Tabela 20, mostra apresenta os parâmetros utilizados pelos autores das metodologias avaliadas.

Tabela 20 – Parâmetros considerados pelos autores responsáveis pelos recalques.

Autores dos Modelos	Parâmetros considerados							
	$B$	$q$	$N_{SPT}$	$q_c$	$Z$	$\sigma'_v$	$Z/B$	$L/B$
Alpan (1964)	X	X	X	X		X		X
Meyerhof (1965)	X	X	X	X				
Schmertmann (1970)	X	X	X	X	X	X	X	
Schultze & Sherif (1973)	X	X	X		X		X	X
Burland, Broms e de Melo (1977)	X	X	X					
Parry (1978)	X	X	X					
Burland e Burbidge (1985)	X	X	X					
Anag., Papad. e Kavvadas (1991)	X	X	X					
Ruver (2005)	X	X	X					

Fonte: (AUTORA, 2017).

Com relação ao intervalo de  $N_{SPT}$  utilizado nas metodologias os autores Meyerhof (1965), Schultze e Sherif (1973), Burland, Broms e de Melo (1977), Burland e Burbidge (1985) Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) utilizam uma média aritmética dos valores até uma determinada profundidade abaixo da fundação; Alpan (1964) considera somente o valor de  $N_{SPT}$  na base da fundação; Schmertmann (1970) divide o perfil do solo em camadas e utiliza um valor médio dos  $N_{SPT}$  por camada para a determinação do recalque parcial e ao final faz um somatório dos recalques parciais por camada para a obtenção do recalque total já Parry (1978) faz uma média ponderada entre os valores de  $N_{SPT}$ , de modo a atribuir pesos maiores para os valores mais próximos da base de fundação.

Aplicando-se as metodologias para previsão de recalque em solos arenosos, encontram-se na Tabela 21, os resultados representativos dos oito tipos de solo em estudo.

Tabela 21 – Valores encontrados para recalque nos diversos tipos de solo.

Recalque (mm)	Códigos							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Alpan	2,96	3,41	2,59	7,28	8,19	6,37	17,29	16,38
Meyerhof	12,05	18,08	9,86	25,03	29,58	23,24	54,23	49,30
Schmertmann	4,36	6,10	3,98	8,03	13,92	6,92	23,88	19,20
Schultze e Sherif	3,67	5,23	3,09	6,94	8,02	6,51	13,60	12,52
Burland, Broms e de Melo	6,49	12,99	6,49	12,99	12,99	12,99	59,37	59,37
Parry	2,91	3,36	2,16	4,70	3,29	4,00	7,91	7,38
Burland e Burbidge	3,98	7,02	3,00	11,07	13,98	9,98	32,67	28,59
Anag., Papad. e Kavvadas	3,88	5,68	3,26	7,71	9,02	7,19	23,39	21,53
Ruver (2005)	4,02	5,87	3,34	7,94	9,27	7,41	16,29	14,91

Fonte: (AUTORA, 2017).

A despeito dos resultados obtidos pela metodologia de Parry (1978), há de se considerar que a equação desenvolvida não deve ser interpretada como uma equação puramente elástica, apesar do valor de  $N_{SPT}$  representar indiretamente um valor de módulo de elasticidade, pois ocorre uma grande dificuldade na obtenção de um valor fixo a medida com que a profundidade aumenta, como explica Ruver (2005).

Por essas limitações Parry (1978, apud Ruver, 2005) recomenda aumentar o valor encontrado pela equação em 50% para projetos de fundações.

Ao analisar diversos tipos de solo e compará-los com sua metodologia desenvolvida Meyerhoff (1965, apud Ruver, 2005), ressalta que os valores encontrados em sua adaptação da formulação de Terzaghi e Peck, devem ser acrescidos de 2 a 3 vezes do valor calculado para que o valores dos recalques obtidos fiquem mais próximos dos valores reais.

A Tabela 22 expõe os valores corrigidos para as metodologias de Meyerhof (1965) e Parry (1978) onde os valores dos recalques encontrados pelo método de Meyerhof (1965) foram reduzidos em 2,5 vezes e os valores para a metodologia de Parry (1978) que foram majorados em 50%.

Tabela 22 – Valores encontrados com correções para Meyerhoff (1965) e Parry (1978).

Recalque (mm)	Códigos							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Alpan	2,96	3,41	2,59	7,28	8,19	6,37	17,29	16,38
Meyerhof	<b>4,82</b>	<b>7,23</b>	<b>3,94</b>	<b>10,01</b>	<b>11,83</b>	<b>9,30</b>	<b>21,69</b>	<b>19,72</b>
Schmertmann	4,36	6,10	3,98	8,03	13,92	6,92	23,88	19,20
Schultze e Sherif	3,67	5,23	3,09	6,94	8,02	6,51	13,60	12,52
Burland, Broms e de Melo	6,49	12,99	6,49	12,99	12,99	12,99	59,37	59,37
Parry	<b>5,82</b>	<b>6,72</b>	<b>4,32</b>	<b>9,40</b>	<b>6,59</b>	<b>8,00</b>	<b>15,81</b>	<b>14,77</b>
Burland e Burbidge	3,98	7,02	3,00	11,07	13,98	9,98	32,67	28,59
Anag., Papad. e Kavvadas	3,88	5,68	3,26	7,71	9,02	7,19	23,39	21,53
Ruver	4,02	5,87	3,34	7,94	9,27	7,41	16,29	14,91

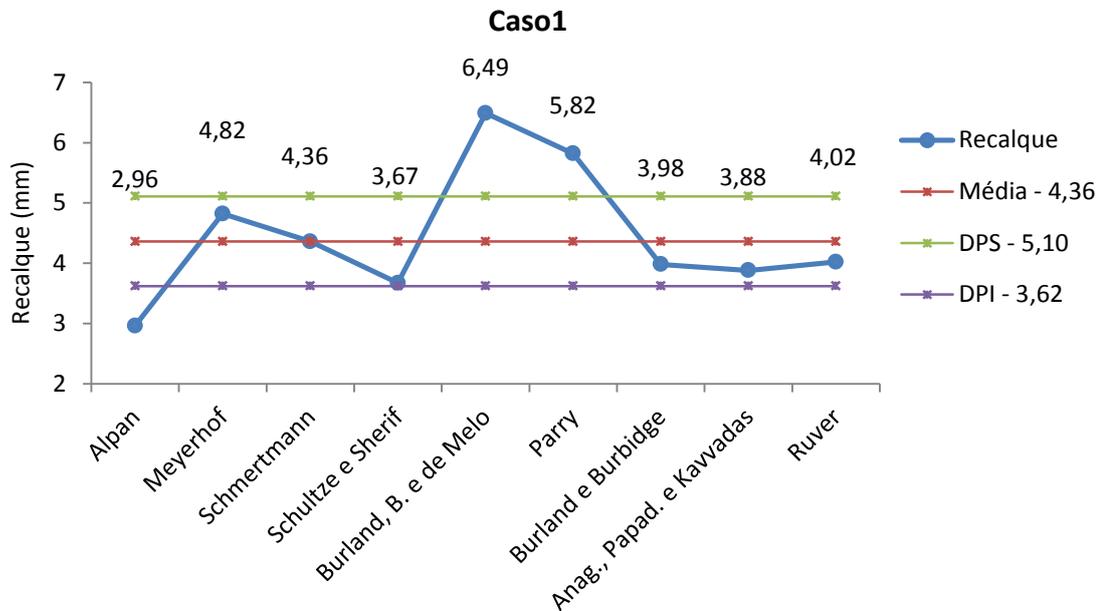
Fonte: (AUTORA, 2017).

O comparativo entre os recalques calculados pelas metodologias propostas no estudo podem ser averiguadas através de gráficos de linhas, onde o valor médio para o recalque e os desvios-padrão superior (DPS) e inferior (DPI) foram determinados através de média aritmética por exclusão dos valores máximo e mínimo (outliers) de cada caso.

O caso 1 apresenta uma média de 4,36 entre as metodologias e desvio padrão de 0,74. Como resultado para os recalques, as metodologias de Alpan (1964), Burland, Broms e de Melo (1977) e Parry (1978) não mostraram-se condizentes com a média e nem se

enquadraram na faixa do desvio padrão. Alpan (1964) esteve abaixo do limite inferior do desvio e Burland, Broms e de Melo (1977) e Parry (1978) extrapolaram o limite superior, como aponta o Gráfico 01.

Gráfico 01 – Recalques apresentados no caso 1.

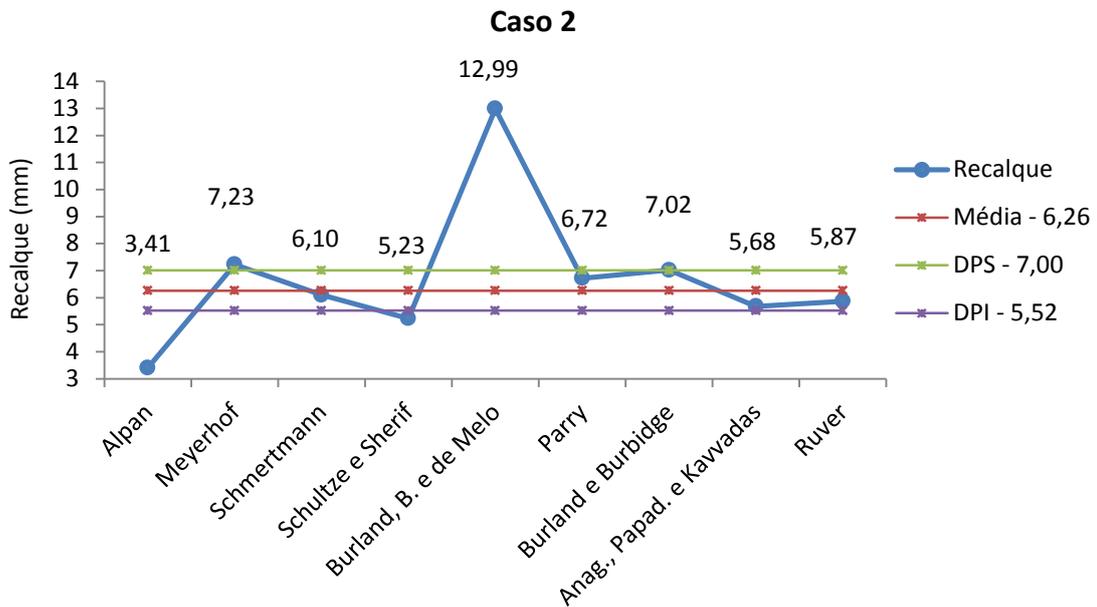


Fonte: (AUTORA, 2017).

Em contrapartida, estudo de Militisky et al. (1982) mostram que os modelos de Alpan (1964) e Parry (1978) apresentaram resultados satisfatórios para o cálculo de doze provas de carga em areias obtidas em seis publicações e os modelos de Terzaghi e Peck (1948) modificados por diversos autores mostraram-se contra a segurança em alguns casos e modelo de Schutze e Sherif (1973) apresentaram resultados surpreendentemente bons.

Para o caso 2 a média relatada entre as metodologias foi de 6,26, com desvio padrão de na ordem de 0,74. A discrepância entre o valor médio calculado para recalque e as metodologias em análise ficam evidenciadas para os métodos de Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973) e Burland, Broms e de Melo (1977), como mostra o Gráfico 02. Alpan (1964) e Schultze e Sherif (1973) estiveram abaixo do desvio padrão e Burland, Broms e de Melo (1977) mostraram-se muito acima da média.

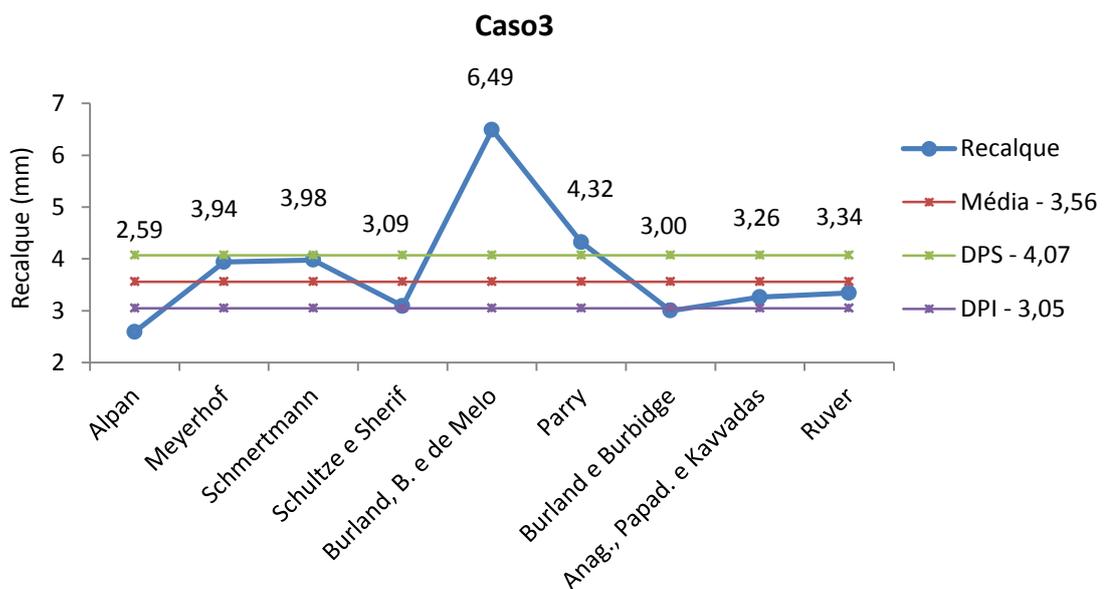
Gráfico 02 – Recalques apresentados no caso 2.



Fonte: (AUTORA, 2017).

No caso do solo 3, que retrata um solo medianamente compacto á compacto, a média estimada foi de 3,56 com desvio padrão de 0,51. As metodologias de Alpan (1964), Burland, Broms e de Melo (1977) e Burland e Burbidge (1985) não satisfizeram os limites do desvio padrão, como indica o Gráfico 03.

Gráfico 03 – Recalques apresentados no caso 3.

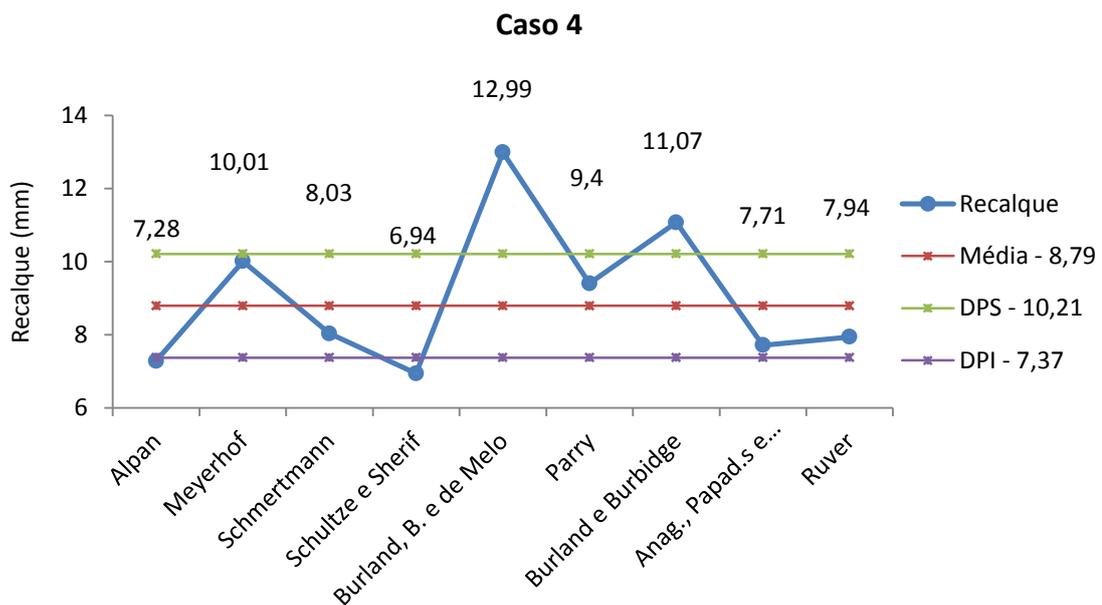


Fonte: (AUTORA, 2017).

Em um trabalho proposto por Andrade (1982, apud Velloso e Lopes, 2004), foram apresentadas comparações entre os recalques medidos em quatro provas de carga em placas e sapatas e os recalques determinados por diversas metodologias, com resultados conservativos para: Meyerhof (1965), Agnastopoulos e Papadopoulos e Kavvadas (1991); razoáveis para: Alpan (1964) e Schultze e Sherif (1973).

O caso 4, que retrata um solo medianamente compacto á compacto, a média calculada foi de 8,79 com desvio padrão de 1,42. Nesta simulação as metodologias que se enquadram no valor estipulado para o desvio padrão foram: Meyerhof (1965), Schmertmann (1970), Parry (1978), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2205), como indica o Gráfico 04. Alpan (1964) esteve um pouco abaixo do DPI, ao passo que Shultze e Sherif (1973) apresentou um desvio maior. Burland, Broms e de Melo (1977) e Burland e Burbidge (1985) estiveram acima do desvio padrão, como aponta o Gráfico 04.

Gráfico 04 – Recalques apresentados no caso 4.

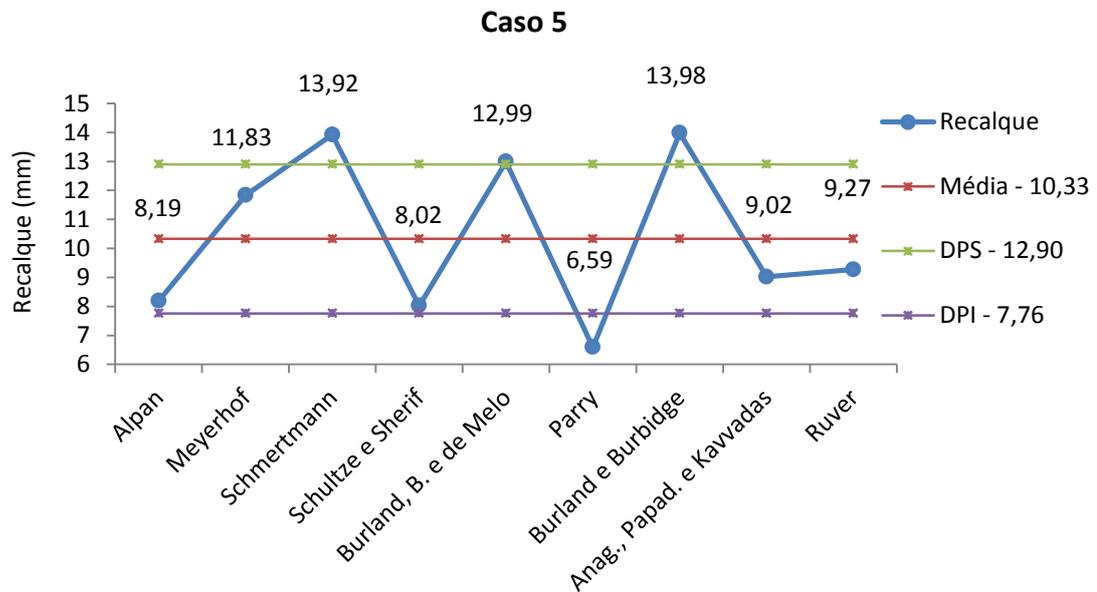


Fonte: (AUTORA, 2017).

O caso 5 demonstra um solo com  $N_{SPT}$  médio de 11 e  $N_{SPT}$  da base de fundação elevado o que originou uma inconsonância entre as diversas metodologias, como expõe o Gráfico 05. Os valores encontrados pelos métodos de Meyerhof (1965), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) encontram-se mais próximos da média de 10,23 e dentro do limite do desvio padrão de 2,57. As metodologias propostas por

Schmertmann (1970), Burland, Broms e de Melo (1977) e Parry (1978) e Burland e Burbidge (1985) estiveram fora do valor de referência.

Gráfico 05 – Recalques apresentados no caso 5.

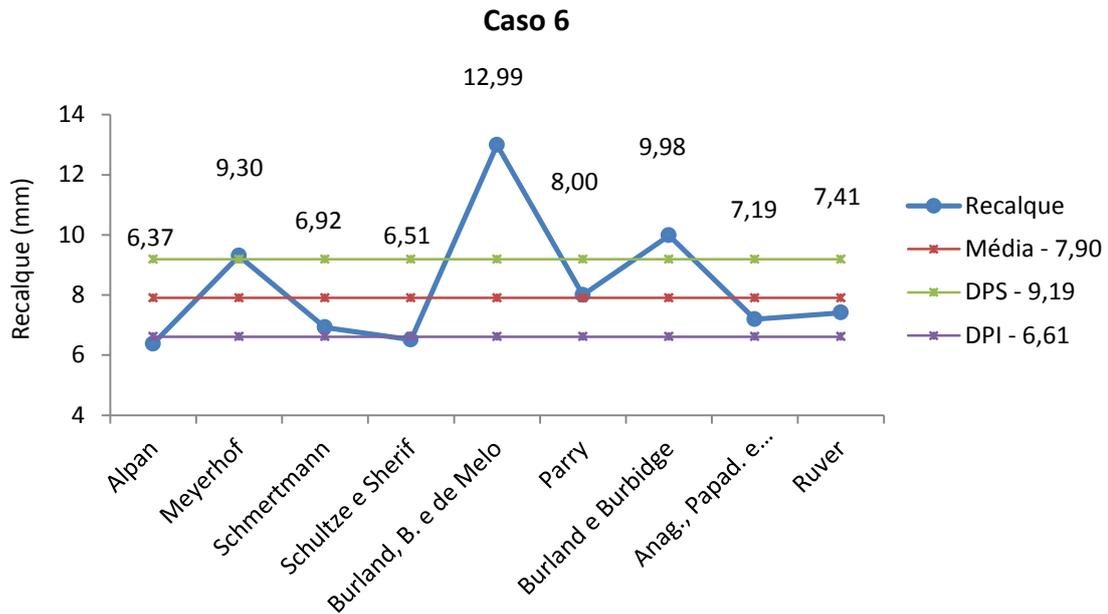


Fonte: (AUTORA, 2017).

Andrade (1982, apud Velloso e Lopes, 2004), relatam que no estudo das em quatro provas de carga em placas e sapatas os recalques oriundos pela metodologia de Parry (1978) mostraram-se contra a segurança.

Os recalques no solo 6 apresentam uma média de 7,90 e desvio padrão de 1,29. Das metodologias analisadas há de verificar um valor discrepante para a metodologia de Alpan (1964), devido às características do solo em análise e os parâmetros de cálculo adotados pelo autor. As metodologias de Burland, Broms e de Melo (1977) e Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) também não se enquadram no limite do desvio padrão como mostra o Gráfico 06.

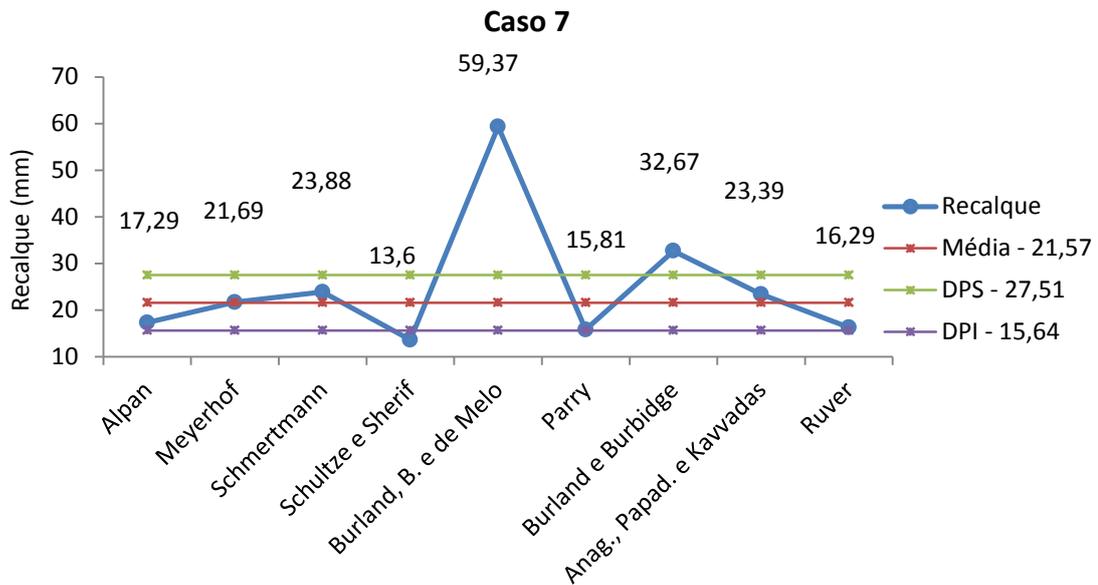
Gráfico 06 – Recalques apresentados no caso 6.



Os casos 7 e 8 retratam um solo fofo com ocorrência de argila, onde os perfis de sondagem do ensaio de SPT apresentam-se muito semelhantes. Para tanto, os gráficos do comparativo de recalque revelaram-se muito semelhantes aos valores expressos pelas metodologias e da média analítica, de ambos os casos, com exceção à metodologia de Burland, Broms e de Melo (1977) que mostrou-se destoante das demais com valores para recalque consideravelmente elevados, como aponta os Gráficos 07 e 08.

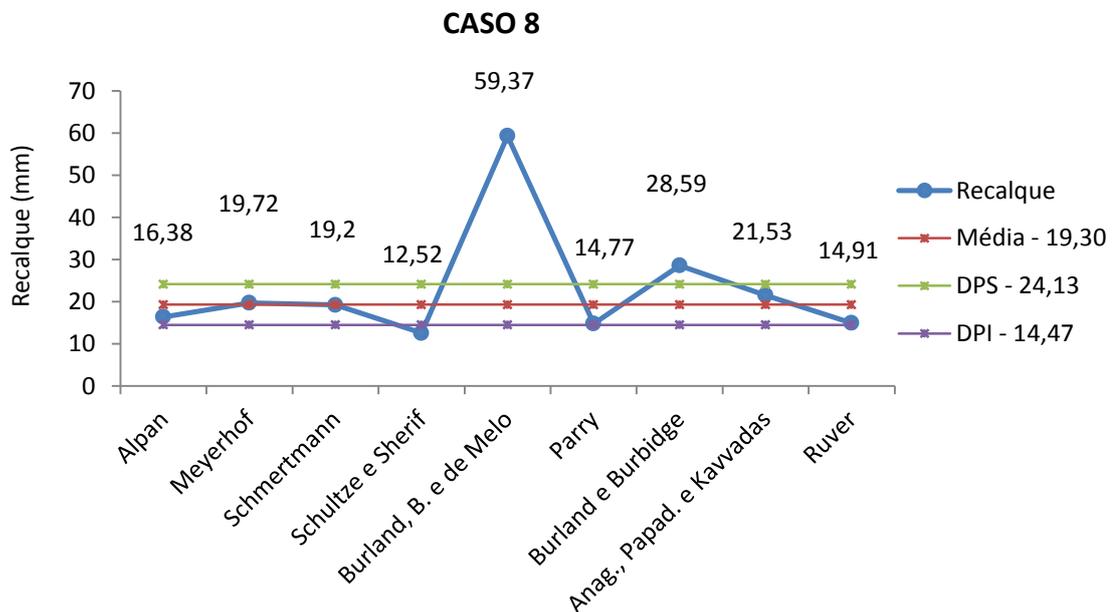
A média do solo 7 foi estipulada em 21,57 com desvio padrão de 5,94 com valores para Meyerhof (1965), Schmertmann (1970) e Burland e Burbidge (1985) muito próximos da média analítica, como indica o Gráfico 07. Já para o solo 8 a média analítica foi estipulada em 19,30 com desvio padrão de 4,83 e perfil de recalque com resultados próximos a média para os métodos de Meyerhof (1965), Schmertmann (1970) e Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvas (1991), como mostra o Gráfico 08.

Gráfico 07 – Recalques apresentados no caso 7.



Fonte: (AUTORA, 2017).

Gráfico 08 – Recalques apresentados no caso 8.



Fonte: (AUTORA, 2017).

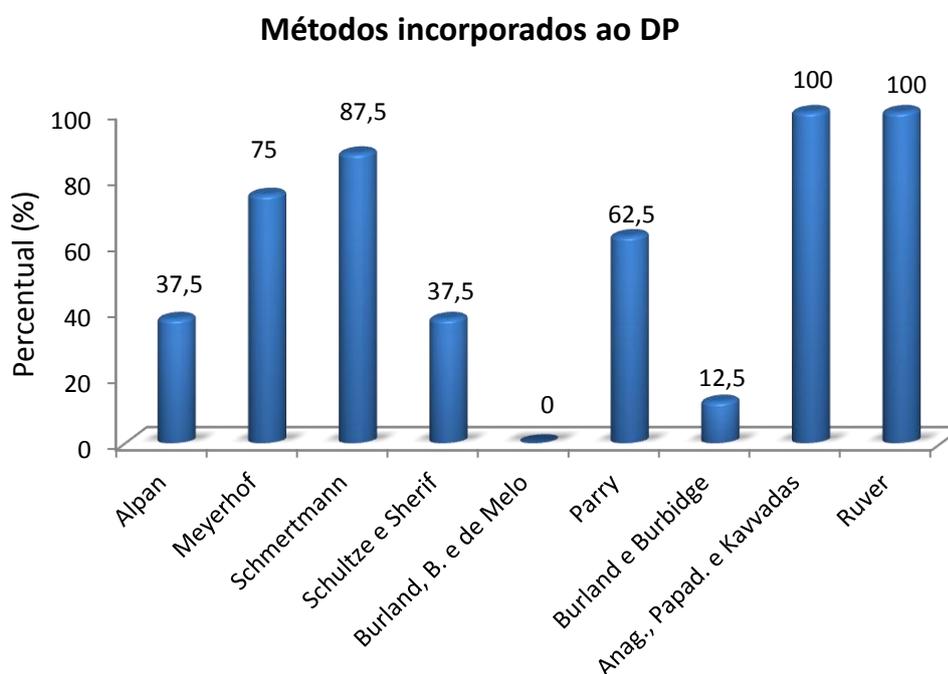
Em estudo publicado por Simons e Menzies (1977, apud Ruver 2005), realizados com provas de carga, os métodos que apresentaram os resultados mais satisfatórios foram os apresentados por Alpan (1964) e Schmertmann (1970).

Em contrapartida, Fonseca (2001) apresentou duas provas de carga (placa com diâmetro de 0,60 m e fundação de concreto armado com diâmetro de 1,20 m) realizadas em

solo residual de granito em Portugal, de modo que o autor comparou os recalques reais medidos em campo com os resultados obtidos por diversos métodos desenvolvidos para previsão de recalques. Assim para o modelo de Parry (1978), considerando a constante de correlação ( $\beta$ ) igual a 0,30, os resultados se mostraram satisfatórios. O modelo de Burland e Burbidge (1985) foi considerado muito conservador utilizando-se a constante de correlação  $\alpha_{BB}$  de 1,71 e considerou-se para a constante  $\alpha_{BB}$  a metade do valor provável encontrado por Burland e Burbidge (1985), ou seja, 0,85, para o solo estudado.

Analisando-se os recalques encontrados, as metodologias propostas por Schmertmann (1970), Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) possuíram um aproveitamento superior a 75%. Os métodos de Meyerhof (1965) e Parry (1978) exprimiram valores razoáveis perfazendo um percentual entre 62,5% e 75%. Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973) e Burland e Burbidge (1985) estiveram presentes em menos de 40% dos casos e Burland, Broms e de Melo (1977) mostraram-se totalmente fora dos parâmetros da média e desvio padrão, como mostra o Gráfico 09.

Gráfico 09 – Frequência dos métodos que se enquadram no desvio padrão.



Fonte: (AUTORA, 2017).

A fim de se estabelecer parâmetros mais efetivos do efeito comparativo dos recalques originados por diversas metodologias semi-empíricas, o comportamento tensão-deformação

dos solos em estudo, também foi analisado utilizando-se o software para projetos de estabilidade de solos GeoStudio.

Como esclarece Ribeiro (2017), o GeoStudio é uma poderosa ferramenta computacional de auxílio na elaboração de projetos geotécnicos através de uma modelagem numérica por equilíbrio limite e elementos finitos. Atualmente a modelagem por elementos finitos tem conquistado cada vez mais espaço no mercado construtivo, auxiliando na resolução e interpretação de problemas e processos geotécnicos.

Na interface do programa foram inseridos os dados referentes aos parâmetros do solo como o  $N_{SPT}$ , módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno, como indica a Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros do solo utilizados no GeoStudio.

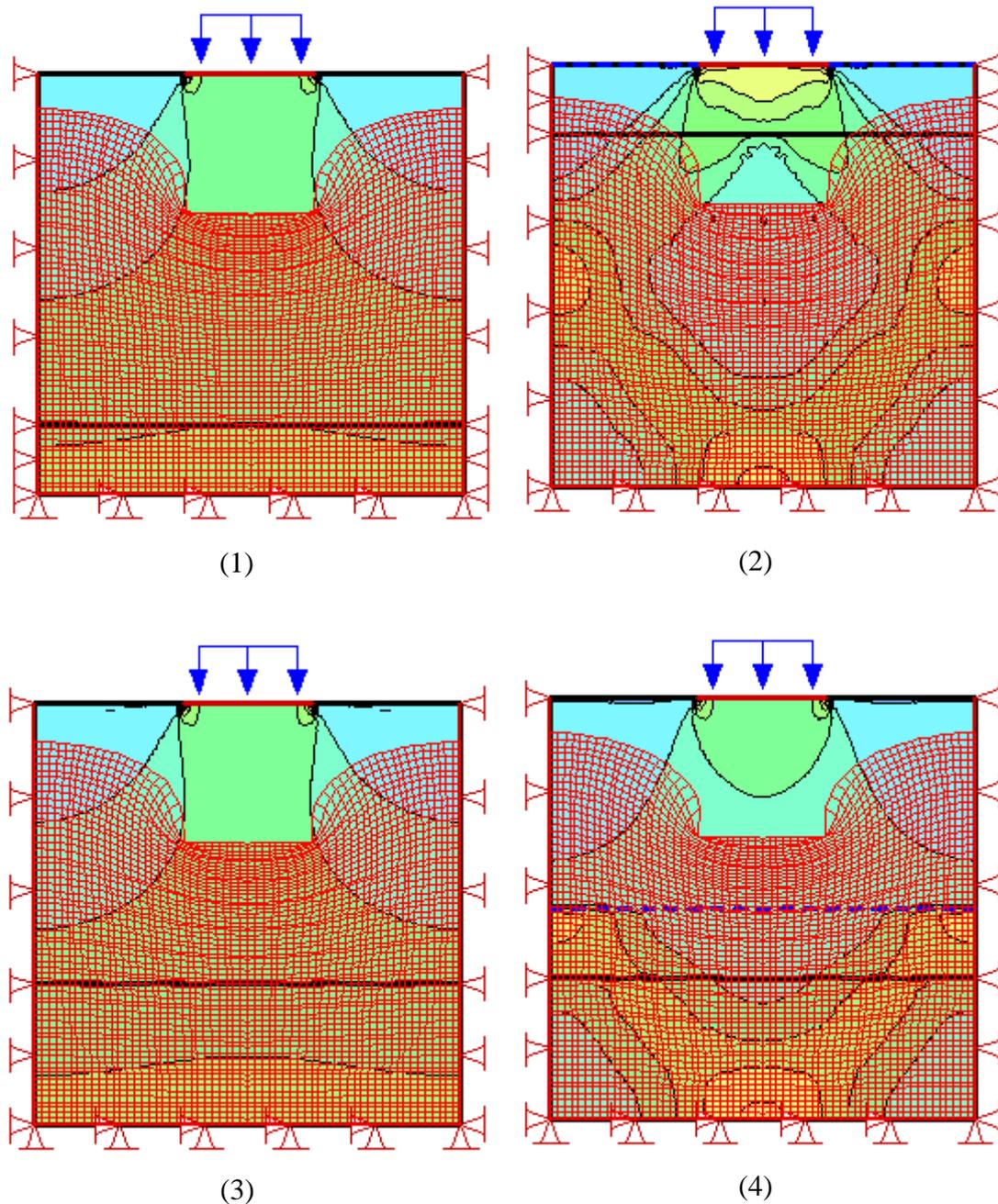
	Tipo de solo	$N_{SPT}$	$E_s$	$\phi$
<b>Solo 1</b>	Areia Fina	23	62100	38
	Areia pouco Siltosa	31	83700	40
<b>Solo 2</b>	Areia Fina	18	48600	35
	Areia pouco Siltosa	18	48600	35
<b>Solo 3</b>	Areia Fina	32	86400	41
	Areia pouco Siltosa	31	83700	40
<b>Solo 4</b>	Areia Fina	12	32400	33
	Areia pouco Siltosa	14	37800	34
<b>Solo 5</b>	Areia Argilosa	33	54450	41
	Areia Argilosa	8,2	13530	31
<b>Solo 6</b>	Areia Argilosa	14	29100	34
<b>Solo 7</b>	Areia Argilosa	6	9900	30
	Areia Fina	6	16200	30
<b>Solo 8</b>	Areia Fina	12	32400	33
	Areia pouco Siltosa	6	9900	30

Fonte: (AUTORA, 2017).

Após a compilação dos dados do solo *in situ* e a inserção da sobrecarga ao qual o solo foi submetido, foram gerados modelos esquemáticos do comportamento solo-infraestrutura, evidenciando as tensões verticais totais nas subcamadas do solo.

As tensões passam a se intensificar na região logo abaixo a implantação do elemento de fundação, fazendo com que haja uma mobilização vertical do solo com consequente deslocamento lateral de terra nas imediações da sapata, como exemplificam as Figuras 35 e 36.

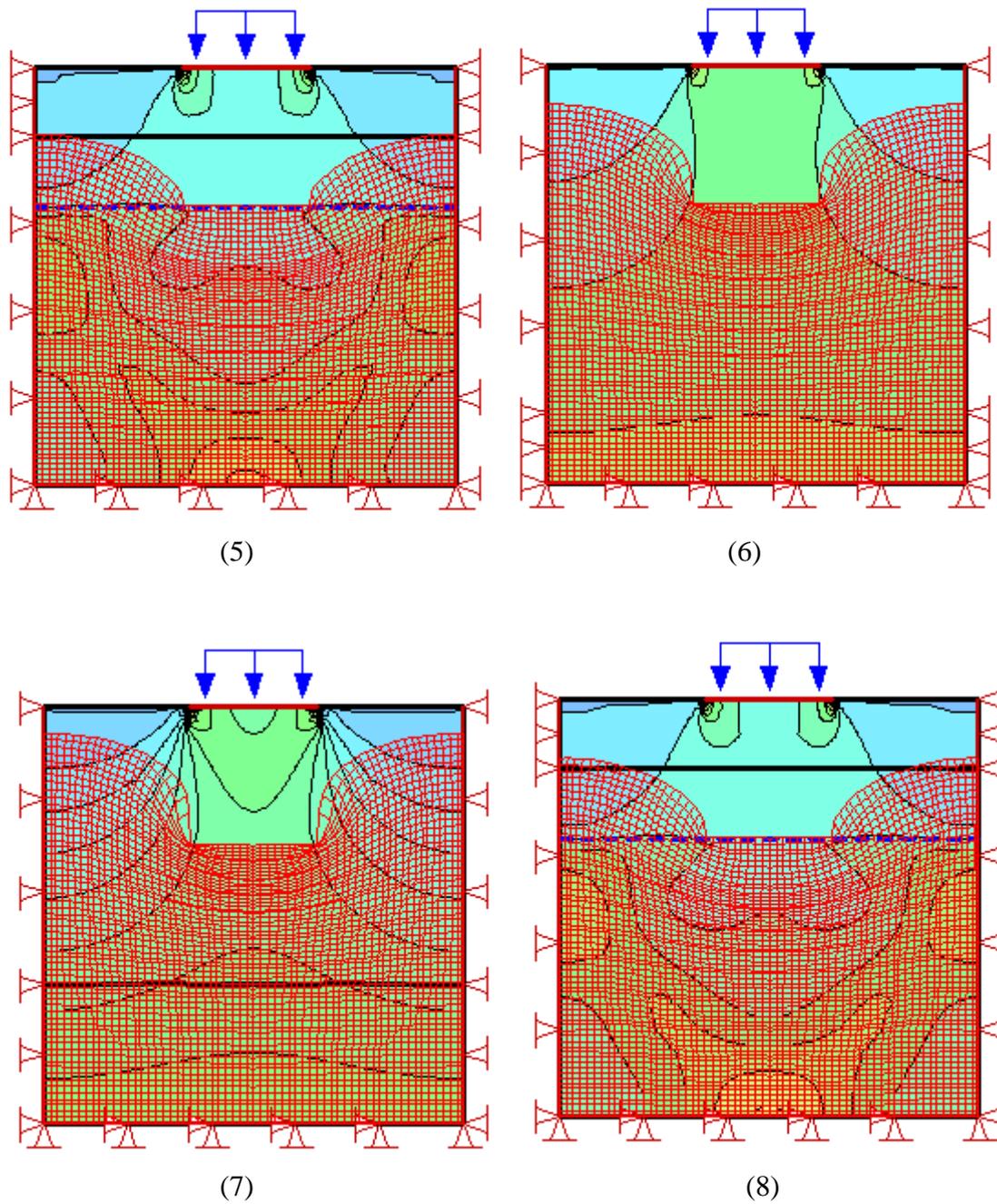
Figura 35 – Representação esquemática das deformações nos solos em estudo (1 a 4).



Fonte: (AUTORA, 2017)

Como explica Terzaghi (1967, apud, Das, 2007) o solo quando submetido a uma determinada tensão, desloca-se verticalmente, logo abaixo do ponto de aplicação de carga do elemento de fundação, formando uma cunha de deslocamento, ao qual, origina empuxos laterais de terra em sua região de influência, fazendo com que toda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura seja mobilizada.

Figura 36 – Representação esquemática das deformações nos solos em estudo (4 a 8).

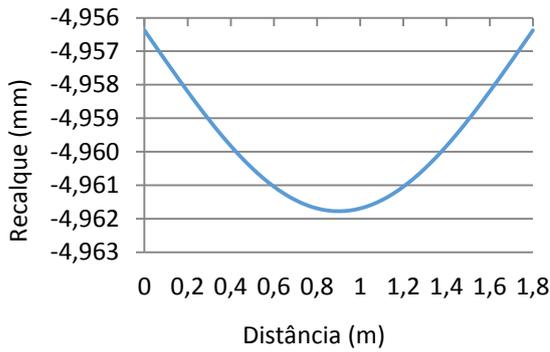


Fonte: (AUTORA, 2017).

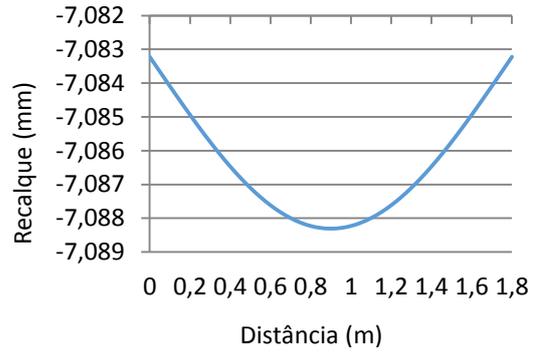
A análise dos recalques originados nos solos após a aplicação da sobrecarga também pôde ser averiguada pelo software GeoStudio, onde foram gerados gráficos de linhas com o quantitativo do recalque.

Para efeitos didáticos os dados apresentados pelo software foram transportados para o excel, onde foram feitos os gráficos com os valores representativos do recalque, como mostra a Figura 37.

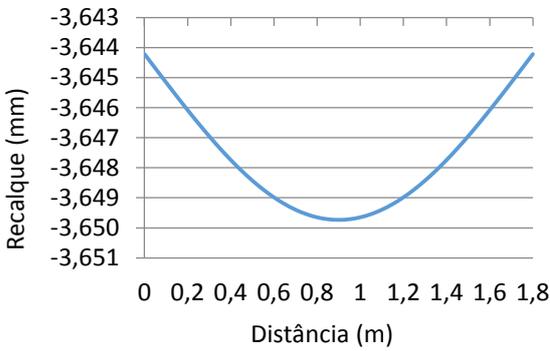
Figura 37 – Gráficos dos recalques obtidos no GeoStudio.



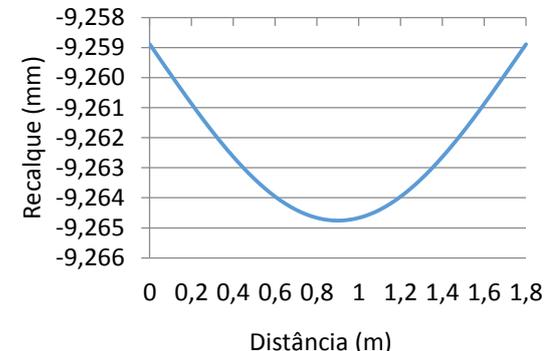
(1)



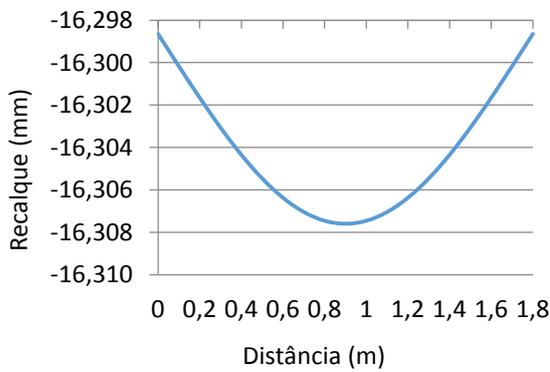
(2)



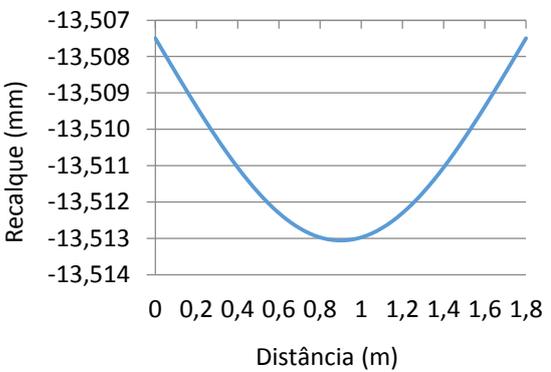
(3)



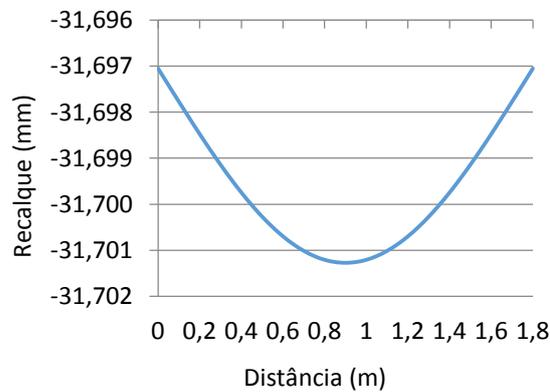
(4)



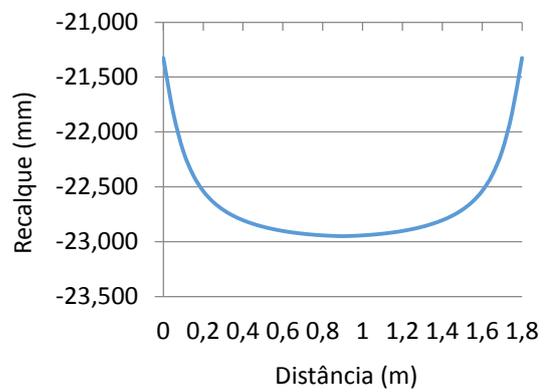
(5)



(6)



(7)

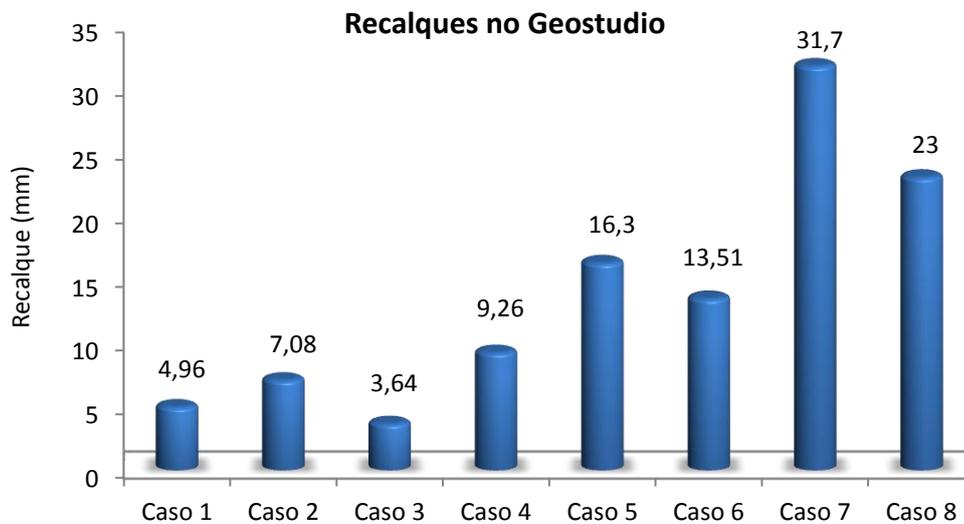


(8)

Fonte: (AUTORA, 2017).

As deformações do solo apresentadas pelo software podem ser observados no Gráfico 10, onde o menor valor para recalque foi representado no caso 3, que trata-se de um solo composto por areia pouco siltosa, medianamente compacto, sem a ocorrência do lençol e  $N_{SPT}$  de 33. Já o maior valor para recalque foi representado pelo solo 7 que é composto por areia fina pouco argilosa sem ocorrência do lençol freático na região de influência do bulbo de tensões.

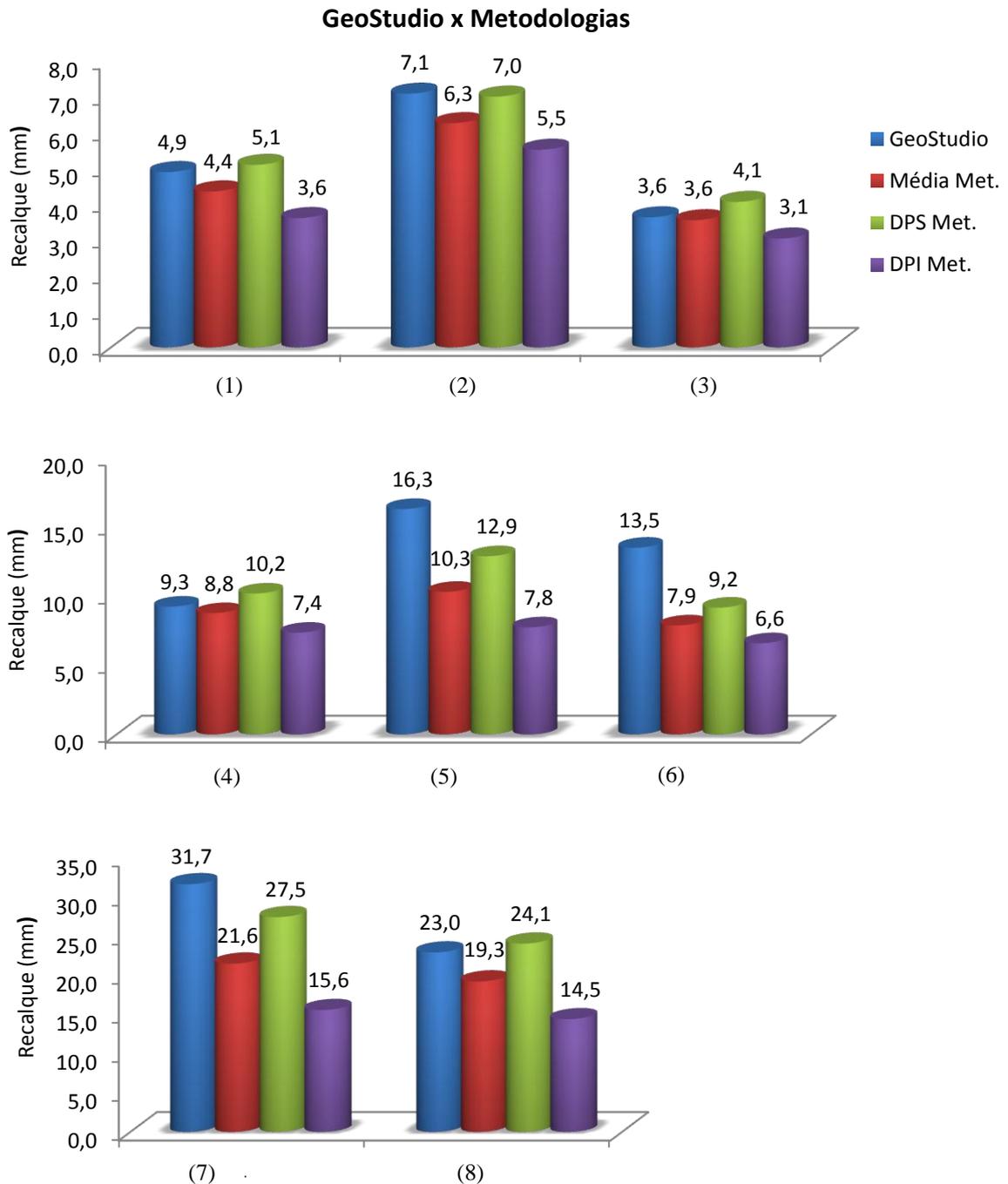
Gráfico 10 – Comparativo entre os recalques no GeoStudio.



Fonte: (AUTORA, 2017).

O comparativo entre os recalques oriundos das metodologias em estudo e os recalques gerados pelo GeoStudio podem ser observados pela Figura 37. Os parâmetros para análise correlacionam os valores absolutos obtidos pelo software com a média das metodologias, o desvio padrão superior e o desvio padrão inferior.

Figura 38 – Gráficos comparativos entre os recalques do software e os métodos.



Fonte: (AUTORA, 2017).

Nos casos 1, 3, 4 e 8 os valores para o recalque estipulado pelas metodologias são correlativos o recalque apresentado pelo software. A diferença entre os valores absolutos do software e a média entre as metodologias não exprime resultados significativos.

No caso 2 a semelhança entre os valores do software e os métodos analíticos pode ser constatada pelo desvio padrão superior.

Os casos 5, 6 e 7 tratam-se de solos arenosos com teor de argila consideráveis e número de golpes a penetração ( $N_{SPT}$ ) variando entre 6 e 14. Apesar de serem solos com um percentual coesivo, em decorrência da presença de argila, os recalques apresentados pelo software ultrapassaram a média aritmética das metodologias e o intervalo dos desvios-padrão superiores e inferiores. Esta discrepância entre os elementos de análise pode ser justificada pelo módulo de elasticidade do solo inserido na interface do programa, uma vez que, que este é um parâmetro de fundamental relevância na análise da tensão-deformação do solo.

Como explicam Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 72 - 73) o módulo de elasticidade do solo está estreitamente correlacionado à predição de recalque. No caso das areias, o módulo de elasticidade depende principalmente do nível de tensões e do confinamento da massa de solo, não permanecendo constantes ao longo da profundidade.

## CONCLUSÃO

Como pode ser averiguado no decorrer do estudo proposto, várias são as metodologias para previsão de recalque de fundações rasas em sapatas isoladas. Em período cronológico já descrito desde meados da década de 60, muitas são as referencias para estimativa de deformidades na superfície do terreno oriundas do carregamento vertical de sapatas no solo. Por ser um método acessível a grande parte das investigações do solo o  $N_{SPT}$  está presente em larga escala construtiva sendo objeto de empregabilidade da maioria dos métodos de previsão de recalque semi-empíricos.

Dentre as metodologias para a estimativa do recalque observa-se que os métodos de Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) e Ruver (2005) possuíram um aproveitamento superior a 75%. Os métodos de Meyerhof (1965) e Parry (1978) exprimiram valores razoáveis perfazendo um percentual entre 62,5% e 75%. Alpan (1964), Schultze e Sherif (1973) e Burland e Burbidge (1985) estiveram presentes em menos de 40% dos casos e Burland, Broms e de Melo (1977) mostraram-se totalmente fora dos parâmetros da média e desvio padrão, como mostra o Gráfico 09.

O método de Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965) e Parry (1978) só representou resultados condizentes com as demais metodologias após passar por modificações em seu resultado final, onde os resultados expressos por Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965) foram reduzidos á 2,5 do seu resultado inicial e os expressos por Parry (1978) foram acrescidos em 2 vezes o seu valor de cálculo.

Os menores valores para recalque, bem como, os que se apresentaram muito próximos do desvio padrão inferior, foram descritos pelas metodologias de Alpan (1964) e Schultze e Sherif (1973).

Em contrapartida a metodologia de Burland, Broms e de Melo (1977) representou os valores mais elevados para o recalque em todos os casos estudados, principalmente os que apresentaram o  $N_{SPT}$  baixo, como os casos 7 e 8.

Se os valores para recalque obtidos pela metodologia de Burland, Broms e de Melo (1977) sofressem uma redução de 2,5 do seu resultado inicial, como foi realizado na metodologia de Terzaghi e Peck, adaptado por Meyerhof (1965), seus valores finais ficariam mais condizentes com a realidade.

Com relação às deformações sofridas pelo solo, pode-se concluir que quando menor o número do golpes no ensaio de  $N_{SPT}$ , menor será a resistência do solo e conseqüentemente

maior será sua deformação. Fato este, que também sofre influência significativa da ocorrência do nível do lençol freático na região de tensão do solo.

Os valores para recalque apresentados pelo software GeoStudio 2012 contrapostos aos valores obtidos pela média dos recalques calculados pelas metodologias apresentaram-se muito semelhantes nos casos 1, 2, 3, 4 e 8 significativamente distintos nos casos 5, 6 e 7, fato que pode ser explicado pelo valor arbitrado para o módulo de elasticidade inserido no software.

Diante do exposto faz-se necessário estudos mais aprofundados sobre a relevância e aplicabilidade dos métodos semi-empíricos para a previsão do recalque de fundações superficiais sob sapatas isoladas, haja vista que, os solos possuem propriedades físicas muito distintas de capacidade de carga e composição química e a medida com que mudam-se os parâmetros geotécnicos do solo as metodologias se comportam de maneiras divergentes.

## REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercício de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983. 66p.

ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; PAPADOUPOULOS, B.P.; KAVVADAS, M.J. Direct Estimation of Settlements on Sand, Based on SPT Results. In: **Tenth Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (X ECSMFE)**, 1991, Florence/Italia. Proceedings..., 1991, v. 1 p. 293-296.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. mai.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. mai.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. out.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. mai.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. set.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behaviour os Foudations and Structures. In: **Nonth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (IX ICSMFE)**, 1977. Proceedings..., Tóquio/Japão, 1977. v. 2. p. 293-296.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed., rev. e ampl. Rio de Janeiro: LTC, 2014. p. 185 - 348. Vol 2

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

CAVALCANTI, U (Comp.). **Cálculo da taxa admissível do terreno para fundações tipo sapata**, 2015. Disponível em: <<http://www.engestrutural.com.br/>>. Acesso em: 29 abr. 2017, 15:05.

CHIOSSI, N.J. **Geologia de Engenharia**. 3. ed. São Paulo: Grêmio politécnico, 1983. 47 p.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estatísticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 94 p. 1965, apud, Cintra Aoki e Albiero, 2011

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 123 p.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2013. 161p.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução All Tasks 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 423 p.

FABRÍCIO, M. M.; ROSSIGNOLO, J. A. **Fundações**. 2002. Disponível em: <[http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila\\_Fundações.pdf](http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila_Fundações.pdf)>. Acesso em: 12 mar. 2017, 14:15.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 13 p.

JOPPERT JÚNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Pini, 2007.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. 2. Ed. Ver. E ampl. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 15 p.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 256 p.

RIBEIRO, S. G. S. **Cortina atirantada – Slope e Sigma**. 2017. Notas apresentadas ao curso de curta duração de cortinas atirantadas de concreto armado, 2017.

**RUVER, C. A. Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios spt.** 118f. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

**SCHEMERTMANN, J. H.** Static cone to compute settlement over sand. **Journal of The Geotechnical Engineering Division - ASCE**, New York, v. 96, n. SM-3, p. 1011 – 1043, may. 1970.

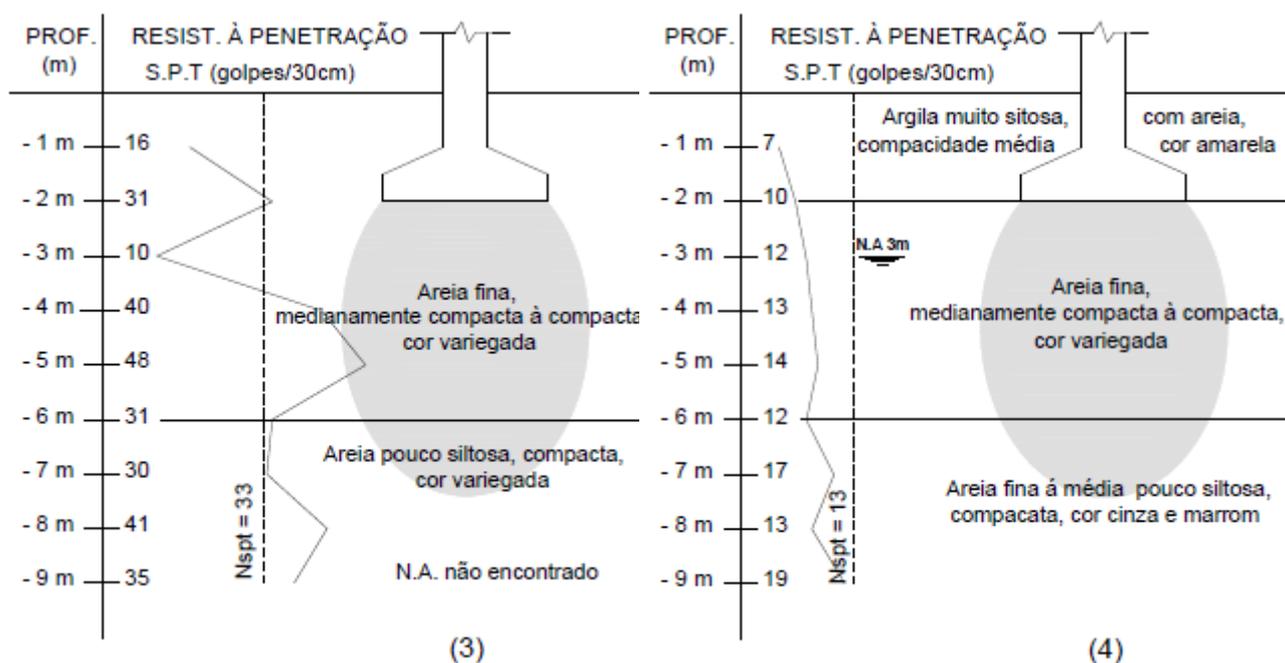
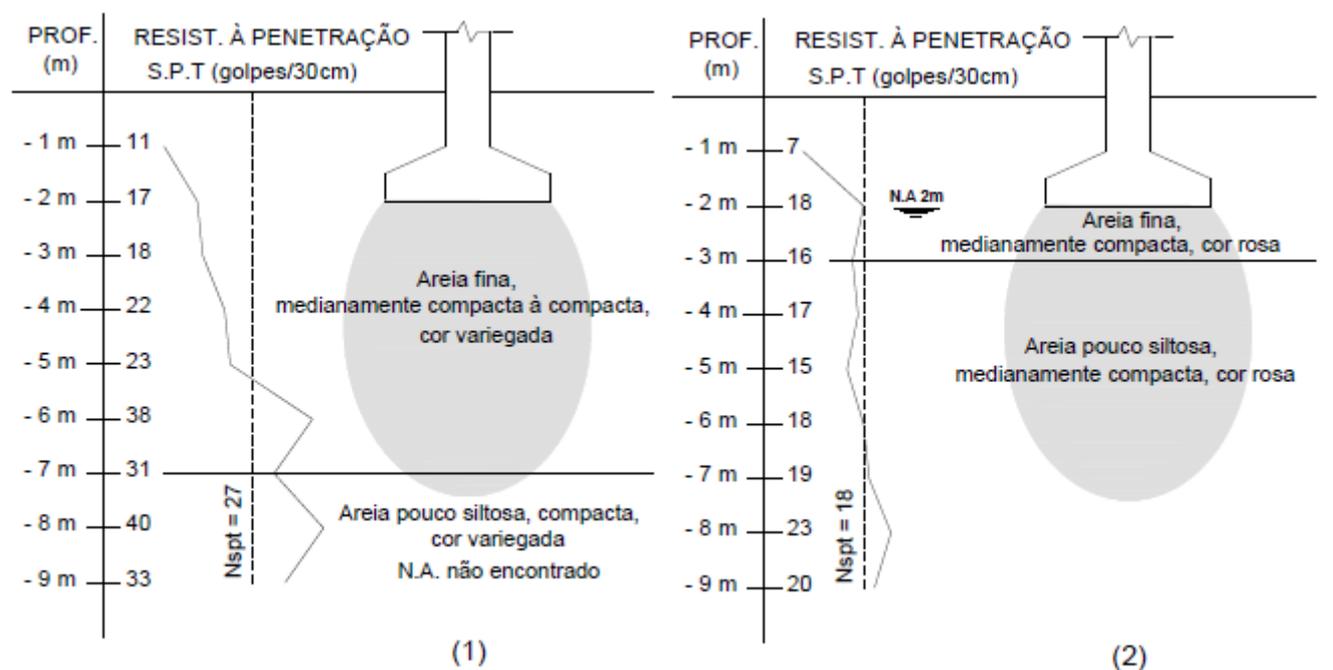
**SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 8 p.

**SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. A short course in foundation engineering.** London: Butterworth e Co, 1977. 159p.

**SENA, L. Estudo de caso sobre projeto de fundações por sapatas e por estacas.** 2016. 118f. Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina, 2016.

**VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Critérios de Projeto – Investigação de subsolo – Fundações superficiais.** Vol 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 113 p

## ANEXO A – SONDAGENS (SPT) PARA OS CASOS EM ESTUDO



## ANEXO A – SONDAGENS (SPT) PARA OS CASOS EM ESTUDO

