

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LAÍS LIMA DOS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS DE PREVISÃO DE
RECALQUES COM BASE EM SONDAgens SPT PARA
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E O SOFTWARE GEOSTUDIO**

DELMIRO GOUVEIA – AL

2020

LAÍS LIMA DOS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS DE PREVISÃO DE
RECALQUES COM BASE EM SONDAgens SPT PARA
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E O SOFTWARE GEOSTUDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Campus do Sertão, como requisito Parcial a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador (a): Prof. Me. Victor Bezerra Falcão

DELMIRO GOUVEIA – AL

2020

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4 2209

S237a Santos, Laís Lima dos

Análise comparativa entre modelos de previsão de recalques com base em sondagens SPT para fundações superficiais e o Software GeoStudio / Laís Lima dos Santos. – 2020.
79 f. : il.

Orientação: Prof. Me. Victor Bezerra Falcão.
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas.
Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2020.

1. Fundações. 2. Previsão de recalques. 3. Geotecnia. 4. Sondagem SPT. 5. GeoStudio. I. Título.

CDU: 624.131.37

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela coragem que possibilitou a busca do meu sonho, pela conclusão de mais uma etapa e por estar presente em minha vida.

Aos meus pais, Lerinaldo (*in memoriam*) e Joselma, por todo amor, apoio e educação a mim dedicados, fundamentais para minha formação como pessoa e profissional. Aos meus amados avós, Isvaldo e Marizete, pelo carinho, incentivo e por acreditarem no meu sonho.

Ao meu noivo, Lucas Inácio, pela compreensão e companheirismo, estando sempre ao meu lado durante esses anos de graduação.

Aos meus colegas de graduação, em especial, aos que se tornaram meus grandes amigos; Ana Luiza, Ericson e Juliano, pela imensa parceria e por tornar mais leve nossa jornada até aqui.

Ao meu orientador, Victor Bezerra Falcão, pela atenção, disponibilidade e por mostrar o adequado direcionamento a ser seguido.

Aos demais professores e todos que direta ou indiretamente contribuíram de alguma forma para meu crescimento acadêmico e pessoal.

“Que todos os nossos esforços estejam sempre focados no desafio à impossibilidade. Todas as grandes conquistas humanas vieram daquilo que parecia impossível”.

(Charles Chaplin)

RESUMO

SANTOS, L. L. **Análise comparativa entre modelos de previsão de recalques com base em sondagens SPT para fundações superficiais e o software GeoStudio**. Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Alagoas, 2020. 78 páginas.

O deslocamento do solo é um importante objeto de estudo no âmbito da geotecnia, sendo imprescindível sua estimativa quando se trata do dimensionamento de elementos de fundação. Os recalques devem obedecer limites toleráveis para garantir segurança e funcionalidade à edificação. Neste sentido, os ensaios de prova de carga são bastante eficazes quanto à obtenção do comportamento carga-recalque, muito embora, outros meios também devam ser considerados, como as sondagens SPT, visto que além de configurar um ensaio simples também é econômico. Logo, este trabalho tem o objetivo de avaliar a previsão de recalques obtida através de modelos semi-empíricos e da Teoria da Elasticidade a partir do pré-dimensionamento de uma sapata isolada retangular assente em solos arenosos submetida a carga de 350 kN e equiparar os valores aos obtidos no software GeoStudio. O procedimento se deu a partir da avaliação dos modelos, sendo o modelo de Schultze e Sherif (1973) o que mais se aproximou dos recalques do GeoStudio, enquanto o modelo de Burland, Broms e de Mello (1977) obteve resultados desfavoráveis em todas as análises apresentadas.

Palavras-chave: Análise tensão deformação; Sondagem SPT; GeoStudio; Previsão de recalques.

ABSTRACT

SANTOS, L. L. **Comparative analysis between settlement prediction models based on SPT surveys for surface foundations and GeoStudio software.** Graduation in civil engineering. Universidade Federal de Alagoas, 2020. 78 pages.

The soil displacement is an important object of study in the field of geotechnics, and its estimation is essential when it comes to the design of foundation elements. The settlements must obey tolerable limits to guarantee the safety and functionality of the building. In this sense, load test tests are quite effective in obtaining the load-repression behavior, although other means must also be considered, such as SPT surveys, since in addition to setting up a simple test it is also economical. Therefore, this work aims to evaluate the prediction of repression obtained through semi-empirical models and the Theory of Elasticity from the pre-dimensioning of an isolated rectangular shoe based on sandy soils subjected to a 350 kN load and to match the values to those obtained in the GeoStudio software. The procedure was based on the evaluation of the models, with the Schultze and Sherif (1973) model being the closest to the repression of GeoStudio, while the Burland, Broms and Mello (1977) model obtained unfavorable results in all analyzes presented.

Keywords: Load deformation analysis; SPT survey; GeoStudio; Settlement forecast.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Camadas de solo residual.....	13
Figura 2 – Relação entre N e a densidade relativa (a) e ângulo de atrito efetivo de areias (b)	17
Figura 3 – Relação entre N e a resistência não drenada de argilas.....	17
Figura 4 – Ensaio de penetração de cone.....	18
Figura 5 – Resultado de ensaio CPT com piezocone	19
Figura 6 – Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão	20
Figura 7 – Zona elástica (I), zona plástica (II), estado de ruptura (III)	21
Figura 8 – Sapata isolada	23
Figura 9 – Reações na sapata e balanços nas duas direções	24
Figura 10 – Sapata corrida.....	24
Figura 11 – Comprimento A mínimo para configurar sapata corrida.....	24
Figura 12 – Sapata associada.....	25
Figura 13 – Vistas frontal e em planta e posição da armadura do bloco.....	26
Figura 14 – Grelha e radier	26
Figura 15 – Representação de recalque diferencial	33
Figura 16 – Ábaco para correção do valor N_{SPT} com base no embutimento.....	37
Figuras 17 e 18 – Ábacos para determinação de a_0 para valores baixos e altos de N_{SPT} , respectivamente	37
Figura 19 – Ábaco para determinação do fator s	39
Figura 20 – Resultados compilados de recalques em fundações	40
Figura 21 – Layout da sapata e amostra de solo	49
Figura 22 – Inserção dos parâmetros dos solos.....	50
Figura 23 – Inserção de propriedades do concreto	51
Figura 24 – Tensão distribuída no solo	52
Figura 25 – Obtenção de recalques	52
Figura 26 - Recalques obtidos para o solo 1	57
Figura 27 - Recalques obtidos para o solo 2.....	57
Figura 28 - Recalques obtidos para o solo 3.....	58
Figura 29 - Recalques obtidos para o solo 4.....	58
Figura 30 - Recalques obtidos para o solo 5.....	59
Figura 31 - Recalques obtidos para o solo 6.....	59

Figura 32 - Recalques obtidos para o solo 7	60
Figura 33 – Frequência de aproximação dos modelos à média aritmética de recalque	61
Figura 34 – Recalques obtidos no GeoStudio	61
Figura 35 – Comparação entre recalques obtidos nos modelos e no GeoStudio.....	62
Figura 36 – Frequência de aproximação significativa entre recalques isolados a partir dos modelos e obtido no GeoStudio	63
Figura 37 – Efeito do recalque no solo 1	69
Figura 38 – Efeito do recalque no solo 2.....	69
Figura 39 – Efeito do recalque no solo 3.....	69
Figura 40 – Efeito do recalque no solo 4.....	70
Figura 41 – Efeito do recalque no solo 5.....	70
Figura 42 – Efeito do recalque no solo 6.....	71
Figura 43 – Efeito do recalque no solo 7.....	71
Figura 44 – Sondagem SPT do solo 1	73
Figura 45 – Sondagem SPT do solo 2	73
Figura 46 – Sondagem SPT do solo 3	73
Figura 47 – Sondagem SPT do solo 4	74
Figura 48 – Sondagem SPT do solo 5	74
Figura 49 – Sondagem SPT do solo 6	75
Figura 50 – Sondagem SPT do solo 7	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT.....	14
Tabela 2 – Compacidade dos solos com base no N_{SPT}	16
Tabela 3 – Coeficientes N_c , N_q e $N\gamma$ (Caquot-Kérisel, 1953 apud Vesic, 1975)..	29
Tabela 4 – Coeficientes S_c , S_q e $S\gamma$ (De Beer, 1967 apud Vesic, 1975)	30
Tabelas 5 e 6 – Fatores característicos do solo K e C	31
Tabela 7 – Tensões básicas.....	32
Tabela 8 - Fator de forma I_s para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) e espessura de camada infinita ($I_h = 1,0$)	35
Tabela 9 – Fatores j e w.....	35
Tabela 10 – Fator de correção para d_s	36
Tabela 11 - Fator de forma.....	54
Tabela 12 – Parâmetros físicos do solo	54
Tabela 13 – Tensões e módulo de Elasticidade obtidos	54
Tabela 14 – Recalques obtidos a partir dos modelos de previsão	55
Tabela 15 – Valores finais obtidos antes da correção	56

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	Objetivos	12
1.1.1	Objetivo geral	12
1.1.2	Objetivos específicos	12
1.1.3	Justificativa	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	Classificação geotécnica dos solos	13
2.1.1	Parâmetros físicos dos solos	14
2.2	Investigações geotécnicas	15
2.2.1	Standard Penetration Test – SPT	15
2.2.1.1	Correção de valores N_{SPT}	16
2.2.2	Ensaio de penetração de cone – CPT	18
2.2.3	Ensaio de carregamento de placa – prova de carga	19
2.3	Tipos de fundação	21
2.3.1	Fundações Superficiais	22
2.4	Tensão admissível	27
2.4.1	Métodos Teóricos	27
2.4.2	Métodos Semi-empíricos	30
2.4.3	Métodos Empíricos	32
2.5	Recalques	33
2.5.1	Modelos de previsão de recalques para fundações superficiais com base em ensaios SPT	34
2.5.1.1	Previsão de recalques com base na Teoria da Elasticidade	34
2.5.1.2	Modelo de Alpan (1964)	36
2.5.1.3	Modelo de Meyerhof (1965)	37
2.5.1.4	Modelo de Webb (1969)	38
2.5.1.5	Modelo de Schultze e Sherif (1973)	38
2.5.1.6	Modelo de Burland, Broms e de Mello (1977)	39
2.5.1.7	Modelo de Parry (1978)	40
2.5.1.8	Modelo de Burland e Burbidge (1985)	41
2.5.1.9	Modelo de Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991)	41
3	METODOLOGIA	43
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	54
5	CONCLUSÃO	64

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
APÊNDICE A - Isolinhas de tensão-deformação para os solos em análise obtidas no software GeoStudio	69
ANEXO A - Relatórios de sondagem SPT	73

1 INTRODUÇÃO

Fundamentais no arranjo estrutural de obras de engenharia, as fundações devem atender critérios para garantir funcionalidade, segurança e economia; uma vez que, erros de dimensionamento ou execução podem levar a danos irreversíveis à edificação além de perdas materiais e risco aos usuários.

É sabido que quando o solo é submetido a carregamentos pode sofrer deslocamentos verticais – recalques. Desta forma, é imprescindível um estudo adequado do solo em que serão assentes estes elementos de modo a garantir segurança quanto à tensão de ruptura e recalques proporcionais à estrutura.

Neste sentido, Schnaid e Odebrecht (2012) citam as várias tecnologias que podem ser empregadas para investigação do solo e subsolo cuja maioria se baseia em ensaios de campo e estimam o comportamento dos materiais envolvidos. Dentre os mais usuais está o ensaio de prova de carga ou placa utilizado para determinar o comportamento carga-recalque de sapatas, Hachich et. al (1998) enfatiza que o ensaio de placa é o melhor método para estimar o comportamento do solo, pois além de estimar a curva carga-recalque, pode determinar o tipo de ruptura do solo.

Por outro lado, se tratando de investigação do solo, a sondagem SPT (Standard Penetration Test) tem sido difundida em todo o mundo por sua eficiência e custo relativamente baixo. Pereira (2015) cita as funções da sondagem SPT, entre as quais estão: a determinação da espessura e dimensão das camadas de solo até a profundidade desejada; localização de lençol freático e a posição de nível d'água durante a sondagem; profundidade da camada rochosa ou do impenetrável ao amostrador; propriedades da rocha como impermeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

Sendo assim, pretende-se neste trabalho estimar recalques em sapata assente em solos arenosos a partir dos modelos de previsão de recalque com base em ensaios SPT – estes, já consagrados na literatura; além disso, avaliar os resultados obtidos através de análise comparativa dos recalques a partir dos

modelos semi-empíricos e a modelagem do software GeoStudio SIGMA/W – GEOSLOPE.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Determinar o comportamento carga-recalque de sapata isolada retangular assente em solos arenosos a partir de modelos semi-empíricos e da Teoria da Elasticidade com base em sondagens SPT e de modelagem no software GeoStudio SIGMA/W para posterior análise comparativa dos resultados obtidos.

1.1.2 Objetivos específicos

- Analisar características do solo através dos resultados de sondagem SPT;
- Estimar características geométricas da sapata a ser analisada, além de determinar o bulbo de tensões, capacidade de carga e tensão admissível;
- Determinar o recalque da sapata a partir de cada modelo de previsão apresentado;
- Fazer comparação entre os resultados obtidos e a modelagem do software GeoStudio SIGMA/W.

1.1.3 Justificativa

A não realização do ensaio em placas em obras corriqueiras se deve, na maioria das vezes, ao alto custo para a realização do ensaio, demandando certa disponibilidade de tempo, juntamente com a necessidade de se dispor de um sistema de reação compatível com as tensões que se deseja mobilizar no ensaio. (RUSSI, 2007 apud FALCÃO, 2014).

Sabendo disto, torna-se interessante a análise de métodos mais viáveis que possam substituir ou complementar o ensaio de placa. Neste contexto, a partir da popularidade das sondagens SPT e afim de tornar os processos de reconhecimento do comportamento dos solos mais práticos e acessíveis que este tema pode ser devidamente explorado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Classificação geotécnica dos solos

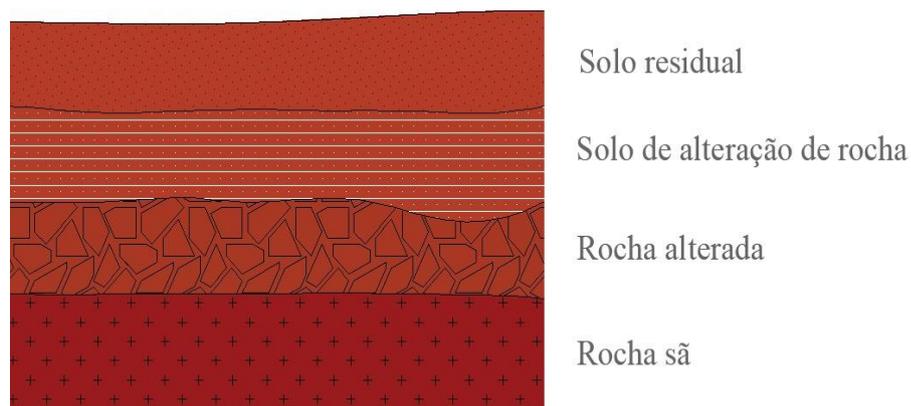
Diante da demanda no campo da engenharia de determinar o comportamento do solo mediante às solicitações impostas, houve-se a necessidade de agrupá-los conforme suas características físicas e de origem.

Para Pinto (2006), um dos principais sistemas de classificação do solo está relacionado à sua composição e é dividido em dois grupos: o primeiro trata dos *solos granulares*, em que há predomínio de partículas grossas, e é composto por areias e pedregulhos; o segundo é composto pelos *solos finos* como siltes e argilas.

Tendo em vista a classificação por origem, os solos podem ser divididos em dois grandes grupos: residuais e transportados. Segundo Pinto (2006), os *solos residuais* são aqueles provenientes da decomposição de rochas que se encontram no próprio local em que se formaram; enquanto os *solos transportados* são aqueles que foram levados ao seu local atual por algum agente de transporte como a água ou o vento, tendo este, bastante influência sobre as características do solo.

Ainda, conforme Chiossi (1979), os solos residuais são bastante comuns no Brasil, principalmente no Centro-Sul, em função do clima. Para o autor, durante a transformação da rocha para o solo residual há uma passagem gradativa composta por duas faixas distintas: uma logo abaixo do solo propriamente dito, chamada de *alteração de rocha* e uma logo acima da rocha, denominada *rocha alterada*.

Figura 1 – Camadas de solo residual



Fonte: Adaptado de Chiossi (1979)

2.1.1 Parâmetros físicos dos solos

Os solos podem estar sujeitos a diferentes estados, sendo afetados por fatores naturais como chuva e insolação ou fatores mecânicos como compactação, cortes e aterros.

Existem algumas correlações importantes na determinação das características do solo de grande importância geológica e segundo Das (2007) entre elas estão a coesão, peso específico, ângulo de atrito e a permeabilidade.

Desta forma, através das correlações presentes na tabela 1 são determinados os parâmetros físicos correlacionados ao N_{SPT} .

Tabela 1 – Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E' (t/m ²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E' (t/m ²)	v
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Valores UFMG fls. 47

Fonte: Marangon (2017)

Ainda de acordo com Marangon (2017), uma correlação entre o ângulo de atrito e N_{SPT} é estabelecida:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{SPT} \quad (1)$$

2.2 Investigações geotécnicas

A partir do conhecimento adequado do solo é possível a elaboração de projetos geotécnicos e de fundação satisfatórios e, para uma melhor análise geotécnica é preciso a obtenção de amostras de solo que devem ser extraídas a partir de ensaios *in situ*. Segundo Quaresma et al. (1998), dentre os ensaios mais populares estão:

- *Standard Penetration Test* – SPT;
- Ensaio de penetração de cone – CPT;
- Ensaios de carregamento de placa – prova de carga.

Vale salientar que neste tópico o ensaio SPT será abordado mais profundamente por ser objeto de estudo deste trabalho, além do fato de ser o mais utilizado no Brasil em comparação aos demais.

2.2.1 Standard Penetration Test – SPT

O ensaio SPT é prática comum no mundo todo devido a sua praticidade e baixo custo comparado a ensaios similares. O seu método de execução e aparelhagem utilizada estão dispostos na NBR 6484:2001 que o define como ensaio com finalidade de explorar o subsolo por meio de perfuração através da medição do índice de resistência à penetração e retirada de amostras do solo.

Cintra et al. (2013) descreve o ensaio SPT como ensaio de penetração dinâmica que consiste em três etapas: I) penetração, II) amostragem, III) ensaio penetrométrico, sendo as etapas II e III simultâneas enquanto a etapa I é alternada com II/III a cada metro da sondagem.

A NBR 6484:2001 recomenda que a sondagem seja iniciada com emprego de trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m, sendo colhida uma amostra deste material. Logo após o primeiro metro de profundidade, devem ser colhidas amostras do solo a cada metro, com execução

de SPT, que consiste em penetrar um amostrador padrão por meio da queda de um martelo padrão de 65 kg à uma altura 0,75 m, assim, a cada metro, conta-se o número de golpes necessários para perfurar cada segmento de 15 cm do total de 45 cm.

Segundo Cintra et al. (2013), com os valores dos números de golpes dos 3 segmentos de 15 cm (N_1 , N_2 e N_3), desprezando N_1 por ter sido afetado pela penetração, obtém-se o índice de resistência à penetração como sendo a soma dos últimos 30 cm de penetração do amostrador.

$$N_{SPT} = N_2 + N_3 \quad (\text{golpes/30 cm}) \quad (2)$$

2.2.1.1 Correção de valores N_{SPT}

Os valores de N_{SPT} podem ser influenciados por fatores adversos durante a execução da sondagem além de variações devido a alterações no método de execução em várias partes do mundo, desta forma, deve-se atentar para a diferença de eficiência entre equipamentos e correlacioná-las. Além disso, Cintra et al. (2013) define a eficiência do sistema (e_f) pela relação:

$$e_f = \left(\frac{E_{aplicada}}{E_{teórica}} \right) \times 100\% \quad (3)$$

Onde:

$E_{aplicada}$ = valor de eficiência no procedimento de sondagem;

$E_{teórica}$ = valor de eficiência teórica padrão.

Sendo a eficiência do SPT brasileiro em torno de 72%, segundo a NBR 6484:2001.

Entre os objetivos da sondagem SPT, está a obtenção da compacidade de solos granulares – areias e siltes - e consistência de solos argilosos – argilas e siltes argilosos. Além disso, a NBR 6484:2001 estabelece que junto dos resultados do ensaio, hajam classificações quanto a compacidade e consistência do solo como na tabela 2. Desta forma, para melhor obtenção de resultados, foram determinadas correlações entre o N_{SPT} e os diversos tipos de solos.

Tabela 2 – Compacidade dos solos com base no N_{SPT}

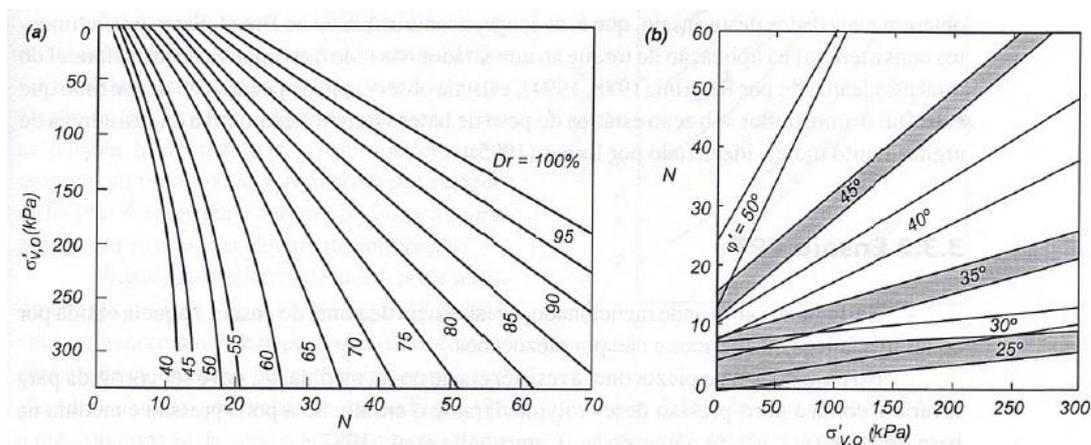
Solo	N	Compacidade/Consistência
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compactada (o)
	9 - 18	Medianamente compactada (o)
	19 - 40	Compactada (o)
	> 40	Muito compactada (o)
Argilas e siltes	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

Segundo Velloso e Lopes (2004), para areias, a correlação entre N_{SPT} e a densidade relativa D_r , pode ser observada através da figura 2. Sendo assim, para N_{SPT} maior que 15 e argilas e siltes, é corrigido como:

$$N = 15 + 0,5 (N - 15) \quad (4)$$

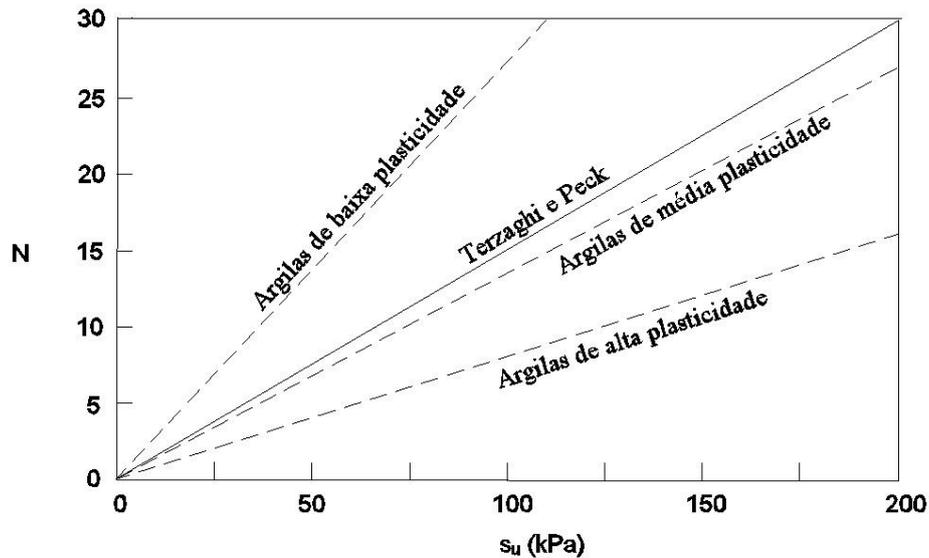
Figura 2 – Relação entre N e a densidade relativa (a) e ângulo de atrito efetivo de areias (b)



Fonte: Gibbs e Holtz (1957) e De Mello (1971) apud Velloso e Lopes (2004)

Os autores ainda citam a correlação entre N_{SPT} e os solos argilosos quando há necessidade de avaliar a resistência não drenada de argilas saturadas, S_u , conforme figura 3.

Figura 3 – Relação entre N e a resistência não drenada de argilas

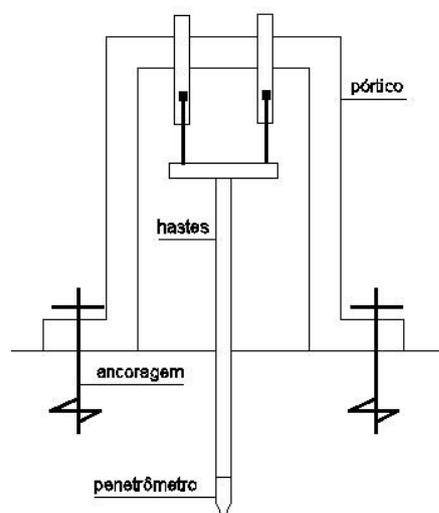


Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

2.2.2 Ensaio de penetração de cone – CPT

De acordo com Velloso e Lopes (2004), o ensaio de penetração de cone difundiu-se em todo o mundo devido à qualidade das informações obtidas. Esse ensaio recebeu várias denominações como “ensaio de penetração estática” devido à forma de penetração e “ensaio de penetração contínua” – pelo fato da obtenção de informações ser quase contínua nos cones mecânicos e contínua nos cones elétricos.

Figura 4 – Ensaio de penetração de cone



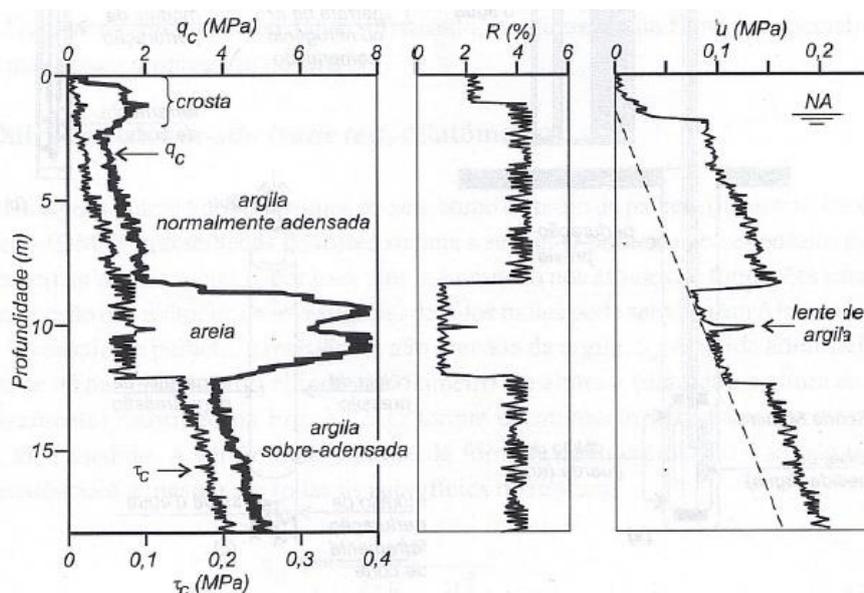
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

Segundo a norma americana ASTM D-344, o ensaio consiste na cravação lenta e constante de uma haste de ponta cônica, medindo-se a resistência de ponta e resistência de atrito lateral. Quaresma et al. (1998) ainda cita que o ensaio consiste em cravar inicialmente o cone ao longo de 4 cm, registrando-se naturalmente apenas a resistência de ponta. Em seguida, são cravados mais 4 cm fazendo com que seja cravado o conjunto cone e luva de atrito. Sendo assim, é medida a resistência de ponta (q_c) acrescida da resistência lateral (τ_c).

Salienta-se ainda que, a norma brasileira NBR 12069:1994 que regia este tipo de ensaio foi cancelada em 2015 por não se adequar ao uso de equipamentos mais modernos na execução da sondagem.

Um resultado típico deste ensaio é mostrado na figura 5, no primeiro gráfico é apresentado um perfil de resistência de ponta e atrito lateral local e, no segundo, a razão entre as resistências $R = \frac{\tau_c}{q_c}$.

Figura 5 – Resultado de ensaio CPT com piezocone



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

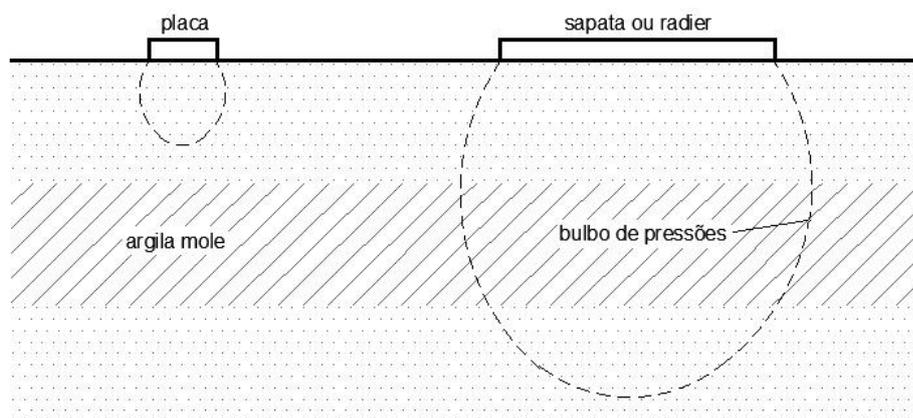
2.2.3 Ensaio de carregamento de placa – prova de carga

As provas de carga têm função de simular os carregamentos previstos no terreno a partir da verificação da capacidade e estabilidade do solo para suportar o carregamento da fundação através de placas submetidas às cargas

assentadas na superfície, cavas ou furos no terreno. A NBR 6489:1984 descreve que o ensaio de placa deve ter cota da superfície de carga igual a das sapatas, a placa utilizada para aplicação de cargas não deve ter área inferior a 0,5 m² e o terreno em torno da placa deve ser aplainado, assim, os recalques devem ser medidos por extensômetros sensíveis a 0,01 mm colocados em lados opostos da placa.

Segundo Velloso e Lopes (2004), deve haver cuidados na execução e interpretação dos dados, como heterogeneidade - caso haja estratificação do terreno, presença de lençol d'água, drenagem parcial causando adensamento lento ou não-linearidade da curva carga-recalque.

Figura 6 – Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

Sabendo disto, os resultados são expressos por uma curva pressão-recalque. Segundo Van der Veen (1953) apud Alonso (1991), a curva pressão x recalque pode ser expressa por:

$$\sigma = \sigma_R \times (1 - e^{-\alpha \times r}) \quad (5)$$

Onde:

σ, r = coordenadas dos diversos pontos da curva no trecho I;

σ_R = tensão de ruptura;

α = coeficiente de forma.

Velloso e Lopes (2004) também citam uma análise por fórmulas da Teoria da Elasticidade quando se dispõe de ensaio com apenas uma placa através de:

$$w = q \times B \times \frac{1-\nu^2}{E} \times I_s \times I_d \times I_h \quad (6)$$

Onde:

q = pressão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = coeficiente de Poisson;

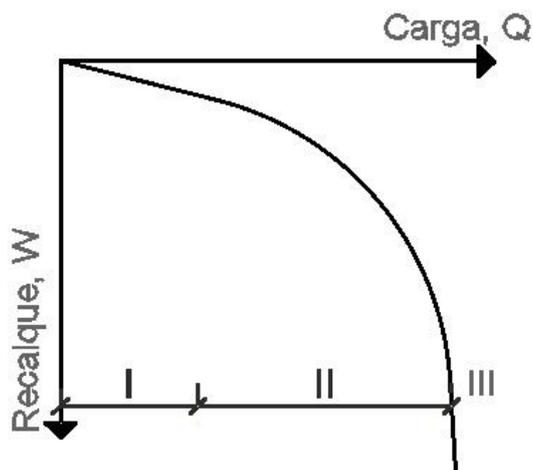
E = módulo da Elasticidade;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_d = fator de embutimento;

I_h = fator de espessura da camada pressionada.

Figura 7 – Zona elástica (I), zona plástica (II), estado de ruptura (III)



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

2.3 Tipos de fundação

De acordo com Pereira (2013), as fundações são elementos que têm a finalidade de transmitir as cargas provenientes de uma edificação para as camadas resistentes do solo sem que haja ruptura do maciço rochoso. Sendo assim, a escolha do melhor tipo de fundação é baseada na intensidade da carga e na profundidade da camada resistente do solo; com base nesses parâmetros pode-se escolher a fundação mais viável quanto à execução e custos, desde que atenda às normas de segurança.

As fundações são separadas em dois tipos: fundações superficiais ou diretas e fundações profundas. A NBR 6122:2010 estabelece que a diferença entre os dois tipos é que as fundações profundas têm sua base implantada a mais de duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos três metros de profundidade.

2.3.1 Fundações Superficiais

A NBR 6122:2010 define as fundações superficiais como elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação. Além disso, a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Diante disto, cabe acrescentar que as fundações superficiais são compostas por sapatas, bloco, viga de fundação, grelha e radier.

É sabido que a *sapata* é um elemento de fundação superficial de concreto armado dimensionado de forma a resistir às tensões de tração impostas à armadura disposta para este fim. É um dos elementos de fundação mais econômicos e práticos, pois, quando bem executada, demanda pouca escavação e baixo consumo de concreto, além de que pode suportar cargas elevadas.

A NBR 6118:2014 classifica as sapatas como rígidas ou flexíveis, sendo rígida a que atende a seguinte equação:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (7)$$

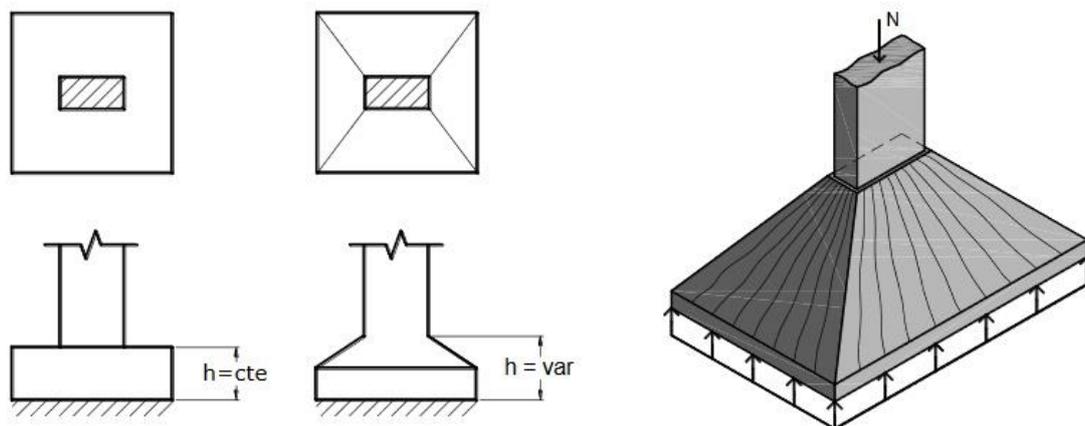
Onde:

h = altura da sapata;

A = dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p = dimensão do pilar na mesma direção.

Figura 8 – Sapata isolada



Fonte: Bastos (2019)

Segundo Bastos (2019), as sapatas rígidas têm preferência no projeto de fundações por serem menos deformáveis, menos sujeitas a ruptura por punção e mais seguras, enquanto as flexíveis, de acordo com a NBR 6118:2014, são de uso mais raro, indicadas para pequenas cargas e solos relativamente fracos.

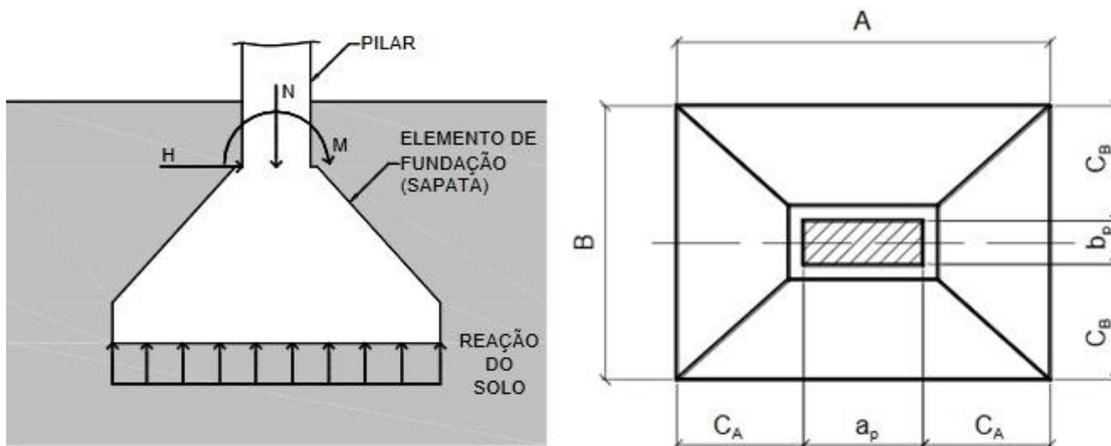
Devido à grande variabilidade de configurações, as sapatas podem ser isoladas, corridas ou associadas.

A *sapata isolada* é a mais comumente utilizada tendo a função de transmitir ao solo as ações de um único pilar. Estes elementos tendem a sofrer ações devido a força normal (N), momentos fletores em uma ou duas direções (M_x e M_y) e a força horizontal (H), como na figura 9.

Ainda segundo Bastos (2019), para o dimensionamento econômico é indicado que os balanços da sapata nas duas direções, as dimensões C_A e C_B , sejam iguais ou aproximadamente iguais. Existe também uma recomendação

prática de $A \leq 2,5B$ (maior dimensão deve ser menor ou igual a 2,5 vezes a menor).

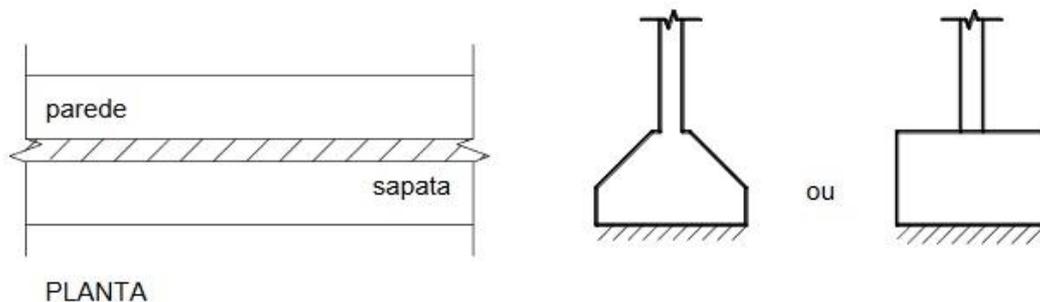
Figura 9 – Reações na sapata e balanços nas duas direções



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

A *sapata corrida*, conforme a NBR 6122:2010, é aquela sujeita à uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento.

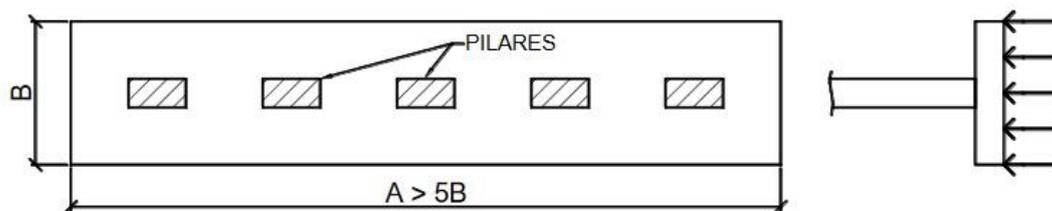
Figura 10 – Sapata corrida



Fonte: Bastos (2019)

A NBR 6122:2010 ainda estabelece que a diferença entre sapata isolada retangular e sapata corrida é que a segunda tem o comprimento maior que cinco vezes a largura ($A > 5B$).

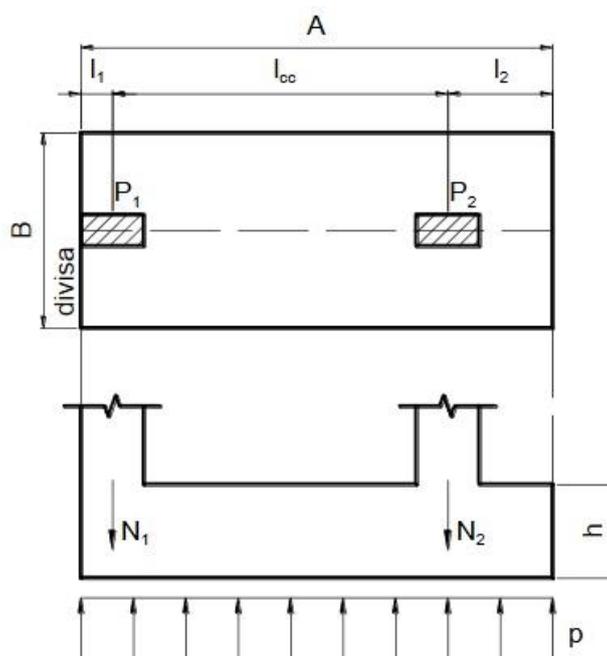
Figura 11 – Comprimento A mínimo para configurar sapata corrida



Fonte: Bastos (2019)

Por último, a *sapata associada*, conforme a NBR 6122:2010, é aquela comum a mais de um pilar. Desta forma, ocorre quando, devido à proximidade dos pilares, não é possível projetar uma sapata para cada pilar.

Figura 12 – Sapata associada



Fonte: Bastos (2019)

Segundo Teixeira e Godoy (1998), os *blocos* de fundação são elementos construídos de concreto simples e caracterizados por sua altura relativamente grande, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão. De acordo com Velloso e Lopes (2004), o dimensionamento estrutural de um bloco é feito de maneira que dispense armadura horizontal para flexão. Sendo assim, as tensões de tração, que são máximas na base, devem ser inferiores à resistência à tração do concreto.

O dimensionamento pode ser feito simplesmente adotando-se $\alpha \geq 60^\circ$ ou por critério que leve em conta as pressões de contato (q):

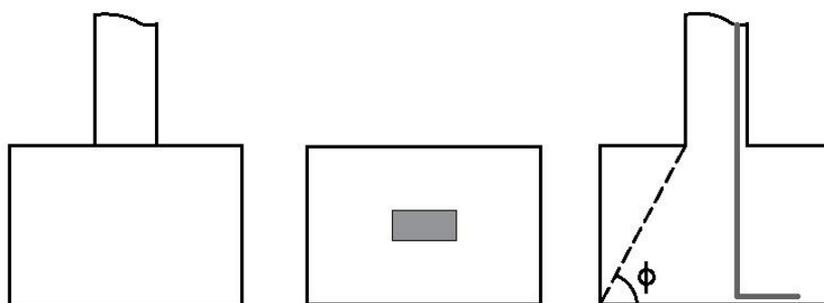
$$\frac{tg \alpha}{\alpha} = \frac{q}{\sigma_{adm,t}} + 1 \quad (8)$$

Onde:

$\sigma_{adm,t}$ = tensão admissível à tração do concreto, geralmente tomada como 10% da tensão à compressão.

Os autores ainda citam, que, ao dimensionar a altura do bloco, esta deve permitir a ancoragem dos ferros do pilar como visto na figura 13.

Figura 13 – Vistas frontal e em planta e posição da armadura do bloco



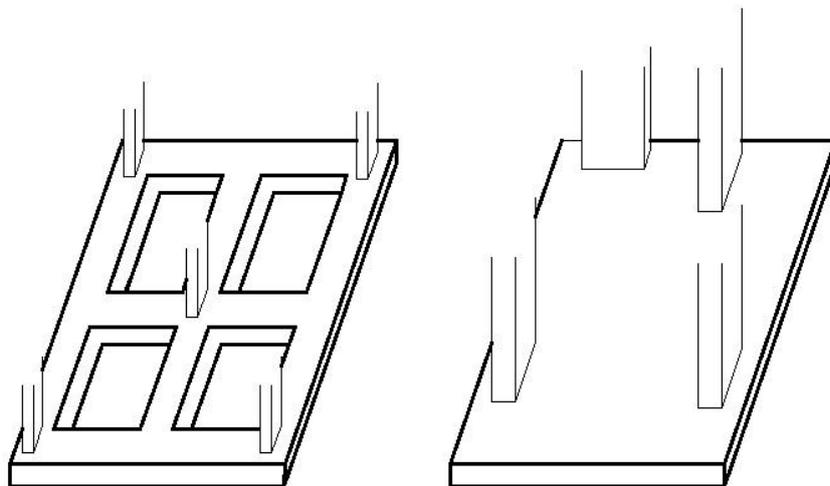
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

De acordo com Velloso e Lopes (2004), as *vigas* de fundação são elementos que recebem pilares alinhados, geralmente de concreto armado; podendo ter seção transversal igual a de um bloco e sem armadura transversal como nas vigas baldrame ou apresentando armadura como nas sapatas.

Ainda segundo os autores, as *grelhas* são formadas por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.

Já o radier é definido pela NBR 6122:2010 como elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos. Segundo Velloso e Lopes (2004), o radier é adotado quando as áreas das sapatas são muito próximas ou até se interpenetram devido às cargas elevadas nos pilares ou tensões de trabalho baixas.

Figura 14 – Grelha e radier



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

2.4 Tensão admissível

Quando carregado o solo sofre recalques, desta forma, é imprescindível que o projeto de fundações preveja a máxima tensão suportada pelo solo para evitar ruptura e recalques excessivos. Sendo assim, é bastante comum que a relação entre tensões aplicadas e recalques seja expressa em curvas como a da figura 7 na seção 2.2.3. Há dois tipos de curva carga-recalque. Segundo Velloso e Lopes (2004), o primeiro tipo é o em que a ruptura ocorre de forma brusca, após curta transição, apresentada por uma tangente vertical, a chamada *ruptura generalizada*; o segundo tipo é dita *localizada*, tem curva mais abatida e tangente inclinada no ponto mais extremo. Enquanto a ruptura generalizada ocorre em areias compactas a muito compactas e argilas rijas, a localizada se dá em solos mais deformáveis como areias fofas, argilas médias e moles.

Para obtenção da tensão admissível, além do ensaio de prova de carga já mencionado neste trabalho, podem ser utilizados métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos.

2.4.1 Métodos Teóricos

A NBR 6122:2010 descreve os métodos teóricos como dependentes de parâmetros como compressibilidade, resistência ao cisalhamento, inclinação da carga no terreno e excentricidades. Dentre estes, os métodos mais usuais são

os de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) apud Velloso e Lopes (2004), Vesic (1975) apud Velloso e Lopes (2004) e Hansen (1970) apud Velloso e Lopes (2004).

De modo geral, utilizando a formulação proposta por Terzaghi, por exemplo, obtém-se a capacidade de carga σ_r e aplicando fator de segurança correspondente ao elemento de fundação é possível determinar a tensão admissível.

Das (2007) descreve a equação de Terzaghi para capacidade de carga como sendo:

$$\sigma_r = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (9)$$

Onde:

c' = coesão do solo;

γ = peso específico do solo;

q' = sobrecarga ($q' = \gamma \times h$);

B = largura do elemento de fundação superficial;

σ_r = capacidade de carga última do solo;

N_c , N_q e N_γ = contribuições, respectivamente, da coesão c' , da sobrecarga q e peso específico do solo γ para capacidade de carga última.

A equação de Terzaghi tem uma versão geral que acrescenta os fatores de forma relacionados a sapata e é mais utilizada atualmente.

$$\sigma_r = c'N_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (10)$$

Onde:

S_c , S_q e S_γ = fatores de forma com base nas dimensões da sapata.

Vesic (1975) apud Cintra et. al (2003) ainda propõe para a equação de Terzaghi que os fatores de carga N_i sejam os de Caquot-Kérisel, de 1953 e os fatores de forma S_i de De Beer, 1967 apresentados nas tabelas 3 e 4, respectivamente.

Tabela 3 – Coeficientes N_c , N_q e N_γ (Caquot-Kérisel, 1953 apud Vesic, 1975)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c/N_q	$tg\phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	50,59	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73

37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,8	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93

Fonte: Adaptado de Cintra (2003)

Tabela 4 – Coeficientes S_c , S_q e S_γ (De Beer, 1967 apud Vesic, 1975)

Sapata	S_c	S_q	S_γ
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	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + tg\phi$	0,6

Fonte: Adaptado de Cintra (2003)

Por fim, o fator de segurança global para obtenção da tensão admissível (σ_a) deve ser não inferior a 3, segundo recomendado pela NBR 6122:2010.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{3} \quad (11)$$

Onde:

σ_a = tensão admissível.

2.4.2 Métodos Semi-empíricos

Entre os métodos semi-empíricos estão os de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) propostos inicialmente para estacas mas que também determinam a tensão admissível para tubulões.

Segundo Cintra et al. (2003), pelo método Aoki-Velloso, a resistência de base pode ser expressa por:

$$\sigma_r = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{ou} \quad \sigma_r = \frac{KN}{F_1} \quad (12)$$

Onde:

q_c e N = respectivamente, são a resistência de ponta do ensaio de cone e o índice de penetração SPT à cota base do tubulão;

F_1 = coeficiente de transformação adimensional;

K = coeficiente que depende do tipo de solo apresentado na tabela 5.

Cintra et al. (2003) ainda cita o método de Décourt-Quaresma em que a resistência de base é expressa por:

$$\sigma_r = \alpha C N_p \quad (13)$$

Onde:

α = coeficiente de redução;

C = fator característico do solo apresentado na tabela 6;

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração na base do elemento de fundação.

Ao valor de σ_r ainda se aplica o fator de segurança 4 analogamente ao método anterior.

Tabelas 5 e 6 – Fatores característicos do solo K e C

Tipo de solo	K (MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia silto-argilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilo-siltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte areno-argiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argilo-arenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila areno-siltosa	0,30
Argila siltosa	0,22

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	0,85
Solos intermediários	0,6
Areias	0,5

Argila silto-arenosa	0,33
----------------------	------

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003)

2.4.3 Métodos Empíricos

A NBR 6122:2010 descreve os métodos empíricos como aqueles pelos quais se chega à tensão admissível com base nas características do terreno (classificação e determinação da compactidade ou consistência com base em investigações de campo e/ou laboratoriais).

Para areias, Terzaghi e Peck (1948) apud Velloso e Lopes (2004) apresentam gráficos com base na largura B da sapata e no número de golpes N do SPT para extrapolação de recalques e estabelecem que a maior sapata da obra deve ter recalque admissível de 25 mm.

Outros autores aperfeiçoaram estes gráficos em equações e fizeram novas proposições, como Meyerhof (1965), por exemplo.

A NBR 6122:2010 ainda estabelece uma tabela de tensões básicas exclusivamente para orientação inicial e de uso restrito para cargas de até 1000 kN por pilar.

Tabela 7 – Tensões básicas

Classe	Descrição	(Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	*
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhos fofos	0,3
7	Areias muito compactas ($N < 40$)	0,5
8	Areias compactas ($19 \leq N < 40$)	0,4
9	Areias medianamente compactas ($9 \leq N \leq 18$)	0,2
10	Argilas duras ($N > 19$)	0,3
11	Argilas rijas ($11 \leq N \leq 19$)	0,2
12	Argilas médias ($6 \leq N \leq 10$)	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

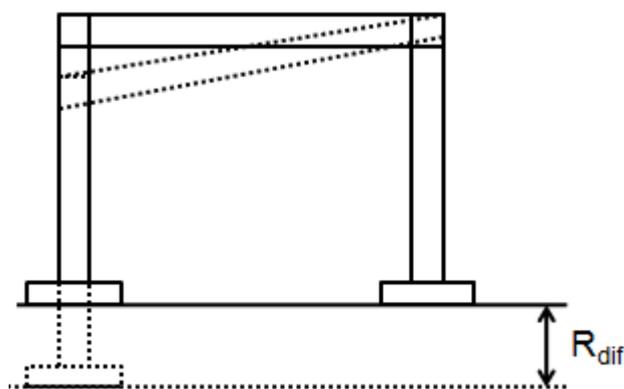
*Levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003)

2.5 Recalques

O recalque é comumente definido como o deslocamento vertical para baixo do elemento de fundação em relação ao solo. Em geral, é classificado em dois tipos: recalque geral ou absoluto ρ e recalque diferencial ou relativo δ entre fundações. Sendo o recalque absoluto o deslocamento em si e o recalque diferencial, a diferença entre recalques absolutos de elementos de fundação diferentes.

Figura 15 – Representação de recalque diferencial



Fonte: ArchSolo (2012)

Desta forma, o recalque absoluto é dividido em duas parcelas:

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (14)$$

Em que ρ_c é o recalque por adensamento e ρ_i é o recalque imediato ou elástico.

Rebello (2008) descreve o recalque imediato como aquele que acontece logo após a aplicação da carga e que é maior em solos não coesivos, ou seja, não argilosos. Para sua determinação é necessário conhecer o módulo de elasticidade do solo E ; sendo este bastante difícil de determinar, o que torna o cálculo impreciso. Ainda segundo o autor, o recalque por adensamento ocorre pela diminuição do volume do solo causado pelo fechamento dos vazios compostos por água intersticial devido à pressão das cargas aplicadas.

Velloso e Lopes (2004) citam a previsão de recalques como uma das tarefas mais difíceis na geotecnia, sendo que os resultados obtidos através de modelos, por mais sofisticados que possam ser, devem ser encarados apenas como uma estimativa. Neste contexto, os modelos para previsão de recalques são classificados em três tipos: racionais, semi-empíricos e empíricos; sendo os *racionais*, ainda segundo os autores, os modelos que combinam parâmetros como deformabilidade obtidos em ensaios laboratoriais ou *in situ* comparados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos. Já os *semi-empíricos* têm o mesmo princípio mas com deformabilidade obtida através de ensaios SPT e CPT. Por fim, os modelos empíricos usam tabelas de tensões admissíveis para diferentes solos, e, com isso, associa-se a recalques usualmente aceitos.

Desta forma, na próxima seção serão abordados os modelos de previsão de recalques para fundações superficiais com base em ensaios SPT, além do método relacionado a Teoria da Elasticidade por ser base teórica para a maioria dos modelos abordados.

2.5.1 Modelos de previsão de recalques para fundações superficiais com base em ensaios SPT

2.5.1.1 Previsão de recalques com base na Teoria da Elasticidade

Velloso e Lopes (2004) citam uma das soluções da Teoria da Elasticidade para cálculo de recalque no caso de sapatas sob carga centrada como a seguinte:

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

Onde:

q = carga média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de Elasticidade;

I_s , I_d e I_h = respectivamente, fator de forma da sapata e sua rigidez, fator de profundidade/embutimento e fator de espessura de camada compressível.

O fator de forma I_s pode ser obtido através da tabela 8 para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) e espessura de camada infinita ($I_h = 1,0$). Já o fator de embutimento, Velloso e Lopes (2004) recomendam desprezá-lo devido à complexidade em estimá-lo.

Tabela 8 - Fator de forma I_s para carregamentos na superfície ($I_d = 1,0$) e espessura de camada infinita ($I_h = 1,0$)

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1	0,64	0,35	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,25	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,3	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,1	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4	2	3,7	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,9	3,5	6,6	

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

Analogamente, para solos argilosos que apresentam camadas uniformes ao longo da profundidade, pode-se adotar um único valor de E e ν que seja representativo do solo, de acordo com Simons e Menzies (1977), desta forma, a equação 15 pode ser simplificada:

$$\rho = 1000 \frac{q_B}{E} I \quad (16)$$

Ainda, uma correlação entre o Módulo de Elasticidade e o N_{SPT} é apresentada por Teixeira e Godoy (1998) apud Cintra et al. (2003). Os valores de j e w estão na tabela 9.

$$E = j w N_{SPT} \quad (17)$$

Tabela 9 – Fatores j e w

Solo	j	w (MN/m ²)
------	-----	--------------------------

Areia pedregulhosa	3,0	1,10
Areia		0,90
Areia siltosa		0,70
Areia argilosa		0,55
Silte arenoso	5,0	0,15
Silte arenoso		0,35
Silte argiloso		0,25
Argila arenosa	7,0	0,30
Argila siltosa		0,20

Fonte: Adaptado de Cintra et al. (2003)

2.5.1.2 Modelo de Alpan (1964)

O modelo de Alpan, de acordo com Velloso e Lopes (2004), baseia-se na previsão de recalques de uma placa quadrado de 1 pé (30 cm) no nível da fundação e utilizando valores N_{SPT} corrigidos. Alpan apresenta duas equações para estimativa e extrapolação de recalques, respectivamente, como segue.

$$\rho_p = 1000 a_0 q \quad (18)$$

$$\rho = \rho_p \left(\frac{2B}{B+0,3048} \right)^2 \quad (19)$$

Onde:

q = tensão transmitida pela fundação;

a_0 = coeficiente de recalque.

Para sapatas que não forem quadradas ou circulares, ρ_p deve ser multiplicado pelo fator de forma m .

Tabela 10 - Fator de forma

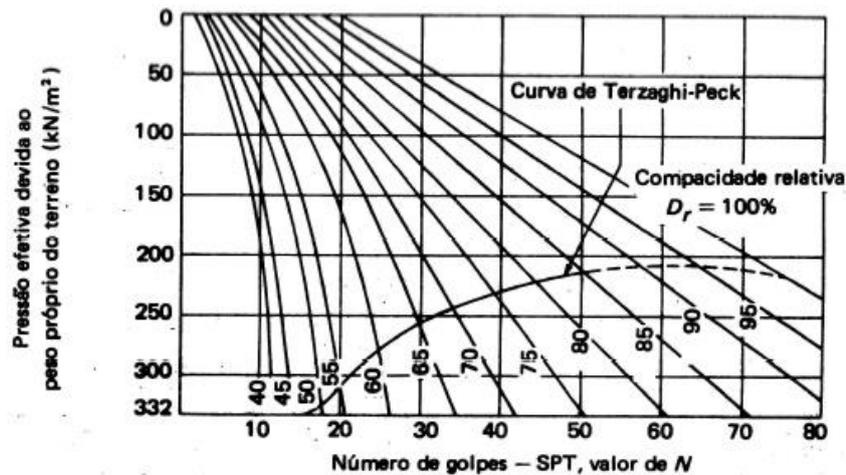
L/B	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
m	1,0	1,21	1,37	1,60	1,94	2,36

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

Simons e Menzies (1977) ainda recomendam alguns procedimentos para a previsão:

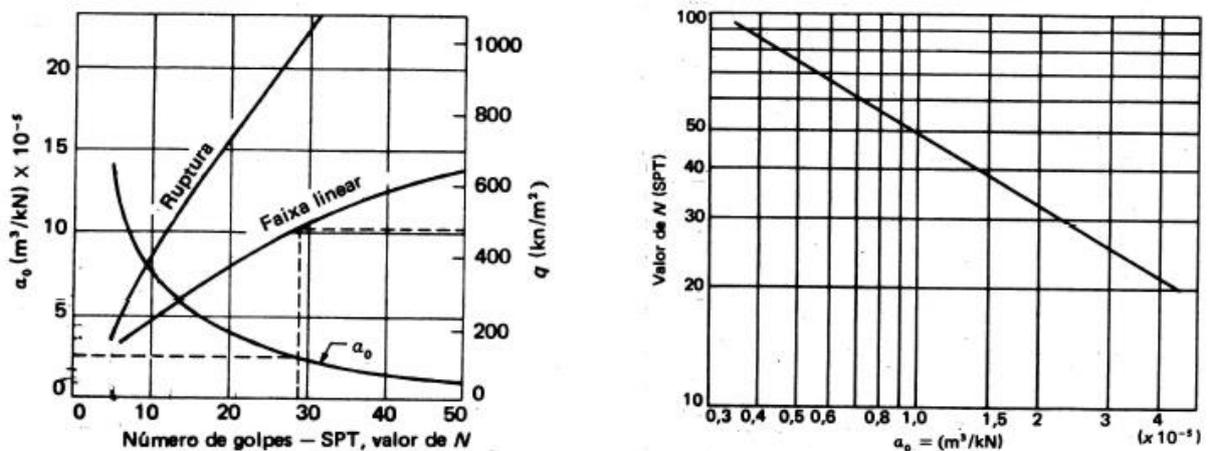
1. Correção do valor SPT em função da tensão vertical efetiva do solo, através do ábaco da figura 16;
2. Determinação do coeficiente de recalque a_0 através do valor corrigido N_{SPT} e dos ábacos das figuras 17 e 18.

Figura 16 – Ábaco para correção do valor N_{SPT} com base no embutimento



Fonte: Simons e Menzies (1977)

Figuras 17 e 18 – Ábacos para determinação de a_0 para valores baixos e altos de N_{SPT} , respectivamente



Fonte: Simons e Menzies (1977)

2.5.1.3 Modelo de Meyerhof (1965)

O modelo de Meyerhof foi desenvolvido com base em adaptações do modelo de Terzaghi e Peck (1948) e de acordo com Velloso e Lopes (2004), o resultado se deu pelas equações que seguem.

$$\rho = \frac{1,92 \times q}{N_{SPT}} \text{ para sapatas com } B < 1,2 \text{ m} \quad (20)$$

$$\rho = \frac{2,86 \times q}{N_{SPT}} \left[\frac{B}{B+0,3048} \right]^2 \text{ para sapatas com } B \geq 1,2 \text{ m} \quad (21)$$

2.5.1.4 Modelo de Webb (1969)

Webb (1969) através de Oweis (1979) cita que a deformação máxima ocorre logo abaixo da fundação. A partir dessa ideia, o autor criou um modelo com base no somatório dos recalques ao longo da profundidade a partir da base. Desta forma, obteve-se a equação:

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{q_{zi}}{E_i} \Delta z_i \quad (22)$$

Em que o módulo de elasticidade pode ser obtido através de N_{SPT} e com base no tipo de solo:

$$E_i = 5 (N_{SPTi} + 15) \text{ para areias finas a médias submersas} \quad (23)$$

$$E_i = \frac{10}{3} (N_{SPTi} + 5) \text{ para argilas arenosas} \quad (24)$$

$$E_i = 4 (N_{SPTi} + 12) \text{ para perfil médio} \quad (25)$$

2.5.1.5 Modelo de Schultze e Sherif (1973)

Teixeira e Godoy (1998) citam que os autores se basearam em análises estatísticas dos valores medidos em 48 casos de fundação em areias tendo como bases a Teoria da Elasticidade e os índices de resistência à penetração.

Desta forma, obteve-se a seguinte equação:

$$\rho = q \left[\frac{s}{N^{0,87} \left(1 + \frac{0,4c}{B}\right)} \right] \quad (26)$$

Onde:

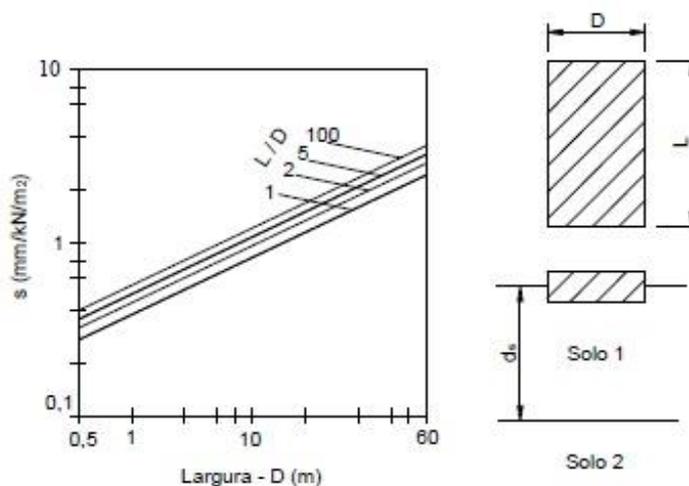
c = profundidade de apoio;

B = espessura da camada flexível, conforme indicado em figura;

s = fator de recalque;

q = carga distribuída.

Figura 19 – Ábaco para determinação do fator s



Fonte: Adaptado de Schnaid (2000)

2.5.1.6 Modelo de Burland, Broms e de Mello (1977)

Burland, Broms e Mello (1977) apud Ferreira (2017) determinam a previsão de recalques para areias com base na sua compactidade relacionada ao N_{SPT} médio como nas equações que seguem.

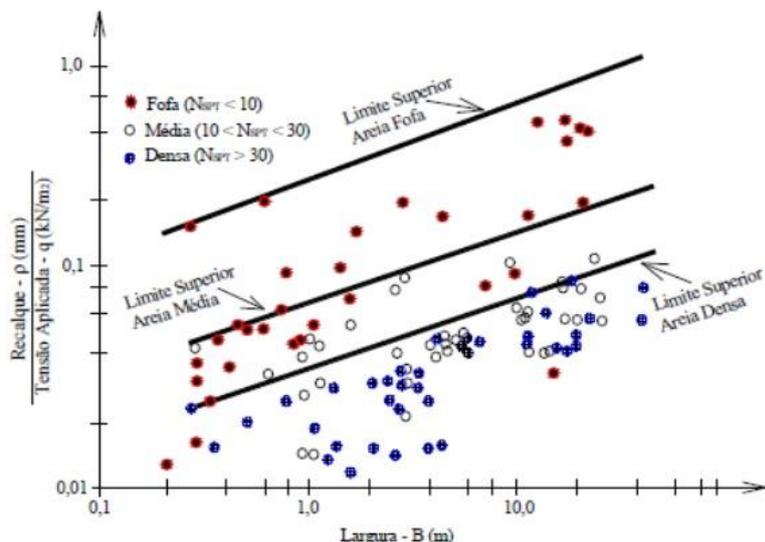
$$\rho_{max} = 0,32 q B^{0,3} \quad \text{para areia fofa} \quad (27)$$

$$\rho_{max} = 0,07 q B^{0,3} \quad \text{para areias medianamente compactas} \quad (28)$$

$$\rho_{max} = 0,035 q B^{0,3} \quad \text{para areias densas} \quad (29)$$

Ainda segundo os autores, o método fornece uma previsão razoável, uma vez que o gráfico relaciona a compactidade das areias e a largura das fundações.

Figura 20 – Resultados compilados de recalques em fundações



Fonte: Burland, Broms e de Mello (1977)

2.5.1.7 Modelo de Parry (1978)

Segundo Ferreira (2017), a previsão de recalques proposta por Parry apresenta módulo de elasticidade E proporcional ao N_{SPT} e constante ao longo da profundidade de influência da fundação. O autor ainda propôs uma média ponderada de N_{SPT} . O coeficiente β tem valor de 0,2. Sendo assim, tem-se as equações:

$$\rho = \beta \frac{q B}{N_m} \quad (30)$$

Em que:

$$N_m = \frac{1}{6} (3N_1 + 2N_2 + N_3) \quad (31)$$

Onde:

N_1 , N_2 e N_3 são os N_{SPT} da área do bulbo de pressões divididos em 3 partes iguais e a partir destes valores são determinadas as médias aritméticas para cada parte.

Parry (1978) apud Ruver (2005) ainda cita que para projetos de fundações o valor final das equações deve ser majorado em 50%.

2.5.1.8 Modelo de Burland e Burbidge (1985)

Para Schnaid (2000), o modelo de Burland e Burbidge apresenta uma equação linear para previsão de recalques de areias normalmente adensadas como se segue. Recomenda-se que o valor de α_{BB} seja aproximadamente 1,71.

$$\rho = B^{0,7} I_C q \quad (32)$$

$$I_C = \frac{\alpha_{BB}}{N_{SPT}^{1,4}} \quad (33)$$

Os autores ainda recomendam correção do N_{SPT} para siltes arenosos e seixos, respectivamente, pelas equações:

$$N_{corr} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15) \quad (34)$$

$$N_{corr} = 1,25 N_{SPT} \quad (35)$$

2.5.1.9 Modelo de Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991)

De acordo com Ruver (2005), os autores propuseram uma equação para previsão de recalques após os resultados de 150 provas de carga e seus respectivos valores médios de N_{SPT} para o desenvolvimento do modelo. Com base nisso, os autores obtiveram a equação:

$$\rho = 2,37 \frac{q^{0,87} B^{0,70}}{N_{SPT}^{1,20}} \quad (36)$$

Também classificaram em 3 grupos os casos estudados em função da compacidade: areia fofa ($N_{SPT} < 10$), areia média ($10 < N_{SPT} < 30$) e areia densa ($N_{SPT} > 30$) e separados pelas dimensões da sapata: pequena ($B < 3$) e grande ($B > 3$). Sendo assim:

$$\rho = 0,57 \frac{q^{0,94} B^{0,90}}{N_{SPT}^{0,87}} \quad \text{para } N_{SPT} < 10 \quad (37)$$

$$\rho = 0,35 \frac{q^{1,01} B^{0,69}}{N_{SPT}^{0,94}} \quad \text{para } 10 < N_{SPT} < 30 \quad (38)$$

$$\rho = 604 \frac{q^{0,90} B^{0,76}}{N_{SPT}^{2,82}} \quad \text{para } N_{SPT} > 30 \quad (39)$$

$$\rho = 1,90 \frac{q^{0,77} B^{0,45}}{N_{SPT}^{1,08}} \quad \text{para } B < 3 \text{ m} \quad (40)$$

$$\rho = 1,64 \frac{q^{1,02} B^{0,59}}{N_{SPT}^{1,37}} \quad \text{para } B > 3 \text{ m} \quad (41)$$

3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste estudo foram escolhidos 7 perfis de solos arenosos com seus respectivos relatórios de sondagem SPT a partir de empresas de geotecnia e engenharia e admitido um estudo de caso a partir do pré-dimensionamento de uma sapata isolada. Através dos parâmetros obtidos em conjunto foram encontrados valores de recalques através dos modelos de previsão apresentados, em seguida, cada perfil de solo foi implementado ao software GeoStudio SIGMA/W bem como as características da sapata a fim de se obter uma análise mais crítica e comparativa.

A hipótese criada tem como elemento de fundação uma sapata isolada retangular de dimensões 1,0 x 1,5 m com altura de 0,7 m que comporta um pilar de 0,2 x 0,3 m. A sapata é submetida a uma carga centrada de 350 kN e assentada à cota de -2 m. Ainda, foi admitido f_{ck} de 25 MPa para o concreto do pilar e sapata. De posse desses dados, foi obtido em cada solo o alcance das tensões aplicadas às camadas do maciço - o bulbo de tensões - que faz relação com a menor dimensão em planta da sapata. Desta maneira, o N_{SPT} para cada solo foi encontrado a partir da média aritmética do número de golpes dentro da área de influência. A capacidade de carga foi obtida através de método teórico pela Equação 8 sugerida por Terzaghi e Peck (1943) com proposição de Vesic (1975) onde parâmetros como peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ), fatores de carga (N_i) e de forma (S_i) e coesão (c') foram obtidos através de tabelas; através da capacidade de carga, a tensão admissível foi obtida através de fator de segurança global igual a 3.

Com os dados supracitados foi possível calcular os recalques através de cada modelo de previsão, estes levam em consideração a tensão distribuída na superfície da sapata (σ), a menor dimensão em planta (B), o módulo de Elasticidade (E), o valor de SPT (N_{SPT}) além da consulta de ábacos como os modelos de Alpan (1964) e Schultze e Sherif (1973).

A modelagem no software GeoStudio SIGMA/W se deu a partir da inserção do perfil de solo considerado 3x3m devido a área de influência da

tensão, dos materiais (solos e concreto da fundação), condições de contorno e consideração da tensão distribuída (σ) de 233,34 kN/m².

A análise dos resultados teve por objetivo averiguar a aproximação dos modelos de previsão à média aritmética a partir do estabelecimento de limites de desvio padrão e a observação dos modelos que mais se mantiveram dentro deste limite. A análise comparativa dos modelos com os perfis implementados no GeoStudio SIGMA/W deu-se por meio da média aritmética entre os modelos de cada solo e os valores respectivos obtidos no software e da análise de aproximação entre os recalques dos modelos isolados e os obtidos no GeoStudio SIGMA/W.

Sendo assim, o procedimento para obtenção dos recalques nos solos foi feito como se segue. Para fins de otimização, apenas o solo 1 foi descrito, os demais seguem procedimento análogo.

- **SOLO 1**

- **Capacidade de carga**

O solo 1 apresenta camada fina de 0,80 m de argila arenosa com pedregulho de compactidade média seguida de areia fina a média compacta até 5,75 m de profundidade com bulbo de pressão até a cota -5 m.

- N_{SPT} médio

Calculado a partir dos N_{SPT} correspondentes até 5,0 m de profundidade – correspondente ao alcance do bulbo de tensões, desprezando-se o primeiro metro, o N_{SPT} médio para o solo 1 obtido foi 31.

$$N_{SPT} = \frac{27 + 30 + 32 + 33}{4} \cong 31$$

- Peso específico (γ)

O peso específico foi obtido correlacionando o N_{SPT} médio através da tabela 1, desta forma, para o solo 1, γ obtido equivale a 18 kN/m³.

- Tensão efetiva no solo na cota de assentamento (q')

Obtida a partir da equação 8, q' para o solo 1 corresponde a 36 kN/m^2 , considerando a cota de assentamento igual a 2 m.

$$q' = 18 \times 2 = 36 \text{ kN/m}^2$$

- Coesão do solo (c')

A coesão para areia pura ou solos arenosos é 0, de acordo com a tabela 1.

- Ângulo de atrito (ϕ)

É possível calcular os fatores de carga através do ângulo de atrito que foi obtido pela correlação entre o N_{SPT} médio pela equação 1 com valor de 40° .

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times 31 \cong 40^\circ$$

- Fatores de carga (N_i)

Os fatores de carga foram obtidos a partir da correlação entre o ângulo de atrito e a proposta de Vesic (1975) através de Caquot-Kérisel (1953) pela tabela 3. Desta forma, N_c , N_q e N_γ são respectivamente 75,31, 64,20 e 109,41.

- Fatores de forma (S_i)

Analogamente, para determinação dos fatores de forma foi utilizada a proposição de Vesic (1975) através de De Beer (1967) pela tabela 4. Logo, S_c , S_q e S_γ são respectivamente 1,57, 1,56 e 0,73.

- Capacidade de carga do solo (σ_r)

Determinadas as características referentes ao solo, calculou-se a capacidade de carga através de Terzaghi pela equação 8.

$$\sigma_r = 0 \times 75,31 \times 1,57 + 36 \times 64,20 \times 1,56 + \frac{1}{2} \times 18 \times 109,41 \times 0,73$$

$$\sigma_r = 4324,30 \text{ kN/m}^2$$

- **Tensão Admissível**

Para determinar a tensão admissível, utilizou-se a equação 10 com fator de segurança global 3.

$$\sigma_a = \frac{4324,30}{3} = 1441,43 \frac{kN}{m^2}$$

- **Recalque**

- Tensão distribuída

Com a área da sapata de 1,0 x 1,5 m e carga vertical de 350 kN, a tensão distribuída calculada foi de $\sigma = 233,34 \frac{kN}{m^2}$.

$$\sigma = \frac{350 \text{ kN}}{1 \times 1,5} = 233,34 \frac{kN}{m^2}$$

- Modelo com base na Teoria da Elasticidade

Através da equação 15 com correlação com o N_{SPT} estabelecida por Teixeira e Godoy apud Cintra, considerando coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,33 para areias puras, obteve-se:

Para o módulo de Elasticidade (E) através da equação 17:

$$E = 3 \times 0,90 \times \frac{10^3 kN}{m^2} \times 31 = 83700 \text{ kN/m}^2$$

Sendo que o parâmetro w foi considerado para areia fina. Além disso o fator de forma I_s foi obtido através da tabela 8 com relação $L/B = 1,5$.

Desta forma, através de aplicação direta, obteve-se o recalque.

$$\rho = 233,34 \times 1 \times \frac{1 - 0,33^2}{83700} \times 1 \times 1 \times 1,15$$

$$\rho = 2,86 \text{ mm}$$

- Modelo de Alpan (1964)

Para o modelo de Alpan, as equações 18 e 19 foram utilizadas, sendo o coeficiente α_0 obtido através do ábaco da figura 17 a partir do N_{SPT} corrigido através do ábaco nas figura 18 e 19. Logo, para este solo, $\alpha_0 = 0,58 \times 10^{-5}$. Outra consideração feita foi quanto ao fator m que deve ser multiplicado por ρ_p para sapatas retangulares. Sendo assim, através da tabela 10 e $L/B = 1,5$, $m = 1,21$. Feito isto, os valores foram aplicados à equação.

$$\rho_p = 1000 \times 0,58 \times 10^{-5} \times 233,34 \times 1,21 = 1,637$$

$$\rho = 1,637 \left(\frac{2 \times 1}{1 + 0,3048} \right)^2$$

$$\rho = 3,84 \text{ mm}$$

- Modelo de Meyerhof (1965)

Meyerhof dividiu as equações para obtenção de recalque em 2 com base na menor dimensão das sapatas, logo, a equação 20 foi utilizada.

$$\rho = \frac{1,92 \times 233,34}{31} = 14,45 \text{ mm}$$

Como já salientado, o autor recomenda diminuir em 2,5 a 3 vezes o recalque obtido quando se trata de dimensionamento de fundações, desta forma, diminuiu-se em 3 vezes o recalque de todos os solos obtidos por este método.

$$\rho_{\text{corrigido}} = 4,82 \text{ mm}$$

- Modelo de Webb (1969)

O autor propôs equações diferentes para o cálculo do módulo de Elasticidade com base no tipo de solo, sendo para areias a equação 23. Desta forma, após a obtenção de E, o recalque foi encontrado por aplicação direta considerando $\Delta_z = 3 \text{ m}$ para profundidade de alcance do bulbo de tensões.

$$E = 5 (31 + 15) = 230$$

$$\rho = \frac{233,34}{230} \times 3$$

$$\rho = 3,04 \text{ mm}$$

- Modelo de Schultze e Sherif (1973)

Neste, através da equação 26 pôde-se obter o recalque. Considerou-se o fator de recalque $s = 0,48$ através do ábaco da figura 19. A profundidade de apoio da sapata (c) é 2 m. Desta forma,

$$\rho = 233,34 \left[\frac{0,48}{31^{0,87} \left(1 + \frac{0,4 \times 2}{1}\right)} \right]$$

$$\rho = 3,14 \text{ mm}$$

- Burland, Broms e de Mello (1977)

Burland, Broms e de Mello separaram o modelo para areias fofas, medianamente compactas e densas, desta forma, considerando a equação 28, obteve-se:

$$\rho_{max} = 0,035 \times 233,34 \times 1^{0,3}$$

$$\rho = 8,17 \text{ mm}$$

- Modelo de Parry (1978)

Parry (1978) modelou a equação 30 em que recomenda que β é considerado 0,2. O autor ainda recomenda correção do N_{SPT} pela equação 31 em que N_1 , N_2 e N_3 correspondem à média dos N_{SPT} para cada metro. Desta forma, obteve-se:

$$N_m = \frac{1}{6} \left(3 \times \frac{27 + 33}{2} + 2 \times \frac{33 + 30}{2} + \frac{30 + 32}{2} \right) = 30,67$$

$$\rho = 0,2 \frac{233,34 \times 1}{30,67} = 1,52 \text{ mm}$$

O autor ainda faz recomendação que o valor final seja majorado em 50% devido às inconsistências quando a obtenção do módulo de Elasticidade, sendo assim:

$$\rho = 2,28 \text{ mm}$$

- Burland e Burbidge (1985)

Os autores apresentam um modelo através da equação 32. Ainda recomendam que o fator $\alpha_{BB} = 1,71$. Desta forma, o recalque foi obtido por aplicação direta nas equações 31 e 32.

$$I_C = \frac{1,71}{31^{1,4}} = 0,01396$$

$$\rho = 1^{0,7} \times 0,01396 \times 233,34$$

$$\rho = 3,26 \text{ mm}$$

- Modelo de Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991)

Devido à classificação determinada pelos autores de equações considerando a largura da sapata e o N_{SPT} , para este estudo, foram utilizadas as baseadas no N_{SPT} a fim de obter resultados mais específicos para cada tipo de solo. Sendo assim, obteve-se o recalque através de aplicação direta.

$$\rho = 604 \times \frac{233,34^{0,90} 1^{0,76}}{31^{2,82}} \text{ para } N_{SPT} > 30$$

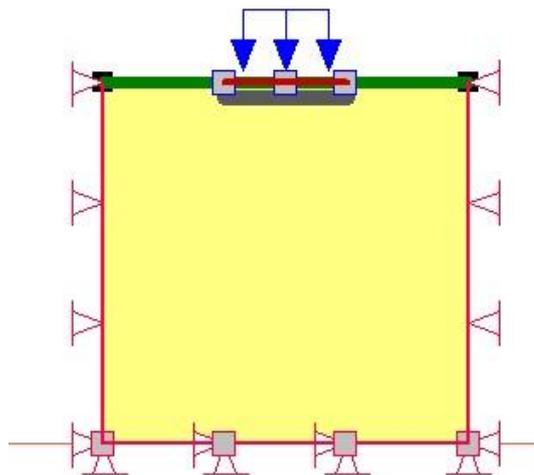
$$\rho = 5,09 \text{ mm}$$

- **MODELAGEM NO SOFTWARE GEOSTUDIO**

O GeoStudio – SIGMA/W da desenvolvedora GEOSLOPE é um software geotécnico com ênfase na análise tensão-deformação. De acordo com GeoFast (2019) o módulo SIGMA/W executa análises tensão-deformação de obras geotécnicas, civis e de minas com alto grau de sofisticação e envolvendo a interação solo-estrutura.

O dimensionamento se deu através de passo a passo com base na apostila de Ribeiro (2015). Na interface do programa foi criado um modelo com os parâmetros de cada solo, dimensões de sapata e tensão distribuída já utilizadas nos modelos semi-empíricos. Para a análise in situ foi considerada sapata de mesmas dimensões (1,0x1,5m) assente sobre uma amostra de solo definida pelo o alcance do bulbo de tensões de 3 m de profundidade a partir da cota de assentamento da sapata por 3 de largura.

Figura 21 – Layout da sapata e amostra de solo



Fonte: GeoStudio – SIGMA/W

Os solos foram acrescentados um a um através da inserção dos seus parâmetros como na figura 22.

Figura 22 – Inserção dos parâmetros dos solos

Dados - Materiais

Materiais

Nome	Cor
SOLO 6	[Cor Amarela]
SOLO 5	[Cor Verde]
SOLO 4	[Cor Vermelha]
SOLO 3	[Cor Azul]
SOLO 2	[Cor Laranja]
SOLO 1	[Cor Verde]

Nome: SOLO 1 Cor: [Cor Verde] Configurar...

Tensão

Categoria do Material: Parâmetros efetivos-drenados

Modelo do Material: Elastoplástico (Efetiva)

Módulo-E Efetivo (E)

Constante: 83.700 kPa

Função: (nenhuma)

Coesão Efetiva (C): 0 kPa

Peso Específico: 18 kN/m³

Phi': 40 °

Ângulo de Dilatância: 0 °

Coeficiente de Poisson: 0,33

Poropressão Inicial: 0 kPa

Especificar Ko Insitu: 0,49253731

Prop. Hidráulicas (p/ modificação de C)

Fn. Teor de Umidade Vol.: (nenhuma)

Usar resistência de regime permanente quando liquefeito

Res. no Regime Permanente (C_{ss}): 0 kPa

Ângulo da Superfície de Colapso: 0 °

Desfazer Refazer

Mostrar legenda Propriedades... Fechar

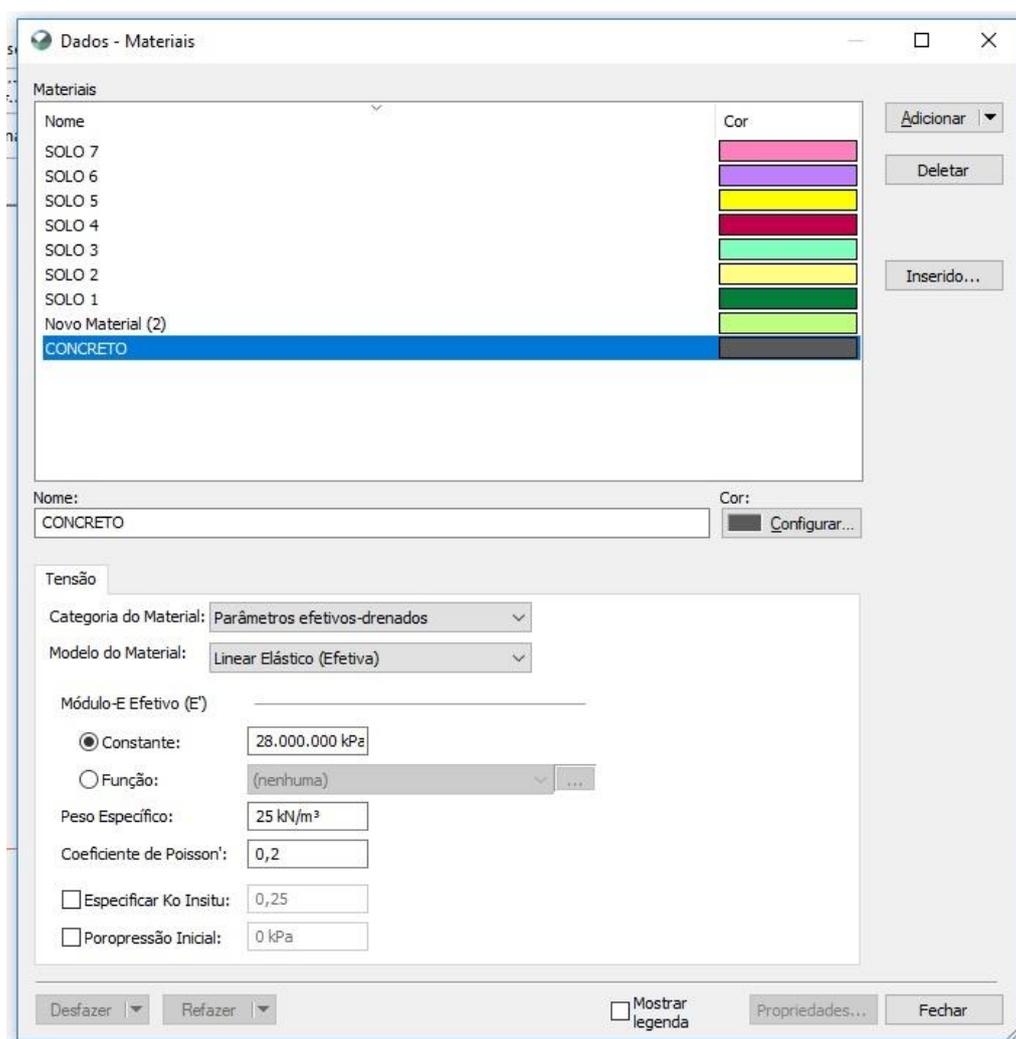
Fonte: GeoStudio – SIGMA/W

Após isso, foram inseridas as propriedades do concreto da sapata, considerando $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, além disso, a NBR 6118:2014 recomenda a obtenção do módulo de Elasticidade (E) para concretos entre 20 a 50 Mpa de f_{ck} pela equação (42):

$$E = 5600 \times \sqrt{25} = 28000 \text{ MPa} \quad (42)$$

Ainda, foram considerados coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ) de 25 kN/m^3 através da mesma NBR.

Figura 23 – Inserção de propriedades do concreto

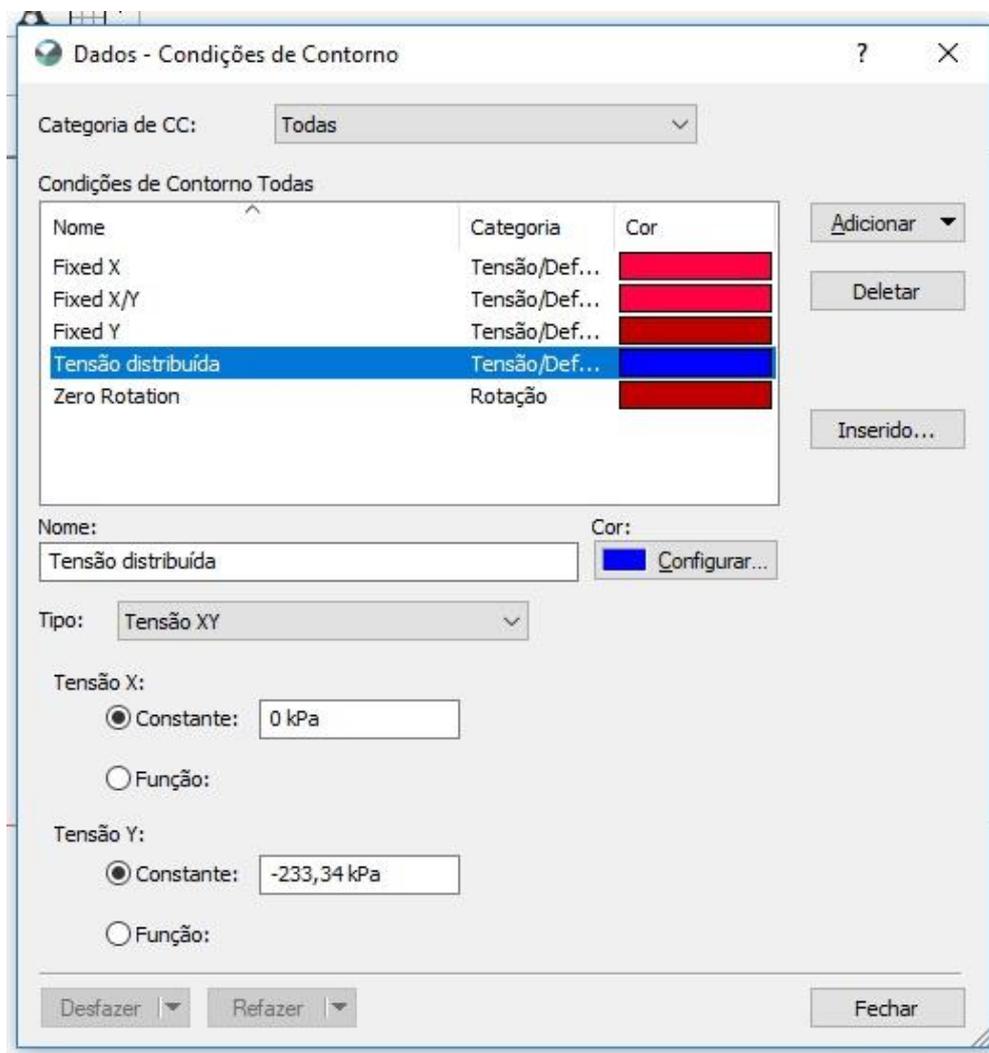


Fonte: GeoStudio – SIGMA/W

Também foram incluídas as dimensões da sapata e momento de inércia (I) em campo similar. Além disso, foram consideradas condições de contorno como travamentos nas direções x nas bordas e em x e y no canto inferior como é possível observar na figura 24.

Feito isso, uma análise de tensão foi feita acrescentando a tensão distribuída na sapata como na figura 24.

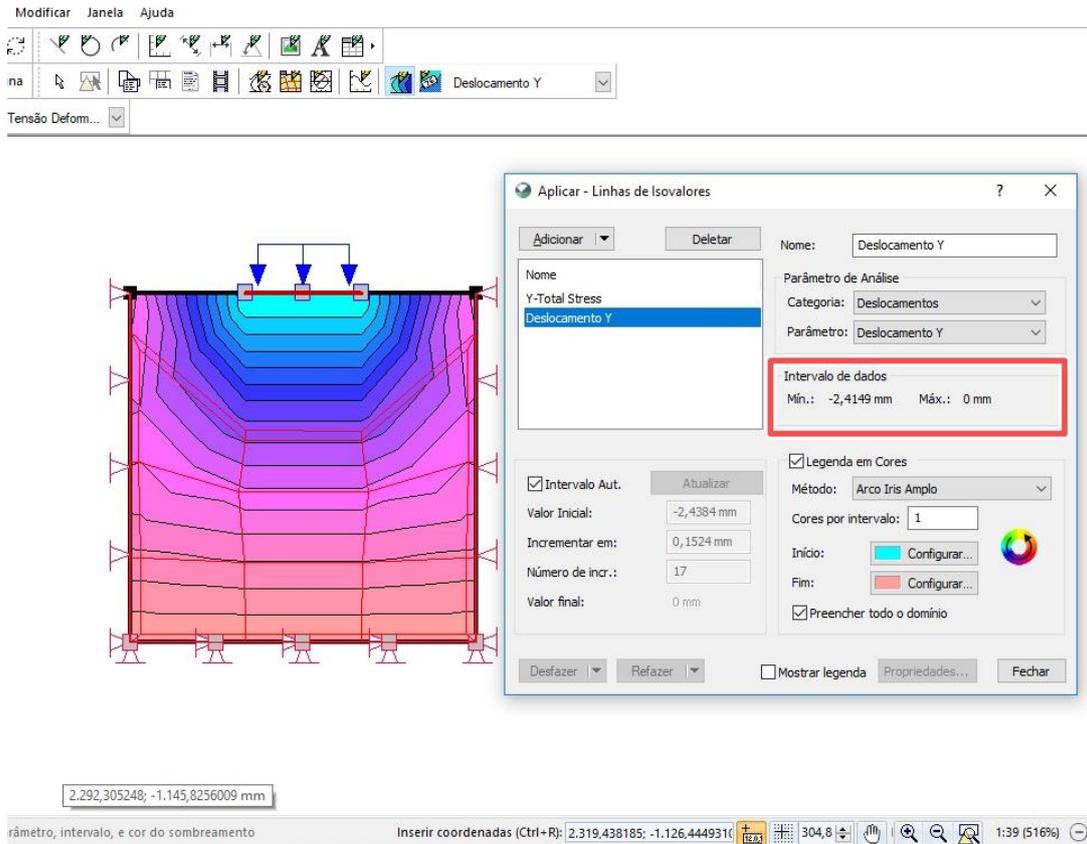
Figura 24 – Tensão distribuída no solo



Fonte: GeoStudio – SIGMA/W

Por fim, as análises foram solucionadas e obtidos os recalques. A figura 25 mostra o solo 1 e as isolinhas geradas pela deformação com valor de recalque em destaque.

Figura 25 – Obtenção de recalques



Fonte: GeoStudio – SIGMA/W

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os parâmetros referentes aos solos podem ser observados na tabela 11. O peso específico de cada solo foi determinado através da tabela 1 de acordo com o número de golpes N_{SPT} , o lençol freático não intercepta o bulbo de tensões em nenhum caso, por este motivo, foi considerado peso específico para areia seca. Através da tabela 1 foram determinados coeficiente de Poisson (ν) e coesão (c'), ambos considerados iguais para areia pura e areia siltosa.

Tabela 11 – Parâmetros físicos do solo

Solo	Tipo de solo	N_{SPT}	Peso Específico (γ) (kN/m ³)	Coesão (c') (kN/m ²)	Ângulo de atrito (ϕ)	Coefficiente de Poisson (ν)
1	Areia fina	31	18	0	40	0,33
2	Areia argilosa	23	18	10	37	0,4
3	Areia fina	19	18	0	36	0,33
4	Areia argilosa	12	17	5	33	0,4
5	Areia argilosa	37	18	15	43	0,4
6	Areia siltosa	15	17	0	34	0,33
7	Areia siltosa	22	18	0	37	0,33

Fonte: Autor (2020)

A capacidade de carga e tensão admissível obtidas através da equação geral de Terzaghi e Peck (1943) com proposição de Vesic (1975) foram tabeladas abaixo. É possível notar coerência entre os valores obtidos e os valores de N_{SPT} . Os solos 1 e 5, ambos com maiores valores N_{SPT} e caracterizados compactos, obtiveram os maiores valores para tensões admissíveis. Em contrapartida, as areias argilosas correspondentes aos solos 2, 4 e 5 tiveram o incremento da parcela de coesão na obtenção da capacidade de carga. Ainda, pode-se observar que o módulo de elasticidade (E) não é proporcional às tensões devido ao parâmetro w relacionar o tipo de solo, sendo este menor para areias argilosas.

Tabela 12 – Tensões e módulo de Elasticidade obtidos

Solo	Capacidade de carga (σ_r) (kN/m ²)	Tensão Admissível (σ_a) (kN/m ²)	Módulo de Elasticidade (E) (kN/m ²)
1	4324,30	1441,43	83.700

2	3592,51	1197,50	37.950
3	2381,27	793,75	51.300
4	1766,98	588,99	19.800
5	9570,34	3190,11	61.050
6	1706,16	568,72	31.500
7	2752,50	917,51	46.200

Fonte: Autor (2020)

Os recalques obtidos para cada solo a partir dos modelos de previsão seguem na tabela 13. É possível perceber um padrão nos resultados, como por exemplo, os solos 4 e 6 que apresentaram menor N_{SPT} tiveram valores de recalque mais altos em todos os métodos, como já era esperado. Há uma exceção nesse padrão referente ao modelo da Teoria da Elasticidade que além de considerar o N_{SPT} também considera o tipo de solo, como já citado anteriormente. É possível perceber que os recalques nos solos 1, 2, 3, 5 e 7 assim como 4 e 6 são iguais pelo modelo de Burland, Broms e de Mello (1977) devido os autores considerarem apenas a compacidade dos solos.

Tabela 13 – Recalques obtidos a partir dos modelos de previsão

Modelo	Recalques (mm)						
	1	2	3	4	5	6	7
Elasticidade	2,86	5,94	4,66	11,38	3,69	7,59	5,18
Schultze e Sherif	3,14	4,07	4,80	7,16	2,69	5,90	4,23
Alpan	3,84	5,17	5,63	9,28	3,51	7,16	5,43
Meyerhof	4,82	6,49	7,86	12,44	4,04	9,96	6,78
Burland, Broms e de Mello	8,17	8,17	8,17	16,33	8,17	16,33	8,17
Burland e Burbidge	3,26	4,95	6,47	12,31	2,54	9,00	5,27
Webb	3,04	3,68	4,12	5,19	2,69	4,67	3,78
Parry	2,28	3,02	3,94	6,05	2,06	5,00	3,53
Agnast., Papad. e Kavvadas	5,09	4,53	5,42	8,34	3,09	6,76	4,72

Fonte: Autor (2020)

Durante o processo foi preciso corrigir os valores referentes aos modelos de Meyerhof (1965) e Parry (1978), respectivamente. Salienta-se ainda que como recomendado por Parry (1978) apud Ruver (2005) o valor final do recalque foi majorado em 50% devido às limitações do módulo de Elasticidade (E) que não se apresenta uniforme em todas as camadas do solo, o que torna a

estimativa difícil e, neste trabalho, foi correlacionado ao N_{SPT} pela proposição de Teixeira e Godoy (1998) apud Cintra et. al (2003). Além disso, Meyerhof (1965) apud Ruver (2005) salienta que os valores finais devem ser diminuídos de 2,5 a 3 vezes para coincidirem com valores reais. Desta forma, os resultados antes da correção se encontram na tabela 14.

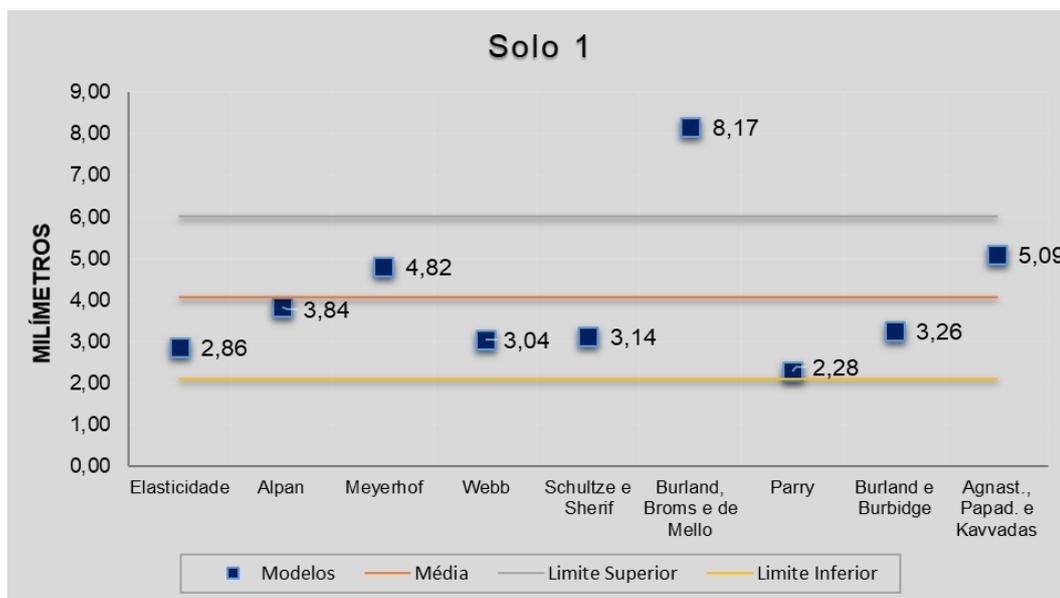
Tabela 14 – Valores finais obtidos antes da correção

Modelo	Recalques (mm)						
	1	2	3	4	5	6	7
Parry	1,52	2,01	2,63	4,03	1,37	3,33	2,35
Meyerhof	14,46	19,47	23,58	37,32	12,12	29,88	20,34

Fonte: Autor (2020)

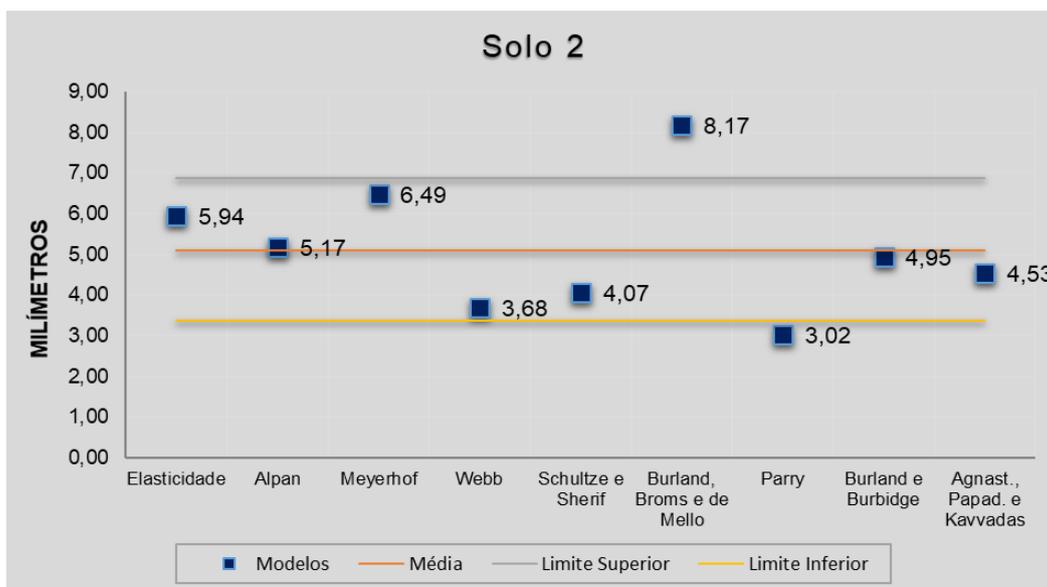
Com os valores finais corrigidos, segue-se para análise estatística de cada solo. Para isto, foi observado primeiramente valores muito discrepantes da média aritmética de recalques do solo que correspondem ao modelo de Burland, Broms e de Mello (1977). Segundo Hawking (1980) apud Prati (2016) valores tão distantes da curva podem alterar parâmetros como média aritmética e desvio padrão. Para Salles (2018), uma das saídas é eliminar o ponto discrepante a fim de não haver prejuízos na análise. Desta forma, os gráficos que seguem apresentam os recalques obtidos através dos 9 modelos de previsão para cada solo, junto da média aritmética dos mesmos, além dos limites superior e inferior calculados a partir da soma e subtração entre desvio padrão e a média aritmética, respectivamente.

Figura 26 - Recalques obtidos para o solo 1



O solo 1 é composto por uma camada fina de argila arenosa até 0,80 m de profundidade e de areia fina compacta até a cota 5,75 m abrangendo o bulbo de tensões. Este solo não apresentou nível d'água até a profundidade sondada. Pelo gráfico, é possível observar que apenas o modelo de Burland, Broms e Mello (1977) não permaneceu dentro dos limites de desvio padrão.

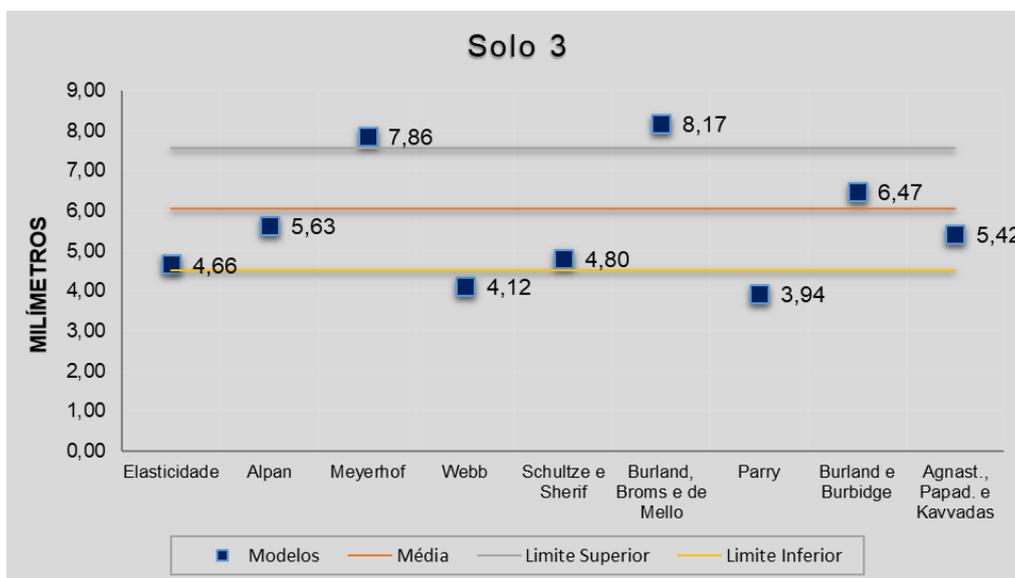
Figura 27 - Recalques obtidos para o solo 2



O solo 2 apresenta silte arenoso até a cota de 1,80 m e areia argilosa até 7,64 m de profundidade, o lençol freático se encontra na cota 6,30 m.

Observando o gráfico para este solo é possível perceber que apenas os modelos de Burland, Broms e Mello (1977) e Parry (1978) tiveram recalques fora dos limites de desvio.

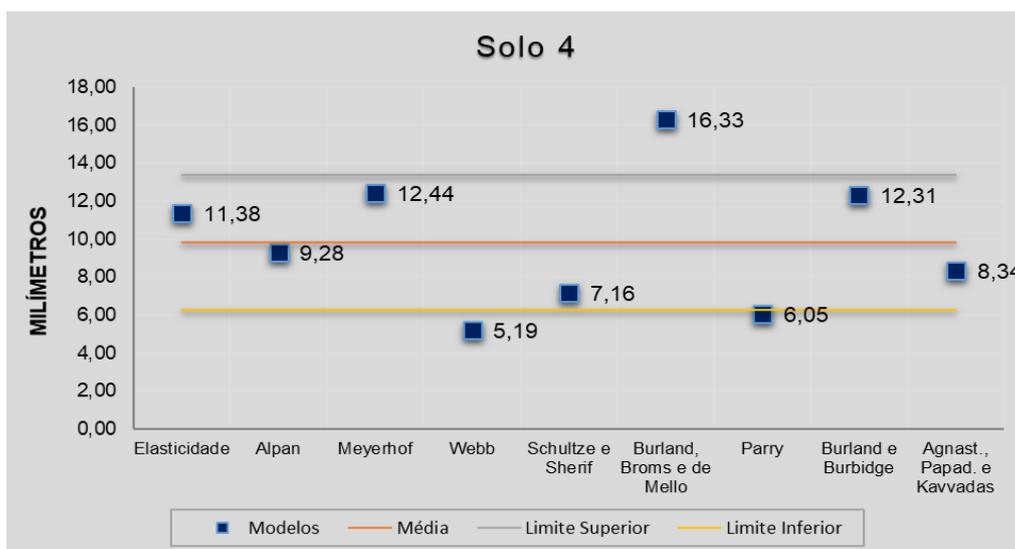
Figura 28 - Recalques obtidos para o solo 3



Fonte: Autor (2020)

Já no solo 3, houve um salto do modelo de Meyerhof que extrapolou o limite superior junto de Burland, Broms e de Mello (1977), Webb (1969) e Parry (1978).

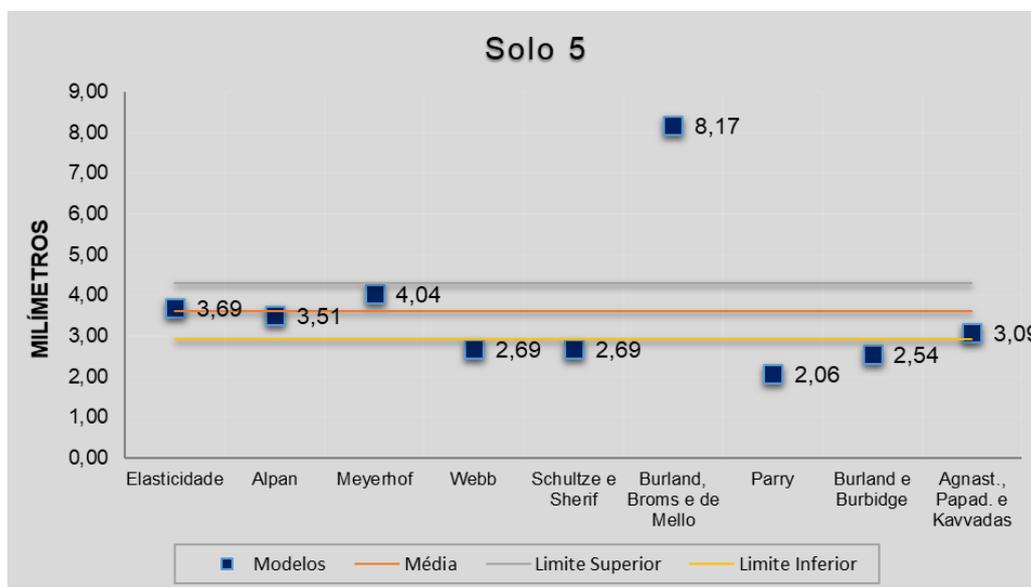
Figura 29 - Recalques obtidos para o solo 4



Fonte: Autor (2020)

O solo 4 seguiu a tendência até o momento com Webb (1969), Burland, Broms e de Mello (1977) e Parry (1978) extrapolando os limites inferior e superior, respectivamente.

Figura 30 - Recalques obtidos para o solo 5



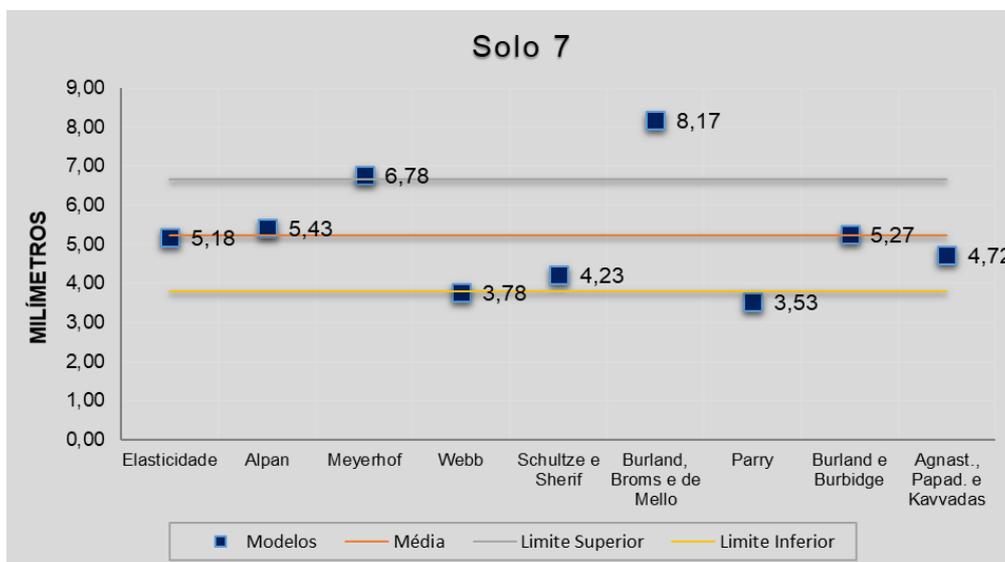
O solo 5 foi o que se mostrou mais linear quanto a média de recalques, tendo apenas Burland, Broms e Mello (1977) como recalque mais discrepante, muito embora, a maioria dos modelos não tenham satisfeito os limites impostos. Apenas os modelos com base na Teoria da Elasticidade, Alpan (1964), Meyerhof (1965) e Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991) obtiveram resultados dentro do desvio padrão.

Figura 31 - Recalques obtidos para o solo 6



O solo 6 apresentou a maioria dos modelos dentro dos limites estabelecidos, apenas Burland, Broms e de Mello (1977) se encontra fora do desvio-padrão.

Figura 32 - Recalques obtidos para o solo 7

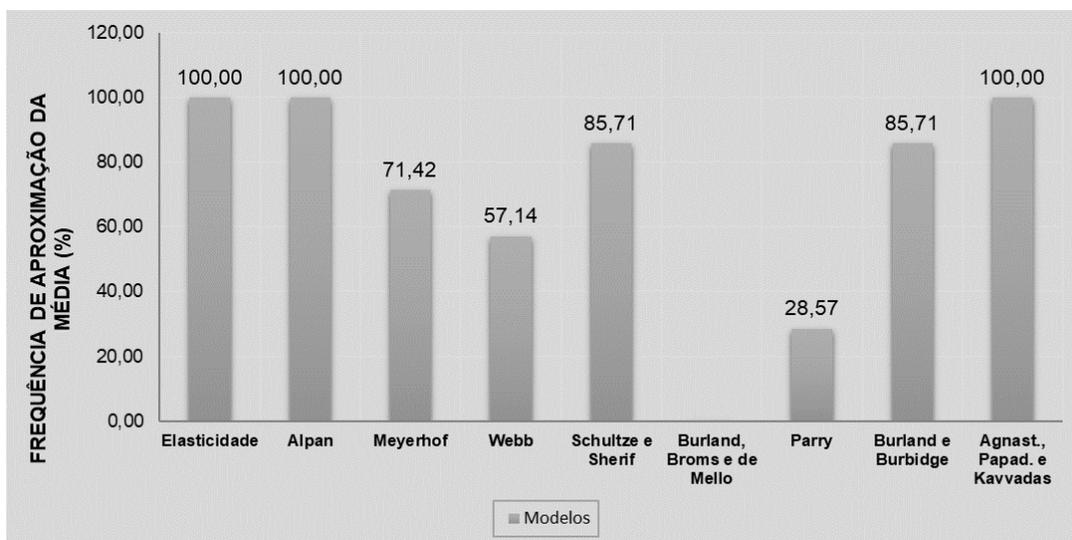


Por fim, no solo 7 os modelos de Meyerhof (1965), Webb (1969), Burland, Broms e de Mello (1977) e Parry (1978) resultaram em recalques fora do desvio padrão.

Desta forma, para uma análise mais crítica, foi listado o número de vezes que os modelos estiveram dentro dos limites de desvio e assim classificá-los de

acordo com a maior aproximação dos resultados. O gráfico da figura 33 ilustra esta análise.

Figura 33 – Frequência de aproximação dos modelos à média aritmética de recalque

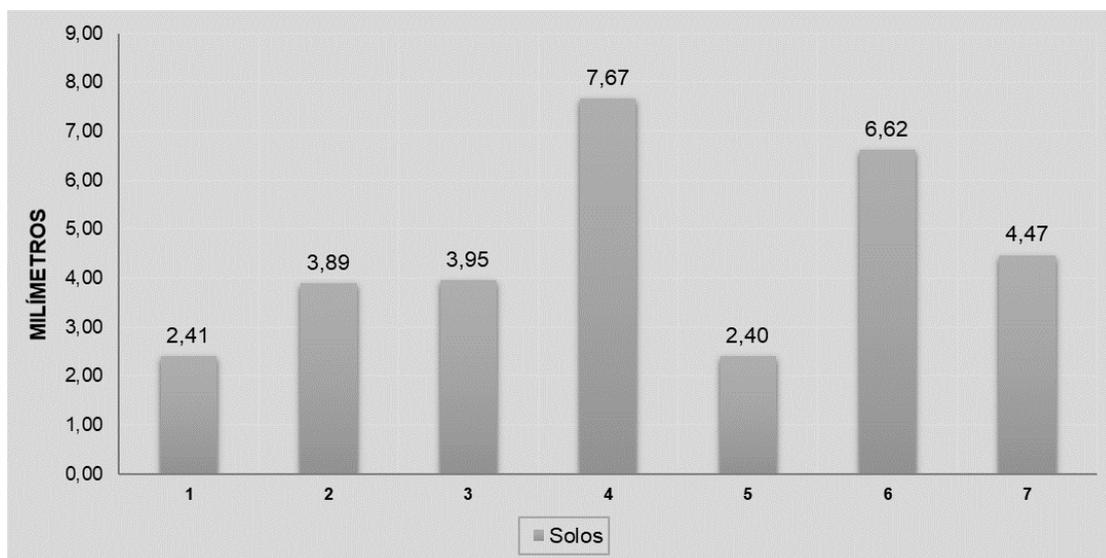


Fonte: Autor (2020)

Sendo assim, é possível visualizar que apenas três dos modelos permaneceram dentro dos desvios-padrão para os 7 solos, sendo Burland, Broms e Mello (1977) o modelo que não satisfaz o requisito em nenhum dos solos.

Partindo para análise comparativa dos resultados no GeoStudio – SIGMA/W, os seguintes valores de recalque foram obtidos através da ferramenta.

Figura 34 – Recalques obtidos no GeoStudio

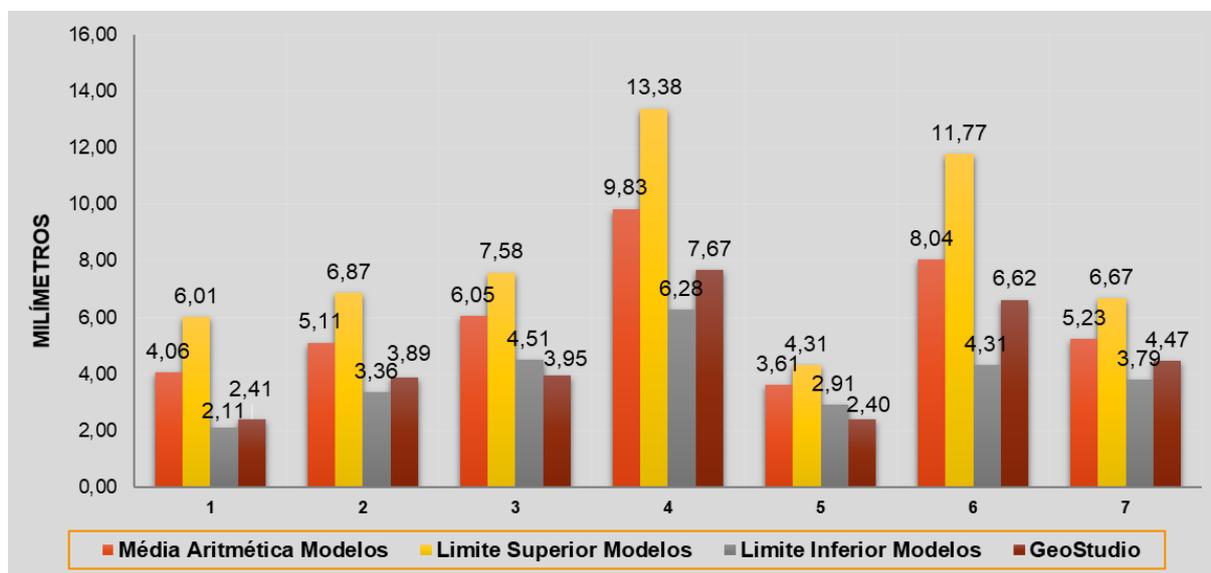


Fonte: Autor (2020)

As isolinhas que representam o deslocamento vertical de cada solo obtidas no software se encontram no apêndice A detalhadas. Através de simples observação, nota-se que os recalques obtidos são proporcionais às médias encontradas para cada solo, além de que, proporcionais ao N_{SPT} , conseqüentemente, à capacidade resistente dos mesmos.

Foram feitas duas comparações com os dados obtidos, a primeira, relacionando as médias dos modelos e seus limites inferiores e superiores com os recalques obtidos no GeoStudio – SIGMA/W e, a segunda, relacionando os recalques isolados mais próximos do obtido e a frequência em que os modelos chegaram perto dos apresentados pelo software.

Figura 35 – Comparação entre recalques obtidos nos modelos e no GeoStudio



Fonte: Autor (2020)

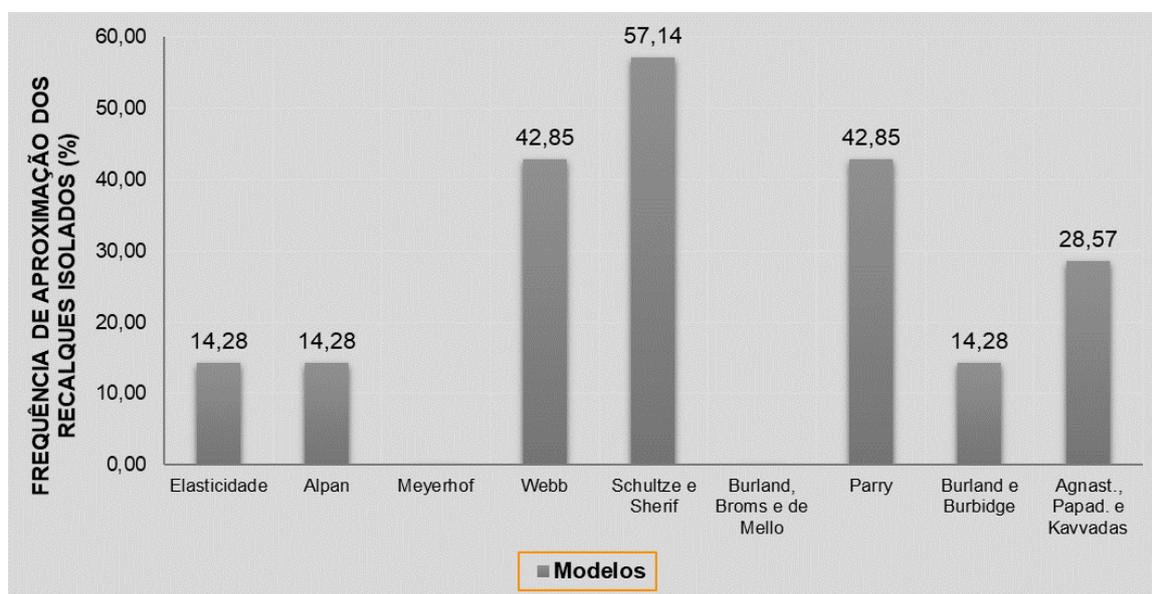
Na análise da figura 35, é possível perceber que os recalques obtidos no GeoStudio – SIGMA/W para os solos 1, 2, 4, 6 e 7 se encontram dentro dos limites estabelecidos para o modelo, enquanto os solos 3 e 5 apenas se aproximaram do limite inferior. Isto já era previsto devido ao dado discrepante correspondente ao modelo de Burland, Broms e de Mello (1977).

Por outro lado, analisando os recalques isolados através da tabela 14 e fazendo comparação com os obtidos no GeoStudio - SIGMA/W é possível perceber modelos que tiveram uma aproximação significativa com margem de erro de $\pm 0,5$ mm.

Para o solo 1, os modelos da Teoria da Elasticidade e Parry se aproximaram com diferença de 0,45 e 0,13 mm. No solo 2, Schultze e Sherif e Webb se aproximaram do resultado do software diferindo 0,21 e 0,18 mm, respectivamente. Do solo 3, os modelos de Webb e Parry chegaram mais próximo com 0,17 e 0,01 mm de diferença. No solo 4, apenas houve aproximação com Schultze e Sherif de 0,50 mm. Para o solo 5, Webb, Schultze e Sherif, Parry e Burland e Burbidge apresentaram diferença de 0,29, 0,29, 0,34 e 0,14 mm, respectivamente. No 6, Alpan e Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas apresentaram as diferenças mais significativas de 0,49 e 0,14 mm, respectivamente. Por fim, do solo 7, Schultze e Sherif e Agnastopoulos, Papadopoulos e Kavvadas apresentaram divergência de 0,24 e 0,25 mm, respectivamente. Os modelos de Meyerhof e Burland, Broms e de Mello não resultaram em recalques aproximados significativos.

Com isto, foi constatada a frequência de ocorrência de aproximação dos modelos através do gráfico da figura 36.

Figura 36 – Frequência de aproximação significativa entre recalques isolados a partir dos modelos e obtido no GeoStudio



Fonte: Autor (2020)

5 CONCLUSÃO

Da análise feita, pode-se verificar que o modelo de Burland, Broms e de Mello (1977) é o mais problemático. Primeiramente, pelo fato de se ter obtido recalques idênticos para solos que apesar de arenosos, apresentam características diferentes, além disso, embora os autores tenham compilado suas análises no gráfico da figura 20, as equações propostas pelos mesmos se referem a um intervalo de N_{SPT} e não o N_{SPT} do solo propriamente dito, o que causa imprecisão na obtenção dos recalques. Além deste, Meyerhof (1965) apresentou recalques conservadores, o que, de fato, é citado na análise feita por Andrade (1982) apud Velloso e Lopes (2004). O modelo de Parry (1977) apresentou resultados abaixo da média ou do limite inferior na maioria dos solos mesmo após a correção sugerida pelo autor, o que de fato, é comprovado através da análise de Andrade (1982) apud Velloso e Lopes (2004) que o classificou contra segurança a partir de 4 experimentos de prova de carga. Ainda assim, os modelos de Webb (1969) e Schultze e Sherif (1973) e Parry (1978) apresentaram recalques significativamente mais aproximados dos obtidos. Vale salientar os recalques obtidos no GeoStudio - SIGMA/W que se observou dentro dos limites de desvio padrão dos modelos, resultando em valores satisfatórios nos solos 1, 2, 4, 6 e 7, embora, não tenham alcançado o limite mínimo nos solos 3 e 5, o que se deve ao fato da inserção do módulo de Elasticidade considerado constante ao longo da profundidade em todas as hipóteses, o que na prática não acontece devido à variação das camadas do solo. O modelo baseado na Teoria da Elasticidade sofre forte influência dos parâmetros físicos do solo considerados no cálculo do módulo de Elasticidade, desta forma, a maioria dos recalques não foram proporcionais à resistência do solo com base no N_{SPT} , embora tenham se apresentado satisfatórios em todas as análises; já o modelo de Meyerhof (1965) apresentou uma relação linear entre tensão distribuída e N_{SPT} , motivo dos recalques conservadores mesmo após a correção dos valores.

De maneira geral, a maioria dos modelos abordados apresentaram resultados razoáveis, seja em relação à média dos modelos ou em comparação aos valores isolados e os contrapostos obtidos no software. De fato, o modelo

de Schultze e Sherif (1973) se sobressaiu em relação aos demais, principalmente no comparativo dos recalques isolados.

Em suma, apesar das limitações dos solos amostrados – não apresentaram lençol freático e camada de solo homogênea na área de influência das tensões – pôde-se ter noção da utilidade das sondagens SPT quanto à determinação de recalques, de certo, estudos aprofundados com perfis de solos de maior variabilidade podem gerar valores mais precisos, no mais, a maioria dos modelos retornam recalques coerentes e o seu uso pode auxiliar ou complementar ensaios de prova de carga.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Fundações – Teoria e Prática**. São Paulo: Editora Pini, 1998. 2ª edição.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for deep quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soils**. ASTM D-344, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. NBR 6118, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. NBR 6489, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. NBR 6484, ABNT, 2001.

AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 2ª edição.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de Fundação – Apostila**. 2019. Disponível em: <https://www.pbastos.feb.unesp.br/pbastos/>. Acesso em 01 de novembro de 2019.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1979. 2ª edição.

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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações – Ensaio estático e dinâmico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 1ª edição.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DÉCOURT, L. **Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos**. São Paulo: Proc. SEFE II, 1991.

FALCÃO, V. B. **Execução e análise de prova de carga no campo experimental da Universidade Federal de Alagoas**. UFAL: Maceió, 2014.

FERREIRA, M. R. **Estudo comparativo entre metodologias determinísticas de recalques em fundações rasas sob sapatas isoladas assentadas em solo arenoso – Hipóteses de cálculo**. Unis: Minas Gerais, 2017.

GEOFAST. Geotechnical Modeling. **GeoStudio 2020**. 2019. Disponível em: <https://geofast.com.br/geostudio/>. Acesso em 01 de novembro de 2019.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações – Apostila**. p. 82. UFJF. 2017.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos estados críticos**. 2ª edição. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1995. 378p.

OWEIS, S. I. **Equivalent linear model for predicting settlements of sand bases**. *Journal Of The Geotechnical Engineering Division*. ACSE, New York. 1979.

PEREIRA, C. **Noções básicas de Fundações**. Escola Engenharia, 2013. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/nocoas-basicas-de-fundacoes/>. Acesso em 01 de novembro de 2019.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 3ª edição.

QUARESMA, A. R.; et al. **Fundações – Teoria e Prática**. São Paulo: Editora Pini, 1998. 2ª edição.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações – Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigate, 2008.

RIBEIRO, S. G. S. **Métodos numéricos aplicados à Geotecnia – Introdução ao Slope, Seep e Sigma**. PUC Minas. 2015.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. UFRGS: Porto Alegre, 2005.

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

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2ª edição, 2012.

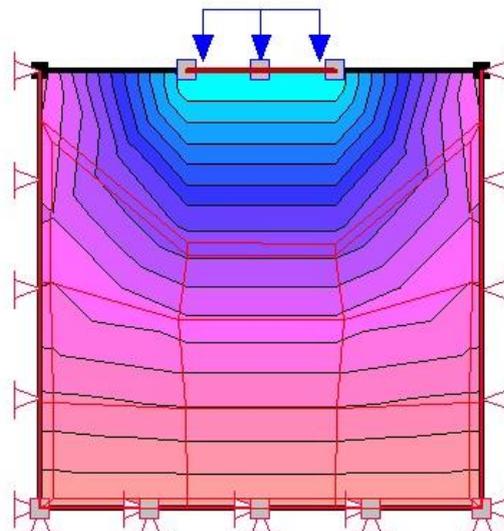
SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **Introdução à Engenharia de Fundações**. Interciência: Tradução da versão original inglesa, 1977.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações – Teoria e Prática**. São Paulo: Editora Pini, 1998. 2ª edição.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações – Volume 1**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 2ª edição.

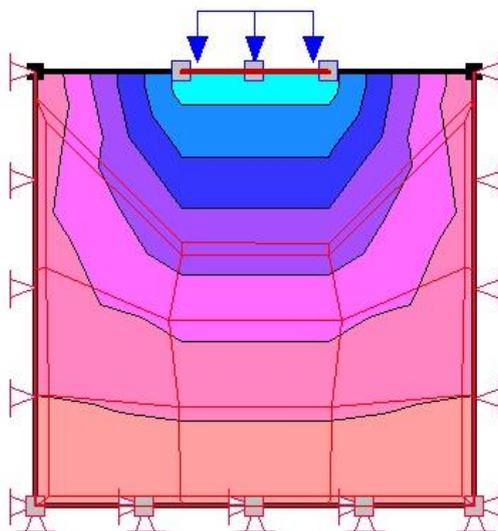
APÊNDICE A - Isolinhas de tensão-deformação para os solos em análise obtidas no software GeoStudio – SIGMA/W

Figura 37 – Efeito do recalque no solo 1



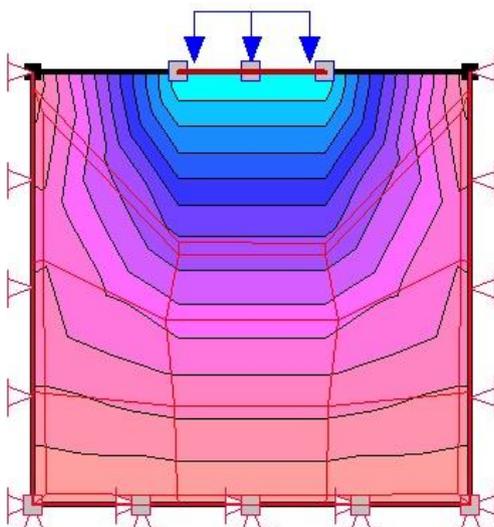
Fonte: Autor (2020)

Figura 38 – Efeito do recalque no solo 2



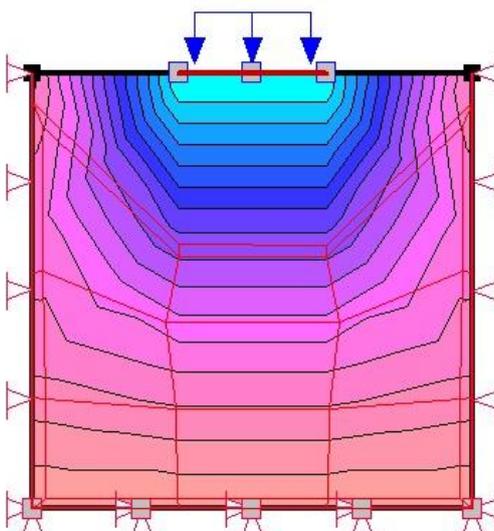
Fonte: Autor (2020)

Figura 39 – Efeito do recalque no solo 3



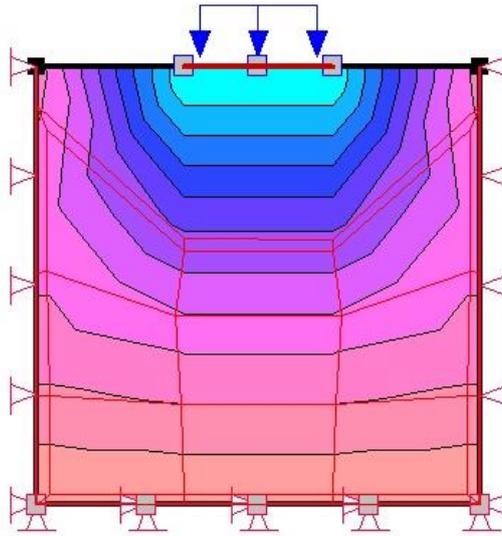
Fonte: Autor (2020)

Figura 40 – Efeito do recalque no solo 4



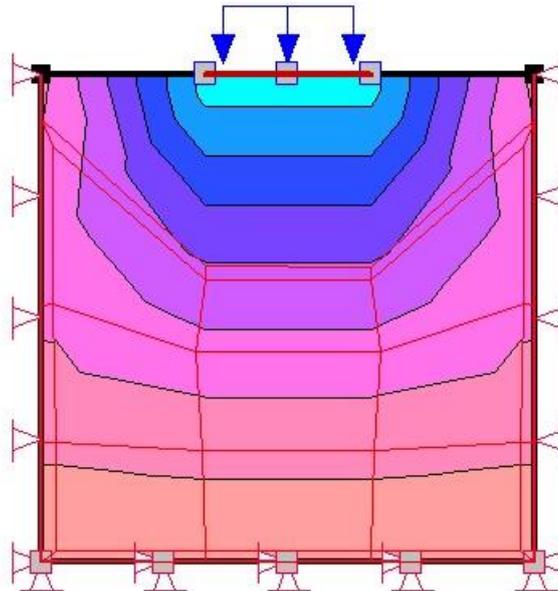
Fonte: Autor (2020)

Figura 41 – Efeito do recalque no solo 5



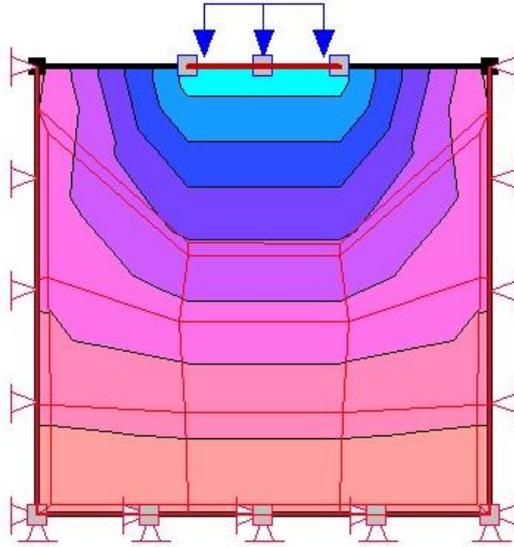
Fonte: Autor (2020)

Figura 42 – Efeito do recalque no solo 6



Fonte: Autor (2020)

Figura 43 – Efeito do recalque no solo 7

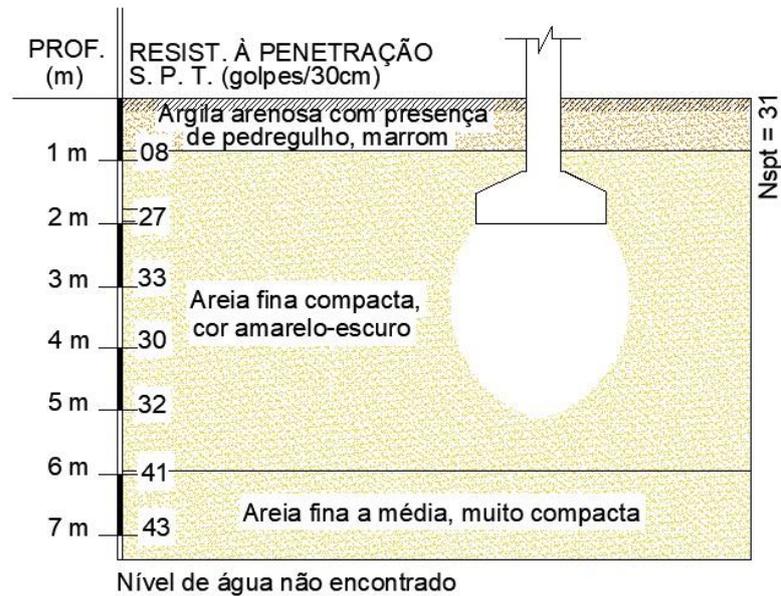


Fonte: Autor (2020)

ANEXO A - Relatórios de sondagem SPT

Figura 44 – Sondagem SPT do solo 1

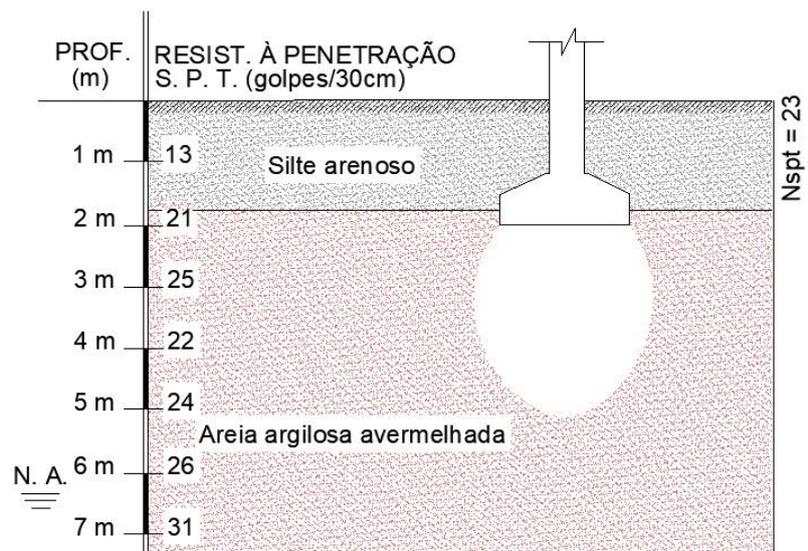
SONDAGEM SPT SOLO 1



Fonte: Adaptado de Sonda Engenharia e Construções LTDA

Figura 45 – Sondagem SPT do solo 2

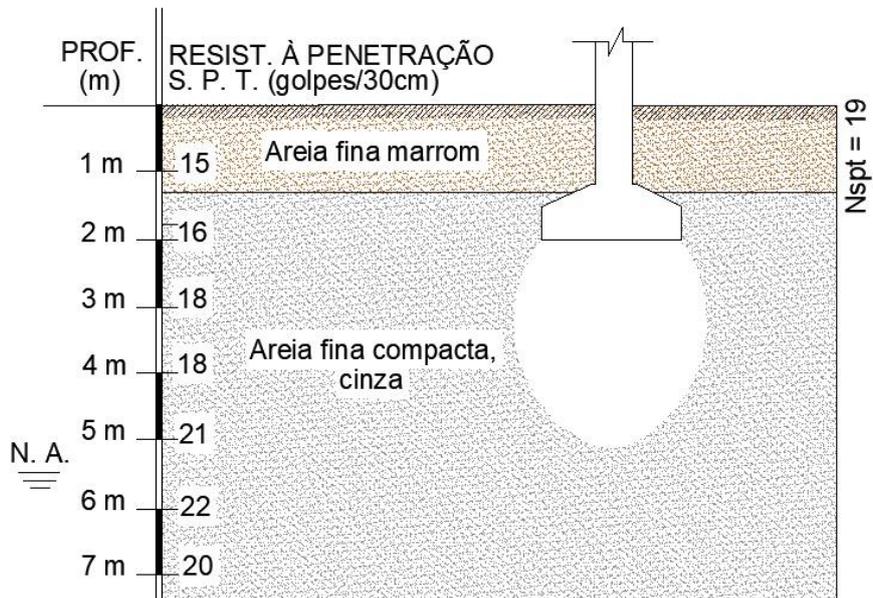
SONDAGEM SPT SOLO 2



Fonte: Adaptado de A, P & L – Engenharia e Fundações

Figura 46 – Sondagem SPT do solo 3

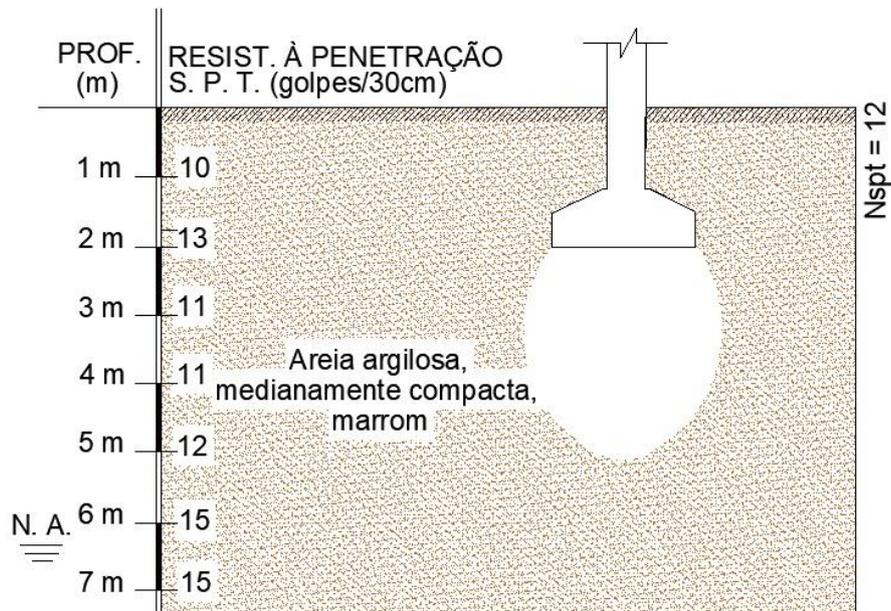
SONDAGEM SPT SOLO 3



Fonte: Adaptado de CONSOMINAS Engenharia

Figura 47 – Sondagem SPT do solo 4

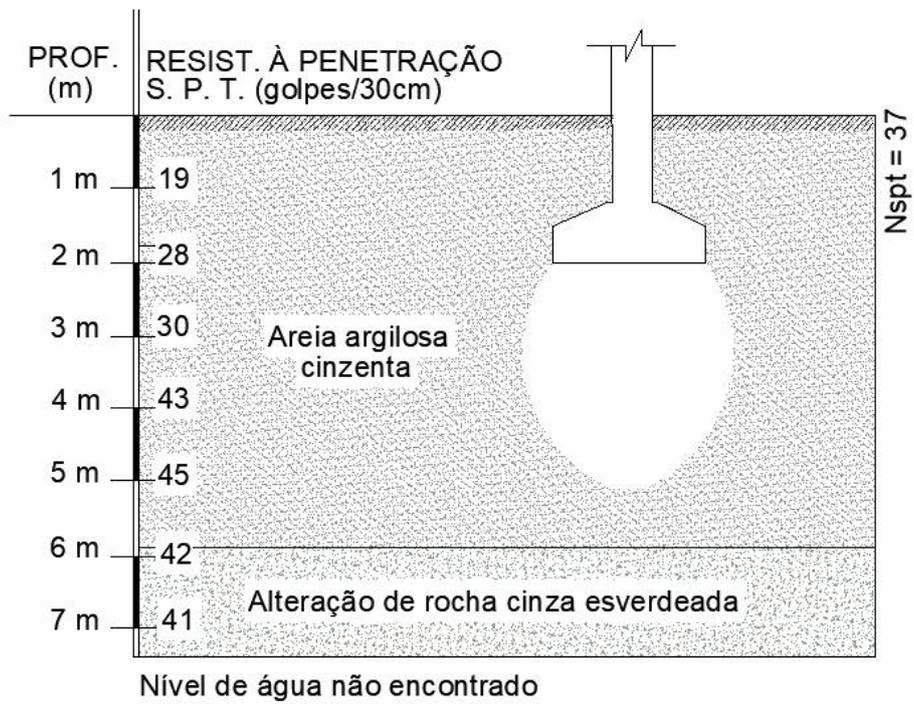
SONDAGEM SPT SOLO 4



Fonte: Adaptado de BASENG – Engenharia e Construção LTDA

Figura 48 – Sondagem SPT do solo 5

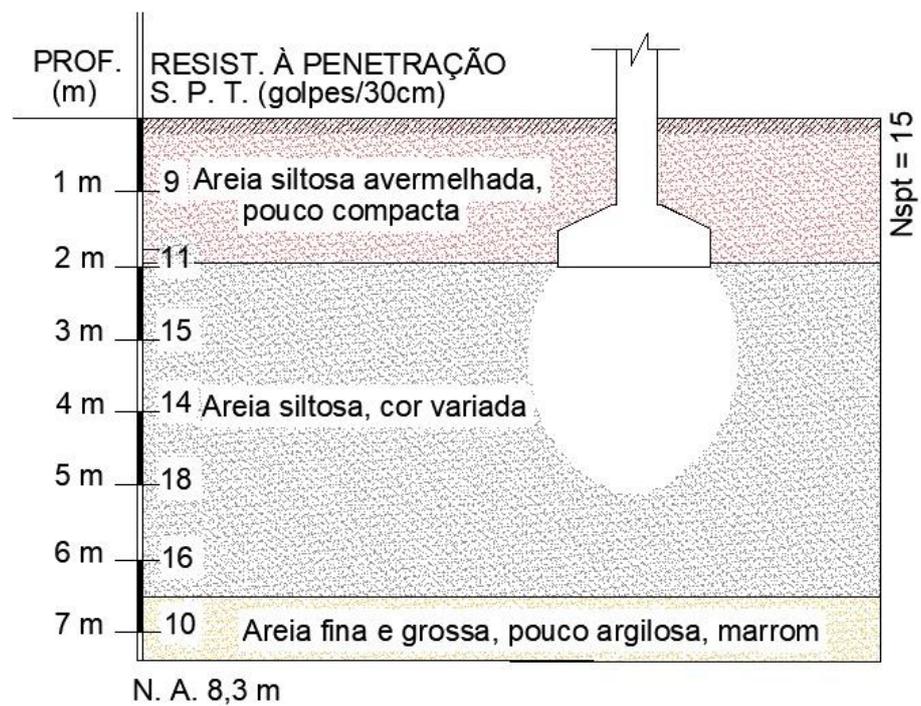
SONDAGEM SPT SOLO 5



Fonte: Adaptado de Zênite Engenharia

Figura 49 – Sondagem SPT do solo 6

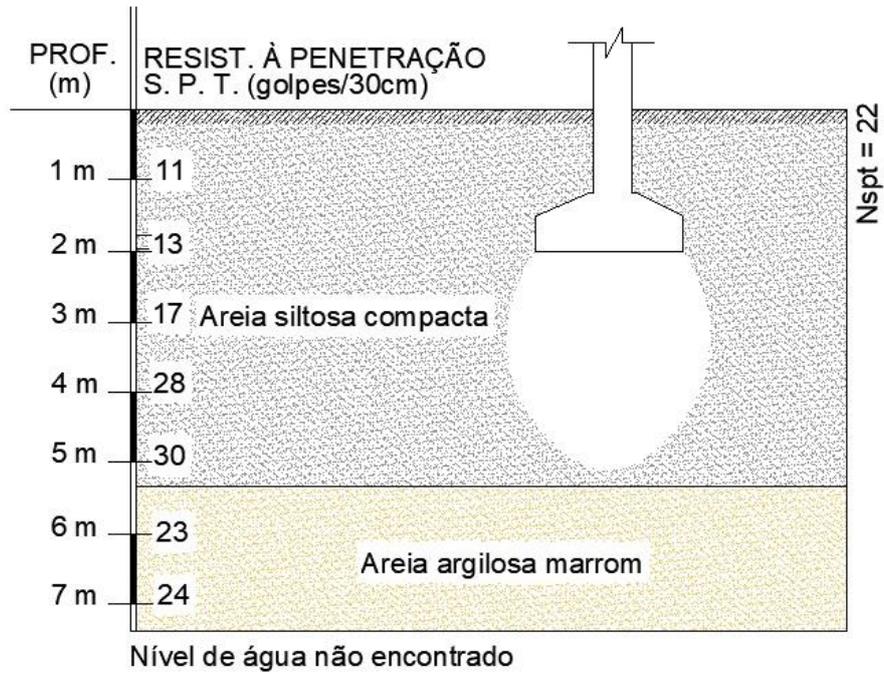
SONDAGEM SPT SOLO 6



Fonte: Adaptado de EngTec – Fundações e Construções Civis LTDA

Figura 50 – Sondagem SPT do solo 7

SONDAGEM SPT SOLO 7



Fonte: Adaptado de D-Geo Geologia Ambiental