



ÂNGELO MARCOS MAIA MORAES

**ANÁLISE DA IMPORTÂNCIA DA REALIZAÇÃO DE
SONDAGEM DO TIPO SPT POR MEIO DE DIFERENTES
PROJETOS DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

LAVRAS – MG

2020

ÂNGELO MARCOS MAIA MORAES

**ANÁLISE DA IMPORTÂNCIA DA REALIZAÇÃO DE SONDAÇÃO DO TIPO SPT
POR MEIO DE DIFERENTES PROJETOS DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das Exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido

Orientador

LAVRAS – MG

2020

ÂNGELO MARCOS MAIA MORAES

**ANÁLISE DA IMPORTÂNCIA DA REALIZAÇÃO DE SONDAGEM DO TIPO SPT
POR MEIO DE DIFERENTES PROJETOS DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 27 de agosto de 2020
Dr. Eduardo Souza Cândido UFLA
Dr. Paulo Roberto Borges UFLA
Dr. Klinger Senra Rezende UNIVIÇOSA



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

LAVRAS – MG

2020

RESUMO

Fundações são elementos estruturais que têm o objetivo de absorver e distribuir para o solo os carregamentos provenientes da edificação. Para se desenvolver um projeto de fundações de forma segura, deve-se determinar a capacidade de carga do solo, que pode ser obtida através da utilização e interpretação de métodos de investigação do solo. Dentre estes métodos destaca-se a sondagem SPT, um método semiempírico que fornece as características do solo necessárias para reger o dimensionamento das fundações. Entretanto, observa-se que alguns construtores optam por não realizar esta investigação geotécnica em obras de menor porte, o que pode colocar em risco a segurança da edificação. A fim de evidenciar a problemática desta prática, o trabalho busca, através da análise dos resultados de diversos projetos de fundação por sapatas realizados em diferentes terrenos nos municípios de Lavras e Viçosa, MG, evidenciar a importância da realização da sondagem SPT do solo para se obter um projeto de fundações mais seguro e econômico. Para esta análise, fez-se uso dos resultados de projetos de fundação realizados com e sem a consideração da realização da sondagem do terreno. O dimensionamento levou em consideração as recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2019), a análise dos recalques toleráveis pela estrutura e duas metodologias distintas de dimensionamento estrutural, o Método do CEB-70 e o Método das Bielas, sendo todas as etapas de dimensionamento realizadas com o auxílio de planilhas eletrônicas. Observou-se que os projetos sem a consideração da sondagem apresentaram valores de tensão admissível que não levam em consideração a variação das características do solo entre os terrenos, resultando em fundações dimensionadas incorretamente, assim como pôde ser visto neste trabalho, onde 26 % de todas as sapatas dimensionadas sem a consideração da sondagem apresentaram área da base insuficiente se comparadas às sapatas dimensionadas com a consideração da sondagem. A análise dos resultados evidenciou a importância da realização de investigações geotécnicas por meio de fatores econômicos, estruturais e geotécnicos. Espera-se com este estudo conscientizar os construtores sobre a importância da realização da sondagem para o dimensionamento seguro e econômico de projetos de fundações superficiais.

Palavras-chave: Sapatas; Geotecnia; Investigação geotécnica.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
2	REFERENCIAL TEÓRICO	8
2.1	Engenharia de fundações.....	8
2.2	Projeto de fundação por sapatas isoladas	9
2.3	Investigação do Subsolo.....	10
2.4	Capacidade de carga das fundações e tensão admissível do solo	12
2.4.1	Métodos teóricos	14
2.4.2	Prova de carga sobre placa.....	14
2.4.3	Métodos semiempíricos.....	15
2.4.3.1	Recomendações da NBR 6122 (ABNT, 1996) ampliada por Berberian	17
2.4.3.2	Recomendações da Norma DIN 1054.....	17
2.4.3.3	Recomendações de Berberian (2010)	17
2.4.3.4	Recomendações de Albieiro e Cintra (1996)	18
2.4.3.5	Recomendações de Bowles (1996) e Meyerhof (1974).....	18
2.4.3.6	Recomendações de Parry (1977).....	19
2.4.3.7	Recomendações de Milton Vargas (1976)	19
2.4.3.8	Recomendações de Teixeira (1996)	19
2.4.3.9	Recomendações de Victor de Mello (1975)	19
2.4.3.10	Recomendações de Hachich et al. (1996).....	19
2.5	Dimensionamento geométrico	20
2.6	Recalques	21
2.6.1	Método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978)	23
2.6.2	Tolerância a recalques	26
2.7	Dimensionamento estrutural	27
2.7.1	Classificação quanto à rigidez	27
2.7.2	Distribuição de tensões no solo	27
2.7.3	Método CEB-70.....	28
2.7.4	Método das Bielas	33
2.8	Normatização brasileira para projetos de fundações	35
3	MATERIAL E MÉTODOS	37
3.1	Material.....	37
3.1.1	Edificação.....	37
3.1.2	Caracterização das áreas de implantação	38
3.2	Métodos	39
3.2.1	Determinação da tensão admissível.....	40

3.2.2	Dimensionamento geométrico	42
3.2.3	Recalques	43
3.2.4	Dimensionamento estrutural	45
3.2.5	Determinação dos quantitativos e custos dos projetos	45
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	47
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	54
5.1	Conclusões.....	54
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	54
	REFERÊNCIAS	55
	ANEXO A – Fator de Capacidade KNB.....	58
	ANEXO B – Valores de σ_a TAB.....	63
	ANEXO C – Fator de capacidade KDB.....	64
	ANEXO D – Fator de capacidade KMV.....	67
	ANEXO E - Parâmetro α	68
	ANEXO F – Parâmetro K.....	69
	ANEXO G – Comprimento de ancoragem do pilar na sapata (L_b)	70
	ANEXO H – Espaçamento entre barras em relação a taxa de armadura.....	71
	ANEXO I – Laudos de sondagem	72
	APÊNDICE A – Plantas baixas e pórtico 3D da edificação	92
	APÊNDICE B – Planta de cargas da edificação.....	96

1 INTRODUÇÃO

A fundação tem papel essencial no desempenho de uma edificação por se tratar da estrutura responsável por absorver as cargas provenientes da superestrutura e distribuí-las para o solo, ou rocha, em que está apoiada. Basicamente, existem dois tipos gerais de fundações: as rasas (sapatas, blocos e radiers) e as profundas (estacas e tubulões).

Para que a fundação seja eficaz, o solo precisa ter capacidade de carga suficiente para não sofrer ruptura ou deformações que comprometam a edificação. Para que as fundações apresentem comportamento compatível com as obras para as quais servirão de base, os estudos e projetos deverão ser executados por engenheiros especializados.

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), para que esses estudos sejam feitos de maneira satisfatória, é necessário que sejam conhecidos, com detalhes, no mínimo: grandeza, natureza e localização das cargas que serão descarregadas sobre as fundações; detalhes sobre os recalques admissíveis da edificação; tipo de solo, espessura, profundidade e resistência das camadas que constituem o subsolo local; e localização do nível d'água do lençol freático.

A investigação geotécnica, a análise e o dimensionamento geométrico e estrutural, de modo seguro e econômico, são fatores fundamentais para garantir a qualidade do projeto de fundações de forma a evitar patologias e problemas que possam comprometer a segurança e conforto da edificação a ser suportada pela fundação, e das edificações vizinhas.

Apesar da importância, e obrigatoriedade normativa, de se realizar a sondagem do terreno, nota-se, frequentemente, a não realização de sondagens para a execução de projetos de fundação em obras de menor porte no Brasil, utilizando-se como justificativa, muitas das vezes, o fato de que fazer sondagem não compensa porque é caro e de que basta superdimensionar a fundação para que não ocorram problemas (PFENG; PARIZOTTO; DOBKOVSKI, 2016; TEIXEIRA, 2015; STOCO, 2016; MAGALHÃES; SEGRE; URBAN, 2019).

Sabe-se, porém, que existem diversos tipos de solos, cada um com suas características, composições, peculiaridades etc., portanto, uma afirmação tão generalista como esta não é cabível ao se tratar de uma etapa tão importante dentro do projeto de uma edificação.

Com base nesse cenário, o trabalho tem por objetivo realizar uma análise da importância da investigação geotécnica do terreno por meio da implantação de uma edificação residencial em diferentes locais das cidades de Lavras e Viçosa, Minas Gerais. Essas análises serão realizadas com base nos projetos de fundação do tipo sapata, levando em consideração aspectos econômicos, geométricos e estruturais para evidenciar a problemática da não realização de sondagens nos projetos de fundações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Engenharia de fundações

O projeto e execução de fundações, a Engenharia de Fundações, requer conhecimentos da Geotecnia e Cálculo Estrutural (análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado e protendido, em aço e em madeira); a Geotecnia, por outro lado, abrange a Geologia de Engenharia, a Mecânica dos Solos e das Rochas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Fundações são elementos que têm por finalidade transmitir as cargas de uma edificação para as camadas resistentes do solo sem provocar ruptura do terreno de fundação. Cintra, Aoki e Albieiro (2011) destacam que há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundações, sendo uma baseada na profundidade da ponta ou base do elemento de fundação, originando os grupos das fundações rasas ou superficiais (sapatas) e as fundações profundas (estacas ou tubulões). Outra forma de classificar se baseia no modo de transmissão de carga do elemento para o maciço de solo, sendo divididas em fundações diretas (sapatas e tubulões) e as fundações por estacas.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) uma fundação rasa (direta ou superficial) é um elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo perímetro da fundação.

Em relação a fundação profunda a NBR 6122 (ABNT, 2019) a define como elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

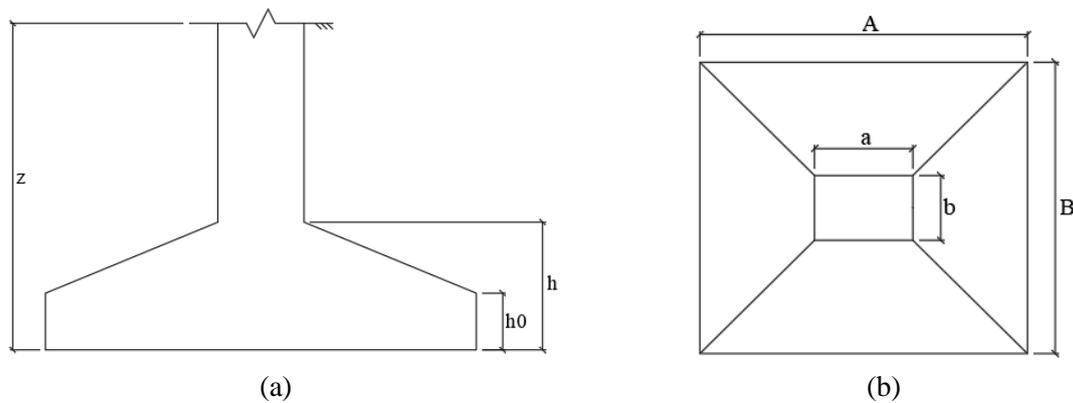
O engenheiro de fundações, ao planejar e desenvolver o projeto, deve obter todas as informações possíveis referentes ao problema: estudar as diferentes soluções e variantes; analisar os processos executivos; prever suas repercussões; estimar os seus custos e, então, decidir sobre as viabilidades técnica e econômica da sua execução (ALVA, 2007).

2.2 Projeto de fundação por sapatas isoladas

Sapatas são elementos de fundação superficial de concreto armado dimensionados de modo que as tensões de tração neles resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim (VELLOSO; LOPES, 2010).

A sapata isolada é a mais comum nas edificações, sendo aquela que transmite ao solo as ações de um único pilar. As formas que a sapata isolada pode ter, em planta, são muito variadas, mas a retangular é a mais comum, devido aos pilares retangulares (BASTOS, 2019). A Figura 1 ilustra um modelo com os principais elementos de uma sapata isolada.

Figura 1 - Representação de uma fundação do tipo sapata: a) Em corte e b) Em planta.



Fonte: Do autor (2020).

Na Figura 1, o termo z se refere a cota de embutimento (ou cota de apoio) e representa a profundidade do solo na qual a sapata está apoiada; h , é a altura da sapata; e h_0 é o rodapé da base, que segundo Araújo (2010) deve ter no mínimo 20 cm. Com relação as dimensões, A e B representam a maior e menor dimensões da base da sapata, respectivamente; a e b , representam a maior e menor dimensão do pilar, respectivamente.

Além da nomenclatura dos elementos da sapata, faz-se necessário conhecer alguns termos e considerações que são de suma importância para o projetista. O termo c , que representa o cobrimento, é a camada de proteção de concreto que fica entre a armadura e a face externa do componente estrutural; F_{ck} , representa a resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade; CA , representa a tensão de escoamento do aço; ϕ , representa a bitola da armadura de aço; δ , que representa o espaçamento entre as barras, é a distância entre as faces das barras da armadura de flexão do concreto armado. Segundo Bastos (2019), o espaçamento entre as barras deve ter entre 10 cm e 20 cm a fim de evitar a possibilidade de fissuras e possíveis problemas no preenchimento do concreto na forma e entre as barras.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) apresenta recomendações e critérios adicionais para a execução das sapatas, tais como: as sapatas isoladas ou blocos, em planta, não podem ter dimensões inferiores a 60 cm; nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre a rocha, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,5 m; e em casos de obras cujas sapatas ou blocos tenham, em sua maioria, dimensões inferiores a 1,0 m, essa profundidade mínima pode ser reduzida. Segundo Araújo (2010), esta profundidade deve ser suficiente para resistir a danos causados por escavações ou por futuras escavações na vizinhança.

Todas as partes da fundação rasa em contato com o solo devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo-fundação; a superfície de topo da sapata deve ter um plano horizontal (mesa) maior que a seção transversal do pilar, com pelo menos 2,5 cm ou 3 cm em cada face, que facilita a montagem e apoio da forma do pilar.

2.3 Investigação do Subsolo

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), deve-se fazer uma investigação geotécnica preliminar em todas as edificações, constituída no mínimo de sondagens a percussão, como a sondagem SPT, visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

O *Standard Penetration Test* (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistemicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) A metodologia do ensaio de sondagem do tipo SPT é normatizada pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

As vantagens deste ensaio em relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas de projeto (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). A NBR 8036 (ABNT, 1983) fixa as condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento dos solos destinada à elaboração de projetos geotécnicos para construção de edifícios por meio da sondagem SPT. Esta programação abrange o número, a localização e a profundidade das sondagens.

De acordo com a NBR 8036 (ABNT, 1983), o número de sondagens, sua localização em planta e profundidade a ser explorada dependem do tipo da estrutura, de suas características

especiais, de suas dimensões em planta e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo.

A Tabela 1 representa o número mínimo de furos de sondagem correspondentes às áreas projetadas da edificação a ser construída no terreno conforme especificação da NBR 8036 (ABNT, 1983).

Tabela 1 – Furos de sondagem correspondentes à área da edificação.

Área (m ²)	Número de furos
< 200	2
200 – 400	3
400 – 600	3
600 - 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
> 2400	A critério do projetista

Fonte: NBR 8036 (ABNT, 1983).

Existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio nos diversos países, em decorrência de fatores locais e do grau de desenvolvimento tecnológico do setor, isso resulta em desuniformidade de significância dos resultados obtidos. Conhecidas as limitações envolvidas no ensaio, é possível, por meio da interveniência de fatores que influenciam os resultados e não estão relacionados às características do solo, avaliar criticamente as metodologias empregadas na aplicação de valores de N_{SPT} em problemas geotécnicos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

De acordo com Cintra et al. (2013), o índice N_{SPT} é inversamente proporcional à energia efetivamente aplicada na cravação do amostrador ($E_{aplicada}$), a qual não atinge 100% da energia teórica de queda livre ($E_{teórica}$) em razão das perdas que ocorrem no sistema. Por isso, podemos definir a eficiência do sistema (E_f) pela relação dada na Equação (1).

$$E_f = \frac{E_{aplicada}}{E_{teórica}} \cdot 100 \% \quad (1)$$

Assim, um valor de N_{SPT} obtido com eficiência E_f igual a 72 % (aceito como um valor médio obtido no sistema manual empregado no Brasil) deveria ser multiplicado por 1,2 para ser comparado ao obtido com E_f igual a 60 % (considerando o valor médio do sistema mecanizado) (CINTRA et al., 2013), assim como demonstra a Equação (2).

$$N_{60} \cdot 60 \% = N_{72} \cdot 72 \% \quad (2)$$

Embora o ensaio seja normatizado, medidas de energia efetuadas em ensaios realizados no Brasil mostram que o valor da eficiência pode variar bastante de acordo com a empresa executora, chegando a valores tão baixos quanto 37 % (AOKI et al., 2007 apud CINTRA et al., 2013).

Conforme mencionam Cintra et al. (2013), o ideal seria que cada empresa quantificasse a eficiência do seu equipamento e *modus operandi* para que fosse possível corrigir os resultados, tornando-os de fato comparáveis, por exemplo, pelo padrão de 72 %, conforme indica a Equação (3).

$$N_{72} = N_{SPT} \cdot \frac{E_f}{72 \%} \quad (3)$$

2.4 Capacidade de carga das fundações e tensão admissível do solo

A capacidade de carga de uma fundação (σ_r) é definida como a tensão transmitida pelo elemento de fundação capaz de provocar a ruptura do solo ou a sua deformação excessiva. Deve-se considerar alguns fatores para sua determinação, como por exemplo: as dimensões do elemento de fundação, a profundidade de assentamento e as características geotécnicas do subsolo. A essa capacidade de carga está associado um mecanismo de ruptura, de diferentes características, que podem ser divididas em ruptura geral, punção ou local.

A ruptura geral se caracteriza por ser uma ruptura do tipo frágil, em que a sapata pode girar, levantando uma porção de solo para cima da superfície do terreno. Ocorre em solos mais resistentes (menos deformáveis), com sapatas suficientemente rasas, dá-se de forma súbita e catastrófica, levando ao tombamento da sapata e à formação de uma considerável protuberância na superfície do terreno. A ruptura por punção estabelece uma ruptura do tipo dúctil, caracterizada por deslocamentos significativos da sapata para baixo, sem desaprumar. Ocorre em solos menos resistentes (mais deformáveis), verifica-se, neste caso, a penetração cada vez maior da sapata, devido à compressão do solo subjacente. Por fim, a ruptura local não apresenta um mecanismo típico, constituindo um caso intermediário dos outros dois modos de ruptura. Ocorre em solos de média compactidade ou consistência (areias medianamente compactas e argilas médias).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) destaca que, se o projeto for elaborado considerando fator de segurança global e valores característicos, a tensão admissível é a grandeza fundamental para o projeto de fundações rasas, e quando for feito considerando coeficientes de ponderação e valores de cálculo é a tensão resistente de cálculo. Essas tensões devem satisfazer

simultaneamente aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação, bem como para o conjunto.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) a tensão admissível (σ_a) é a máxima tensão aplicada pela fundação rasa que atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.), podendo ser obtida segundo duas filosofias de projeto.

Utilizando-se o método de valores admissíveis, método em que as forças, ou tensões de ruptura, são divididas por um fator de segurança global. Neste caso, o valor do fator de segurança depende da precisão da metodologia empregada para o cálculo da capacidade de carga, sendo, normalmente, definida pelo seu autor em função das incertezas envolvidas (estimativas dos carregamentos, propriedades dos solos, etc).

Ou aplicando-se o método dos valores de cálculo, método em que as forças, ou tensões características de ruptura, são divididas pelo coeficiente de ponderação das resistências e as solicitações características são multiplicadas pelos coeficientes de ponderação. O Quadro 1 apresenta os fatores de segurança global e os coeficientes correspondentes a cada metodologia para fundações rasas.

Quadro 1 – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão em fundações rasas.

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última γ_m 3	Fator de segurança global FSg
Semiempíricos 1	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos 2	2,15	3,00
Semiempíricos 1 ou analíticos 2 acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
<p>1 atendendo ao domínio de validade para o terreno local.</p> <p>2 sem aplicação de coeficientes de ponderação aos parâmetros de resistência do terreno.</p> <p>3 em todas as situações de γ_m, $\gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente deve ser aplicado a ele.</p>		

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019).

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), a tensão admissível não será constante nos elementos isolados de fundação direta de uma obra, esta alteração ocorre por conta da variabilidade natural do maciço de solo, a fim de sanar este problema, pode-se adotar um valor médio de tensão admissível como o valor representativo para as fundações do projeto.

Outra possibilidade é a adoção de regiões representativas no terreno ao invés de um valor médio para toda a obra. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), “dependendo das características geológicas e das dimensões do terreno, pode ser necessário dividi-lo em regiões representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas”.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define que a capacidade de carga, ou a tensão admissível, pode ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos procedimentos a seguir.

2.4.1 Métodos teóricos

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define que podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, desde que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo de capacidade de carga das fundações superficiais e profundas foi Terzaghi (1925). Posteriormente, Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional. Também se destacam Meyerhof (1951), Vesic (1973, 1975) e Hansen (1961, 1970).

Mais informações acerca dos métodos teóricos podem ser encontradas em Velloso e Lopes (2010).

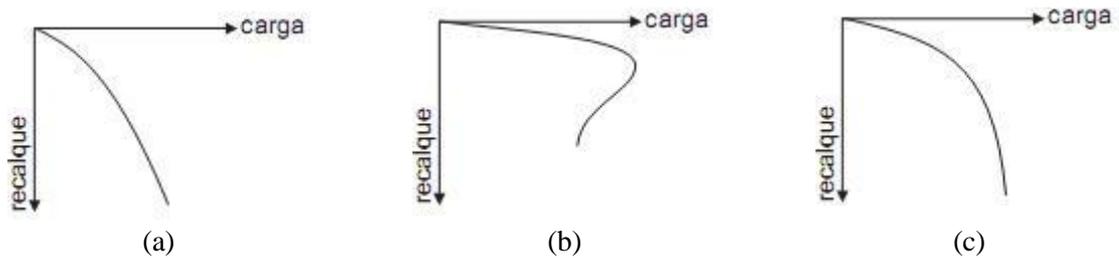
2.4.2 Prova de carga sobre placa

Ensaio realizado de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 2019), cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

Este ensaio procura reproduzir, no campo, o comportamento da fundação direta sob a ação das cargas que lhe serão impostas pela estrutura. Segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2011), o ensaio é normalmente realizado transmitindo-se uma determinada pressão ao maciço de solo por meio de uma placa rígida com diâmetro de 80 cm. Esta placa é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra um sistema de reação qualquer, que pode ser uma caixa carregada, ou um grupo de tirantes.

Com base no valor da pressão aplicada, que é lida em um manômetro acoplado ao macaco hidráulico, e no recalque medido, traça-se a curva carga *versus* recalque, que permite avaliar o comportamento do maciço de solo. A Figura 2 apresenta o comportamento das curvas características de solos com ruptura local, por puncionamento e global.

Figura 2 - Curva carga *versus* recalque para ruptura (a) local (b) por puncionamento (c) global.



Fonte: Do autor (2020).

Várias são as metodologias para a interpretação da curva pressão *versus* recalque e determinação da capacidade de carga. Mais informações acerca do método de prova de carga sobre placa podem ser encontradas no livro Velloso e Lopes (2010).

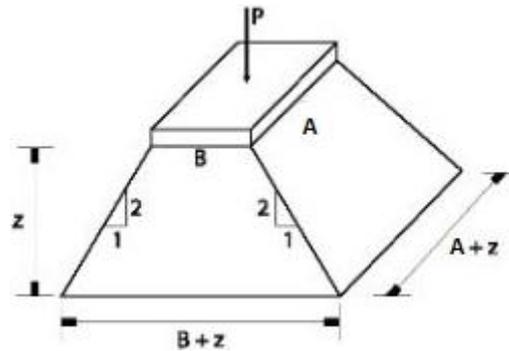
2.4.3 Métodos semiempíricos

A NBR 6122 (ABNT, 2019) destaca que os métodos semiempíricos relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT e outros) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

A grandeza fundamental para o projeto de fundações rasas é a tensão admissível. O Quadro 1 indica que o fator de segurança global a ser adotado em métodos semiempíricos já está inserido nas correlações mais usuais de projetos de fundações rasas, o que dispensa a utilização dos fatores indicados pela norma.

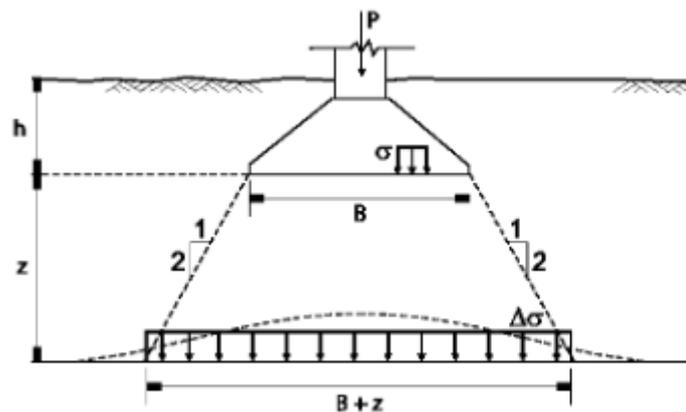
De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), pode-se admitir, de forma aproximada, que a propagação das tensões provenientes da sapata ocorrem de forma simplificada, por meio de uma inclinação 1:2, correspondendo a aproximadamente 27° com a vertical, conforme ilustram a Figura 3 e Figura 4, em que o termo z é a distância da base da sapata ao topo da segunda camada. Essa camada de solo onde ocorre a propagação de tensões é chamada de bulbo de tensões. Cabe destacar que somente para esta análise, o embutimento da sapata foi representado pela letra h .

Figura 3 – Propagação de tensões segundo uma inclinação 1:2.



Fonte: Cintra, Aoki e Albieiro (2011).

Figura 4 – Representação da parcela de tensão propagada.



Fonte: Cintra, Aoki e Albieiro (2011).

A parcela $\Delta\sigma$ da tensão propagada à distância z é obtida conforme indica a Equação (4).

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma \cdot B \cdot A}{(B + z) \cdot (A + z)} \quad (4)$$

Supondo-se uma sapata quadrada de dimensão, B , e uma profundidade, z , equivalente a duas vezes esta dimensão B abaixo da sapata, o valor da parcela propagada, $\Delta\sigma$, da tensão, σ , aplicada pela base da sapata é dada conforme indica a Equação (5).

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma \cdot B^2}{(B + 2 \cdot B)^2} = \frac{\sigma}{9} = 10 \% \cdot \sigma \quad (5)$$

Segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2011), a Equação (5) comprova a utilização da profundidade z equivalente a duas vezes a dimensão B como a profundidade do bulbo de tensões, já que na mecânica dos solos essa profundidade é definida como a profundidade correspondente à propagação de 10 % da tensão (σ).

Para efeitos práticos, pode-se considerar, para sapatas quadradas ou circulares, a profundidade do bulbo de tensões equivalente a duas vezes B , para sapatas retangulares o

equivalente a três vezes a dimensão B, enquanto que para sapatas corridas o equivalente a quatro vezes a dimensão B.

Berberian (2018) recomenda utilizar N_{SPT} brasileiro médio, N72, dentro do bulbo de tensões. Cabe destacar, também, que a sondagem é medida de metro a metro, portanto, recomenda-se arredondar valores fracionados para baixo.

A seguir serão apresentadas recomendações para determinação da tensão admissível desenvolvidas de modo semiempírico e calculadas com base nos valores do índice de penetração do ensaio SPT.

2.4.3.1 Recomendações da NBR 6122 (ABNT, 1996) ampliada por Berberian

Segundo Berberian (2018), os valores fornecidos pela norma, via de regra, estão a favor da segurança. A tensão admissível do solo é calculada conforme a Equação (6).

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{KNB} \quad (6)$$

Onde σ_a é a tensão admissível e KNB o fator de capacidade. Os valores de KNB podem ser encontrados no ANEXO A.

2.4.3.2 Recomendações da Norma DIN 1054

A Norma DIN 1054, originária da Alemanha, limita a equação para $N_{SPT} \leq 50$. Vale lembrar que a base de dados dessa tabela é europeia e, para aumentar a precisão na utilização destas tabelas, recomenda-se aferi-las para cada região geológica, adicionando-se a elas valores típicos para terrenos locais. A tensão admissível do solo é calculada conforme a Equação (7).

$$\sigma_a = \sigma_a \text{ TAB} + \sum \gamma' \cdot z \quad (7)$$

Onde σ_a é a tensão admissível, $\sigma_a \text{ TAB}$ a tensão admissível característica do terreno, γ' é o peso específico seco do solo e z é a cota de embutimento da sapata. Os valores de $\sigma_a \text{ TAB}$ podem ser encontrados no ANEXO B.

2.4.3.3 Recomendações de Berberian (2010)

Berberian, reunindo a experiência brasileira passou a recomendar como ponto de partida para a elaboração de projetos os valores do coeficiente KDB . A equação é válida para todos os solos. A tensão admissível do solo é calculada conforme a Equação (8).

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{KDB} \quad (8)$$

Onde KDB é o fator de capacidade. Os valores de KDB podem ser encontrados no ANEXO C.

2.4.3.4 Recomendações de Albiero e Cintra (1996)

A equação é válida para todos os solos. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (9).

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT} \cdot 1000}{50} \quad (9)$$

Onde σ_a é a tensão admissível em (kPa).

2.4.3.5 Recomendações de Bowles (1996) e Meyerhof (1974)

Em face da dificuldade de se obter amostra indeformadas de areias (sem coesão), tem-se com frequência utilizado o N_{SPT} para obtenção da tensão admissível dos solos arenosos. Segundo Berberian (2018), as várias experiências mostraram que a recomendação resulta em valores considerados conservativos.

A correlação é corrigida considerando uma profundidade relativa Z/B e é considerada para um recalque de 25 mm. A metodologia é válida apenas para solos arenosos e é limitada para $N_{spt} \leq 32$. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (10) ($B \leq 122$ cm) ou a Equação (11) ($B > 122$ cm).

$$\sigma_a = 22 \cdot N_{SPT} \cdot K_d \quad (10)$$

$$\sigma_a = 12,5 \cdot N_{SPT} \cdot K_d \cdot (B + 0,30/B)^2 \quad (11)$$

O parâmetro K_d é calculado conforme a Equação (12).

$$K_d = 1 + \frac{0,33 \cdot z}{B} \leq 1,33 \quad (12)$$

Para calcular a tensão admissível para recalques diferentes de 25 mm pode-se empregar a Equação (13).

$$\sigma_a(r) = \frac{r}{2,5} \cdot \sigma_a(r1) \quad (13)$$

Onde $\sigma_a(r)$ é a tensão admissível para recalque diferente de 25 mm, r representa o recalque em (cm) e $\sigma_a(r1)$ é tensão admissível para recalque de 25 mm.

2.4.3.6 Recomendações de Parry (1977)

A equação é válida apenas para solos arenosos e para sapatas com $z \leq B$. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (14).

$$\sigma_a = 12 \cdot N_{SPT} \quad (14)$$

Onde σ_a é a tensão admissível em (kPa).

2.4.3.7 Recomendações de Milton Vargas (1976)

A equação é válida para todos os solos. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (15).

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{KMV} \quad (15)$$

Onde KMV é o fator de capacidade. Os valores de KMV podem ser encontrados no ANEXO D.

2.4.3.8 Recomendações de Teixeira (1996)

A equação é válida para argilas e areias de São Paulo e é limitada para $5 \leq N_{SPT} \leq 25$. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (16).

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{0,05} \quad (16)$$

Onde σ_a é a tensão admissível em (kPa).

2.4.3.9 Recomendações de Victor de Mello (1975)

A equação é válida para todos os solos e é limitada para $4 \leq N_{SPT} \leq 16$. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (17) que foi homogeneizada por Berberian (2018).

$$\sigma_a = 100 \cdot (\sqrt{N_{SPT}} - 1) \quad (17)$$

Onde σ_a é a tensão admissível em (kPa).

2.4.3.10 Recomendações de Hachich et al. (1996)

A equação é válida para todos os solos e é limitada para $5 \leq N_{SPT} \leq 20$. A tensão admissível é calculada conforme a Equação (18).

$$\sigma_a = 20 \cdot N_{SPT} + \gamma' \cdot z \quad (18)$$

Onde σ_a é a tensão admissível, γ' é o peso específico seco do solo e z é a cota de embutimento da sapata.

2.5 Dimensionamento geométrico

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) “a área da fundação solicitada por cargas centradas deve ser tal que as tensões transmitidas ao terreno, admitidas uniformemente distribuídas, satisfaçam aos requisitos de segurança”.

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), determinada a tensão admissível da obra toda ou de cada região representativa, e conhecida a carga vertical (P) que cada pilar vai aplicar no topo de sua sapata, não majorada por γ , ou seja, seu valor característico, no caso de projetos de fundações desenvolvidos utilizando fator de segurança global, calcula-se a área da base (A_b) necessária para a sapata de cada pilar, de modo que satisfaça à Equação (19).

$$\frac{P}{A_b} \leq \sigma_a \rightarrow A_b \geq \frac{P}{\sigma_a} \rightarrow P \leq \sigma_a \cdot A_b \quad (19)$$

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), deve-se acrescentar o peso próprio da sapata, ou pelo menos 5 % da carga vertical permanente, no valor da carga vertical P .

De posse da tensão admissível, estima-se as dimensões da base da sapata. Bastos (2019) destaca que, para sapatas com carga centrada, procura-se determinar as dimensões A e B de modo que os balanços sejam iguais ou semelhantes, ou seja, $(A - a)$ igual a $(B - b)$, para que se obtenha os momentos fletores solicitantes e armaduras de flexão não muito diferentes nas duas direções da sapata.

A área da base da sapata pode ser definida conforme a Equação (20).

$$A_b = A \cdot B \quad (20)$$

Para sapatas que suportam pilares quadrados ($a = b$), a sapata também deve ser quadrada ($A = B$) para que a mesma tenha balanços iguais ou semelhantes. Nesse caso, a dimensão B pode ser calculada conforme a Equação (21).

$$B = \sqrt{P/\sigma_a} \quad (21)$$

Cintra, Aoki e Albieiro (2011) destacam que a tensão admissível depende das dimensões da base, em planta, mas estas, por sua vez, dependem da tensão admissível.

Logo, a carga vertical admissível (P_{adm}) que a sapata pode suportar também depende da dimensão B e da respectiva tensão admissível. Para resolver esse impasse, adota-se intervalos de variação para a dimensão B das sapatas, supostamente quadradas, para construir gráficos de

B em função de P_{adm} , que pode ser obtida através da Equação (19). Retira-se através da análise desses gráficos um valor de área de base que atenda ao carregamento, P, oriundo do pilar.

Para sapatas que suportam pilares retangulares ($a \neq b$) a sapata também deve ser retangular ($A \neq B$) para que se tenha balanços iguais, porém o valor de $(a - b)$ deve ser igual ao valor de $(A - B)$. A dimensão B pode ser calculada conforme a Equação (22).

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b - a) \sqrt{1/4 \cdot (b - a)^2 + A_b} \quad (22)$$

A dimensão A pode ser calculada conforme a Equação (23).

$$A = \frac{A_b}{B} \quad (23)$$

Bastos (2019) destaca que as dimensões A e B devem ser preferencialmente valores múltiplos de 5 cm ou 10 cm.

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), após verificada a segurança quanto a ruptura, deve-se verificar a não ocorrência de recalques excessivos. Se essa tensão conduzir a recalques inferiores ao valor admissível previamente estabelecido, será confirmada como tensão admissível. Caso contrário, deve-se reduzir seu valor até que sejam obtidos recalques admissíveis.

2.6 Recalques

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), o recalque de uma sapata é o deslocamento vertical para baixo, da base da sapata, em relação a uma referência fixa, indeslocável, como o topo rochoso. Os recalques são provenientes das deformações por diminuição de volume e/ou mudança da forma do maciço de solo compreendido entre a base da sapata e o indeslocável.

Segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2011), a quase totalidade dos edifícios sofre recalques de poucas dezenas de milímetros, normalmente invisíveis a olho nu, o que transmite para os leigos a falsa impressão de não haver recalque. Faz-se necessário, portanto, inserir a estimativa dos recalques na rotina de projetos de fundações e adequar os projetos para que os recalques sejam inferiores aos valores admissíveis.

Além do recalque total, ou absoluto, de cada sapata, tem-se o recalque diferencial entre duas sapatas. Se o maciço de solo fosse homogêneo e todas as sapatas de mesmas dimensões submetidos às mesmas cargas, os recalques seriam praticamente uniformes, mas a variabilidade do solo gera recalques desiguais. Além disso, o tamanho das bases das sapatas em um edifício

pode variar muito, uma vez que as cargas nos pilares são diferentes, o que é uma causa adicional de recalque diferencial (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011).

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), o recalque absoluto (ρ), que dá origem ao recalque diferencial e aos movimentos do edifício, e pode ser decomposto em duas parcelas, conforme mostra a Equação (24), recalque de adensamento, que é resultado de deformações volumétricas, e recalque imediato, que é proveniente de deformações a volume constante em um tempo muito curto, quase simultâneo à aplicação do carregamento.

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (24)$$

Onde ρ_c corresponde ao recalque de adensamento, e ρ_i ao recalque imediato.

Por ser calculado pela Teoria da Elasticidade Linear, o recalque imediato também é chamado de recalque elástico. Entretanto, os solos não são materiais elásticos e, em consequência, os recalques imediatos geralmente não são recuperáveis com o descarregamento, podendo ser reversíveis apenas parcialmente. Por isso, a denominação recalque elástico é inadequada (CINTRA; AOKI; ALBIEIRO, 2011). Segundo Vargas (1978) apud Cintra, Aoki e Albieiro (2011), no emprego da Teoria da Elasticidade para cálculo de recalques, é preferível substituir Módulo de Elasticidade por Módulo de Deformabilidade

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), o uso da Teoria da Elasticidade na estimativa de recalques é justificado por ser razoável admitir comportamento linear da curva carga *versus* recalque até níveis de tensão da ordem dos que são aplicados pelas sapatas ou tubulões, suficientemente distantes da ruptura.

Se o valor do módulo de deformabilidade (E_s) for constante com a profundidade, tem-se o chamado meio elástico homogêneo (MEH), como é o caso das argilas sobreadensadas. Em contraposição, quando E_s é variável com a profundidade, temos o meio elástico não homogêneo, como é o caso das areias, que são consideradas um meio linearmente não homogêneo quando a variação do módulo com a profundidade (z) puder ser representada pela Equação (25).

$$E_s = E_0 + k \cdot z \quad (25)$$

Em que E_0 e k são constantes. Na condição particular de E_0 igual a 0, tem-se o chamado meio de Gibson ($E_s = k \cdot z$), enquanto para k igual a 0, tem-se, novamente, o MEH ($E_s = E_0 = \text{cte}$).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os métodos de previsão de recalques em fundações superficiais rígidas para meios elásticos homogêneos e não homogêneos podem ser separados em três grandes categorias: métodos racionais, métodos empíricos e métodos semiempíricos.

Os métodos racionais consistem na combinação de modelos para previsão de recalques teoricamente exatos com os parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou *in situ* (ensaio pressiométrico e de placa). Já a metodologia empírica consiste na utilização de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos. Embora as tabelas não forneçam recalques, as tensões ali indicadas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

Mais informações acerca dos métodos racionais e empíricos podem ser encontradas em Velloso e Lopes (2010).

Nos métodos semiempíricos, os parâmetros de deformabilidade, que são obtidos por correlação com ensaios *in situ* de penetração (estática, CPT, ou dinâmica, SPT), são combinados a modelos para previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptações deles.

Dentre os métodos semiempíricos destaca-se o Método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978), um método inicialmente concebido para a estimativa de recalques de fundações diretas em areia, mas que, devido aos aperfeiçoamentos implementados na metodologia, passou a considerar camadas de solo variadas (CURTI, 2018; ANTONIAZZI, 2011; CASTRO, 2010).

O método faz uma adaptação da teoria da elasticidade para levar em conta uma variação qualquer do módulo de deformabilidade com a profundidade e tem a divisão do solo em subcamadas como essência tanto na versão inicial de 1970, como na aprimorada de 1978 (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.6.1 Método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978)

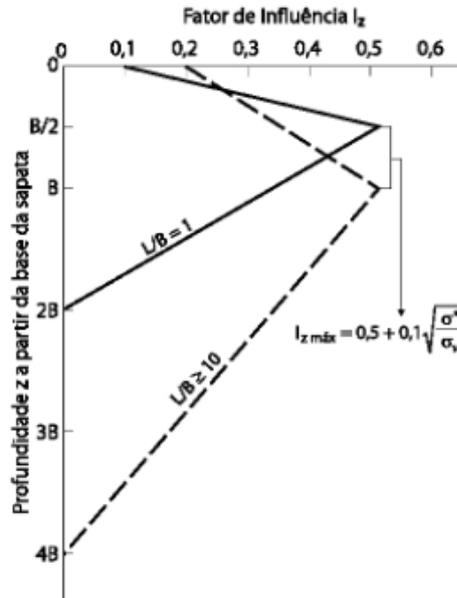
De acordo com Albuquerque e Garcia (2020), a proposta de Schmertmann, Hartman e Brown (1978) se baseia na relação tensão *versus* módulo de deformabilidade, levando-se em consideração um fator de influência ao longo das camadas de solo abaixo da base da sapata, obtendo a relação ilustrada na Equação (26).

$$E_z = \frac{\sigma}{E_s} \cdot I_z \quad (26)$$

Onde E_z é a deformação vertical, σ é a tensão na base da sapata, E_s é o módulo de deformabilidade e I_z é o fator de influência na deformação.

Dois diagramas, um para sapatas corridas e outro para sapatas quadradas, ilustrados na Figura 5, são propostos para a distribuição do fator de influência na deformação. Esse diagrama representa um bulbo de recalques, que, segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2011), é a camada de solo sob a base da sapata que produz mais de 90% do recalque imediato.

Figura 5 - Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Schmertmann, Hartman e Brown (1978).

O bulbo de recalques para sapatas corridas é maior, alcançando a profundidade $4 \cdot B$ abaixo da sapata, com valor inicial de I_z equivalente a 0,20. Para sapatas quadradas, o bulbo de recalque atinge a profundidade $2 \cdot B$ abaixo da sapata, com valor inicial de I_z equivalente a 0,10.

O valor máximo de I_z não é fixo, ocorre à profundidade de $1/4$ do bulbo de recalques e não ocorre na mesma profundidade em sapatas corridas ou quadradas. Para sapatas corridas ocorre a uma profundidade B abaixo da sapata, já para sapatas quadradas ocorre a uma profundidade $B/2$. O valor de $I_{z \max}$ é calculado conforme indica a Equação (27).

$$I_{z \max} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (27)$$

Onde σ^* é tensão “líquida” aplicada pela sapata ($\sigma^* = \sigma - q$) e σ_v é a sobrecarga causada pela massa de solo situada acima da cota de apoio da sapata.

A metodologia apresenta dois fatores de correção do recalque, sendo o primeiro (C1) devido ao embutimento, conforme indica a Equação (28), e o segundo (C2) devido a ação do tempo, conforme indica a Equação (29).

$$C1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{\sigma^*} \geq 0,5 \quad (28)$$

Onde q é a tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação.

$$C2 = 1 + 0,2 \cdot \log \frac{t}{0,1} \quad (29)$$

Onde t é o tempo (anos). No caso de interesse apenas do recalque imediato, sem o acréscimo do tempo, basta considerar C_2 igual a 1.

Caso não se disponha de ensaios de laboratório para determinação módulo de deformabilidade do solo, pode-se utilizar uma correlação de E_s com o N_{SPT} . O módulo de deformabilidade pode ser calculado conforme a Equação (30) para sapatas quadradas ou circulares, e conforme a Equação (31) para sapatas corridas. Lee (1970), apud Schmertmann, Hartman e Brown (1978), demonstra que o módulo de deformabilidade do solo para sapatas corridas é 40% superior ao caso de sapatas quadradas ou circulares.

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (30)$$

$$E_s = 1,4 \cdot \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (31)$$

Os parâmetros α e K podem ser encontrados no ANEXO E e no ANEXO F, respectivamente.

O valor médio de I_z , em cada camada, pode ser obtido por semelhança de triângulos e pelas seguintes equações, sendo as Equações (32) e (33) para sapatas quadradas, e Equações (34) e (35) para sapatas corridas. Para sapatas intermediárias, ou seja, que apresentam $1 < A/B < 10$, Schmertmann, Hartman e Brown (1978) recomendam resolver pelos dois casos e fazer a interpolação.

$$\text{Para } z \leq B/2 \quad I_z = 0,1 + 2 \cdot (I_{z \max} - 0,1) \cdot \left(\frac{z}{B}\right) \quad (32)$$

$$\text{Para } B/2 \leq z \leq 2 \cdot B \quad I_z = \frac{2}{3} \cdot I_{z \max} \cdot \left(2 - \frac{z}{B}\right) \quad (33)$$

$$\text{Para } z \leq B \quad I_z = 0,2 + (I_{z \max} - 0,2) \cdot \left(\frac{z}{B}\right) \quad (34)$$

$$\text{Para } B \leq z \leq 4 \cdot B \quad I_z = \frac{1}{3} \cdot I_{z \max} \cdot \left(4 - \frac{z}{B}\right) \quad (35)$$

O recalque de sapatas ρ_d , é dado pelo somatório dos recalques de n subcamadas consideradas homogêneas, na profundidade d abaixo da base da sapata, incluindo os efeitos do embutimento e do tempo, conforme indica a Equação (36).

$$\rho_d = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z\right) \quad (36)$$

Onde I_z é o fator de influência na deformação à meia altura da i -ésima camada, E_s é o módulo de deformabilidade da i -ésima camada e Δz é a espessura da i -ésima camada.

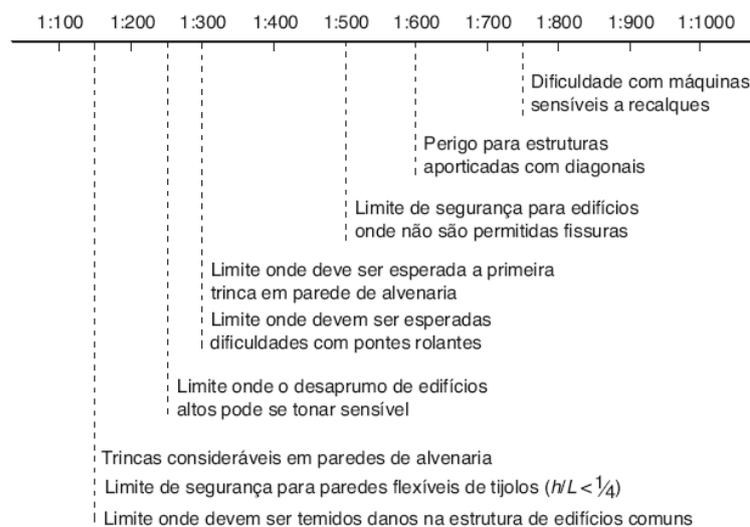
2.6.2 Tolerância a recalques

De acordo com Albuquerque e Garcia (2020), nota-se que a estimativa de recalques é dificultada por fatores muitas das vezes fora do controle do engenheiro, como por exemplo a heterogeneidade do subsolo e variações nas cargas previstas para a fundação.

“O controle do recalque diferencial é fundamental para o atendimento aos estados limites último e de serviço.” (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020) Além disso, observa-se na literatura recomendações de que as características da superestrutura e de sua sensibilidade a recalques sejam consideradas nos cálculos do projeto de fundações.

A fim de estabelecer limites de recalques atuantes nas edificações, Bjerrum (1963) apud Albuquerque e Garcia (2020) propõe valores limites de distorção angular (δ / L) para os quais passam a ser observados danos na edificação, em que δ é o recalque diferencial entre dois pilares e L a distância entre os eixos destes pilares,. Estes valores limites são ilustrados na Figura 6.

Figura 6 – Valores limites de distorção angular.



Fonte: Bjerrum (1963) apud Albuquerque e Garcia (2020).

Para estruturas usuais de aço ou concreto, Burland et al. (1977) apud Cintra, Aoki e Albieiro (2011) consideram aceitáveis como valores limites, em casos rotineiros, as recomendações de Skempton-MacDonald para valores de recalques diferenciais e de recalques totais limites para sapatas isoladas apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Recomendações de Skempton-MacDonald para recalques limites.

Tipo de solo	Recalque diferencial máximo (δ_{\max})	Recalque total limite (ρ_{\max})
Areias	25 mm	40 mm
Argilas	40 mm	65 mm

Fonte: Cintra, Aoki e Albieiro (2011).

2.7 Dimensionamento estrutural

2.7.1 Classificação quanto à rigidez

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que as sapatas podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis.

As sapatas flexíveis são de uso mais raro, sendo mais utilizadas em fundações sujeitas a pequenas cargas, têm a vantagem do menor consumo de concreto e, por serem mais leves, são mais adequadas em um solo de menor capacidade de carga. Por outro lado, elas exigem um maior consumo de armadura (ARAÚJO, 2010).

De acordo com Bastos (2019), as sapatas flexíveis resistem à flexão nas duas direções ortogonais, apresentando o comportamento estrutural de uma peça fletida. Portanto, as sapatas são dimensionadas ao momento fletor e à força cortante, da mesma forma vista para as lajes maciças. A verificação da punção em sapatas flexíveis é necessária, pois são mais críticas a esse fenômeno quando comparadas às sapatas rígidas.

As sapatas rígidas têm a vantagem do menor consumo de aço, além de ser possível o emprego de concreto de menor resistência. Por se tratar de uma sapata mais pesada, ela é mais econômica em solos de melhor qualidade (ARAÚJO, 2010). As sapatas rígidas têm a preferência no projeto de fundações, por serem menos deformáveis, menos sujeitas à punção e mais seguras (BASTOS, 2019).

Em relação à flexão, pode-se admitir que a distribuição de tensões seja uniformemente distribuída na largura da sapata. As tensões de cisalhamento devem ser verificadas, em particular a ruptura por compressão diagonal do concreto na ligação laje (sapata) – pilar. A verificação da punção é desnecessária, pois a sapata rígida situa-se inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo possibilidade física de ocorrência de tal fenômeno. A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica como sapata rígida a que atende a Equação (37).

$$h \geq \frac{A - a}{3} \quad (37)$$

A Equação (37) também deve ser verificada relativamente às dimensões B e b da sapata. Para que a sapata seja considerada rígida a equação deve ser atendida em ambas as direções.

2.7.2 Distribuição de tensões no solo

Bastos (2019) define a tensão, ou pressão de apoio, que a área da base de uma sapata exerce no solo como o fator mais importante relativo à interface base-solo. Diversos estudos analíticos e de campo indicaram que a pressão exercida no solo não é necessariamente

distribuída uniformemente, e depende de vários fatores, como: existência de excentricidade do carregamento aplicado, intensidade de possíveis momentos fletores aplicados, rigidez da fundação, propriedades do solo e rugosidade da base da fundação.

A distribuição de pressão no solo aplicada na base de uma sapata, carregada concentricamente, varia em função do tipo de solo e da rigidez, se rígida ou flexível. Sapatas perfeitamente flexíveis curvam-se e mantêm a pressão uniforme no solo. Sapatas perfeitamente rígidas não se curvam, e o recalque, se ocorrer, é uniforme, porém, a pressão no solo não é uniforme (BASTOS, 2019).

Devido à complexidade da análise ao se considerar a pressão como não uniforme, é comum assumir-se a uniformidade sob carregamentos concêntricos, e adicionalmente porque o erro cometido com a simplificação não é significativo (BASTOS, 2019).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que, no caso de sapata rígida, possa-se admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-terreno, caso não se disponha de informações mais detalhadas a respeito. Para sapatas flexíveis ou em casos extremos de fundação em rocha, mesmo com sapata rígida, essa hipótese deve ser revista. E, relativo às sapatas flexíveis, a distribuição plana de tensões no contato sapata-solo deve ser verificada.

No Brasil o dimensionamento estrutural das sapatas tem sido usualmente realizado por meio das recomendações do *Comite Euro-international du Beton*, o Método CEB-70, e o tradicional Método das Bielas (LEBELLE, 1936).

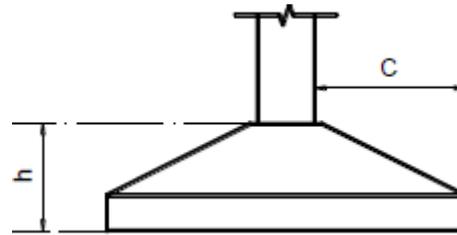
2.7.3 Método CEB-70

O método proposto pelo CEB-70 para o cálculo de sapatas e blocos sobre estacas foi traduzido pelo Professor Lauro Modesto dos Santos. Para o método ser aplicado, as sapatas devem apresentar as características geométricas que atendam a Equação (38) em relação ao balanço C (Figura 7), sendo a altura da sapata (h) calculada conforme indica a Equação (37).

$$\frac{h}{2} \leq C \leq 2 \cdot h \quad (38)$$

Se $C > 2 \cdot h$, a sapata pode ser considerada como viga ou como placa, e calculada de acordo com a teoria correspondente. Se o balanço (aba) for pequeno ($C < h/2$) em qualquer direção, é admitido que se trata de bloco de fundação, e o método apresentado não é aplicável. A Figura 7 representa o balanço de uma sapata isolada.

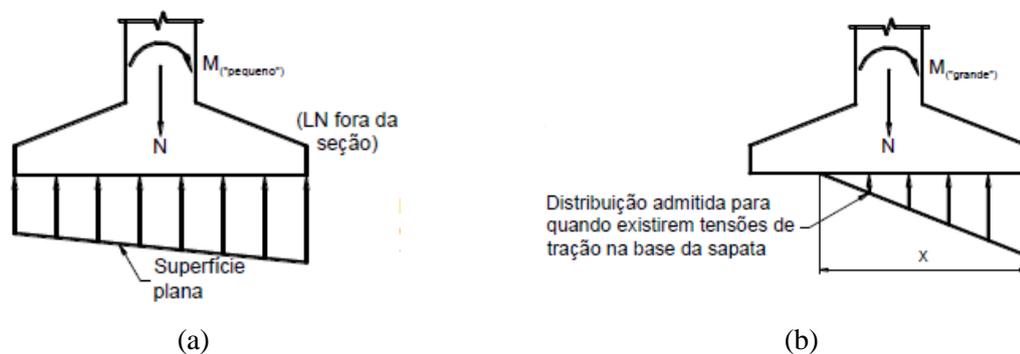
Figura 7 - Balanço C na sapata isolada.



Fonte: Bastos (2019).

Segundo Santos (1984) apud Bastos (2019), admite-se que o comportamento do solo seja elástico e que a estabilidade seja assegurada unicamente pelas forças elásticas que ele transmite à sapata através da superfície de apoio. Portanto, conforme destaca Bastos (2019), a distribuição das tensões devidas às reações do solo sobre a superfície de apoio da sapata é plana, exemplificado na Figura 8. Forças horizontais que atuem na sapata são equilibradas unicamente por forças de atrito desenvolvidas entre a superfície de apoio da sapata e o solo, e as forças de atrito não podem ser consideradas para reduzir a armadura principal.

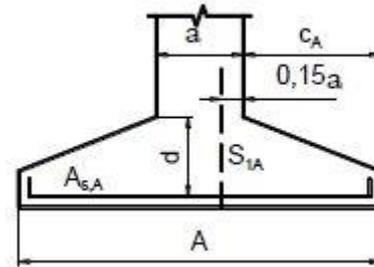
Figura 8 – Distribuição da reação do solo na base da sapata: a) Para momento fletor pequeno b) Para momento fletor grande.



Fonte: Bastos (2019).

A respeito do dimensionamento e disposição das armaduras de flexão, o Método do CEB-70 calcula os momentos fletores para cada direção, em relação a uma seção de referência, S_{1A} ou S_{1B} , conforme indica a Figura 9, plana, perpendicular à superfície de apoio, ao longo da sapata e situada internamente ao pilar, distante da face do pilar de $0,15 \cdot a$, em que a representa a dimensão do pilar normal à seção de referência. A altura útil (d) da seção de referência é tomada na seção paralela à S_1 e situada na face do pilar e não deve exceder $1,5 \cdot C_A$.

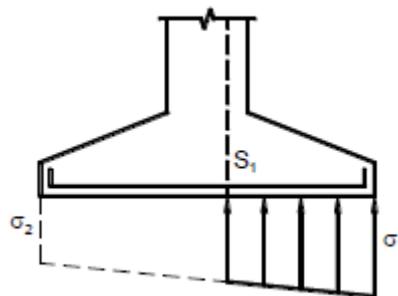
Figura 9 – Distribuição da reação do solo na base da sapata.



Fonte: Bastos (2019).

O momento fletor relativo a uma seção de referência S_1 é calculado considerando a reação do solo que age na área da base da sapata, limitada pela seção S_1 e a extremidade da sapata mais próxima de S_1 , conforme indica a Figura 10. As duas direções devem ser consideradas, e o menor momento fletor deve ser pelo menos $1/5$ do maior momento fletor, ou seja, a relação entre a armadura de flexão menor e a maior na direção ortogonal deve ser $\geq 1/5$.

Figura 10 – Diagrama para o cálculo do momento fletor na seção S_1 .



Fonte: Bastos (2019).

Bastos (2019) destaca que não devem ser considerados o peso da sapata e o peso do solo acima dela na quantificação dos momentos fletores, já que não causam flexão na sapata. Caso o momento fletor resultante seja negativo, faz-se necessário uma armadura negativa na parte superior da sapata. Os momentos fletores são calculados nas seções de referência S_{1A} e S_{1B} , relativas, respectivamente aos lados A e B da sapata. Recomenda-se utilizar dimensões múltiplas de 5 cm ou 10 cm.

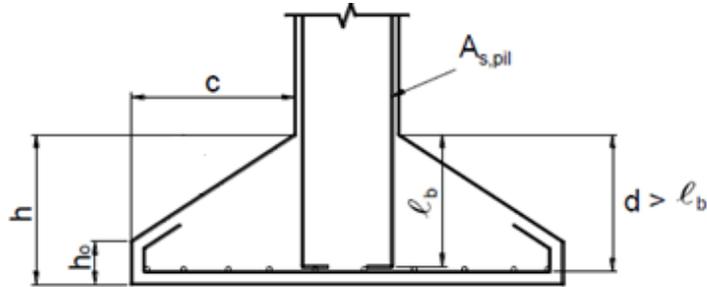
A altura útil (d) é calculada conforme a Equação (39).

$$d = h - (c + \phi) \quad (39)$$

Cabe destacar que o Método do CEB-70 determina que a altura útil deve corresponder a um valor maior que o comprimento de ancoragem do pilar na sapata (L_b) conforme ilustra a Figura 11. Os valores de L_b podem ser retirados no ANEXO G fazendo uso da bitola (ϕ) do pilar e do F_{ck} do concreto utilizado na fundação. O comprimento de ancoragem pode ser obtido

considerando-se a presença de gancho na extremidade da barra e boa aderência entre concreto e a armadura.

Figura 11 – Altura útil mínima para sapatas.



Fonte: Bastos (2019).

O rodapé (h_0) é calculado conforme indica a Equação (40).

$$h_0 = h/3 \quad (40)$$

Cabe destacar, novamente, a recomendação de Araújo (2010), que o rodapé, h_0 , deve ter dimensão mínima de 20 cm.

Os balanços, C_A e C_B , são calculados conforme as Equações (41) e (42), respectivamente.

$$C_A \geq \frac{A - a}{2} \quad (41)$$

$$C_B \geq \frac{B - b}{2} \quad (42)$$

A pressão (p) que a sapata exerce sobre o solo, e que corresponde à reação do solo é calculada conforme a Equação (43). Cabe destacar que a carga (P) corresponde a um valor característico, e, para o cálculo da pressão necessita-se do valor de cálculo, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), o fator de ponderação equivale a 1,4 para se chegar no valor de cálculo.

$$p = \frac{1,4 \cdot P}{A \cdot B} \quad (43)$$

Os momentos fletores relativos à S_{1A} e S_{1B} são calculados por meio das Equações (44) e (45), respectivamente.

$$M_{1A} = p \cdot B \cdot \frac{(C_A + 0,15 \cdot a)^2}{2} \quad (44)$$

$$M_{1B} = p \cdot A \cdot \frac{(C_B + 0,15 \cdot b)^2}{2} \quad (45)$$

Nas sapatas com superfícies superiores inclinadas, a seção comprimida de concreto tem a forma de um trapézio, e o cálculo exato das armaduras de flexão deve ter essa consideração (BASTOS, 2019). Como uma alternativa simplificada, Machado (1985) apud Bastos (2019) considera o cálculo admitindo uma seção retangular com braço de alavanca equivalente a $0,85 \cdot d$, e que nesse caso o erro não ultrapassa 10 %. A área de aço é calculada conforme as Equações (46) e (47).

$$A_{s,A} = \frac{1,15 \cdot M_{1A}}{0,85 \cdot d \cdot f_{yk}} \quad (46)$$

$$A_{s,B} = \frac{1,15 \cdot M_{1B}}{0,85 \cdot d \cdot f_{yk}} \quad (47)$$

Segundo Machado (1985) apud Bastos (2019), a força cortante limite preconizada pelo método CEB-70 é muito baixa, portanto, muito conservadora, de modo que não deve ser considerada no projeto de sapatas rígidas. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), faz-se necessária a verificação, tanto da força cortante atuante, quanto da punção, apenas em sapatas flexíveis.

A escolha das armaduras pode ser feita com auxílio da tabela apresentada no ANEXO H, de armadura em cm^2/m . Primeiramente, deve-se converter a armadura de cm^2 para cm^2/m , conforme indica as Equações (48) e (49).

$$\text{Paralelo ao lado A} \quad \frac{A_{s,A}}{m} = \frac{A_{s,A}}{B} \quad (48)$$

$$\text{Paralelo ao lado B} \quad \frac{A_{s,B}}{m} = \frac{A_{s,B}}{A} \quad (49)$$

De acordo com Bastos (2019), em sapatas rígidas não ocorre a ruptura por punção, por isso, basta verificar a tensão na diagonal de compressão na superfície crítica, que é correspondente ao contorno (perímetro) do pilar.

A tensão de cisalhamento atuante, τ_{sd} pode ser calculada conforme a Equação (50).

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 \cdot P}{2 \cdot (A + B) \cdot d} \quad (50)$$

A tensão de cisalhamento resistente, $\tau_{Rd,2}$ pode ser calculada conforme a Equação (51).

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) \cdot f_{cd} \quad (51)$$

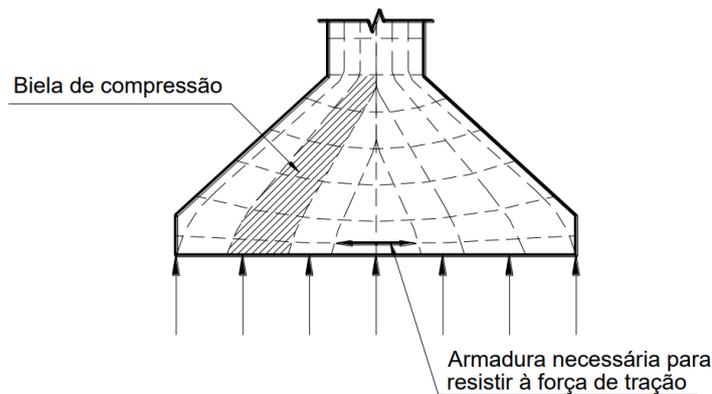
Para que não ocorra esmagamento do concreto na diagonal comprimida, a tensão de cisalhamento resistente, $\tau_{Rd,2}$, deve ser maior que a tensão de cisalhamento atuante, τ_{sd} .

2.7.4 Método das Bielas

De acordo com Bastos (2019), o Método das Bielas para o projeto de sapatas foi proposto por Lebellet (1936), tendo sido elaborado com base nos resultados de uma grande quantidade de ensaios experimentais. O método aplica-se às sapatas corridas e isoladas.

A carga é transferida do pilar para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimido, que induzem tensões de tração na base da sapata, conforme mostra a Figura 12 que devem ser resistidas por armadura. Segundo Gerrin (1955) apud Bastos (2019), os ensaios mostram que não ocorre ruptura por compressão das bielas de concreto, e sua verificação pode ser dispensada.

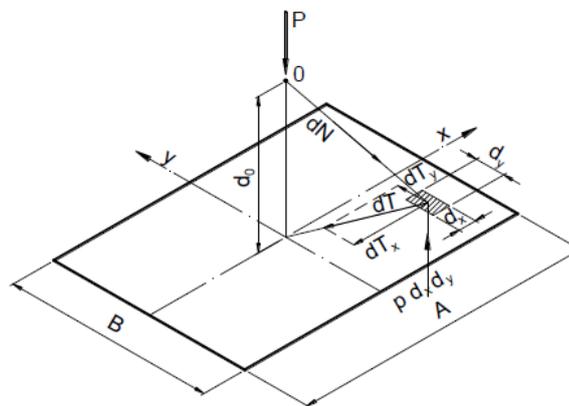
Figura 12 – Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata.



Fonte: Bastos (2019).

A Figura 13 mostra as forças atuantes na sapata, de acordo com o método das bielas.

Figura 13 – Esquema de forças segundo o método das bielas.



Fonte: Bastos (2019).

A altura útil limite (d) corresponde ao maior valor obtido entre a Equação (52), que representa o limite de Lebellet, e a Equação (53). Recomenda-se utilizar dimensões múltiplas de 5 cm ou 10 cm.

$$d \geq \frac{A - a}{4} \quad (52)$$

$$d \geq 1,44 \cdot \sqrt{P/0,434 \cdot f_{ck}} \quad (53)$$

Como a NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica a sapata rígida conforme a Equação (37), nota-se que o limite de Lebellet corresponde à sapata flexível, de modo que existe uma faixa de valores para d que, se adotados, resultarão na sapata flexível segundo a NBR 6118.

A altura (h) é calculada conforme a Equação (54).

$$h = d + c + \phi \quad (54)$$

O rodapé (h_0) é calculado conforme indica a Equação (55).

$$h_0 = h/3 \quad (55)$$

Araújo (2010) recomenda que o rodapé deve ter dimensão mínima de 20 cm.

A força de tração na base da sapata, T_x e T_y , são calculados conforme indica as Equações (56) e (57).

$$T_x \geq \frac{P \cdot (A - a)}{8 \cdot d} \quad (56)$$

$$T_y \geq \frac{P \cdot (B - b)}{8 \cdot d} \quad (57)$$

A armadura de flexão é calculada conforme indica as Equações (58) e (59).

$$A_{sx} = A_{s, a} = \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}} \quad (58)$$

$$A_{sy} = A_{s, b} = \frac{1,61 \cdot T_y}{f_{yk}} \quad (59)$$

O número de barras (n) é calculado conforme indica as Equações (60) e (61).

$$\text{Paralelo ao lado A} \quad n = \frac{A_{s, a}}{A_{s, \phi}} \quad (60)$$

$$\text{Paralelo ao lado B} \quad n = \frac{A_{s, b}}{A_{s, \phi}} \quad (61)$$

O espaçamento entre as barras (δ) é calculado conforme indica as Equações (62) e (63).

$$\text{Paralelo ao lado A} \quad \delta = \frac{B - 2 \cdot c - n \cdot \phi}{(n - 1)} \quad (62)$$

$$\text{Paralelo ao lado B} \quad \delta = \frac{A - 2 \cdot c - n \cdot \phi}{(n - 1)} \quad (63)$$

Bastos (2019) recomenda que o espaçamento entre barras deve corresponder a valores entre 10 cm e 20 cm.

2.8 Normatização brasileira para projetos de fundações

A atualização de Normas Técnicas é um processo importante e necessário para adequar as exigências às novas práticas e inovações desenvolvidas pelo mercado.

O primeiro esboço de anteprojeto da Norma de Fundações foi elaborado por uma comissão formada pela ABMS em 1959. Essa comissão que tinha como função apreciar as sugestões e elaborar o projeto final encaminhou à ABNT um documento que resultou na norma NB-51 (1960). Esta norma foi cancelada e substituída pela NB-51 (1978) e posteriormente pela NBR 6122 (ABNT, 1996) que foi novamente cancelada e substituída pela NBR 6122 (ABNT, 2010) e, finalmente, pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

Dentre as diversas alterações, destaca-se a evolução da metodologia para determinação da tensão admissível. Como visto anteriormente, a NBR 6122 (ABNT, 2019) define a tensão admissível como a grandeza fundamental de um projeto de fundações por sapatas, que consiste na máxima tensão aplicada ao terreno pela fundação rasa que atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.).

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2011), as versões da NBR 6122 anteriores a 2010 apresentavam uma tabela, denominada na NBR 6122 (ABNT, 1996) como Tabela de Pressões Básicas (Tabela 3), de valores de tensão admissível. De natureza empírica, com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compacidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais), esses valores serviam como uma orientação inicial.

A partir da versão de 2010, essa tabela, de amplo conhecimento no meio geotécnico, foi excluída, assim como foi desconsiderado o uso de métodos empíricos como procedimento para a determinação da tensão admissível, em termos de ELU. Em compensação, essa norma alterou a definição de método semiempírico, e fez com que antigos métodos empíricos passassem a ser considerados semiempíricos.

Atualmente a NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que a tensão admissível, pode ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos procedimentos relacionados a prova de carga sobre placa, métodos teóricos ou semiempíricos. Apesar desta imposição normativa, nota-se, frequentemente, a não realização da investigação do subsolo em obras de

menor porte no Brasil, ou até mesmo a utilização de valores predeterminados, como os representados na Tabela 3, para a definição da tensão admissível, o que pode acarretar no superdimensionamento, ou até mesmo no subdimensionamento, não contemplando os requisitos de segurança do projeto de fundações (PFENG; PARIZOTTO; DOBKOVSKI, 2016; TEIXEIRA, 2015; STOCO, 2016; MAGALHÃES; SEGRE; URBAN, 2019).

Tabela 3 – Pressões Básicas (σ_0).

Classe	Descrição	Valores (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	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados – conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Notas: a) Para a descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições da NBR 6502.

b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais.

c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

d) Os valores da Tabela 3, válidos para largura de 2 m, devem ser modificados em função das dimensões e da profundidade das fundações conforme prescrito em 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7.

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 1996).

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Material

3.1.1 Edificação

Para realizar a análise proposta no trabalho, projetou-se uma edificação residencial de três pavimentos, sendo o pavimento térreo ocupado por garagens e o primeiro e segundo pavimentos compostos, cada um, por dois apartamentos. A edificação apresenta 550,50 m² construídos, com 183,50 m² de área de projeção no terreno. Os terrenos em que a edificação será implantada apresentam 300 m², sendo 12 m de frente e 25 m de profundidade. As plantas baixas da edificação e o pórtico 3D da estrutura estão ilustrados no APÊNDICE A.

Utilizou-se um *software* estrutural para a determinação das cargas atuantes na fundação, e, para a definição das cargas verticais atuantes na edificação, como a sobrecarga de utilização dos ambientes, seguiu-se as recomendações da NBR 6120 (ABNT, 2019).

A Tabela 4 apresenta as cargas verticais características atuantes na fundação resultantes dos pilares. Cabe destacar que o software em questão cria a planta de carga com valores característicos, de modo a facilitar o dimensionamento das fundações.

Pode ser encontrada, no APÊNDICE B deste trabalho, a planta de cargas da edificação, que consiste na representação gráfica dos pilares, devidamente posicionados e cotados, com a representação de suas dimensões e cargas.

Tabela 4 – Cargas verticais características atuantes na fundação.

Fundação		Carga atuante (tf)
Nome	Seção (cm)	
P1	20 x 25	16,63
P2	20 x 25	29,98
P3	20 x 25	16,49
P4	20 x 25	34,45
P5	20 x 30	63,42
P6	20 x 25	33,69
P7	20 x 25	26,47
P8	20 x 30	52,35
P10	20 x 30	39,27
P12	20 x 25	26,71
P13	20 x 30	52,65
P15	20 x 30	39,27
P17	20 x 25	33,35
P18	20 x 30	62,74
P19	20 x 25	33,56
P20	20 x 25	25,24
P21	20 x 25	36,64
P22	20 x 25	17,89

Fonte: Do autor (2020).

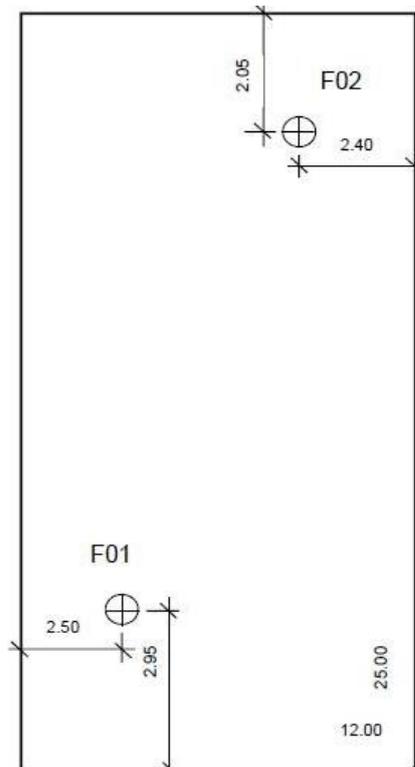
3.1.2 Caracterização das áreas de implantação

A edificação será implantada em dez terrenos distintos e de mesmo tamanho (12 m x 25 m), sendo cinco destes localizados no município de Lavras e cinco no município de Viçosa, Minas Gerais. Os dez terrenos foram escolhidos, dentre as diversas opções de terrenos com sondagem que se tinha a disposição, de forma aleatória, ou seja, não houve qualquer pré-análise dos laudos de sondagem SPT (ANEXO I) para padronizar os resultados ou para facilitar a análise.

A fim de organizar a visualização dos terrenos, optou-se por nomear os laudos de sondagem em ordem numérica e vincular estes ao número do projeto. Assim, os laudos de 1 a 5 (Lavras) correspondem aos Projetos 1 a 5, e os laudos de 6 a 10 (Viçosa) correspondem aos Projetos 6 a 10.

De acordo com a Tabela 1, para edificações com menos de 200 m² de área de projeção faz-se necessário a realização de, no mínimo, dois furos de sondagem. Portanto, para os terrenos da edificação deste trabalho, que apresenta 183,50 m², deve-se fazer no mínimo dois furos para atender as recomendações da NBR 8036 (ABNT, 1983). Para os dez terrenos do trabalho, foram realizadas sondagens com 2 furos. A Figura 14 representa a locação dos furos de sondagem nas áreas de implantação.

Figura 14 – Locação dos furos de sondagem.



Fonte: Do autor (2020).

De posse das cargas verticais características atuantes, dimensões e locação dos pilares, e das características do terreno obtidas na investigação geotécnica, como a definição das camadas do solo, o nível d'água e valores de N_{SPT} , pode-se iniciar o desenvolvimento do projeto de fundações.

3.2 Métodos

Neste tópico será descrito como os projetos de fundações foram desenvolvidos e como se obteve os fatores que foram levados em consideração na análise dos resultados. A concepção de um projeto de fundações do tipo sapata isolada segue basicamente o seguinte procedimento:

- Determinação da tensão admissível com base em resultados de ensaios de campo e/ou laboratório;
- Dimensionamento geométrico das sapatas a partir da tensão admissível e cargas verticais atuantes na fundação;
- Estimativa do recalque atuante nas sapatas dimensionadas e compatibilização com os valores admissíveis para a estrutura;
- Dimensionamento estrutural da sapata levando em consideração as cargas verticais atuantes e os resultados do dimensionamento geométrico; e
- Detalhamento estrutural e geométrico da sapata apontando a sua locação no terreno e demais especificações que sejam pertinentes.

Cabe destacar que, como todos os pilares são retangulares, todas as sapatas dos projetos também serão retangulares, tendo em vista a recomendação de Bastos (2019) de se utilizar sapatas com balanços iguais.

Algumas variáveis são comuns a diversas etapas do projeto, como é o caso do cobrimento, da cota de embutimento e do peso específico do solo. Em relação ao cobrimento, apesar da NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentar uma tabela de cobrimento necessário, optou-se por padronizá-lo com valor equivalente a 5 cm por razões construtivas, este valor se mostra conservativo se comparado aos valores fornecidos pela referida norma. Em relação a cota de embutimento, optou-se por utilizar 1,5 m para todos os projetos.

Em relação ao peso específico do solo, utilizou-se as correlações propostas por Godoy (1972), sendo a Tabela 5 para solos argilosos e a Tabela 6 para solos arenosos.

Tabela 5 – Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972).

Tabela 6 – Peso específico de solos arenosos.

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	17	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Dura			

Fonte: Godoy (1972).

Para auxiliar no desenvolvimento dos projetos de fundação, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas no programa Microsoft Excel (2019). A elaboração dos projetos de fundação baseou-se na sequência de cálculo apresentada a seguir.

3.2.1 Determinação da tensão admissível

A tensão admissível foi determinada considerando a realização ou não de sondagens nos terrenos. Independentemente do cenário estudado, optou-se por empregar a recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2019) de dividir o terreno em regiões representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas para definição da tensão admissível.

Neste caso, como foram realizados dois furos de sondagem em cada terreno, logo definiu-se que as características geológicas provenientes de cada furo se referem a uma região representativa, ou seja, os resultados do furo 1 correspondem a região representativa 1, enquanto que os resultados do furo 2 correspondem a região representativa 2.

Com base na locação dos pilares e sondagens, definiu-se que a região representativa 1 abrange as sapatas correspondentes aos pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 e P10, e a região representativa 2 abrange as sapatas correspondentes aos pilares P12, P13, P15, P17, P18, P19, P20, P21 e P22.

Com os laudos de sondagem e conseqüentemente conhecimento das características dos terrenos, iniciou-se o processo de determinação da tensão admissível para os solos de cada

região representativa empregando as dez metodologias semiempíricas apresentadas no tópico 2.4.3.

A definição do bulbo de tensões para aplicação destas metodologias seguiu as recomendações de Cintra, Aoki e Albieiro (2011), na qual para efeitos práticos em fundações, pode-se considerar o bulbo de tensões com profundidades, a partir da cota de apoio dos elementos de fundação, de 2·B, 3·B e 4·B para sapatas circulares ou quadradas, retangulares e corridas, respectivamente.

Com isso pode-se calcular as tensões admissíveis pelos métodos semiempíricos levando em consideração o bulbo de tensões de sapatas quadradas e sapatas retangulares. Após a resolução de todas as metodologias, utilizou-se o método da 2ª média (BERBERIAN, 2018) a fim de se obter um valor de tensão admissível médio para cada região representativa, tanto para sapatas quadradas como para sapatas retangulares.

Segundo Berberian (2018) a adoção de uma média abrangendo sugestões de um maior número de autores renomados, além de aumentar a precisão dos resultados, oferecerá uma melhor sustentação jurídica nos casos de litígios judiciais.

Determina-se, inicialmente, um valor médio de tensão admissível fazendo uso de todos os resultados obtidos nas metodologias semiempíricas, em posse dessa 1ª média, calcula-se uma nova média dos resultados, mas desta vez descartando os valores que apresentarem desvio de 30%, acima e abaixo, do valor da 1ª média, sendo a 2ª média o valor utilizado como tensão admissível da região representativa.

Cabe destacar que essa metodologia é aplicada para sapatas quadradas e retangulares supondo-se dimensões B variando com incrementos de 0,10 m, e sapatas com dimensões B variando de 0,60 m a 3,00 m. Determina-se a tensão admissível levando em consideração o bulbo de tensões correspondente a várias dimensões para que, ao realizar o dimensionamento geométrico, tenha-se estimativas de tensão admissível que mais se aproximem da realidade.

Para o cenário no qual os projetos serão desenvolvidos considerando a inexistência de sondagens, utilizou-se como tensão admissível do terreno os valores fornecidos pela Tabela 3, relativa a pressões básicas da NBR 6122 (ABNT, 1996). Cabe destacar que, apesar das pressões básicas admissíveis variarem em função das dimensões da sapata, adotou-se como tensão admissível os valores de pressão básicas fornecidos pela tabela.

Sem a realização da investigação geotécnica no terreno, a camada superficial do solo pode ser identificada por meio de uma análise tátil-visual utilizando-se um trado helicoidal simples. Realizando-se este procedimento, determina-se a tensão admissível, por meio dos valores fornecidos na Tabela 3, correspondente ao tipo de solo identificado na camada

superficial. Este procedimento foi repetido para as duas regiões representativas dos dez projetos.

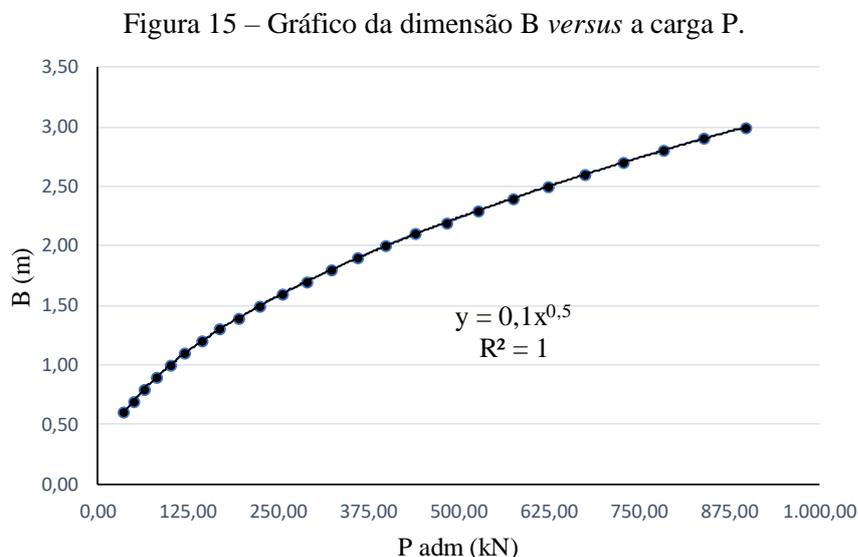
Cabe destacar que essa metodologia para definição da tensão admissível empregando a NBR 6122 (ABNT, 1996) por meio dos valores fornecidos pela Tabela 3 foi uma escolha do autor para se obter um padrão para os valores a serem utilizados como tensão admissível sem a realização da sondagem. Existem outras metodologias que fornecem valores predeterminados de tensão admissível em função dos tipos de solos, porém utilizou-se devido a sua ampla aplicabilidade no período de validade da NBR 6122 (ABNT, 1996).

3.2.2 Dimensionamento geométrico

De posse das dimensões e cargas dos pilares, e das tensões admissíveis, obtidas considerando a realização ou não de sondagens nos terrenos, iniciou-se o dimensionamento geométrico da sapata, ou seja, a definição da área da base das sapatas.

Apesar da recomendação normativa que o dimensionamento é feito acrescentando-se às cargas verticais características o peso próprio da sapata ou, no mínimo, 5 % do valor da carga vertical, optou-se por utilizar a recomendação de Campos (2015) apud Bastos (2019), no qual será utilizado o valor de majoração de 10 % do valor da carga vertical correspondente ao peso próprio da sapata.

Usualmente, o dimensionamento de sapatas quadradas é feito por meio da análise de gráficos que são construídos com intervalos de valores da dimensão B e com valores de carga vertical admissíveis para esta dimensão. Este gráfico, conforme indica a Figura 15, apresenta no eixo das abcissas a carga P e no eixo das ordenadas a dimensão B.



Fonte: Do autor (2020).

Obtém-se, por meio deste gráfico, uma equação de melhor ajuste para o projeto. Para se obter a dimensão B correspondente à carga vertical, basta substituir a variável x desta equação de melhor ajuste pela carga do pilar, obtendo-se, então, um valor de y que corresponde à dimensão B da sapata necessária para distribuir a carga do pilar para o solo com segurança. Por se tratar de sapatas quadradas, a dimensão A é equivalente à dimensão B.

Para sapatas retangulares, fazendo-se uso da Equação (22), que será rerepresentada como Equação (64) de forma a facilitar o entendimento, e com auxílio do programa Microsoft Excel (2019), criou-se uma sequência de cálculos iterativos de forma que a dimensão B encontrada fosse compatível com a tensão admissível correspondente a essa dimensão.

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b - a) \sqrt{1/4 \cdot (b - a)^2 + A_b} \quad (64)$$

O processo iterativo ocorre na variável A_b , que pode ser encontrada como Equação (19) e será rerepresentada como Equação (65) para facilitar o entendimento.

$$\frac{P}{A_b} \leq \sigma_a \rightarrow A_b \geq \frac{P}{\sigma_a} \rightarrow P \leq \sigma_a * A_b \quad (65)$$

Substituindo-se a variável A_b pela Equação (65), obtém-se a Equação (66).

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b - a) \sqrt{1/4 \cdot (b - a)^2 + \frac{P}{\sigma_a}} \quad (66)$$

De posse da carga P, proveniente do pilar, o processo iterativo consiste na busca de um valor para a dimensão B que apresente tensão admissível correspondente ao bulbo de tensões da dimensão B. A dimensão A pode ser determinada utilizando-se a Equação (23).

As dimensões serão apresentadas de forma que estas sejam múltiplas de 5 cm, conforme recomendação de Bastos (2019).

3.2.3 Recalques

A realização da investigação geotécnica se mostra fundamental para a previsão do recalque atuante na estrutura, pois necessita-se conhecer as características do solo, como nível d'água, classificação do material, profundidade da camada e valores de N_{SPT} para se realizar o cálculo.

Para o cenário no qual serão considerados a realização da sondagem, utilizou-se o Método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978) para a previsão do recalque total dos elementos de fundação. Para o cenário considerando a não realização das sondagens não foi

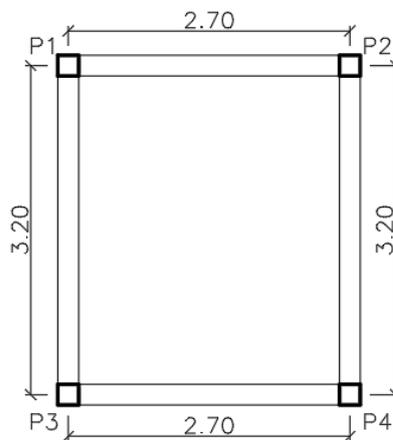
possível calcular os recalques, tendo em vista que sem o laudo de sondagem não é possível conhecer as características do solo.

Cabe destacar que, como todas as sapatas do trabalho apresentam geometria retangular, o cálculo do recalque total seguiu a metodologia recomendada para sapatas intermediárias. Apresenta-se a seguir algumas considerações utilizadas no processo de cálculo pelo Método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978).

Como há interesse apenas pelo recalque imediato, sem o acréscimo do tempo, basta considerar C2 equivalente a 1. Como o método de Schmertmann, Hartman e Brown (1978) tem como essência a divisão do solo em subcamadas, logo optou-se por padronizar o diagrama de Schmertmann em 50 subcamadas distintas para todas as sapatas do trabalho, com dimensões variando conforme espessura do bulbo de recalques. imediato.

Para o cálculo do recalque diferencial, necessita-se, primeiramente, definir quais sapatas estão ligados pela viga baldrame da estrutura. A fim de exemplificar essa análise, a Figura 16 apresenta um esquema estrutural com 4 pilares.

Figura 16 – Esquema estrutural com 4 pilares.



Fonte: Do autor (2020).

Observa-se no esquema estrutural representado pela Figura 16 que o pilar P1 é ligado aos pilares P2 e P3 por viga baldrame, portanto, para a análise do recalque diferencial em P1, necessita-se conhecer o recalque total das sapatas relacionadas aos pilares P1, P2 e P3 e para o cálculo da distorção angular, deve-se conhecer também a distância L entre os eixos dos pilares P1 - P2 e P1 - P3.

De posse dos resultados de recalque total e diferencial e da distorção angular, verifica-se os limites de tolerância de recalque nas estruturas. Cabe destacar que na análise da distorção angular, o limite aceitável para a não ocorrência de trincas em paredes de edifícios equivale a 1/300 e para a não ocorrência de danos estruturais em vigas e pilares equivale a 1/150.

Caso estas recomendações não sejam atendidas, dimensiona-se a base das sapatas novamente a fim de se obter geometrias que apresentem valores de recalques permitidos.

3.2.4 Dimensionamento estrutural

Considerou-se a utilização de um concreto com F_{ck} equivalente a 20 MPa, feito manualmente, com traço 1: 2: 3. Em relação ao aço, optou-se por utilizar apenas armaduras relativas ao aço CA-50, correspondendo às bitolas equivalentes a 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm. Não foram mencionadas as bitolas superiores pois não foram utilizadas em nenhuma sapata.

Como as sapatas rígidas têm a preferência no projeto de fundações, por serem menos deformáveis, menos sujeitas à ruptura por punção e mais seguras, logo optou-se por utilizar somente sapatas rígidas nos projetos de fundação deste trabalho.

O dimensionamento estrutural foi realizado empregando-se o Método do CEB-70 e o tradicional Método das Bielas a fim de se avaliar as possíveis diferenças nos resultados obtidos por cada uma das metodologias. Os cálculos foram realizados em uma planilha desenvolvida pelo autor no programa Microsoft Excel (2019).

Durante a etapa da escolha da armadura a ser utilizada na sapata, buscou-se escolher a bitola de menor diâmetro que atenda ao espaçamento permitido. Este padrão foi mantido para se obter, sempre que possível, a mesma bitola para todas as sapatas de cada projeto, a fim de facilitar uma possível execução do projeto.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 22.6.4.1.1 especifica que as barras das armaduras de flexão sejam estendidas até as faces nas extremidades da sapata, e terminadas em gancho, sem especificar detalhes quanto ao comprimento. Por isso, apesar de se ter recomendações quanto ao cálculo gancho, como por exemplo a recomendação de Bastos (2019), optou-se por padronizar os ganchos com dimensão equivalente a 10 cm, a fim de se obter valores semelhantes para as duas metodologias e não prejudicar a etapa de quantificação de consumo de material.

Cabe destacar que, apesar da formulação estar apresentada no Método do CEB-70, a tensão na diagonal de compressão foi verificada para as duas metodologias.

3.2.5 Determinação dos quantitativos e custos dos projetos

Para esta etapa da análise foi levado em consideração apenas o consumo do concreto e aço nos projetos de fundação, ou seja, não foi considerado o custo da mão de obra, locação de equipamentos e outros.

Para a quantificação do concreto necessário, utilizou-se a Equação (67).

$$V = A \cdot B \cdot h_0 + \frac{(h - h_0)}{3} \cdot (A \cdot B \cdot a \cdot b + \sqrt{A \cdot B \cdot a \cdot b}) \quad (67)$$

De posse do volume de concreto utilizado, calculou-se a quantidade consumida de cada material constituinte do concreto com base no traço utilizado no projeto.

Para a quantificação do aço utilizado, calculou-se o comprimento total referente a cada bitola, e fazendo uso da massa nominal correspondente a cada bitola, obteve-se a massa total de cada tipo de aço utilizado nas sapatas, sendo a massa nominal do aço 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm igual a 0,245 kg/m, 0,395 kg/m e 0,617 kg/m, respectivamente.

Com relação aos preços dos materiais, os valores foram obtidos através de orçamentos fornecidos por empresas situadas em Lavras e Viçosa no mês de maio de 2020. De posse dos valores de cada empresa, fez-se uma média simples para se obter os valores a serem utilizados na etapa de definição dos custos do projeto. Após esta pesquisa, obteve-se os valores representados pela Tabela 7.

Tabela 7 – Preços dos materiais.

Material	Saco de cimento	Areia (1 m ³)	Brita (1 m ³)	Aço 6,3 mm	Aço 8,0 mm	Aço 10,0 mm	Sondagem SPT 2 furos
Preço	R\$ 18,00	R\$ 38,00	R\$ 52,00	R\$ 5,20 / kg	R\$ 5,07 / kg	R\$ 4,74 / kg	R\$ 2.000,00

Fonte: Do autor (2020).

Cabe destacar a diferença do custo do ensaio de sondagem entre as duas cidades, sendo o equivalente a R\$ 2.200,00 para Lavras e R\$ 1.800,00 para Viçosa, apesar desta diferença, optou-se por utilizar um valor médio entre os valores das duas cidades. Destaca-se, também, que o custo obtido para areia e brita foi referente a um caminhão, convertendo-os para m³ de acordo com a capacidade dos caminhões das empresas.

Com os quantitativos e custos unitários, calculou-se o custo total de cada material utilizado no projeto por meio de planilhas desenvolvidas pelo autor no programa Microsoft Excel (2019).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, será feita a análise da importância da realização da sondagem SPT por meio dos resultados obtidos nos dez projetos de fundação, com e sem a consideração da realização da sondagem do terreno.

Como visto ao longo do trabalho, utilizou-se duas metodologias distintas (CEB-70 e Método das Bielas) para o dimensionamento estrutural das sapatas, portanto, as análises serão feitas levando em consideração as duas metodologias de dimensionamento.

Destaca-se que a bitola de todos os pilares da edificação, obtida através do projeto estrutural, equivale a 10 mm.

Os resultados deste trabalho serão apresentados em forma de tabelas e gráficos para facilitar a visualização dos resultados para posterior análise comparativa. Buscou-se comparar os fatores mais relevantes de um projeto de fundações para que se tenha uma análise mais completa acerca do tema.

A Tabela 8 apresenta as tensões admissíveis utilizadas em cada região representativa dos projetos de acordo com a Tabela 3.

Tabela 8 – Tensão admissível para os projetos sem a consideração da realização da sondagem.

Projeto	Região representativa 1 (kPa)	Região representativa 2 (kPa)
1	100,00	100,00
2	100,00	100,00
3	200,00	100,00
4	100,00	100,00
5	100,00	100,00
6	100,00	100,00
7	100,00	100,00
8	100,00	200,00
9	200,00	200,00
10	100,00	100,00

Fonte: Do autor (2020).

Sabe-se que as sapatas transmitem a carga para o solo predominantemente pelas pressões distribuídas sob a sua base, portanto, a área da base das sapatas é um ponto fundamental a ser analisado.

A Tabela 9 apresenta a área total da base das sapatas por projeto, apresentando os valores obtidos com e sem a consideração da realização da sondagem. A Figura 17 ilustra a quantificação das sapatas que, ao não se considerar a realização da sondagem, apresentaram área da base inferior à área da base obtida no dimensionamento com a consideração da sondagem, ou seja, sapatas que, caso não se faça a sondagem, apresentam área insuficiente para transmissão das cargas do pilar para o solo.

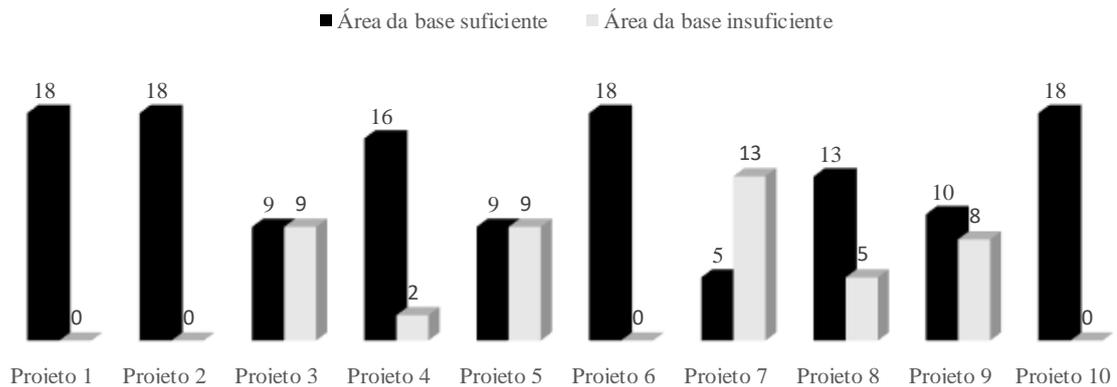
Tabela 9 - Área total da base das sapatas por projeto.

Projeto	Com sondagem (m ²)	Sem sondagem (m ²)
1	33,39	72,23
2	51,95	72,23
3	52,61	54,51
4	64,74	72,23
5	81,41	72,23
6	63,30	72,23
7	77,96	72,23
8	41,55	54,24
9	34,21	36,52
10	63,34	72,23

Fonte: Do autor (2020).

Analisando-se os dados da Figura 17, observa-se que a situação mais crítica ocorre no Projeto 7, onde 13 das 18 sapatas do projeto apresentaram área da base insuficiente. Este subdimensionamento das áreas de base pode levar a problemas nas análises do ELU (ruptura) e do ELS (recalque).

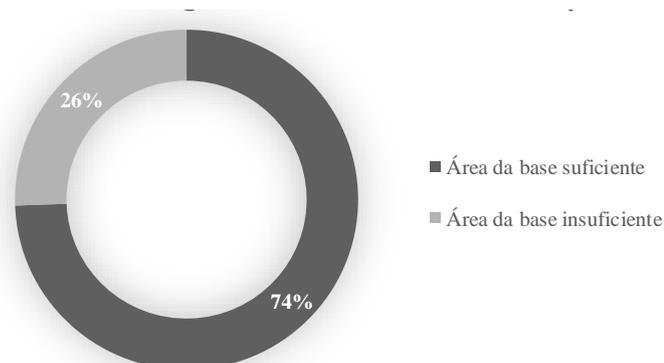
Figura 17 - Quantificação das sapatas com área da base insuficiente.



Fonte: Do autor (2020).

A Figura 18 ilustra o panorama geral das sapatas que apresentaram área da base insuficiente.

Figura 18 – Panorama geral das sapatas com área da base insuficiente.



Fonte: Do autor (2020).

Analisando-se o Projeto 7, fica evidente que a realização da sondagem é fundamental para a realização do seu projeto de fundações. Tendo em vista que no projeto sem sondagem, mesmo utilizando um valor de tensão considerado baixo (100 kPa), constata-se ao se analisar os resultados considerando a sondagem que, para certos bulbos de tensão, o solo apresenta tensão admissível menor que o valor obtido da Tabela 3, ou seja, apesar de apresentar valores conservativos, a Tabela 3 pode fornecer valores que não demonstram a real situação do terreno.

O mesmo pode ser observado em outros projetos, como por exemplo na região representativa 1 do Projeto 5. Portanto, fica claro que, apesar de apresentar valores conservativos, obter fundações subdimensionadas fazendo uso de valores predeterminados, como os valores da Tabela 3, pode ser uma situação recorrente.

Situação similar ocorre na região representativa 1 do Projeto 3, mas, neste caso, o terreno apresenta elevada capacidade resistiva ao se analisar somente a camada superficial, porém, observa-se considerável diminuição de sua resistência ao longo da profundidade, o que também proporcionou subdimensionamento das sapatas respectivas a este terreno. O mesmo pode ser observado em regiões representativas dos Projetos 8 e 9.

Para estes projetos, as tensões admissíveis para os projetos sem a consideração da sondagem equivalem a 200 kPa (Tabela 8), valor que não previu a redução do N_{SPT} em algumas camadas de solo, resultando no subdimensionamento de algumas sapatas.

Observa-se, também, que esta diferença nos resultados do dimensionamento geométrico leva a uma diferença de consumo de concreto nos projetos com e sem a consideração da sondagem. A Tabela 10 evidencia o consumo total de concreto nos projetos considerando-se o dimensionamento pelo Método das Bielas, enquanto que a Tabela 11 apresenta o consumo de concreto considerando-se o Método do CEB-70.

Tabela 10 – Consumo total de concreto nas sapatas (Método das Bielas).

Projeto	Com sondagem (m³)	Sem sondagem (m³)
1	9,70	28,48
2	17,59	28,48
3	17,97	19,87
4	24,18	28,48
5	34,51	28,48
6	24,11	28,48
7	32,93	28,48
8	13,28	20,13
9	10,10	10,92
10	24,21	28,48

Fonte: Do autor (2020).

Tabela 11 – Consumo total de concreto nas sapatas (Método do CEB-70).

Projeto	Com sondagem (m ³)	Sem sondagem (m ³)
1	9,87	29,32
2	17,74	29,32
3	18,11	19,43
4	24,86	29,32
5	34,51	29,32
6	24,94	29,32
7	33,58	29,32
8	13,43	20,67
9	10,19	11,18
10	25,04	29,32

Fonte: Do autor (2020).

A análise do recalque atuante na estrutura é um fator de extrema importância que a ausência da realização de investigações geotécnicas não permite avaliar. Os dez projetos que contaram com os resultados da sondagem foram verificados quanto ao recalque total, diferencial e distorção angular permitidos para a estrutura. Por outro lado, não foi possível realizar essas verificações para os projetos sem a consideração da sondagem,

A não avaliação dos recalques prejudica as análises relativas ao ELS, podendo levar a um subdimensionamento das sapatas dos projetos sem sondagem. Além disso, ausência dessa verificação pode resultar em patologias das mais simples às mais graves, afetando o desempenho da estrutura e colocando vidas em risco.

Em relação ao consumo de aço, não é possível realizar análises comparativas de forma precisa, tendo em vista que o projeto conta apenas com sapatas rígidas. Conforme ilustra a Equação (37), a altura da sapata (h), e conseqüentemente a altura útil (d), das sapatas rígidas varia acompanhando as dimensões A e B . As Equações (46) e (47) mostram que o cálculo da área de aço da sapata é influenciado pela altura útil (d), portanto, tratando-se de sapatas rígidas, as variações das dimensões A e B proporcionam valores de área de aço que não permitem realizar análises comparativas precisas.

Partindo para uma análise mais detalhada das sapatas, diversos pontos podem fortalecer ainda mais a importância da realização de sondagem. Como exemplo, para a sapata 8 dos Projetos 1, 6 e 7, sapata correspondente ao pilar P8, que apresenta dimensão b equivalente 0,20 m, a equivalente a 0,30 m e carga equivalente a 523,50 kN.

Analisando-se os laudos de sondagem dos três projetos, observa-se que os terrenos apresentam características bastante variadas no que diz respeito ao tipo de solo, cota do nível de água e N_{SPT} , resultando em tensões admissíveis diferentes em cada situação. Porém, fazendo-se uso da Tabela 3, observa-se que esta fornece o mesmo valor de tensão admissível para os três terrenos, equivalente a 100 kPa, algo que não corresponde à realidade.

Essas diferenças proporcionam sapatas com características únicas para cada terreno, mesmo sendo solicitadas pela mesma carga, conforme ilustra a Tabela 12. A fim de padronizar os dados, serão apresentados os resultados obtidos pelo dimensionamento estrutural por meio do Método do CEB-70.

Tabela 12 – Detalhamento da sapata 8 para diversos projetos (Método do CEB-70).

Projeto	B (m)	A (m)	h (m)	h ₀ (m)	Paralelo ao lado A			Paralelo ao lado B		
					φ (mm)	n° de barras	δ (cm)	φ (mm)	n° de barras	δ (cm)
1	1,80	1,90	0,55	0,20	8,00	15	12,00	8,00	15	12,00
6	2,30	2,40	0,75	0,30	8,00	15	15,00	8,00	15	15,00
7	2,50	2,60	0,80	0,30	8,00	15	16,00	8,00	15	16,00
1 sem sondagem	2,40	2,50	0,75	0,30	8,00	15	16,00	8,00	15	16,00

Fonte: Do autor (2020).

A Tabela 12 mostra os diferentes resultados de geometria e detalhamento estrutural da sapata devido à esta diferença dos valores de tensão admissível, evidenciando a importância da obtenção da tensão admissível através dos resultados do laudo de sondagem para se evitar subdimensionamentos ou superdimensionamentos.

Comparando-se os resultados do Projeto 1 com os resultados do Projeto sem sondagem, observa-se que a sapata sem a consideração da sondagem está superdimensionada. A sapata do projeto com sondagem apresenta área de base equivalente a 3,42 m², correspondendo a um consumo de 1,14 m³ de concreto, já o projeto sem a realização da sondagem apresenta área de base equivalente a 6,00 m², correspondendo a um consumo de 2,80 m³ de concreto, o que evidencia a ocorrência de desperdício de material e aumento nos custos de execução.

Comparando-se os resultados do Projeto 7 com os resultados do Projeto sem sondagem, observa-se que a sapata sem a consideração da sondagem está subdimensionada, ou seja, não apresenta as características necessárias para garantir a segurança da fundação. A sapata do Projeto 7 apresenta área de base igual a 6,50 m², correspondendo a um consumo de 3,15 m³ de concreto, já o projeto sem a realização da sondagem apresenta área de base igual 6,00 m², correspondendo a um consumo de 2,80 m³ de concreto, evidenciando que a sapata apresenta área da base insuficiente para transmitir ao solo as cargas da edificação adequadamente.

A seguir, será apresentado um panorama geral dos custos totais dos materiais (concreto e aço) utilizados nas sapatas de cada projeto. Cabe ressaltar que o custo total dos projetos com a consideração da realização da sondagem é acrescido do custo da sondagem.

A Tabela 13 apresenta os custos totais dos projetos utilizando-se o Método das Bielas e a Tabela 14 empregando o Método do CEB-70 para a realização do dimensionamento estrutural.

Observa-se que os projetos, ao serem dimensionados pelo Método do CEB-70, apresentaram um custo maior. Essa diferença se justifica pelo fato do método contemplar algumas verificações adicionais em relação ao Método das Bielas. Dentre estas verificações, destaca-se a determinação de uma altura útil de valor maior ou igual ao comprimento de ancoragem da armadura do pilar (Figura 11), essa verificação proporciona sapatas mais altas, logo, com maior consumo de material, resultando em projetos mais caros.

Tabela 13 – Custos totais dos projetos (Método das Bielas).

Projeto	Custo com sondagem (R\$)	Custo sem sondagem (R\$)	Custo da sondagem (R\$)	Diferença (R\$)
1	2.492,64	5.530,63	2.000,00	1037,99
2	3.805,68	5.530,63	2.000,00	- 275,05
3	3.866,56	4.146,59	2.000,00	- 1.719,97
4	4.778,76	5.530,63	2.000,00	- 1.248,13
5	6.438,41	5.530,63	2.000,00	- 2.907,78
6	4.840,90	5.530,63	2.000,00	- 1.310,27
7	6.197,88	5.530,63	2.000,00	- 2.667,25
8	3.107,86	4.092,44	2.000,00	- 1.015,42
9	2.568,21	2.708,40	2.000,00	- 1.859,81
10	4.840,40	5.530,63	2.000,00	- 1.309,77

Fonte: Do autor (2020).

Tabela 14 – Custos totais dos projetos (Método do CEB-70).

Projeto	Custo com sondagem (R\$)	Custo sem sondagem (R\$)	Custo da sondagem (R\$)	Diferença (R\$)
1	2.613,28	5.814,57	2.000,00	1.201,29
2	3.971,79	5.814,57	2.000,00	- 157,22
3	4.035,60	4.360,35	2.000,00	- 1.675,25
4	5.053,25	5.814,57	2.000,00	- 1.238,68
5	6.722,22	5.814,57	2.000,00	- 2.907,65
6	5.123,07	5.814,57	2.000,00	- 1.308,50
7	6.475,91	5.814,57	2.000,00	- 2.661,34
8	3.251,35	4.300,88	2.000,00	- 950,47
9	2.688,17	2.846,66	2.000,00	- 1.841,51
10	5.130,21	5.814,57	2.000,00	- 1.315,64

Fonte: Do autor (2020).

As Tabelas 13 e 14 mostram que o Projeto 1, independente da metodologia de dimensionamento e mesmo com o acréscimo do custo da sondagem, apresenta menor custo total com a consideração da realização da sondagem, fato que evidencia que a realização da sondagem pode resultar em projetos mais econômicos, mesmo levando em consideração o custo da sondagem.

Essa redução do custo total ao se realizar a sondagem é resultado do aumento do N_{SPT} ao longo das camadas de solo, ocasionando um bulbo de tensões com alta tensão admissível (apresentando valores acima de 200 kPa) para os bulbos de tensões considerados, resultando

em sapatas menores, ou seja, com menor consumo de material. Fato este que não é elucidado caso não se considere a realização da sondagem, tendo em vista que a tensão admissível utilizada no projeto equivale a 100 kPa (Tabela 8).

Para evidenciar a baixa influência econômica que a realização da sondagem tem no projeto, basta fazer uma análise comparativa do custo da sondagem com o custo total da edificação. De acordo com o Sinduscon-MG, o custo previsto, em junho de 2020, para se construir uma edificação de padrão semelhante à deste trabalho, em Minas Gerais, equivale a R\$ 1.708,65/ m². A edificação analisada contém 550,50 m², correspondendo a um custo previsto total de R\$ 940.611,83 para a sua construção.

Conforme visto na Tabela 7, o custo de uma sondagem com 2 furos equivale a 2.000,00 reais, portanto, para este projeto, o custo da sondagem corresponde a cerca de 0,22 % do custo total do projeto. Este valor está em conformidade ao relatado por Schnaid e Odebrecht (2012), no qual destacam que o custo da execução da sondagem varia entre 0,2 e 0,5 % do custo total da obra. O baixo custo das sondagens em relação ao valor da obra e os resultados apresentados evidenciam que o conhecimento das reais características do subsolo além de garantir a segurança do projeto, pode reduzir os custos do projeto de fundações.

Outro ponto que destaca a importância da realização da sondagem é a sua utilização para a escolha do melhor tipo de fundação para a edificação. Berberian (2018) salienta que, caso ocorram camadas moles dentro do bulbo de tensões, ou a uma profundidade menor que 4·B abaixo da sapata, recomenda-se utilizar fundações profundas. Alonso (1983) apud Alva (2007) destaca que fundações superficiais não devem ser usadas em solos que apresentam aterro não compactado, argila mole, areia fofa e muito fofa, solos colapsíveis e terrenos onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica economicamente. A verificação dessas recomendações só é possível fazendo uso dos resultados de investigações geotécnicas.

Observa-se em alguns terrenos deste trabalho a ocorrência de camadas de argila mole, em especial nos Projetos 5 e 7, portanto, somente por meio da realização de sondagem seria possível constatar que as fundações superficiais não seriam a melhor opção para estes projetos. Fato este observado no alto custo dos respectivos projetos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Buscou-se através desta análise evidenciar a importância da realização de investigações geotécnicas, em especial da sondagem SPT, para realização de projetos de fundação do tipo sapata isolada rígida. Embora um projeto envolva outros pontos de análise além dos apresentados, o trabalho conseguiu destacar os detalhes mais importantes a serem levados em consideração em um projeto de fundações, como os custos e verificação do atendimento aos requisitos de segurança.

Observou-se que o dimensionamento estrutural empregando o Método do CEB-70 abrange mais verificações que o Método das Bielas e, apesar de proporcionar projetos com valores um pouco mais altos, apresenta-se como uma metodologia mais completa e com resultados mais conservativos.

A análise realizada neste trabalho conseguiu evidenciar os riscos e limitações decorrentes da não realização da sondagem, além de mostrar que a realização desta, além de gerar projetos seguros, pode proporcionar economia de material, e consequentemente, reduzir os custos do projeto.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Em vista dos estudos realizados sugere-se:

- Utilização de edificações com cargas diferentes, em especial cargas com menores magnitudes;
- Emprego de laudos de sondagem que contenham maior variabilidade de solos;
- Realização de análises que utilizem como comparação resultados de outros tipos de investigações geotécnicas, tais como prova de carga, CPT, PMT e outras; e
- Realização de análises com projetos de outros tipos de fundação.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P. J.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. 1. Ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2020.
- ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de sapatas**. Disciplina ECC 1008 – Estruturas de Concreto. Santa Maria, 2007. Disponível em:<coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>. Acesso em 15 de maio de 2020.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. Ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2010. Volume 4.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas e edificações: Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios: Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.
- BASTOS, P. S. dos S. **Sapatas de fundação**. Disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III. Bauru, 2019. Disponível em:<www.wp.unesp.br/pbastos>. Acesso em 15 de maio de 2020.
- BERBERIAN, D. **Engenharia de fundações: Passo-a-passo**. 4. Ed. Brasília: Editora Infraso, 2018.
- CASTRO, R. M. de. **Uso da planilha Excel para estimativa de recalques diferenciais em fundações superficiais**. 2010. 67p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2010.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIEIRO, J. H. **Fundações diretas**: Projeto geotécnico. 1. Ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C de H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. Ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2013.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Bulletin d'Information n.73. Paris, 1970.

CURTI, R. M. **Recalque em fundações: Origens, conseqüências para a edificação, possíveis soluções e comparativo de métodos de cálculo**. 2018. 34p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - UniCesumar, Maringá, 2018.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação de Engenharia**. São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1972.

HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. (Danish) Geoteknisk Institut, Bulletin n. 11, Copenhagen, 1961.

HANSEN, J. B. **A revised and extended formula for bearing capacity**. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 28, Copenhagen, 1970, p. 5-10.

MAGALHÃES, J. L.; SEGRE, T. S. P.; URBAN, R. C. **Importância de ensaios geotécnicos em obras de pequeno porte: Uma abordagem estatística multivariada**. Integração Engenharia, [S.I.] v.1, n. 1, 2019. ISSN 2596-0865. Disponível em: <<http://integracao.feb.unesp.br/index.php/RIE/article/view/25/pdf>>. Acesso em: 29 jul. 2020.

MICROSOFT OFFICE EXCEL. Excel para Office 365. Versão 1910. Microsoft Corporation, 2019.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. Geotechnique, v. 2, p. 301 – 332, 1951.

LEBELLE, P. **Semelles de beton arme**. International Association for Bridge and Structural Engineering, v. 4. 1936.

PFENG, A.; PARIZOTTO, G. N.; DOBKOVSKI, L. R. **Importância da sondagem de solos na construção civil**. Enaproc, [S.l.], v. 1, n. 1, jul. 2016. ISSN 2526-6012. Disponível em: <<https://periodicos.uniuv.edu.br/enaproc/article/view/59>>. Acesso em: 29 jul. 2020.

SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. **Improved strain influence factor diagrams**. Journal of Geotechnical Engng. Div., ASCE, 104(GT8), p. 1131-1135, 1978.

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

SINDUSCON. **Custos Unitários Básicos de Construção**. Belo Horizonte, 2020. Disponível em: <http://www.sinduscon-mg.org.br/wp-content/uploads/2020/07/tabela_cub_desonerado_junho_20.pdf>. Acesso em: 12 jul. 2020.

STOCO, C. E. **Caracterização de obras de engenharia em cidade de pequeno porte**. 2016. 48 p. Monografia (Especialista no curso de Pós Graduação em Gerenciamento de Obras) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

TEIXEIRA, P. J. R. **Viabilidade das sondagens de simples reconhecimento de solo para o dimensionamento de fundações em obras de baixo custo**. 2015. 57 p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - Centro Universitário de Formiga, Formiga, 2015.

TERZAGHI, K. **Erdbaumenchanik auf bodenphysikalischer grundlage**. Wien: Franz Deuticke, 1925.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, 1. Ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010. Volume completo.

VESIC, A. S. **Analysis of ultimate loads of shallow foudations**. Journal Soil Mechanics and Foudation Division, ASCE, v. 99, n. SM1, 1973.

VESIC, A. S. **Research on bearing capacity of soils**. 1970. Inédito. (apud Vesic, 1975).

ANEXO A – Fator de Capacidade KNB

CLASSE	DESCRIÇÃO	KNBR	KNBR
		MPa	Kg/cm ²
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinais de decomposição	3,0	30
2	Rochas estratificadas, com pequenas fissuras,	1,5	15
3	Rochas alteradas ou em decomposição (Saprólito)	Ver nota	(3)
4	Solo granulares concrecionado, conglomerado	1,0	10
5	Solo pedregulhoso Comp. a muito Comp. N72 19 a 40	0,6	6
6	Solo pedregulhoso fofo N72 < 4	0,3	3
		SPT	KNBR
		N72	KNBR
7 - AREIAS – S		MPa	Kg/cm²
S	Areia Mediamente Compacta	09	45,00
S	Areia Mediamente Compacta	10	45,45
S	Areia Mediamente Compacta	11	45,83
S	Areia Mediamente Compacta	12	46,15
S	Areia Mediamente Compacta	13	46,43
S	Areia Mediamente Compacta	14	46,67
S	Areia Mediamente Compacta	15	46,88
S	Areia Mediamente Compacta	16	47,06
S	Areia Mediamente Compacta	17	47,22
S	Areia Mediamente Compacta	18	47,37
S	Areia Compacta	19	47,50
S	Areia Compacta	20	50,00
S	Areia Compacta	21	51,22
S	Areia Compacta	22	53,66
S	Areia Compacta	23	54,76
S	Areia Compacta	24	57,14
S	Areia Compacta	25	58,14
S	Areia Compacta	26	60,47
S	Areia Compacta	27	61,36
S	Areia Compacta	28	63,64
S	Areia Compacta	29	64,44
S	Areia Compacta	30	66,67
S	Areia Compacta	31	68,89
S	Areia Compacta	32	69,57
S	Areia Compacta	33	71,74
S	Areia Compacta	34	72,34
S	Areia Compacta	35	74,47
S	Areia Compacta	36	75,00
S	Areia Compacta	37	77,08
S	Areia Compacta	38	77,55
S	Areia Compacta	39	7,80
S	Areia Compacta	40	80,00
S	Areia Mto. Compacta	SPT > 40	78,43
		SPT	KNBR
		N72	KNBR
8 - AREIAS SILTOSAS – S5M		MPa	Kg/cm²
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	9	56,25
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	10	58,82
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	11	57,89
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	12	60,00
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	13	59,09

8 - AREIAS SILTOSAS – S5M (continuação)		SPT N72	KNBR MPa	KNBR Kg/cm ²
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	14	58,33	5,96
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	15	60,00	5,98
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	16	59,26	5,99
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	17	60,71	6,01
S5M	Areia Siltosa Med. Comp	18	60,00	6,02
S5M	Areia Siltosa Compacta	19	61,29	6,11
S5M	Areia Siltosa Compacta	20	62,50	6,35
S5M	Areia Siltosa Compacta	21	65,63	6,58
S5M	Areia Siltosa Compacta	22	68,75	6,79
S5M	Areia Siltosa Compacta	23	69,70	7,01
S5M	Areia Siltosa Compacta	24	72,73	7,23
S5M	Areia Siltosa Compacta	25	73,53	7,44
S5M	Areia Siltosa Compacta	26	76,47	7,65
S5M	Areia Siltosa Compacta	27	77,14	7,83
S5M	Areia Siltosa Compacta	28	80,00	8,02
S5M	Areia Siltosa Compacta	29	82,86	8,22
S5M	Areia Siltosa Compacta	30	83,33	8,40
S5M	Areia Siltosa Compacta	31	86,11	8,59
S5M	Areia Siltosa Compacta	32	86,49	8,74
S5M	Areia Siltosa Compacta	33	89,19	8,92
S5M	Areia Siltosa Compacta	34	91,89	9,09
S5M	Areia Siltosa Compacta	35	92,11	9,26
S5M	Areia Siltosa Compacta	36	94,74	9,42
S5M	Areia Siltosa Compacta	37	94,87	9,56
S5M	Areia Siltosa Compacta	38	97,44	9,72
S5M	Areia Siltosa Compacta	39	97,50	9,87
S5M	Areia Siltosa Compacta	40	100,0	10,0
S5M	Areia Siltosa Mto. Compacta	SPT > 40	100,0	9,90
9 - AREIAS ARGILOSAS – S5C		SPT N72	KNBR MPa	KNBR Kg/cm ²
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	9	56,25	5,66
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	10	55,56	5,71
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	11	57,89	5,76
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	12	57,14	5,80
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	13	59,09	5,83
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	14	58,33	5,86
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	15	57,69	5,88
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	16	59,26	5,90
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	17	58,62	5,92
S5C	Areia Argilosa Med. Comp	18	60,00	5,94
S5C	Areia Argilosa Compacta	19	59,38	5,97
S5C	Areia Argilosa Compacta	20	62,50	6,21
S5C	Areia Argilosa Compacta	21	63,64	6,44
S5C	Areia Argilosa Compacta	22	66,67	6,67
S5C	Areia Argilosa Compacta	23	69,70	6,89
S5C	Areia Argilosa Compacta	24	70,59	7,10
S5C	Areia Argilosa Compacta	25	73,53	7,31
S5C	Areia Argilosa Compacta	26	74,29	7,51
S5C	Areia Argilosa Compacta	27	77,14	7,71
S5C	Areia Argilosa Compacta	28	77,78	7,89

9 - AREIAS ARGILOSAS – S5C (continuação)		SPT N ₇₂	KNBR MPa	KNBR Kg/cm ²
S5C	Areia Argilosa Compacta	29	80,56	8,08
S5C	Areia Argilosa Compacta	30	83,33	8,26
S5C	Areia Argilosa Compacta	31	83,78	8,45
S5C	Areia Argilosa Compacta	32	86,49	8,63
S5C	Areia Argilosa Compacta	33	86,84	8,80
S5C	Areia Argilosa Compacta	34	89,47	8,97
S5C	Areia Argilosa Compacta	35	92,11	9,14
S5C	Areia Argilosa Compacta	36	94,74	9,30
S5C	Areia Argilosa Compacta	37	94,87	9,46
S5C	Areia Argilosa Compacta	38	95,00	9,62
S5C	Areia Argilosa Compacta	39	97,50	9,75
S5C	Areia Argilosa Compacta	40	100,0	9,90
S5C	Areia Argilosa Mto. Compacta	SPT > 40	97,56	9,80

10 - ARGILAS OU SILTES PUROS – C/M		SPT N ₇₂	KNBR MPa	KNBR Kg/cm ²
C ou M	Argila ou Silte Médio	6	60,00	6,00
C ou M	Argila ou Silte Médio	7	58,33	5,83
C ou M	Argila ou Silte Médio	8	57,14	5,71
C ou M	Argila ou Silte Médio	9	56,25	5,63
C ou M	Argila ou Silte Médio	10	55,56	5,56
C ou M	Argila ou Silte Rijo	11	55,00	5,50
C ou M	Argila ou Silte Rijo	12	57,14	5,71
C ou M	Argila ou Silte Rijo	13	59,09	5,91
C ou M	Argila ou Silte Rijo	14	60,87	6,09
C ou M	Argila ou Silte Rijo	15	62,50	6,25
C ou M	Argila ou Silte Rijo	16	64,00	6,40
C ou M	Argila ou Silte Rijo	17	65,38	6,54
C ou M	Argila ou Silte Rijo	18	66,67	6,67
C ou M	Argila ou Silte Rijo	19	67,86	6,79
C ou M	Argila ou Silte Rijo	20	68,97	6,50
C ou M	Argila ou Silte Duro	SPT > 21	70,00	7,00

11 - SILTES ARENOSOS – M5S (comportam-se como solos granulares)		SPT N ₇₂	KNBR MPa	KNBR Kg/cm ²
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	9	64,29	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	10	62,50	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	11	61,11	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	12	63,16	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	13	61,90	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	14	70,00	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	15	62,50	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	16	61,54	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	17	62,96	6,25
M5S	Silte Arenoso Med. Compacto	18	62,07	6,25
M5S	Silte Arenoso Compacto	19	55,88	5,72
M5S	Silte Arenoso Compacto	20	58,82	5,78
M5S	Silte Arenoso Compacto	21	60,00	6,03
M5S	Silte Arenoso Compacto	22	62,86	6,29
M5S	Silte Arenoso Compacto	23	65,71	6,53
M5S	Silte Arenoso Compacto	24	66,67	6,76

11 - SILTES ARENOSOS – M5S		(continuação)	SPT	KNBR	KNBR
			N72	MPa	Kg/cm ²
M5S	Silte Arenoso	Compacto	25	69,44	7,00
M5S	Silte Arenoso	Compacto	26	72,22	7,24
M5S	Silte Arenoso	Compacto	27	75,00	7,48
M5S	Silte Arenoso	Compacto	28	77,78	7,71
M5S	Silte Arenoso	Compacto	29	80,56	7,95
M5S	Silte Arenoso	Compacto	30	81,08	8,17
M5S	Silte Arenoso	Compacto	31	83,78	8,40
M5S	Silte Arenoso	Compacto	32	86,49	8,60
M5S	Silte Arenoso	Compacto	33	89,19	8,82
M5S	Silte Arenoso	Compacto	34	89,47	9,04
M5S	Silte Arenoso	Compacto	35	92,11	9,26
M5S	Silte Arenoso	Compacto	36	94,74	9,47
M5S	Silte Arenoso	Compacto	37	97,37	9,69
M5S	Silte Arenoso	Compacto	38	102,70	10,16
M5S	Silte Arenoso	Compacto	39	100,0	10,10
M5S	Silte Arenoso	Compacto	40	102,56	10,31
M5S	Silte Arenoso Mto Compacto		> 40	102,56	10,31
12 - ARGILAS ARENOSAS – C5S		(comportam-se como solos plásticos)	SPT	KNBR	KNBR
			N72	MPa	Kg/cm ²
C5S	Argila Arenosa Média		6	42,86	4,26
C5S	Argila Arenosa Média		7	38,89	3,98
C5S	Argila Arenosa Média		8	38,10	3,79
C5S	Argila Arenosa Média		9	36,00	3,64
C5S	Argila Arenosa Média		10	35,71	3,55
C5S	Argila Arenosa Rija		11	37,93	3,75
C5S	Argila Arenosa Rija		12	40,00	3,95
C5S	Argila Arenosa Rija		13	40,63	4,13
C5S	Argila Arenosa Rija		14	42,42	4,29
C5S	Argila Arenosa Rija		15	44,12	4,45
C5S	Argila Arenosa Rija		16	45,71	4,60
C5S	Argila Arenosa Rija		17	47,22	4,74
C5S	Argila Arenosa Rija		18	48,65	4,86
C5S	Argila Arenosa Rija		19	50,00	4,99
C5S	Argila Arenosa Dura		20	52,63	5,24
C5S	Argila Arenosa Dura		21	53,85	5,45
C5S	Argila Arenosa Dura		22	56,41	5,68
C5S	Argila Arenosa Dura		23	58,97	5,91
C5S	Argila Arenosa Dura		24	61,54	6,14
C5S	Argila Arenosa Dura		25	64,10	6,36
C5S	Argila Arenosa Dura		26	65,00	6,58
C5S	Argila Arenosa Dura		27	67,50	6,80
C5S	Argila Arenosa Dura		28	70,00	7,02
C5S	Argila Arenosa Dura		29	72,50	7,23
C5S	Argila Arenosa Dura		30	75,00	7,44
C5S	Argila Arenosa Dura		31	75,61	7,65
C5S	Argila Arenosa Dura		32	78,05	7,86

12 - ARGILAS ARENOSAS – C5S (continuação)		SPT	KNBR	KNBR
		N72	MPa	Kg/cm²
C5S	Argila Arenosa Dura	38	90,48	9,07
C5S	Argila Arenosa Dura	39	92,86	9,26
C5S	Argila Arenosa Dura	40	95,24	9,46
C5S	Argila Arenosa Dura	41	95,35	9,65
C5S	Argila Arenosa Dura	42	97,67	9,84
C5S	Argila Arenosa Dura	43	100,00	10,02
C5S	Argila Arenosa Dura	44	102,33	10,21
C5S	Argila Arenosa Dura	45	104,65	10,39
C5S	Argila Arenosa Dura	46	104,55	10,57
C5S	Argila Arenosa Dura	47	106,82	10,76
C5S	Argila Arenosa Dura	48	109,09	10,93
C5S	Argila Arenosa Dura	49	111,36	11,11
C5S	Argila Arenosa Dura	> 50	113,64	11,34

Fonte: Berberian (2018).

ANEXO B – Valores de σ_a TAB

Característica do Terreno	σ_a kg/cm ²
A Terreno de aterro que não sofreu compactação artificialmente. Depende da constituição e espessura da camada de fundação, sua densidade, regularidade ou estratificação	0.0 a 1.0
B Solo natural (visivelmente intacto):.....	---
1. Lodo, turfa, Pt, solos pantanosos em geral	0.0
2. Solos compactos, não coesivos:	---
a. Areia fina e média, grãos até 1 mm	2.0
b. Areia grossa, grãos de 1 a 3mm	3.0
c. Areia Pedregulhosa com no mínimo um terço de Pedregulho /volume, Pedregulho até 70mm	4.0
3. Solos coesivos (silte, argila e marga):	
a. Muito mole, consistência de lama $N_{72} < 2$	0.0
b. Mole (facilmente amolgável) 3 a 5	0.4
c. Médio (dificilmente amolgável)..... 6 a 10	0.8
d. Rijo..... 11 a 19	1.5
e. Duro..... 20 a 50	3.0
4. Rochas com poucas falhas em estado são, não alteradas e com estratificações favorável. Quando muito falhadas ou estratificações desfavoráveis, reduzir os valores indicados para menos da metade :	
a. Em camadas de sucessão compactas (arenito, calcário, mármore, calcário dolomítico, xisto cristalino, xisto argiloso)	
- de fraca resistência	10.0
- de constituição dura, compacta (resistência e compressão superior a 50 kg/cm ²)	15.0
b. Em disposição maciça ou colunas (granito, diorito, porfírio, diabásio, basalto, ardósia, gnaisse)	30.0

Fonte: Berberian (2018).

ANEXO C – Fator de capacidade KDB

Coefficiente K_{BASE} de acordo com o tipo de solo e o SPT – Berberian (2015) 1/3													
SOLO	Class. Berb.	SPT (N_{72} Brasileiro)											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Areia (Sand)	S	5,21	5,21	5,21	5,21	5,01	5,16	5,28	5,39	5,89	5,96	6,03	6,09
Areia Mto Pco.. Siltosa	S3M	5,38	5,38	5,38	5,38	5,38	5,38	5,38	5,38	5,91	5,91	5,91	5,91
Areia Pco.. Siltosa	S4M	5,32	5,57	5,44	5,44	5,44	5,44	5,46	5,57	5,67	5,25	5,00	5,04
Areia Siltosa	S5M	4,40	5,01	5,24	5,43	5,59	5,73	5,84	5,47	5,47	5,47	5,47	5,47
Areia Mto Siltosa	S6M	5,24	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,00	5,05	5,09
Areia Mto Pco.. Argilosa	S3C	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,43	5,84	5,84	5,84
Areia Pco.. Argilosa	S4C	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,12	5,15
Areia Argilosa	S5C	5,29	5,14	5,34	5,49	5,62	5,73	5,53	5,14	5,24	5,34	5,12	5,21
Areia Muito Argilosa	S6C	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	4,99	5,03	5,06
Silte (Mó)	M	5,45	5,71	5,63	5,63	5,63	5,63	5,59	5,71	5,82	5,92	6,00	5,63
Silte Muito Pco.. Arenoso	M3S	5,00	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,60	4,67	4,74	4,80	4,86
Silte Pco. Arenoso	M4S	5,00	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,60	4,67	4,74	4,80	4,86
Silte Arenoso	M5S	4,10	4,40	4,64	4,84	5,01	4,62	4,62	4,62	4,62	4,35	4,40	4,45
Silte Muito Arenoso	M6S	5,00	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	4,50	4,58	4,65	4,72	4,78	4,83
Silte Mto Pco.. Argiloso	M3C	5,34	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,18	5,22
Silte Pco. Argiloso	M4C	5,34	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,18	5,22
Silte Argiloso	M5C	5,20	5,62	5,77	5,53	5,53	5,53	5,52	5,62	5,70	5,77	5,84	5,53
Silte Muito Argiloso	M6C	5,34	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,18	5,22
Argila (Clay)	C	5,53	5,82	5,89	5,65	5,60	5,57	5,53	5,59	5,64	5,69	5,72	5,45
Argila Mto Pco. Arenosa	C3S	5,00	5,00	5,00	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	4,89	4,94	4,99	5,04
Argila Pco. Arenosa	C4S	5,00	5,00	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	4,83	4,89	4,93	4,98
Argila Arenosa	C5S	4,29	4,85	5,07	5,24	5,39	5,51	4,40	4,54	4,66	4,77	4,88	4,98
Argila Mto Arenosa	C6S	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	4,70	4,75	4,80	4,83	4,89
Argila Mto Pco. Siltosa	C3M	5,34	5,46	5,37	5,30	5,25	5,22	5,18	5,16	4,78	4,81	4,84	4,86
Argila Pco. Siltosa	C4M	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	4,60	4,66	4,71	4,75	4,79
Argila Siltosa	C5M	4,29	4,62	5,16	5,34	5,49	5,62	4,46	4,60	4,72	4,84	4,95	5,05
Argila Mto Siltosa	C6M	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	4,70	4,75	4,80	4,85	4,89

Coefficiente K_{BASE} de acordo com o tipo de solo e o SPT – Berberian (2015) 2/3

SOLO	Class. Berb.	SPT (N_{72} Brasileiro)											
		17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Areia (Sand)	S	6,15	5,75	5,05	5,51	5,61	5,70	5,78	5,86	5,94	6,01	6,08	6,94
Areia Mto Pco. Siltosa	S3M	5,91	5,91	5,67	5,74	5,80	5,86	5,91	5,96	6,01	6,05	6,44	6,50
Areia Pco. Siltosa	S4M	5,13	5,22	5,30	5,59	5,69	5,79	5,88	5,97	5,66	5,71	5,76	5,80
Areia Siltosa	S5M	5,47	5,24	5,49	5,60	5,71	5,81	5,90	5,99	6,07	6,15	5,78	5,82
Areia Mto Siltosa	S6M	5,19	5,28	5,36	5,43	5,50	5,56	5,62	5,68	5,73	5,78	5,83	5,87
Areia Mto Pco. Argilosa	S3C	5,84	5,60	5,66	5,72	5,77	5,81	5,86	5,90	5,93	5,97	6,00	6,03
Areia Pco. Argilosa	S4C	5,23	5,30	5,37	5,43	5,48	5,53	5,58	5,62	5,66	5,70	5,74	5,77
Areia Argilosa	S5C	5,32	5,43	5,53	5,63	5,71	5,80	5,87	5,94	5,70	5,73	5,77	5,81
Areia Mto Argilosa	S6C	5,14	5,21	5,27	5,33	5,38	5,43	5,47	5,52	5,55	5,59	5,63	5,66
Silte (Mó)	M	5,26	5,34	5,43	5,70	5,81	5,91	6,01	6,10	6,19	6,27	6,35	5,96
Silte Mto Pco. Arenoso	M3S	4,97	5,08	5,18	5,27	5,36	5,44	5,52	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84
Silte Pco. Arenoso	M4S	4,97	5,08	5,18	5,27	5,36	5,44	5,52	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84
Silte Arenoso	M5S	4,90	4,63	5,04	5,15	5,26	5,37	5,47	5,05	5,64	5,73	5,82	5,91
Silte Mto Arenoso	M6S	4,95	5,05	5,15	5,24	5,33	5,41	5,48	5,56	5,62	5,69	5,75	5,80
Silte Mto Pco. Argiloso	M3C	5,30	5,37	5,44	5,50	5,56	5,61	5,66	5,70	5,75	5,79	5,82	5,86
Silte Pco. Argiloso	M4C	5,30	5,37	5,44	5,50	5,56	5,61	5,66	5,70	5,75	5,79	5,82	5,86
Silte Argiloso	M5C	5,26	5,33	5,39	5,62	5,71	5,79	5,87	5,94	6,01	6,07	5,77	5,80
Silte Mto Argiloso	M6C	5,30	5,37	5,44	5,50	5,56	5,61	5,66	5,70	5,75	5,79	5,82	5,86
Argila (Clay)	C	5,23	5,28	5,58	5,52	5,89	5,97	6,05	6,13	5,90	5,94	5,98	6,02
Argila Mto Pco. Arenosa	C3S	5,13	5,22	5,30	5,37	5,44	5,50	5,56	5,61	5,66	5,71	5,76	5,80
Argila Pco. Arenosa	C4S	5,07	5,15	5,23	5,30	5,36	5,42	5,48	5,54	5,58	5,63	5,68	5,72
Argila Arenosa	C5S	5,10	5,22	5,34	5,16	5,26	5,36	5,45	5,53	5,62	5,69	5,77	5,84
Argila Mto Arenosa	C6S	4,98	5,06	5,13	5,20	5,26	5,32	5,38	5,43	5,48	5,52	5,56	5,60
Argila Mto Pco. Siltosa	C3M	4,92	4,97	5,02	5,07	5,11	5,15	5,18	5,22	5,25	5,28	5,30	5,33
Argila Pco. Siltosa	C4M	4,88	4,95	5,02	5,09	5,15	5,21	5,26	5,31	5,35	5,40	5,44	5,47
Argila Siltosa	C5M	5,18	5,30	5,42	5,24	5,34	5,44	5,53	5,62	5,71	5,79	5,86	5,93
Argila Mto Siltosa	C6M	4,98	5,06	5,13	5,20	5,26	5,32	5,38	5,43	5,48	5,52	5,56	5,60

Coefficiente K_{BASE} de acordo com o tipo de solo e o SPT – Berberian (2014) 3/3

SOLO	Class. Berb.	SPT (N_{72} Brasileiro)											
		29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Areia (Sand)	S	7,06	7,17	7,28	7,39	7,49	7,59	7,69	8,11	8,18	8,25	7,97	8,01
Areia Mto Pco. Siltosa	S3M	6,55	6,60	6,64	6,69	6,73	6,77	6,80	6,84	6,87	6,89	6,89	6,88
Areia Pco. Siltosa	S4M	5,84	5,88	5,92	5,95	5,98	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44
Areia Siltosa	S5M	5,86	5,90	5,94	6,39	6,44	6,49	6,53	6,58	6,62	5,74	5,74	5,74
Areia Mto Siltosa	S6M	5,91	5,95	5,99	6,02	6,06	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52	5,52
Areia Mto Pco. Argilosa	S3C	6,06	6,09	6,12	6,14	6,97	7,02	7,06	7,10	6,58	6,58	6,58	6,58
Areia Pco. Argilosa	S4C	5,80	5,83	5,86	5,89	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49
Areia Argilosa	S5C	5,84	5,87	5,90	5,92	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53
Areia Mto Argilosa	S6C	5,69	5,72	5,75	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37
Silte (Mó)	M	6,00	6,49	6,55	6,60	6,66	6,71	6,76	6,80	6,85	6,89	6,00	6,00
Silte Mto Pco. Arenoso	M3S	5,89	5,95	6,00	6,04	6,09	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33
Silte Pco. Arenoso	M4S	5,89	5,95	6,00	6,04	6,09	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33	5,33
Silte Arenoso	M5S	6,00	6,08	6,16	6,23	6,30	6,37	6,44	5,00	5,00	6,52	6,57	6,62
Silte Mto Arenoso	M6S	5,86	5,91	5,96	6,00	6,05	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28	5,28
Silte Mto Pco. Argiloso	M3C	5,89	5,92	5,95	5,98	6,01	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59
Silte Pco. Argiloso	M4C	5,89	5,92	5,95	5,98	6,01	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59
Silte Argiloso	M5C	5,84	5,87	5,89	5,92	5,95	5,97	6,91	6,96	6,19	6,18	6,19	6,19
Silte Mto Argiloso	M6C	5,89	5,92	5,95	5,98	6,01	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59	5,59
Argila (Clay)	C	6,04	6,09	6,12	6,15	6,18	6,20	5,78	5,78	5,78	5,78	5,78	5,78
Argila Mto Pco. Arenosa	C3S	5,84	5,88	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44
Argila Pco. Arenosa	C4S	5,76	5,79	5,83	5,86	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34
Argila Arenosa	C5S	5,90	5,97	6,03	6,09	6,14	6,20	5,80	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21
Argila Mto Arenosa	C6S	5,64	5,68	5,71	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21
Argila Mto Pco. Siltosa	C3M	5,35	4,99	4,99	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34
Argila Pco. Siltosa	C4M	5,51	5,54	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06	5,06
Argila Siltosa	C5M	6,00	6,07	6,13	6,19	6,25	6,31	6,36	5,95	6,20	6,20	6,20	6,20
Argila Mto Siltosa	C6M	5,64	5,68	5,71	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21	5,21

Fonte: Berberian (2018).

ANEXO D – Fator de capacidade K_{MV}

para areias (S)	$K_{MV} = 5$	$K_{MV} = 5,5$	areias siltosas S3M, S4M, S5M, S6M, S7M
para siltes (M)	$K_{MV} = 6$	$K_{MV} = 6,5$	siltes argilosos M3C, M4C, M5C, M6C, M7C
para argilas (C)	$K_{MV} = 7$	$K_{MV} = 6,0$	areias argilosas S3C, S4C, S5C, S6C, S7C

Fonte: Berberian (2018).

ANEXO E - Parâmetro α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

ANEXO F – Parâmetro K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

Fonte: Cintra, Aoki e Albieiro (2011).

ANEXO G – Comprimento de ancoragem do pilar na sapata (L_b)

ϕ (mm)	Concreto					
	C15		C20		C25	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24
	33	23	28	19	24	17
8,0	61	42	50	35	43	30
	42	30	35	24	30	21
10,0	76	53	62	44	54	38
	53	37	44	31	38	26
12,5	95	66	78	55	67	47
	66	46	55	38	47	33

Valores de acordo com a NBR 6118.

Nº superior: Má aderência : Nº inferior: Boa aderência

Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\{0,3 \cdot L_b; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\}$

Fonte: Bastos (2019).

ANEXO H – Espaçamento entre barras em relação a taxa de armadura

δ (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)			
	6,3	8,0	10,0	12,5
5,0	6,24	10,06	15,70	24,54
5,5	5,67	9,15	14,27	22,31
6,0	5,20	8,38	13,08	20,45
6,5	4,80	7,74	12,08	18,88
7,0	4,46	7,19	11,21	17,53
7,5	4,16	6,71	10,47	16,36
8,0	3,90	6,29	9,81	15,34
8,5	3,67	5,92	9,24	14,44
9,0	3,47	5,59	8,72	13,63
9,5	3,28	5,29	8,26	12,92
10,0	3,12	5,03	7,85	12,27
11,0	2,84	4,57	7,14	11,15
12,0	2,60	4,19	6,54	10,23
12,5	2,50	4,02	6,28	9,82
13,0	2,40	3,87	6,04	9,44
14,0	2,23	3,59	5,61	8,76
15,0	2,08	3,35	5,23	8,18
16,0	1,95	3,14	4,91	7,67
17,0	1,84	2,96	4,62	7,22
17,5	1,78	2,87	4,49	7,01
18,0	1,73	2,79	4,36	6,82
19,0	1,64	2,65	4,13	6,46
20,0	1,56	2,52	3,93	6,14

Fonte: Bastos (2019).

ANEXO I – Laudos de sondagem

Figura 19 – Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 1.

Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL.				Cota: 9.850						
Cota em relação ao R.N. Nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)		Revestimento ϕ 76,2 mm					
			Nº de Golpes		Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$					
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40		
	1	1.80	02	03					ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR VARIADA. (MARRON).	
	2			15	18					ARGILA ARENOSA, MOLE A RIJA DE COR VARIADA. (MARRON).
	3	3.45	12	11					ARGILA ARENOSA, RIJA A MEDIA DE COR VARIADA. (MARRON).	
	4			06	07					
	5	5.20	07	08					SILTE ARGILOSO, MEDIO A RIJIDO DE COR VARIADA. (AMARELO C/ BRANCO).	
	6	6.70	11	12					SILTE ARGILOSO, RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO).	
	7			12	11					
8.60	8	9.50	11	11					SILTE ARGILOSO, RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO).	
	9			13	14					
	10	11.25	31	33					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMEHO C/ BRANCO).	
	11			36	38					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO).
	12	12.80	44	47					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO).	
	13			49	50					
	14	14.40	51	40/10					LIMITE DO FURO 14.40m.	
	15									
	16									
	17									
	18									
	19									
Profundidade do nível d'água: Inicial: 8.80m. Final: 8.60m.			Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm				Folha: 01	Engenheiro:

Fonte: Do autor (2020).

Figura 20 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 1.

Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO HELICOIDAL.						Cota: 2.950			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)				Revestimento ϕ 76,2 mm	Amostrador $\left. \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right\}$	
			1ª e 2ª penetrações		2ª e 3ª penetrações				Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.
Nível d'água (m)			Nº de Golpes		Classificação do Material				
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	
1.70	1	0.70							ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR
	2		03	04					SILTE ARGILOSO, MOLE A RIJIDIO DE COR VARIADA. (AMARELO C/ BRANCO).
	3	2.35	11	12					SILTE ARGILOSO, RIJIDO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ AMARELO).
	4		16	17					
	5	4.60	18	19					SILTE ARGILOSO, RIJIDO A DURO DE COR VARIADA. (AMARELO C/ BRANCO).
	6		25	27					
	7	6.20	30	33					SILTE ARGILOSO, DURO DE COR VARIADA. (VERMELHO C/ BRANCO).
	8		36	38					
	9		38	39					
	10		46	48					
	11	10.45	49	55					LIMITE DO FURO 10.45m.
	12								
	13								
	14								
	15								
	16								
	17								
	18								
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 2.05m. Final: 1.70m.			Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm			Folha: 02	Engenheiro:

Fonte: Do autor (2020).

Figura 21 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 2.

Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO ASPIRAL						Cota: 11.200			
Cota em relação ao R.N. Nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)				Revestimento ϕ 76,2 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	
			1ª e 2ª penetrações						2ª e 3ª penetrações
			Nº de Golpes				Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.		
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	Classificação do Material
	1	1.20	03	04					CAMADA DE ATERRO MISTO.
	2	2.40	04	04					ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR VARIADA. (MARRON).
	3		04	05					ARGILA ARENOSA, MOLE A MEDIA DE COR VARIADA. (VERMELHA).
	4	4.20	10	09					
	5		11	13					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	6	6.80	18	17					
	7		19	20					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	8	8.20	21	22					
	9		20	22					
	10		26	28					SILTE ARENOSO, COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
11.50	11		22	23					
	12	12.80	30	33					
	13		36	38					
	14	14.60	44	46					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	15		48	50					
	16	16.45	53	56					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	17		40/10						LIMITE DO FURO 16.45 m.
	18								
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 11.80 m. Final: 11.50 m.			Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm			Folha: 01	Engenheiro:

Fonte: Do autor (2020).

Figura 22 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 2.

Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO ASPIRAL					Cota: 12.600				
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)				Revestimento ϕ 76,2 mm	Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	
			1ª e 2ª penetrações		2ª e 3ª penetrações				
Nível d'água (m)			Nº de Golpes				Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.	Classificação do Material	
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20			30
	1	2.80	0 2	0 3			ARGILA ARENOSA, MOLE DE COR VARIADA. (MARRON C/ VERMELHO).		
	2		0 3	0 4				ARGILA ARENOSA, MOLE A MEDIA DE COR VARIADA. (VERMELHA).	
	3		0 5	0 6					
	4	5.20	0 7	0 8					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	5		0 9	0 9					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	6		1 1	1 2					
	7	7.20	1 2	1 1					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	8		0 7	0 8					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	9		2 0	2 1					
	10	10.50	2 2	2 0					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	11		1 9	1 8					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	12		1 6	1 6					
12.50	13	12.80	2 7	2 7					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	14		2 8	2 9					SILTE ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	15		4 2	4 4					
	16	15.80	4 6	4 8					SILTE ARENOSO, MUITO COMPACTO DE COR VARIADA. (BRANCO C/ ROSA).
	17		5 0	5 5					LIMITE DO FURO 17.45 m.
	18		40/10						
	19								
Profundidade do nível d'água: Inicial: 12.50 m. Final: 12.20 m.		Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Ext.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: 02	Engenheiro:		

Fonte: Do autor (2020).

Figura 23 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 3.

Furo: SP-01		Cota do RN: 100,00 Cota boca do furo (bf): 102,15		Nível d'água: 94,65 (-7,50)		Limite da sondagem: 15,45 m (3 x = ou > que 30 SPT)								
Cota da bf	Camada	1º 15	2º 15	3º 15	N	Kg cm2	Grau de compacidade	Identificação do material	Gráfico dos golpes (Resistência)					
									10	20	30	40	50	
101,15	1	5	8	9	17	4,250	Muito rija							
100,15	2	3	3	3	6	1,500	Média							
99,15	3	5	5	4	9	2,250	Rija							
98,15	4	4	4	3	7	1,750	Média		A					
97,15	5	3	3	2	5	1,250	Mole							
96,15	6	3	3	3	6	1,500	Média							
95,15	7	6	7	6	13	3,250	Rija							
94,15	8	5	6	6	12	3,000	Médio compácto		N.A.					
93,15	9	9	9	10	19	4,750	Médio compácto							
92,15	10	10	12	13	25	6,250	Médio compácto							
91,15	11	13	13	16	29	7,250	Médio compácto		B					
90,15	12	16	16	16	32	8,000	Compácto							
89,15	13	16	16	19	35	8,750	Compácto							
88,15	14	19	20	21	41	10,250	Compácto							
87,15	15	20	21	31	51	12,750	Muito compácto							
	16													
	17													
	18													

Identificação do material:

A: 0,00 a 7,00 - Argila, marrom escura/marrom.

B: 7,00 a 15,45 - Silte, variegado (rosa c/ veios brancos...).

Obs: O Nível d'água pode alterar de acordo com as estações do ano.

N = Índice de resistência a penetração do SPT

Fonte: Do autor (2020).

Figura 24 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 3.

Furo: SP-02		Cota do RN: 100,00 Cota boca do furo (bf): 101,15		Nível d'água: 93,75 (-7,40)		Limite da sondagem: 15,45 m (3 x = ou > que 30 SPT)							
Cota da bf	Camada	1º 15	2º 15	3º 15	\mathcal{N}	Kg cm2	Grau de compactidade	Identificação do material	Gráfico dos golpes (Resistência)				
100,15	1	5	4	4	8	2,000	Rija		10	20	30	40	50
99,15	2	4	3	2	5	1,250	Mole						
98,15	3	3	4	4	8	2,000	Rija						
97,15	4	3	4	3	7	1,750	Média		A				
96,15	5	4	3	2	5	1,250	Mole						
95,15	6	2	3	3	6	1,500	Média						
94,15	7	4	6	6	12	3,000	Rija						
93,15	8	5	6	7	13	3,250	Médio compacto		N.A.				
92,15	9	7	8	10	18	4,500	Médio compacto						
91,15	10	10	12	13	25	6,250	Médio compacto						
90,15	11	13	14	16	30	7,500	Compacto		B				
89,15	12	15	16	18	34	8,500	Compacto						
88,15	13	16	18	22	40	10,000	Compacto						
87,15	14	19	22	25	47	11,750	Compacto						
86,15	15	20	25	31	56	14,000	Muito compacto						
	16												
	17												
	18												

Identificação do material:

A: 0,00 a 7,10 - Argila, marrom escura/marrom.

B: 7,10 a 15,45 - Silte, variegado (rosa c/ veios brancos...).

Obs: O Nível d'água pode alterar de acordo com as estações do ano.

\mathcal{N} = Índice de resistência a penetração do SPT

Fonte: Do autor (2020).

Figura 25 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 4.

Revestimento (Diâmetro = 63,5mm): TRADO ASPIRAL					Cota: 8,220				
Cota em relação ao R.N. Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)				Revestimento ϕ 76,2 mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.		
			Nº de Golpes					Classificação do Material	
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30		40
	1	4.75	04	03					ARGILA ARENOSA MOLE DE COR VARIADA. (MARRON)
	2		02	02					
	3		03	04					
	4		03	02					
	5	6.20	08	08					ARGILA ARENOSA MOLE A MEDIA DE COR VARIADA. (MARRON C/ VEIAS AMARELAS E PRETAS)
	6		08	07					
	7		07	07					
	8	7.60	07	08					ARGILA ARENOSA, SILTOSA, MEDIA DE COR VARIADA. (MARRON C/ VEIAS AMARELAS E PRETAS)
	9	8.80	08	09					SILTE ARENOSO, POUCO COMPACTO DE COR VARIADA. (ROSA E BRANCO)
	10	10.20	15	14					SILTE MUITO ARENOSO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (AMARELO E MARRON)
	11		14	14					
	12		11	10					
	13		11	12					
	14		12	13					
	15	16.10	12	11					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (ROXO, AMARELO E BRANCO)
	16		10	09					
	17		12	13					
	18		14	16					
	19	18.60	17	17					SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (ROXO, AMARELO E BRANCO)
	20		20	23					
Profundidade do nível d'água: Inicial: 16,30 MTS. Final: 16,10 MTS.			Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm			Folha: F01	Engenheiro:

Fonte: Do autor (2020).

Figura 26 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 4.

Revestimento (Diámetro = 63,5mm): TRADO ASPIRAL						Cota: 6,680		
Cota em relação ao R.N. Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes / 30 cm)				Revestimento ϕ 76,2 mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \phi 34,9 \text{ mm} \\ \phi 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 kg - Altura da Queda: 75 cm.	
			Nº de Golpes					Classificação do Material
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	
	1	4.80	02	02		ARGILA ARENOSA MOLE DE COR VARIADA. (MARRON)		
	2		02	02				
	3		05	05				
	4		05	04				
	5	6.20	05	06		ARGILA ARENOSA MOLE A MEDIA DE COR VARIADA. (MARRON)		
	6		07	08				
	7	8.30	09	08		ARGILA ARENOSA, MEDIA DE COR VARIADA. (MARRON)		
	8		09	10				
	9		12	11				
	10	14.50	10	10		SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO DE COR VARIADA. (ROXO, AMARELO E BRANCO)		
	11		12	11				
	12		15	14				
	13		13	13				
	14		10	11				
	15		10	12				
	16		12	12				
	17	18.60	12	11		SILTE ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO DE COR VARIADA. (ROXO, AMARELO E BRANCO)		
	18		15	18				
	19		19	20				
			22	23				
Profundidade do nível d'água: Inicial: 14,90 MTS. Final: 14,50 MTS.			Amostrador: Diam. Inter.: 34,9mm Diam. Exter.: 50,8mm		Martelo 65Kg Queda = 75cm		Folha: F02	Engenheiro:

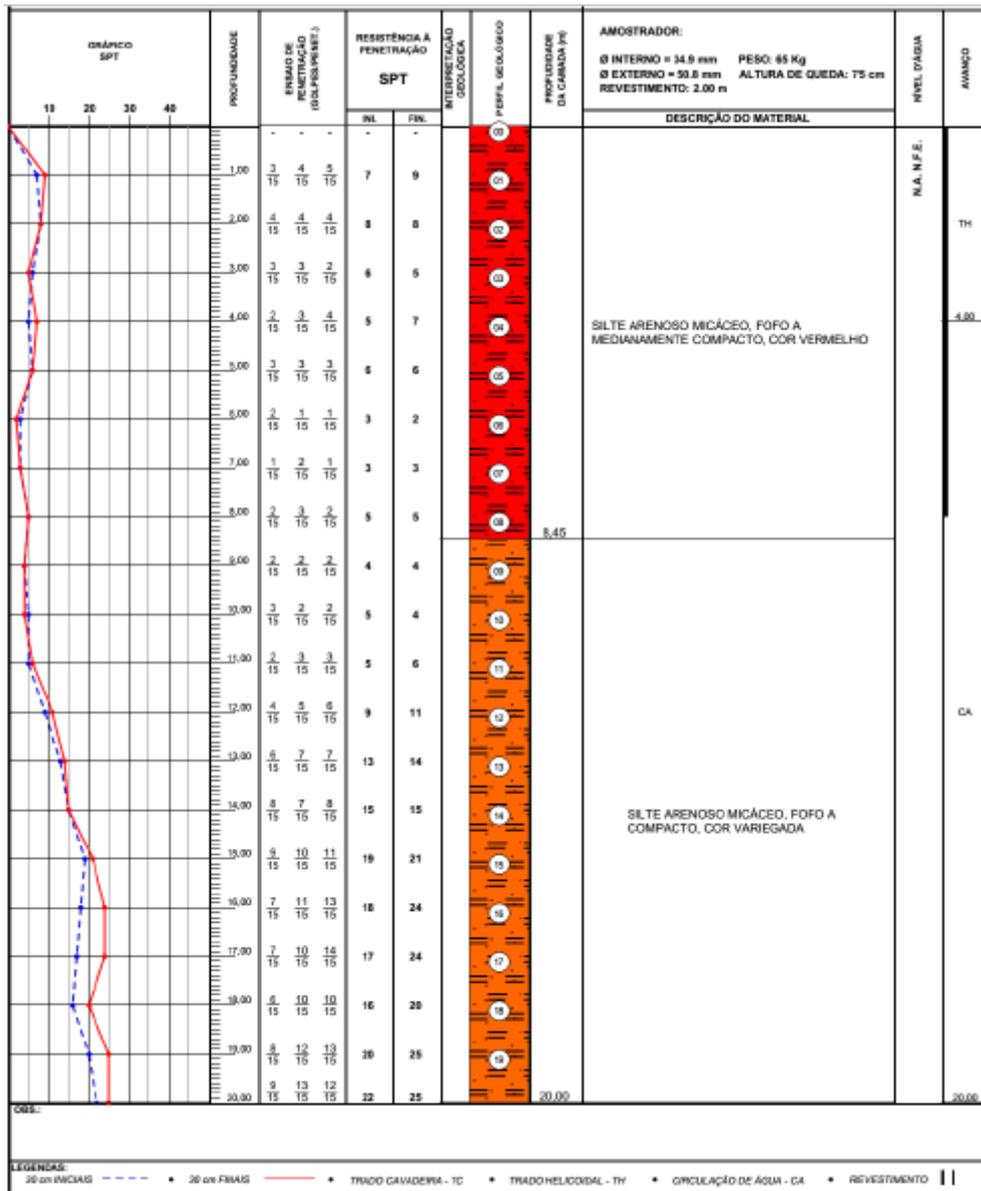
Fonte: Do autor (2020).

Figura 28 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 5.

PENETRAÇÃO (golpes / 30cm) S.P.T.	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT N	CONSISTÊNCIA * OU COMPACTIDADE **	PERFIL GEOLOGICO	COTA (m)	PROF. (m)	AMOSTRADOR: Ø _{externo} = 50,8 mm Ø _{interno} = 34,9 mm REVESTIMENTO = 63,5 mm PESO: 65 kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NA (m)	
	GRAF. Esc. 1:2000 0 10 20 30 40 50										1º
								0,10		PISO DE CIMENTO	
					MOLE			1,52		ATERRO DE ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, COM ENTULHOS, DE COR MARRON	
					MOLE			4,63		ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA DE COR MARRON COM NUANCÉS DE VERMELHO	
					POUCO COMPACTO			12,50		SILTE ARENOSO POUCO ARGILOSO DE COR AMARELO	
					POUCO FOFA			15,61		SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO DE COR VARIEGADA (MARRON E AMARELO)	13,90
					MÉDIA			17,45		SILTE ARENOSO POUCO ARGILOSO DE COR CINZA.	
										FURO TERMINADO EM 17,45m	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D' ÁGUA (m) INICIAL: 14,70 FINAL: 13,90					AVANÇO (m) { TRADO 0,00 a 10,00 LAVAGEM 10,45 a 17,00 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m) 7,00						

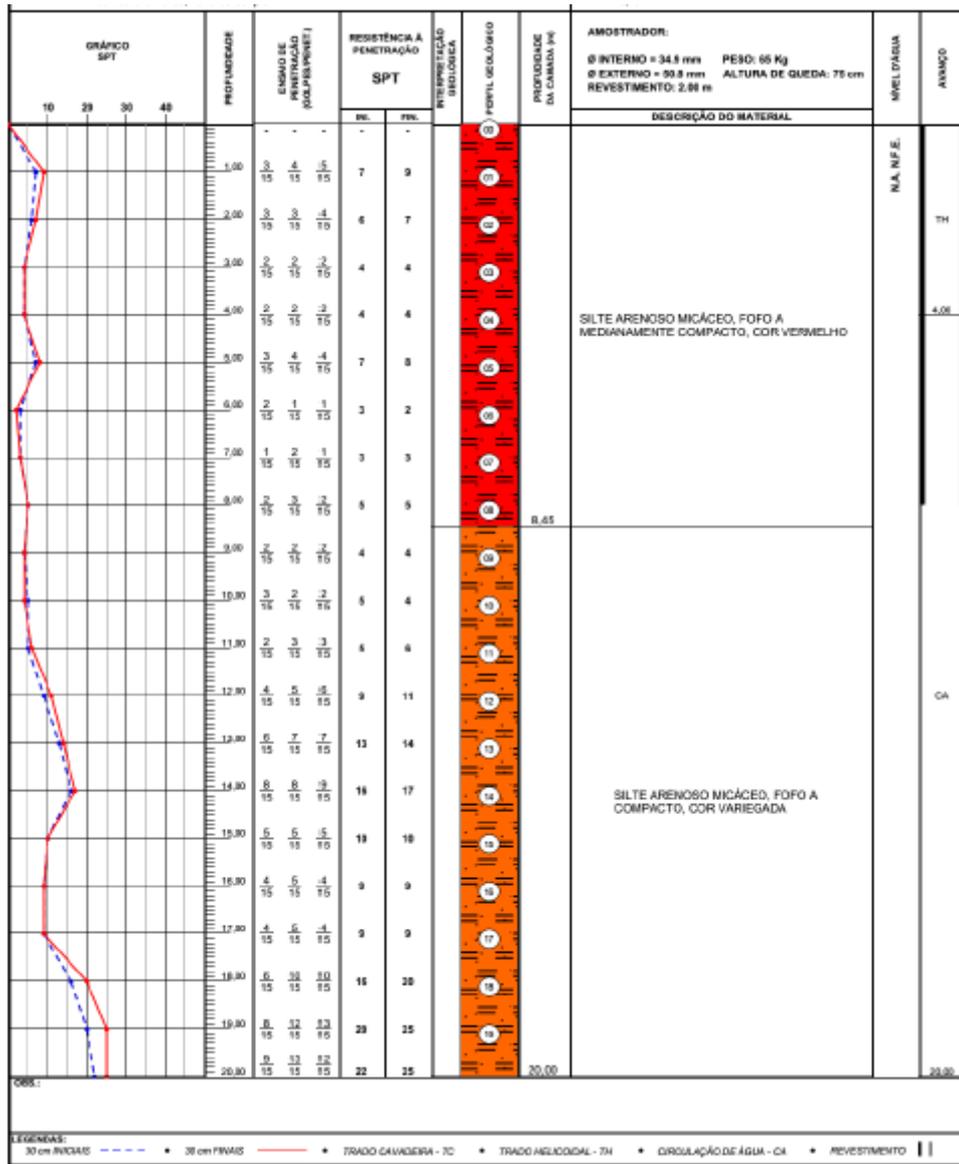
Fonte: Do autor (2020).

Figura 29 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 6.



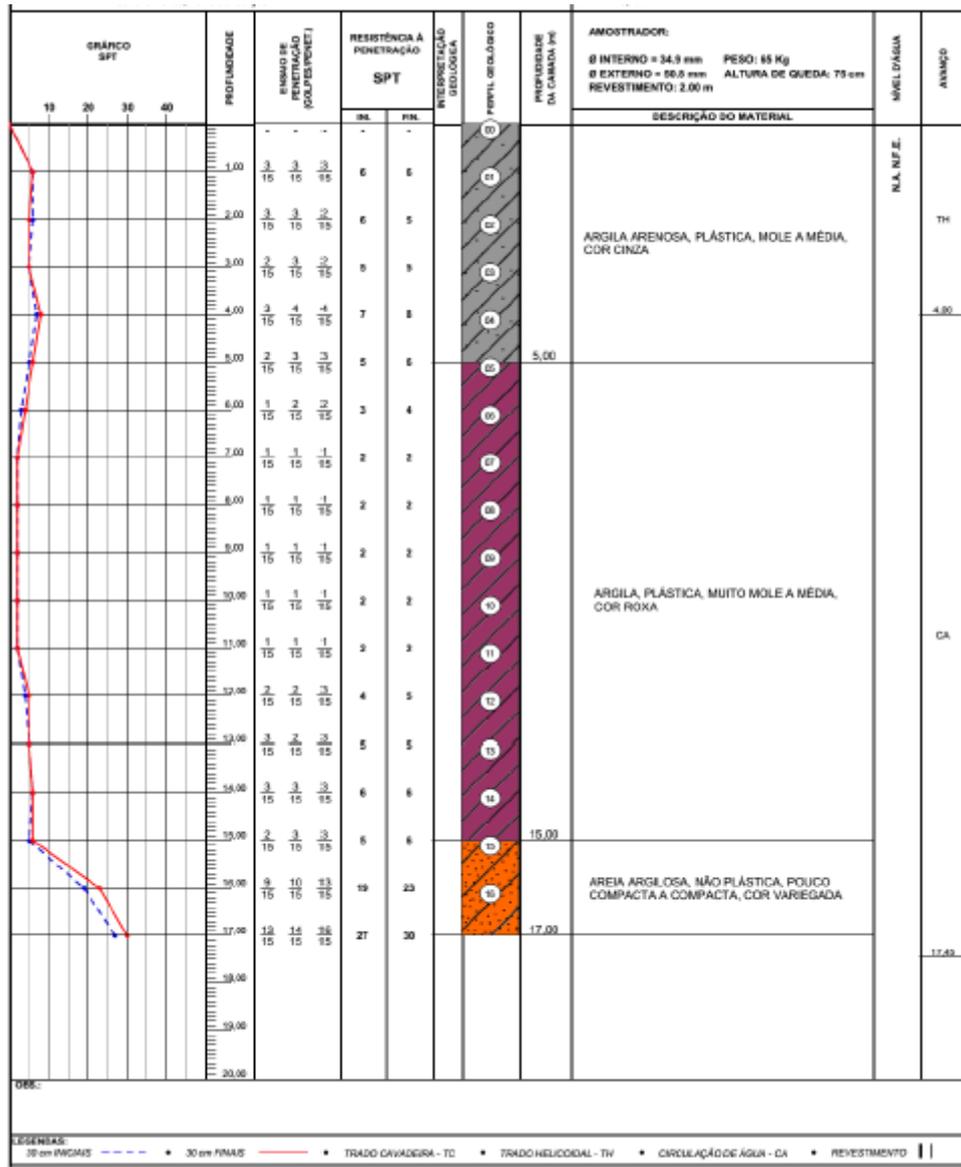
Fonte: Do autor (2020).

Figura 30 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 6.



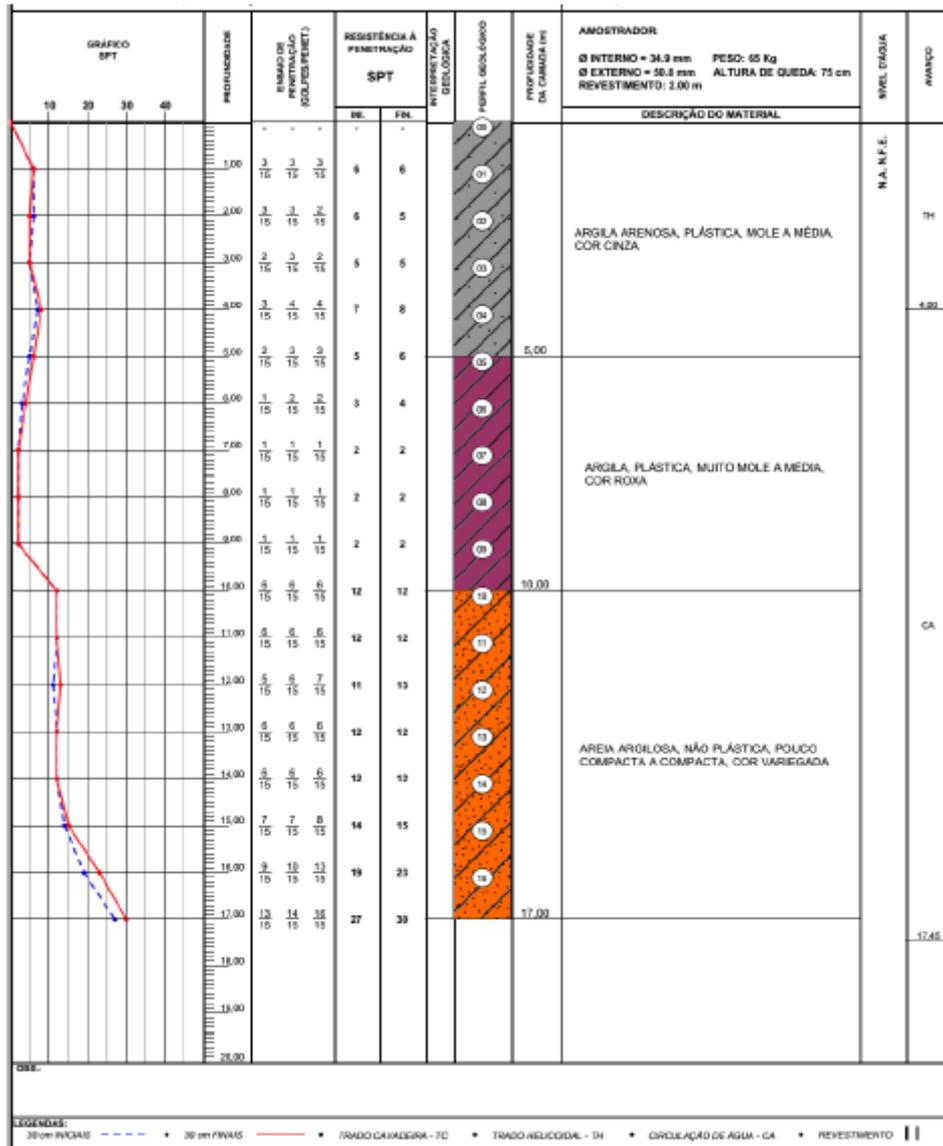
Fonte: Do autor (2020).

Figura 31 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 7.



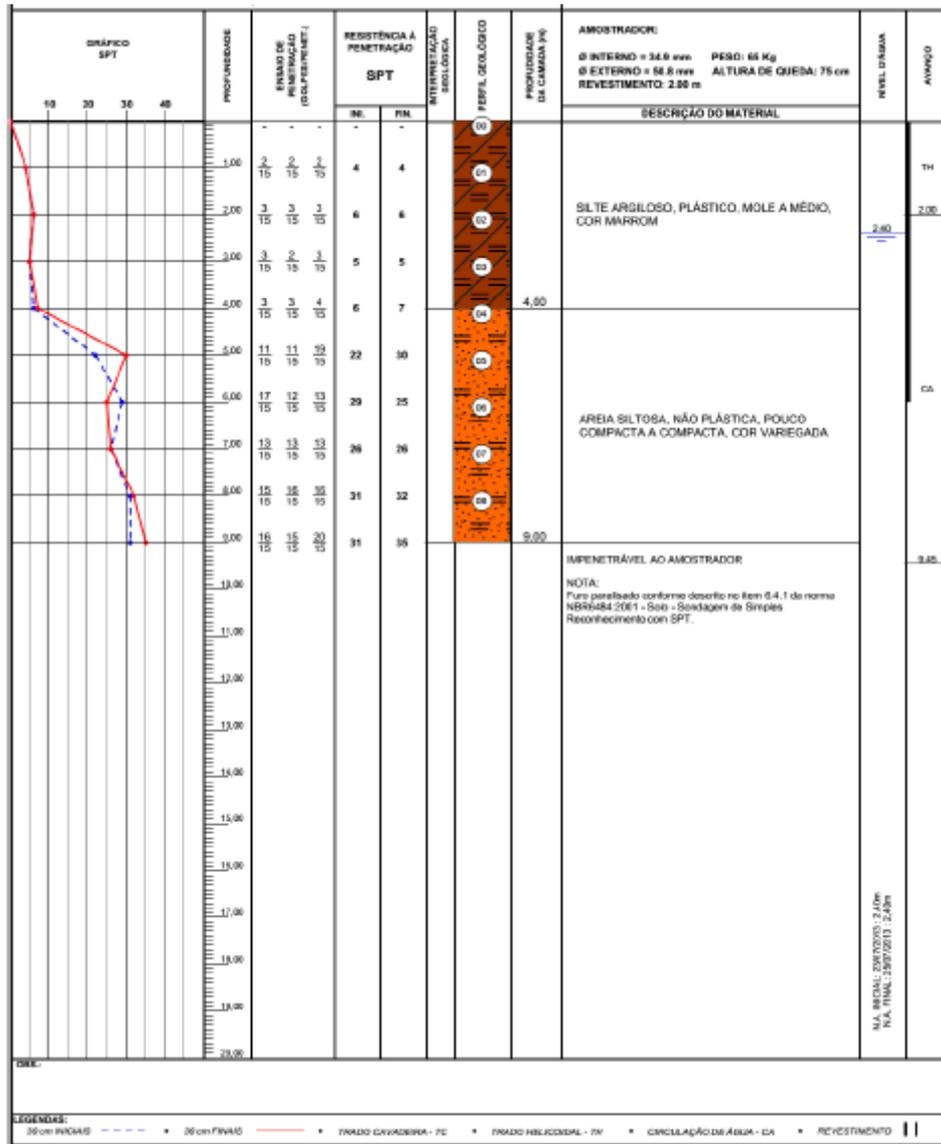
Fonte: Do autor (2020).

Figura 32 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 7.



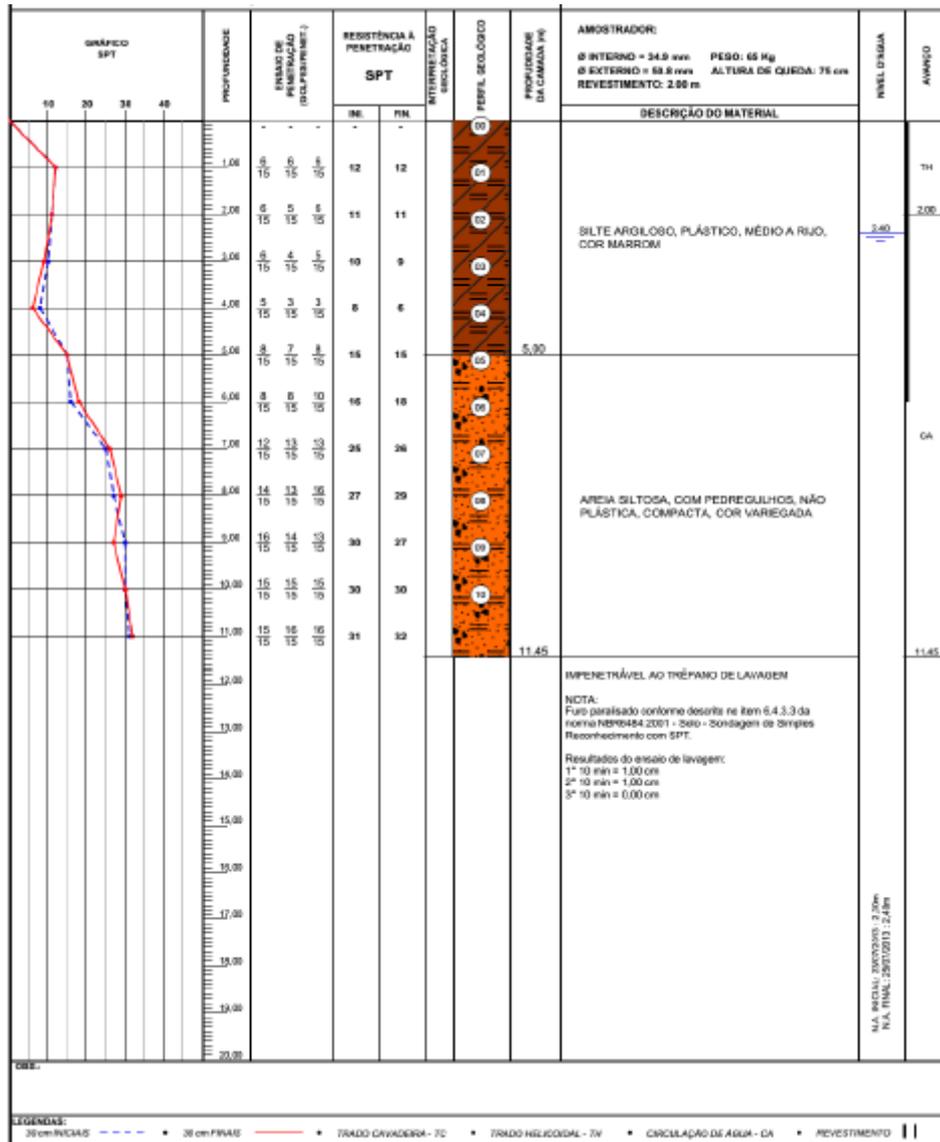
Fonte: Do autor (2020).

Figura 33 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 8.



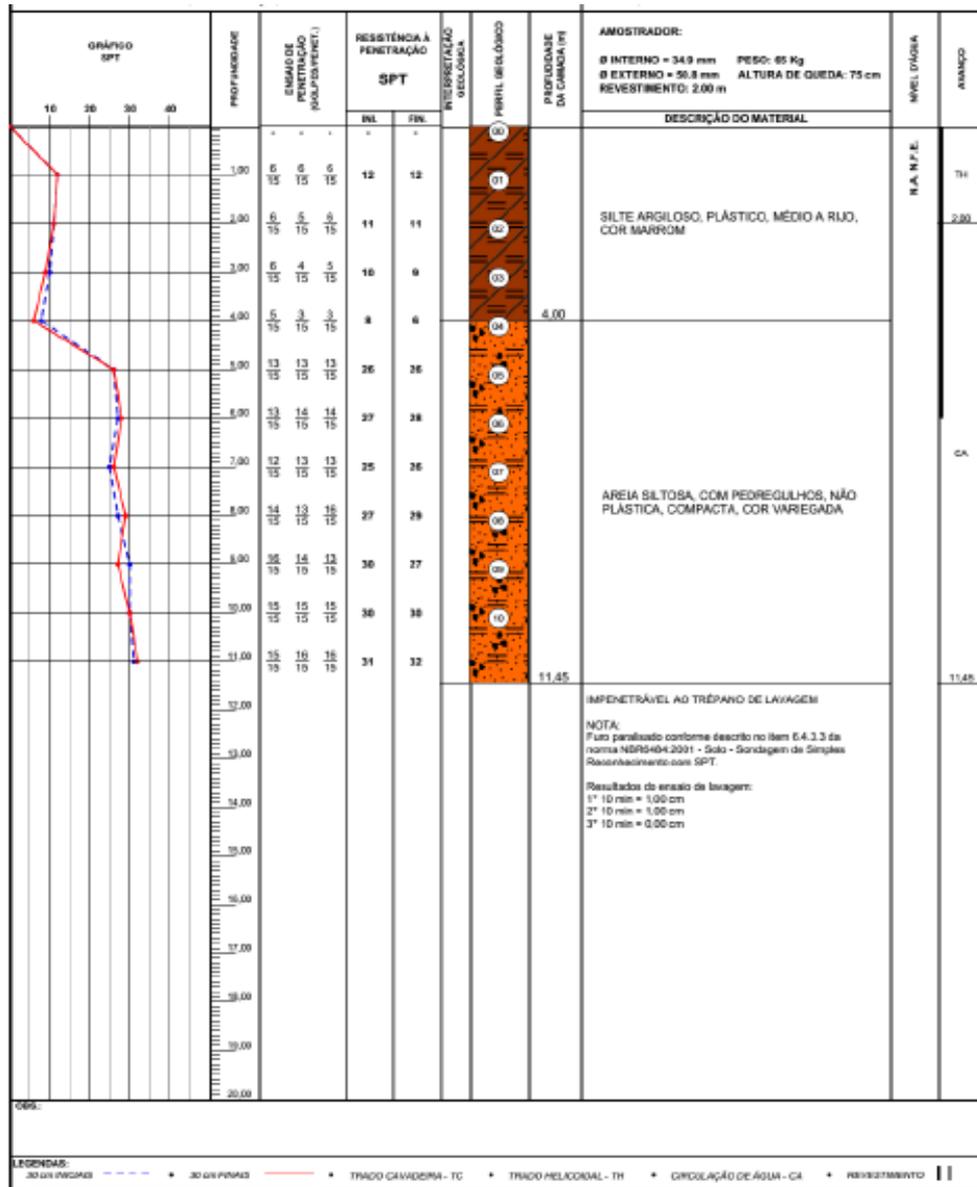
Fonte: Do autor (2020).

Figura 34 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 8.



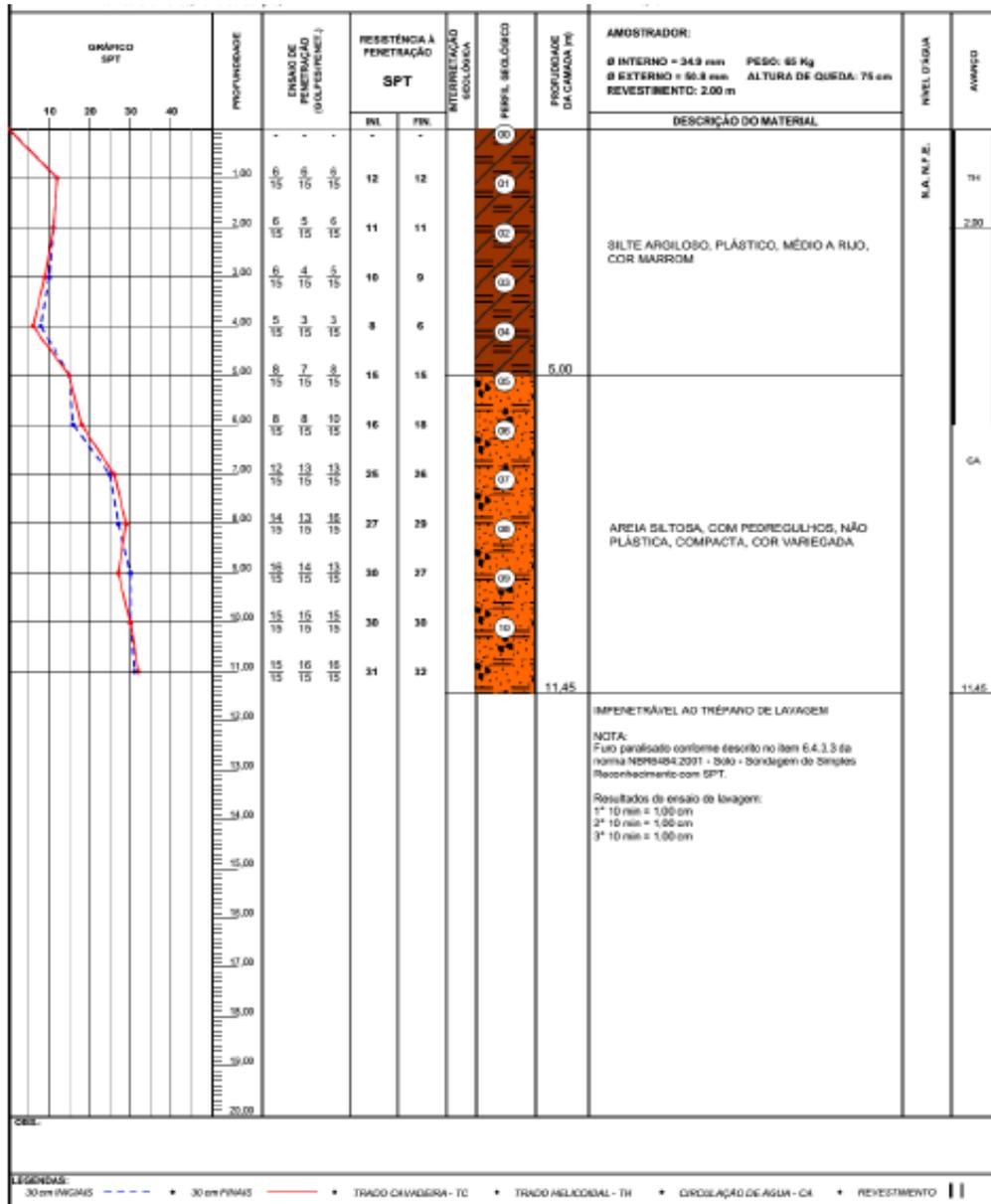
Fonte: Do autor (2020).

Figura 35 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 9.



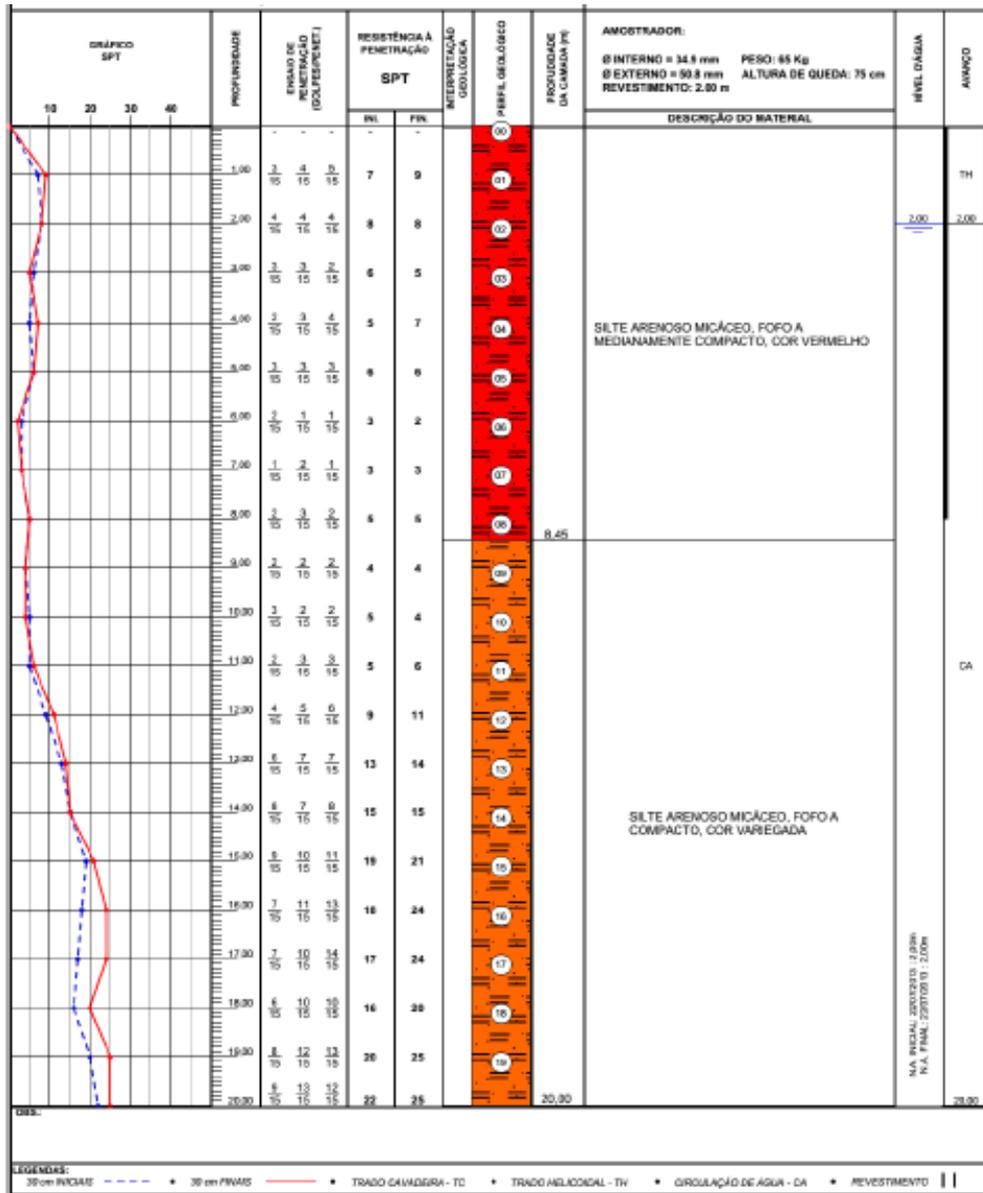
Fonte: Do autor (2020).

Figura 36 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 9.



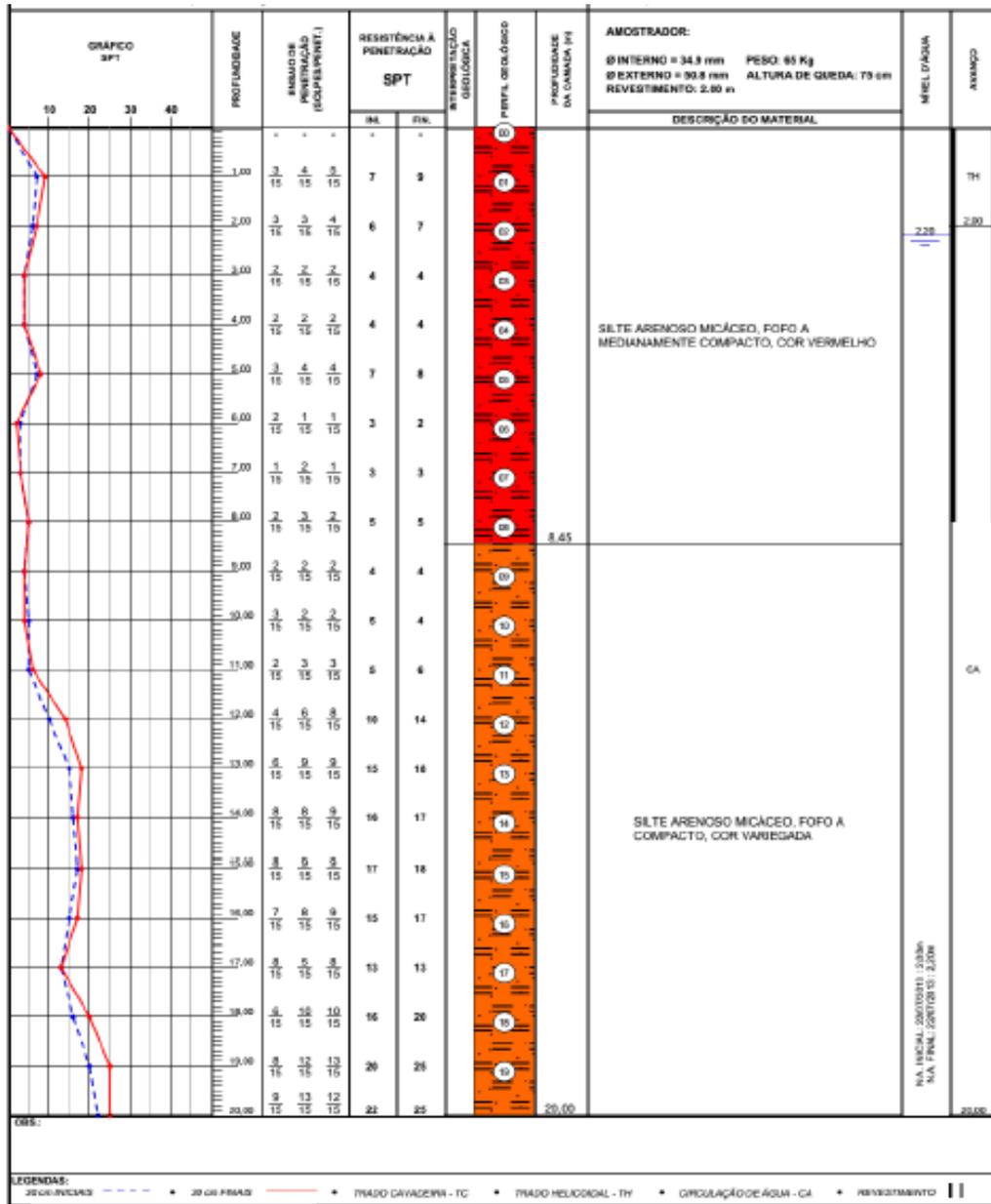
Fonte: Do autor (2020).

Figura 37 - Laudo de sondagem referente ao furo 1 do Projeto 10.



Fonte: Do autor (2020).

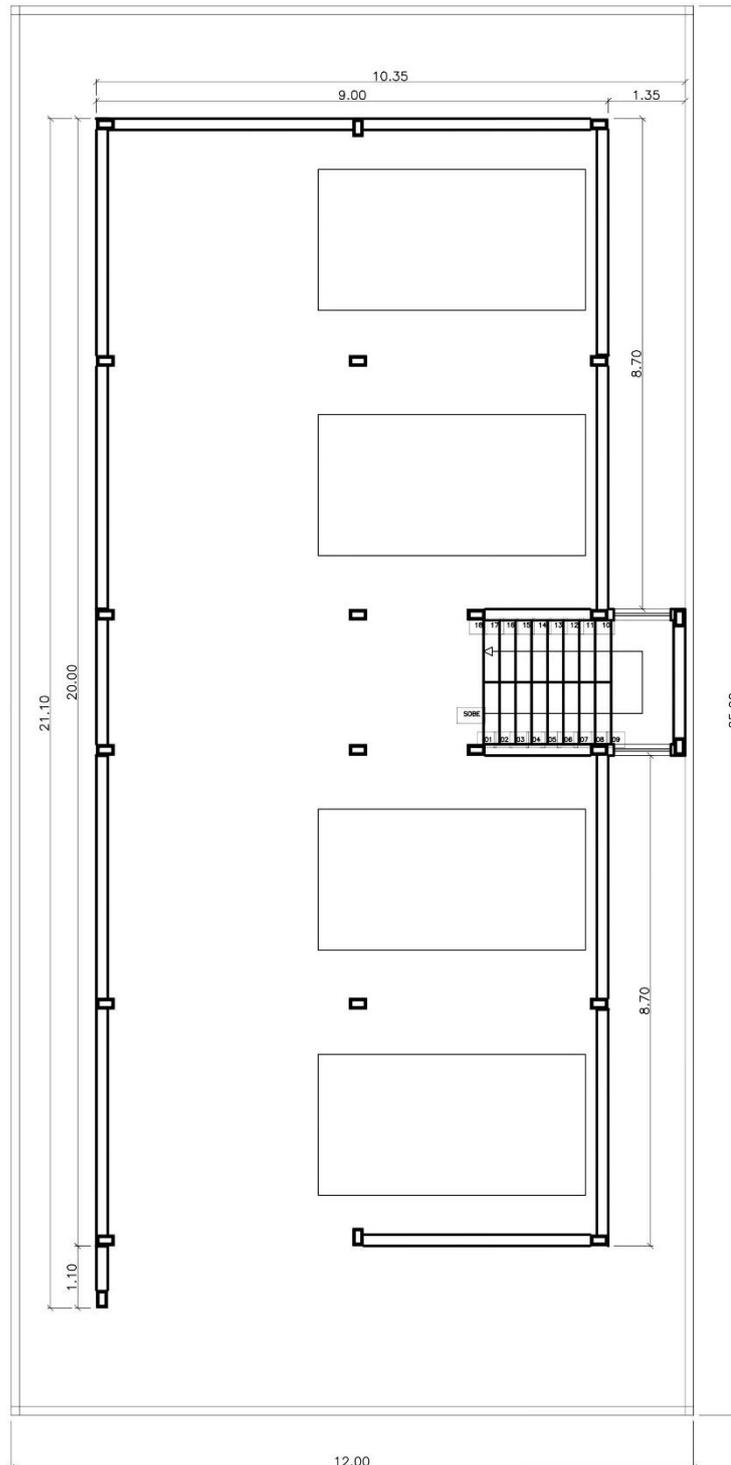
Figura 38 - Laudo de sondagem referente ao furo 2 do Projeto 10.



Fonte: Do autor (2020).

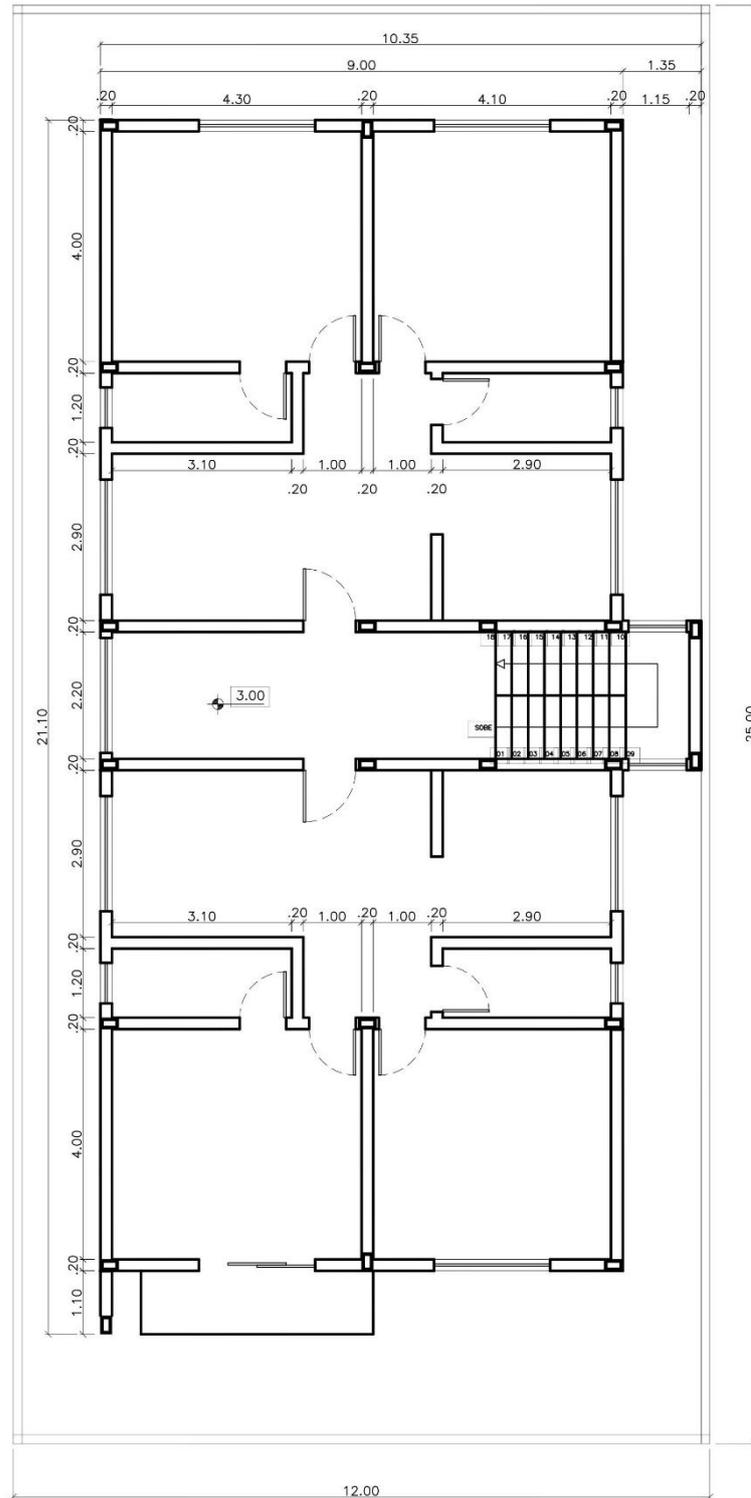
APÊNDICE A – Plantas baixas e p3rtico 3D da edifica33o

Figura 39 - Planta baixa do pavimento t3rreo.



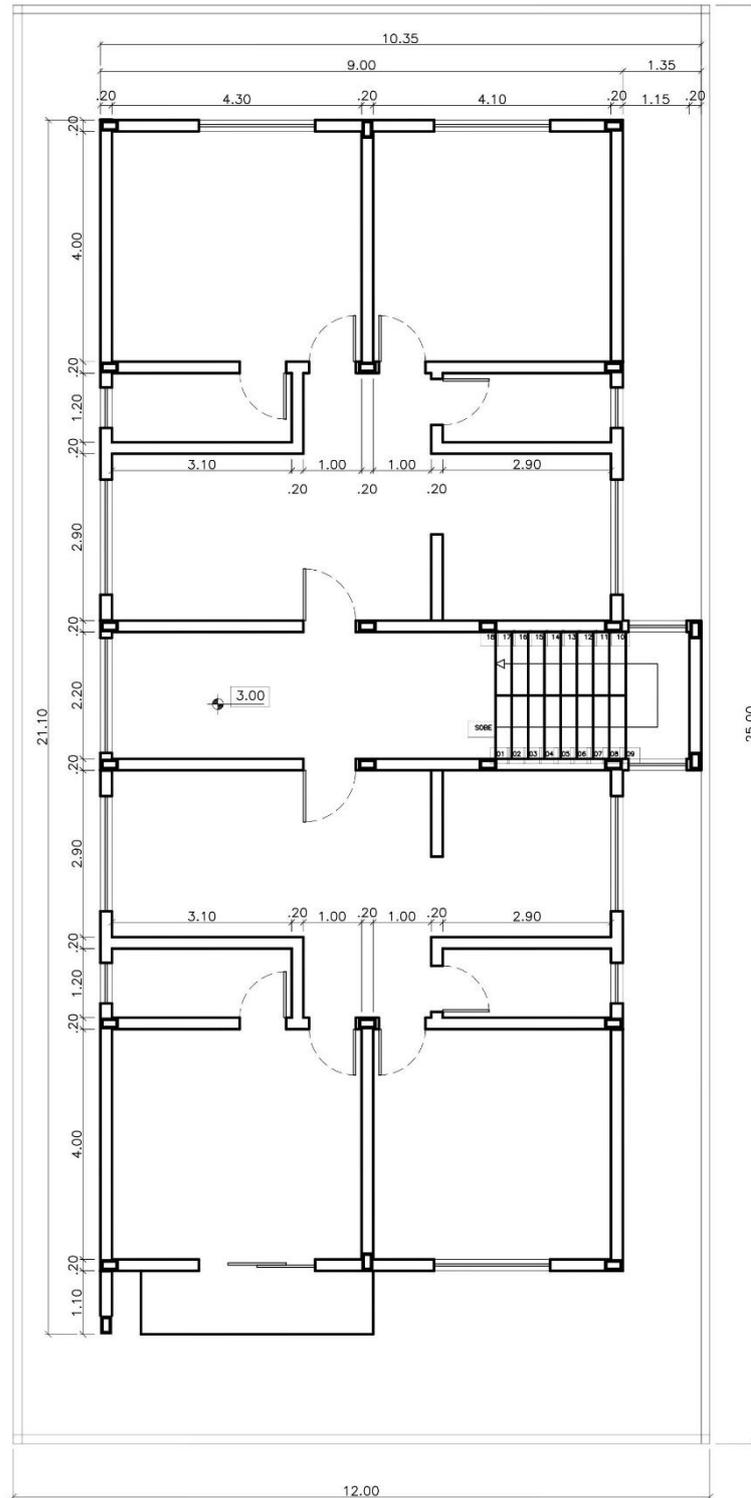
Fonte: Do autor (2020).

Figura 40 - Planta baixa do 1º pavimento.



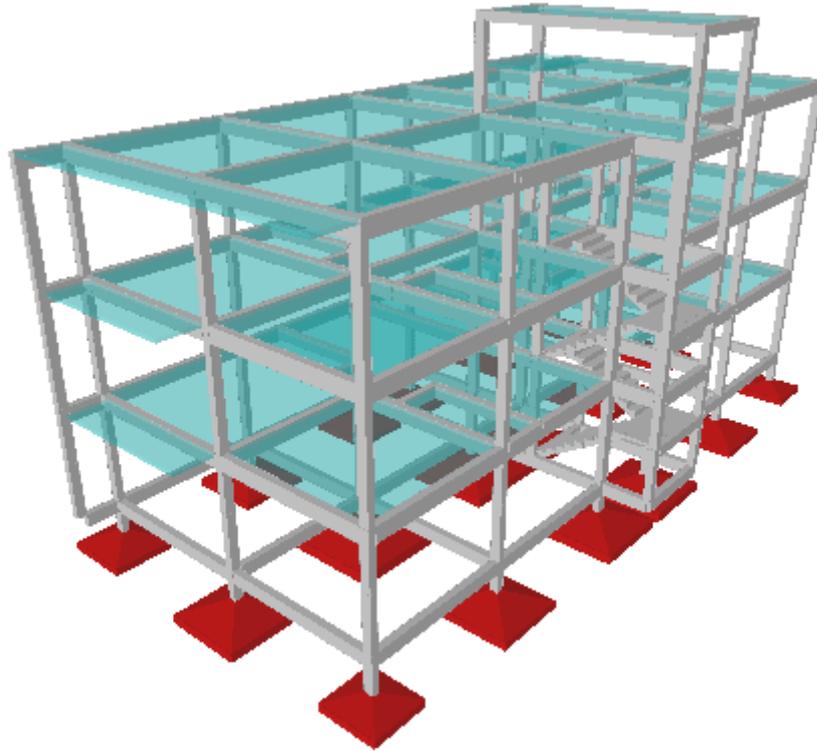
Fonte: Do autor (2020).

Figura 41 - Planta baixa do 2º pavimento.



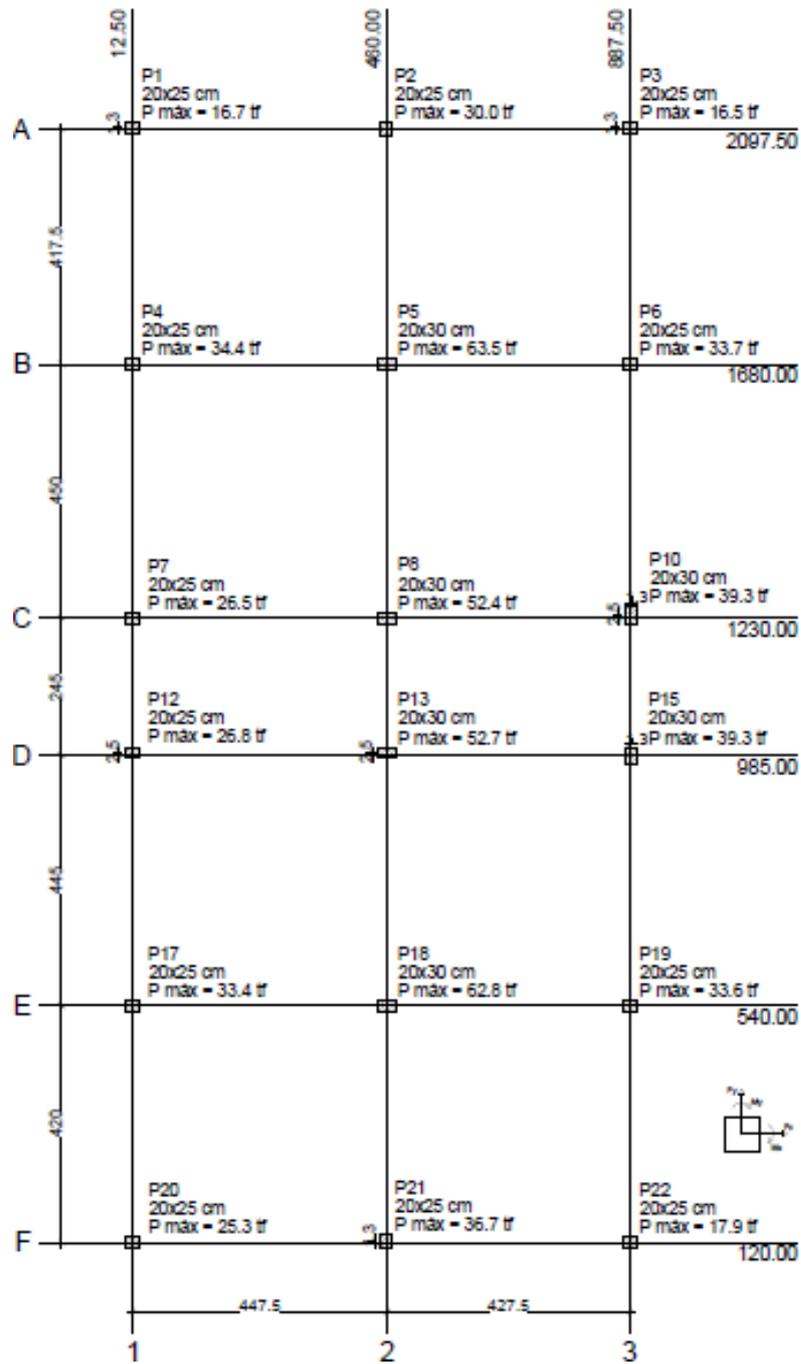
Fonte: Do autor (2020).

Figura 42 - Pórtico 3D da estrutura.



Fonte: Do autor (2020).

APÊNDICE B – Planta de cargas da edificação



Fonte: Do autor (2020).