UNIVERSIDADE FEDERAL DOS VALES DO JEQUITINHONHA E MUCURI
INSTITUIÇÃO DE CIÊNCIA, ENGENHARIA E TECNOLOGIA
ENGENHARIA CIVIL

Gabriela Palma Soares

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS E PROFUNDAS: estudo de casos no município de Teófilo Otoni- MG

Teófilo Otoni
2018

Gabriela Palma Soares

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS E PROFUNDAS: estudo de casos no município de Teófilo Otoni- MG

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, como parte dos requisitos exigidos para a conclusão do curso.

Orientador: Alcino de Oliveira Costa Neto
Coorientador: Breno Alcântara Silva

Teófilo Otoni
2018

Gabriela Palma Soares

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS E PROFUNDAS: estudo de casos no município de Teófilo Otoni- MG

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, como parte dos requisitos exigidos para a conclusão do curso.

Orientador: Alcino de Oliveira Costa Neto
Coorientador: Breno Alcântara Silva

Data de Aprovação: 16 / 08 / 2018

Iara Ferreira de Rezende
Profª Me. Iara Ferreira de Rezende– UFVJM

Prof Me. Danilo Bento Oliveira – UFVJM

Breno Alcântara Silva
Prof. Breno Alcântara Silva - UFVJM

Alcino de Oliveira Costa Neto
Prof. Me. Alcino de Oliveira Costa Neto - UFVJM

Teófilo Otoni

RESUMO

Considerando a complexibilidade existente no comportamento geológico-geotécnico do solo somado à influência do elemento estrutural de fundação, enfatizando a produção de tensões e recalques, este trabalho empenha-se no dimensionamento de sapatas para um edifício de 6 pavimentos empregado em dois lotes da cidade de Teófilo Otoni – MG, e posteriormente, o dimensionamento de estacas pré-moldadas circulares de concreto quando a interface solo-sapata não apresentar comportamento compatível com as solicitações provenientes da estrutura. Os resultados obtidos no trabalho ressaltam a variabilidade que o solo pode apresentar em curtos espaços uma vez que em um dos casos analisados a sapata não foi adotada como solução.

Palavras-chave: Geológico-geotécnico. Elemento estrutural de fundação. Dimensionamento. Sapata. Estaca.

ABSTRACT

Considering the complexity of the geological-geotechnical behavior of the soil and the influence of the structural element of the foundation, emphasizing the production of stresses and settlements, this work strives to reproduce the sizing of shoes for building of 6 floors used in two lots of the city of Teófilo Otoni - MG, and later dimensioning of precast circular piles of concrete when the soil-shoe interface does not present behavior compatible with the requests coming from the structure. The results obtained in the work highlight the variability that the soil can present in short spaces since in one of the analyzed cases the shoe was not adopted as solution.

Palavras-chave: Geological-geotechnical. Structural element of foundation. Sizing. Shoe. Stake.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – Representação de uma sapata..... 23

FIGURA 2 - Ruptura Geral adaptado de Vesic (1975), Curva de Carga x Recalque..... 25

FIGURA 3 - Ruptura por puncionamento adaptado de Vesic (1975), Curvas de Carga x Recalque..... 25

FIGURA 4 -Ruptura local adaptado de Vesic (1975), Curva de Carga x Recalque..... 26

FIGURA 5 - Curvas de tensão x recalque segundo Terzaghi (1943)..... 26

FIGURA 6 - Superfície potencial de ruptura..... 27

FIGURA 7 - Projeção Tridimensional do Edifício Considerado nas Análises de Cálculo..... 36

FIGURA 8 - CASO I – Locação dos furos de sondagem do lote situado no Bairro São Jacinto..... 37

FIGURA 9 - CASO II – Locação dos furos de sondagem do lote situado no Bairro Laerte Laender..... 38

FIGURA 10 - Perfil Geológico-geotécnico para o CASO I..... 40

FIGURA 11 - Perfil Geológico-geotécnico para o CASO II 41

FIGURA 12 – Fator de influência do embutimento da sapada μ_1..... 43

FIGURA 13 - Fator de influência da espessura da camada do solo μ_0..... 44

FIGURA 14 - Fluxograma de execução do trabalho..... 46

FIGURA 15 - Sobreposição de sapatas..... 53

FIGURA 16 - Locação dos elementos de fundação..... 56

FIGURA 17 - Seções para cálculo das armaduras longitudinais de flexão..... 59

FIGURA 18 - Indicações de recalques admissíveis de Bjerrum (1963)..... 64

FIGURA 19 - Locação de Pilares sobre o Perfil Geológico-Geotécnico..... 68

FIGURA 20 - Estacas Submetidas a Menor e Maior Carga Ocorrente em Cada Furo de Sondagem..... 70

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - Compacidade e de consistência dos solos segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001)..... 22

TABELA 2 - Fatores de Correção $F1$ e $F2$..... 31

TABELA 3 - Coeficiente K e razão de atrito α 31

TABELA 4 - Valores Atribuídos ao Coeficiente α..... 32

TABELA 5 - Coeficiente característico do solo..... 32

TABELA 6 - Valores Atribuídos ao Coeficiente β..... 32

TABELA 7 - Detalhamento dos carregamentos e dimensões dos pilares..... 36

TABELA 8 - Peso específico dos solos argilosos 38

TABELA 9 - Peso específico dos solos arenosos..... 39

TABELA 10 - Parâmetros geotécnicos médios do solo em função do Nspt..... 39

TABELA 11 - Fatores de Forma..... 42

TABELA 12 - Fatores de capacidade de carga..... 42

TABELA 13 - Associação de sapatas as respectivas camadas do perfil para cota de assentamento inferidas as sobrecargas no CASO I..... 47

TABELA 14 - Capacidade de carga das sapatas quadradas S1, S9, S17 e S25..... 48

TABELA 15 - Capacidade de carga das demais sapatas quadradas..... 49

TABELA 16 - Capacidade de carga da sapata S15..... 50

TABELA 17 - Associação de sapatas as respectivas camadas do perfil para cota de assentamento inferidas as sobrecargas no CASO II..... 51

TABELA 18 - Resumo da Capacidade de Carga das Sapatas relativas ao CASO II..... 51

TABELA 19 - Dimensões Calculadas e Dimensões Adotadas para Sapatas CASO I..... 52

TABELA 20 - Dimensões Calculadas e Dimensões Adotadas para Sapatas CASO II..... 54

TABELA 21 - Dimensões Calculadas para Sapata com método empírico para adoção de tensão admissível segundo NBR 6122 (ABNT, 1996)..... 55

TABELA 22 - Dimensionamento de Altura da Sapata..... 57

TABELA 23 - Verificação de Tensão na Base..... 58

TABELA 24 - Verificação de Momento Fletor..... 60

TABELA 25 - Área de Aço para cada Sapata..... 61

TABELA 26 - Resumo de Armaduras..... 62

TABELA 27 - Recalque Imediato..... 63

TABELA 28 - Recalque Diferencial..... 65

TABELA 29 - Capacidade de Carga para sondagem SP-01, Método Aoki-Velloso (1975)..... 66

TABELA 30 - Capacidade de Carga para sondagem SP-01, Método Décourt-Quaresma (1978)..... 67

TABELA 31 - Capacidade de Carga Admissível considerada para sondagem SP-01..... 68

TABELA 32 - Determinação do número de estacas designadas a cada pilar e seus comprimentos correspondentes..... 69

TABELA 33 - Recalque Devido ao Encurtamento Elástico dos Elementos de Fundação..... 71

TABELA 34 - Recalque do Solo SP-01..... 71

TABELA 35 - Recalque do Solo SP-02..... 71

TABELA 36 - Recalque do Solo SP-03..... 72

TABELA 37 - Recalque do Solo SP-04..... 72

TABELA 38 - Recalque total..... 73

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO **15**

2 OBJETIVOS **17**
2.1 Objetivo Geral **17**
2.2 Objetivos Específicos **17**

3 JUSTIFICATIVA **19**

4 REFERENCIAL TEÓRICO **21**
4.1 Sondagem do Solo **21**
4.2 Fundações Superficiais **22**
4.3 Sapatas **22**
4.4 Dimensionamento de Fundações Superficiais **23**
4.4.1 Mecanismos de Ruptura 24
4.5 Fundações Profundas **28**
4.6 Capacidade de Carga em Fundações Profundas **29**
4.7 Recalques **33**

5 METODOLOGIA **35**

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO **47**
6.1 Capacidade de Carga para Fundação Superficial **47**
6.1.1 Análise do CASO I 47
6.1.2 Análise do CASO II 50
6.2 Dimensionamento Geométrico de Sapatas **52**
6.2.1 Dimensionamento para o CASO I 52
6.2.2 Dimensionamento para o CASO II 54
6.3 Dimensionamento Estrutural Para o CASO II **59**
6.4 Recalque para o CASO II **62**
6.5 Capacidade de Carga para Fundação Profunda **66**
6.6 Recalque em Fundação Tipo Estaca Pré-moldada Circular de Concreto **70**

7 CONCLUSÃO **75**

REFERÊNCIAS **77**

APÊNDICES **81**
Apêndice A – Capacidade de Carga CASO II **81**
Apêndice B – Detalhamento das Sapatas para o CASO II **103**
Apêndice C–Capacidade de carga de Fundação Profunda CASO I **113**

ANEXOS **121**

Anexo A – Relatórios de Sondagem **121**

Anexo B – Valores de Kc e Ks **137**

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo, o homem assente a observação das estruturas, percebeu que o comportamento de suas obras se diferenciava com o passar dos anos, mais especificamente, por se alinhar com procedimentos de aprimoramento embasados em erros e tentativas, estes, fundamentados em melhores condições de segurança e economia.

Atualmente é notório que para o êxito de uma estrutura, deve-se apurar a variabilidade das características mecânicas, principalmente quando inerentes à interface estabelecida entre o solo e a estrutura. Cintra e Aoki (1999) enfatizam que a engenharia de fundações, em âmbito de pesquisa ou não, trata-se de uma área multidisciplinar, onde os parâmetros de resistência e solicitações são estabelecidos por critérios derivados da engenharia geotécnica e de estruturas, estas, articuladas sistematicamente para verificação do estado limite último. Por seguir, endossa Velloso e Lopes (2011), a necessidade de se conhecer mais que a rigidez e características do elemento estrutural de fundação, é prudente considerar o comportamento do solo quando solicitado rigorosamente.

A ocorrência de deslocamentos verticais, horizontais ou rotações, consequentemente, ocasionam deformações na estrutura, o que prognostica a necessidade da escolha de um elemento de fundação compatível com as necessidades do solo e da estrutura.

Considerando a perspectiva exposta anteriormente, este trabalho se designa a uma análise global que consiste em avaliar condições geotécnicas por intermédio de prévia análise de amostra deformada submetida ao ensaio *standard penetration test* (SPT), e estrutural através do dimensionamento de um elemento de fundação que apresente compatibilidade em âmbito geotécnico e estrutural, elaborada para dois lotes situados em diferentes localidades do município de Teófilo Otoni – MG, explorando, dentre os elementos de fundação, a possibilidade de uma solução superficial pelo dimensionamento de sapatas, e, caso necessário, desenvolver dimensionamento de fundação profunda por estacas pré-moldadas circulares de concreto.

Por fim, esta pesquisa enfatiza a utilização da técnica na busca de experiências práticas na construção civil. O perene interesse em pesquisa assente ao estudo de condições geotécnicas-estruturais que proporcionem a evolução do conhecimento desenvolvido na área.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Esta pesquisa tem como objetivo desenvolver dimensionamento geotécnico-estrutural para o um edifício de 6 pavimentos utilizando relatórios de sondagens na cidade de Teófilo Otoni.

2.2 Objetivos específicos

- Analisar as características do solo obtidas nos relatórios de sondagem SPT;
- Efetuar o dimensionamento de fundação superficial como solução inicial;
- Efetuar o dimensionamento de fundação profunda como solução secundária;
- Analisar a viabilidade técnica de cada solução;

3 JUSTIFICATIVA

A elaboração desta pesquisa é justificada pelo anseio de acrescentar à comunidade acadêmica e categoria profissional, modelos de dimensionamento de fundações superficiais e profundas para dois casos estudados em Teófilo Otoni – MG.

Outra relevante motivação para a elaboração deste trabalho foi a aplicação de conhecimentos adquiridos no percurso da graduação e colocá-los em prática para o desenvolvimento de um projeto de fundações, buscando despertar o interesse e o fomento da pesquisa em busca do conhecimento especialmente.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 Sondagem do Solo

A sondagem do solo, mais especificamente por percussão através do método *Standard Penetration Test* (SPT), trata-se de um significativo recurso que possibilita o conhecimento dos índices de resistência do solo. Câmara e Pereira (2005), afirmam que a sondagem do solo pode ser tomado como ponto de partida no auxílio da escolha do tipo de fundação mais adequada conforme as condições aferidas, influenciando diretamente nos padrões de qualidade, segurança e economia.

Conforme Brito (1987), a realização de um estudo completo do subsolo pode favorecer a amortização de gastos na obra, uma vez que as fundações correspondem de 3% a 10% do valor do empreendimento, uma conspecção desprovida de sondagem pode onerar o custo da fundação de 5 a 10 vezes.

Para Andrade (2005), a credibilidade dos resultados obtidos no ensaio está relacionada à qualificação técnica dos profissionais responsáveis pela execução, e, não menos importante, dos parâmetros que competem o método.

A NBR 6484 (ABNT, 2001) responsável pela prescrição do método de execução de sondagem de solos com aplicações a engenharia civil, define que o ensaio de SPT é adotado para determinação do índice de resistência do solo a penetração (Nspt) a cada metro, a posição do nível d'água e determinação do tipo de solo e sua respectiva profundidade de ocorrência.

Ainda tomando orientações da NBR 6484 (ABNT, 2001), o ensaio SPT especificamente se desenvolve a partir da profundidade de dois metros de perfuração, onde se inicia o recolhimento das amostras através de um amostrador padrão introduzido ao solo através da queda de um martelo de 65,0 kg erguido a altura de 75,0 cm. Para cada 45 cm de penetração no solo define-se o índice de penetração Nspt expresso pela soma do número de golpes deferidos para a segunda e terceira etapa de penetração de 15 cm, fornecendo uma indicação qualitativa das propriedades mecânicas do solo.

Destaca-se que a falta de investigação do subsolo é uma causa determinante no surgimento de patologias de fundações. O reconhecimento e caracterização do solo são fundamentais para inibição de possíveis problemas de fundação assegurando segurança ao projeto.

A Tabela 1 apresentada a seguir expressa a relação dos estados de compacidade e consistência dos solos, através desta pode-se caracterizar o material relacionando o índice de resistência à penetração as seguintes nomenclaturas.

Tabela 1 - Compacidade e de consistência dos solos segundo a NBR 6484 (2001)

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	DESIGNAÇÃO
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco fofa (o)
	9 a 18	Mediamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	>40	Muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	>19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001)

4.2 Fundações Superficiais

A NBR 6122 (ABNT, 2010) é responsável por fixar condições básicas a serem consideradas no projeto e execução de fundações de edifícios, pontes e demais estruturas. A citada norma define fundações superficiais como elementos de fundação que distribuem as tensões no solo através de sua base, e sua profundidade de assentamento deve ser inferior a duas vezes a sua menor dimensão.

São associadas a esta classe de fundações sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. Os tipos de fundações rasas são predominantemente a primeira opção a ser avaliada, contudo em obras de porte mais significativo dificilmente serão adotadas, mutuamente serão desconsideradas em caso de solos com baixa resistência.

4.3 Sapatas

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a sapata é um elemento de fundação superficial composta por concreto armado, com armadura empregada para atuar na resistência dos esforços de tração. Caracterizada como elemento tridimensional, as sapatas têm com atribuição transferir ao solo as ações decorrentes de toda estrutura e seu dimensionamento é

inicialmente fundamentado pela tensão admissível do solo, obtidas através de estudos geotécnicos.

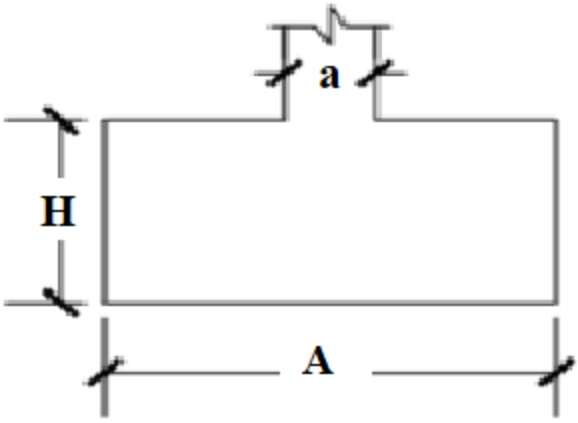
A NBR 6118 (ABNT 2014), estabelece que a sapata pode ser classificada como rígida ou flexível. Tal determinação é avaliada através da Equação 1 apresentada a seguir, se atendida, a sapata é tida como rígida, caso contrário, trata-se de sapata flexível. A Figura 1 representa um modelo geométrico de uma sapata.

$$H \geq (A - a)/3 \qquad \text{Equação (1)}$$

Significado das notações:

H = Altura da sapata;
A = Dimensão da sapata em determinada direção;
a = Dimensão do pilar para mesma direção.

Figura 1 - Representação de uma sapata



4.4 Dimensionamento de Fundações Superficiais

Segundo Spernau (2012), é conveniente admitir o desmembramento da estrutura em infraestrutura e superestrutura, tomando as ações pertinentes à infraestrutura como reações da superestrutura em busca da simplificação das ferramentas de cálculo submetidas para tal análise.

Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), a tensão que promove a ruptura do solo em que a sapata está apoiada é a capacidade de carga do elemento estrutural. Nesta

perspectiva, considerando uma sapata de concreto armado de base retangular com largura B e comprimento L, assentada a uma profundidade h em relação a superfície, a aplicação de um carregamento vertical de compressão, P, gera a mobilização de tensões normais a base da sapata por efeito resistente do maciço, com valor médio dado em σ através da Equação 2 a seguir.

$$\sigma = \frac{P}{B.A} \quad \text{Equação (2)}$$

Para uma sapata quadrada, A=B, e para uma retangular, em que "A" representa o maior lado da sapata, suas dimensões são obtidas através da Equação 3, de balanços iguais, com "a" e "b" correspondente às dimensões do pilar.

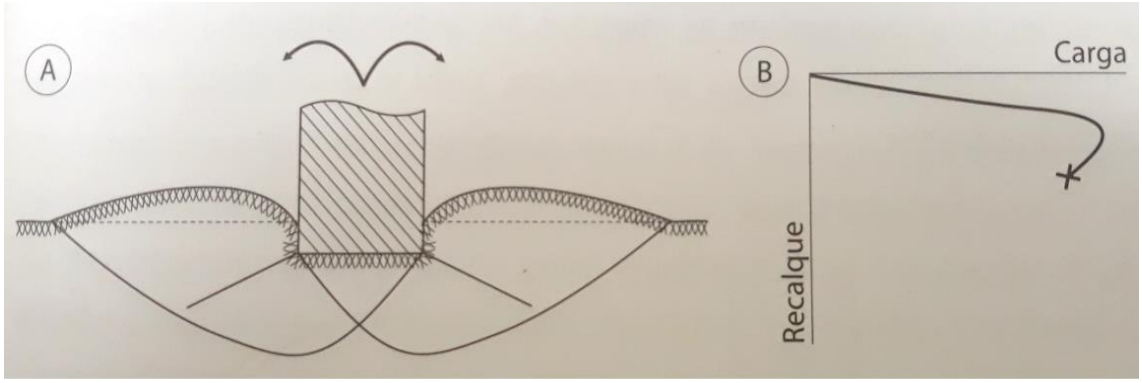
$$A - a = B - b \quad \text{Equação (3)}$$

4.4.1 Mecanismo de Ruptura

Segundo Rabello (2008), ruptura de um solo é o processo em que as partículas formadoras de sua estrutura sofrem um deslocamento permanente de modo que sua estrutura original seja alterada permanentemente. A perda de resistência ao atrito entre as partículas de solo normalmente ocasiona a ruptura, sobretudo convém relatar que as partículas de solo não se rompem e sim escorregam, isto é, a ruptura do solo correntemente sucede por cisalhamento. Embasado na literatura de Cintra, Aoki e Albiero (2011), existe a possibilidade do desenvolvimento de três tipos de ruptura sendo elas ruptura geral, por puncionamento ou ruptura local.

A ruptura geral segundo análise de Vesic (1975), ocorre em solos de resistência mais elevada, consequentemente menos deformáveis, desenvolve-se com superfície de ruptura continua, desde a borda da base da sapata até a superfície do solo conforme apresenta a Figura 2a. Este modelo de ruptura é catastrófico e súbito, acarreta o tombamento da sapata e a carga de ruptura é alcançada para valores pequenos de recalque conforme pode-se observar na Figura 2b.

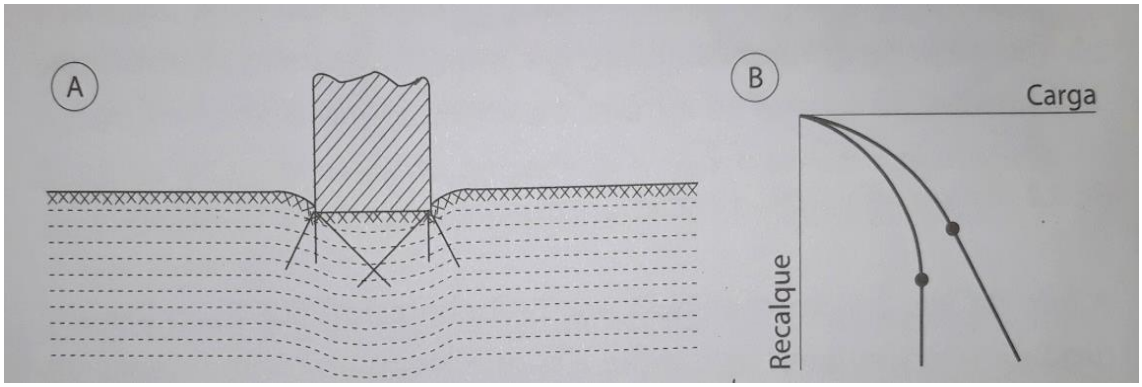
Figura 2 – Ruptura Geral adaptado de Vesic (1975), Curva de Carga x Recalque



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Diferente da ruptura geral, a ruptura por puncionamento ocorre em solos mais deformáveis consequentemente menos resistentes como argilas. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), decorrente da aplicação de carga o elemento estrutural de fundação conduz-se ao afundamento decorrente da compressão excessiva do solo subjacente conforme apresenta a Figura 3a. A carga de ruptura ocorre para recalques mais expressivos, e o solo não resiste às tensões de cisalhamento, comportamento que pode ser observado através da Figura 3b.

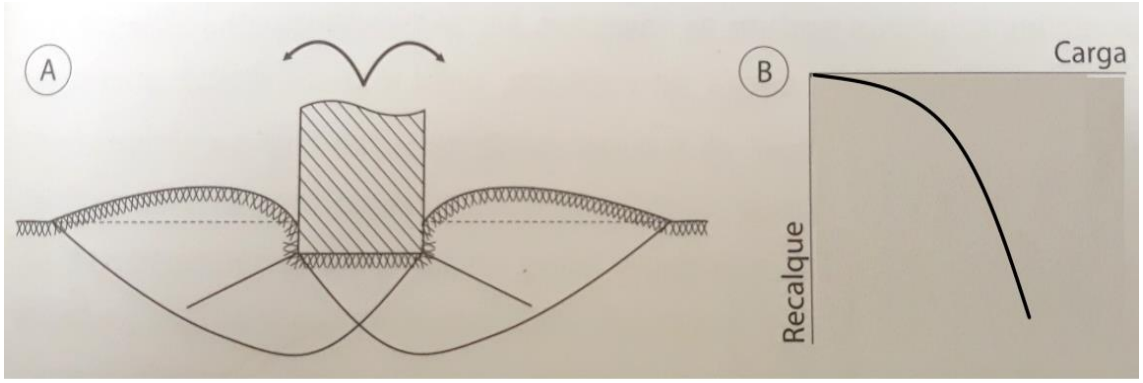
Figura 3 – Ruptura por puncionamento adaptado de Vesic (1975), Curvas de Carga x Recalque



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

A ruptura local, geralmente de ocorrência em solos de média compacidade, trata-se de um caso intermediário a se considerar os apresentados anteriormente. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a superfície de deslizamento não aflora na superfície, marcada por não ocasionar rupturas súbitas, sem apresentar um mecanismo específico.

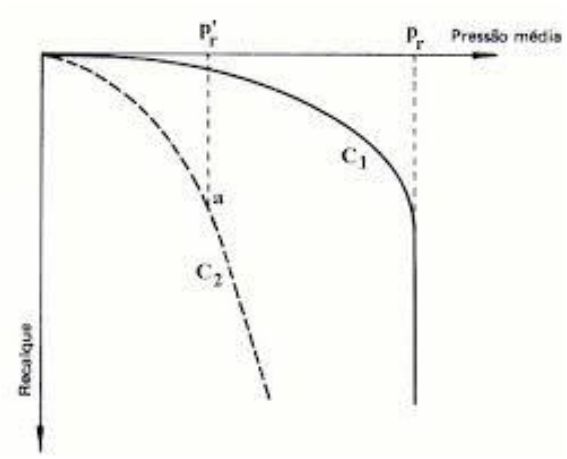
Figura 4 – Ruptura local adaptado de Vesic (1975), Curva de Carga x Recalque



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Considerado o pai da mecânica dos solos, Terzaghi (1943), desenvolveu a primeira concepção teórica-analítica referente à ruptura dos solos aplicada a fundações diretas onde a profundidade de assentamento (h) é menor que largura da base da fundação (B). O autor apresenta dois modelos de ruptura, a Figura 5 apresentada a seguir detalha as peculiaridades da relação da tensão x recalque para os solos mais resistentes representados pela curva C1 e solos menos resistentes representados pela curva C2.

Figura 5 – Curvas de tensão x recalque segundo Terzaghi (1943)



Fonte: Cintra 2003

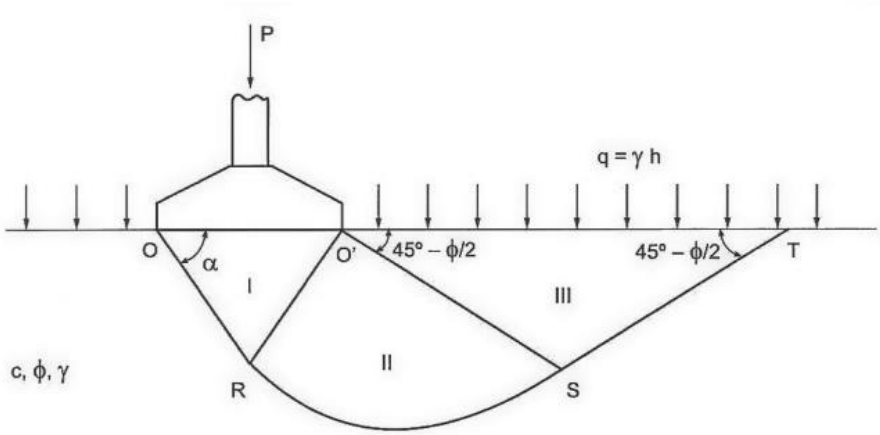
Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a teoria de capacidade de carga segundo Terzaghi (1943) é caracterizada por três hipóteses básicas, sendo elas:

- Sapata corrida com comprimento L maior ou igual a cinco vezes sua largura B, explicitamente (L = 5B);

- A profundidade de embutimento da sapata é inferior a sua largura, ou seja, (h ≤ B), desprezando a resistência ao cisalhamento do solo situado acima da cota de apoio da sapata, considerando a aplicação de uma sobrecarga (q) resultante da espessura (h) e peso específico (γ) do solo situado acima da cota de assentamento da sapata;
- O maciço de solo localizado acima do assentamento da fundação é tomado como rígido de consistência pouco deformável como um solo compactado e caracterizando uma ruptura geral.

Para Terzaghi (1943), referente ao equilíbrio de blocos rígidos advém da superfície potencial de ruptura de uma sapata corrida apoiada em um solo com definição do ângulo de atrito interno e coesão. A metodologia desenvolvida apresenta no solo uma superfície potencial de ruptura em forma de cunha como se pode observar na região representada pelo solo I através da Figura 6 apresentada a seguir.

Figura 6 – Superfície potencial de ruptura



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Nesta análise, a sintetização do equilíbrio das forças atuantes a considerar o peso próprio, empuxo passivo e forças de coesão, desenvolvidas com a superposição de efeitos e efeitos de forma, resulta em uma solução aproximada para determinação da capacidade de carga da interface solo-sapata apresentada na Equação 4 a seguir.

$$\sigma r = c.Nc.Sc + q.Nq.Sq + \frac{1}{2}.\gamma.B.N\gamma.S\gamma \quad \text{Equação (4)}$$

Significado das notações:

- σr: Tensão de ruptura;
- c: Coesão do solo;
- $Sc, Sq\ e\ Sy$: Fatores de forma;
- q: Tensão efetiva na cota de apoio;
- γ: Peso específico do solo;
- B: Largura da sapata;
- Nc, Nq e N γ: fatores relacionados a capacidade de carga.

4.5 Fundações Profundas

A respeito de fundações profundas a NBR 6122 (ABNT, 2010), define que esta é caracterizada pelo modo que transmite carga ao solo sendo pela base ou pela superfície lateral e até mesmo por combinação dos dois esforços citados. Outra marcante característica é que sua base deve ser assentada com profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, considerando que a profundidade mínima deve ser de três metros. Muito indicadas para obras de grande porte por terem a peculiaridade de possuírem maior capacidade de carga e também por apresentar bom comportamento em solos de baixa resistência.

Segundo Rebello (2008), a utilização de fundação profunda é aconselhável quando a fundação direta não for possível, geralmente quando o número de golpes da sondagem SPT maiores ou igual a oito estiver a profundidades superiores a dois metros.

Ainda segundo análises de Rebello (2008), as fundações profundas podem ser moldadas *in loco* ou podem ser pré-moldada. As primeiras são executadas com o auxílio de equipamento adequado para perfuração do solo e posteriormente preenchimento com concreto, podendo ser armadas ou não. Já as estacas pré-moldadas o elemento de fundação é produzindo de modo industrializado, sendo estes cravados no solo por equipamento adequado, bate-estaca.

Velloso e Lopes (2011) afirmam que o método de execução é a principal categorização das fundações profundas, podem ser consideradas duas situações nesta avaliação:

a) Por deslocamento: Nesta condição em geral as estacas são cravadas e o solo se desloca horizontalmente enquanto a estaca ocupa este espaço;

b) Por substituição, Neste caso as estacas geralmente são escavadas, o solo é removido para ocupação do elemento de fundação.

Reverenciados autores como Velloso (2002), Alonso (1989), Albiero (1996) e outros, descrevem a categorização de fundações profundas detalhadamente, conciliando o elemento a condição de cravamento ou escavação, em uma análise sucinta, contudo bem procedida, Velloso e Lopes (2011) traz em sua literatura o detalhamento dos tipos de fundações profundas mais usuais no cenário nacional em função da categorização mencionada acima, através do Quadro 1.

Quadro 1 – categorização das fundações profundas

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira Pré-moldada de concreto Tubos de aço de ponta fechada Tipo Franki Micro estacas injetadas
	Pequeno	Perfis de aço Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação) Estacas hélice especiais (estacas hélice de deslocamento)
Sem deslocamento		Escavadas com revestimento metálico perdido que avança a frente da escavação Estaca Raiz
De substituição		Escavadas sem revestimento ou com o uso de lama Tipo Strauss Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2011)

4.6 Capacidade de Carga em Fundações Profundas

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga em termos geotécnicos representa o valor máximo de resistência que o sistema pode oferecer ou representação da condição de ruptura do mesmo.

Na assimilação dos esforços físicos atuantes no sistema nota-se o desenvolvimento de tensões resistentes tanto na ponta ou base (R_P) do elemento quanto na superfície lateral ou fuste (R_L), matematicamente o equacionamento para dedução deste equilíbrio de forças faz-se necessário a separação destas duas resistências. Através da Equação 5 pode-se observar esta dedução.

$$R = R_L + R_P \quad \text{Equação (5)}$$

Em uma análise crítica destaca-se que a confiabilidade em modelos teóricos para determinação da capacidade de carga em fundações por estacas, não expressam exatamente o comportamento com fidedigno do sistema, com esta suposição muitos autores apresentam métodos baseados em correlações empíricas decorrentes de resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga.

Dentre os métodos semiempíricos desenvolvidos no Brasil, Aoki-Velloso (1975) apresentam estudos que são amplamente adotados em escritórios de projetos de fundações, basicamente derivado de um estudo comparativo entre resultados apresentados por provas de cargas em estacas e de SPT.

A formulação matemática para exprimir a estimativa da capacidade de carga inicialmente é obtida com os valores do ensaio de CPT[1], mas como no Brasil o ensaio de SPT é exponencialmente o mais adotado, fez-se necessário o desenvolvimento de uma correlação com valores de SPT, chegando a seguinte formulação para a capacidade de carga, indicada através Equação 6 a seguir.

$$R = \frac{K.N_P}{F_1}.A_P + \frac{U}{F_2}.\sum_1^n(\alpha.K.N_L.\Delta_L) \quad \text{Equação (6)}$$

Significado das notações:

- R = Capacidade de carga;
- N_P = Nspt na cota da ponta;
- A_P = Área da seção transversal da ponta;
- U = Perímetro da seção transversal;
- n = número de camadas;
- N_L = Nspt na camada de espessura Δ_L;
- Os valores F_1 e F_2 são fatores de correção determinados através da Tabela 2 apresentada a seguir;

[1] Cone penetration test, ensaio reconhecido internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica regulamentado pela NBR 12069 (1991). Os resultados obtidos neste ensaio podem ser utilizados na determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações.

- O valor de do coeficiente K e α é proposto pelos autores através da Tabela 3 apresentada a seguir.

Tabela 2 – Fatores de Correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 3 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila Arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Outro método semiempírico eficaz para a determinação da capacidade de carga do solo fora desenvolvido por Décourt e Quaresma (1978), e posteriormente adaptado por Décourt (1996) apresentada na seguinte formulação da Equação 7.

$$R = \alpha . C . N_P . A_P + \beta . 10 . \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) . U . L \quad \text{Equação (7)}$$

Significado das notações:

- R = Capacidade de carga;

- α = Valor obtido em função do tipo de estaca e do tipo de solo, através da Tabela 4;
- C = Coeficiente característico do solo proposto pelos autores através da Tabela 5;
- N_P = Valor médio do índice de resistência a penetração na ponta ou na base da estaca, obtido a partir de três valores correspondentes ao nível da ponta ou base e o imediatamente posterior;
- A_P = Área da seção transversal da ponta;
- β = Valor em função do tipo de estaca e do tipo de solo, através da Tabela 6;
- U = Perímetro da seção transversal;
- N_L = Nspt na camada de espessura L.

Tabela 4 – Valores Atribuídos ao Coeficiente α

Tipos de Solo	Tipos de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice continua	Raiz	Injetada sob altas pressoes
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediarios	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 5 – Coeficiente característico do solo

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Tabela 6 – Valores Atribuídos ao Coeficiente β

Tipos de Solo	Tipos de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada (Bentonita)	Hélice continua	Raiz	Injetada sob altas pressoes
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996)x

4.7 Recalques

Embasado nas afirmações da NBR 6122 (ABNT, 2010), pode-se definir recalque como movimento vertical proveniente do afundamento do elemento estrutural. Para Alonso (1989), o recalque provém da ausência de contato entre o assentamento e o elemento de fundação, ocasionando assim o afundamento da fundação. O autor citado enfatiza que quando este afundamento ocorre em toda a fundação denomina-se recalque total e quando a ocorrência é pontual denomina-se recalque diferencial.

Como mencionado podem ocorrer dois tipos de recalque, o total e o diferencial, o primeiro coincide com o deslocamento integral em um dos apoios estrutural ou da estrutura como um todo, enquanto o segundo retrata a diferença entre os recalques totais de duas fundações.

No que diz respeito a fundação superficial, o recalque total é decomposto em duas parcelas, o recalque de adensamento e recalque imediato, como demonstra a Equação 8:

$$\rho_{total} = \rho_c + \rho_i \qquad \text{Equação (8)}$$

Significado das notações:

- ρ_{total}= Recalque total;
- ρ_c = Recalque de adensamento;
- ρ_i= Recalque imediato;

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), o recalque de adensamento resulta de deformações volumétricas no decorrer do tempo, e se dá em solo argiloso saturado sob carregamento permanente. Quanto ao recalque imediato, esse, se processa em um curto período de tempo após à aplicação do carregamento.

Alonso (1981) afirma que o recalque diferencial impõe distorções à estrutura que pode acarretar em fissuras. Esse, resulta da diferença entre os recalques absolutos de dois elementos da fundação, como segue na Equação 9.

$$\delta = \frac{\Delta}{l} \qquad \text{Equação (9)}$$

Significado das notações:

- δ= Recalque diferencial;
- Δ = Diferença entre os recalques totais de dois elementos de fundação;
- l = Distância entre os elementos;

Ao avaliar o recalque imediato deve-se analisar a variação do módulo de elasticidade (Es) do solo com a profundidade. Quando o módulo de elasticidade é constante, no caso de argilas sobreadensadas, denomina-se meio elástico homogêneo (MEH), caso contrário, tem-se o meio elástico não homogêneo, como é o caso das areias.

Considerando o recalque total em fundações profundas, por intermédio dos estudos de Cintra e Aoki (2010), considera duas situações, a primeira referente ao encurtamento elástico da estaca e o segundo referente às deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca até o indeslocável. Ambas as situações representadas através da Equação 10 a seguir.

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad \text{Equação (10)}$$

Significado das notações:

- ρ = Recalque total;
- ρ_e = Recalque por encurtamento elástico;
- ρ_s = Recalque do solo.

Alonso (1989), ainda afirma que em toda obra de fundações há ocorrência de recalques, contudo, os projetos de fundações são desenvolvidos considerando este evento, a determinação de um limite compreensível para esta ocorrência é denominado recalque admissível, neste é considerado critérios de desempenho da estrutura e segurança.

5 METODOLOGIA

Este trabalho desdobra uma pesquisa quantitativa, na qual o método empregado se inclina a desenvolver o dimensionamento de elementos de fundações.

Tocante aos fins considera-se adequado aplicá-la como uma pesquisa qualitativa, conducentes ao objeto deste trabalho e suas características, a princípio é qualitativa porque se dá através de uma revisão preliminar da literatura e também das condições geotécnicas dos solos explorados.

Quanto aos meios, este trabalho se classifica como um estudo de caso, tomando como subsídio determinante dessa classificação o delineamento obtido através das orientações de Yin (2001) que a define como adequada para a investigação de um fenômeno contemporâneo dentro de seu contexto real, onde os limites entre o fenômeno e o contexto não são claramente percebidos e se preserva o caráter unitário do objeto estudado.

A princípio foram tomadas literaturas pertinentes a estudos geotécnicos e estruturais previstos para auxiliar na melhor compreensão do desenvolvimento do trabalho.

O presente estudo se dedica ao dimensionamento de fundações rasas ou profundas dedicadas a dois casos específicos da cidade de Teófilo Otoni – MG, o primeiro (CASO I), realizado no loteamento Laranjeiras do bairro São Jacinto na Rua Marta Vaz Batista, e o segundo (CASO II), realizado no bairro Laerte Laender, Rua Dona Mundinha. Ambos os casos foram avaliados para demandar um edifício residencial multifamiliar com 6 pavimentos, possuindo dimensões de (24,9 x 10) m, com a disposição de 32 pilares.

A cerca do edifício adotado para dimensionamento das fundações analisadas neste trabalho, propôs-se a utilização do software CYPECAD (versão 2016), tal ferramenta auxiliou na projeção tridimensional da estrutura, além de composição dos carregamentos e dimensões dos pilares. Através da Figura 7 fica ilustrado o desenvolvimento tridimensional proporcionado pelo software citado.

Figura 7 – Projeção Tridimensional do Edifício Considerado nas Análises de Cálculo

A concepção estrutural para a superestrutura aponta a utilização de 32 pilares, sendo 31 pilares quadrados com dimensões 30x30 cm e apenas um pilar retangular, o P15, com dimensões 30x15 cm. As dimensões referentes a cada pilar e a determinação da composição dos carregamentos fica expressa a seguir pelo intermédio da Tabela 7.

Tabela 7 – Detalhamento dos carregamentos e dimensões dos pilares

Pilar	Dimensões (m)		Carga do Pilar (kN)	Pilar	Dimensões (m)		Carga de cálulo (kN)
	a	b			a	b	
P1	0,3	0,3	1276,24	P17	0,3	0,3	1533,7
P2	0,3	0,3	1445,5	P18	0,3	0,3	1749,02
P3	0,3	0,3	1338,4	P19	0,3	0,3	1713,74
P4	0,3	0,3	1301,16	P20	0,3	0,3	1711,22
P5	0,3	0,3	1295,84	P21	0,3	0,3	1951,04
P6	0,3	0,3	1465,66	P22	0,3	0,3	1568,84
P7	0,3	0,3	1815,1	P23	0,3	0,3	1265,6
P8	0,3	0,3	1449,28	P24	0,3	0,3	1277,36
P9	0,3	0,3	1531,6	P25	0,3	0,3	1274
P10	0,3	0,3	1734,88	P26	0,3	0,3	1567,72
P11	0,3	0,3	1633,38	P27	0,3	0,3	1471,96
P12	0,3	0,3	1874,46	P28	0,3	0,3	889,98
P13	0,3	0,3	1804,74	P29	0,3	0,3	897,82
P14	0,3	0,3	1704,22	P30	0,3	0,3	1338,82
P15	0,3	0,15	1389,92	P31	0,3	0,3	1428,42
P16	0,3	0,3	1682,94	P32	0,3	0,3	1262,66

A priori foram analisados os procedimentos de sondagem de simples reconhecimento à percussão para cada caso, estes adquiridos por intermédio do engenheiro da região. No CASO I, bairro São Jacinto, foram desenvolvidos quatro furos não lineares, no CASO II, bairro Laerte Laender, a sondagem do solo foi desenvolvida em dois furos. Através das Figuras 8 e 9 apresentadas a seguir, estão representados os croquis dos terrenos com locação dos furos de sondagem.

Figura 8 – CASO I : Locação dos furos de sondagem do lote situado no Bairro São Jacinto

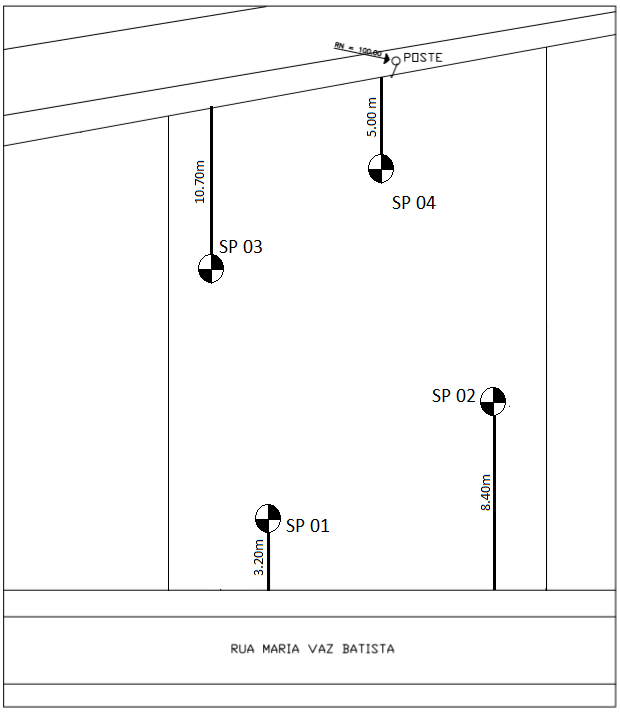
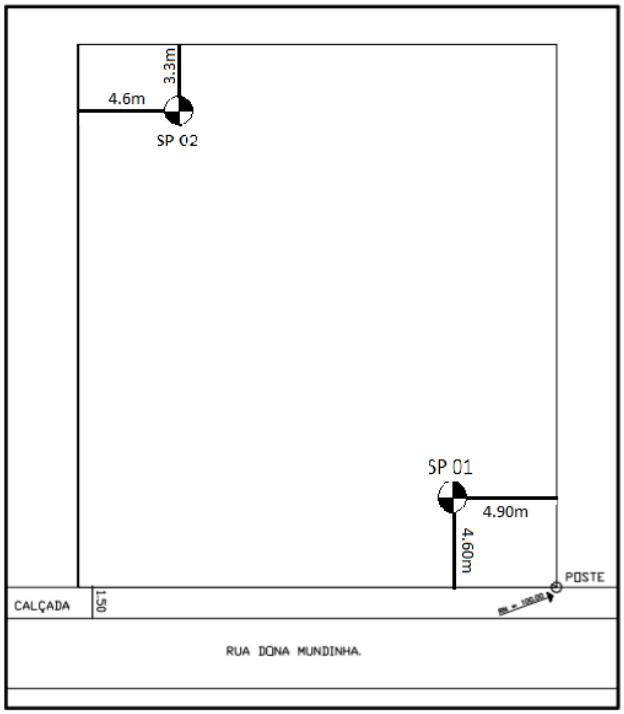


Figura 9 – CASO II – Locação dos furos de sondagem do lote situado no Bairro Laerte Laender



A partir dos relatórios de sondagem, é possível desenvolver o perfil geológico-geotécnico de cada terreno. Nesta toada, considerou-se acerca do peso específico, tanto para solos argilosos como para solos arenosos, os modelos definidos pela literatura de Godoy (1972) *apud* Cintra, Aoki, Albiero (2011), estes estão organizados nas seguintes Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 – Peso específico dos solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Godoy (1972) *apud* Cintra, Aoki, Albiero (2011)

Tabela 9 – Peso específico dos solos arenosos

N (golpes)	Compacidade	Peso específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Fonte; Godoy (1972)

Para a definição do ângulo de atrito, relativo à alternância de camadas dos solos arenosos foi adotado a correlação de Godoy (1983), conforme a Equação 11 a seguir expressa o modelo de cálculo adotado.

$$\emptyset = 28° + 0{,}4\ N_{SPT} \qquad \text{Equação (11)}$$

Para a determinação de coesão do solo, não fora adotado nenhum modelo matemático, considerando para os solos arenosos a coesão igual a zero e para solos siltosos preferiu-se considerar os estudos tabelados de Joppert Jr (2007) referente aos parâmetros geotécnicos médios do solo em função do Nspt, tais parâmetros estão expressos através da Tabela 10 a seguir.

Tabela 10 – Parâmetros geotécnicos médios do solo em função do Nspt

Tipo de solo	Faixa de SPT	Peso específico (kN/m³)		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (kN/m²)
		Natural	Saturado		
Areia pouco siltosa/pouco argilosa	0-4	17	18	25	-
	5-8	18	19	30	-
	9-18	19	20	32	-
	19-41	20	21	35	-
	>=41	20	21	38	-
Silte arenoso	5-8	18	19	25	15
	9-18	19	20	26	20
	19-41	20	20	27	30
	>=41	21	21	28	50
Silte argiloso	-	18	18	27,5	30

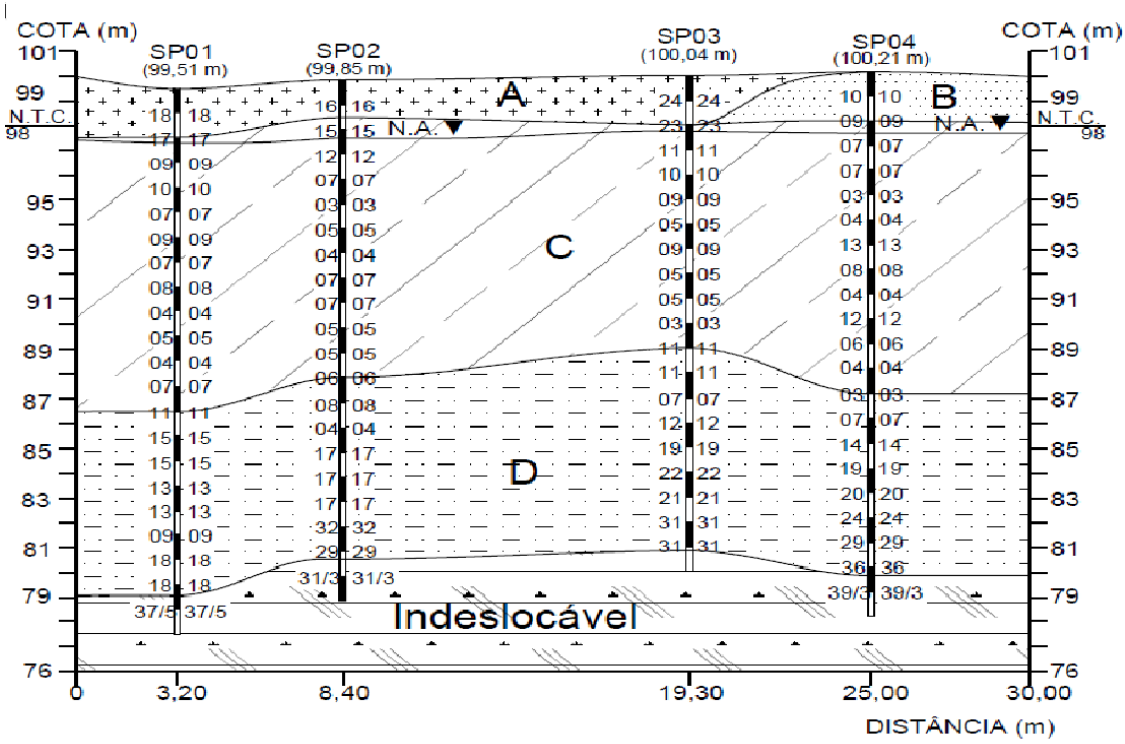
+

Fonte: Joppert Jr (2007)

Quanto ao perfil geológico-geotécnico obtido através dos ensaios de sondagem, considerou-se a simplificação das camadas para situação mais crítica, nesta perspectiva a caracterização para o CASO I, fica notório que o solo não apresentou índices de resistência à penetração significativos nas camadas iniciais, desenvolvendo resistências interessantes apenas a cerca de 15 metros de profundidade.

Diferente do CASO I, o CASO II apresentou melhores condições em termos de resistência. As Figuras 10 e 11 a seguir trazem a descrição técnico-visual detalhada do perfil geológico-geotécnico com os dados obtidos através do desenvolvimento dos ensaios de SPT, no qual, N.A. representa a posição do nível d'água, e N.T.C. refere-se ao nível do terreno para construção.

Figura 10 – Perfil Geológico-geotécnico para o CASO I



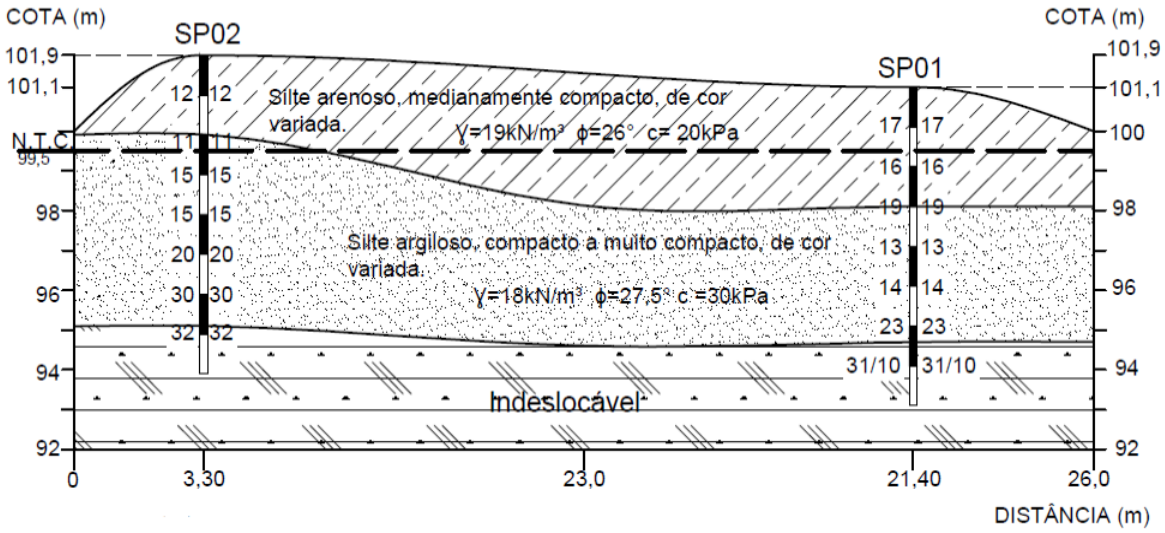
Nos primeiros 2 metros sondados o solo apresentou predominância de silte arenoso de cor variada, representado no perfil geológico-geotécnico pelo trecho A, para este solo especificamente, baseado nos parâmetros geotécnicos médios do solo em função do Nspt de Joptert Jr (2007), encontrou-se peso específico, ângulo de atrito e coesão igual a γ=19 kN/m³, ϕ=26º e c=20 kPa, respectivamente.

Para o trecho B, identificou-se solo composto por silte argiloarenoso com γ=18 kN/m³, ϕ=27,5º e c=30 kPa. A partir da cota 97,5 identificou-se o nível d'água, representado no perfil por N.A.

Nos seguintes 10 metros representados pelo trecho C, solo composto por areia de média a grossa, pouco compacta, de cor variada, neste caso foi adotado para o peso específico valores estabelecidos por Godoy (1972), assim γ_{sat} =19 kN/m³, para o ângulo de atrito nesta situação adotou-se formulação de Godoy (1983), assim ϕ=31º.

Para o trecho D de maior resistência o solo apresentou composição por areia de média a grossa, pouco compacta a compacta, de cor variada com γ_{sat} =20 kN/m³e ϕ=34,2º. Nos dois últimos trechos por se tratar de solos arenosos considerou-se coesão igual a 0.

Figura 11 – Perfil Geológico-geotécnico para o CASO II



Para determinação dos parâmetros do solo relativo ao CASO II, tomaram-se os mesmos princípios do CASO I, e tais parâmetros estão apresentados integralmente na Figura 11.

Os relatórios de sondagem referentes ao perfil geológico-geotécnico apresentado para o CASO I e CASO II estão disponíveis no Anexo A.

Determinado o perfil geológico-geotécnico dos terrenos analisados em questão, inicia-se o dimensionamento da capacidade de carga do solo, contudo para esta análise, foi tomado como regra o método desenvolvido por Terzaghi (1943) quando referente à fundação superficial e levando em conta os parâmetros dos fatores forma segundo De Beer (1967), expressos pela Tabela 11 a seguir. E referente a parâmetros dos fatores de capacidade de carga segundo Vesic (1975), conforme apresentado na Tabela 12 adiante.

Quanto ao dimensionamento de capacidade carga em fundações profundas adotou-se o método de Aoki-Veloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), contudo se estabelecendo o método que melhor favorece a segurança.

Tabela 11 – Fatores de Forma

Sapata	Sc	Sq	Sγ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	1+(B/L)(Nq/Nc)	1+(B/L)tgφ	1-0,4(B/L)
Circular ou quadrada	1+(Nq/Nc)	1+tgφ	0,60

Fonte: De Beer (1967) *apud* Vesic (1975)

Tabela 12 – Fatores de capacidade de carga

φ(°)	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tgφ	φ(°)	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tgφ
0	5,14	1,00	0	0,20	0	**24**	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	**25**	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	**26**	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	**27**	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	**28**	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	**29**	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	**30**	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	**31**	32,67	20,63	25,99	0,63	0,6
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	**32**	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	**33**	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	**34**	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	**35**	46,12	33,30	48,03	0,72	0,7
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	**36**	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	**37**	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	**38**	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	**39**	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	**40**	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	**41**	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
18	13,1	5,26	4,07	0,40	0,32	**42**	93,71	85,38	155,55	0,91	0,9
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	**43**	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	**44**	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	**45**	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40						
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42						

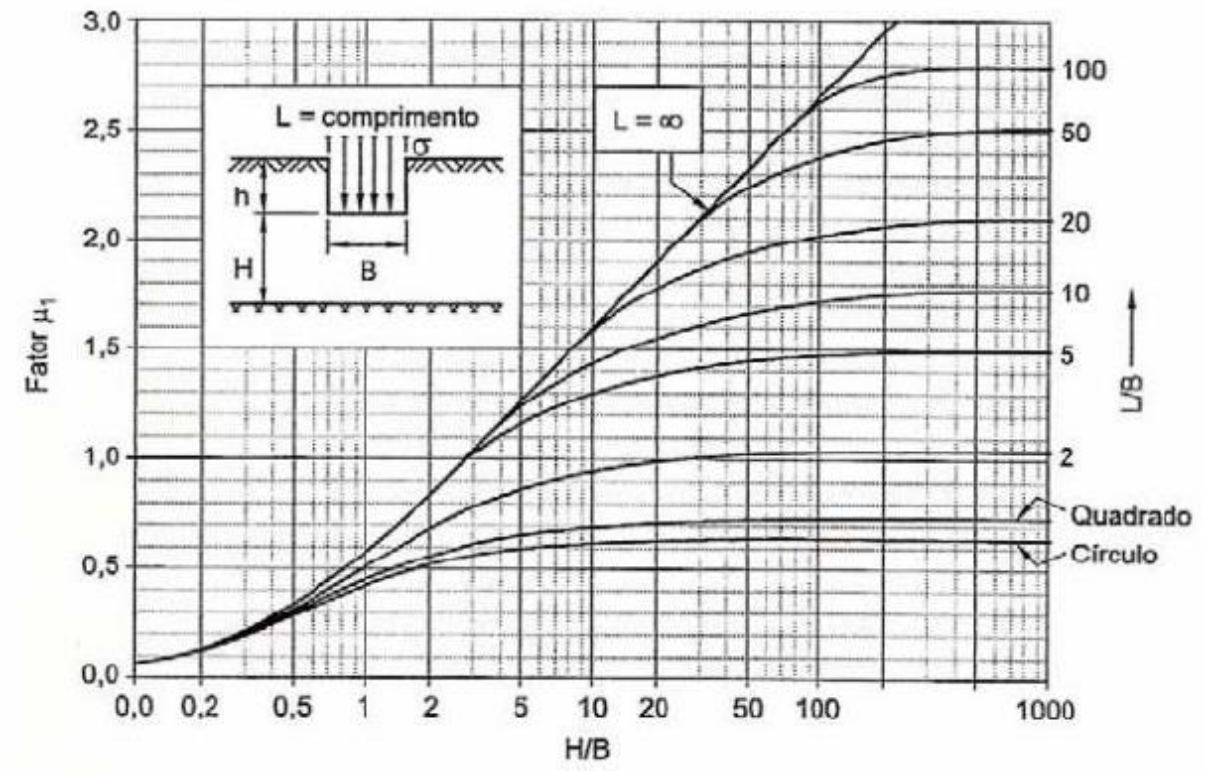
Fonte: Vesic (1975)

Relativo ao procedimento analítico da estimativa do recalque imediato de fundações superficiais, embasado na teoria da elasticidade foi adotado o método de camada finita, para chegar a situações mais recorrentes de multicamadas. Conforme estas considerações o recalque imediato foi calculado pela proposta de Jambu (1956) expressa através da Equação 12 a seguir.

$$\rho_1 = \mu_0 . \mu_1 . \frac{\sigma . B}{E_s} \qquad \text{Equação (12)}$$

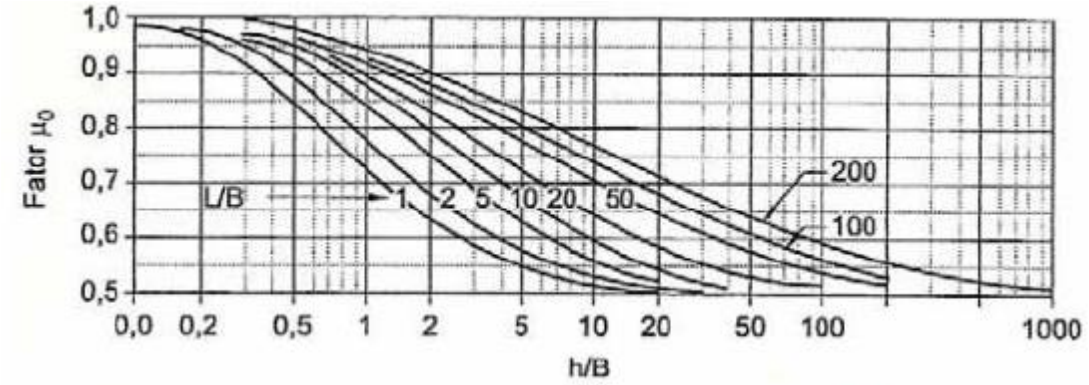
As incógnitas μ_0 e $\mu_1$são fatores de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo respectivamente, cujos valores estão apresentados nas Figuras 12 e 13 a seguir.

Figura 12 – Fator de influência do embutimento da sapata μ_1



Fonte: Janbu (1956), apud Cintra, Aoki e Albiero, (2011)

Figura 13 – Fator de influência da espessura da camada de solo μ_0



Fonte: Janbu (1956), apud Cintra, Aoki e Albiero, (2011)

O critério relativo à estimativa do recalque total em fundações profundas foi obtido por intermédio dos estudos de Cintra e Aoki (2010), considerando a parcela de recalque por encurtamento elástico da estaca e a parcela referente ao recalque do solo.

De acordo com metodologia adaptada de Aoki (1979), o encurtamento elástico, considerando uma estaca maciça, cilíndrica e de concreto, supõem a seguinte Equação 13.

$$\rho_e = \frac{1}{A.E_c}.\sum(P_i.L_i) \quad \text{Equação (13)}$$

Significado das notações:

- ρ_e = Encurtamento elástico;
- A= Área da seção transversal do fuste da estaca;
- E_c = Modulo de elasticidade do concreto, suposto constante;
- P_i = Valores médios do esforço normal no segmento de estaca;
- L_i = Espessura da camada.

Na ausência de valores específicos de E_c, foi considerado:

- E_c = 28 GPa para estacas pré-moldadas;

Relativo às deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes à base da estaca até o indeslocável, adotou-se modelo matemático de Vesic (1975), onde os

deslocamentos são subdivididos em duas parcelas, sendo estas, referentes à reação de ponta e reação de cargas laterais, conforme Equação 14 adiante.

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad \text{Equação (14)}$$

Nesta perspectiva utilizou-se método Aoki (1984), para sintetizar uma expressão que estima acréscimos de tensões provocadas pelas forças verticais de ponta ($\Delta\sigma_p$) e de fuste ($\Delta\sigma_i$), esta, representada pela seguinte formulação expressa na Equação 15 a seguir.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad \text{Equação (15)}$$

O recalque então fica delineado pela Equação 16, tomando as considerações anteriormente apresentadas para caracterização da teoria da elasticidade linear.

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} . H\right) \quad \text{Equação (16)}$$

Significado das notações:

- ρ_s = Recalque do solo;
- $\Delta\sigma$ = Acréscimo de tensões em uma camada subjacente qualquer;
- E_s = Modulo de deformabilidade da camada do solo;
- H = Espessura da camada;

Por fim considerando a teoria da elasticidade linear Janbu (1963), pode-se deduzir uma expressão para estimativa de recalque nestas condições conforme a Equação 17 a seguir.

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta_\sigma}{\sigma_0}\right)^n \quad \text{Equação (17)}$$

Significado das notações:

- E_s = Módulo de deformabilidade da camada de solo;
- E_0 = Módulo de deformabilidade antes da cravação da estaca;

- σ_0 = tensão geostática no centro da camada;
- N = Expoente dependente da natureza do solo: n = 0,5 para materiais granulares e n = 0,0 para argilas duras e rijas.

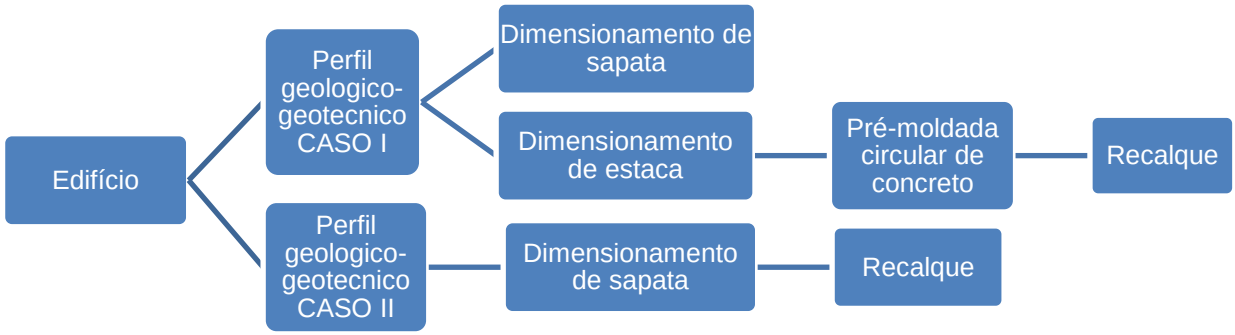
Ainda para a avaliação de E_0, foi tomada instruções conforme estudo de Aoki (1984), que considera:

- E_0 = 6.K.Nspt para estacas cravadas;

O coeficiente K está relacionado ao método empírico do Aoki-Veloso (1975), em função do tipo de solo.

Por fim, para melhor compreensão das etapas no plano metodológico da pesquisa se delineou o fluxograma conforme Figura 14 abaixo.

Figura 14 – Fluxograma de execução do trabalho



fz

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 Capacidade de Carga para Fundação Superficial

6.1.1 Análise do CASO I

Conhecido o perfil geológico-geotécnico, iniciou-se a dedução da capacidade de carga do solo adotando os parâmetros indicados no tópico anterior, dispondo os elementos de fundação sistematicamente alinhados aos furos de sondagem, na medida do possível.

Considerando uma cota de assentamento com profundidade de 1,5 m para todos os elementos de fundação, a Tabela 13 apresentada a seguir expõe a relação produzida entre a composição características do solo seguida de seus parâmetros identificados pelos furos de sondagem e disposição das sapatas concernentes aos furos citados, considerando valores de sobrecarga em função da cota de assentamento.

Tabela 13 – Associação de sapatas as respectivas camadas do perfil para cota de assentamento inferidas as sobrecargas no CASO I

Sapata	Camada 1	Prof. (m)	Camada 2	Profun. (m)	N.A. (m)	γ1 kN/m³	γ2nat kN/m³	γ2sub kN/m³	q(h*γ)
S1/S9/ S17/S25	Silte Arenoso	0,45	Areia pouco compacta	11	1,7	19	16	6	14,85
S2/S10/ S18/S26	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	10,6	1,6	16	16	6	9
S3/ S11/ S19/S27	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	10,5	1,5	16	16	6	9
S4/S12/ S23/S28	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	9,8	1,45	16	16	6	9
S5/S13/ S24/S29	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	9,3	1,3	16	16	6	9
S6/S14/ S20/S30	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	9,3	1,3	16	16	6	9
S7/S15/ S21/S31	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	10,5	1,3	16	16	6	9
S8/S16/ S22/S32	Areia pouco compacta	-	Areia pouco compacta	10,9	1,3	16	16	6	9

Identificadas as sapatas e suas sobrecargas, aplicando o método de capacidade de carga de Terzaghi, estabelecendo uma relação com a tensão admissível do solo é possível obter uma equação de terceiro grau em função da tensão de ruptura do solo para o caso de sapatas quadradas. A equação encontrada foi aplicada ao método de Newton-Raphson.

O valor do fator de segurança adotado para o cálculo da tensão admissível foi 3, conforme disposições da NBR 6122 (ABNT, 1996).

As Tabelas 14 e 15 a seguir demonstram os valores encontrados relativos a capacidade de carga para sapatadas quadradas, sendo 31 no total.

Tabela 14 – Capacidade de carga das sapatas quadradas S1, S9,S17 e S25

Solo de assentamento: Areia pouco compacta

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2}$$

ϕ	C	q	γ2sub
31	0	14,85	6
Fatores de Cap. De Carga		Fatores de Forma	
Nc	32,67	Sc	1,63
Nq	20,63	Sq	1,6
Nγ	25,99	Sγ	0,6
Nq/Nc	0,63		
tgϕ	0,6		

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 1881.46\sigma_r^2 + 884969.17\sigma_r - 6565.6F = 0$$

Sapata	Carga do pilar (F) (kN)	σr (kPa)	σadm (kPa)
S1	1276,24	607,60	202,53
S9	1531,60	617,76	205,92
S17	1533,70	617,83	205,94
S25	1274,00	607,51	202,50

Tabela 15 – Capacidade de carga das demais sapatas quadradas

Sapata Quadrada S2-S8/S10-S14/S16/S18-S24/S26-S32

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2}$$

Solo de assentamento: Areia pouco compacta

ϕ		C		q	γ2sub
31		0		9	6
Fatores de Cap. De Carga				Fatores de Forma	
Nc	32,67	Nq/Nc	0,63	Sc	1,63
Nq	20,63	tgϕ	0,6	Sq	1,6
Ny	25,99			Sy	0,6

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma equação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 594.14\sigma_r^2 + 88251.77\sigma_r - 6565.67F = 0$$

Sapata	F(kN)	σr (kPa)	σadm (kPa)	Sapata	F(kN)	σr (kPa)	σadm (kPa)
S2	1445,50	443,38	147,79	S19	1713,74	454,43	151,48
S3	1338,40	438,62	146,21	S20	1711,22	454,33	151,44
S4	1301,16	436,91	145,64	S21	1951,04	463,34	154,45
S5	1295,84	436,66	145,55	S22	1568,84	448,60	149,53
S6	1465,66	444,25	148,08	S23	1265,60	435,24	145,08
S7	1815,10	458,32	152,77	S24	1277,36	435,80	145,27
S8	1449,28	443,54	147,85	S26	1567,72	448,56	149,52
S10	1734,88	455,25	151,75	S27	1471,96	444,52	148,17
S11	1633,38	451,24	150,41	S28	889,98	415,64	138,55
S12	1874,46	460,54	153,51	S29	897,82	416,10	138,70
S13	1804,74	457,93	152,64	S30	1338,82	438,63	146,21
S14	1704,22	454,05	151,35	S31	1428,42	442,63	147,54
S16	1682,94	453,21	151,07	S32	1262,66	435,11	145,04
S18	1749,02	455,80	151,93				

Quanto a sapata retangular, referente ao pilar retangular P15, a Tabela 16 demonstra seu valor relativo a capacidade de carga encontrada. Aplicando o método de capacidade de carga de Terzaghi, e estabelecendo uma relação com a tensão admissível do solo e a equação de balanços iguais, na qual, “A” representa a maior dimensão da base da sapara e “B” a sua menor dimensão. Sendo possível então, obter uma equação de terceiro grau em função “B”.

Tabela 16 – Capacidade de carga da sapata S15

Sapata Retangular (A>B) S15				
$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ e $\frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{AB}$				
Solo de assentamento: Areia pouco compacta				
ϕ	C	q	γ2sub	
31	0	9	6	
Fatores de Capacidade De Carga				
Nc	Nq	NC	Nq/Nc	tgϕ
32,67	20,63	25,99	0,63	0,6
Fatores de Forma				
Sq		Sc	Sγ	
$1+0.63\frac{B}{A}$		$1+0.6\frac{B}{A}$	$1-0.4\frac{B}{A}$	
Balanços iguais:			A=B+0.15	
Substituindo as equações em função de B, têm-se uma esquação de 3˚ grau.				
$46.782B^3 + 308.768B^2 + 27.851B - 3F=0$				
Sapata	Carga pilar F (kN)	Bmin (m)	σr (kPa)	σadm (kPa)
S15	1389,92	3,01	437,25	145,75

6.1.2 Análise do CASO II

Assim como para o CASO I, no CASO II foram dispostos os elementos de fundação sistematicamente alinhados aos furos de sondagem, na medida do possível. Ainda considerando uma cota de assentamento com profundidade de 1,5 m para todos os elementos de fundação, a Tabela 17 apresentada a seguir expõe a relação produzida entre a composição característica do solo seguida de seus parâmetros identificados através dos furos de sondagem e disposição das sapatas concernentes aos furos citados, considerando valores de sobrecarga em função da cota de assentamento.

As tabelas fundamentadas para demonstrar os valores encontrados relativos a capacidade de carga para sapatadas quadradas e retangular estão dispostas detalhadamente no Apêndice A. Para expressar tais valores foi desenvolvida Tabela 18, a qual contempla resumidamente os valores de capacidade de carga relativo às 32 sapatas calculadas.

Tabela 17 – Associação de sapatas as respectivas camadas do perfil para cota de assentamento inferidas as sobrecargas no CASO II

Sapata	Camada 1	Profundidade (m)	Camada 2	Profundidade (m)	γ1 kN/m³	γ2 kN/m³	q(h*γ) kN/m²
S1/S9/ S17/S25	Silte Argiloso	-	Silte Argiloso	4,4	18	18	18
S2/S10/ S18/S26	Silte Argiloso	-	Silte Argiloso	4,45	18	18	18
S3/ S11/ S19/S27	Silte Arenoso	0,35	Silte Argiloso	4,25	19	18	27,35
S4/S12/ S23/S28	Silte Arenoso	1,15	Silte Argiloso	3,65	19	18	28,15
S5/S13/ S24/S29	Silte Arenoso	1,45	Silte Argiloso	3,45	19	18	28,45
S6/S14/ S20/S30	Silte Arenoso	1,45	Silte Argiloso	3,4	19	18	28,45
S7/S15/ S21/S31	Silte Arenoso	1,4	Silte Argiloso	3,4	19	18	28,4
S8/S16/S22/S32	Silte Arenoso	1,4	Silte Argiloso	3,4	19	18	28,4

Tabela 18 – Resumo da Capacidade de Carga das Sapatas relativas ao CASO II

Sapata	σadm (kPa)	Sapata	σadm (kPa)
S1	633,14	S17	636,85
S2	635,62	S18	639,70
S3	698,28	S19	703,24
S4	687,38	S20	710,76
S5	705,25	S21	713,27
S6	707,60	S22	708,61
S7	711,68	S23	687,07
S8	707,04	S24	704,99
S9	636,82	S25	633,11
S10	639,52	S26	637,31
S11	702,23	S27	700,12
S12	691,76	S28	683,57
S13	711,90	S29	699,01
S14	710,67	S30	705,86
S15	710,86	S31	706,75
S16	710,06	S32	704,43

6.2 Dimensionamento Geométrico de Sapatas

As dimensões da base da sapata são efetivamente definidas em função da tensão admissível do solo. Nesta análise foi considerada a utilização de sapatas isoladas considerando dois requisitos a serem atendidos:

- O centro de gravidade da sapata coincidi com o centro de gravidade do pilar;
- Deve-se fazer uma estimativa da área da base, supondo a sapata submetida à carga centrada.

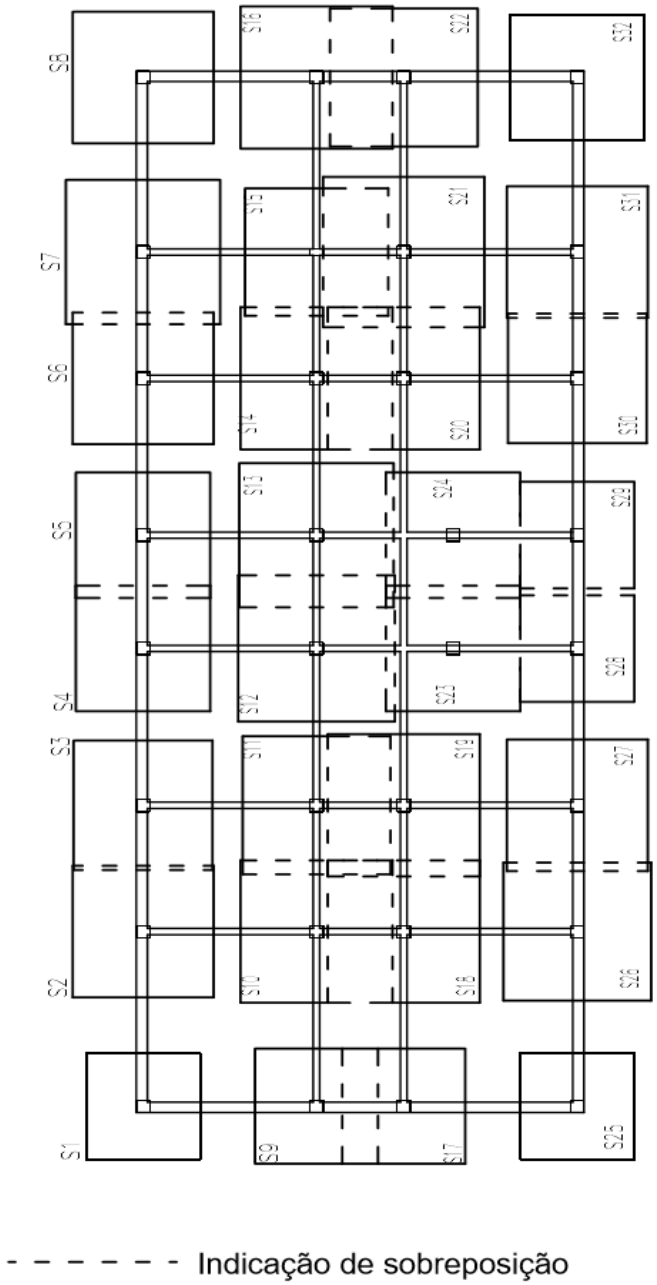
6.2.1 Dimensionamento para o CASO I

Tabela 19 – Dimensões Calculadas e Dimensões Adotadas para Sapatas

Sapata	Dimensões (m)		F(kN)	σadm	Área	Dimensões mín (m)		Dimensões adotadas (m)	
	a	b			(Ssap)	A	B	A	B
S1	0,3	0,3	1276,24	202,53	6,3	2,51	2,51	2,55	2,55
S2	0,3	0,3	1445,50	147,79	9,78	3,13	3,13	3,15	3,15
S3	0,3	0,3	1338,40	146,21	9,15	3,02	3,02	3,1	3,1
S4	0,3	0,3	1301,16	145,64	8,93	2,99	2,99	3	3
S5	0,3	0,3	1295,84	145,55	8,9	2,98	2,98	3	3
S6	0,3	0,3	1465,66	148,08	9,9	3,15	3,15	3,15	3,15
S7	0,3	0,3	1815,10	152,77	11,88	3,45	3,45	3,45	3,45
S8	0,3	0,3	1449,28	147,85	9,8	3,13	3,13	3,15	3,15
S9	0,3	0,3	1531,60	205,92	7,44	2,73	2,73	2,75	2,75
S10	0,3	0,3	1734,88	151,75	11,43	3,38	3,38	3,4	3,4
S11	0,3	0,3	1633,38	150,41	10,86	3,3	3,3	3,3	3,3
S12	0,3	0,3	1874,46	153,51	12,21	3,49	3,49	3,5	3,5
S13	0,3	0,3	1804,74	152,64	11,82	3,44	3,44	3,45	3,45
S14	0,3	0,3	1704,22	151,35	11,26	3,36	3,36	3,4	3,4
S15	0,3	0,15	1389,92	145,75	9,54	3,16	3,01	3,2	3,05
S16	0,3	0,3	1682,94	151,07	11,14	3,34	3,34	3,4	3,4
S17	0,3	0,3	1533,70	205,94	7,45	2,73	2,73	2,75	2,75
S18	0,3	0,3	1749,02	151,93	11,51	3,39	3,39	3,4	3,4
S19	0,3	0,3	1713,74	151,48	11,31	3,36	3,36	3,4	3,4
S20	0,3	0,3	1711,22	151,44	11,3	3,36	3,36	3,4	3,4
S21	0,3	0,3	1951,04	154,45	12,63	3,55	3,55	3,6	3,6
S22	0,3	0,3	1568,84	149,53	10,49	3,24	3,24	3,3	3,3
S23	0,3	0,3	1265,60	145,08	8,72	2,95	2,95	3	3
S24	0,3	0,3	1277,36	145,27	8,79	2,96	2,96	3	3
S25	0,3	0,3	1274,00	202,50	6,29	2,51	2,51	2,55	2,55
S26	0,3	0,3	1567,72	149,52	10,49	3,24	3,24	3,3	3,3
S27	0,3	0,3	1471,96	148,17	9,93	3,15	3,15	3,15	3,15
S28	0,3	0,3	889,98	138,55	6,42	2,53	2,53	2,55	2,55
S29	0,3	0,3	897,82	138,70	6,47	2,54	2,54	2,55	2,55
S30	0,3	0,3	1338,82	146,21	9,16	3,03	3,03	3,1	3,1
S31	0,3	0,3	1428,42	147,54	9,68	3,11	3,11	3,15	3,15
S32	0,3	0,3	1262,66	145,04	8,71	2,95	2,95	3	3

Posteriormente ao dimensionamento apresentado na Tabela 19, identificou-se a impossibilidade da utilização de sapatas como elemento de fundação uma vez que as bases se sobrepuseram uma à outra preponderantemente, inviabilizando sua aplicação. Através da Figura 15 a seguir pode-se identificar o conflito gerado pela sobreposição de sapatas.

Figura 15 – Sobreposição de sapatas



6.2.2 Dimensionamento para o CASO II

Quanto ao dimensionamento das sapatas como elemento de fundação, segue Tabela 20 que discorre generalizadamente acerca da sistematização dos dados obtidos, principalmente referentes às dimensões adotadas para as sapatas.

Tabela 20 - Dimensões Calculadas e Dimensões Adotadas para Sapatas

Sapata	Dimensões do Pilar (m)		F(kN)	σadm (kPa)	Área da Sapata (m²)	Dimensões mín (m)		Dimensões adotada (m)	
	a	b				A	B	A	B
S1	0,3	0,3	1276,24	633,14	2,02	1,42	1,42	1,45	1,45
S2	0,3	0,3	1445,50	635,62	2,27	1,51	1,51	1,55	1,55
S3	0,3	0,3	1338,40	698,28	1,92	1,39	1,39	1,4	1,4
S4	0,3	0,3	1301,16	687,38	1,89	1,37	1,37	1,4	1,4
S5	0,3	0,3	1295,84	705,25	1,84	1,36	1,36	1,4	1,4
S6	0,3	0,3	1465,66	707,60	2,07	1,44	1,44	1,45	1,45
S7	0,3	0,3	1815,10	711,68	2,55	1,6	1,6	1,6	1,6
S8	0,3	0,3	1449,28	707,04	2,05	1,43	1,43	1,45	1,45
S9	0,3	0,3	1531,60	636,82	2,41	1,55	1,55	1,6	1,6
S10	0,3	0,3	1734,88	639,52	2,71	1,65	1,65	1,65	1,65
S11	0,3	0,3	1633,38	702,23	2,33	1,53	1,53	1,55	1,55
S12	0,3	0,3	1874,46	691,76	2,71	1,65	1,65	1,65	1,65
S13	0,3	0,3	1804,74	711,90	2,54	1,59	1,59	1,6	1,6
S14	0,3	0,3	1704,22	710,67	2,4	1,55	1,55	1,6	1,6
S15	0,3	0,15	1389,92	710,86	1,96	1,48	1,33	1,5	1,35
S16	0,3	0,3	1682,94	710,06	2,37	1,54	1,54	1,55	1,55
S17	0,3	0,3	1533,70	636,85	2,41	1,55	1,55	1,6	1,6
S18	0,3	0,3	1749,02	639,70	2,73	1,65	1,65	1,65	1,65
S19	0,3	0,3	1713,74	703,24	2,44	1,56	1,56	1,6	1,6
S20	0,3	0,3	1711,22	710,76	2,41	1,55	1,55	1,6	1,6
S21	0,3	0,3	1951,04	713,27	2,74	1,66	1,66	1,7	1,7
S22	0,3	0,3	1568,84	708,61	2,21	1,49	1,49	1,5	1,5
S23	0,3	0,3	1265,60	687,07	1,84	1,36	1,36	1,4	1,4
S24	0,3	0,3	1277,36	704,99	1,81	1,35	1,35	1,35	1,35
S25	0,3	0,3	1274,00	633,11	2,01	1,42	1,42	1,45	1,45
S26	0,3	0,3	1567,72	637,31	2,46	1,57	1,57	1,6	1,6
S27	0,3	0,3	1471,96	700,12	2,1	1,45	1,45	1,45	1,45
S28	0,3	0,3	889,98	683,57	1,3	1,14	1,14	1,15	1,15
S29	0,3	0,3	897,82	699,01	1,28	1,13	1,13	1,15	1,15
S30	0,3	0,3	1338,82	705,86	1,9	1,38	1,38	1,4	1,4
S31	0,3	0,3	1428,42	706,75	2,02	1,42	1,42	1,45	1,45
S32	0,3	0,3	1262,66	704,43	1,79	1,34	1,34	1,35	1,35

Com finalidade de análise comparativa, foi realizado dimensionamento geométrico das sapatas considerando disposições da NBR 6122 (ABNT, 1996), no que se

refere ao método empírico para determinação da tensão admissível do solo com base na classificação do solo. Nesta análise, considerou-se assentamento de sapata em solo siltoso compacto a muito compacto, com tensão admissível de 300 kPa. Segue Tabela 21 com detalhamento dos dados obtidos.

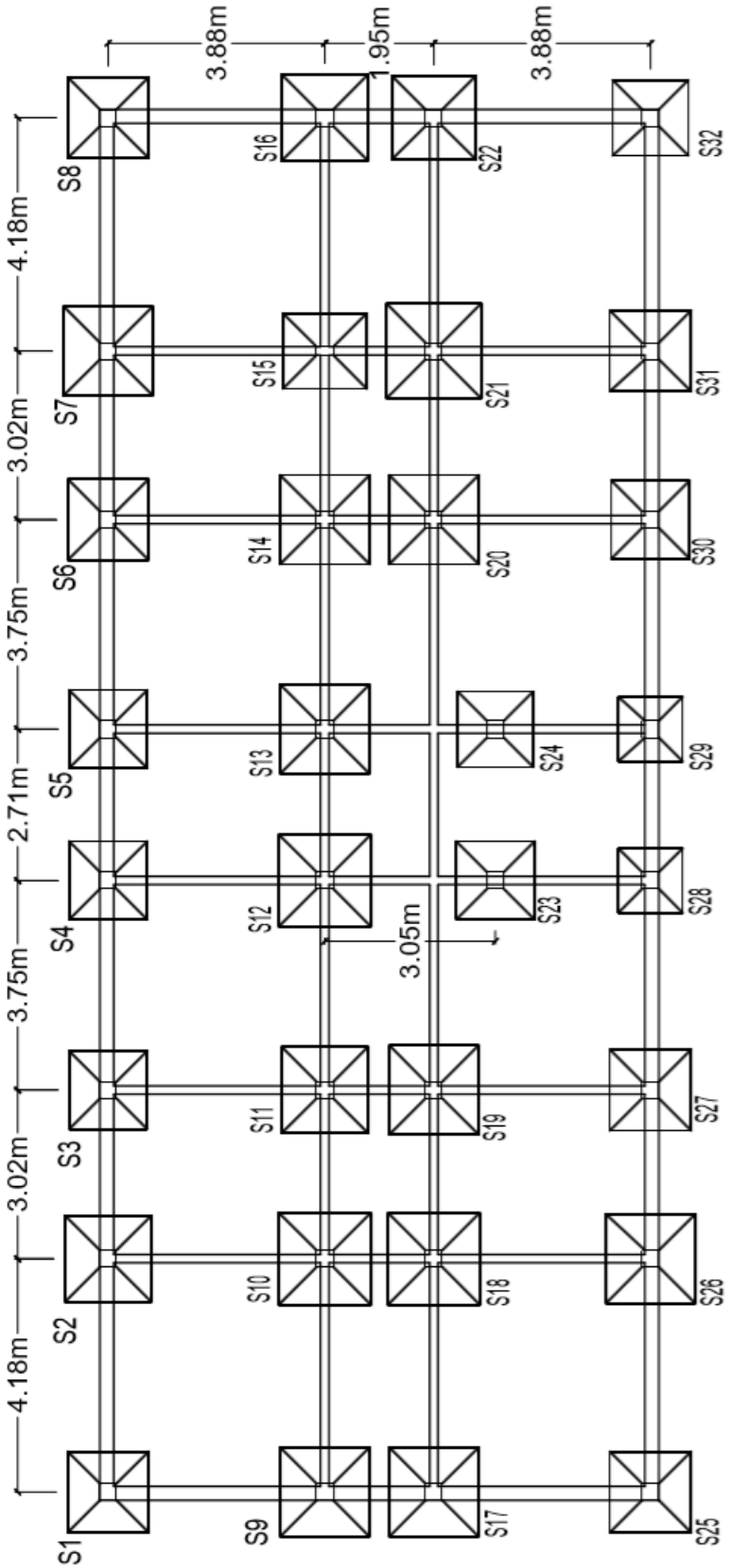
Tabela 21 - Dimensões Calculadas para Sapata com método empírico para adoção de tensão admissível segundo NBR 6122 (ABNT, 1996)

Sapata	Dimensões (m)		Sapata	Dimensões (m)	
	A	B		A	B
S1	2,1	2,1	S17	2,3	2,3
S2	2,2	2,2	S18	2,45	2,45
S3	2,15	2,15	S19	2,4	2,4
S4	2,1	2,1	S20	2,4	2,4
S5	2,1	2,1	S21	2,55	2,55
S6	2,25	2,25	S22	2,3	2,3
S7	2,5	2,5	S23	2,05	2,05
S8	2,2	2,2	S24	2,1	2,1
S9	2,3	2,3	S25	2,1	2,1
S10	2,4	2,4	S26	2,3	2,3
S11	2,35	2,35	S27	2,25	2,25
S12	2,5	2,5	S28	1,75	1,75
S13	2,45	2,45	S29	1,75	1,75
S14	2,4	2,4	S30	2,15	2,15
S15	2,25	2,1	S31	2,2	2,2
S16	2,4	2,4	S32	2,05	2,05

O segundo modelo de dimensionamento de sapata baseado no método empírico descrito na NBR 6122 (ABNT, 1996) apresentou relevante diferença ocasionando no aumento das dimensões das sapatas quando comparado ao dimensionamento fundamentado pelo método de Terzaghi (1943), tal diferenciação decorrente de valores generalizados para tensão admissível do solo, desconsiderando a região estudada em questão, ocasionando diferenças dimensionais significativas no elemento de fundação da ordem de 20% a 50% quando comparado ao método de Terzaghi (1943).

Utilizando os valores das dimensões das sapatas encontradas pelo método de Terzaghi apresentado na Tabela 20, identificou-se a possibilidade da utilização de sapata como elemento de fundação uma vez que as bases não se sobrepuseram uma à outra nem apresentaram dimensões exageradas, viabilizando sua aplicação. Através da Figura 16 a seguir pode-se identificar a locação dos elementos de fundação.

Figura 16 – Locação dos elementos de fundação



Seguidos os dimensionamentos relativos à dimensão da base da sapata, iniciou-se análises pertinentes altura do elemento de fundação conforme Tabela 22, considerando para esse dimensionamento sapatas com formato trapezoidal.

Tabela 22 – Dimensionamento de Altura da Sapata

Sapata	h Calc. (m)	Verificação de ancoragem		h' (m)		h' adot. (m)	ho (m)
		h ≥lb+c	h adot (m)	Lado A	Lado B		
S1	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S2	0,42	0,73	0,75	0,21	0,21	0,2	0,55
S3	0,37	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S4	0,37	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S5	0,37	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S6	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S7	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S8	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S9	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S10	0,45	0,73	0,75	0,23	0,23	0,2	0,55
S11	0,42	0,73	0,75	0,21	0,21	0,2	0,55
S12	0,45	0,73	0,75	0,23	0,23	0,2	0,55
S13	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S14	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S15	0,4	0,73	0,75	0,2	0,2	0,2	0,55
S16	0,42	0,73	0,75	0,21	0,21	0,2	0,55
S17	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S18	0,45	0,73	0,75	0,23	0,23	0,2	0,55
S19	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S20	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S21	0,47	0,73	0,75	0,23	0,23	0,2	0,55
S22	0,4	0,73	0,75	0,2	0,2	0,2	0,55
S23	0,37	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S24	0,35	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S25	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S26	0,43	0,73	0,75	0,22	0,22	0,2	0,55
S27	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S28	0,28	0,73	0,75	0,14	0,14	0,1	0,65
S29	0,28	0,73	0,75	0,14	0,14	0,1	0,65
S30	0,37	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6
S31	0,38	0,73	0,75	0,19	0,19	0,15	0,6
S32	0,35	0,73	0,75	0,18	0,18	0,15	0,6

Subsequente ao dimensionamento geométrico do elemento de fundação, foi realizado considerações acerca da verificação de tensões na base considerando o peso próprio da sapata para conhecer a margem de percentual de erro entre a tensão admissível e a tensão

atuante na base, a qual deve ser balizada entre -10 % a 5 %. A Tabela 23 apresentada a seguir é composta por esta análise comparativa.

Tabela 23 –Verificação de Tensão na Base

Sapata	V sapata (m³)	P sapata (kN)	F(kN)	σatuante (kPa)	σ adm (kPa)	ERRO (%)
S1	1,39	34,75	1276,24	623,54	633,14	-1,52
S2	1,52	38	1445,50	617,48	635,62	-2,85
S3	1,3	32,5	1338,40	699,44	698,28	0,17
S4	1,3	32,5	1301,16	680,44	687,38	-1,01
S5	1,3	32,5	1295,84	677,72	705,25	-3,9
S6	1,39	34,75	1465,66	713,63	707,60	0,85
S7	1,62	40,5	1815,10	724,84	711,68	1,85
S8	1,39	34,75	1449,28	705,84	707,04	-0,17
S9	1,62	40,5	1531,60	614,1	636,82	-3,57
S10	1,72	43	1734,88	653,03	639,52	2,11
S11	1,52	38	1633,38	695,68	702,23	-0,93
S12	1,72	43	1874,46	704,3	691,76	1,81
S13	1,62	40,5	1804,74	720,8	711,90	1,25
S14	1,62	40,5	1704,22	681,53	710,67	-4,1
S15	1,27	31,75	1389,92	702,06	710,86	-1,24
S16	1,52	38	1682,94	716,31	710,06	0,88
S17	1,62	40,5	1533,70	614,92	636,85	-3,44
S18	1,72	43	1749,02	658,23	639,70	2,9
S19	1,62	40,5	1713,74	685,25	703,24	-2,56
S20	1,62	40,5	1711,22	684,27	710,76	-3,73
S21	1,82	45,5	1951,04	690,84	713,27	-3,15
S22	1,42	35,5	1568,84	713,04	708,61	0,62
S23	1,3	32,5	1265,60	662,3	687,07	-3,61
S24	1,21	30,25	1277,36	717,48	704,99	1,77
S25	1,39	34,75	1274,00	622,47	633,11	-1,68
S26	1,62	40,5	1567,72	628,21	637,31	-1,43
S27	1,39	34,75	1471,96	716,63	700,12	2,36
S28	0,92	23	889,98	690,34	683,57	0,99
S29	0,92	23	897,82	696,27	699,01	-0,39
S30	1,3	32,5	1338,82	699,65	705,86	-0,88
S31	1,39	34,75	1428,42	695,92	706,75	-1,53
S32	1,21	30,25	1262,66	709,42	704,43	0,71

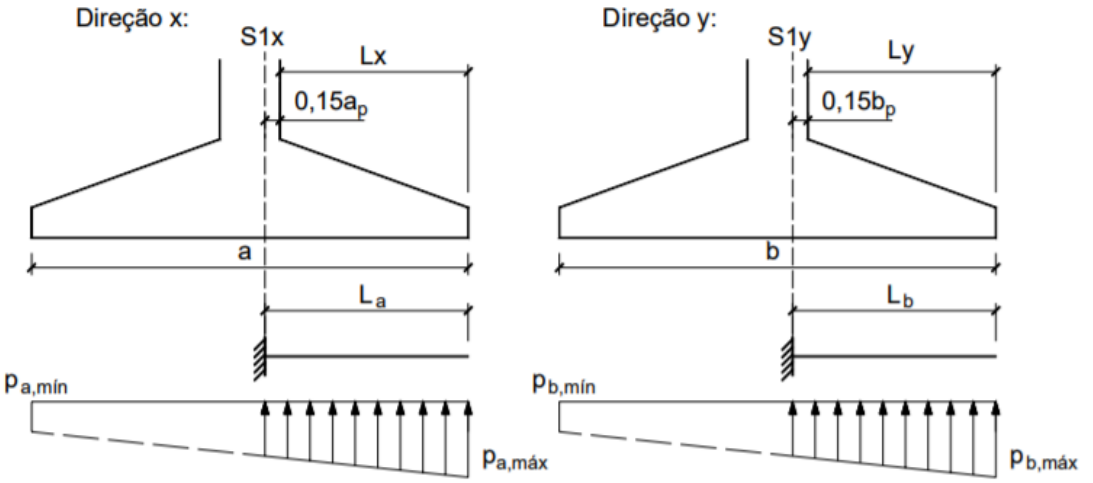
É possível observar que a verificação realizada através da Tabela 23, apresentou conformidade com os desvios padrões mencionados, viabilizando a utilização da sapata como elemento de fundação.

6.3 Dimensionamento Estrutural para o CASO II

Acerca do dimensionamento estrutural de sapata, com embasamento nos ensinamentos da NBR 6118 (ABNT, 2014), admite-se uma distribuição uniforme e constante das tensões do solo na base da sapata, desencadeando a necessidade de verificação dos momentos fletores ocorrentes que requerem esforços das armaduras longitudinais.

Para o cálculo das armaduras longitudinais da sapata, define-se, em cada direção ortogonal, uma seção de referência S1 entre as faces do pilar, conforme a Figura 17 a seguir.

Figura 17 – Seções para cálculo das armaduras longitudinais de flexão



Direção x:

$$L_a = L_x + 0{,}15a_p = \frac{(a - a_p)}{2} + 0{,}15a_p$$

Direção y:

$$L_b = L_y + 0{,}15b_p = \frac{(b - b_p)}{2} + 0{,}15b_p$$

Os momentos fletores relativos às seções de referência S_{1A} e S_{1B} estão deduzidos na Equação 18.

$$M_{1A} = p\frac{{L_a}^2}{2}B \;\; e \;\; M_{1B} = p\frac{{L_b}^2}{2}A \qquad \text{Equação (18)}$$

A Tabela 24 apresentada a seguir compõe a relação de momento fletor ocorrente em cada uma das 32 sapatas.

Tabela 24 – Verificação de Momento Fletor

Sapatas	lx(m)	ly(m)	la(m)	lb(m)	Ma (kNm)	Mb (kNm)
S1	0,575	0,575	0,62	0,62	173,77	173,77
S2	0,625	0,625	0,67	0,67	214,82	214,82
S3	0,55	0,55	0,595	0,595	173,33	173,33
S4	0,55	0,55	0,595	0,595	168,62	168,62
S5	0,55	0,55	0,595	0,595	167,95	167,95
S6	0,575	0,575	0,62	0,62	198,88	198,88
S7	0,65	0,65	0,695	0,695	280,09	280,09
S8	0,575	0,575	0,62	0,62	196,71	196,71
S9	0,65	0,65	0,695	0,695	237,3	237,3
S10	0,675	0,675	0,72	0,72	279,29	279,29
S11	0,625	0,625	0,67	0,67	242,03	242,03
S12	0,675	0,675	0,72	0,72	301,22	301,22
S13	0,65	0,65	0,695	0,695	278,53	278,53
S14	0,65	0,65	0,695	0,695	263,36	263,36
S15	0,6	0,6	0,645	0,6225	197,15	204,04
S16	0,625	0,625	0,67	0,67	249,2	249,2
S17	0,65	0,65	0,695	0,695	237,62	237,62
S18	0,675	0,675	0,72	0,72	281,51	281,51
S19	0,65	0,65	0,695	0,695	264,79	264,79
S20	0,65	0,65	0,695	0,695	264,42	264,42
S21	0,7	0,7	0,745	0,745	325,92	325,92
S22	0,6	0,6	0,645	0,645	222,48	222,48
S23	0,55	0,55	0,595	0,595	164,13	164,13
S24	0,525	0,525	0,57	0,57	157,35	157,35
S25	0,575	0,575	0,62	0,62	173,48	173,48
S26	0,65	0,65	0,695	0,695	242,75	242,75
S27	0,575	0,575	0,62	0,62	199,72	199,72
S28	0,425	0,425	0,47	0,47	87,69	87,69
S29	0,425	0,425	0,47	0,47	88,44	88,44
S30	0,55	0,55	0,595	0,595	173,39	173,39
S31	0,575	0,575	0,62	0,62	193,95	193,95
S32	0,525	0,525	0,57	0,57	155,58	155,58

A área de aço necessária para combater a solicitação do momento fletor para cada lado da sapata considerado na Tabela 24, foi obtida através da Equação 19 apresentada a seguir. Os valores de kc e ks entram-se no Anexo B.

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} \; e \; A = \frac{k_s M_d}{d} \qquad \text{Equação (19)}$$

A Tabela 25 apresentada a seguir compõe as análises relativas à área de aço necessária para cada lado da sapata.

Tabela 25 – Área de Aço para cada Sapata

Sapata	Paralelo à A				Paralelo à B				As,mín (cm²/m)	As,adot. (cm²)	
	Kc	Ks	As,a (cm²)	As,a (cm²/m)	Kc	Ks	As,b (cm²)	As,b (cm²/m)		As,a	As,b
S1	42,06	0,023	5,63	4,05	42,06	0,023	5,63	4,05	11,25	15,64	15,64
S2	36,37	0,023	6,96	4,67	36,37	0,023	6,96	4,67	11,25	16,76	16,76
S3	40,72	0,023	5,61	4,19	40,72	0,023	5,61	4,19	11,25	15,08	15,08
S4	41,85	0,023	5,46	4,07	41,85	0,023	5,46	4,07	11,25	15,08	15,08
S5	42,02	0,023	5,44	4,06	42,02	0,023	5,44	4,06	11,25	15,08	15,08
S6	36,75	0,023	6,44	4,63	36,75	0,023	6,44	4,63	11,25	15,64	15,64
S7	28,8	0,023	9,07	5,89	28,8	0,023	9,07	5,89	11,25	17,33	17,33
S8	37,16	0,023	6,37	4,58	37,16	0,023	6,37	4,58	11,25	15,64	15,64
S9	33,99	0,023	7,69	4,99	33,99	0,023	7,69	4,99	11,25	17,33	17,33
S10	29,78	0,023	9,05	5,69	29,78	0,023	9,05	5,69	11,25	17,89	17,89
S11	32,28	0,023	7,84	5,26	32,28	0,023	7,84	5,26	11,25	16,76	16,76
S12	27,61	0,023	9,76	6,14	27,61	0,023	9,76	6,14	11,25	17,89	17,89
S13	28,96	0,023	9,02	5,86	28,96	0,023	9,02	5,86	11,25	17,33	17,33
S14	30,63	0,023	8,53	5,54	30,63	0,023	8,53	5,54	11,25	17,33	17,33
S15	34,52	0,023	6,39	4,95	37,06	0,023	6,61	4,59	11,25	14,51	16,2
S16	31,35	0,023	8,07	5,42	31,35	0,023	8,07	5,42	11,25	16,76	16,76
S17	33,94	0,023	7,7	5	33,94	0,023	7,7	5	11,25	17,33	17,33
S18	29,55	0,023	9,12	5,74	29,55	0,023	9,12	5,74	11,25	17,89	17,89
S19	30,46	0,023	8,58	5,57	30,46	0,023	8,58	5,57	11,25	17,33	17,33
S20	30,5	0,023	8,57	5,56	30,5	0,023	8,57	5,56	11,25	17,33	17,33
S21	26,29	0,023	10,56	6,44	26,29	0,023	10,56	6,44	11,25	18,45	18,45
S22	33,99	0,023	7,21	5,01	33,99	0,023	7,21	5,01	11,25	16,2	16,2
S23	43	0,023	5,32	3,97	43	0,023	5,32	3,97	11,25	15,08	15,08
S24	43,25	0,023	5,1	3,95	43,25	0,023	5,1	3,95	11,25	14,51	14,51
S25	42,13	0,023	5,62	4,04	42,13	0,023	5,62	4,04	11,25	15,64	15,64
S26	33,23	0,023	7,86	5,1	33,23	0,023	7,86	5,1	11,25	17,33	17,33
S27	36,6	0,023	6,47	4,65	36,6	0,023	6,47	4,65	11,25	15,64	15,64
S28	66,11	0,023	2,84	2,61	66,11	0,023	2,84	2,61	11,25	12,26	12,26
S29	65,55	0,023	2,86	2,62	65,55	0,023	2,86	2,62	11,25	12,26	12,26
S30	40,7	0,023	5,62	4,19	40,7	0,023	5,62	4,19	11,25	15,08	15,08
S31	37,69	0,023	6,28	4,52	37,69	0,023	6,28	4,52	11,25	15,64	15,64
S32	43,74	0,023	5,04	3,91	43,74	0,023	5,04	3,91	11,25	14,51	14,51

Considerando a área de aço aferida para cada sapata, foi desenvolvida através da Tabela 26, resumo de armaduras adotados, vale ressaltar a adoção da barra com 16mm de diâmetro para uma melhor locação do aço no elemento de fundação.

Tabela 26 – Resumo de Armaduras

Sapata	Dimensões (m)		Paralelo à A	Paralelo à B	Comprimento (m)	
	A	B			Corte AA	Corte BB
S1,S6, S8, S25,S27, S31	1,45	1,45	12 Ø16 c/ 12,5	12 Ø16 c/ 12,5	1,99	1,99
S2,S11, S16	1,55	1,55	15 Ø16 c/ 10	15 Ø16 c/ 10	2,09	2,09
S3, S4,S5, S23,S30	1,4	1,4	11 Ø16 c/ 12,5	11 Ø16 c/ 12,5	1,94	1,94
S7,S9, S13,S14, S17,S19, S20,S26	1,6	1,6	16 Ø16 c/ 10	16 Ø16 c/ 10	2,14	2,14
S10,S12, S18	1,65	1,65	16 Ø16 c/ 10	16 Ø16 c/ 10	2,19	2,19
S15	1,5	1,35	13 Ø16 c/ 10	15 Ø 16 c/ 10	2,04	1,89
S21	1,7	1,7	17 Ø16 c/ 10	17 Ø16 c/ 10	2,24	2,24
S22	1,5	1,5	15 Ø16 c/ 10	15 Ø16 c/ 10	2,04	2,04
S24, S32	1,35	1,35	11 Ø16 c/ 12,5	11 Ø16 c/ 12,5	1,89	1,89
S28, S29	1,15	1,15	8 Ø16 c/ 15	8 Ø16 c/ 15	1,69	1,69

O detalhamento das armaduras nos elementos de fundação está disponível no Apêndice B.

6.4 Recalque para o CASO II

No que tange as considerações de recalque, o caso em questão não ocorre recalque de adensamento visto que não apresenta solo argiloso saturado. A Tabela 27 a seguir sintetiza os dados obtidos na análise do recalque imediato para cada sapata.

Tabela 27 – Recalque Imediato

Sapata	B	σ(MPa)	μ_o	μ_1	Nspt	Es(MPa)	ρi (mm)
S1	1,45	623,54	0,739	0,56	18,2	22,75	16,45
S2	1,55	617,48	0,747	0,56	18,2	22,75	17,6
S3	1,4	699,44	0,733	0,57	18,2	22,75	17,98
S4	1,4	680,44	0,733	0,58	19,14	23,93	16,92
S5	1,4	677,72	0,733	0,58	19,14	23,93	16,86
S6	1,45	713,63	0,739	0,58	17,25	21,56	20,57
S7	1,6	724,84	0,751	0,57	17,25	21,56	23,03
S8	1,45	705,84	0,739	0,58	17,25	21,56	20,35
S9	1,6	614,1	0,751	0,55	18,2	22,75	17,84
S10	1,65	653,03	0,755	0,55	18,2	22,75	19,67
S11	1,55	695,68	0,747	0,56	18,2	22,75	19,83
S12	1,65	704,3	0,755	0,56	19,14	23,93	20,53
S13	1,6	720,8	0,751	0,57	19,14	23,93	20,63
S14	1,6	681,53	0,751	0,57	17,25	21,56	21,65
S15	1,35	702,06	0,73	0,6	17,25	21,56	19,25
S16	1,55	716,31	0,747	0,57	17,25	21,56	21,93
S17	1,6	614,92	0,751	0,55	18,2	22,75	17,86
S18	1,65	658,23	0,755	0,55	18,2	22,75	19,82
S19	1,6	685,25	0,751	0,56	18,2	22,75	20,27
S20	1,6	684,27	0,751	0,57	17,25	21,56	21,74
S21	1,7	690,84	0,759	0,56	17,25	21,56	23,15
S22	1,5	713,04	0,743	0,57	17,25	21,56	21,01
S23	1,4	662,3	0,733	0,58	19,14	23,93	16,47
S24	1,35	717,48	0,728	0,59	19,14	23,93	17,39
S25	1,45	622,47	0,739	0,56	18,2	22,75	16,42
S26	1,6	628,21	0,751	0,55	18,2	22,75	18,25
S27	1,45	716,63	0,739	0,57	18,2	22,75	19,24
S28	1,15	690,34	0,702	0,61	19,14	23,93	14,21
S29	1,15	696,27	0,702	0,61	19,14	23,93	14,33
S30	1,4	699,65	0,733	0,58	17,25	21,56	19,31
S31	1,45	695,92	0,739	0,58	17,25	21,56	20,06
S32	1,35	709,42	0,728	0,58	17,25	21,56	18,76

Quanto ao recalque diferencial avaliou-se a distorção angular considerando a relação produzida entre sapatas vizinhas, de modo que os valores limites de recalque admissíveis contemplaram considerações de Bjerrum (1963), apresentada na Figura 18, para que se evitem danos arquitetônicos, estruturais e de funcionalidades. Segue através da Tabela 28 aferições quanto ao recalque diferencial.

Comparando os valores do recalque diferencial calculados com o recalque admissível de Bjerrum (1063), é possível observar que os valores encontrados estão dentro do limite do recalque admissível.

Figura 18 – Indicações de recalques admissíveis de Bjerrum (1963)

Fonte: Bjerrum (1963).

Tabela 28 – Recalque Diferencial

	ρ_1 (mm)	ρ_2 (mm)	l (mm)	Δ (mm)	δ
S1/S2	16,45	17,6	4175	1,15	1/3650
S1/S9	16,45	17,84	3875	1,39	1/2780
S2/S10	17,6	19,67	3875	2,07	1/1870
S2/S3	17,6	17,98	3020	0,38	1/7900
S3/S4	17,98	16,92	3750	1,06	1/3500
S3/S11	17,98	19,83	3875	1,85	1/2100
S4/S5	16,92	16,86	2710	0,06	1/45000
S4/S12	16,92	20,53	3875	3,61	1/1070
S5/S6	16,86	20,57	3750	3,71	1/1010
S5/S13	16,86	20,63	3875	3,77	1/1030
S6/S14	20,57	21,65	3875	1,08	1/3610
S6/S7	20,57	23,03	3020	2,46	1/1230
S7/S15	23,03	19,25	3875	3,78	1/1030
S7/S8	23,03	20,35	4175	2,68	1/1560
S8/S16	20,35	21,93	3875	1,58	1/2459
S9/S10	17,84	19,67	4175	1,83	1/2280
S9/S17	17,84	17,86	1950	0,02	1,03 E-05
S10/S11	19,67	19,83	3020	0,16	1/18900
S10/S18	19,67	19,82	1950	0,15	1/13000
S11/S12	19,83	20,53	3750	0,7	1/5350
S11/S19	19,83	20,27	1950	0,44	1/4400
S12/S13	20,53	20,63	2710	0,1	1/27000
S12/S23	20,53	16,47	3050	4,06	1/751
S13/S14	20,63	21,65	3750	1,02	1/3670
S13/S24	20,63	17,39	3050	3,24	1/941
S14/S15	21,65	19,25	3020	2,4	1/1260
S14/S20	21,65	21,74	1950	0,09	1/21500
S15/S16	19,25	21,93	4175	2,68	1/1560
S15/S21	19,25	23,15	1950	3,9	1/500
S16/S22	21,93	21,01	1950	0,92	1/2120
S17/S18	17,86	19,82	4175	1,96	1/2130
S17/S25	17,86	16,42	3875	1,44	1/2680
S18/S19	19,82	20,27	3020	0,45	1/6750
S18/S26	19,82	18,25	3875	1,57	1/2460
S19/S27	20,27	19,24	3875	1,03	1/3700
S20/S21	21,74	23,15	3020	1,41	1/2150
S20/S30	21,74	19,31	3875	2,43	1/1590
S21/S22	23,15	21,01	4175	2,14	1/1910
S21/S31	23,15	20,06	3875	3,09	1/1260
S22/S32	21,01	18,76	3875	2,25	1/1720
S23/S24	16,47	17,39	2710	0,92	1/2950
S23/S28	16,47	14,21	2775,1	2,26	1/1200
S24/S29	17,39	14,33	2775,1	3,06	1/907
S25/S26	16,42	18,25	4175	1,83	1/2290
S26/S27	18,25	19,24	3020	0,99	1/3050
S27/S28	19,24	14,21	3750	5,03	1/746
S28/S29	14,21	14,33	2710	0,12	1/22500
S29/S30	14,33	19,31	3750	4,98	1/753
S30/S31	19,31	20,06	3020	0,75	1/4040
S31/S32	20,06	18,76	4175	1,3	1/3220

6.5 Capacidade de Carga para Fundação Profunda

Considerando que o CASO I não apresentou possibilidade de utilização de sapata como elemento de fundação, foi desenvolvido o dimensionamento de estaca pré-moldada circular de concreto como solução, em vista disso, foram consideradas condições da capacidade de carga do solo quando este submetido a esforços decorrentes de fundações profundas.

Quanto às definições de capacidade de carga para modalidade estaca pré-moldada circular de concreto com capacidade estrutural de 800 kN e diâmetro de 33 cm, através do método de Aoki e Velloso (1975), foram identificados os seguintes parâmetros referentes a sondagem SP-01 apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 – Capacidade de Carga para sondagem SP-01, Método Aoki-Velloso (1975)

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	K (kPa)	α (%)	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
0,5	0,50	Silte Arenoso	18	550	2,2%	456,81	32,26	489,07	244,535
1,5	1	Areia	17	1000	1,4%	439,71	102,76	542,47	271,235
2,5	1	Areia	9	1000	1,4%	488,57	140,08	628,65	314,325
3,5	1	Areia	10	1000	1,4%	342	181,55	523,55	261,775
4,5	1	Areia	7	1000	1,4%	439,71	210,58	650,29	325,145
5,5	1	Areia	9	1000	1,4%	342	247,9	589,9	294,95
6,5	1	Areia	7	1000	1,4%	390,86	276,93	667,79	333,895
7,5	1	Areia	8	1000	1,4%	195,43	310,1	505,53	252,765
8,5	1	Areia	4	1000	1,4%	244,29	326,69	570,98	285,49
9,5	1	Areia	5	1000	1,4%	195,43	347,42	542,85	271,425
10,5	1	Areia	4	1000	1,4%	342	364,01	706,01	353,005
11,5	1	Areia	7	1000	1,4%	537,43	393,04	930,47	465,235
12,5	1	Areia	11	1000	1,4%	732,86	438,65	1171,51	585,755
13,5	1	Areia	15	1000	1,4%	732,86	500,85	1233,71	616,855
14,5	1	Areia	15	1000	1,4%	635,14	563,05	1198,19	599,095
15,5	1	Areia	13	1000	1,4%	635,14	616,96	1252,1	626,05
16,5	1	Areia	13	1000	1,4%	439,71	670,87	1110,58	555,29
17,5	1	Areia	9	1000	1,4%	879,43	708,19	1587,62	793,81
18,5	1	Areia	18	1000	1,4%	879,43	782,83	1662,26	831,13

Considerando a capacidade de carga do solo pelo método de Décourt e Quaresma (1978), foram obtidos os seguintes valores apresentados a seguir na Tabela 30, para mesma sondagem submetida ao método de Aoki e Velloso (1975).

Tabela 30 – Capacidade de Carga para sondagem SP-01, Método Décourt-Quaresma (1978)

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	D.Q. / C (kPa)	Np,méd	NL,méd	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
0,5	0,50	Silte Arenoso	18	250	15	0	313,57	5,18	318,75	82,38
1,5	1	Areia	17	400	12	0	410,40	15,55	425,95	114,56
2,5	1	Areia	9	400	9	17,50	296,51	177,10	473,61	210,36
3,5	1	Areia	10	400	9	14,67	296,51	213,72	510,23	238,53
4,5	1	Areia	7	400	8	13,50	262,31	256,58	518,89	262,95
5,5	1	Areia	9	400	8	12,20	273,60	288,89	562,49	290,62
6,5	1	Areia	7	400	6	11,67	216,49	329,44	545,93	307,54
7,5	1	Areia	8	400	6	11,00	193,91	362,85	556,76	327,59
8,5	1	Areia	4	400	4	10,63	148,09	400,36	548,45	344,99
9,5	1	Areia	5	400	5	9,89	182,29	423,16	605,45	371,08
10,5	1	Areia	4	400	7	9,40	250,69	449,93	700,62	408,77
11,5	1	Areia	7	400	11	8,91	376,20	473,31	849,51	458,13
12,5	1	Areia	11	400	14	8,75	467,51	507,55	975,06	507,30
13,5	1	Areia	15	400	14	8,92	490,09	556,09	1046,18	550,28
14,5	1	Areia	15	400	14	9,36	467,51	619,32	1086,83	593,28
15,5	1	Areia	13	400	12	9,73	399,11	681,85	1080,96	624,28
16,5	1	Areia	13	400	13	9,94	455,89	737,82	1193,71	681,53
17,5	1	Areia	9	400	15	10,12	513,00	793,42	1306,42	738,57
18,5	1	Areia	18	400	28,67	10,06	980,51	834,92	1815,43	887,37

No cálculo da tensão admissível para o método de Aoki e Velloso, utilizou-se um fator de segurança igual a 2. Para o método de Décourt e Quaresma (1978), adotou-se fatores de segurança de 4 para a parcela de resistência de ponta e de 1,3 para a parcela de resistência lateral. Em ambos os casos, os valores empregados seguem recomendações dos próprios autores.

Entre os dois métodos de capacidade de carga analisados, foram adotados os valores em que se preservasse a segurança, considerando a menor carga admissível. A Tabela 31, apresentada a seguir, expressa menor capacidade de carga admissível obtida entre os citados métodos.

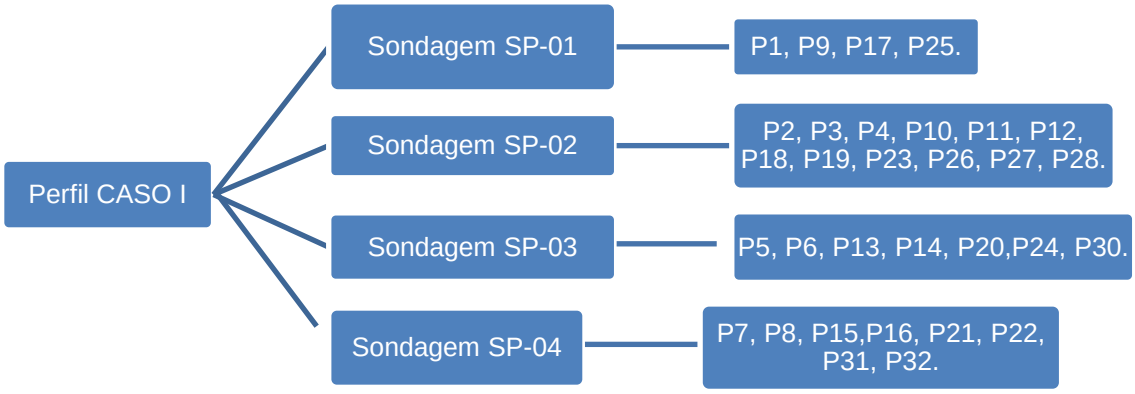
Os demais furos também foram submetidos aos mesmos procedimentos e estão disponíveis no Apêndice C, o qual contempla cada um dos métodos propostos.

Tabela 31 – Capacidade de Carga Admissível considerada para sondagem SP-01

	Radm (kN)		Ra,adot
L (m)	A.V.	D.Q	(kN)
0,5	244,535	82,38	82,38
1,5	271,235	114,56	114,56
2,5	314,325	210,36	210,36
3,5	261,775	238,53	238,53
4,5	325,145	262,95	262,95
5,5	294,95	290,62	290,62
6,5	333,895	307,54	307,54
7,5	252,765	327,59	252,765
8,5	285,49	344,99	285,49
9,5	271,425	371,08	271,425
10,5	353,005	408,77	353,005
11,5	465,235	458,13	458,13
12,5	585,755	507,30	507,3
13,5	616,855	550,28	550,28
14,5	599,095	593,28	593,28
15,5	626,05	624,28	624,28
16,5	555,29	681,53	555,29
17,5	793,81	738,57	738,57
18,5	831,13	887,37	831,13

A seguir segue Figura 19 que expõe a relação produzida entre os furos de sondagem e disposição das estacas concernentes aos furos efetuados.

Figura 19– Locação de Pilares sobre o Perfil Geológico-Geotécnico



Analisado as capacidades de carga referentes a cada furo e as cargas solicitantes pertinentes a cada pilar pode-se adotar os seguintes comprimentos de estaca e número de estacas necessárias para suportar as cargas solicitantes de cálculo. Em seguida, realizou-se a

verificação em que a capacidade do solo (Pa) deve ser menor ou igual a capacidade estrutural da estaca (Pe), de modo a garantir segurança ao elo mais fraco do sistema fundação-solo. A Tabela 32 aponta as considerações mencionadas.

Tabela 32 – Determinação do número de estacas designadas a cada pilar e seus comprimentos correspondentes

Pilar	Carga de projeto (kN)	L_{adota} (m)	P_{adm} (kN)	Nº de estac.	Verificar $P_a<P_e$
P1	1276,24	17,5	738,57	2	OK
P2	1445,50	15	606,77	3	OK
P3	1338,40	13	453,9	3	OK
P4	1301,16	13	453,9	3	OK
P5	1295,84	12	499,72	3	OK
P6	1465,66	12	499,72	3	OK
P7	1815,10	14	511,69	4	OK
P8	1449,28	14	511,69	3	OK
P9	1531,60	13,5	550,28	3	OK
P10	1734,88	15	606,77	3	OK
P11	1633,38	15	606,77	3	OK
P12	1874,46	14	508,94	4	OK
P13	1804,74	12	499,72	4	OK
P14	1704,22	13	568,52	3	OK
P15	1389,92	14	511,69	3	OK
P16	1682,94	15	586,66	3	OK
P17	1533,70	13,5	550,28	3	OK
P18	1749,02	15	606,77	3	OK
P19	1713,74	15	606,77	3	OK
P20	1711,22	12	499,72	4	OK
P21	1951,04	14	511,69	4	OK
P22	1568,84	15	586,66	3	OK
P23	1265,60	13	453,9	3	OK
P24	1277,36	12	499,72	3	OK
P25	1274,00	17,5	738,57	2	OK
P26	1567,72	15	606,77	3	OK
P27	1471,96	14	508,94	3	OK
P28	889,98	13	453,9	2	OK
P29	897,82	12	499,72	2	OK
P30	1338,82	12	499,72	3	OK
P31	1428,42	14	511,69	3	OK
P32	1262,66	13	448,13	3	OK

6.6 Recalque em Fundação Tipo Estaca Pré-moldada Circular de Concreto

Neste tópico está considerado o recalque produzido nas estacas submetidas à menor e maior carga admissível ocorrente em cada furo de sondagem, a Figura 20 apresenta as estacas citadas e os furos de ocorrência das mesmas. Com finalidade de amenizar os desgastes produzidos na sistematização dos cálculos foram adotadas as resistências laterais e de ponta segundo Aoki e Velloso (1975). Através da Tabela 33 têm-se os resultados produzidos pelo recalque quando considerado o encurtamento elástico dos elementos de fundação em questão.

Figura 20 - Estacas Submetidas a Menor e Maior Carga Ocorrente em Cada Furo de Sondagem

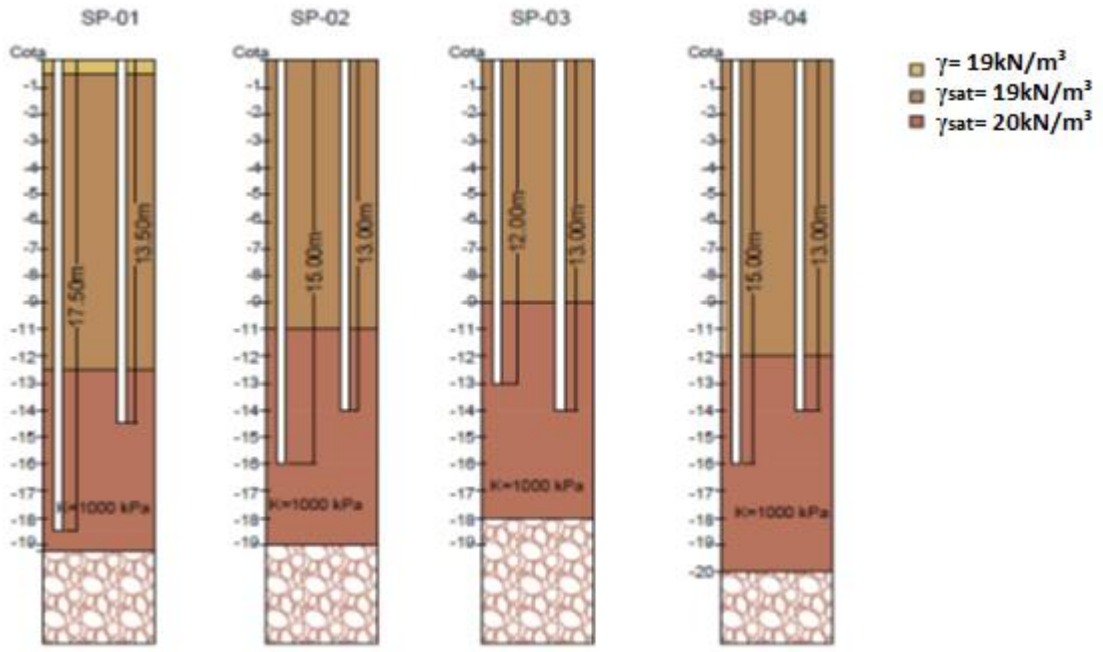


Tabela 33 - Recalque Devido ao Encurtamento Elástico dos Elementos de Fundação

Sondagem	L(m)	P_a(kN)	R_{L1}(kN)	R_{L2}(kN)	R_{L3}(kN)	ρ_e(mm)
	17,5	793,81	36,35	356,69	315,15	3,43
SP-01	13,5	616,855	36,35	356,69	107,81	2,4
	L(m)	P_a(kN)	R_{L1}(kN)	R_{L2}(kN)	ρ_e(mm)	
	15	668,24	290,27	215,64	2,75	
SP-02	13	597,74	290,27	74,64	2,23	
	13	715,02	331,73	170,01	2,56	
SP-03	12	519,135	331,73	120,25	1,49	
	15	737,385	319,31	178,32	3,2	
SP-04	13	370	319,31	41,47	1	

Quanto ao recalque relativo ao solo, os dados obtidos estão apresentados na Tabela 34, 35, 36 e 37 a seguir.

Tabela 34 - Recalque do Solo SP-01

	L (m)	camada	Δσp	ΔσL1	ΔσL2	ΔσL3	Δσtot (kPa)	Nspt	E0	σ0	Es	ρs(mm)
		1	158,2	0,1	3,0	31,0	192,3	18	108	173,5	156,8	1,23
	17,5	2	32,6	0,1	2,6	19,5	54,7	18	108	183,5	123,1	0,44
										ρs,tot(mm)		**1,67**
		camada	Δσp	ΔσL1	ΔσL2	ΔσL3	Δσtot (kPa)	Nspt	E0	σ0	Es	ρs(mm)
SP-01		1	214,4	0,2	6,6	135,6	356,8	15	90	133,5	172,5	2,07
		2	44,1	0,2	5,2	56,7	106,2	13	78	143,5	102,9	1,03
	13,5	3	18,4	0,2	4,3	31,0	53,8	13	78	153,5	90,7	0,59
		4	10,1	0,2	3,5	19,5	33,2	9	54	163,5	59,2	0,56
		5	6,3	0,1	3,0	13,4	22,8	18	108	173,5	114,9	0,2
		6	4,4	0,1	2,6	9,7	16,8	18	108	183,5	112,8	0,15
										ρs,tot(mm)		**4,6**

Tabela 35 - Recalque do Solo SP-02

		camada	Δσp	ΔσL1	ΔσL2	Δσtotal (kPa)	Nspt	E0	σ0	Es	ρs(mm)	ρs,tot(mm)
	15	1	300,0	3,2	24,8	327,9	17,0	102,0	145	184,2	1,8	
		2	61,7	2,6	14,6	79,0	32,0	192,0	155	235,9	0,3	2,31
SP-02		3	25,8	2,2	9,7	37,7	29,0	174,0	165	192,9	0,2	
		1	430,3	4,7	17,5	452,6	17,0	102,0	125	219,3	2,1	
		2	88,5	3,8	8,6	100,9	17,0	102,0	135	134,8	0,8	
	13	3	37,0	3,2	5,1	45,2	17,0	102,0	145	116,8	0,4	3,42
		4	20,2	2,6	3,4	26,2	32,0	192,0	155	207,6	0,1	
		5	12,7	2,2	2,4	17,3	29,0	174,0	165	182,9	0,1	

Tabela 36 - Recalque do Solo SP-03

	L (m)	camada	Δσp	ΔσL1	ΔσL2	Δσtotal (kPa)	Nspt	E0	σ0	Es	ρs(mm)	ρs,tot(mm)
SP-03	13	1	394,2	4,9	27	426,1	19	114	126	238,6	1,79	2,82
		2	81,09	4,0	14,8	99,81	22	132	136	173,8	0,57	
		3	33,91	3,3	9,28	46,48	21	126	146	144,7	0,32	
		4	18,51	2,8	6,37	27,66	31	186	156	201,8	0,14	
	12	1	124,1	6,1	28,2	158,4	12	72	126	108,2	1,46	2,12
		2	25,53	4,9	13,8	44,19	19	114	136	131,2	0,34	
		3	10,68	4,0	8,17	22,81	22	132	146	141,9	0,16	
		4	5,83	3,3	5,39	14,51	21	126	156	131,7	0,11	
		5	3,67	2,8	3,82	10,27	31	186	126	193,4	0,05	

Tabela 37 - Recalque do Solo SP-04

	L (m)	camada	Δσp	ΔσL1	ΔσL2	Δσtotal (kPa)	Nspt	E0	σ0	Es	ρs(mm)	ρs,tot(mm)
SP-04	15	1	443,1	3,8	28,4	475,3	20	120	144	248,9	1,91	2,87
		2	91,15	3,2	15,5	109,8	24	144	154	188,5	0,58	
		3	38,12	2,7	9,73	50,52	29	174	164	199	0,25	
		4	20,81	2,3	6,68	29,78	36	216	174	233,8	0,13	
	14	1	17,04	5,9	15,8	38,67	14	84	126	96,03	0,4	0,68
		2	3,51	4,7	6,59	14,77	19	114	136	120	0,12	
		3	1,47	3,8	3,6	8,88	20	120	146	123,6	0,07	
		4	0,8	3,2	2,26	6,227	24	144	156	146,9	0,04	
		5	0,5	2,7	1,55	4,724	29	174	126	177,2	0,03	
		6	0,35	2,3	1,13	3,768	36	216	126	219,2	0,02	

Quanto ao recalque total advindo do somatório dos recalques por encurtamento elástico e do solo, obteve-se os seguintes resultados apresentados na Tabela 38 a seguir.

Tabela 38 – Recalque total

	L(m)	Pa(kN)	ρe(mm)	ρs(mm)	ρtot(mm)
	17,5	793,81	3,43	1,67	5,1
SP-01	13,5	616,855	2,4	4,6	7
	15	668,24	2,75	2,31	5,06
SP-02	13	597,74	2,23	3,42	5,65
	13	715,02	2,56	2,82	5,38
SP-03	12	519,135	1,49	2,12	3,61
	15	737,385	3,2	2,87	6,07
SP-04	13	370	1	0,68	1,68

Conforme apresentado pode-se averiguar que relativo ao dimensionamento e ao recalque as estacas são uma solução possível para composição do elemento de fundação, a considerar por fim que o recalque produziu valores inferiores ao recalque admissível conforme explana Meyerhof (1976), sendo 25 mm em fundações por estacas em solos arenosos e 50 mm para o caso de solos argilosos considerando grupos de estaca.

7 CONCLUSÃO

Acerca das deduções referentes à capacidade de carga do solo, pode-se notar que a organização da área de influência dos furos do ensaio de SPT em função da locação dos pilares, contribui para uma representação matemática contígua à realidade, de modo a preservar a segurança.

Referente ao dimensionamento de sapata como elemento estrutural de fundação, concluiu-se que para o CASO I, a execução deste seria inviável uma vez que as sapatas se sobrepuseram umas às outras, o que está relacionado à profundidade de assentamento apresentar baixa tensão admissível, aumentando assim as dimensões do elemento estrutural. No CASO II pode-se avaliar o contrário, uma vez que o solo apresentou tensões admissíveis mais satisfatórias e viabilizando a utilização de sapatas como elemento de fundação.

Como a hipótese inicial de dimensionamento por sapata não atendeu ao CASO I, este foi submetido a análise de capacidade de carga para fundações profundas, considerando a utilização de estaca pré-moldada circular de concreto desenvolvida com capacidade estrutural de 800 kN e diâmetro de 33 cm para atender as solicitações da estrutura, onde ainda pode-se verificar que os pilares P7, P12, P13, P20 e P21 apresentaram necessidade da utilização de 4 estacas para suportar os esforços transmitidos, os demais pilares apresentaram necessidades inferiores de estacas.

Contudo, apesar de demasiada carência de resistência no solo do CASO I, os dois objetos de análise apresentaram viabilidade técnica enfatizando a produção de tensões e recalques, ambos estão dentro dos padrões admissíveis para tal.

Por fim pode-se apresentar projeto de fundação para o CASO II com base no dimensionamento de sapatas, concluindo o trabalho atendendo rigorosamente aos objetivos propostos.

REFERÊNCIAS

ALBIERO,J.H; CINTRA, J. C. A. **Análise e projeto de fundações profundas**: tubulooes e caixões. In: HACHICH, W. et al. (ed.) Fundações: teoria e prática, São Paulo: Pini, 1996.

ALONSO, U. R. **Dimenisonamento de Fundnações Profundas**. São Paulo: Edgard Blucher, 1989.

ANDRADE, Ricardo, F. de. **Mapeamento geotécnico preliminar em escala semidetalhe (1:25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia-MG**. 2005. 132 f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia,Uberlândia-MG, 2005. Disponível em: <http://www.dominiopublico.gov.br/download/texto/cp010489.pdf>. Acesso em: 03/07/2018.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. **An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. V. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - **Projeto de estruturas de concreto armado** – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2010 - **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2001 – Solo – **Sondagens de simples reconhecimento com SPT** – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações de edifício.** São Paulo: Epusp, 1987.

CAMARA, Kadson, R. da R.; PEREIRA, Alexandre da C. **Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de Natal-RN.** Disponível em: <http://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/viewFile/56/62>. Acesso em: 05/07/2018.

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

CINTRA, J. C. A & AOKI, N. (1999). **Carga admissível em fundações profundas**. Livro do Projeto Reenge. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**. São Paulo, Oficina de Textos. 2010.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**: Estacas. In: Fundações: Teoria e Pratica, Hachich *et al.* (eds), Ed. Pini Ltda., São Paulo. 1996.
DÉCOURT, L & QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. Anais, VI CBMSEF, Rio de Janeiro, 1978. vol.1.

GODOY, N. S. **Fundaçoes.** Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

JANBU, N. **Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3. 1963, Weisbaden, Germany. Proceedings. Vol 1.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.

SPERNAU, W (2010). Notas de aula – **Estruturas de Fundações**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1943.

VELLOSO, D. A; Lopes, F. R. **Fundações**.V.2: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ, 2002.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende Waldemar. **Fundações**: Critérios de Projeto – Fundações Superficiais, Nova Edição – São Paulo – 2011. Ed. Oficina de Textos.

VESIC, A.S. (1975). **Bearing capacity of shallow foundations**. Department of Civil Engineering, Duke University.

APÊNDICE A- Capacidade de Carga CASO II

Sapata Quadrada S1/S2/S9/S10/ S17/S18/S25/S26

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (I) \quad e \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2} (II)$$

Solo de assentamento: Silte Argiloso, compacto a muito compacto

ϕ	C	q	γ2sub
27,5	30	18	18

Fatores de Capacidade De Carga

Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma

Sc	Sq	Sγ
1,56	1,52	0,6

Isolando B na Eq. (II)

$$B = \sqrt{\frac{3F}{\sigma r}}$$

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3° grau.

$$\sigma_r^3 - 3559{,}72\sigma_r^2 + 3167907{,}32\sigma_r - 21275{,}49F = 0$$

Sapata	F(kN)	σr	σadm
S1	1276,24	1899,42	633,14
S2	1445,50	1906,857	635,62
S9	1531,60	1910,462	636,82
S10	1734,88	1918,565	639,52
S17	1533,70	1910,55	636,85
S18	1749,02	1919,11	639,70
S25	1274,00	1899,32	633,11
S26	1567,72	1911,941	637,31

Sapata Quadrada S3/S11/ S19/S27

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (I) \quad e \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2} (II)$$

Solo de assentamento: Silte Argiloso, compacto a muito compacto

ϕ	C	q	γ2sub
27,5	30	27,35	18

Fatores de Capacidade De Carga

Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma			Isolando B na Eq. (II)
Sc	Sq	Sγ	$B = \sqrt{\frac{3F}{\sigma r}}$
1,56	1,52	0,6	

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 3574{,}58\sigma_r^2 + 3194399{,}54\sigma_r - 21275{,}49 = 0$$

Sapata	F(kN)	σr	σadm
S3	1338,40	2094,85	698,28
S11	1633,38	2106,696	702,23
S19	1713,74	2109,723	703,24
S27	1471,96	2100,368	700,12

Sapata Quadrada S4/S12/ S23/S28

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (I) \quad e \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2} (II)$$

Solo de assentamento: Silte Argiloso, compacto a muito compacto

ϕ	C	q	γ2sub
27,5	30	28,15	18

Fatores de Capacidade De Carga

Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma			Isolando B na Eq. (II)
Sc	Sq	Sy	$B = \sqrt{\frac{3F}{\sigma r}}$
1,56	1,52	0,6	

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 3990{,}47\sigma_r^2 + 3980968{,}61\sigma_r - 21275.49 = 0$$

Sapata	F(kN)	σr	σadm
S4	1301,16	2062,13	687,38
S12	1874,46	2075,27	691,76
S23	1265,60	2061,2244	687,07
S28	889,98	2050,714	683,57

Sapata Quadrada S5/S6/S13/S14/ S20/S24/S29/S30

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \text{(I)} \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2} (II)$$

Solo de assentamento: Silte Argiloso, compacto a muito compacto

ϕ	C	q	γ2sub	
27,5	30	28,45	18	
Fatores de Capacidade De Carga				
Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma			Isolando B na Eq. (II)
Sc	Sq	Sy	$B = \sqrt{\frac{3F}{\sigma r}}$
1,56	1,52	0,6	

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 4003{,}2\sigma_r^2 + 4006411{,}53\sigma_r - 21275{,}49F = 0$$

Sapata	F(kN)	σr	σadm
S5	1295,84	2115,75	705,25
S6	1465,66	2122,802	707,60
S13	1804,74	2135,687	711,90
S14	1704,22	2132,011	710,67
S20	1711,22	2132,27	710,76
S24	1277,36	2114,96	704,99
S29	897,82	2097,04	699,01
S30	1338,82	2117,582	705,86

Sapata Quadrada S7/S8/S16/S21/S22/S31/S32

$$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (I) \quad e \quad \frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{B^2} (II)$$

Solo de assentamento: Silte Argiloso, compacto a muito compacto

ϕ	C	q	γ2sub	
27,5	30	28,4	18	
Fatores de Capacidade De Carga				
Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma			Isolando B na Eq. (II)
Sc	Sq	Sy	$B = \sqrt{\frac{3F}{\sigma r}}$
1,56	1,52	0,6	

Substituindo as equações em função de σr, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$\sigma_r^3 - 4001{,}08\sigma_r^2 + 4002165{,}41\sigma_r - 21275{,}49F = 0$$

Sapata	F(kN)	σr	σadm
S7	1815,10	2135,03	711,68
S8	1449,28	2121,11	707,04
S16	1682,94	2130,189	710,06
S21	1951,04	2139,82	713,27
S22	1568,84	2125,84	708,61
S31	1428,42	2120,26	706,75
S32	1262,66	2113,29	704,43

Sapata Retangular (A>B) S15

$\sigma_r = S_c c N_c + S_q q N_q + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ (I) e $\frac{\sigma_r}{3} = \frac{F}{AB} (II)$

Solo de assentamento: Areia pouco compacta

ϕ	C	q	γ2sub
27,5	30	28,4	18

Fatores de Capacidade De Carga

Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tgϕ
29,87	13,96	15,595	0,56	0,52

Fatores de Forma

Sc	Sq	Sy
$1+0.63\frac{B}{A}$	$1+0.6\frac{B}{A}$	$1-0.4\frac{B}{A}$

Balanços iguais: A=B+0.15

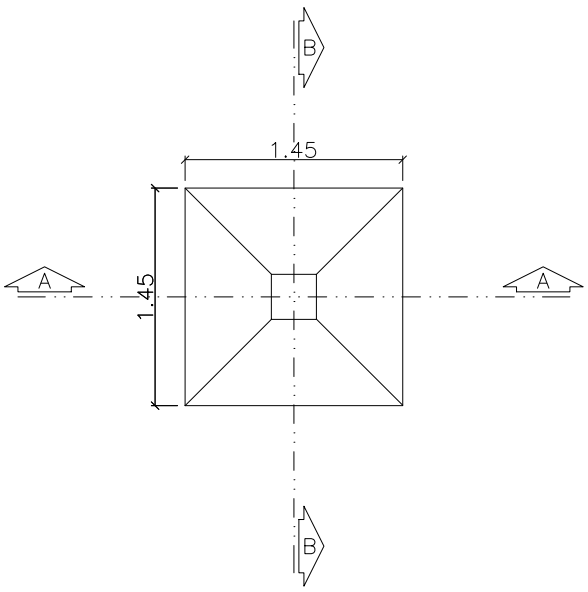
Substituindo as equações em função de B, têm-se uma esquação de 3˚ grau.

$$84{,}21B^3+2116{,}04B^2+193{,}88-3F=0$$

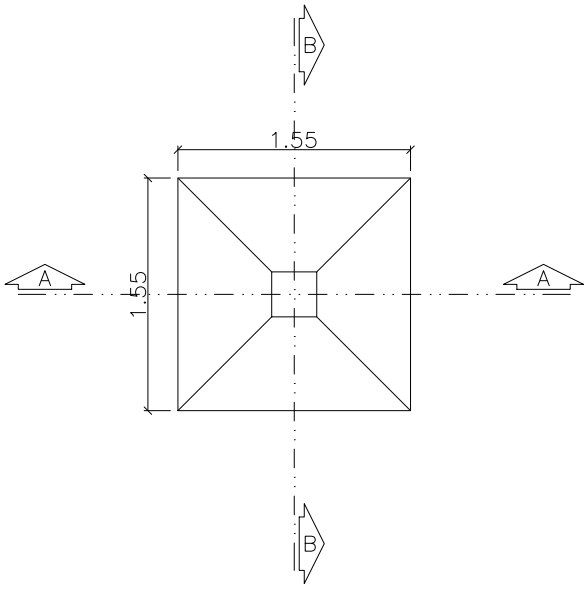
Sapata	F (kN)	Bmin	σr	σadm
S15	1389,92	1,33	2132,58	710,86

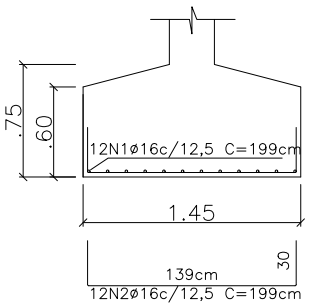
APÊNDICE B- Detalhamento de Sapatas para o CASO II

S1, S6, S8
S25, S27, S231

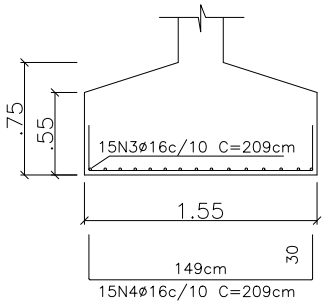


S2, S11, S16





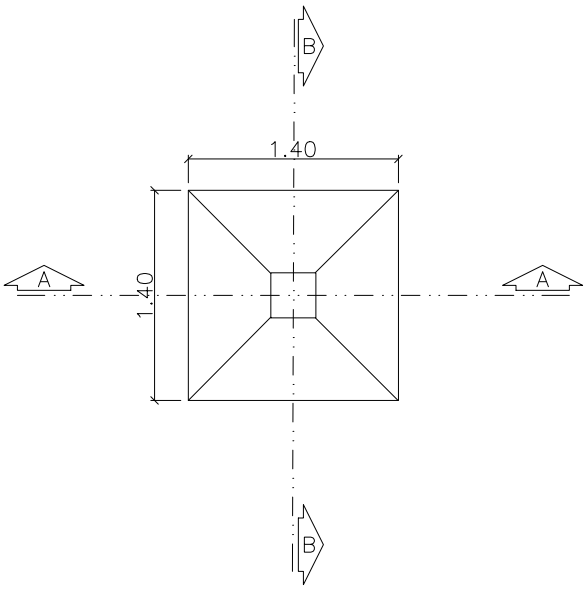
CORTE A–A



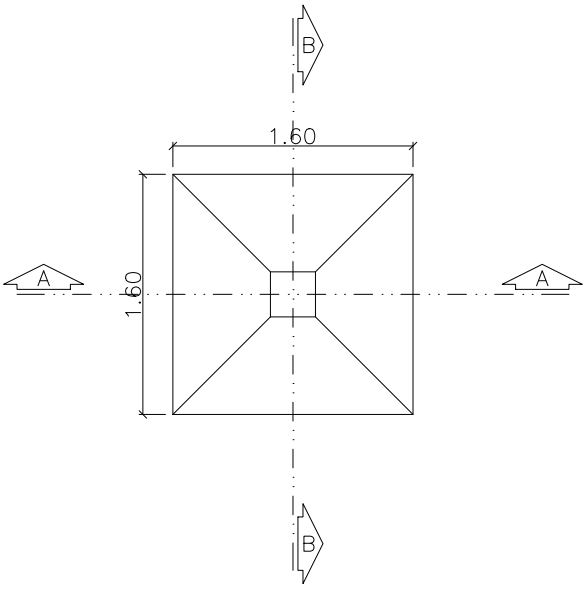
CORTE A–A

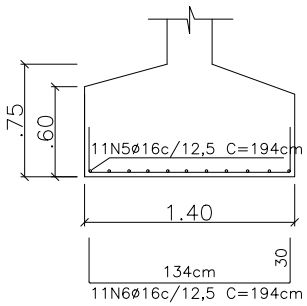
ASSUNTO:	ESCALA:	FOLHA:
Detalhamento de sapata	1/50	01/05
ALUNO:		DATA:
Gabriela Palma		05/08/2018

S3, S4, S5
S23, S30

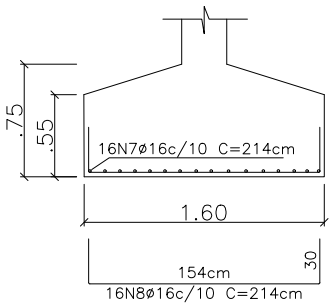


S7, S9, S13, S14
S17, S19, S20, S26





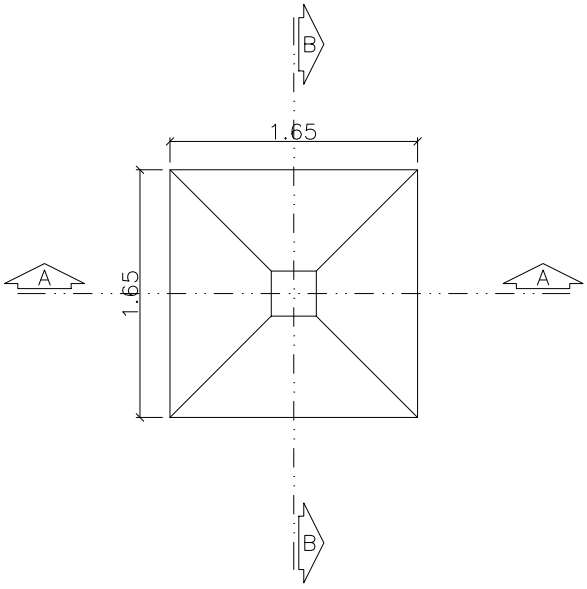
CORTE A–A



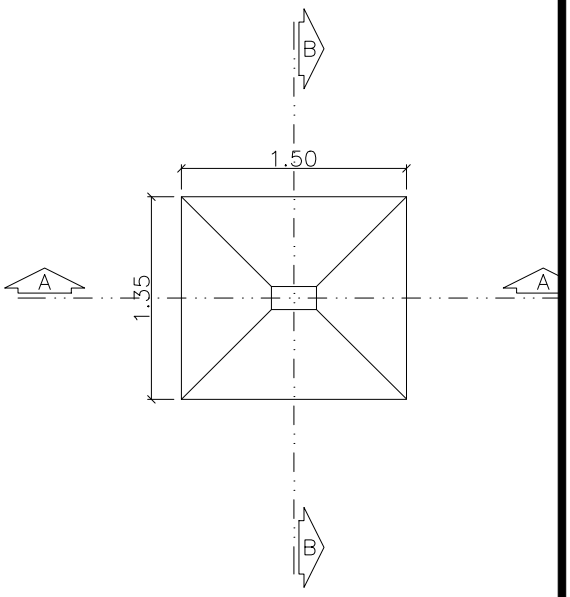
CORTE A–A

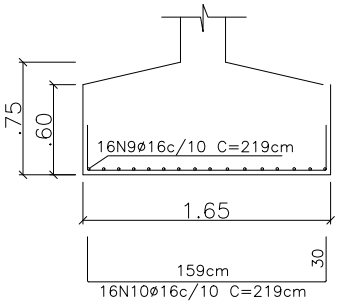
ASSUNTO: Detalhamento de sapata		ESCALA: 1/50	FOLHA: 02/05
ALUNO: Gabriela Palma			DATA: 05/08/2018

S10, S12, S18

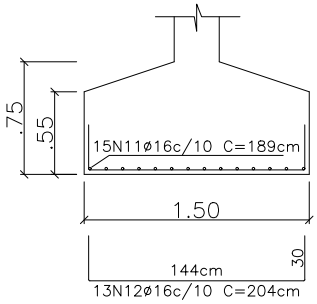


S15

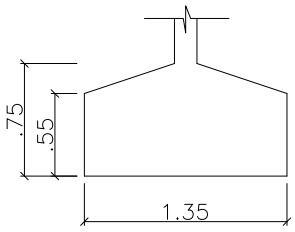




CORTE A–A

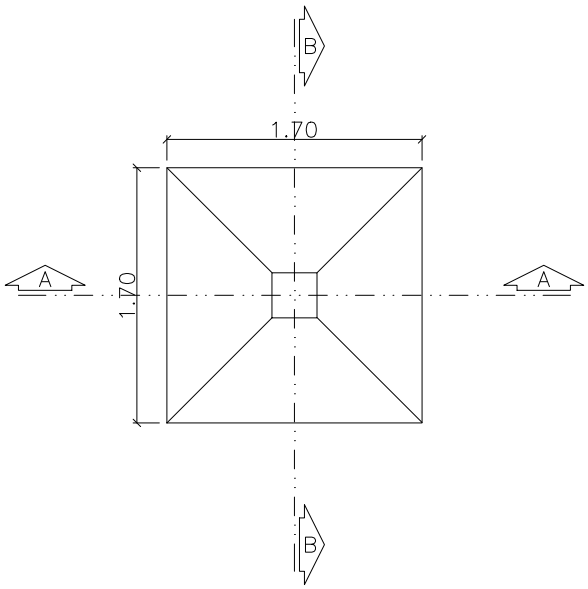


CORTE A–A

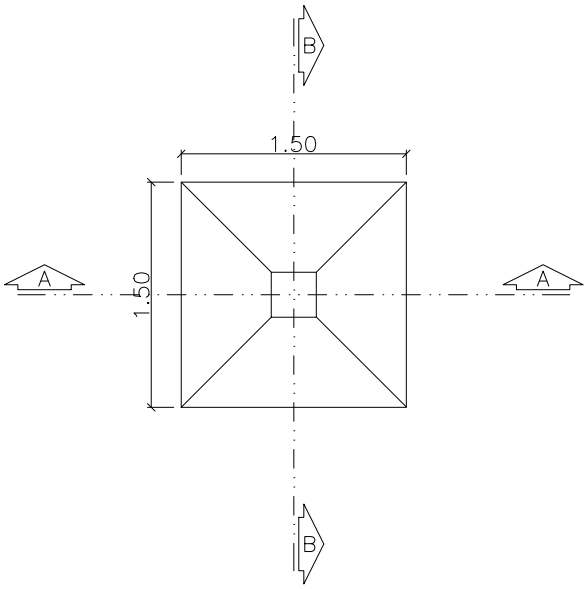


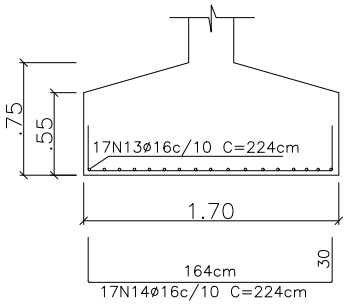
ASSUNTO: Detalhamento de sapata		ESCALA: 1/50	FOLHA: 03/05
ALUNO: Gabriela Palma			DATA: 05/08/2018

S21

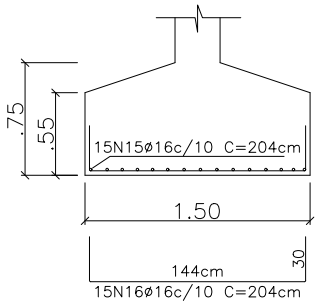


S22





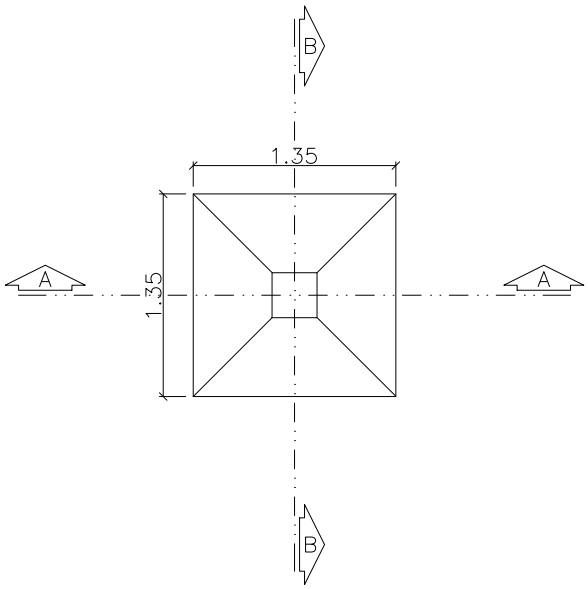
CORTE A–A



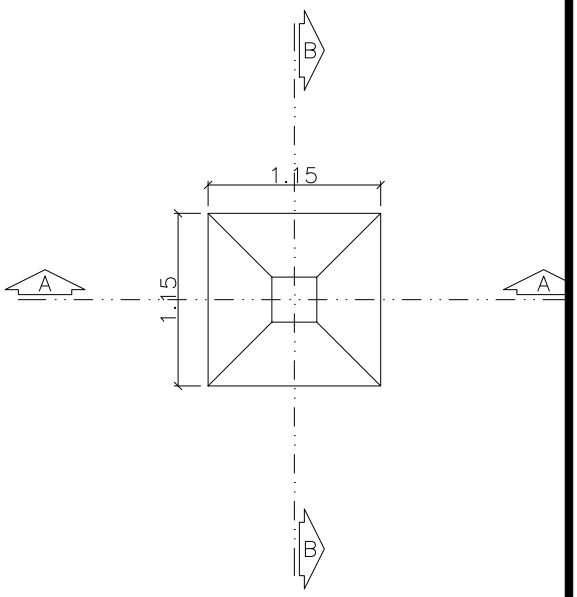
CORTE A–A

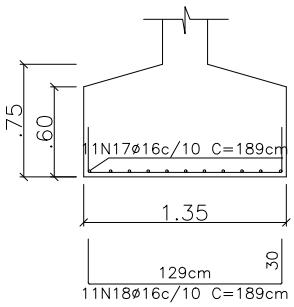
ASSUNTO: Detalhamento de sapata		ESCALA: 1/50	FOLHA: 04/05
ALUNO: Gabriela Palma			DATA: 05/08/2018

S24, S32

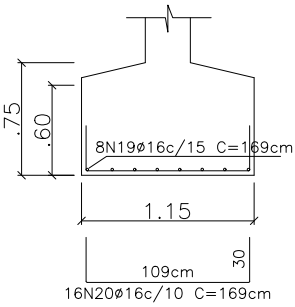


S28, S29





CORTE A–A



CORTE A–A

ASSUNTO: Detalhamento de sapata		ESCALA: 1/50	FOLHA: 05/05
ALUNO: Gabriela Palma			DATA: 05/08/2018

APÊNDICE C- Capacidade de Carga Fundação Profunda para o CASO I

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARASONDAGEM SP-03

Método Aoki- Velloso

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	K (kPa)	α (%)	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	15	1000	0,014	586,29	62,2	648,49	324,245
2	1	Areia	12	1000	0,014	342	111,96	453,96	226,98
3	1	Areia	7	1000	0,014	146,57	140,99	287,56	143,78
4	1	Areia	3	1000	0,014	244,29	153,43	397,72	198,86
5	1	Areia	5	1000	0,014	195,43	174,16	369,59	184,795
6	1	Areia	4	1000	0,014	342	190,75	532,75	266,375
7	1	Areia	7	1000	0,014	342	219,78	561,78	280,89
8	1	Areia	7	1000	0,014	244,29	248,81	493,1	246,55
9	1	Areia	5	1000	0,014	244,29	269,54	513,83	256,915
10	1	Areia	5	1000	0,014	293,14	290,27	583,41	291,705
11	1	Areia	6	1000	0,014	390,86	315,15	706,01	353,005
12	1	Areia	8	1000	0,014	195,43	348,32	543,75	271,875
13	1	Areia	4	1000	0,014	830,57	364,91	1195,48	597,74
14	1	Areia	17	1000	0,014	830,57	435,41	1265,98	632,99
15	1	Areia	17	1000	0,014	830,57	505,91	1336,48	668,24
16	1	Areia	17	1000	0,014	1563,43	576,41	2139,84	1069,92
17	1	Areia	32	1000	0,014	1416,86	709,11	2125,97	1062,985
18	1	Areia	29	1000	0,014	2442,86	829,37	3272,23	1636,115

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARASONDAGEM SP-03

Método Décourt-Quaresma

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	C (kPa)	Np,méd	NL,méd	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	15	400	11,33	0	387,49	10,37	397,86	104,85
2	1	Areia	12	400	7,33	0	250,69	20,73	271,42	78,62
3	1	Areia	7	400	5	13,5	171	171,06	342,06	174,33
4	1	Areia	3	400	4	11,33	136,8	198,08	334,88	186,57
5	1	Areia	5	400	5,33	9,25	182,29	211,66	393,95	208,39
6	1	Areia	4	400	6	8,4	205,2	236,37	441,57	233,12
7	1	Areia	7	400	6,33	7,67	216,49	258,02	474,51	252,6
8	1	Areia	7	400	5,67	7,57	193,91	292,21	486,12	273,25
9	1	Areia	5	400	5,33	7,5	182,29	326,56	508,85	296,77
10	1	Areia	5	400	6,33	7,22	216,49	353,17	569,66	325,79
11	1	Areia	6	400	6	7	205,2	380,12	585,32	343,7
12	1	Areia	8	400	9,67	6,91	330,71	410,95	741,66	398,79
13	1	Areia	4	400	12,67	7	433,31	449,24	882,55	453,9
14	1	Areia	17	400	17	6,77	581,4	472,67	1054,07	508,94
15	1	Areia	17	400	22	7,5	752,4	544,27	1296,67	606,77
16	1	Areia	17	400	26	8,13	889,2	615,39	1504,59	695,68
17	1	Areia	32	400	37	8,69	1265,4	686,74	1952,14	844,61
18	1	Areia	29	400	43	10,06	1470,6	812,36	2282,96	992,54

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARA SONDAGEM SP-03

Método Aoki- Velloso

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	K (kPa)	α (%)	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	23	1000	0,014	537,43	95,38	632,81	316,405
2	1	Areia	11	1000	0,014	488,57	140,99	629,56	314,78
3	1	Areia	10	1000	0,014	439,71	182,46	622,17	311,085
4	1	Areia	9	1000	0,014	244,29	219,78	464,07	232,035
5	1	Areia	5	1000	0,014	439,71	240,51	680,22	340,11
6	1	Areia	9	1000	0,014	244,29	277,83	522,12	261,06
7	1	Areia	5	1000	0,014	244,29	298,56	542,85	271,425
8	1	Areia	5	1000	0,014	146,57	319,29	465,86	232,93
9	1	Areia	3	1000	0,014	537,43	331,73	869,16	434,58
10	1	Areia	11	1000	0,014	537,43	377,34	914,77	457,385
11	1	Areia	11	1000	0,014	342	422,95	764,95	382,475
12	1	Areia	7	1000	0,014	586,29	451,98	1038,27	519,135
13	1	Areia	12	1000	0,014	928,29	501,74	1430,03	715,015
14	1	Areia	19	1000	0,014	1074,86	580,53	1655,39	827,695
15	1	Areia	22	1000	0,014	1026	671,76	1697,76	848,88
16	1	Areia	21	1000	0,014	1514,57	758,84	2273,41	1136,705
17	1	Areia	31	1000	0,014	1514,57	887,39	2401,96	1200,98
18	1	Areia	31	1000	0,014	2442,86	1015,9	3458,8	1729,4

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARA SONDAGEM SP-03

Método Décourt-Quaresma

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	C (kPa)	Np,méd	NL,méd	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	23	400	14,67	0	501,71	10,37	512,08	133,4
2	1	Areia	11	400	10	0	342	20,73	362,73	101,45
3	1	Areia	10	400	8	17	273,6	207,34	480,94	227,89
4	1	Areia	9	400	7,67	14,67	262,31	244,25	506,56	253,46
5	1	Areia	5	400	6,33	13,25	216,49	280,77	497,26	270,1
6	1	Areia	9	400	6,33	11,6	216,49	302,72	519,21	286,98
7	1	Areia	5	400	4,33	11,1667	148,09	342,69	490,78	300,63
8	1	Areia	5	400	6,33	10,29	216,49	367,41	583,9	336,75
9	1	Areia	3	400	8,33	9,63	284,89	392,81	677,7	373,38
10	1	Areia	11	400	9,67	8,89	330,71	410,88	741,59	398,74
11	1	Areia	11	400	10	9,1	342	459,95	801,95	439,31
12	1	Areia	7	400	12,67	9,27	433,31	508,81	942,12	499,72
13	1	Areia	12	400	17,67	9,08	604,31	542,68	1146,99	568,52
14	1	Areia	19	400	20,67	9,31	706,91	595,55	1302,46	634,84
15	1	Areia	22	400	24,67	10	843,71	673,86	1517,57	729,28
16	1	Areia	21	400	27,67	10,8	946,31	763,01	1709,32	823,51
17	1	Areia	31	400	37,33	11,44	1276,7	848,3	2124,99	971,71
18	1	Areia	31	400	43,67	12,59	1493,5	969,73	2463,24	1119,32

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARASONDAGEM SP-04

Método Aoki- Velloso

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	K (kPa)	α (%)	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	9	1000	0,014	342	37,32	379,32	189,66
2	1	Areia	7	1000	0,014	342	66,35	408,35	204,175
3	1	Areia	7	1000	0,014	146,57	95,38	241,95	120,975
4	1	Areia	3	1000	0,014	195,43	107,82	303,25	151,625
5	1	Areia	4	1000	0,014	635,14	124,41	759,55	379,775
6	1	Areia	13	1000	0,014	390,86	178,32	569,18	284,59
7	1	Areia	8	1000	0,014	195,43	211,49	406,92	203,46
8	1	Areia	4	1000	0,014	586,29	228,08	814,37	407,185
9	1	Areia	12	1000	0,014	293,14	277,84	570,98	285,49
10	1	Areia	6	1000	0,014	195,43	302,72	498,15	249,075
11	1	Areia	4	1000	0,014	146,57	319,31	465,88	232,94
12	1	Areia	3	1000	0,014	342	331,75	673,75	336,875
13	1	Areia	7	1000	0,014	684	360,78	1044,78	522,39
14	1	Areia	14	1000	0,014	928,29	418,84	1347,13	673,565
15	1	Areia	19	1000	0,014	977,14	497,63	1474,77	737,385
16	1	Areia	20	1000	0,014	1172,57	580,57	1753,14	876,57
17	1	Areia	24	1000	0,014	1416,86	680,09	2096,95	1048,475
18	1	Areia	29	1000	0,014	1758,86	800,35	2559,21	1279,605

VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA OBTIDOS PARASONDAGEM SP-04

Método Décourt-Quaresma

L(m)	DL(m)	Tipo de Solo	N	C (kPa)	Np,méd	NL,méd	RP(kN)	RL(kN)	Rtot (kN)	Radm (kN)
1	1	Areia	9	400	7,67	0	262,31	10,37	272,68	73,55
2	1	Areia	7	400	5,67	0	193,91	20,73	214,64	64,42
3	1	Areia	7	400	4,67	8	159,71	114,04	273,75	127,65
4	1	Areia	3	400	6,67	7,67	228,11	147,49	375,6	170,48
5	1	Areia	4	400	8,33	6,5	284,89	164,14	449,03	197,48
6	1	Areia	13	400	8,33	6	284,89	186,61	471,5	214,77
7	1	Areia	8	400	8	7,17	273,6	245,93	519,53	257,58
8	1	Areia	4	400	7,33	7,29	250,69	284,47	535,16	281,5
9	1	Areia	12	400	7,33	6,88	250,69	307,28	557,97	299,04
10	1	Areia	6	400	4,33	7,44	148,09	360,77	508,86	314,54
11	1	Areia	4	400	4,67	7,3	159,71	391,53	551,24	341,1
12	1	Areia	3	400	8	7	273,6	414,68	688,28	387,38
13	1	Areia	7	400	13,33	6,67	455,89	434,41	890,3	448,13
14	1	Areia	14	400	17,67	6,69	604,31	468,8	1073,11	511,69
15	1	Areia	19	400	21	7,21	718,2	529,24	1247,44	586,66
16	1	Areia	20	400	24,33	8	832,09	608,2	1440,29	675,87
17	1	Areia	24	400	29,67	8,75	1014,7	690,27	1704,98	784,65
18	1	Areia	29	400	38,33	9,65	1310,9	786,86	2097,75	933

CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL ADOTADA DE ACORDO COM O COMPRIMENTO DA ESTACA

Sondagem SP2	Sondagem SP3	Sondagem SP4

L (m)	Radm (kN)		Ra,adot (kN)	L (m)	Radm (kN)		Ra,adot (kN)	L (m)	Radm (kN)		Ra,adot (kN)
	A.V.	D.Q			A.V.	D.Q			A.V.	D.Q	
1	324,25	104,85	104,85	1	316,41	133,4	133,4	1	189,66	73,55	73,55
2	226,98	78,62	78,62	2	314,78	101,45	101,45	2	204,175	64,42	64,42
3	143,78	174,33	143,78	3	311,09	227,89	227,89	3	120,975	127,65	120,975
4	198,86	186,57	186,57	4	232,04	253,46	232,035	4	151,625	170,48	151,625
5	184,8	208,39	184,795	5	340,11	270,1	270,1	5	379,775	197,48	197,48
6	266,38	233,12	233,12	6	261,06	286,98	261,06	6	284,59	214,77	214,77
7	280,89	252,6	252,6	7	271,43	300,63	271,425	7	203,46	257,58	203,46
8	246,55	273,25	246,55	8	232,93	336,75	232,93	8	407,185	281,5	281,5
9	256,92	296,77	256,915	9	434,58	373,38	373,38	9	285,49	299,04	285,49
10	291,71	325,79	291,705	10	457,39	398,74	398,74	10	249,075	314,54	249,075
11	353,01	343,7	343,7	11	382,48	439,31	382,475	11	232,94	341,1	232,94
12	271,88	398,79	271,875	12	519,14	499,72	499,72	12	336,875	387,38	336,875
13	597,74	453,9	453,9	13	715,02	568,52	568,52	13	522,39	448,13	448,13
14	632,99	508,94	508,94	14	827,7	634,84	634,84	14	673,565	511,69	511,69
15	668,24	606,77	606,77	15	848,88	729,28	729,28	15	737,385	586,66	586,66
16	1069,9	695,68	695,68	16	1136,7	823,51	823,51	16	876,57	675,87	675,87
17	1063	844,61	844,61	17	1201	971,71	971,71	17	1048,48	784,65	784,65
18	1636,1	992,54	992,54	18	1729,4	1119,3	1119,32	18	1279,61	933	933

ANEXO A- Relatórios de sondagens

Cliente: GILSON HONORATO SABINO.

Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.

Escala: ø | Data: 26.10.2015 | Ref.: S P T – | Furo N° SP 01

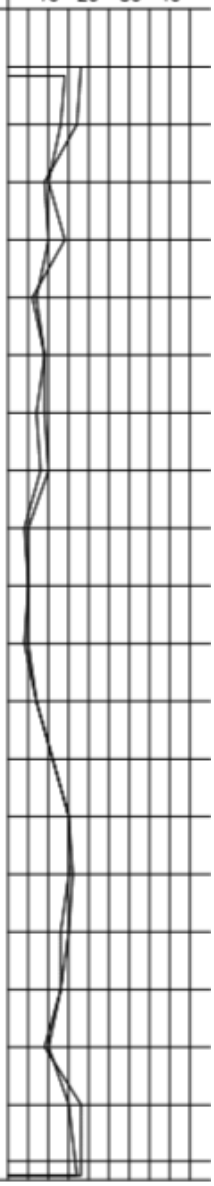
REVESTIMENTO: 2 1/2" | COTA: 100.00 / 99.51

Revestimento: ø63,5mm
Amostrador ø interno: 34,9mm ø externo: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1° e 2° penetrações
—— 2° e 3° penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3°
		0.00	Silte arenoso, com veios ferruginosos, de cor variada.		
	1			14	18
	2	2.00		13	17
N.A2.10			Areia de textura grossa, fofa, de cor variada.		
	3	3.00		10	09
			Argila plastica, de cor cinza.		
	4	4.00		14	10
	5			06	07
	6			09	09
	7		Camada de areia de textura média e grossa, fofa, de cor variada.	09	07
	8			10	08
	9			05	04
	10			05	05
	11			05	04
	12			07	07
	13	13.00		11	11
	14			15	15
	15			16	15
	16		Camada de areia de textura média, pouco compacta a compacta, de cor variada.	15	13
	17			13	13
	18			10	09
	19			15	18
	20			17	18

Gráfico



Cliente: GILSON HONORATO SABINO.					
Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.					
Escala: ø		Data: 26.10.2015	Ref.: S P T –		Furo N° SP 01
REVESTIMENTO: 2 1/2"				COTA: 100,00 / 99.51	
Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	Revestimento: ø63,5mm Amostrador ø interno: 34,9mm ø externo: 50,8mm Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Penetração (golpes/30cm) —— 1° e 2° penetrações —— 2° e 3° penetrações N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3° / Gráfico 10 20 30 40
		20.45	Camada de areia de textura média, pouco compacta a compacta, de cor variada.	37/5	
	21				
	22				
	23				
	24		Limite do Furo – 20.45mts.		
	25				
	26				
	27				
	28				
	29				
	30				
	31				
	32				
	33				
	34				
	35				
	36				
	37				
	38				
	39				
	40				

Cliente: GILSON HONORATO SABINO.

Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.

Escala: ∅ | Data: 27.10.2015 | Ref.: S P T – | Furo N° SP 02

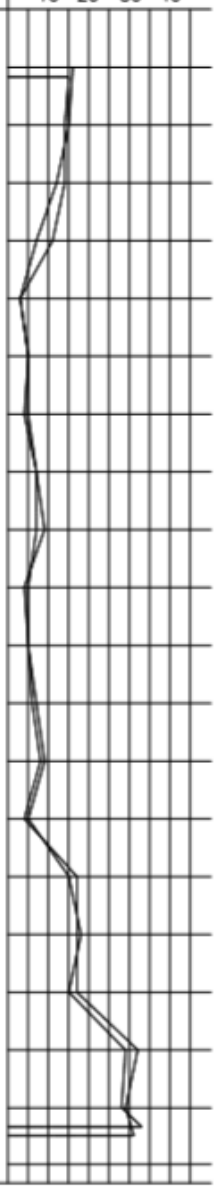
REVESTIMENTO: 2 1/2" | COTA: 100.00 / 99.85

Revestimento: ø63,5mm
Amostrador ø interno: 34,9mm ø externo: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1° e 2° penetrações
—— 2° e 3° penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3°
		0.00	Silte arenoso, com restos vegetais, de cor variada.		
	1			15	16
		1.50	Argila arenosa, de textura média, de cor variada.		
N.A2.36	2			14	15
	3	3.00	Areia de textura média, bem selecionada, pouco compacta, de cor variada.	14	12
	4			11	07
	5			03	03
	6	6.00	Areia de textura fina, argilosa, fofa, de cor variada.	05	05
	7			05	04
	8	8.00	Areia de textura média, bem selecionada, fofa, de cor variada.	07	07
	9			09	07
	10			04	05
	11	11.00	Areia de textura média, argilosa, fofa, de cor variada.	05	05
	12	12.00	Camada de areia de textura grossa, bem selecionada, pouco compacta, de cor variada.	07	06
	13			09	08
	14			05	04
	15			15	17
	16			18	17
	17			15	17
	18	18.00	Argila pouco arenosa, dura, de cor cinza.	29	32
	19			28	29
		19.33			
	20		Limite do Furo – 19.33mts.	33	31/3

Gráfico



Cliente: GILSON HONORATO SABINO.

Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.

Escala: ø | Data: 27.10.2015 | Ref.: S P T – | Furo N° SP 03

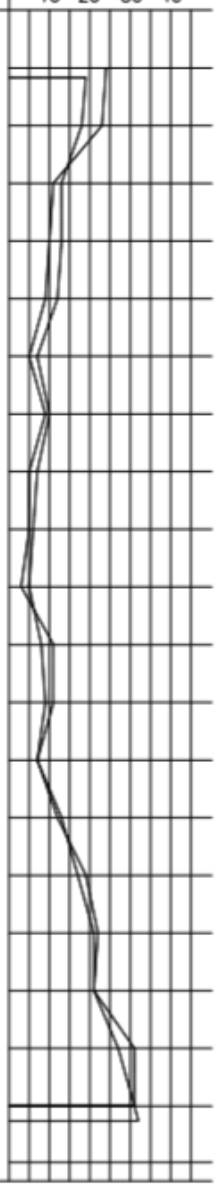
REVESTIMENTO: 2 1/2" | COTA: 100.00 / 100.04

Revestimento: ø63,5mm
Amostrador øinterno: 34,9mm øexterno: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1° e 2° penetrações
—— 2° e 3° penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3°
		0.00	Silte arenoso, compacto, de cor variada.		
	1			19	24
	2	2.00		18	23
N.A2.25			Areia de textura grossa, fofa, com veios argilosos, de cor variada.		
	3			13	11
	4	4.00		13	10
			Argila média, com veios ferruginosos, de cor variada.		
	5	5.00		12	09
			Areia de textura fina, argilosa, micácea, fofa, de cor variada.		
	6	6.00		07	05
			Areia de textura grossa, pouco compacta, de cor variada.		
	7			10	09
	8	8.00		07	05
			Areia de textura fina, micácea, pouco argilosa, fofa, de cor variada.		
	9			06	05
	10			05	03
	11	11.00		08	11
	12			09	11
			Camada de areia de textura grossa, bem selecionada, compacta, de cor variada.		
	13			07	07
	14			13	12
	15			17	19
	16			21	22
	17	17.00		21	21
			Areia de textura fina e média, pouco micácea, com veios argilosos, compacta, de cor variada.		
	18			27	31
	19	19.16		31	31
	20		Limite do Furo – 19.16mts.	32/1	

Gráfico



Cliente: GILSON HONORATO SABINO.

Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.

Escala: Ø | Data: 28.10.2015 | Ref.: S P T – | Furo N° SP 04

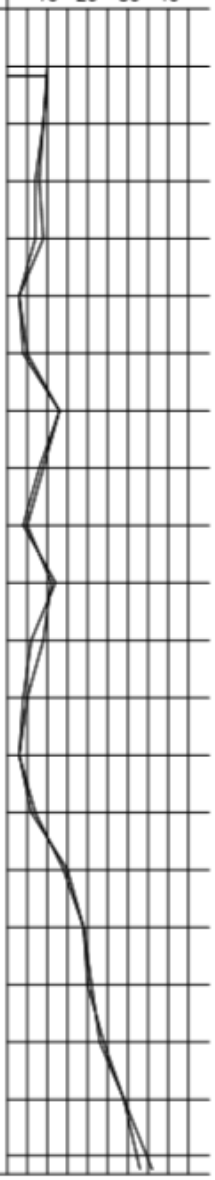
REVESTIMENTO: 2 1/2" | COTA: 100.00 / 100.21

Revestimento: Ø63,5mm
Amostrador Øinterno: 34,9mm Øexterno: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1° e 2° penetrações
—— 2° e 3° penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3°
		0.00	Silte argilo arenoso, fofo, de cor variada.		
	1			10	10
	2	2.00		09	09
N.A2.50			Areia de textura fina, argilosa, fofa, de cor variada.		
	3	3.00		08	07
	4		Areia média, bem selecionada, fofa, de cor variada.	09	07
	5			03	03
	6	6.00		05	04
			Argila média, com veios ferruginosos, de cor variada.		
	7	7.00		13	13
	8		Areia de textura grossa, bem selecionada, pouco compacta, de cor variada.	09	08
	9			05	04
	10			11	12
	11			09	06
	12	12.00		05	04
			Areia média, argilosa, fofa, de cor variada.		
	13	13.00		03	03
	14		Camada de areia média, bem selecionada, pouco compacta a compacta, de cor variada.	06	07
	15			15	14
	16			19	19
	17			21	20
	18			23	24
	19	19.00		29	29
			Areia de textura grossa, muito compacta, de cor variada.		
	20			33	36

Gráfico



Cliente: GILSON HONORATO SABINO.			
Local: RUA MARIA VAZ BATISTA S/N – BAIRRO SÃO JACINTO – T. OTONI MG.			
Escala: ø	Data: 28.10.2015	Ref.: S P T –	Furo N° SP 04
REVESTIMENTO: 2 1/2"			COTA: 100,00 / 100.21

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	Revestimento: ø63,5mm Amostrador ø interno: 34,9mm ø externo: 50,8mm Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Penetração (golpes/30cm) ___ 1° e 2° penetrações ___ 2° e 3° penetrações N° de Golpes 1° e 2°	2° e 3°	Gráfico 10 20 30 40
		20.33	Areia de textura grossa, muito compacta, de cor variada.			
	21			34	39/3	
	22					
	23					
	24		Limite do Furo – 20.33mts.			
	25					
	26					
	27					
	28					
	29					
	30					
	31					
	32					
	33					
	34					
	35					
	36					
	37					
	38					
	39					
	40					

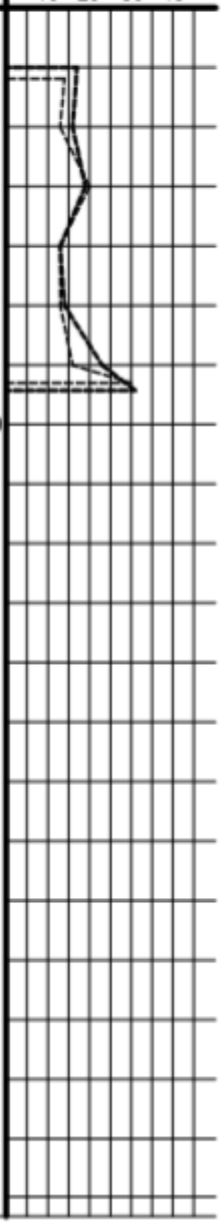
Cliente: MARIA DA CONCEIÇÃO LOPES MIRANDA ALVES.			
Local: RUA DONA MUNDINHA Nº 31 – BAIRRO LAERTE LAENDER – T. OTONI MG.			
Escala: Ø	Data: 14.05.2016	Ref.: S P T –	Furo Nº SP 01
REVESTIMENTO: 2 1/2"			COTA: 100.00 / 101.10

Revestimento: Ø63,5mm
Amostrador Øinterno: 34,9mm Øexterno: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1ª e 2ª penetrações
---- 2ª e 3ª penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº de Golpes 1ª e 2ª	Nº de Golpes 2ª e 3ª
N.ANFE		0.00	Solo removido de silte arenoso, micáceo, com finos veios de quartzo, de cor marrom.		
	1			14	17
	2			13	16
	3	3.00	Silte argilo arenoso, micáceo, compacto, de cor variada. Alteração de rocha.	20	19
	4			13	13
	5			13	14
	6	6.40		16	23
	7			30	31/10
	8				
	9				
	10		Limite do Furo – 6.40 mts.		
	11				
	12				
	13				
	14				
	15				
	16				
	17				
	18				
	19				
	20				

Gráfico



Cliente: MARIA DA CONCEIÇÃO LOPES MIRANDA ALVES.

Local: RUA DONA MUNDINHA N° 31 – BAIRRO LAERTE LAENDER – T. OTONI MG.

Escala: Ø | Data: 15.05.2016 | Ref.: S P T – | Furo N° SP 02

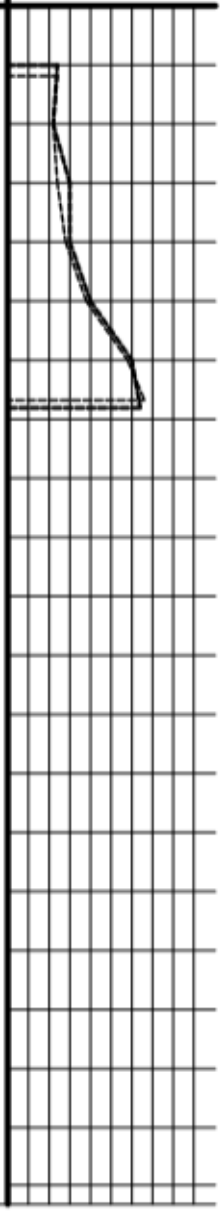
REVESTIMENTO: 2 1/2" | COTA: 100.00 / 101.90

Revestimento: Ø63,5mm
Amostrador Øinterno: 34,9mm Øexterno: 50,8mm
Peso: 65 Kg – Altura da queda : 75 cm

Penetração (golpes/30cm)
—— 1° e 2° penetrações
---- 2° e 3° penetrações

Cota em relação ao R.N. / Nível d'água	Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	N° de Golpes 1° e 2°	N° de Golpes 2° e 3°
N.ANFE	1	0.00	Silte arenoso, micáceo, pouco compacto, de cor variada.	12	12
	2	2.00		11	11
	3		Silte argiloso, micáceo, com veios de quartzo, compacto a muito compacto, de cor variada.	12	15
	4			14	15
	5			19	20
	6			29	30
	7	6.80		33	32
	8				
	9				
	10		Limite do Furo – 6.80 mts.		
	11				
	12				
	13				
	14				
	15				
	16				
	17				
	18				
	19				
	20				

Gráfico



ANEXO B- Valores de kc e ks

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES													
$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (cm^2/kN)$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (cm^2/kN)$			DOMÍNIO
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020	
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020	
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020	
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020	
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020	
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020	2
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021	
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021	
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021	
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021	
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021	
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021	
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022	
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022	
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022	
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022	
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022	3
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023	
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023	
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023	
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023	
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028		
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028		
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029		
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029		
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029		
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030		
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030		
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030		
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031		
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062			
0,68	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063			
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065			
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066			
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067			

Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.

De acordo com a NBR 6118:2003.

Diagrama retangular de tensões no concreto, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Para $\gamma_c \neq 1,4$, multiplicar b por $1,4/\gamma_c$ antes de usar a tabela.