

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA – UNIFOR-MG
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
PAULO JÚNIO RODRIGUES TEIXEIRA

**VIABILIDADE DAS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO
PARA O DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM OBRAS DE BAIXO CUSTO**

FORMIGA – MG
2015

PAULO JÚNIO RODRIGUES TEIXEIRA

VIABILIDADE DAS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO
PARA O DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM OBRAS DE BAIXO CUSTO

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
do UNIFOR-MG, como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Tiago de Moraes
Faria Novais

FORMIGA – MG

2015

T266 Teixeira, Paulo Júnio Rodrigues.
Viabilidade das sondagens de simples reconhecimento de solo para o dimensionamento de fundações em obras de baixo custo / Paulo Júnio Rodrigues Teixeira. – 2015.
56 f.

Orientador: Tiago de Moraes Faria Novais.
Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Centro
Universitário de Formiga–UNIFOR - MG, Formiga, 2015.

1. Fundações. 2. Projeto. 3. Geotecnia. I. Título.

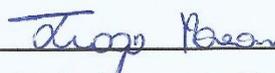
CDD 624.15

PAULO JÚNIO RODRIGUES TEIXEIRA

VIABILIDADE DAS SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO DE SOLO
PARA O DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES EM OBRAS DE BAIXO CUSTO

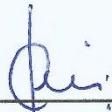
Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
do UNIFOR-MG, como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA



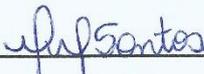
Prof. Me. Tiago de Moraes Faria Novais

Orientador



Prof. Me. Clésio Barbosa Lemos Júnior

UNIFOR - MG



Prof. Dra. Mirian Aparecida Isidro dos Santos

UNIFOR - MG

Formiga, 12 de novembro de 2015.

Dedico a minha família e a minha namorada, pela motivação, compreensão e pelo carinho, durante esta importante etapa da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por ter me dado capacidade, sabedoria e paciência, ao longo destes 5 anos da minha graduação.

Ao meu orientador, Tiago Novais, pelo compromisso e disponibilidade necessários para a concretização deste trabalho.

A todos professores do curso de Engenharia Civil do UNIFOR-MG, pelos ensinamentos e dedicação, visto que, o que foi aprendido com cada um, foi fundamental no desenvolvimento deste trabalho.

A minha família, meus pais, José Admar e Elvira, minhas irmãs, Ana Paula e Amanda, a meu avô, Revalino e a meu cunhado, Haroldo, pela compreensão na ausência, pelo conforto no cansaço, pela paciência na inquietude e pelo apoio durante esta jornada.

A minha namorada, Renata, pelo apoio, pela motivação, compreensão e principalmente pelo carinho.

Aos meus amigos e familiares que sempre se fizeram presente em minha vida, nos momentos difíceis e de descontração; por todas as felicidades compartilhadas e por sempre desejarem o meu melhor.

Enfim, muito obrigado a todos!

RESUMO

A ausência de sondagens geotécnicas como elemento determinante no dimensionamento de uma fundação, gera, além de altos custos com o superdimensionamento deste elemento, conflito contra as questões mínimas de segurança para a execução de uma obra. Este trabalho, através de dois estudos de casos de obras edificadas no município de Arcos, Minas Gerais, visa viabilizar as sondagens de simples reconhecimento de solo, a fim de atender obras de baixo custo; e visa comparar a porcentagem gasta com uma fundação, em relação ao valor total da obra, para obras desse porte, com a porcentagem gasta em fundações de obras de alto custo. Pretende-se confirmar tal hipótese, através do redimensionamento das fundações em estudo, a partir de estudos geotécnicos (ensaio de análise granulométrica por peneiramento, ensaio de determinação do limite de liquidez e ensaio de determinação do limite de plasticidade) realizados durante o trabalho, no qual, haverá a determinação da capacidade de carga através dos valores propostos pela ABNT (2010) e através da teoria de Terzaghi. A conclusão se dá a partir do comparativo de custos do redimensionamento desenvolvido durante o trabalho, com os custos reais dos projetos edificadas, que foram utilizados para estudo.

Palavras-chave: Fundações. Dimensionamento. Sondagem.

ABSTRACT

The absence of geotechnical surveys as a determinant element in the design of a foundation, generates, beyond and high cost of oversizing of this element, conflict with the minimum safety issues for the execution of a work. This work, through two case studies of built works in Arcos city, Minas Gerais, aims to enable the polls simple recognition of soil in order to meet low-cost works; and aims to compare the percentage spent on a foundation, to the total value of the work for this size works, with the percentage spent on foundations the works high cost. It is intended to confirm this hypothesis, by resizing the foundations under study, starting from geotechnical studies (sieve analysis by test sieving, testing to determine the liquid limit and testing to determine the plasticity limit) conducted during the work, which will determine the load capacity through the values proposed by ABNT (2010), and through the Terzaghi theory. The conclusion starts from the comparative resizing costs developed while working with the real costs of built projects, which were used for study.

Keywords: Foundations. Scaling. Poll.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Sapatas de altura constante e altura variável.	19
Figura 2 - Blocos de concreto simples.....	20
Figura 3 - Estaca Strauss.....	22
Figura 4 - Fundação - Obra 1.....	27
Figura 5 - Fundação subsolo - Obra 2.....	28
Figura 6 - Fundação térreo - Obra 2.....	28
Figura 7 - Detalhamento dos elementos de fundação - Obra 2.....	29
Figura 8 - Fatores de Carga	35
Figura 9 - Vista 3D segundo o software CypeCAD™ v. 2012 - Obra 1.....	45
Figura 10 - Vista 3D segundo o software CypeCAD™ v. 2012 - Obra 2.....	45
Gráfico 1 - Curva granulométrica - Obra 1	42
Gráfico 2 - Curva granulométrica - Obra 2	44
Gráfico 3 - Estimativa de aproveitamento - Obra 1	50
Gráfico 4 - Estimativa de aproveitamento - Obra 2	50
Gráfico 5 - Custos dos elementos reais e dos redimensionamentos - Obra 1.....	51
Gráfico 6 - Custos dos elementos reais e dos redimensionamentos - Obra 2.....	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.	24
Tabela 2 - Tensão admissível segundo NBR 6122/1996.	34
Tabela 3 - Fatores de Forma.....	35
Tabela 4 - Peso específico (tf/m^3) e ângulo de atrito.....	36
Tabela 5 - Estimativa de custos - Sapatas	38
Tabela 6 - Composição TCPO™ - Escavação	39
Tabela 7 - Composição TCPO™ - Lastro de concreto	39
Tabela 8 - Composição TCPO™ - Concreto (aplicação e adensamento)	39
Tabela 9 - Composição TCPO™ - Concreto estrutural	40
Tabela 10 - Composição TCPO™ - Armadura	40
Tabela 11 - Redimensionamento - Obra 1	46
Tabela 12 - Redimensionamento - Obra 2	48

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

° C	graus celsius
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
cm	centímetro
CPT	Cone Penetration Test
g	grama
kg	quilograma
kgf	quilograma-força
kN	quilo Newton
m	metro
m ²	metro quadrado
m ³	metro cúbico
mm	milímetro
nº	número
N-SPT	Índice de resistência à penetração do ensaio SPT
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
SPT	Standart Penetration Test

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	12
2.	OBJETIVO.....	13
2.1	Objetivo Geral	13
2.2	Objetivos Específicos.....	13
3.	JUSTIFICATIVA	14
4.	REFERENCIAL TEÓRICO	15
4.1	Engenharia das fundações	15
4.2	Elementos e critérios para a escolha do tipo de fundação.....	15
4.3	Tipos de Fundações	17
4.3.1	Sapata.....	18
4.3.2	Bloco.....	19
4.3.3	Estacas	20
4.3.4	Blocos sobre Estacas.....	22
4.4	Geotecnia e Sondagens	22
4.4.1	Granulometria dos Solos	23
4.4.2	Limites de Atterberg.....	25
5.	METODOLOGIA.....	26
5.1	Estudo de caso	26
5.2	Estudo Geotécnico	29
5.2.1	Obtenção das amostras	29
5.2.2	Preparação das amostras	30
5.2.3	Determinação da granulometria (Ensaio de Peneiramento)	30
5.2.4	Determinação dos limites de Atterberg	31
5.2.5	Determinação da capacidade carga do solo	33
5.3	Estudo dos elementos de fundação.....	36
5.3.1	Determinação das solicitações nos elementos de fundação	36
5.3.2	Método de dimensionamento dos elementos de fundação	37
5.4	Composições dos custos	38
6.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
6.1	Caracterização dos solos.....	42
6.2	Redimensionamento dos elementos de fundação.....	44
6.3	Estimativa de aproveitamento	49

6.4	Comparativos de custos	50
7.	CONCLUSÃO	53
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de uma fundação, além de garantir que ela atenda à capacidade de transmitir as cargas solicitantes da superestrutura ao solo, deve assegurar que ela esteja apta a responder uniformemente a capacidade de carga do solo em que ela se instala. Realizar o dimensionamento de uma fundação sem antes analisar as questões geotécnicas, além de ir contra os critérios de segurança, pode gerar custos inestimáveis; tendo em conta, que tanto as análises geotécnicas precisas e completas, quanto análises geotécnicas de simples reconhecimento do solo, têm um custo muito baixo em relação ao valor de uma obra, ou até mesmo, em relação ao valor de uma fundação. De um modo geral, quando não há um estudo geotécnico a fim de atender este pressuposto, os profissionais utilizam da menor capacidade de carga do solo, o que gera os problemas citados acima.

Em obras de baixo custo, as fundações rasas, ou diretas, que através de um único elemento, transmite o carregamento da superestrutura diretamente ao solo, em grande parte dos casos, são imponentes e suficientes para atender àquela situação. Mas, tem-se observado elevada porcentagem, em relação ao valor total da edificação, do valor deste tipo de fundação, em uma obra deste porte, quando comparada à porcentagem gasta neste mesmo elemento, em uma edificação de alto custo, que na maioria das vezes fazem uso de fundações profundas, que demandam métodos mais caros para a execução.

Pretende-se com este trabalho analisar a viabilidade dos ensaios de simples reconhecimento do solo, a fim de confirmar que o elevado valor de custos das fundações para obras de baixo custo, tem ligação direta com a falta de sondagens geotécnicas, que ocorre com mais frequência em obras deste porte. Também é objetivo do trabalho, atenuar até que ponto é viável executar uma fundação a partir apenas destes ensaios, sem que haja uma sondagem mais precisa.

Ao concluir o trabalho, se positivos os resultados esperados, obtidos através dos estudos de casos, poderá ser confirmada a hipótese da viabilidade de dimensionar uma fundação a partir da capacidade de carga do solo, seja ela, obtida através de um método empírico ou um método teórico; o que será possível, graças à realização de três ensaios de simples reconhecimento do solo.

2. OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo, através de dois estudos de caso, estudar a viabilidade das simples sondagens geotécnicas, a fim de atenderem o dimensionamento de elementos de fundação em obras de baixo custo.

2.1 Objetivo Geral

Analisar a viabilidade do dimensionamento de fundações para obras de baixo custo a partir de ensaios de simples reconhecimento do solo.

2.2 Objetivos Específicos

O presente trabalho tem por objetivo específico:

- Analisar informações de projeto sobre duas fundações já executadas na cidade de Arcos, Minas Gerais.
- Realizar ensaios de simples reconhecimento do solo presente no local que estas fundações foram executadas.
- Analisar as fundações já executadas e redimensioná-las, através de métodos pré-estabelecidos.
- Comparar os projetos executados com os dimensionamentos desenvolvidos durante o trabalho e estimar o aproveitamento de cada fundação estudada.
- Comparar os custos entre as fundações executadas e as fundações dimensionadas ao longo do trabalho, com o objetivo de verificar a viabilidade dos ensaios.

3. JUSTIFICATIVA

A elaboração de projetos de fundações, sem que haja uma análise dos fatores geotécnicos como fator determinante do dimensionamento deste elemento em obras de baixo custo, ainda é constante, devido à falta de empresas especializadas, com pessoal capacitado para tratar deste assunto e devido à imprudência de profissionais que se arriscam em realizar projetos sem tomar qualquer conhecimento destes fatores, tendo isso como um custo a mais para o cliente final, mas que na verdade, no decorrer da execução da obra, pode gerar uma economia significativa.

A ausência de qualquer tipo de sondagem no dimensionamento de uma fundação, ocasiona a execução de infraestruturas superdimensionadas, gerando custos desproporcionais à execução desse tipo de estrutura em obras de pequeno porte, quando comparado ao custos dessa mesma estrutura em obras de grande porte, em que, na maioria das vezes, por motivos de segurança, são realizadas inúmeras sondagens. Viabilizar uma análise de simples reconhecimento de solo a tentar combater essa ausência, pode ser ponderadamente significativo, a ponto de tentar reduzir estes altos custos e ainda atender quesitos de segurança, necessários para uma obra.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo serão apresentadas, inicialmente, definições sobre o tema fundação, apresentando conceitos de importantes autores do meio técnico. Posteriormente serão abordados métodos e critérios para a escolha de cada tipo de fundação, enfatizando três modelos corriqueiros de fundações, no qual serão abordadas suas características e métodos de dimensionamento. Por fim, serão apresentadas as caracterizações geotécnicas (definições e ensaios) utilizadas na concepção de um projeto de fundação.

4.1 Engenharia das fundações

Fundações (ou infraestruturas) são estruturas que não subsistem por si só, são sempre fundações de alguma coisa (superestruturas). Se considerada como infraestrutura, fundação é a parte da estrutura que se encontra abaixo do nível utilizável de uma edificação e tem como objetivo principal, transferir as cargas provindas da superestrutura para o solo. Sendo assim, as caracterizações que definem o tipo de solo, são os fatores determinantes na concepção do projeto de fundação. (HACHICH, W. et al., 1998).

O amplo conhecimento de geotecnia (geologia, mecânica dos solos e a mecânica das rochas) e de Cálculo Estrutural são requisitos mínimos para um engenheiro responsável pelo dimensionamento de fundações, desenvolver um projeto. A partir das cargas (forças verticais, forças horizontais e momentos, levando em conta apoios indeslocáveis) cedidas pelo engenheiro estrutural (responsável pelo cálculo da superestrutura), o engenheiro de fundações, através de inúmeras informações geotécnicas obtidas sobre o solo em que determinada fundação se situará, determinará e dimensionará o elemento que fará a ligação entre a superestrutura e o solo, de modo que haja estabilidade na estrutura, prevendo uma boa interação solo-estrutura e evitando que isso seja um problema. (VELLOSO E LOPES, 2011).

4.2 Elementos e critérios para a escolha do tipo de fundação

A preocupação com a segurança dos conjuntos de elementos solo-fundação e fundação-estrutura deve ser inibida devido à boa interação destes elementos. Um longo estudo sobre o solo em que será construída determinada fundação e uma larga pesquisa sobre os elementos já construídos no local, podem garantir ainda na fase de projeto, que ocorra estas boas interações. Segundo Velloso e Lopes (2011), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- Topografia da área: levantamento planialtimétrico e dados sobre movimentações de terras já ocorridas no local, como taludes em encostas e erosões no terreno.
- Dados geológicos-geotécnicos: todo referencial geotécnico do local onde se situará a fundação e resultados das investigações do solo feitas no local, com a finalidade de atender ao projeto de fundação.
- Dados da estrutura a construir: projeto estrutural (com as cargas provindas da estrutura que incidiram sobre a fundação) e projeto arquitetônico procedido do uso que terá a nova obra.
- Dados sobre construções vizinhas: tipos e estruturas das fundações, número de pavimentos e carga média por pavimento, desempenho da fundação, existência de subsolo e possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

Além destes elementos, Hachich, W. et al. (1998), ainda ressaltam que um projeto de fundação deverá atender a três requisitos básicos:

- Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade “externa”);
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade “interna”).

A fim de atender estes requisitos, a partir dos elementos necessários de projetos, existem elementos de fundações que transmitem o carregamento da superestrutura diretamente ao solo, através de um único elemento, que são denominadas fundações diretas, e as que transmitem, através de um conjunto de elementos, que são denominadas fundação profundas.

Segundo Rebello (2008), fundações diretas são consideradas técnicas e economicamente viáveis em situações que o número de golpes do SPT for maior ou

igual a 8 e a profundidade máxima não ultrapassar a 2 m, onde, o SPT igual a 8 se torna o limite de resistência mínima para o uso deste tipo de fundação e a profundidade de 2 m, se torna o limite para o qual a partir daí, o custo da escavação e do reaterro para esse tipo de fundação, se torna antieconômico. Em todas as situações que não obedecem a estes limites, deve-se optar por fundações, que transmitem a carga da superestrutura através do seu corpo, podem estas serem moldadas in loco ou pré-moldados, visando economia com custos de execução e garantindo uma boa interação solo-fundação.

“A decisão pelo tipo de fundação requer o conhecimento do solo, propiciado pela sondagem.” (REBELLO, 2008, p. 41).

4.3 Tipos de Fundações

A ABNT (2010), determina que as fundações sejam convencionalmente separadas em dois grandes grupos, compostos por diversos tipos de fundações que obedecem a um dos seguintes critérios:

- Fundação Superficial (rasa ou direta): a carga é transmitida ao solo a partir da base do elemento e tem como determinação que a profundidade é menor que duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. As fundações que obedecem a esse critério são:
 - Sapata
 - Bloco
 - Radier
 - Sapa Associada
 - Sapata Corrida
- Fundação Profunda: a carga é transmitida ao solo a partir da base (resistência de ponta), a partir da superfície lateral (resistência do fuste) ou pela combinação das duas; com profundidade mínima de 3,0 m e sua base deve se encontrar em uma profundidade superior ao dobro da menor dimensão desse elemento de fundação. As fundações que obedecem a esse critério são:
 - Estacas (Pré-moldada ou pré-fabricada de concreto, de concreto fabricada in loco, de reação (mega ou prensada), raiz, escavada com

injeção ou microestacada, escavada mecanicamente, Strauss, escavada com fluido estabilizante, Franki, mista, metálica ou de aço, hélice contínua monitorada, hélice de deslocamento monitorada e trado vazado segmentado.)

- Tubulão

4.3.1 Sapata

“Elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.” (ABNT, 2010, p. 2).

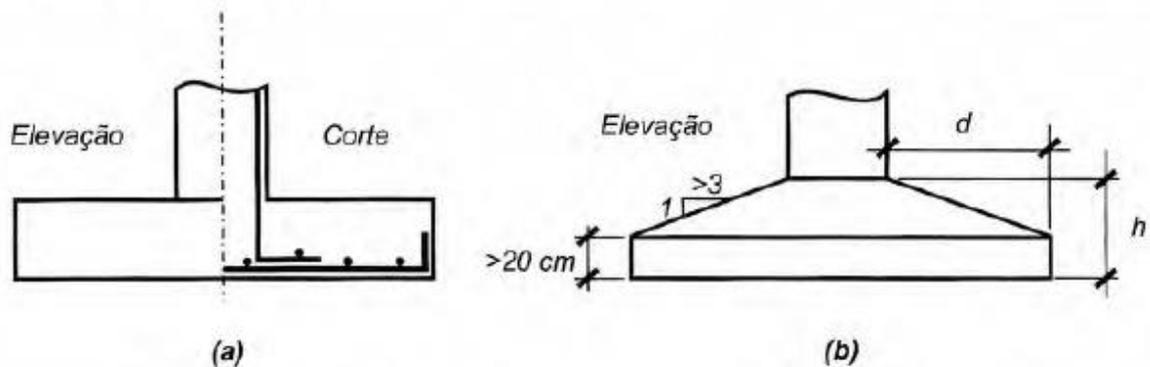
Segundo Rebello (2008), são placas de concreto armado cujas dimensões em planta são da mesma ordem de grandeza e são mais utilizadas quando as cargas transmitidas pela superestrutura são pontuais ou concentradas.

Existem diferentes tipos de sapatas a fim de atender diferentes situações. Quando a sapata é imposta a suportar apenas um pilar, é considerada uma sapata isolada; já no caso em que é imposto a ela suportar dois ou mais pilares, cujos centros, em planta, estejam alinhados, esta recebe o nome de viga de fundação; e a última, quando ela é comum a vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam alinhados é denominada sapata associada. (ALONSO, 2010).

Em geral, por se tratar de uma fundação direta, as sapatas apresentam bom desempenho em edifícios de médio e pequeno porte, mas por se tratarem de fundações rasas com pequenas alturas em relação às dimensões horizontais, são bem empregadas também em torres ou equipamentos industriais. (VELLOSO E LOPES, 2011).

Por fim, de acordo com a figura abaixo, nota-se que as sapatas podem ter altura constante (a) ou variável (b), que, quando variável proporciona uma economia considerável de concreto nas sapatas maiores. (VELLOSO E LOPES, 2011).

Figura 1 - Sapatas de altura constante e altura variável.



Fonte: Velloso e Lopes, 2011, p. 132.

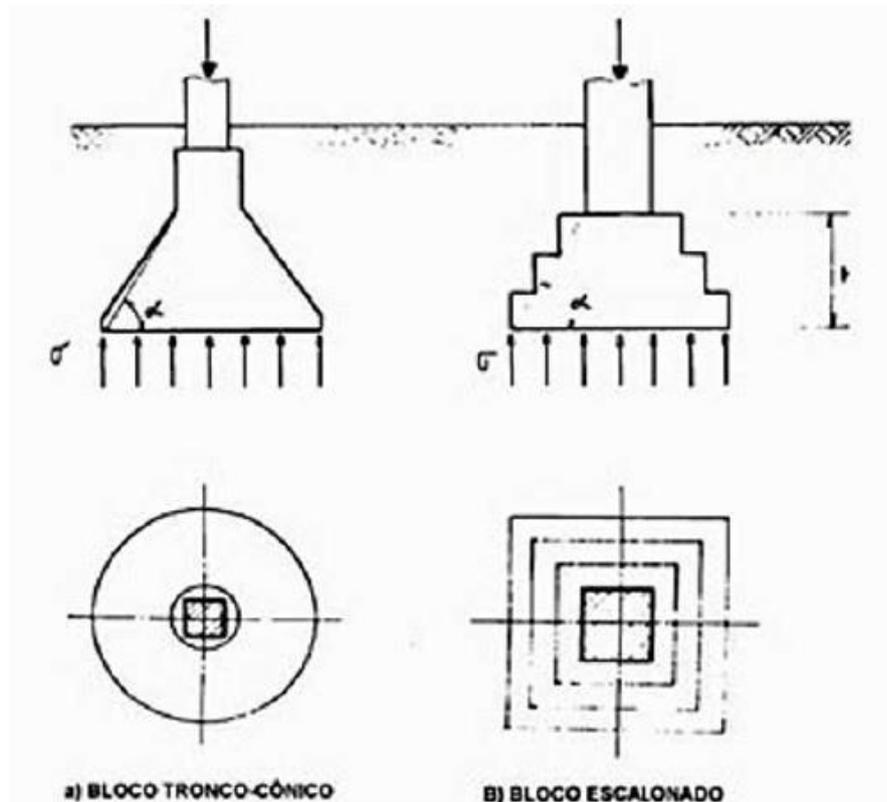
4.3.2 Bloco

“Elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.” (ABNT, 2010, p. 2).

Os blocos, utilizados em grande escala em edificações de pequeno porte, onde a tensão admissível do solo seja maior que $1,0 \text{ kgf/cm}^2$; são elementos de apoio construídos em concreto simples e caracterizados por uma altura relativamente grande, quando comparado as sapatas, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão. (HACHICH, W. et al., 1998).

Uma fundação em bloco de concreto simples, deve estar disposta de modo que as tensões de tração nela produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem que haja necessidade de armaduras para suportá-las. O bloco pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadrada, retangular ou circular, conforme é apresentado na figura abaixo. (UFJF, 2009).

Figura 2 - Blocos de concreto simples



Fonte: HACHICH, W. et al., 1998, p. 227.

4.3.3 Estacas

“Elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas.” (ABNT, 2010, p. 2).

As estacas podem ser de diversos tipos, mas todas têm o mesmo objetivo, transmitir a carga da superestrutura através do seu corpo, seja pelo atrito lateral, ou pela resistência de ponta. As estacas, ou fundações profundas, podem ser divididas em moldadas in loco, que são executadas no local da obra escavando o solo com equipamento adequado e logo após preenchendo a escavação com concreto, seja armada ou não; e pré-moldadas, que são adquiridas com as dimensões determinadas pelo projeto para ser cravada no solo. (REBELLO, 2011).

Existe uma enorme variedade de diâmetros comerciais de cada tipo de estaca, dentro de inúmeros métodos executivos, a ponto de atender as diferentes determinações de cada projeto. Segue abaixo a apresentação de um modelo corriqueiro desse tipo de fundação, posteriormente, uma breve apresentação sobre

“bloco de fundação sobre estacas”, que é um elemento que complementa o projeto de uma estaca.

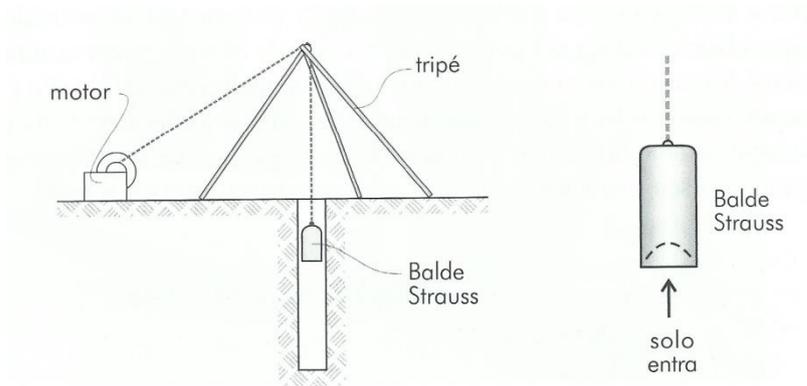
4.3.3.1 Estacas Strauss

Elemento de fundação que apresenta ótimo desempenho quando submetido a uma carga compreendida entre 200 a 800 kN. Sua execução tem a vantagem de não provocar vibrações no solo, evitando danos às construções vizinhas. Mas, não é recomendável executá-la abaixo do nível da água, visto que pode tornar inviável secar a água dentro do tubo e, portanto, impedir a concretagem. (ALONSO, 2010).

É executada mecanicamente através de um equipamento denominado Balde Strauss (cilindro de aço que contém em sua ponta inferior uma espécie de válvula, que se abre quando o cilindro é lançado ao solo, permitindo que o solo entre). Ligado por cabos a um motor elétrico ou a combustão, o cilindro é lançado de um tripé metálico de aproximadamente 4 m de altura e consegue perfurar o solo graças a seu próprio peso. Após atingido o primeiro metro, a perfuração é auxiliada por um tubo de aço de 2 a 3 m (que tem a função de controlar a verticalidade do furo e protegê-lo contra desmoronamentos) que passa a fazer parte dela a partir deste momento e é inserido no solo ao mesmo tempo que se prossegue a escavação do furo. Após finalizada a perfuração, dá-se início a concretagem. (REBELLO, 2006).

Ao fundo do furo é concretado aproximadamente 50 cm de concreto de consumo de 300 kgf de cimento por metro cúbico e slump entre 8 e 12, que será adensado por um pilão de aproximadamente 300 kgf inserido no lugar do Balde Strauss. De modo que o concreto vai sendo adensado, retira-se o tubo de aço que auxiliou na verticalização do furo. Finalizado este processo, dá-se início a concretagem da estaca e logo após a inserção da armação (utilizada para ligação da estaca aos demais elementos da fundação) ao final da concretagem. (REBELLO, 2006).

Figura 3 - Estaca Strauss



Fonte: Rebello, 2006, p. 73.

“A estaca Strauss pode ser armada para absorver tração (comportar-se como tirante): a armação deverá ser convenientemente dimensionada e posicionada ao longo de todo o comprimento da estaca.” (REBELLO, 2006, p. 73).

4.3.4 Blocos sobre Estacas

Nas fundações profundas, de modo geral, a transmissão das cargas da superestrutura ao solo não pode ser feita diretamente, ao contrário das fundações rasas, que transmitem essas cargas a partir de um único elemento; devido ao fato da existência de vários elementos (várias estacas) a fim de transmitir uma única carga vinda da superestrutura. Para isso, necessita-se de uma estrutura de ligação entre a superestrutura e as estacas, ou vice-versa. Esta estrutura de ligação, que tem a finalidade de fazer a ligação entre a superestrutura e as estacas, consiste em um bloco rígido de concreto armado, denominado bloco de coroamento.

4.4 Geotecnia e Sondagens

O conhecimento do solo é o ponto de partida para o dimensionamento de uma fundação. Através de ensaios, deve-se obter informações sobre o tipo de solo que estará suportando a fundação, os elementos constituintes dele e o principal ponto desse reconhecimento, a determinação de parâmetros indispensáveis para o bom dimensionamento de uma fundação (resistência, coesão e ângulo de atrito interno dos grãos constituintes do solo).

A resistência do solo, ou capacidade de carga do maciço, pode ser descrita em um sistema sapata-solo (formado pelo elemento de fundação e o maciço de solo), quando no aumento gradativo da força transmitida da superestrutura ao elemento de fundação, e posteriormente transmitida ao maciço, vem a provocar o surgimento de uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço, e quando da iminência da ruptura, ocorre à mobilização da resistência máxima do sistema sapata-solo, o qual recebe a denominação de capacidade. (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Já a coesão, pode ser conceituada como a resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pela qual ele torna capaz de se manter em forma de torrões ou blocos, ou pode ser cortado em diversas maneiras e manter esta forma; diferente de areias e pedregulhos, que se misturam facilmente quando cortados. (ALMEIDA, 2005).

Segundo Velloso e Lopes (2011) a investigação do solo para execução de uma fundação deve partir da análise preliminar, que objetiva-se conhecer as principais características do subsolo, passando pela análise complementar ou de projeto, onde se procura esclarecer as feições relevantes do subsolo e caracterizar as propriedades dos solos mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações, até a investigação para a fase de execução que visa confirmar as condições de projeto em áreas críticas da obra, assim consideradas pela responsabilidade das fundações ou pela grande variação do solo na obra. Infelizmente, isso nem sempre acontece e na maioria das vezes, junta às informações sobre a superestrutura, é entregue ao engenheiro de fundações um conjunto de sondagens antes determinadas.

4.4.1 Granulometria dos Solos

“As partículas do solo dependem sempre do tipo de rocha que as originou.” (REBELLO, 2008, p. 19). Os diferentes tipos granulométricos dos solos se dão devido às influências mecânicas, físicas e químicas, em que a rocha de origem está submetida ao longo do tempo.

Segundo PINTO (2006), existe tamanha diversidade quanto a granulometria dos solos, de tal forma, que isso não é perceptível em um primeiro contato com o material ou através de um simples contato a olho nu.

A ABNT (1984), aponta que os limites para a determinação da fração de cada tipo devem estar compreendidos de acordo com a tabela 1.

Tabela 1 - Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.

Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia Grossa	de 2 mm a 4,8 mm
Areia Média	de 0,42 mm a 2 mm
Areia Fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,5 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto, 2006, p.16.

“A classificação precisa do solo, em termos do tamanho do grão, é feita em laboratório mediante uma análise granulométrica.” (REBELLO, 2008, p. 20). O primeiro ensaio de laboratório que determina essa análise é denominado Método de Peneiramento, em que uma amostra com dimensões padronizadas pela ABNT, é passada por peneiras de diversas aberturas, com o objetivo de determinar o diâmetro máximo da porção que passou pela peneira. (REBELLO, 2008).

“O peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem que passa”, e representado graficamente em função da abertura da peneira, em escala logarítmica.” (PINTO, 2006, p. 22). A abertura da peneira é considerada como diâmetro equivalente das partículas, pois elas não são esféricas. O processo de peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, em que a menor peneira costumeiramente empregada é a de nº 200, cuja abertura é de 0,075mm e a partir daí, dá-se início a outro processo, devido ao fato de que peneiras especiais com diâmetros menores que 0,075mm são pouco resistentes. (PINTO, 2006).

A partir do momento em que o Método de Peneiramento é limitado, devido à impossibilidade de obter peneiras muito finas, adota-se o segundo ensaio, utilizando o processo de sedimentação, baseado na Lei de Stokes, pela qual a velocidade de queda de partículas esféricas em um meio viscoso é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula. (REBELLO, 2008).

4.4.2 Limites de Atterberg

“Só a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos sob o ponto de vista da engenharia. A fração fina dos solos tem uma importância muito grande nesse comportamento.” (PINTO, 2006, p. 24). Ao tentar identificar a influência dessa porção fina de partículas em um determinado solo, de uma forma indireta, a engenharia realiza a investigação através do comportamento deste na presença de água, com base no emprego de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg, adaptados e padronizados por Arther Casagrande. (PINTO, 2006).

De um modo geral, a influência do comportamento do solo devido a porção fina de grãos presentes nele, pode ser representada através de três limites: Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Limite de Contração. Tomando um solo úmido (fluido e denso, apresentando-se no Estado Líquido) que está em constante perda de água, como exemplo, o primeiro limite é o momento em que este solo (apresentando-se no Estado Plástico) se torna incapaz de fluir, mas ainda mantém a capacidade de ser moldado; já o segundo limite é quando este solo (apresentando-se no Estado Semi-Sólido) perde esta última capacidade citada, vindo à fratura quando moldado; e por último, o terceiro limite, é quando este solo (apresentando-se no Estado Sólido) não mais sofre variação de volume devido à perda de água, onde este limite é determinado entre os dois últimos estados citados. (ALMEIDA, 2005).

Por fim, essas variações de umidade em relação aos três limites, são determinadas através de métodos laboratoriais que são intitulados com o nome de cada limite, de acordo com a ser determinação a ser realizada, e tem no Brasil seus ensaios executados segundo a ABNT, através de normas de regulamentação.

5. METODOLOGIA

Neste tópico serão apresentados, inicialmente, as especificações sobre as obras utilizadas no estudo de caso, posteriormente serão descritos os ensaios feitos a fim de cumprir o estudo geotécnico proposto neste trabalho, e por fim, serão apresentados os métodos e critérios utilizados no redimensionamento e obtenção dos custos dos elementos de fundação, a fim de cumprir os objetivos deste trabalho.

5.1 Estudo de caso

O estudo de caso proposto neste trabalho consistiu em redimensionar as fundações de 2 obras já executadas no município de Arcos, Minas Gerais, que tiveram seus projetos realizados sem o auxílio de qualquer sondagem geotécnica, a partir dos dados obtidos através de ensaios de simples reconhecimento do solo presente no local da execução destas obras.

Obra 1 – Uma obra de 96,91 m² de área construída, localizada no município de Arcos, no bairro Santo Antônio.

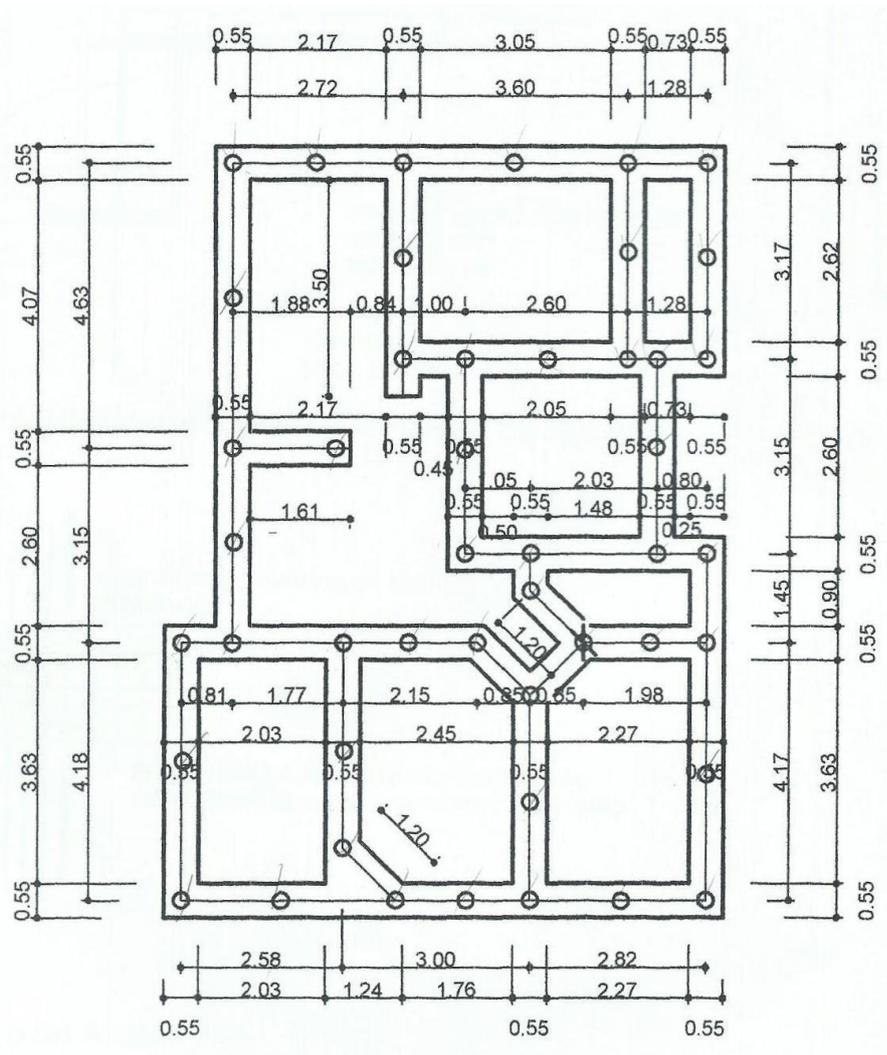
Dados gerais da fundação:

Tipo: Sapata corrida com 47 estacas brocas não armadas, com Ø 25 cm e 2,50 m de profundidade, estaqueadas ao longo da fundação, conforme a Figura 4.

Volume de concreto: 13,11 m³

Peso de aço (considerando 10% de perda): 395 kg

Figura 4 - Fundação - Obra 1



Fonte: O autor (2015).

Obra 2 – Uma obra de 343,03 m² de área construída, localizada no município de Arcos, no bairro Sion.

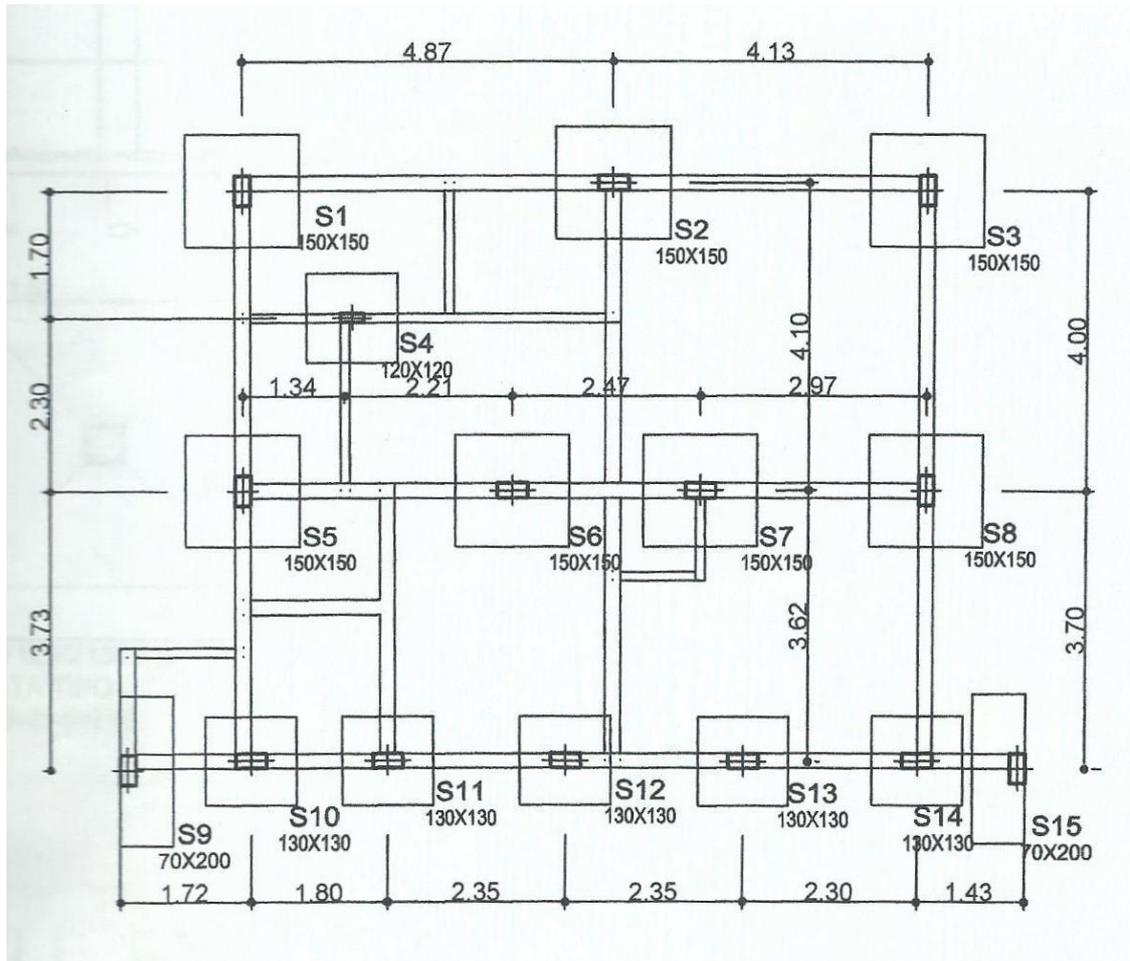
Dados gerais da fundação:

Tipo: Sapatas com o auxílio de 4 estacas brocas não armadas, com Ø 25 cm e 2,50 m de profundidade, em cada sapata, conforme as Figuras 5, 6 e 7.

Volume de concreto: 45,87 m³

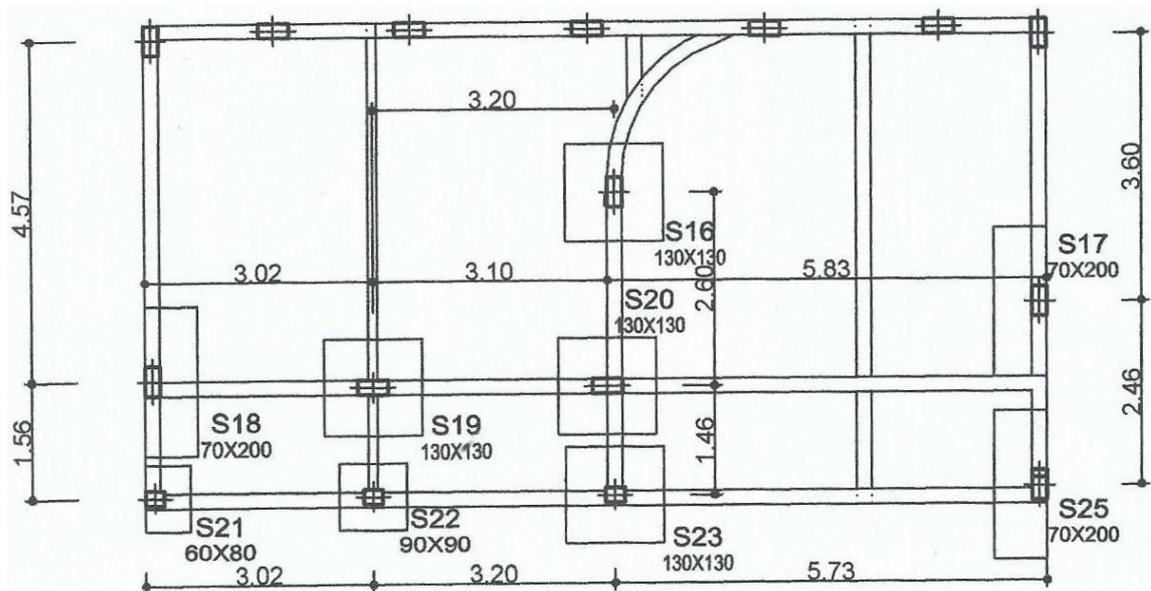
Peso de aço (considerando 10% de perda): 612 kg

Figura 5 - Fundação subsolo - Obra 2



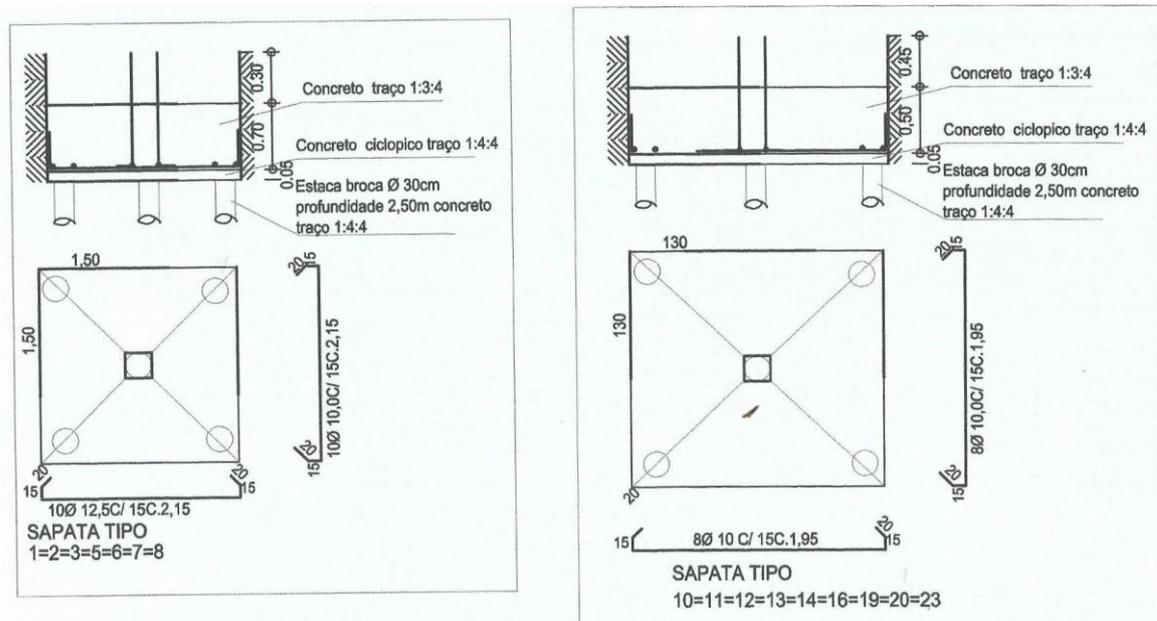
Fonte: O autor (2015).

Figura 6 - Fundação térreo - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

Figura 7 - Detalhamento dos elementos de fundação - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

5.2 Estudo Geotécnico

O objetivo do estudo geotécnico neste trabalho, foi obter a capacidade de carga do solo, a fim de conseguir redimensionar as fundações propostas no estudo de caso, a partir do menor número de ensaios geotécnicos possíveis, de modo que fossem suficientes a atender o redimensionamento, não comprometendo a estrutura deste elemento nas questões de segurança.

5.2.1 Obtenção das amostras

As amostras foram coletadas com o auxílio de um trado holandês, cedido pelo Centro Universitário de Formiga – UNIFOR MG, conforme a ABNT (1986), em uma profundidade de 100 cm a 150 cm, sendo um furo em cada obra, a fim de caracterizar o tipo de solo presente nelas, obtendo dados suficientes a atender a determinação da capacidade carga do maciço presente em cada edificação.

Visto que as obras já haviam sido executadas, teve-se o cuidado em retirar amostras de solo em regiões próximas a edificação, mas que não tivera sofrido qualquer modificação no executar da obra, de modo a obter valores a partir dos

ensaios, os mais próximos possíveis dos que poderiam ter sido obtidos caso houvesse sido feitas sondagens antes da execução da edificação.

As amostras foram coletadas e levadas ao laboratório de Ciências da Terra do Centro Universitário de Formiga – UNIFOR MG, para serem preparadas e a partir delas, feitos os ensaios.

5.2.2 Preparação das amostras

A preparação das amostras ocorreu conforme a ABNT (1986), em que, após a secagem prévia até a umidade higroscópica (secagem ao ar livre até obtenção da umidade natural do solo), com o auxílio de um almofariz e um pistilo, ocorreu o destorroamento das amostras até que todos os torrões fossem desmanchados, obtendo assim o tamanho natural dos grãos. Após este processo, foi feito o quarteamento das amostras, onde foram retirados 2/4 de solo de cada amostra, a fim de ser utilizado na determinação granulométrica, e retirado 1/4 de solo de cada amostra a fim de determinar os limites de Atterberg.

Os 2/4 de solo de cada amostra, separados para a determinação granulométrica, foram passados na peneira 10 (2 mm), separando assim o material fino, que passou na peneira nº 10, do material grosso, que ficou retido na peneira nº10. Destes 2/4 foram separados também as amostras para determinação da umidade (h) e o Mh. Após a lavagem com água destilada, para retirada dos “finos” (material que passa na peneira nº 200 (0,075 mm)) do material fino e do material grosso, foi feita a pesagem das cápsulas contendo os materiais separados, de cada amostra, e logo após levados a uma estufa no laboratório do Centro Universitário de Formiga – UNIFOR MG, a uma temperatura variando de 105° à 110° C, por um período de 24 horas, a fim de eliminar a umidade natural do solo.

O 1/4 de solo de cada amostra, separados para a determinação dos limites de Atterberg, foram passados na peneira nº 40 (0,42 mm). Do material que passou nesta peneira, foram tomadas cerca de 200 g, colocado em uma cápsula e levado a estufa, por um período de 24 horas, a fim de eliminar a umidade natural do solo.

5.2.3 Determinação da granulometria (Ensaio de Peneiramento)

Conforme a ABNT (1984), os materiais utilizados para a determinação da granulometria do solo, através do Ensaio de Peneiramento, foram:

- Estufa (105° a 110° C);
- Balanças com capacidades nominais de 1,5 kg e 200 g, com resoluções de 0,1 g e 0,01 g, respectivamente;
- Cápsulas de alumínio (em formato de vidro relógio);
- Agitador mecânico de peneiras com dispositivo para fixação de até seis peneiras, inclusive tampa e fundo;
- Escova de cerdas metálicas;
- Tanque com água destilada;
- Peneiras de 50, 25, 19, 9,5, 4,8, 2,0 mm (peneiramento grosso), 1,2, 0,85 (em substituição a peneira de 0,6 mm, indisponível no laboratório de Ciências da Terra, do UNIFOR MG), 0,42, 0,30 (em substituição a peneira de 0,25, também indisponível), 0,15 e 0,075 mm (peneiramento fino).

Com o material seco na estufa, foram determinadas as umidades de cada amostra a partir do material “h”. Retirou-se as massas dos materiais fino e grosso, de cada amostra, já secos, e logo após, com o auxílio do agitador mecânico de peneiras (utilizando uma frequência de vibração de 5hz, por período de 5min, tendo em vista que estes valores não são determinados pela ABNT), foi feito o peneiramento grosso, e logo após o peneiramento fino, conforme a ABNT (1984). Ao final, anotou-se a massa do material retido em cada peneira, tanto no peneiramento grosso, quanto no peneiramento fino, de cada uma das duas amostras, a fim de determinar a curva granulométrica de cada amostra de solo.

5.2.4 Determinação dos limites de Atterberg

Segunda a ABNT (1984), os materiais utilizados para a determinação dos limites de limites de liquidez e de plasticidade, a fim de determinar o índice de plasticidade das amostras de solo, foram:

- Estufa (105° a 110° C);
- Bacia de porcelana com cerca 120 mm de diâmetro;
- Espátula de lâmina flexível com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;

- Cápsulas de alumínio (em formato de vidro relógio);
- Balança com capacidade nominal de 200 g, com resoluções de 0,01 g;
- Aparelho Casagrande com características e dimensões padronizadas;
- Cinzéis com características e dimensões padronizadas;
- Gabarito cilíndrico, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento;
- Placa de vidro jateado;
- Bisnaga contendo água destilada.

Tratando-se apenas da amostra de solo da Obra 1 (tendo em vista que os ensaios foram os mesmos para a amostra de solo da Obra 2), com os 200 g, separados para estes ensaios, após serem retirados da estufa, tomou-se cerca de 100 g deste material para a determinação do limite de liquidez. Dispondo estas 100 g dentro da bacia de porcelana, com um auxílio da bisnaga contendo água destilada, acrescentou-se água a amostra, e com o auxílio da espátula de lâmina flexível, homogeneizou o solo até obter-se uma umidade correspondente a seu fechamento entre 15 e 35 golpes, com a amostra disposta no Aparelho Casagrande. Tendo-se obtido o primeiro número de golpes entre este limite, tomou-se cerca de 10 g da amostra contida no Aparelho Casagrande, anotou-se a massa desta amostra e a levou à estufa, entre 105° e 110° C, por um período de 24 horas, para a obtenção de sua umidade. Repetiu-se o processo, adicionando água ou solo, até que fossem obtidas 5 amostras, sendo duas delas no intervalo entre 15 e 25 golpes, duas no intervalo entre 25 e 35 golpes, e uma última livre de intervalo, desde que esteja entre o limite de 15 e 35 golpes, necessário para a determinação do valor deste ensaio. Após as 5 amostras secas na estufa, anotou-se a massa de cada, a fim de obter o gráfico de limite de liquidez, em que o limite de liquidez é representado pelo valor da umidade obtida através do gráfico, referente a 25 golpes.

Por fim, tomou-se a outra parte de 100 g, do material separado para estes ensaios, para determinar o limite de plasticidade. Dispondo essa parte do material dentro da bacia de porcelana, com o auxílio da bisnaga contendo água destilada e da espátula de lâmina flexível, homogeneizou o solo até obter-se uma amostra que permitia ser moldada em forma cilíndrica, com o diâmetro de 3 mm e o comprimento de 100 mm, de acordo com o gabarito cilíndrico, sem que ela houvesse quebrado ao longo desses 100 mm. Tomou-se essa amostra em forma cilindro, aferiu-se sua

massa e a levou a estufa, para obter sua umidade. Repetiu-se o processo por mais duas vezes, de modo que as amostras não se partissem ao atingir 3 mm de diâmetro e 100 mm. Após as 3 amostras secas na estufa, anotou-se a massa de cada, a fim de obter o limite de plasticidade, através da média entre os valores de umidade obtidos nas 3 amostras.

Repetiu-se o processo com a amostra da Obra 2. Após obtido os limites de liquidez e plasticidade de cada uma das amostras de solo, o índice de plasticidade era obtido através da diferença entre estes limites, de cada amostra, segundo a seguinte equação:

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

5.2.5 Determinação da capacidade carga do solo

Com base nos resultados obtidos através do estudo geotécnico, foi feita a classificação das amostras dos solos da Obra 1 e Obra 2, segundo o DNIT (2006, p.56) em Tabela 4 - Classificação dos Solos (Transportation Research Board) no Manual de Pavimentação.

Tendo classificado os solos, partiu-se para a determinação da capacidade de carga (tensão admissível) do solo, através de um método empírico, conforme a ABNT (1996), e um método teórico, conforme a Fórmula de Terzaghi.

- Empírico, segundo a ABNT (1996), conforme a Tabela 2 - Tensão admissível segundo NBR 6122/1996:

Tabela 2 - Tensão admissível segundo NBR 6122/1996.

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

Fonte: Velloso e Lopes, 1998, p. 223.

- Teórico, segundo Alonso (2010), através da Fórmula de Terzaghi:

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

Onde:

σ_R = Tensão de ruptura;

c = Coesão do solo;

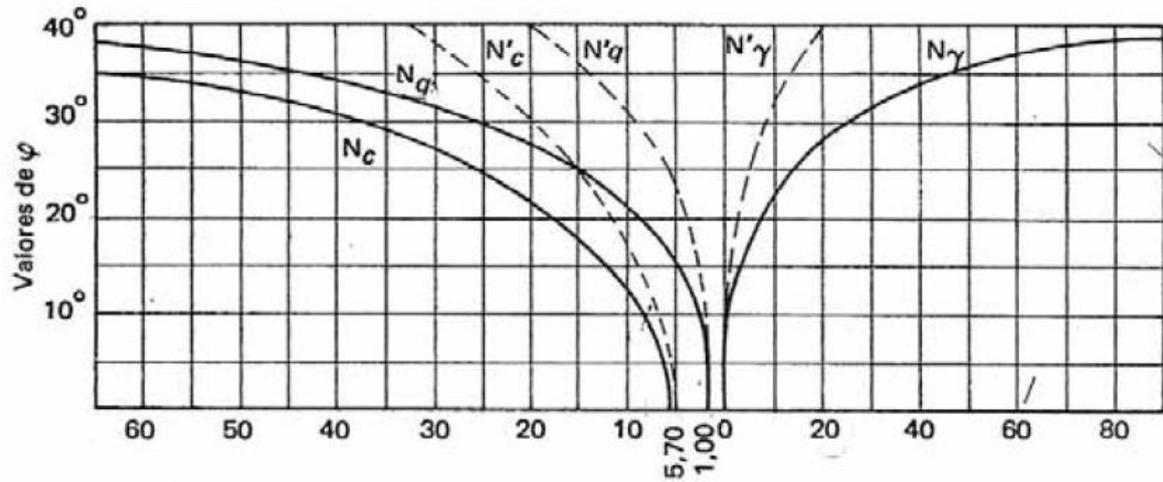
γ = Peso específico do solo onde se apoia a fundação;

B = A menor largura da sapata;

q = Pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

N_c , N_γ e N_q = Fatores de carga (função do ângulo de atrito interno ϕ) que variam conforme o gráfico descrito na Figura 8 (para solos com ruptura local, os valores N devem ser substituídos por N' e deverá ser utilizado 2/3 da coesão real);

Figura 8 - Fatores de Carga



Fonte: Alonso, 2010, p. 98.

S_c , S_γ e S_q = Fatores de forma que variam de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Fatores de Forma

Forma da Fundação	Fatores de Forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: Alonso, 2010, p. 98.

Conhecido a tensão de ruptura (σ_R), utilizou-se um fator de segurança (FS), igual a 3, para obter a tensão admissível (σ_s), de acordo com:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_R}{FS} \quad (3)$$

O peso específico e o ângulo de atrito interno das amostras dos solos, utilizados na determinação da capacidade de carga através da Fórmula de Terzaghi, foram obtidos segundo Timerman¹ (1980 apud MARTINS, 1997), conforme a tabela abaixo:

¹ TIMERMAN, J. **Cálculo de Tubulões Curtos**. Revista Estrutura, São Paulo, SP, n. 90, mar. 1980.

Tabela 4 - Peso específico (tf/m^3) e ângulo de atrito

Solos Não Coesivos	Úmido	Saturado	Ângulo de atrito
Areia fofa	1,7	1,9	30°
Areia compacta	1,8	2,0	32,5°
Areia muito compacta	1,9	2,1	35°
Pedregulho limpo	1,7	2,0	35°
Pedregulho e areia não uniforme	1,9	2,1	35°
Pedra sem areia	1,7	-	35°

Fonte: Martins, 1997, p. 3.

5.3 Estudo dos elementos de fundação

Com base nos projetos cedidos pelos proprietários das obras utilizadas no estudo de caso deste trabalho, foi feito o redimensionamento dos elementos de fundações, a partir das solicitações geradas pela superestrutura, como descrito no projeto. Os elementos de fundação foram redimensionados de acordo com um tipo de fundação descrito no referencial teórico deste trabalho.

5.3.1 Determinação das solicitações nos elementos de fundação

Com o auxílio do software CypeCAD™, versão 2012, foram obtidas as solicitações geradas pela superestrutura nos elementos de fundação, de acordo com os projetos estruturais de cada obra.

Os elementos da superestrutura foram lançados no software fielmente como descrito no projeto, obedecendo as dimensões de vigas, pilares, lajes e escadas, como descrito em planta. Obedeceu-se fielmente também a resistência do concreto utilizado nos elementos da superestrutura.

Tendo em vista que os projetos não trazem detalhes sobre cargas permanentes e cargas acidentais, as mesmas foram impostas ao software segundo as informações descritas no projeto arquitetônico de cada obra, com base nos valores propostos pela ABNT (1980).

Tendo obtidos as cargas provindas de cada pilar, de cada obra, partiu-se para o dimensionamento dos elementos de fundação.

5.3.2 Método de dimensionamento dos elementos de fundação

A “sapata” foi o tipo de elemento escolhido para o redimensionamento, tendo em vista que as duas obras descritas no estudo de caso, tiveram seus elementos também dimensionados em sapatas, a fim de propor uma comparação justa em termos de trabalho e desempenho de cada tipo de fundação. O redimensionamento ocorreu com auxílio do software Excel™, versão 2013, com base no método descrito por Alonso (2010). De modo a propor o redimensionamento justo, se tratando da dimensão do elemento de fundação em função do concreto utilizado, obedeceu-se a resistência do concreto utilizado na infraestrutura das edificações, descrito no projeto estrutural de cada obra.

Segundo Alonso (2010), o dimensionamento de uma sapata provém de métodos empíricos, em que, deve-se obter a área da base de uma sapata e logo após estimar suas dimensões, exceto suas alturas (levando em conta que são duas, a altura de sua extremidade e a altura do encontro com o pilar, o que visa economia do consumo de concreto) que provém do dimensionamento estrutural através do método das bielas. A área da base de uma sapata é dada por:

$$A = a \times b = \frac{P+pp}{\sigma_s} \quad (4)$$

Onde:

P = carga proveniente do pilar;

pp = peso próprio do bloco ou da sapata;

σ_s = tensão admissível do solo.

Levando em consideração que na maioria das vezes o valor do peso próprio é pouco significativo comparado a carga solicitada, logo, pode ser desprezado. As dimensões da base de uma sapata deverão atender critérios prevendo condições de segurança da estrutura:

- O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de carga do pilar.
- A sapata não deverá ter nenhuma dimensão menor que 60 cm.
- A relação entre os lados a e b deverá ser menor ou, no máximo, igual a 2,5.

- Sempre que possível, as dimensões da base da sapata devem ser escolhidas de modo que os balanços da sapata, em relação às faces do pilar, sejam iguais nas duas direções.

5.4 Composições dos custos

A fim de propor a comparação de custos dos elementos de fundação já executados, em cada obra, com os elementos de fundação redimensionados durante o trabalho, utilizou-se de composições de custos, com uma base preço de acordo com a região onde estão localizadas as obras propostas no estudo de caso.

Com o auxílio do software TCPO™ ESTUDANTIL, versão 2014, e com base nos preços utilizados pelo software para a região de Belo Horizonte - MG, foram estimados os custos dos elementos já executados, e dos redimensionados, a partir da estimativa de custos proposta para o elemento de fundação do tipo sapata, segundo Alonso (2010).

Alonso (2010), propõe que os tipos de mão de obra e os materiais, e suas unidades, que compõem a composição de custo deste tipo de elemento de fundação, devem ser de acordo com o descrito na Tabela 5.

Tabela 5 - Estimativa de custos - Sapatas

Mão de Obra		Materiais	
Descrição	Unidade	Descrição	Unidade
Escavação manual	m ³	Concreto magro	m ³
Lançamento e adensamento de concreto magro (e = 5cm)	m ²	Concreto estrutural	m ³
Lançamento e adensamento de concreto estrutural	m ³	Fôrma	m ³
Confecção, colocação e remoção da fôrma	m ²	Armadura	kg
Dobramento e colocação de armadura	kg		
Reaterro	m ³		
Bota-fora	m ³		

Fonte: Alonso, 2010, p. 141.

Logo, segundo o software TCPO™, versão 2014, as composições, e os preços para a região de Belo Horizonte - MG, que atendem o proposto por Alonso (2010), são:

1. Escavação para tubulão a céu aberto (04.008.000038.SER), para 1 m³.

Tabela 6 - Composição TCPO™ - Escavação

Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit. (R\$)
Poceiro	h	MOD	10,00	5,62
Servente	h	MOD	10,00	5,62

Fonte: TCPO™, versão 2014.

2. Lastro de concreto, incluindo preparo e lançamento (04.012.000006.SER), para 1 m³. Inclui o preparo do item “Concreto magro” descrito na coluna materiais da Tabela 5.

Tabela 7 - Composição TCPO™ - Lastro de concreto

Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit. (R\$)
Pedreiro	h	MOD	2	5,62
Servente	h	MOD	6	3,68
Concreto não estrutural, preparo com betoneira	m ³	SER	1	231,94

Fonte: TCPO™, versão 2014.

3. Concreto - aplicação e adensamento com vibrador de imersão motor elétrico (05.004.000099.SER), para 1 m³.

Tabela 8 - Composição TCPO™ - Concreto (aplicação e adensamento)

Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit. (R\$)
Pedreiro	h	MOD	1,65	5,62
Servente	h	MOD	4,50	3,68
Vibrador de imersão, elétrico, potência 1HP 0,75 kW	h prod	EQH	0,65	4,68

Fonte: TCPO™, versão 2014.

4. Concreto estrutural virado em obra, controle “B”, brita 1, fck 20 MPa, abatimento 8+-1 cm (04.002.000051.SER), para 1 m³. Adotou-se um concreto de 20 MPa com controle “B”, pois as obras descritas no estudo de caso, tiveram suas fundações executadas com concreto de 20 MPa, virado em

obra, utilizando betoneiras e latas, no lançamento e controle das quantidades no preparo.

Tabela 9 - Composição TCPO™ - Concreto estrutural

Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit. (R\$)
Servente	h	MOD	6,00	3,68
Areia média lavada	m ³	MAT	0,619	83,17
Brita 1	m ³	MAT	0,706	79,45
Cimento CP-32	kg	MAT	323,00	0,41
Betoneira elétrica trifásica, 2HP 1,5kW, capacidade 400 L	h prod	EQH	0,306	5,33

Fonte: TCPO™, versão 2014.

5. Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, Ø até 12,5 mm, corte, dobra e montagem (04.001.000003.SERV). Inclui a obtenção do item “Armadura” descrito na coluna materiais da Tabela 5.

Tabela 10 - Composição TCPO™ - Armadura

Descrição	Un.	Clas.	Coef.	Preço Unit. (R\$)
Ajudante de armador	h	MOD	0,14	4,24
Armador	h	MOD	0,08	5,62
Espaçador plástico para armadura de peças de concreto com corrimento 3 cm	un	MAT	11,40	0,09
Aço CA-50 Ø 12,5 mm, em barra, massa nominal 0,963 kg/m	kg	MAT	1,10	3,47
Arame recozido 18 BWG, Ø 1,25 mm, 0,010 kg/m	kg	MAT	0,025	6,34
Dobradora para ferro, elétrica, 5 HP 3,7 kW, capacidade de dobra, CA-25 até Ø 32 mm e CA-50 até Ø 25 mm	h prod	EQH	0,06	17,61

Fonte: TCPO™, versão 2014.

Os itens “Confecção, colocação e remoção de fôrma”, “Reaterro”, “Bota-fora” e “Fôrma”, foram desconsiderados, pois não se aplicam nas obras descritas no estudo de caso deste trabalho, ou não puderam ter suas quantidades estimadas.

Tendo obtidos os custos através das composições, as comparações entre as fundações já executadas com as redimensionadas no projeto, foram feitas, além dos valores obtidos nas composições, também, através dos volumes de concreto e das quantidades de aço.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante todo o desenvolver dos resultados obtidos, cada etapa será dividida em “Obra 1” e “Obra 2”, a fim de descrever separadamente cada estudo de caso.

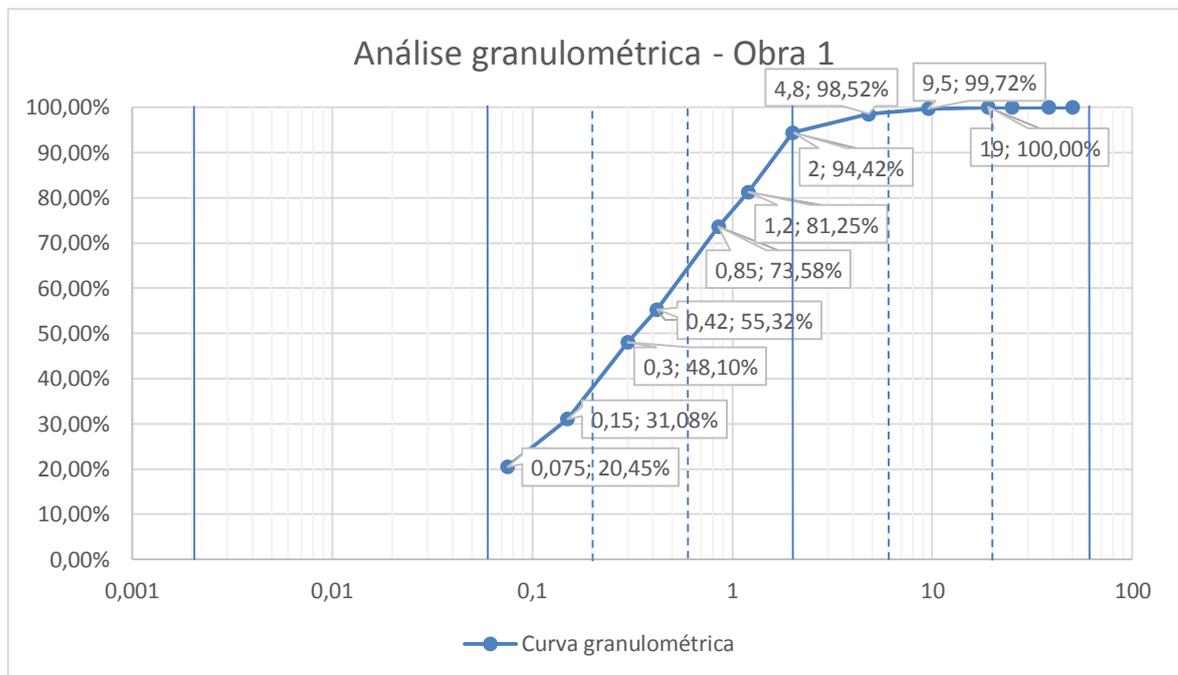
6.1 Caracterização dos solos

- Obra 1

Com base nos ensaios descritos na metodologia deste trabalho, a partir da amostra coletada na Obra 1, descrita no estudo de caso, os resultados que caracterizam o solo onde esta obra foi edificada, seguem abaixo.

A partir do ensaio de peneiramento, para a determinação da granulometria da amostra coletada, obteve-se o Gráfico 1, tendo no eixo das abscissas a granulometria das partículas em relação as peneiras utilizadas no laboratório, e no eixo das ordenadas, a porcentagem que passou em cada peneira. Logo após, obteve-se os resultados na determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

Gráfico 1 - Curva granulométrica - Obra 1



Fonte: O autor (2015).

Limite de Liquidez: 12,70%

Limite de Plasticidade: 2,91%

Índice de Plasticidade: 9,79% (Medianamente Plástico)

Com base nestes resultados, segundo DNIT (2006), a amostra foi classificada em um solo do grupo A - 2 - 4. Este grupo inclui solos contendo 35% ou menos, passando na peneira nº 200, com uma porção menor retida na peneira nº 40, abrangendo materiais tais como pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e o índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o Grupo A - 1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do Grupo A - 3. Ou seja, um solo com características de um arenoso, onde sua maior fração é composta por partículas de areia, contendo pedregulhos soltos, juntos a uma porcentagem de silte e argila.

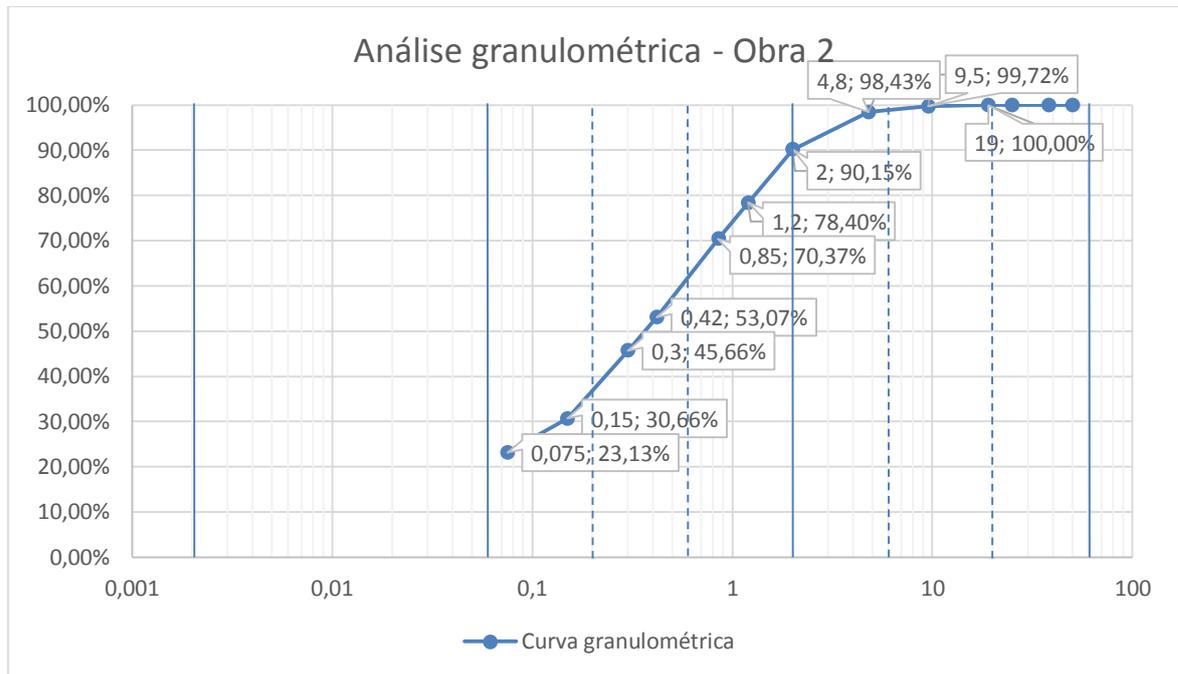
Tendo em vista que não foram feitos ensaios para determinação do grau de compactação das areias presentes neste solo, a tensão admissível segundo a ABNT (1996), foi compreendida em 0,2 MPa, característica de “areias medianamente compactas”. Adotando assim a menor tensão admissível para solo arenosos, proposta pela ABNT, mantendo assim o objetivo do trabalho, em não ir contra as questões de segurança.

Quanto a determinação da capacidade de carga do solo, segundo a Fórmula de Terzaghi, o peso específico e o ângulo de atrito interno deste solo, foram compreendidos em 1,7 tf/m³ e 30°, respectivamente, de acordo com a Tabela 4 - “Peso específico (tf/m³) e ângulo de atrito”. Característicos de um solo composto por areia fofa, adotando assim os menores valores para os solos arenosos, conforme a tabela, mantendo assim o objetivo do trabalho, em não ir contra as questões de segurança, devido à falta da determinação do grau de compactação.

- **Obra 2**

Na Obra 2 foram obedecidos os mesmos critérios como descrito na Obra 1, e os resultados obtidos da amostra de solo coletada no local onde foi edificada esta obra, seguem abaixo.

Gráfico 2 - Curva granulométrica - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

Limite de Liquidez: 19,95%

Limite de Plasticidade: 3,01%

Índice de Plasticidade: 16,94% (Altamente Plástico)

Classificação DNIT (2006): A - 2 - 6

Tensão Admissível (NBR, 1996): 0,2 MPa (areais medianamente compactas)

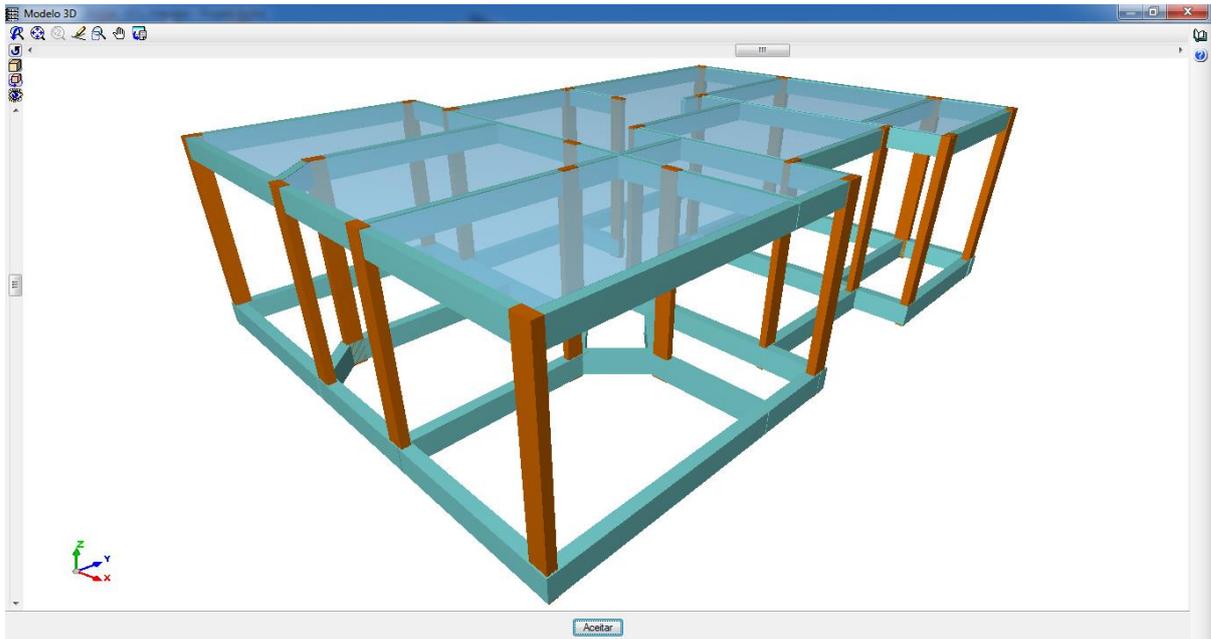
Peso específico (Tabela 4): 1,7 tf/m³

Ângulo de Atrito Interno (Tabela 4): 30°

6.2 Redimensionamento dos elementos de fundação

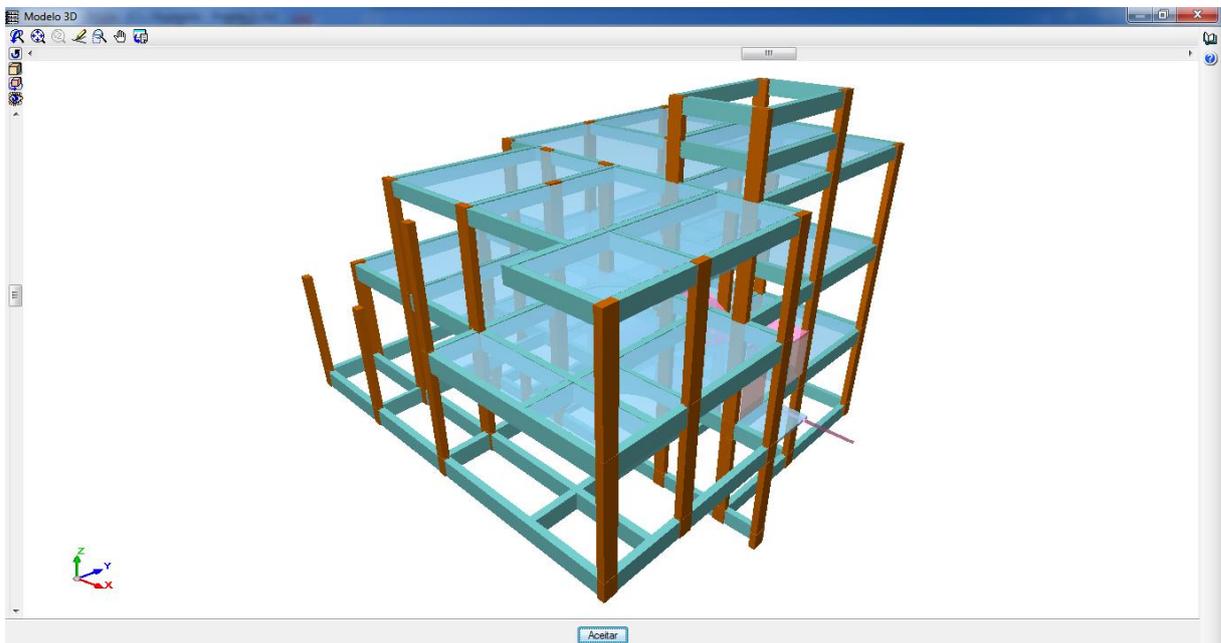
Com base nas tensões admissíveis obtidas, tanto no método teórico, quanto no método empírico, e segundo as solicitações da superestrutura, obtidas através do lançamento de seus elementos (de acordo com o projeto estrutural) no software CypeCAD™, versão 2012 (Figura 8 e Figura 9); seguem abaixo as novas dimensões dos elementos de fundação.

Figura 9 - Vista 3D segundo o software CypeCAD™ v. 2012 - Obra 1



Fonte: O autor (2015).

Figura 10 - Vista 3D segundo o software CypeCAD™ v. 2012 - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

- Obra 1

Tabela 11 - Redimensionamento - Obra 1

Solicitações		Método teórico (Terzaghi)			Método empírico (ABNT)		
		Sapata			Sapata		
Pilar	P (kN)	A (m)	B (m)	h (m)	A (m)	B (m)	h (m)
1	53,4	1,00	0,80	0,23	0,70	0,70	0,20
2	84,8	1,40	0,80	0,33	0,80	0,90	0,24
3	82,1	1,30	0,80	0,30	0,80	0,90	0,24
4	31,2	1,10	0,50	0,25	0,50	0,60	0,16
5	126,2	1,40	1,00	0,33	1,00	1,10	0,30
6	129,8	1,50	1,00	0,35	1,00	1,10	0,30
7	10,3	0,50	0,50	0,14	0,30	0,30	0,11
8	79,8	1,30	0,80	0,30	0,80	0,90	0,24
9	29,7	1,00	0,50	0,23	0,50	0,50	0,16
10	79,5	1,30	0,80	0,30	0,80	0,90	0,25
11	63,1	1,10	0,80	0,25	0,70	0,80	0,22
12	50,9	1,00	0,80	0,23	0,70	0,70	0,19
13	31,8	1,10	0,50	0,25	0,50	0,60	0,17
14	100,9	1,30	1,00	0,30	0,90	1,00	0,26
15	58,7	1,20	0,80	0,28	0,70	0,80	0,22
16	82,7	1,40	0,80	0,33	0,80	0,90	0,25
17	73,4	1,20	0,80	0,28	0,80	0,80	0,22
18	92,5	1,40	0,80	0,33	0,90	0,90	0,24
19	60,2	1,10	0,80	0,25	0,70	0,80	0,22
20	35,4	1,20	0,50	0,28	0,50	0,60	0,17
21	75,3	1,30	0,80	0,30	0,80	0,80	0,22
22	71,1	1,20	0,80	0,28	0,80	0,80	0,22
Volume de concreto (m³):				5,89	3,13		
Peso total de aço (kg):				94,61	69,51		

Fonte: O autor (2015).

O volume de concreto disposto na Tabela 11, foi obtido através do somatório do produto das dimensões de cada sapata (onde já havia sido levado em conta o cobrimento igual a 5 cm), subtraído pelo volume de aço obtido no dimensionamento de cada elemento.

Com base nestes resultados, notou-se uma economia de 76,13% no volume concreto para o redimensionamento dos elementos de fundação, a partir da tensão admissível obtida segundo a ABNT, em relação ao volume de concreto real utilizado nesta obra; e 55,07% neste mesmo volume, para o dimensionamento a partir da

tensão admissível obtida segundo o método de Terzaghi. Tendo assim uma economia maior no redimensionamento através da tensão admissível obtida segundo a ABNT, devido ao fato de que o método de Terzaghi, apresenta uma capacidade de carga do solo que varia de acordo com a profundidade total que o elemento se encontra, em relação ao nível do solo; e nesta obra os elementos mais profundos estão a uma profundidade menor que 0,80 m, considerada insuficiente para a obtenção de um valor de tensão superior ao da ABNT.

Em relação ao peso total, obteve-se uma economia de 82,40% para o redimensionamento a partir da tensão obtida segundo a ABNT, e 76,04% para o redimensionamento a partir da tensão obtida segundo o método de Terzaghi. Tendo assim, esta variação proporcional à variação do volume de concreto, visto que a armadura de um elemento de fundação é dimensionada após a obtenção das dimensões do elemento em si.

- Obra 2

Tabela 12 - Redimensionamento - Obra 2

Solicitações		Método teórico (Terzaghi)			Método empírico (ABNT)		
		Sapata			Sapata		
Pilar	P (kN)	A (m)	B (m)	h (m)	A (m)	B (m)	h (m)
1	144,5	1,50	1,00	0,33	1,10	1,20	0,30
2	374,0	1,80	1,50	0,44	1,80	1,80	0,45
3	187,8	1,50	1,20	0,33	1,30	1,30	0,33
4	144,8	1,40	1,00	0,33	1,10	1,20	0,32
5	303,6	1,60	1,50	0,40	1,60	1,60	0,40
6	379,3	1,80	1,50	0,44	1,80	1,80	0,45
7	398,5	1,90	1,50	0,45	1,80	1,90	0,48
8	330,0	1,70	1,50	0,41	1,70	1,70	0,43
9	113,2	1,20	1,00	0,26	1,00	1,00	0,26
10	204,4	1,50	1,20	0,34	1,30	1,40	0,35
11	234,5	1,70	1,20	0,38	1,40	1,50	0,38
12	203,4	1,50	1,20	0,34	1,30	1,40	0,35
13	263,7	1,80	1,20	0,40	1,50	1,50	0,38
14	245,9	1,70	1,20	0,38	1,40	1,50	0,38
15	101,0	1,10	1,00	0,25	0,90	1,00	0,25
16	166,7	1,30	1,20	0,31	1,20	1,20	0,31
17	214,6	1,60	1,20	0,35	1,30	1,40	0,35
18	74,7	1,20	0,80	0,25	0,80	0,80	0,22
19	158,3	1,30	1,20	0,30	1,20	1,20	0,30
20	268,5	1,90	1,20	0,43	1,50	1,60	0,40
21	4,9	0,40	0,30	0,09	0,30	0,30	0,09
22	11,8	0,70	0,30	0,16	0,30	0,40	0,12
23	45,5	0,80	0,80	0,20	0,60	0,70	0,19
25	134,9	1,40	1,00	0,30	1,10	1,10	0,28
Volume de concreto (m³):				14,81	15,40		
Peso total de aço (kg):				399,38	408,78		

Fonte: O autor (2015).

O volume de concreto disposto na Tabela 12, foi obtido através do somatório do produto das dimensões de cada sapata (onde já havia sido levado em conta o cobrimento igual a 5 cm), subtraído pelo volume de aço obtido no dimensionamento de cada elemento.

O pilar de número 24 não consta na Tabela 12, sendo ele um pilar de transição em uma determinada viga na superestrutura, de modo que ele não tem a

função de transmitir carregamento da superestrutura direto ao elemento de fundação.

Já neste caso, obteve-se 66,43% de economia no volume de concreto a partir do redimensionamento dos elementos de fundação, através da obtenção da capacidade de carga segundo a ABNT, em relação ao volume de concreto real utilizado nesta e 67,71% de economia a partir do redimensionamento através da capacidade de carga obtida segundo o método de Terzaghi. Obedecendo ao descrito na Obra 1, quanto a obtenção desta última capacidade de carga, essa edificação conta com elementos de fundação maiores e mais profundos, se comparado a Obra 1, obtendo assim maior satisfação econômica quanto ao redimensionamento a partir da tensão admissível obtida pelo método de Terzaghi.

Quanto a economia do peso de aço, obteve-se 33,21% para o redimensionamento a partir da tensão admissível obtida através da ABNT, e 34,74% para o redimensionamento a partir da tensão admissível obtida pelo método de Terzaghi. Neste caso o peso de aço não acompanhou a amplitude da variação do volume de concreto, podendo entender isso, de acordo que a armadura de uma fundação em sapata varia em função da área da base do elemento e não em função da sua altura, ou volume. Sendo assim, tomando como exemplo um único elemento redimensionado, em comparação com o mesmo elemento no projeto real que foi executado, a maior variação entre as três dimensões deste elemento, ocorreu em relação à altura. Justificando assim a variação menor no peso de aço em relação a variação no volume de concreto.

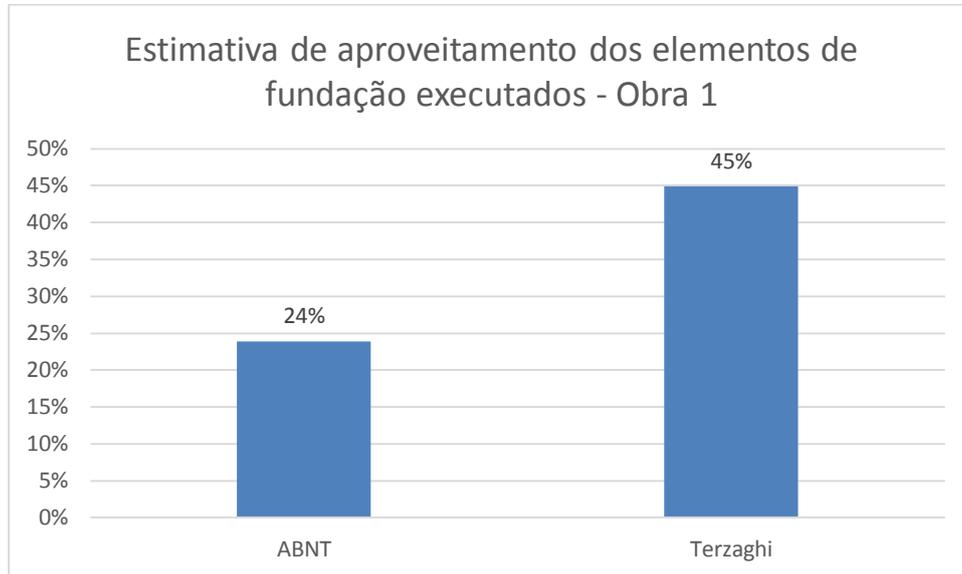
6.3 Estimativa de aproveitamento

Visto que o redimensionamento dos elementos de fundação, ocorreram a fim de que as estruturas trabalhassem com 100 % da sua capacidade, obedecendo apenas a fatores de segurança utilizados no dimensionamento do elemento, foi possível estimar o aproveitamento, em relação a sua capacidade total, dos elementos de fundação reais, executados nas obras utilizadas no estudo de caso.

As estimativas de aproveitamento dos elementos de fundação, seguem nos gráficos 3 e 4, representadas em porcentagens, e foram obtidas de acordo com as tensões admissíveis do solo encontradas no desenvolver o trabalho, pelos valores propostos pela ABNT (1996), e o pelo método de Terzaghi.

- Obra 1

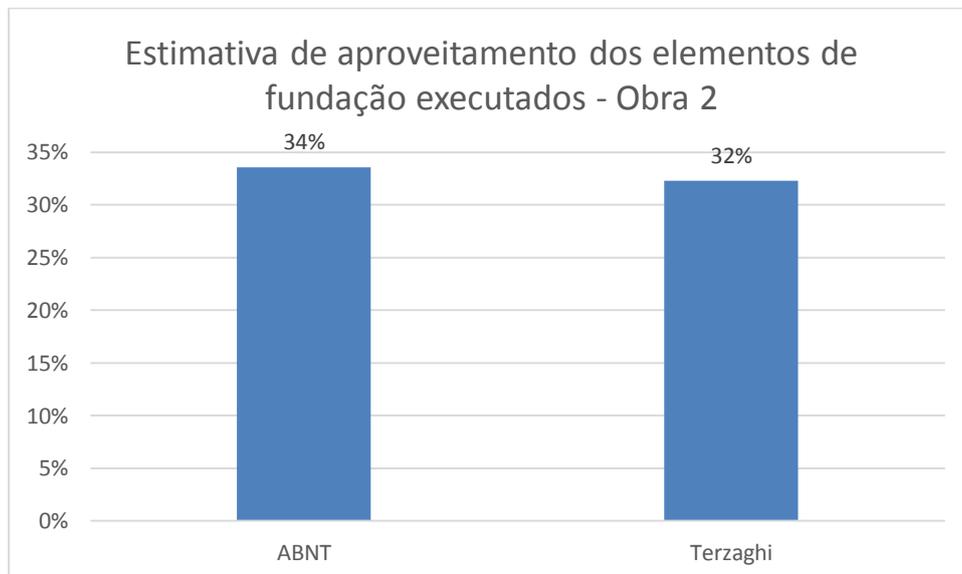
Gráfico 3 - Estimativa de aproveitamento - Obra 1



Fonte: O autor (2015).

- Obra 2

Gráfico 4 - Estimativa de aproveitamento - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

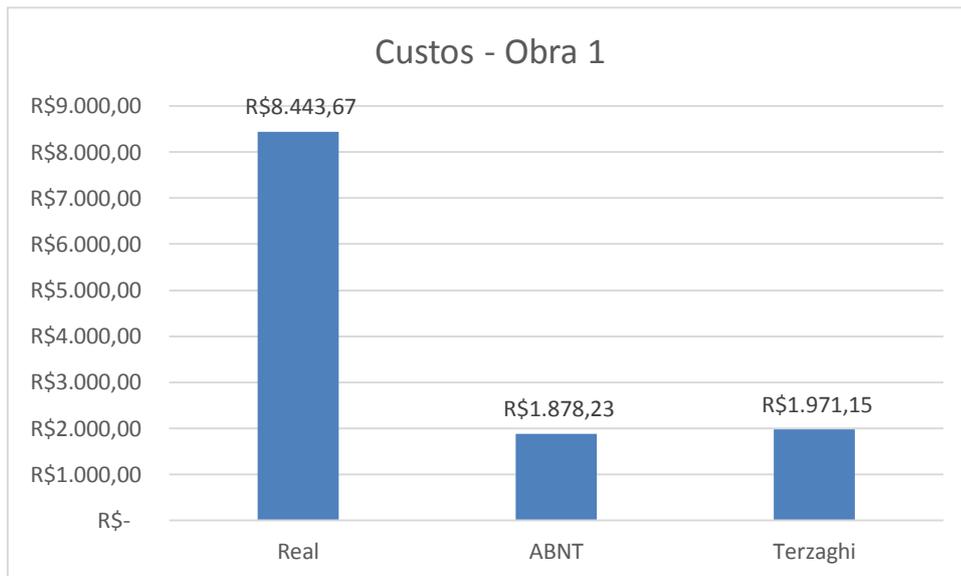
6.4 Comparativos de custos

Com base nas composições realizadas, de acordo com a metodologia deste trabalho, obteve-se os custos dos elementos de fundação reais (executadas nas obras utilizadas no estudo de caso), dos elementos redimensionados a partir do valor de capacidade de carga proposto pela ABNT, e dos elementos redimensionados a partir da capacidade de carga obtida pelo método de Terzaghi.

Os custos não variam proporcionalmente ao somatório do volume de concreto e o peso aço, de cada obra, devido ao fato que o custo total leva em conta também o volume de lastro, do qual não foi descrito no trabalho junto ao volume de concreto dos elementos de fundação, por se tratar de um concreto magro, mas teve seu volume dimensionado e levado em conta nas composições.

- Obra 1

Gráfico 5 - Custos dos elementos reais e dos redimensionamentos - Obra 1



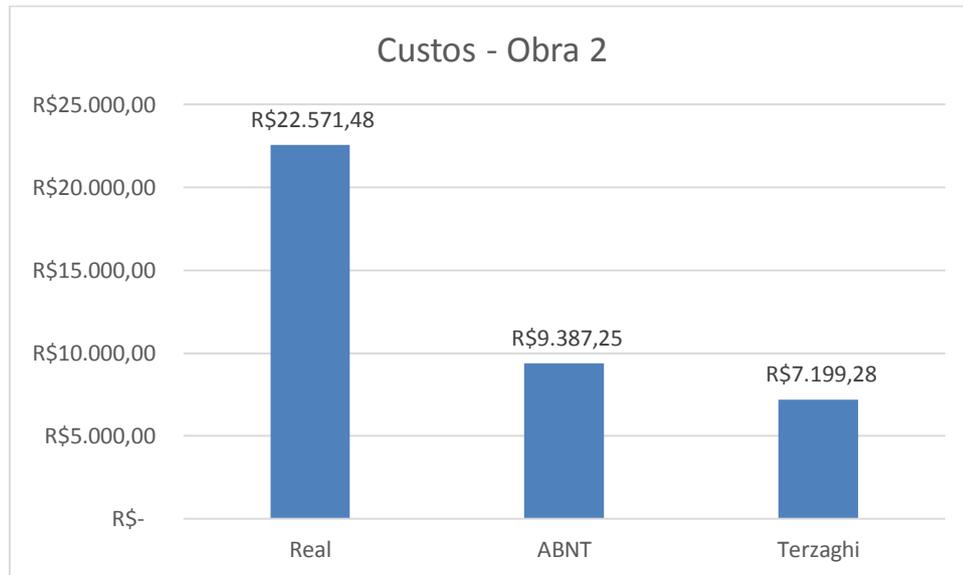
Fonte: O autor (2015).

Segundo o Gráfico 6, obteve-se uma economia de R\$ 6.565,44 (77,75% em relação ao custo total dos elementos de fundação reais) no redimensionamento a partir da tensão admissível obtida segundo a ABNT, e uma economia de R\$ 6.472,52 (76,65%) no redimensionamento a partir da tensão admissível obtida segundo o método de Terzaghi. Observou-se uma pequena vantagem econômica no redimensionamento a partir da tensão obtida segundo a ABNT, para esta obra, o que se justifica pela pequena profundidade que os elementos de fundação se

encontram, em que, para obtenção da capacidade de carga do solo através do método de Terzaghi, quanto maior a profundidade, maior a tensão obtida.

- Obra 2

Gráfico 6 - Custos dos elementos reais e dos redimensionamentos - Obra 2



Fonte: O autor (2015).

Conforme o Gráfico 7, obteve-se uma economia de R\$ 13.184,23 (58,41% em relação ao custo total dos elementos de fundação reais) no redimensionamento a partir da tensão obtida pela ABNT, e uma economia de R\$ 15.372,20 (68,10% em relação ao custo total dos elementos de fundação reais) no redimensionamento a partir da tensão admissível obtida segundo o método de Terzaghi. Já neste caso, a vantagem econômica, em aproximadamente 10%, ocorreu no redimensionamento a partir da capacidade de carga obtida pelo método de Terzaghi, em que, ao contrário da Obra 1, tem sua fundação constituída por elementos mais profundos.

7. CONCLUSÃO

Em uma pesquisa de preços realizada no município de Arcos, MG, em duas empresas do segmento de construção de estradas, que realizam estudos geotécnicos diariamente e contam com laboratórios em suas instalações; uma caracterização do solo por meio dos ensaios utilizados neste trabalho, e a partir de uma amostra de solo coletada pelo cliente, pode ser feita em valores a partir de R\$ 400,00, a variar em relação ao número de amostras coletadas.

Com base nestas informações e nos resultados obtidos no trabalho, conclui-se a viabilidade das sondagens de simples reconhecimento de solo para o dimensionamento de fundações em obras de baixo custo. Em que, foi possível identificar uma economia de até 77% nos elementos de fundação dimensionados a partir destas sondagens, em relação aos elementos dimensionados a partir dos métodos utilizados por profissionais na cidade onde as obras utilizadas no estudo de caso foram edificadas, em que, na maioria das vezes, não contam com estas sondagens.

Ainda com base nos estudos realizados, dividindo obras de baixo custo em dois grupos, pequeno porte (até 300 m²) e grande porte (a partir de 300 m²), conclui-se também a vantagem econômica do dimensionamento de elementos de fundação, a partir da obtenção da capacidade de carga pelos valores propostos pela ABNT, para obras de pequeno porte, e a vantagem a partir da obtenção pelo método de Terzaghi, para obras de grande porte.

Por fim, conclui-se que, quanto maior o número de ensaios de caracterização do solo, maior a viabilidade econômica. Visto que no trabalho foram utilizados ensaios limitados, a fim atender o objetivo proposto, onde alguns dados foram obtidos a partir dos menores valores dispostos em tabelas; de modo a suprir a falta de alguns ensaios, sem deixar de cumprir o objetivo. Mas, caso outros dois ensaios (determinação do grau de compactação das areias e determinação do peso específico do solo) tivessem sido executados, seria clara uma vantagem econômica maior ainda, nos redimensionamentos; mas desde que isto estivesse ligado a viabilidade econômica destes ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, G. C. P. de; **Caracterização física e classificação do solo**. 2005. 145 p. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2005. Disponível em: <http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/rosane/downloads/material%20de%20apoio/APOSTILA_SOLOS.pdf>. Acesso em: 28 set. 2015.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3ª reimpressão. São Paulo: Editora Edgar Blücher LTDA, 1989.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgar Blücher LTDA, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

----- . **NBR 6122**: projeto e execução de fundação. Rio de Janeiro, 2010.

----- . **NBR 6484**: solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

----- . **NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e caracterização. Rio de Janeiro, 1984.

----- . **NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1986.

----- . **NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

----- . **NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

----- . **NBR 7250**: identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

----- . **NBR 9603**: sondagem a trado. Rio de Janeiro, 1986.

AZEREDO, H. A. **O Edifício até sua Cobertura**. 2ª reimpressão. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1988.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundação diretas**: projeto geotécnico. 1. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

MARTINS, C. V. de A. **Formulário para o cálculo de tubulões curtos**. João Pessoa, PB, p. 1-4, 1997. Disponível em: <http://www.ecivilnet.com/softwares/download.php?id=tubcurto_tubulao_curto>. Acesso em: 28 set. 2015.

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

REBELLO, Y. C. P. **Fundações**: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 3. ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

SCHINAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª reimpressão. São Paulo: Oficina de textos, 2000.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA. Geotecnia de fundações. **Considerações sobre fundações diretas**. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF04-Considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-funda%C3%A7%C3%B5es-diretas-20121.pdf>>. Acesso em: 28 set. 2015.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações**: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 1. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010