

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

GABRIELA DA SILVA RODRIGUES

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÃO PARA
PROJETO DE RESIDÊNCIA EM ÁREA QUE APRESENTA SOLO MOLE NO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA(MG)**

**Varginha
2020**

GABRIELA DA SILVA RODRIGUES

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÃO PARA
PROJETO DE RESIDÊNCIA EM ÁREA QUE APRESENTA SOLO MOLE NO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA(MG)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais – UNIS como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel, sob orientação da Prof.^a Luane Carolina Mendes.

**Varginha
2020**

GABRIELA DA SILVA RODRIGUES

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÃO PARA
PROJETO DE RESIDÊNCIA EM ÁREA QUE APRESENTA SOLO MOLE NO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA(MG)**

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

Aprovado em / /

Prof. Luane Carolina Mendes

Membro da banca examinadora I

Membro da banca examinadora II

OBS:

AGRADECIMENTOS

A Deus pela minha vida, por me guiar e por ter me mantido forte e persistente, para ultrapassar todos os obstáculos encontrados ao longo do curso.

Aos meus pais, meu irmão e meu namorado pelo apoio, suporte, companheirismo e compreensão durante esse ciclo.

Aos meus amigos, que estiveram comigo nos momentos de dificuldades e de conquistas, oferecendo apoio e incentivos.

A minha orientadora Luane Carolina Mendes, que conduziu o trabalho com paciência e dedicação, sempre disponível a compartilhar todo o seu vasto conhecimento.

A todos os professores que transmitiram ensinamentos e contribuíram no meu desenvolvimento profissional.

RESUMO

Este trabalho é um estudo da concepção de fundações em presença de solos moles, de modo a destacar uma opção para o tipo de solo em questão e discutir sobre sua viabilidade técnica e econômica, tendo em vista residências de pequeno e médio porte. Evidencia-se o estudo de caracterização e determinação de aspectos influentes tanto em relação ao solo quanto à fundação. Neste apresenta-se ainda o desenvolvimento de uma análise por meio de dados obtidos através da Prefeitura Municipal e CONAMA da cidade de Boa Esperança (MG), referentes a um estudo de solo de uma área contida nesta. Tendo como base os resultados do ensaio SPT (Standard Penetration Test) fornecidos, faz-se o uso de um projeto arquitetônico modelo para concepção e dimensionamento de uma fundação, com posterior elaboração de um orçamento relativo a este.

Palavras-chave: Concepção. Solos. Fundações.

ABSTRACT

This work is a study of the design of foundations in the presence of soft soils, in order to highlight an option for the type of soil in question and discuss its technical and economic feasibility, considering small and medium-sized residences. It is evident the study of characterization and determination of influential aspects both in relation to the soil and the foundation. It also presents the development of an analysis using data obtained from the Municipality and CONAMA of the city of Boa Esperança (MG), referring to a soil study of an area contained therein. Based on the results of the SPT test (Standard Penetration Test) provided, a model architectural project is used for the conception and dimensioning of a foundation, with subsequent elaboration of a budget for this.

Keywords: *Conception. Soils. Foundations.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Escalas com especificações de ABNT e MIT	19
Figura 02 – Representação de conjunto de peneiras em escala de laboratório.....	22
Figura 03 – Ensaio de sedimentação	22
Figura 04 – Curva de distribuição granulométrica ilustrativa	24
Figura 05 – Representação esquemática dos estados e limites de consistência	26
Figura 06 – Ensaio de compressão simples	28
Figura 07 – Envoltória de resistência de ensaio de compressão simples	28
Figura 08 – Interpretação do ensaio de compressão simples.....	29
Figura 09 – Ilustração do ensaio de SPT	30
Figura 10 – Esquema de tensões geostáticas verticais	36
Figura 11 – Esquemática da ocorrência de tensões geostáticas horizontais	36
Figura 12 – Ação da capilaridade no tubo.....	38
Figura 13 – Representação do fenômeno ascensão capilar	39
Figura 14 – Esquemática de um solo saturado.....	39
Figura 15 – Esquema ilustrativo da compressão dos grãos	40
Figura 16 – Efeitos advindos da capilaridade.....	41
Figura 17 – Distribuição de tensões com a profundidade	42
Figura 18 – Bulbo de tensões	42
Figura 19 – Tensão num ponto no interior da massa.....	43
Figura 20 – Tensões na vertical abaixo do ponto de carga.....	44
Figura 21 – Definição dos parâmetros m e n.....	45
Figura 22 – Aplicação da solução de Newmark para qualquer posição	47
Figura 23 – Condição de carregamento uniforme	50
Figura 24 – Relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva	52
Figura 25 – Valor inicial e valores de contorno do adensamento unidimensional de fluxo vertical	54
Figura 26 –Esquema do ensaio de adensamento endométrico	56
Figura 27 – Aterro após construção e antes da ocorrência de qualquer recalque.....	57
Figura 28 – Comparação entre a curva clássica e a experimental	59
Figura 29 – Exemplo de curva de adensamento de deformação volumétrica x tempo em escala logarítmica.....	60
Figura 30 – Esquema representativo de uma sapata isolada	63

Figura 31 – Configuração de uma sapata corrida	63
Figura 32 – Sapata associada com viga de rigidez	64
Figura 33 – Representação esquemática de um radier	65
Figura 34 – Esquema geral de fundações profundas	66
Figura 35 – Delimitação de área para realização do ensaio SPT.....	81
Figura 36 – Área de estudo em situações atuais.....	82
Figura 37 – Demarcação dos pontos onde foram realizadas a sondagem	83
Figura 38 – Demarcação do lote.....	84
Figura 39 – Localização do lote	85
Figura 40 – Planta baixa do projeto arquitetônico.....	86
Figura 41 – Locação dos pilares	87
Figura 42 – Introdução dos pisos.....	88
Figura 43 – Dados gerais.....	88
Figura 44 – Dados estruturais.....	89
Figura 45 – Locação dos blocos sobre estacas	92
Figura 46 – Gráfico comparativo de capacidade de carga.....	95
Figura 47 – Imagem 3D da estrutura	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Faixa de resistência a compressão simples	29
Tabela 02 – Valores de I em função de m e n para a equação de Newmark	46
Tabela 03 – Valores de I em função de m e n para a equação de Newmark	46
Tabela 04 – Coeficiente k e razão de atrito α	72
Tabela 05 – Fatores de correção	73
Tabela 06 – Fatores de correção atualizados	73
Tabela 07 – Coeficiente característico do solo C	75
Tabela 08 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	75
Tabela 09 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	75
Tabela 10 – Valores do parâmetro α	76
Tabela 11 – Valores do parâmetro β	77
Tabela 12 – Valores do atrito lateral r_L	77
Tabela 13 – Cargas axiais e momentos totais por pilar	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 – Interpretação do ensaio de compressão simples	32
Quadro 02 – Valores típicos de altura de ascensão capilar	40
Quadro 03 – Dados de sondagem	90
Quadro 04 – Dados da estaca	91
Quadro 05 – Dados de área e perímetro	91
Quadro 06 – Cargas admissíveis	91
Quadro 07 – Dados dos elementos de fundação	96
Quadro 08 – Dados utilizados para realização do orçamento	98
Quadro 09 – Comparativo de valores de mobilização e execução	98
Quadro 10 – Comparativo de valores de concreto	98

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 OBJETIVOS	16
2.1 Objetivo Geral	16
2.2 Objetivos Específicos	16
3 JUSTIFICATIVA	17
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
4.1 Solos	18
4.1.1 Tipos de solos quanto a origem	18
4.1.2 Tipos de solos quanto ao tamanho e forma	19
4.1.3 Granulometria.....	20
4.1.3.1 Noções sobre o ensaio de granulometria	21
4.1.3.2 Curva de distribuição granulométrica.....	24
4.1.4 Plasticidade e consistência dos solos.....	25
4.1.4.1 Limites de consistência.....	25
4.1.4.1.1 Índice de plasticidade	26
4.1.4.1.2 Índice de consistência.....	26
4.1.4.1.3 Ensaio de compressão simples	27
4.2 Investigação geotécnica do solo	29
4.2.1 Standard Penetration Test (SPT)	30
4.2.2 Problemas de investigação do subsolo	32
4.2.2.1 Ausência de investigação do subsolo	33
4.2.2.2 Investigação insuficiente	33
4.2.2.3 Investigação com falhas.....	33
4.2.2.4 Interpretação inadequada.....	34
4.2.2.5 Casos especiais	34
4.3 Tensões no solo	34
4.3.1 Tensões geostáticas.....	34
4.3.1.1 Tensão geostática vertical.....	35
4.3.1.2 Tensão geostática horizontal	36
4.3.2 Ascensão capilar	37
4.3.3 Tensões devido a aplicação de cargas	41

4.3.3.1 Teoria da elasticidade	43
4.3.3.1.1 Solução de Boussinesq	43
4.3.3.1.2 Solução de Newmark.....	45
4.4 Adensamento	47
4.4.1 Adensamento primário	48
4.4.1.1 Equação de continuidade	48
4.4.1.2 Relações tensão-deformação	48
4.4.1.3 Equação do equilíbrio.....	50
4.4.1.4 Teoria de adensamento de Terzaghi & Frölich	50
4.4.1.5 Equação diferencial do adensamento convencional	53
4.4.1.6 Ensaio de adensamento endométrico convencional	55
4.4.1.7 Estimativa da curva de campo “Recalque x Tempo”	56
4.4.1.8 Variação da teoria clássica	58
4.4.2 Adensamento secundário.....	58
4.4.2.1 Utilização do parâmetro $C\alpha$	59
4.6 Fundações	61
4.6.1 Fundações Superficiais	61
4.6.1.1 Sapatas	62
4.6.1.1.1 Sapata isolada	62
4.6.1.1.2 Sapata corrida	63
4.6.1.1.3 Sapata associada	64
4.6.1.2 Radier.....	64
4.6.2 Fundações Profundas.....	65
4.6.2.1 Estacas	66
4.6.2.1.1 Estacas pré moldadas.....	66
4.6.2.1.2 Estacas Tipo Franki	67
4.6.2.1.3 Estacas Tipo Strauss	68
4.6.2.1.4 Estacas Hélice Continua	68
4.6.2.1.5 Estacas Raiz.....	69
4.6.3 Dimensionamento.....	70
4.6.3.3 Estacas	70
4.6.3.3.1 Capacidade de carga	70
4.6.3.3.1.1 Método de Aoki-Velloso (1975).....	71
4.6.3.3.1.2 Método de Décourt-Quaresma (1978).....	74

4.6.3.3.1.3 Método Teixeira (1996).....	76
5 METODOLOGIA.....	77
5.1 Desenvolvimento de pesquisas sobre o local.....	78
5.2 Referência de lote.....	78
5.3 Projeto Arquitetônico.....	78
5.4 Superestrutura.....	78
5.5 Infraestrutura.....	79
5.5.1 Utilização dos métodos semi-empíricos para cálculo de capacidade de carga.....	79
5.5.2 Obtenção de detalhamentos.....	80
5.5.3 Elaboração de orçamento.....	80
5.5.4 Análise de viabilidade.....	80
6 ESTUDO DE CASO.....	80
6.1 Características do local de estudo.....	80
6.1.1 Relatório de sondagem de solo a percussão (SPT).....	82
6.1.2 Demarcação do lote.....	84
6.2 Projeto residencial escolhido.....	85
6.3 Lançamento da estrutura.....	86
6.4 Dimensionamento dos elementos de fundação.....	90
6.4.1 Aplicação dos métodos semiempíricos.....	90
6.4.2 Introdução dos blocos sobre estacas no Cypecad.....	91
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	93
7.2 Escolha do tipo de fundação.....	94
7.3 Obtenção de dados reais de trabalho.....	94
7.4 Comparativo entre métodos semi-empíricos.....	95
7.5 Dimensionamento final dos elementos de fundação.....	96
7.6 Análise orçamentária.....	97
8 CONCLUSÃO.....	99
REFERÊNCIAS.....	100
ANEXO A – Relatório de sondagem a percussão do furo número 01.....	107
ANEXO B – Relatório de sondagem a percussão do furo número 02.....	108
ANEXO C – Relatório de sondagem a percussão do furo número 03.....	109
ANEXO D – Relatório de sondagem a percussão do furo número 04.....	110
ANEXO E – Relatório de sondagem a percussão do furo número 05.....	111
ANEXO F – Projeto arquitetônico completo.....	112

ANEXO G – Detalhamento dos elementos de fundação	113
ANEXO H – Detalhamento dos elementos de fundação	114
ANEXO I – Detalhamento dos elementos de fundação	115
ANEXO J – Orçamento de mobilização e execução de estacas	116
APÊNDICE A – Orçamento	117
APÊNDICE A – Orçamento (Continuação).....	118

1 INTRODUÇÃO

Segundo Silva et al.(2009), os solos comumente encontrados no Brasil, suas propriedades e seus problemas, se conhecidos e evidenciados, possibilitam a visualização da melhor forma de trabalhar com suas deficiências e/ou tirar vantagem de suas características.

Solos moles ou argilosos são frequentemente encontrados em regiões brasileiras, apresentando características as quais tornam a construção nesses locais uma situação delicada. Neste caso ressalta-se a necessidade de uma atenção maior voltada a análise do solo e ao tipo de fundação a ser implantada.

A fundação é o suporte da edificação e ao mesmo tempo o elemento estrutural o qual transfere as cargas da superestrutura ao solo, sendo assim, esta deve ser escolhida de acordo com as características do projeto e do solo ao qual será inserida, principalmente quando se trata de um solo caracterizado como mole, visto que este admite situações mais complexas em sua atuação.

Fundamentalmente, em locais que apresentam solo mole ou de baixa consistência, é preciso que se chegue a uma profundidade em que o solo possua uma resistência proporcional ao carregamento, oferecendo estabilidade a superestrutura sobreposta e obtendo um recalque aceitável conforme especificado por norma.

Tal configuração de solo pode vir a inviabilizar a execução de obras, tanto por não conter propriedades necessárias para se tornar a “base” de uma residência ou qualquer outro tipo de obra, como por não se obter um custo proporcional ao tipo e porte de projeto que se deseja executar no local. Sendo assim, algumas áreas podem vir a ficar inalteradas, enquanto que ao seu redor vê-se acelerados desenvolvimentos urbanos.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Realizar uma análise e concepção sobre a escolha de fundação para um terreno onde se encontra solo mole, localizado em Boa Esperança (MG) de modo a evidenciar sua viabilidade para projetos residenciais de pequeno e médio porte.

2.2 Objetivos Específicos

- Apresentar todos os aspectos envolvidos nas características dos solos;
- Debater sobre a investigação do subsolo;
- Relatar fatores de influência no desempenho do solo e das fundações;
- Caracterizar o dimensionamento das fundações;
- Evidenciar o tipo de fundação a ser trabalhado;
- Apresentar um projeto arquitetônico base para projeto de fundação.
- Analisar a efetividade desse projeto de fundação e também a viabilidade por meio de dados do dimensionamento e orçamento adquiridos.

3 JUSTIFICATIVA

Os problemas advindos do projeto, da execução ou da utilização de uma estrutura, assim como a falta de estudos detalhados do solo local são determinantes ao surgimento de patologias (LIMA, 2014).

A cidade de Boa Esperança é um município pequeno da região sudeste de Minas Gerais que abrange aproximadamente 39 mil habitantes. Nesta vem sendo notada uma expansão de obras de construção civil, e verifica-se a grande demanda de financiamentos MCMV (Minha Casa Minha Vida). Observa-se que se tem a predominância de edificações já concluídas em pequeno e médio porte, e que este fator vem se mantendo mesmo com a introdução de algumas poucas estruturas maiores.

Apointa-se que o elemento de fundação mais utilizado na localidade é a sapata e que dificilmente é realizada a análise do solo para a determinação de tal. Pode-se citar também a grande constatação de patologias como trincas e rachaduras em casas já existentes.

Segundo Alonso (1991), um fator importante a se destacar sobre as fundações é que como estas ficam enterradas, após a conclusão, não é possível inspecioná-las facilmente, como ocorre com outros elementos da estrutura.

Desta forma, tendo em vista o estudo de uma área que fica praticamente no meio da cidade, e tem confrontações bastante urbanizadas, a que se tornou motivo de questionamento, devido a sua não utilização, visto que hoje dificilmente se encontra áreas grandes próximas ao centro e ao atrativo turístico Lago dos Encantos assim, decidiu-se analisar a viabilidade deste local para implantação de residências, de forma a verificar as condições do solo e evidenciar um tipo de fundação que garanta a durabilidade em estabilidade da edificação.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Solos

Solo é a denominação utilizada para elementos constituídos basicamente por materiais inorgânicos e resíduos orgânicos parcialmente decompostos, sendo sua composição bastante complexa. Estes divergem demasiadamente de área para área, não só em quantidade (espessura de camada), mais também qualitativamente (VARELA, 2011).

Segundo Caputo (1988), são materiais advindos do intemperismo ou meteorização das rochas, através de desintegração mecânica ou decomposição química. Sendo que por desintegração mecânica, envolve-se agentes como água, temperatura, vegetação e vento, resultando nos pedregulhos e areias (solos de partículas grossas) e ainda os siltes (partículas intermediárias), e, em casos peculiares, as argilas (partículas finas). Já quando ocorre a decomposição química verifica-se uma alteração química ou mineralógica das rochas de origem.

“O principal agente é a água e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. As argilas representam o último produto do processo de decomposição.” (CAPUTO, 1988, p. 14).

4.1.1 Tipos de solos quanto a origem

De acordo com Varela (2011), tendo em vista o processo de formação dos solos, estes podem ser classificados em três grupos básicos:

Solos residuais – são aqueles que continuam inseridos no local da rocha de origem (rocha mãe), atentando para uma gradativa transição da superfície até a rocha. Para o desenvolvimento deste tipo de solo, necessita-se que a velocidade de decomposição da rocha seja superior a velocidade de remoção ocasionada pelos agentes externos. Dispostos em horizontes (camadas) com graus de intemperismos decrescentes, é possível identificar as camadas: solo residual maduro, saprolito e rocha alterada.

Solos sedimentares ou transportados – são os materiais atingidos pela ação de agentes transportadores, podendo posteriormente serem caracterizados, de acordo com o tipo de

agente envolvido, como: aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (vento), coluvionares (gravidade) e glaciares (geleiras).

Solos orgânicos – oriundos da decomposição e apodrecimento de matérias orgânicas, independentemente ser de natureza vegetal (plantas, raízes) ou animal, este tipo de solo é considerado problemático para construção devido ao fato de admitir alto índice de compressibilidade.

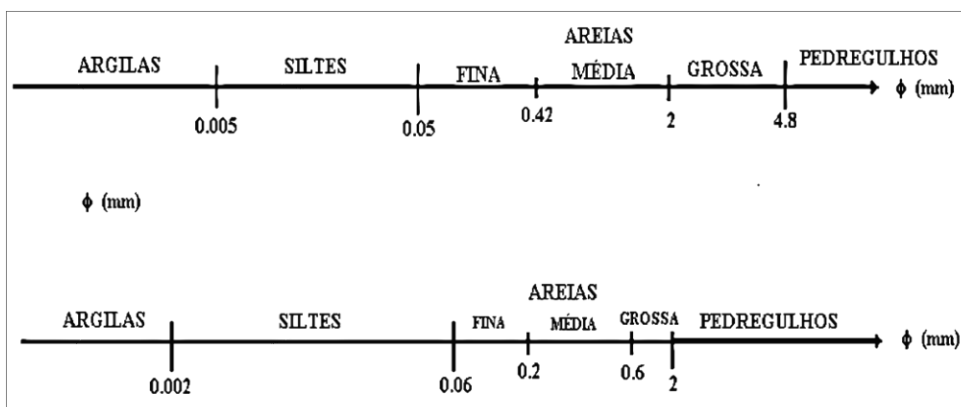
4.1.2 Tipos de solos quanto ao tamanho e forma

“Os solos de granulação grossa apresentam-se compostos de partículas normalmente equidimensionais, podendo ser esféricas (solos transportados) ou angulares (solos residuais).” (BUENO; VILAR, 1980, p. 14).

Bueno e Vilar (1980), especificam que, no caso dos solos de granulação fina a forma característica é a lamelar, em que duas dimensões são incomparavelmente maiores que a terceira. Citam ainda que pode aparecer, em alguns casos, a forma acicular, de forma que, uma das dimensões prevalece sobre as outras duas.

Os mesmos enfatizam que, para descrever o tamanho das partículas, é usual a especificação em função de sua dimensão ou da utilização de nomes conferidos arbitrariamente a certa faixa de variação de tamanhos. Nesse sentido, os autores fazem referência a duas escalas distintas que apresentam os nomes dos solos juntamente com a dimensão que eles representam, abordadas na Figura 1, sendo a primeira referente a ABNT (Associação brasileira de Normas Técnicas) e a segunda ao MIT (Instituto de Tecnologia de Massachusetts).

Figura 01 – Escalas com especificações de ABNT e MIT.



Fonte: BUENO; VILAR (1980).

Bueno e Vilar (1980), caracterizam os tipos de solos apresentados nas escalas acima da seguinte forma:

Pedregulhos: Os pedregulhos são acumulações incoerentes de fragmentos de rocha. Normalmente, são encontrados em grandes extensões, nas margens dos rios e em depressões preenchidas por materiais transportados pelos rios.

Areias: Têm origem semelhante dos pedregulhos, entretanto, as suas dimensões variam entre 2 mm e 0,05 mm. As areias são ásperas ao tacto, e, estando isentas de finos, não se contraem ao secar, não apresentam plasticidade e comprimem-se, quase instantaneamente, ao serem carregadas.

Siltes: Os siltes são solos de granulação fina que apresentam pouca ou nenhuma plasticidade. Um torrão de silte seco ao ar pode ser desfeito com bastante facilidade.

Argilas: São solos de granulação muito fina que apresentam características marcantes de plasticidade e elevada resistência, quando secas. Constituem a fração mais ativa dos solos.

4.1.3 Granulometria

A principal informação para a caracterização de um solo é sua distribuição granulométrica, representada pela sua curva granulométrica, que consiste na representação gráfica da distribuição porcentual dos diferentes tamanhos de grãos presentes em uma amostra representativa (MACHADO; BASTOS; FAGUNDES, 2019).

“Para se proceder a uma análise granulométrica de um solo, faz-se necessário fazer com que os componentes deste atravessem peneiras, as quais são dispostas ordenadamente, superpondo-as na ordem de série, sempre iniciando com a de maior abertura de malha.” (VARELLA, 2011, p.13).

De acordo com Varella (2011), a análise granulométrica é realizada através de duas etapas: o peneiramento e a sedimentação e, a curva é posteriormente traçada em pontos de um

diagrama semi-logarítmico, no qual, sobre os eixos das abscissas, são demarcados os logaritmos das dimensões das partículas e sobre o eixo das ordenadas as porcentagens relativa ao peso de material que apresentou dimensão média inferior a dimensão considerada.

Os autores Bueno e Vilar (1980) citam que a caracterização do tamanho dos grãos de um solo grosso, recorre-se ao ensaio de peneiramento, no qual se faz passar por uma bateria de peneiras, de aberturas sucessivamente menores, certa quantidade de solo, determinando-se as porções retidas em cada peneira. Para um solo de graduação fina o peneiramento se torna impraticável.

Sendo assim, segundo Varela (2011), para a obtenção da granulometria da parcela mais fina dos solos, aplica-se a técnica da sedimentação, a qual fundamenta-se na lei de Stokes, onde: a velocidade (v) de queda das partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material constituinte (γ_s), do peso específico do fluido (γ_w), da viscosidade do fluido (μ) e do diâmetro da esfera (D), conforme a equação 1:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2$$

(Equação 1)

No entanto, como frequentemente os solos são uma mistura de partículas dos mais diversos tamanhos, costuma-se conduzir conjuntamente os ensaios de peneiramento e sedimentação, ou seja, faz-se uma análise granulométrica conjunta (BUENO; VILAR, 1980).

4.1.3.1 Noções sobre o ensaio de granulometria

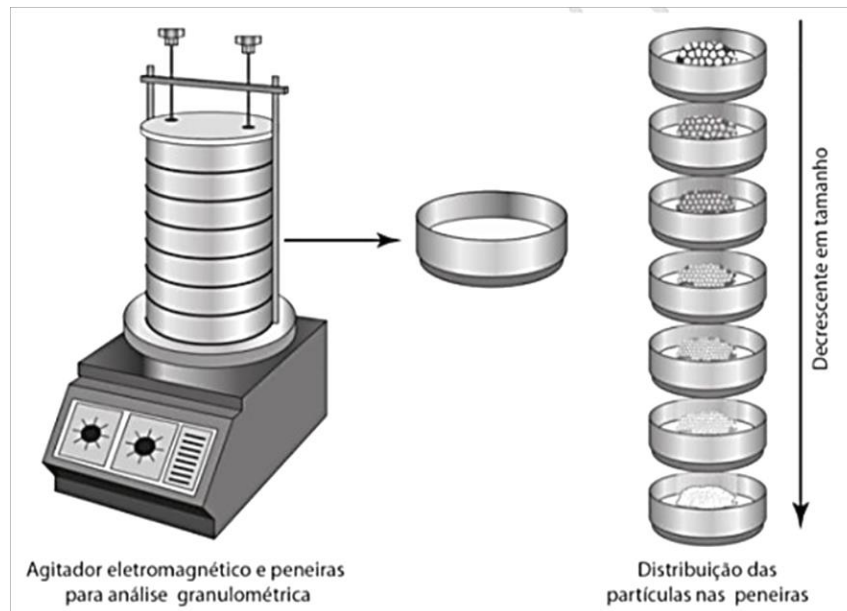
De acordo com Bueno e Vilar (1980), normalmente a amostra a ser ensaiada contém de 40 a 70 g de sólidos, passando pela peneira #100 (0,15 mm). Sendo as partículas finas de solo de fácil aglutinação, é necessário dispersá-las com o ajuda de um defloculante (silicato de sódio, hexametáfosfato de sódio, etc.), a fim de que o resultado de ensaio seja eficaz, adequado e represente corretamente os tamanhos de partículas que constituem o solo.

“A mistura solo e defloculante é peneirada, com o auxílio de lavagem, na peneira #100. O material que passa é recolhido numa proveta graduada para 1000 ml e será destinado ao ensaio de sedimentação.” (BUENO; VILAR, 1980, p. 27).

Como já citado anteriormente pelos autores, o material retido, após secagem em estufa, é passado por uma bateria de peneiras, contando com o auxílio de vibração (Figura

02), e então especifica-se a massa retida em cada peneira, sendo posteriormente calculadas as porcentagens retidas e acumuladas. Através desses dados obtém-se a parte da curva granulométrica relativa à fração grossa do solo, utilizando o logaritmo de abertura da peneira e a porcentagem retida acumulada nessa peneira.

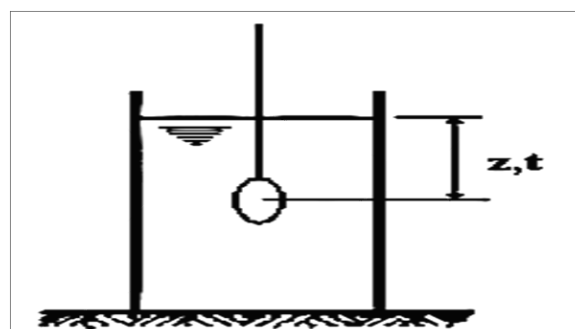
Figura 02 – Representação de conjunto de peneiras em escala de laboratório.



Fonte: Carvalho (2019).

Em relação ao ensaio de sedimentação Bueno e Vilar (1980), afirmam que: “a velocidade de queda da partícula é obtida indiretamente, determinando-se densidade da suspensão, em intervalos de tempos espaçados.” Sendo assim, ainda segundo os referidos, realiza-se uma agitação na suspensão compreendida na proveta para que ocorra a homogeneização, e logo após, são desenvolvidas as leituras periódicas de densidades, ao longo do tempo. A leitura do densímetro (ϕ) é correlacionada com a queda da partícula (z), ou seja, a distância entre a superfície da suspensão e o centro de volume do bulbo (Figura 03).

Figura 03 – Ensaio de Sedimentação.



Fonte: Bueno; Vilar (1980).

Bueno e Vilar (1980) apontam que, a velocidade de uma partícula de diâmetro (D), que percorreu uma distância (z), num tempo (t), pode ser determinada pela lei de Stokes (Equação 2):

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 = \frac{z}{t}$$

(Equação 2)

Resultando então, na Equação 3:

$$D = \sqrt{\frac{18\mu}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{z}{t}}$$

(Equação 3)

Desta forma, segundo os autores, se admitimos a uniformidade da suspensão, após o tempo (t), todas as partículas com diâmetro maior que D, dado pela fórmula anterior, precisaram estar a uma profundidade abaixo de "z", ou seja, acima de "z" não existirá partículas de diâmetro maior que D. Chamando de (N) a porcentagem de partículas de diâmetro menor que D, chega-se a relação representada pela Equação 4:

$$N = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{V}{M} = (\gamma_i - \gamma_w)$$

(Equação 4)

Onde:

V = volume da suspensão (1000 ml, geralmente);

M = massa total de sólidos;

γ_i = leitura do densímetro;

w = massa específica da água.

Assim utilizando V = 1000 ml e w = 1 g/cm³ (~10 KN/m³), obtém-se a Equação 5:

$$N = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{Lc}{M} 100\%$$

(Equação 5)

Por fim, os mesmos concluem que, através dos valores de diâmetro D e N , porcentagem que passa (porcentagem de partículas com diâmetro menor que D), tem-se condições de realizar o traçado da curva referente à fração fina do solo, a qual complementa a curva adquirida por meio do ensaio de peneiramento.

4.1.3.2 Curva de distribuição granulométrica

Segundo Bueno e Vilar (1980), a curva de distribuição granulométrica de um solo, frequentemente se dá por meio da representação de dois parâmetros, sendo eles, o diâmetro efetivo (D_e ou D_{10}) e o coeficiente de não uniformidade (C_u). Sendo as partículas finas as que mais interferem no comportamento do solo, definiu-se o diâmetro no sentido de chegar a medida dessa característica do solo. Desta forma, pode-se referir efetivo como sendo o diâmetro em que 10 % do solo, em massa, apresentam diâmetros menores que ele. O coeficiente de não uniformidade (C_u) é tido como base para obtenção da inclinação da curva granulométrica, e é definido pela Equação 6:

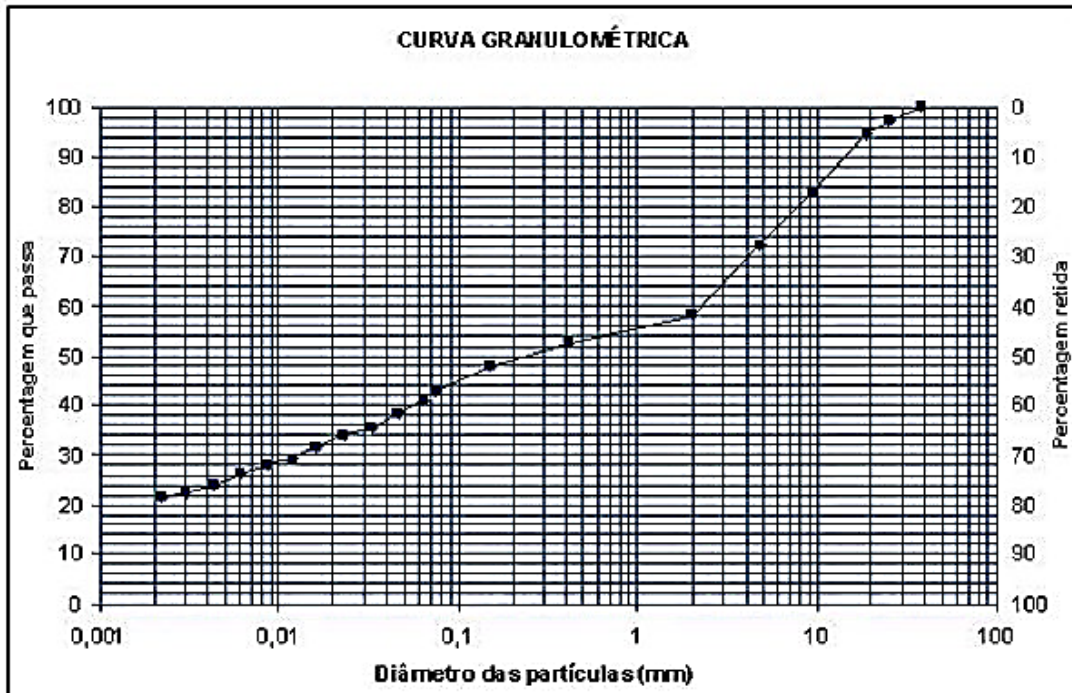
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

(Equação 6)

“A curva de distribuição granulométrica, encontra aplicação prática na classificação do solo quanto à textura, na estimativa do coeficiente de permeabilidade e no dimensionamento de filtros de proteção.” (BUENO; VILAR, 1980, p.29).

Na Figura 04 tem-se um exemplo de como é representada uma curva granulométrica, porém ressalta-se que cada obtenção de dados pode admitir um tipo de traçado diferente.

Figura 04 – Curva de distribuição granulométrica ilustrativa.



Fonte: SANTANA (2020).

4.1.4 Plasticidade e consistência dos solos

“A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob certas condições de umidade, sem variação de volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas.” (CAPUTO, 1988, p.52).

4.1.4.1 Limites de consistência

Segundo Caputo (1988), sendo a umidade de um solo muito elevada, este se mostra como um fluido denso e se diz no estado líquido. À medida que evapora a água, ele se enrijece e, para um certo LL (limite de liquidez), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e manter sua forma, encontrando-se, assim, no estado plástico. A continuar a perda de umidade, o estado plástico se extingue até que, para $h = LP$ (limite de plasticidade), o solo se desmancha ao ser trabalhado, se tratando agora do estado semi-sólido. Continuando a secagem, ocorre a passagem gradual para o estado sólido. O limite entre os dois estados é um teor de umidade $h = LC$ (limite de contração). Na Figura 05 tem-se uma esquematização de todo esse processo.

Figura 05 – Representação esquemática dos estados e limites de consistência.



Fonte: CAPUTO (1988).

É enfatizado pelo autor que, os dois primeiros limites (LL e LP) foram devidamente estabelecidos pelo cientista sueco Atterberg (1911), e o último (LC) adotado por Haines.

4.1.4.1.1 Índice de plasticidade

De acordo com Caputo (1988), o índice de plasticidade (IP) é definido como, a zona em que o terreno se encontra no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e nulo para as areias, concede um critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo. Assim, quanto maior o IP, mais plástico será o solo. Este é determinado pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade (Equação 7):

$$IP = LL - LP$$

(Equação 7)

O mesmo menciona o fato de que, uma pequena porção de matéria orgânica pode aumentar o valor do LP, sem ocasionar elevação simultânea do LL, tratando-se assim, de solos com baixos valores de IP. E, ainda, que quanto maior o IP das argilas mais compressíveis elas são. Podendo então, classificar os solos em:

Solos fracamente plásticos → $1 < IP < 7$;

Solos medianamente plásticos → $7 < IP < 15$;

Solos altamente plásticos → $IP > 15$.

4.1.4.1.2 Índice de consistência

Segundo Caputo (1988), a consistência de um solo no seu estado natural, com teor de umidade h , é expressa numericamente pela Equação 8:

$$IC = \frac{LL - h}{IP}$$

(Equação 8)

De acordo com o mesmo, em relação ao valor de IC (Índice de consistência), as argilas podem receber as seguintes classificações:

Solos muito moles → $IC < 0$;

Solos moles → $0 < IC \leq 0,50$;

Solos médios → $0,50 < IC \leq 0,75$;

Solos rijos → $0,75 < IC \leq 1,00$;

Solos duros → $IC > 1,00$.

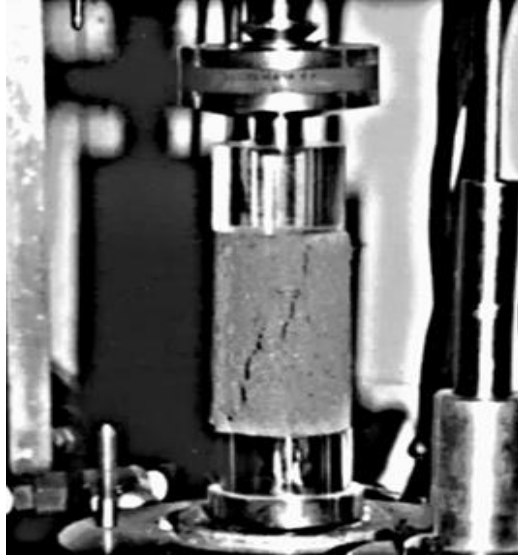
4.1.4.1.3 Ensaio de compressão simples

Trata-se de um ensaio realizado em laboratório onde corpos de provas são submetidos a aplicação somente de pressão axial σ_1 , com a utilização de uma prensa aberta, resultando assim, em apenas um círculo de Mohr e $\varphi = 0$ (MARAGON, 2018).

De acordo com Maragon (2018), o ensaio pode ser aplicado quando se deseja determinar a consistência das argilas e, quando se tem amostras naturais e amolgadas, é possível obter também a sensibilidade destas (relação natural/amolgado).

A Figura 06 utilizada pelo autor referido como ilustração, mostra a realização do ensaio de compressão simples, em que se aplica a carga em apenas um eixo (uniaxial) e, logo após o término do rompimento do corpo de prova (CP), onde se vê o mesmo já rompido ou cisalhado (quando resultou em tensão cisalhante máxima). O CP foi deixado na prensa até a ocorrência de uma deformação excessiva (plano de ruptura visível).

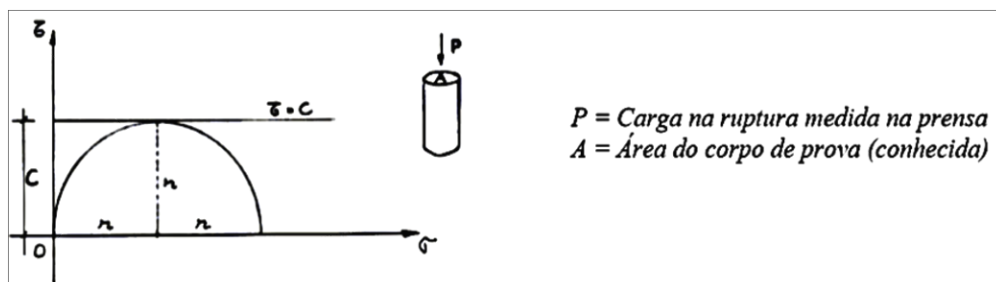
Figura 06 – Ensaio de compressão simples.



Fonte: Adaptado de Maragon (2018).

Segundo Maragon (2018), a velocidade de aplicação da carga na prensa é controlada e padronizada. Sabe-se que este ensaio não admite a aplicação de σ_3 , então mesmo com a realização de no mínimo três ensaios para determinação da resistência, esperam-se valores aproximados para o mesmo material, ensaiados nas mesmas condições. Isto resulta no traçado de um só círculo, e a direção do traçado da linha de envoltória de resistência (Figura 07) será a horizontal (linha que tangencia “todos os círculos”).

Figura 07 – Envoltória de resistência de ensaio de compressão simples.



Fonte: MARAGON (2018).

O autor menciona que os parâmetros de resistência obtidos no ensaio, são expressos pela relação (Equação 9):

$$\sigma = \frac{P}{A} \rightarrow c = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = r$$

(Equação 9)

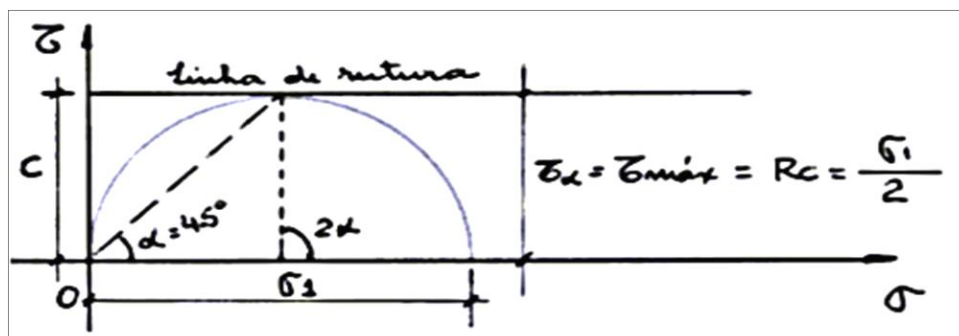
De forma que se $\varphi = 0$, tem-se para coesão a Equação 10:

$$\sigma = 2C$$

(Equação 10)

O mesmo, utiliza a Figura 08 como referência para identificação dos dados obtidos e conclui, que o ensaio só é aplicável em solos puramente coesivos, onde $\varphi = 0$.

Figura 08 – Interpretação do ensaio de compressão simples.



Fonte: MARAGON (2018).

Em função dos resultados pode-se obter classificações quanto a consistência (Tabela 01), quando se tem a ocorrência de solo argiloso (predominância de finos), onde o valor “Rc” é dado como “resistência à compressão simples” do solo. (MARAGON, 2018).

Tabela 01 – Faixa de resistência a compressão simples.

Argilas	Faixa Valor Rc
Muito mole	$R_c < 2,5 \text{ t/m}^2$ (25 KPa)
Mole	$2,5 < R_c < 5,0 \text{ t/m}^2$
Média	$5,0 < R_c < 10,0 \text{ t/m}^2$
Rija	$10,0 < R_c < 20,0 \text{ t/m}^2$
Muito Rija	$20,0 < R_c < 40,0 \text{ t/m}^2$
Dura	$R_c > 40,0 \text{ t/m}^2$ (400 KPa)

Fonte: MARAGON (2018).

4.2 Investigação geotécnica do solo

De acordo com Cintra et al. (2013), o solo é um elemento natural e, portanto, apresenta grande variabilidade em relação a sua composição e seu comportamento sob a aplicação de cargas. Analisando uma vertical traçada a partir da superfície do terreno ou se

fazendo uma comparação de duas verticais relativamente próximas, é possível que se determine a instabilidade do maciço de solos propiciada pela natureza.

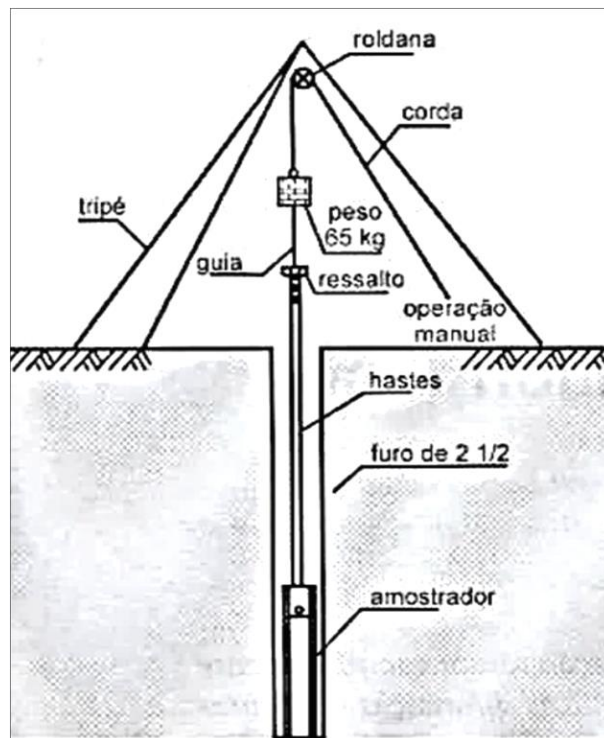
Segundo os mesmos, em cada projeto, independentemente a sua configuração e dimensão, deve ser realizada uma análise do maciço de solo, sendo este procedimento, denominado “investigação geotécnica”.

4.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

A NBR 6484 (2001) orienta que, o ensaio SPT é realizado através da perfuração e cravação dinâmica de um amostrador-padrão a cada metro, possibilitando a determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, além também de poder indicar o nível do lençol freático.

No Brasil, o SPT é o ensaio mais utilizado para projetos de fundação (CINTRA; AOKI, 2010). O procedimento metodológico deste é empregue através de orientações da norma acima citada (NBR 6484/2001). Esta estabelece que, os itens utilizados são essencialmente: um tripé, uma carga de 65 kg, uma guia, um revestimento, bomba, amostrador, hastes e um trépano, sendo estes representados na Figura 09.

Figura 09 – Ilustração do ensaio de SPT.



Fonte: Adaptado de Neto; Miranda; Bernadino (2017).

Cintra e Aoki (2010), referem-se ao SPT, denotando ser um ensaio dinâmico, composto por três etapas: perfuração, amostragem e ensaio penetrométrico.

O primeiro passo para execução do ensaio é a realização das perfurações verticais no maciço, designados “furos de sondagem”. Esta etapa é iniciada através da utilização de um trado, possibilitando a efetuação de um exame táctil visual dos detritos de solo que são trazidos por este. Para garantir que não ocorra um desmoronamento do furo são introduzidos tubos de revestimento e, avançando-se a tradagem pode-se eventualmente chegar a um indicativo do nível d’água (CINTRA; AOKI, 2010).

A NBR 8036 (1983) expõe que o tipo de estrutura, as condições geotécnicas do subsolo e suas características especiais implicam na determinação do número de sondagens e a sua localização em planta. Em geral, ressalta-se que o número mínimo de sondagens deverá ser de 2 para área da projeção em planta do edifício até 200 m², e 3 para área entre 200 m² e 400m².

Segundo Cintra e Aoki (2010), quando se atinge o nível d’água (NA), na perfuração continua-se por meio de um sistema de circulação de água, composto por hastes rosqueadas inserida por dentro do revestimento, que é possível através do uso do trépano, que tem como funcionalidade desagregar o solo. Desta forma, conforme avança-se e aumenta-se a profundidade, é possível coletar detritos do solo advindos do nível em que o trépano está, pode-se encaminhá-los a um exame táctil visual.

Contudo, os autores referidos ressaltam como sendo mais proveitosa, a coleta de amostra do solo das diferentes profundidades sistematizada, em que amostras são destinadas a ensaios de caracterização em laboratório. Na coleta utiliza-se um cilindro vazado tendo o auxílio da haste do trépano.

Para se obter a cravação do amostrador, faz-se a aplicação de golpes na cabeça da haste, devidamente protegida, por meio de um peso caindo em queda livre. Na cravação de 45 cm do amostrador, pode-se necessitar de muitos golpes, quando se trata de solos mais resistentes, ou poucos golpes, quando se tem solos menos resistentes. Sendo assim o número de golpes representa indiretamente uma medida de resistência do solo (CINTRA; AOKI, 2010).

De acordo com Cintra e Aoki (2010), simultaneamente à amostragem, efetua-se o chamado “ensaio penetrométrico”, em que ocorre a contagem do número de golpes necessário para a cravação do amostrador com o peso padrão. Por convenção não se conta uma única vez para os 45 cm de penetração, efetua-se três contagens parciais para cada 15 cm.

Sempre se despreza o primeiro metro superficial do terreno, após essa cravação se dá início ao relatório contendo o número de golpes transmitidos para cravação a cada 45cm, sendo os primeiros 15 cm desprezados, e considerada a soma de golpes dos últimos 30cm. (VELLOSO; LOPES, 2012).

Conforme cita Maragon (2018), através da realização do ensaio SPT e das amostras coletadas e analisadas no local, e em laboratório, o solo encontrado em cada metro é classificado quanto a sua compactidade, no caso de areias e siltes arenosos, ou sua consistência, em caso de argilas ou siltes argilosos (Quadro 01).

Quadro 01 – Interpretação do ensaio de compressão simples.

Solo	Índice de resistência a penetração	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos solos.		

Fonte: ABNT/NBR 6484 (2001).

4.2.2 Problemas de investigação do subsolo

Segundo Milititsky et al. (2008), a investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Sendo o solo o meio que vai suportar as cargas, são essenciais a identificação e a caracterização do comportamento deste.

“O planejamento de um programa de investigação deve ser concebido por um engenheiro experiente que possa atribuir os custos a complexidade ou dificuldades do projeto.” (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008, p.28).

4.2.2.1 Ausência de investigação do subsolo

Esta situação é típica em obras de pequeno e médio porte, em geral por motivos econômicos, sendo esta, uma prática inaceitável. A normatização vigente deve nortear o tipo de programa de investigação, o número mínimo de furos de sondagem e a profundidade de exploração (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Os autores referidos, citam que em suas experiências pessoais, mais de 80% dos casos onde ocorrera o mau desempenho de fundações de obras pequenas e médias, a caracterização de solução inadequada é a ausência completa de investigação.

Segundo Botelho (2016), no Brasil mais de 90% das construções civis, principalmente, casas populares e projetos que se encaixam no financiamento MCMV (Minha casa minha vida), não realizam a execução de nenhum tipo de sondagem do terreno.

4.2.2.2 Investigação insuficiente

De acordo com Milititsky et al. (2008), tendo sido realizada a investigação, esta pode se mostrar inadequada em relação a identificação de características, podendo comprometer o comportamento da fundação projetada. A seguir são listados casos considerados típicos pelos autores:

- Número insuficiente de sondagens ou ensaios para áreas extensas ou de subsolo variado;
- Profundidade de investigação insuficiente, não caracterizando camadas de comportamento distinto;
- Propriedades de comportamento não determinadas por necessitar ensaios especiais;
- Situações com grande variação de propriedades, ocorrência localizada de anomalia ou situação não identificada.

4.2.2.3 Investigação com falhas

Na realização de sondagem no solo é relativamente comum a ocorrência de: erros na localização do sitio da obra, localização incompleta, adoção de procedimentos indevidos ou não padronizados, uso de equipamento com defeito ou fora da especificação, falta de nivelamento dos furos em relação a referência bem identificada e permanente, má descrição do tipo de solo, entre outros (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

4.2.2.4 Interpretação inadequada

Segundo Milititsky et al. (2008), esta refere-se a análise do relatório, em que o projetista adota um modelo para descrever o subsolo, de forma equivocada e errônea.

4.2.2.5 Casos especiais

Os autores citados, ressaltam ainda, algumas dificuldades associadas ao planejamento de um programa racional de investigação que podem ser entendidas como ocorrências especiais, de difícil identificação. Sendo exemplos destas, as ocorrências de influência da vegetação, presença de solos colapsáveis ou expansivos, materiais cársticos, e a presença de matações ou regiões de mineração, que podem dar origem a patologias importantes e custos significativos de reparo.

4.3 Tensões no solo

Os solos são compostos por partículas e forças aplicadas a eles são transmitidas de partícula a partícula, além das que são suportadas pela água dos vazios. Nos solos, ocorrem tensões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas (CAVALCANTE, 2006).

“Solos são sistemas multifásicos, sendo que em um dado volume de solo as partículas sólidas são distribuídas aleatoriamente com espaços vazios entre elas. Os espaços vazios são contínuos, ocupados por água e/ou ar.” (DAS, 2007, p. 181).

Segundo Das (2007), para analisar problemas (como compressibilidade dos solos, capacidade de carga das fundações, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra), precisa-se entender a natureza da distribuição de tensões ao longo de uma determinada seção transversal de solo.

4.3.1 Tensões geostáticas

As tensões geostáticas se referem aos esforços existentes no interior do solo, ocasionados pelo peso próprio deste (VIANA, 2017).

Cavalcante (2006), destaca três tipos de tensões como sendo geostáticas:

- Tensão efetiva (σ'): tensão suportada pelos grãos dos solos, ou também dita como, tensão transmitida pelos contatos entre as partículas;

- Pressão neutra (μ): também conhecida como poropressão, esta é definida por ser a pressão da água, originada pelo peso da coluna d'água no ponto considerado ($\mu = \gamma_a \cdot H$);
- Tensão total (σ): designada como a soma algébrica da tensão efetiva (σ') e a pressão neutra (μ).

De acordo com Souza Pinto (2006), quando a superfície do terreno é horizontal, pode-se considerar, que a tensão atuante num plano horizontal a uma certa profundidade seja normal ao plano, não havendo assim, tensão de cisalhamento nesse plano. Ou seja, estatisticamente, as componentes das forças tangenciais em cada contato tendem a se contrapor, de forma a anular a resultante.

Já no caso de superfícies inclinadas, conforme refere-se Gerscovich (2008), a tendência de movimentação da massa de solo gera tensões cisalhantes e, até pode se utilizar o cálculo da tensão vertical através da mesma metodologia adotada para a condição geostática, porém, a determinação dos demais estados iniciais de tensões é mais complexa.

4.3.1.1 Tensão geostática vertical

Segundo Gerscovich (2008), a tensão vertical em qualquer profundidade é calculada basicamente levando em conta o peso de solo acima daquela profundidade. Assim, se o peso específico do solo é constante em cada uma das camadas, a tensão vertical total pode ser calculada a partir da Equação 11:

$$\sigma_v = \frac{\sum P_i}{A} = \sum \gamma_i z_i$$

(Equação 11)

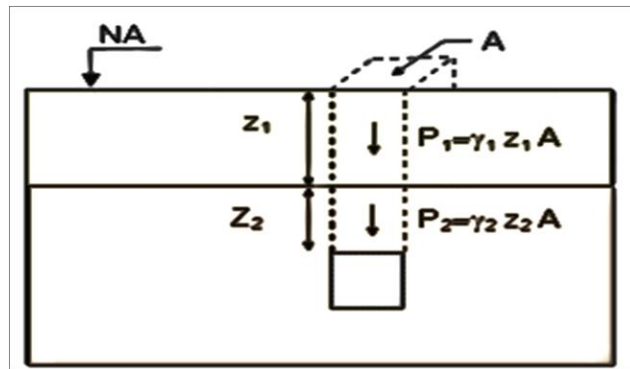
Onde:

z = espessura da camada;

γ = peso específico do solo.

Tendo em vista a situação apresentada pela Figura 10, Gerscovich (2008) cita a ocorrência de uma equivalência do nível d'água com a superfície do terreno, e ressalta que nesse caso o peso específico a ser considerado é o correspondente à condição saturada.

Figura 10 – Esquema de tensões geostáticas verticais.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2008).

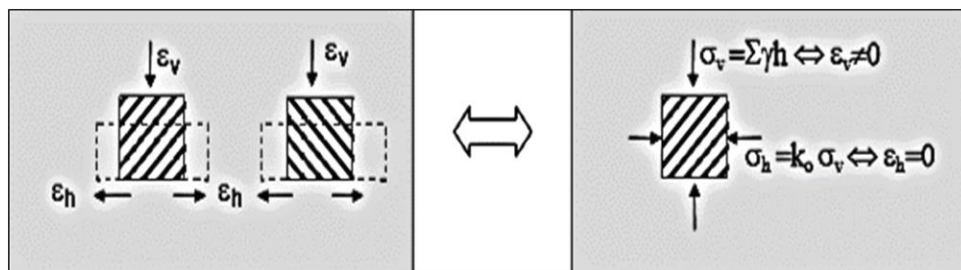
4.3.1.2 Tensão geostática horizontal

Ainda segundo Gerscovich (2008), a condição geostática se caracteriza por apresentar:

- Superfície do terreno horizontal;
- Camadas alinhadas na horizontal (espessura constante) e;
- Inexistência de tensões cisalhantes atuando nos planos vertical e horizontal (planos principais).

Segundo a autora as condições correspondem a um processo de deposição de solo sedimentar. Neste processo, cada camada depositada gera deformações verticais. Entretanto, as deformações horizontais são nulas ($\epsilon_h=0$), em virtude da compensação de efeitos entre elementos adjacentes, conforme mostra a Figura 11.

Figura 11 – Esquematização de ocorrência das tensões geostáticas horizontais.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2008).

“Para anular as deformações horizontais, surgem as tensões horizontais. A magnitude destas tensões depende não só da tensão vertical aplicada, mas também da compressibilidade do solo.” (GERSCOVISH, 2008, p.29). Sendo assim, a tensão horizontal é definida como:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v$$

(Equação 12)

O coeficiente de empuxo de repouso do solo (K_o) pode ser determinado por meio da Equação 13.

$$K_o = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

(Equação 13)

Conforme a mesma, como a compressibilidade do solo está diretamente ligada a capacidade dos grãos de mudarem de posição, sendo essa mobilidade dependente da tensão exercida sobre os grãos. Portanto, o parâmetro (K_o) é definido com base na tensão efetiva, e não na tensão total, isto é:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

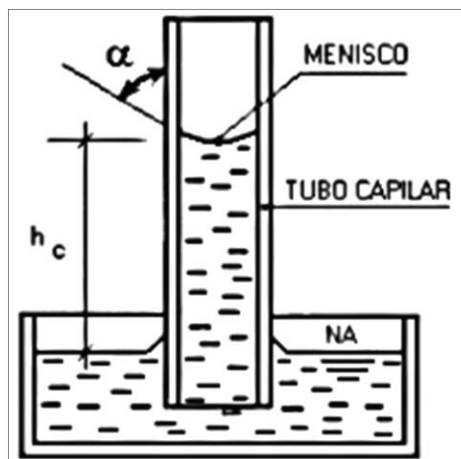
(Equação 14)

4.3.2 Ascensão capilar

Segundo Nunes (2010), fazendo-se a introdução de um tubo de pequeno diâmetro, conhecido como “tubo capilar”, com os extremos abertos, verticalmente em um recipiente com água, esta, por “ação capilar” subirá pelo tubo até uma determinada altura (h_c). Na extremidade exposta ao ar, assume a forma de um “menisco”, com a cavidade voltada para cima, formando, no contato com as paredes do tubo, um “ângulo de tensão capilar” ou “ângulo de contato” - α , cujo valor depende do material do tubo e das impurezas químicas que o cobrem

A superfície da água no tubo capilar é curva (esférica se o tubo for cilíndrico), e intercepta as paredes do tubo com ângulo que depende das propriedades do material do tubo, conforme mostra a Figura 12 (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 12 – Ação da capilaridade no tubo



Fonte: Pinto (2006).

De acordo com Souza Pinto (2006), a altura de ascensão capilar pode ser determinada igualando-se o peso da água no tubo com a resultante da tensão superficial que a mantém na posição acima do nível d'água livre.

O autor citado, menciona ainda que o peso da água num tubo com raio (r) e altura de ascensão capilar (h_c) é dado por:

$$P = \pi \cdot r^2 \cdot h_c \cdot \gamma_w$$

(Equação 15)

Segundo o mesmo, considerando uma tensão superficial (T) atuando em toda a superfície de contato água-tubo, a força resultante é:

$$F = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot T$$

(Equação 16)

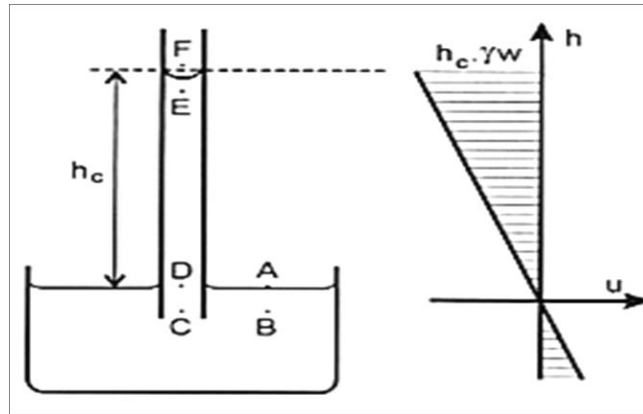
Sendo assim, igualando as expressões chega-se então à Equação 17:

$$h_c = \frac{2 \cdot T}{r \cdot \gamma_w}$$

(Equação 17)

De acordo com o referido autor, a altura da ascensão capilar é, portanto, inversamente proporcional ao raio do tubo, como pode se analisar pela Figura 13.

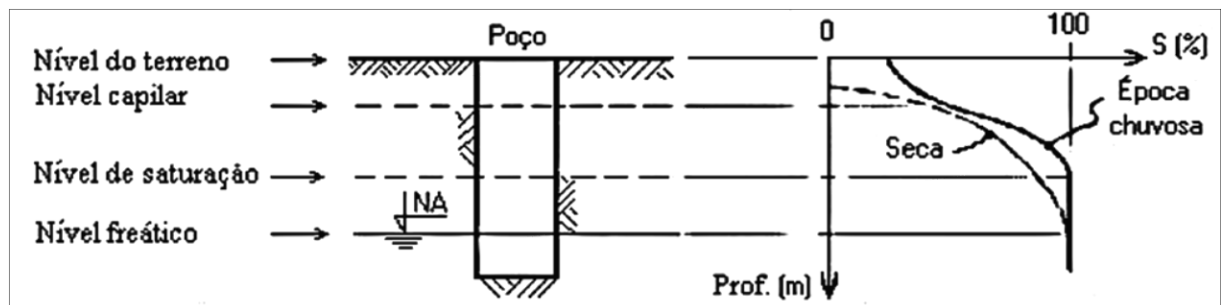
Figura 13 – Representação do fenômeno ascensão capilar.



Fonte: Pinto (2006).

De acordo com Nunes (2010), os solos possuem uma estrutura porosa, podendo a interligação entre seus vazios ser considerada como que formando um conjunto de tubos capilares e assim estarem sujeitos à ação dos fenômenos capilares. Isto explica, por exemplo, a ocorrência de zonas saturadas na massa de solo situada acima do lençol freático (Figura 14).

Figura 14 – Esquemática de um solo saturado.



Fonte: Nunes (2010).

Segundo o autor referido, acima do lençol freático ocorre a chamada “franja capilar”, de espessura variável, onde o solo se encontra saturado, mas a água não participa do movimento gravitacional. A altura de ascensão capilar nos solos depende da natureza do solo, da sua granulometria e outros fatores. Nos solos finos, como as argilas e siltes, os canaliculos possuem pequeno diâmetro, provocando elevada ascensão, ao contrário do que ocorre nos solos grossos (areias e pedregulhos).

Cavalcante (2006), faz uso do quadro abaixo (Quadro 02), para enfatizar certos limites de valores aproximados típicos na determinação da altura(h_c).

Quadro 02 – Valores típicos de altura de ascensão capilar.

Tipo de Solo	hc (cm)
Areia Grossa	$hc < 5(\text{cm})$
Areia Média	$5 \leq hc \leq 12 (\text{cm})$
Areia Fina	$12 \leq hc \leq 35(\text{cm})$
Silte	$35 \leq hc \leq 70(\text{cm})$
Argila	$hc > 70(\text{cm})$

Fonte: Adaptado de Cavalcante (2006).

Segundo Das (2007) para se estimar uma aproximação da altura de ascensão capilar, também pode ser empregue a formula empírica de Hazen, dada por (Equação 18):

$$h_c = \frac{C}{e \cdot D_{10}}$$

(Equação 18)

Onde:

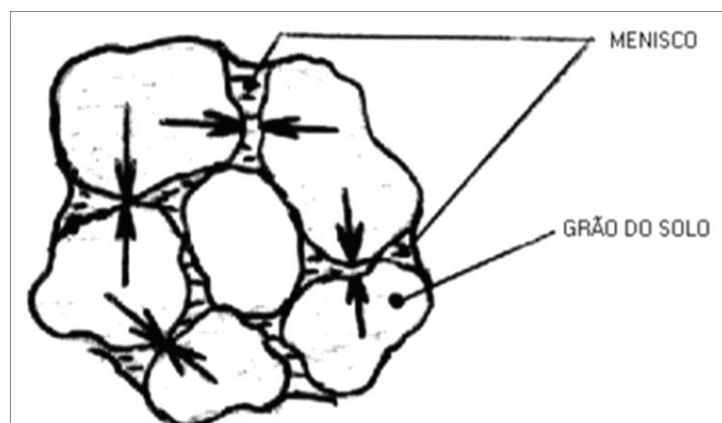
C = constante de hazen (10 a 50 mm^2);

e = índice de vazios;

D_{10} = diâmetro efetivo em mm.

“Em tubos capilares, à força que puxa a água no tubo capilar corresponde uma reação que comprime as paredes do tubo. Nos pontos de contato dos meniscos com os grãos, evidentemente agirão pressões de contato, tendendo a comprimir os grãos.” (NUNES, 2010, p.50). Este foi representado pela Figura 15.

Figura 15 – Esquema ilustrativo da compressão dos grãos.



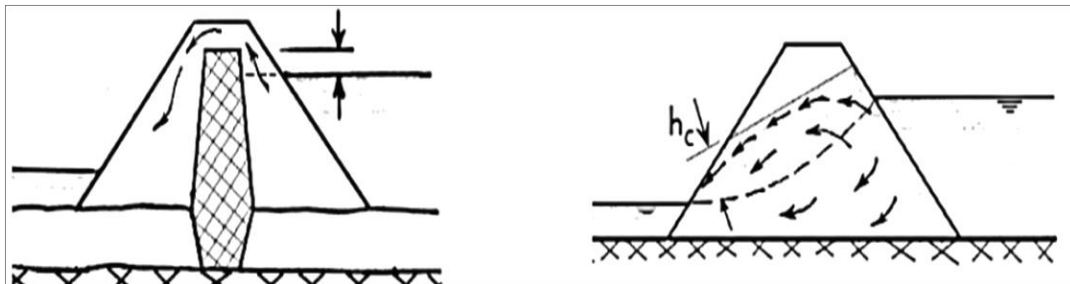
Fonte: Nunes (2010).

Segundo Nunes (2010), o fato acima citado e ilustrado pela Figura 13, pode explicar a “contração” de um solo fino no processo de secagem, visto que a água capilar está com pressão neutra negativa, havendo o aumento da pressão efetiva (intragranular) e conseqüentemente um acréscimo de resistência dos solos, denominada “coesão aparente”, a qual desaparece com a secagem ou saturação.

O autor destaca a importância de se atentar a capilaridade dos terrenos de fundação em construções de pavimentos e aterros em geral, pois esta pode comprometer a estabilidade da obra. Cita como exemplo as regiões de clima frio, onde a capilaridade pode causar o empolamento do solo a partir do congelamento da água absorvida do lençol subterrâneo.

Conforme explica Nunes (2010), é importante citar também outros efeitos da capilaridade, tais quais ocorrem em barragens de terra, como o “sifonamento capilar” na crista e a zona adicional de saturação acima da linha prevista (Figura 16), visto que ambos podem alterar (prejudicando) consideravelmente as condições de projeto.

Figura 16 – Efeitos advindos da capilaridade.



Fonte: Nunes (2010).

4.3.3 Tensões devido a aplicação de cargas

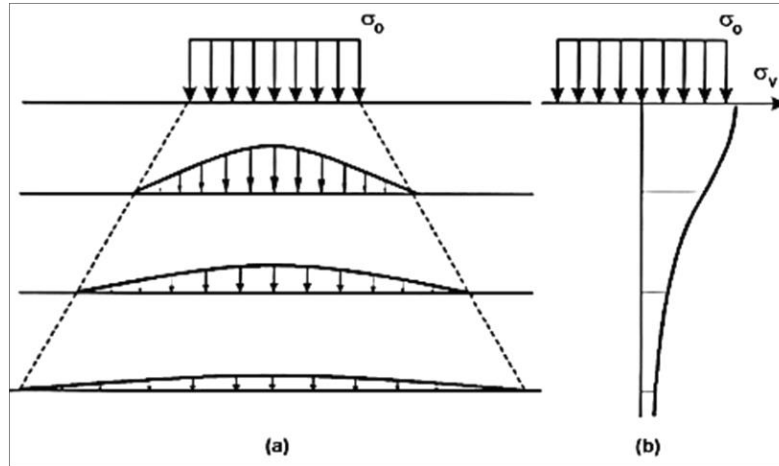
“As estruturas de engenharia civil vão modificar o estado de tensão de repouso de forma mais ou menos significativa numa dada região do maciço subjacente e(ou) envolvente.”(RIJO, 2016, p. 25)

Ao ser aplicada uma carga na superfície de um terreno numa área específica, os acréscimos de tensão em determinada profundidade não estão limitados à projeção da área carregada. Verifica-se o aumento de tensões nas laterais da área, as quais são somadas às anteriores, provenientes do peso próprio (SOUSA PINTO, 2006).

De acordo com Souza Pinto (2006), sendo a soma dos acréscimos da tensões verticais, nos planos horizontais, independento a profundidade, sempre constante, os acréscimos da tensões logo abaixo da área atingida tende a crescer com a profundidade.

A seguir tem-se as ilustrações (a) e (b) utilizadas pelo autor, para representar respectivamente: a distribuição dos acréscimos de tensões em planos horizontais e a variação dos acréscimos de tensão vertical ao longo da linha vertical (Figura 17).

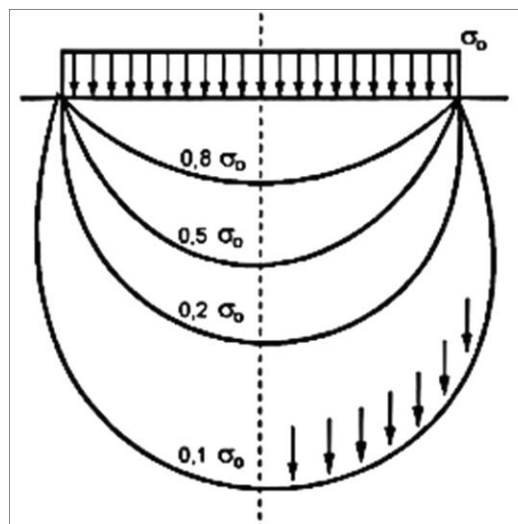
Figura 17 – Distribuição de tensões com a profundidade.



Fonte: Souza Pinto (2006).

Quando ocorre a união dos pontos no interior do subsolo, onde os acréscimos de tensão são iguais, obtêm-se linhas denominadas bulbos de tensões (SOUSA PINTO,2006). Estas estão representadas na Figura 18.

Figura 18 – Bulbo de tensões.



Fonte: Souza Pinto (2006).

Estes podem ser definidos como a região do terreno que recebe a parcela mais significativa do carregamento aplicado e é, portanto, a que está sujeita a deformações, sendo por esta razão denominada bulbo de pressões (SOUSA PINTO,2006).

4.3.3.1 Teoria da elasticidade

Segundo Ortigão (2007), o estudo do efeito de cargas sobre o terreno foi iniciado pelo matemático francês Boussinesq, através da aplicação da teoria da elasticidade.

“Emprega-se a teoria da elasticidade para estimativa das tensões atuantes no interior da massa de solo em virtude de carregamentos na superfície, e mesmo no interior do terreno.” (SOUZA PINTO, 2006, p.165).

Ortigão (2007) menciona a existência de diversas soluções de diferentes autores, embasadas nesta teoria, que abrangem vários tipos de carregamentos, neste trabalho serão abordados somente duas delas, sendo estas apresentadas a seguir.

4.3.3.1.1 Solução de Boussinesq

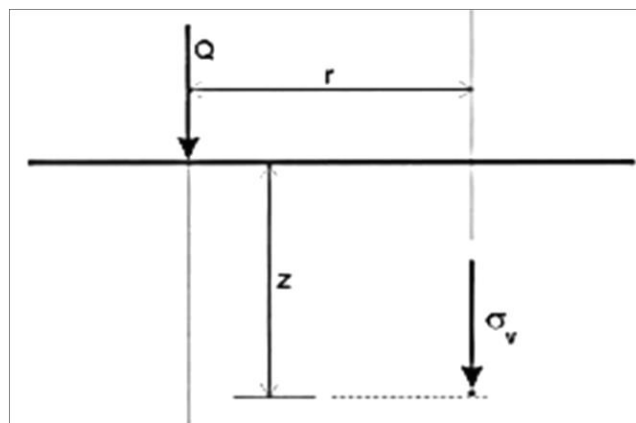
Tendo como principal aspecto no momento, as tensões, Souza Pinto (2006), expõe a importância em se entender os acréscimos das tensões verticais resultantes em qualquer ponto, da aplicação da carga pontual Q , na superfície. A equação de Boussinesq para esse acréscimo é:

$$\sigma_v = \frac{3 \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} Q$$

(Equação 19)

De forma que z e r são definidos como indicado na Figura 19:

Figura 19 – Tensão num ponto no interior da massa.



Fonte: Souza Pinto (2006).

Esta pode ser reescrita de tal maneira:

$$\sigma_v = \frac{Q}{\pi \cdot z} \cdot \frac{\frac{3}{2}}{\left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}}$$

(Equação 20)

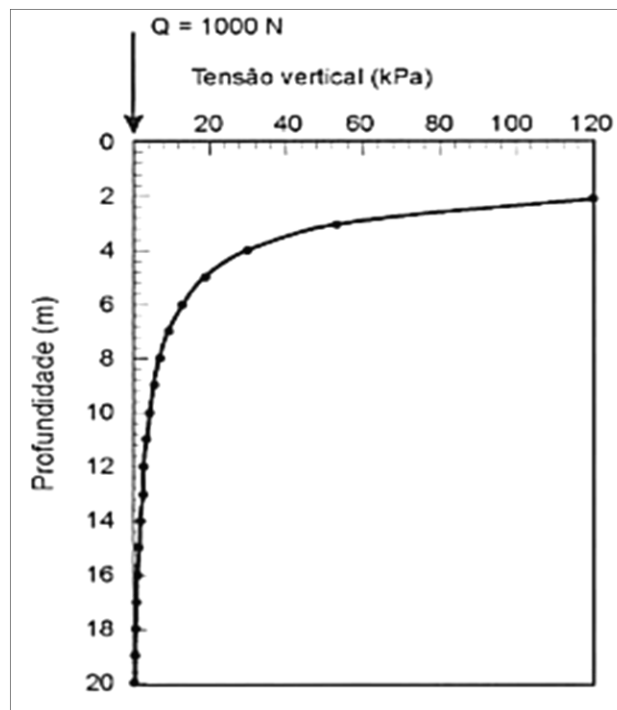
Sendo que, a vertical abaixo do ponto de aplicação de carga ($r = 0$), as tensões são dadas por:

$$\sigma_v = \frac{0,48 \cdot Q}{z^2}$$

(Equação 21)

Ainda segundo Souza Pinto (2006), observando o gráfico da Figura 20, percebe-se que as tensões variam inversamente com o quadrado da profundidade, sendo infinita no ponto de aplicação.

Figura 20 – Tensões na vertical abaixo do ponto de carga.

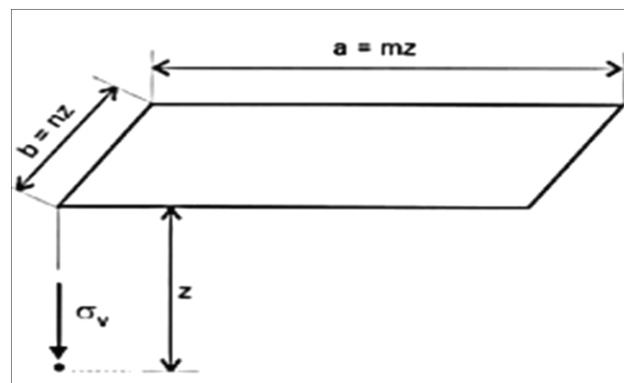


Fonte: Souza Pinto (2006).

4.3.3.1.2 Solução de Newmark

Newmark desenvolveu uma integração da equação de Boussinesq, estabelecendo as tensões num ponto abaixo da vertical passando pelo vertice da area retangular e verificou que resultava-se na mesma solução para situações em que as relações entre os lados da área retangular e a profundidade fossem os mesmos. Admitindo relações conforme Figura 21 (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 21 – Definição dos parâmetros m e n.



Fonte: Souza Pinto (2006).

Por meio de tais parâmetros, a solução de Newmark é determinada através da Equação 22:

$$\sigma_v = \frac{\sigma_o}{4 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{[2mn(m^2 + n^2 + I)^{0,5}]}{(m^2 + n^2I + m^2n^2)(m^2 + n^2 + I)} + \operatorname{arctg} \frac{2mn(m^2 + n^2 + I)^{0,5}}{m^2 + n^2 + I - m^2n^2} \right]$$

(Equação 22)

Segundo Souza Pinto (2006), considerando que a tensão num ponto qualquer é função somente dos parâmetros m e n, toda a expressão entre chaves pode ser tabelada, de forma que se tem:

$$\sigma_v = I \cdot \sigma_o$$

(Equação 23)

Onde I é um coeficiente de influência que depende de m e n, os quais se encontram nas Tabelas 02 e 03.

Tabela 02 – Valores de I em função de m e n para a equação de newmark.

n ou m	n = a/z ou m=b/z								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,1	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,24	0,03	0,03
0,2	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
0,3	0,01	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08
0,4	0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10
0,5	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,10	0,11	0,12
0,6	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,12	0,13	0,13
0,7	0,02	0,05	0,07	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,14
0,8	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,14	0,15	0,15
0,9	0,03	0,05	0,08	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16
1,0	0,03	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17
1,2	0,03	0,06	0,08	0,11	0,13	0,14	0,16	0,17	0,18
1,5	0,03	0,06	0,09	0,11	0,13	0,15	0,16	0,18	0,19
2,0	0,03	0,06	0,09	0,11	0,14	0,15	0,17	0,18	0,19
2,5	0,03	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,18	0,19
3,0	0,03	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,18	0,20
5,0	0,03	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,20
10,0	0,03	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,20
∞	0,03	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,19	0,20

Fonte: Souza Pinto (2006).

Tabela 03 – Valores de I em função de m e n para a equação de newmark.

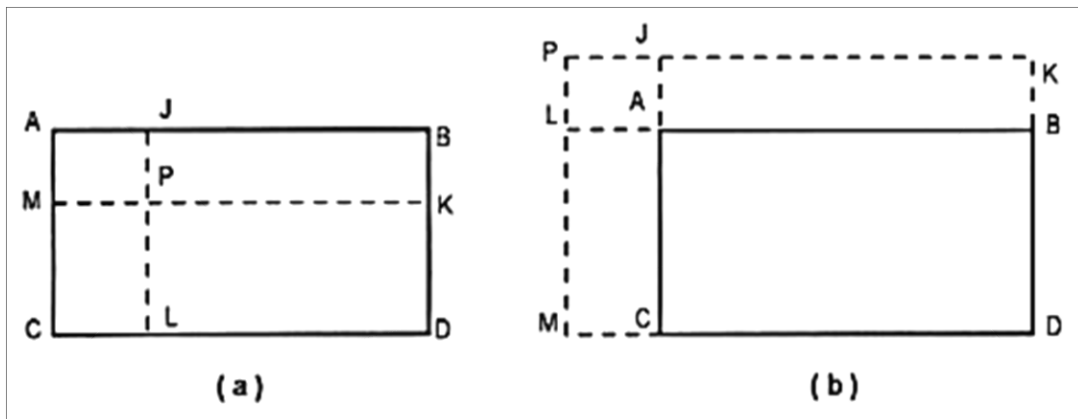
n ou m	n = a/z ou m=b/z								
	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	5,0	10,0	∞
0,1	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032
0,2	0,055	0,057	0,059	0,061	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,3	0,079	0,083	0,086	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
0,4	0,101	0,106	0,110	0,113	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115
0,5	0,120	0,126	0,131	0,135	0,137	0,137	0,137	0,137	0,137
0,6	0,136	0,143	0,149	0,153	0,155	0,156	0,156	0,156	0,156
0,7	0,149	0,157	0,164	0,169	0,170	0,171	0,172	0,172	0,172
0,8	0,160	0,168	0,176	0,181	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
0,9	0,168	0,178	0,186	0,192	0,194	0,195	0,196	0,196	0,196
1,0	0,175	0,185	0,193	0,200	0,202	0,203	0,204	0,205	0,205
1,2	0,185	0,196	0,205	0,212	0,215	0,216	0,217	0,218	0,218
1,5	0,193	0,205	0,215	0,223	0,226	0,228	0,229	0,230	0,230
2,0	0,200	0,212	0,223	0,232	0,236	0,238	0,239	0,240	0,240
2,5	0,202	0,215	0,226	0,236	0,240	0,242	0,244	0,244	0,244
3,0	0,203	0,216	0,228	0,238	0,242	0,244	0,246	0,247	0,247
5,0	0,204	0,217	0,229	0,239	0,244	0,246	0,249	0,249	0,249
10,0	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250
∞	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250

Fonte: Souza Pinto (2006).

Caso precise-se calcular o acréscimo de tensão em um outro ponto qualquer, não sendo necessariamente abaixo da aresta da área retangular, o mesmo afirma que, divide-se a

área em retângulos contendo uma aresta na posição do ponto base, considerando separadamente o efeito de cada retângulo. Na figura 22, em (a) o autor citou um exemplo onde o ponto P estava no interior e em (b) este encontrava-se como um ponto externo (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 22 – Aplicação da solução de Newmark para qualquer posição.



Fonte: Souza Pinto (2006).

4.4 Adensamento

Entende-se por adensamento o processo de compressão de um solo saturado ocasionado pela expulsão de uma quantidade de água equivalente à redução do volume de vazios como resultado da transferência gradual do excesso de poropressão gerado pelo carregamento para a tensão efetiva. (AGUIAR,2008).

Segundo Massad (2016), do ponto de vista microscópico, a ação externa quebra o equilíbrio que existia entre o arranjo das partículas e as forças que interagem entre elas. Já tendo em vista a macroscopia, apresenta-se a alteração da tensão efetiva e a pressão neutra. Durante a transição do regime, as partículas coloidais da argila vão à procura de um novo arranjo estável, de forma que se aproximam uma das outras, alterando a resultante das forças de atração e repulsão que existem entre elas, sendo este processo denominado adensamento primário.

O mesmo afirma, que no fim do processo, as camadas duplas encontram-se contactadas umas com as outras, já não sendo perceptível a existência de excessos de pressões neutras, porém ainda não se encontram em equilíbrio. A água absorvida vai deixando as partículas lentamente, onde age forças de origem viscosa que dependem do tempo. Esse seguimento é chamado de adensamento secundário.

“Modelos matemáticos capazes de prever a velocidade de dissipação das pressões neutras e do campo de deformações são denominadas teorias de adensamento.” (MASSAD, 2016, p.184).

4.4.1 Adensamento primário

De acordo com Massad (2016), as teorias de adensamento primário têm como base essencialmente três tipos de equações:

- equação de continuidade;
- relação tensão-deformação;
- equações de equilíbrio

4.4.1.1 Equação de continuidade

Dando sequência com a linha de raciocínio do autor Massad (2016), vê-se que quando há um fluxo de água com variação volumétrica totalmente saturado com dimensões dx , dy e dz , no intervalo de tempo dt , é possível que se chegue a essa variação por meio da deformação volumétrica específica (ε), onde a variação de volume vale (Equação 24):

$$d\varepsilon \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$

(Equação 24)

Chegando-se assim à equação de continuidade:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

(Equação 25)

4.4.1.2 Relações tensão-deformação

Segundo Massad (2016), a relação tensão-deformação considerada a maneira mais simples, é a linear, representada pela Equação 26:

$$e_o - e = \sigma_v(\sigma - \sigma_o)$$

(Equação 26)

Onde:

σ_v - coeficiente de compressibilidade do solo;

σ, σ_o - tensões efetivas associadas aos índices de vazios ($e_o ; e$), respectivamente.

Tendo em vista que:

$$\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_o = \Delta p - u$$

(Equação 27)

Onde:

Δp - sobrecarga ou carregamento externo;

U - excesso de pressão neutra.

Ressalta-se pelo mesmo, que o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) é dado pela Equação 28:

$$m_v = \frac{\sigma_v}{1 + e_o}$$

(Equação 28)

Sabe-se então, que a linearidade acontece entre o índice de vazios e o logaritmo das tensões efetivas, sendo:

$$e_o - e = Cc \cdot \log \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_o}$$

(Equação 29)

O referido autor cita que, considerando que Cc é o índice de compressão do solo, tem-se ε (Equação 30):

$$\varepsilon = \frac{Cc}{(1 + e_o)} \cdot \log 1 + \frac{\Delta p - u}{\bar{\sigma}_o}$$

(Equação 30)

4.4.1.3 Equação do equilíbrio

Em situações onde o fluxo de água é vertical (adensamento unidimensional), como o de argila mole localizada entre duas outras de areia, a equação de equilíbrio é dada pela Equação 31, sendo o peso próprio, posteriormente desprezado (MASSAD, 2016).

$$\sigma_z = \gamma \cdot z + \Delta p$$

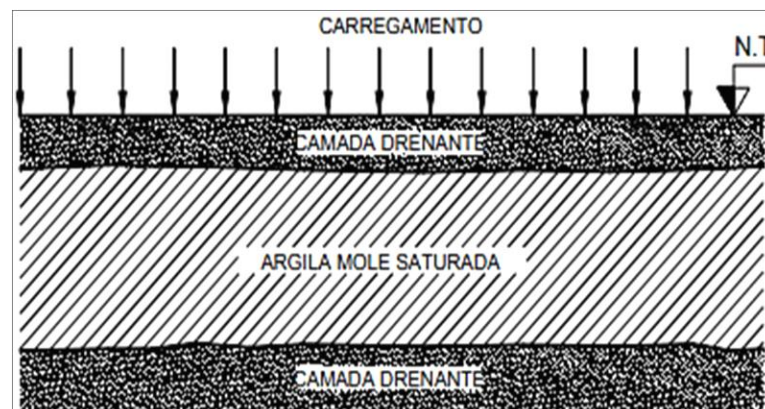
(Equação 31)

4.4.1.4 Teoria de adensamento de Terzaghi & Frölich

“A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich, também conhecida como teoria clássica do adensamento, estuda os casos em que as deformações e o fluxo são exclusivamente verticais.” (AGUIAR, 2008, p.06).

De acordo com Aguiar (2008), tais casos acontecem quando se tem um carregamento uniforme numa área muito grande. Menor sendo a relação entre a largura da área carregada e a espessura da camada compressível menos aplicável será nas condições estudadas pela teoria clássica. A Figura 23, representa uma situação de carregamento uniforme no campo que apresenta as condições de unidimensionalidade idealizadas pela teoria.

Figura 23 – Condição de carregamento uniforme.



Fonte: Aguiar (2008).

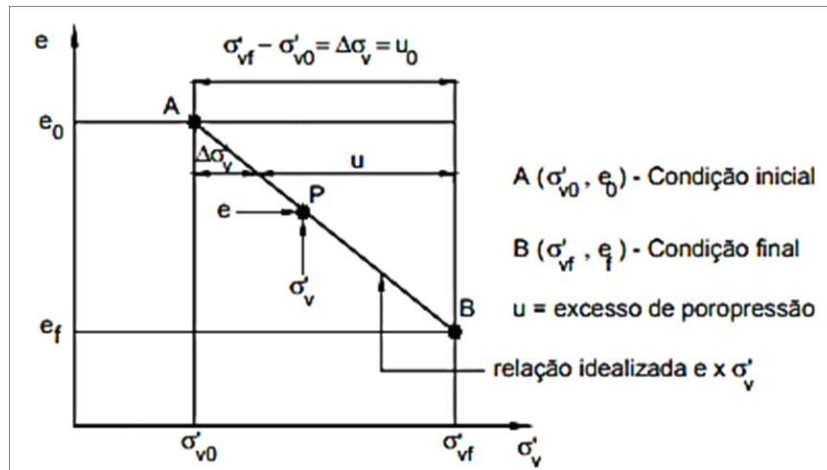
A teoria proposta pelos pesquisadores citados, analisa a variação do campo das poropressões com o tempo. Esta baseia-se em hipóteses simplificadoras, as quais são apresentadas abaixo (MAXWELL,2018):

- (1) Solo homogêneo;
- (2) Solo saturado;
- (3) Compressibilidades dos grãos e da água desprezíveis em relação à compressibilidade do esqueleto sólido;
- (4) Não há diferença entre massas de solos de pequenas e grandes dimensões;
- (5) O Fluxo é regido pela Lei de Darcy;
- (6) Validade da relação idealizada entre índice de vazios e tensões verticais efetivas;
- (7) As deformações são infinitesimais;
- (8) O fluxo de água é unidirecional (vertical);
- (9) A compressão é unidimensional;
- (10) Constância de certos parâmetros físicos, que, em realidade, variam com o tempo.

Aguiar (2008) relata que o adensamento é embasado no princípio de que, para cada índice de vazios tem-se uma tensão vertical efetiva máxima que pode ser suportada pelo esqueleto sólido, sendo que, a relação de tais grandezas, pode ser representada por uma reta. Chama-se a atenção para a questão, a qual afirma-se que a relação entre a tensão vertical efetiva e o índice de vazios é única, ou seja, a teoria não admite que tal relação se altere em função de efeitos de tempo, velocidade de deformação específica (ϵ), viscosidade, temperatura ou qualquer outro fator.

A Figura 24 a seguir, foi utilizada pelo autor, como representação da relação prevista entre índice de vazios e tensão vertical efetiva ($e \times \sigma'v$).

Figura 24 – Relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva.



Fonte: Aguiar (2008).

Segundo Aguiar (2008), chega-se então na porcentagem de adensamento (U_z), sendo esta, uma medida do grau de evolução do processo de adensamento, considerando um tempo t qualquer representado pelo ponto P. O grau de adensamento (U_z) é definido por:

$$U_z = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f}$$

(Equação 32)

ou considerando a relação e x σ'_v :

$$U_z = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{v0}}$$

(Equação 33)

ou ainda de acordo com o excesso de poropressão:

$$U_z = 1 - \frac{u}{u_0}$$

(Equação 34)

De acordo com o autor referido, é importante ressaltar que a expressão acima pode ser aplicável somente para os casos em que o excesso de poropressão inicial (u_0) for constante ao longo de toda a camada que adensa.

4.4.1.5 Equação diferencial do adensamento convencional

Segundo Aguiar (2008), a equação diferencial do adensamento unidimensional relativa à teoria clássica, é dado por (Equação 35):

$$\frac{k(1+e_o)}{\gamma_w \times a_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

(Equação 35)

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade;

e_o = índice de vazios inicial;

γ_w = peso específico da água;

a_v = coeficiente de compressibilidade $a_v = -\frac{de}{d\sigma'_v}$;

u = excesso de poropressão.

O mesmo destaca que, a constância do coeficiente de permeabilidade (k) e do coeficiente de compressibilidade (a_v) abordada na hipótese 8, possibilita determinar o coeficiente do primeiro membro da equação como uma única constante denominado coeficiente de adensamento (c_v). Tal parâmetro coordena a velocidade em que se dá o adensamento. Visto isso, observa-se a equação do adensamento unidimensional considerando o seguinte:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

(Equação 36)

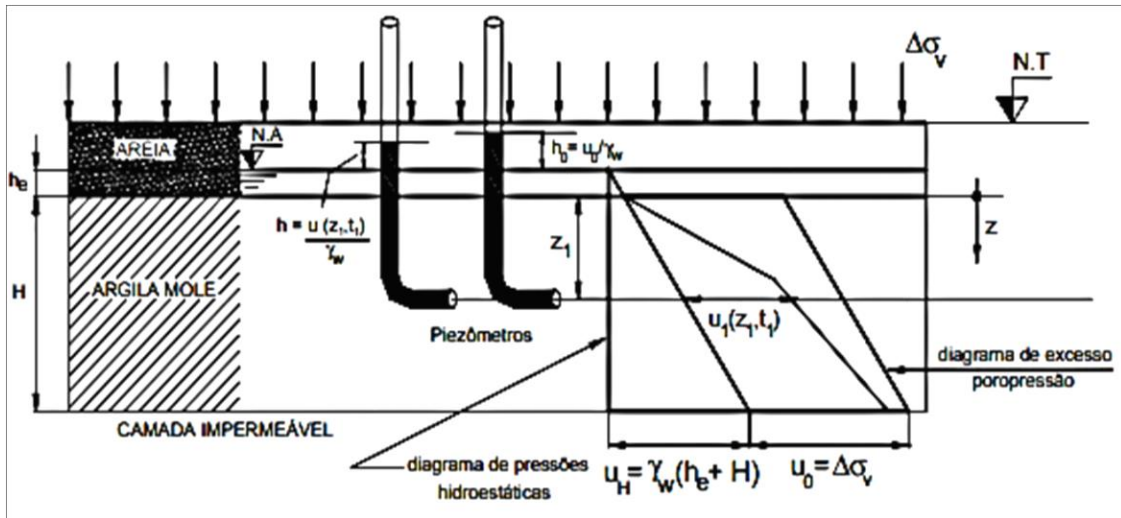
Onde:

$$c_v = \frac{k(1+e_o)}{\gamma_w \cdot a_v}$$

(Equação 37)

Conforme relata o autor referido, a equação do adensamento unidimensional é uma expressão diferencial linear parcial de segunda ordem, apresentando coeficientes constantes, sendo suas variáveis independentes: z (variável espacial - profundidade) e t (tempo). Resume-se a um problema de valor inicial e de valores de contorno (Figura 25).

Figura 25 – Valor inicial e valores de contorno do adensamento unidimensional de fluxo vertical.



Fonte: Aguiar (2008).

O valor inicial e os valores de contorno do problema, segundo o mesmo, são:

Condição 1: para $t = 0$; $u = u_0$, para $0 \leq z \leq H$

Condição 2: para $z = 0$; $u = 0$, para qualquer $t > 0$

Condição 3: para $z = H$; $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$, para qualquer $t > 0$

Estabelecidos os valores de contorno e o valor inicial, chega-se à algumas soluções para o problema, apresentadas por Aguiar (2008), sendo:

$$u_{(z,t)} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \cdot \text{sen} \frac{MZ}{H} \cdot e^{-M^2Tv}$$

(Equação 38)

Onde:

u_0 = excesso de poropressão inicial, $u_0 = \Delta \sigma_v$;

Tv – fator tempo;

H – distância de drenagem; e

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

(Equação 39)

$$T_V = \frac{c_V \cdot t}{H}$$

(Equação 40)

De forma que em termos de grau de adensamento (U_z), tem-se:

$$U_{(z,t)} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot \text{sen} \frac{MZ}{H} \cdot e^{-M^2 T_V}$$

(Equação 41)

Sendo o grau de adensamento médio (U_z) para toda a camada em função do tempo (t) calcula-se da seguinte maneira:

$$\bar{U}_z(t) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 T_V)}$$

(Equação 42)

Sendo T_V um valor adimensional, denominado fator tempo.

4.4.1.6 Ensaio de adensamento endométrico convencional

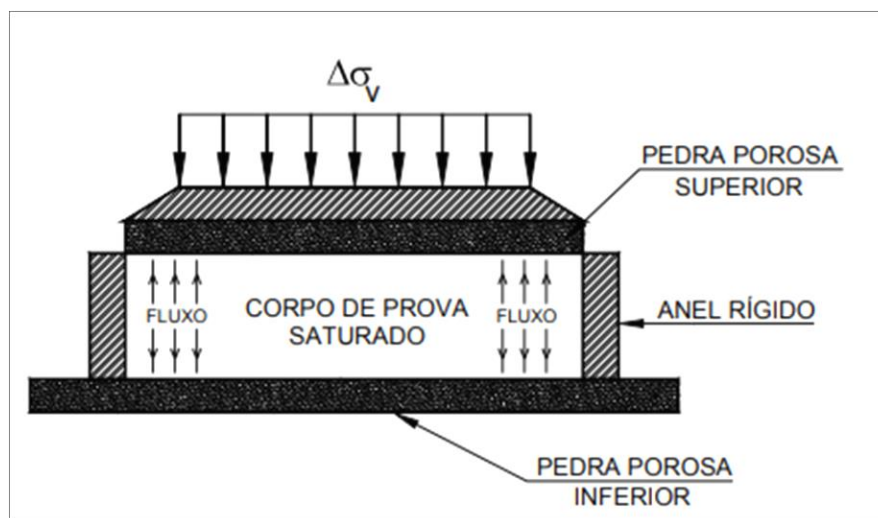
“Ao deslocamento vertical sofrido pela camada compressível submetida ao processo de adensamento dá-se o nome de recalque.” (AGUIAR, 2008, p.14).

Para se obter uma estimativa para a curva de campo, por adensamento (tempo (t) x recalque (s)), segundo o autor referido, necessita-se obter os parâmetros de compressibilidade e de adensamento do solo ao longo da camada em questão. Tais parâmetros, são comumente adquiridos por meio de um ensaio de laboratório denominado ensaio de adensamento edométrico convencional.

A realização do ensaio se dá de forma que, o corpo de prova é mantido confinado lateralmente por um anel metálico rígido e carregado axialmente por incrementos de carga que é mantida constante durante cada estágio de carregamento. A dissipação dos excessos de poropressão resultantes dos carregamentos dá-se via base e topo do corpo de prova por meio de pedras porosas de permeabilidade necessariamente alta de maneira que não retarde a drenagem do corpo de prova (AGUIAR, 2008).

A Figura 26 apresenta uma ilustração esquemática do ensaio descrito acima.

Figura 26 –Esquema do ensaio de adensamento endométrico.



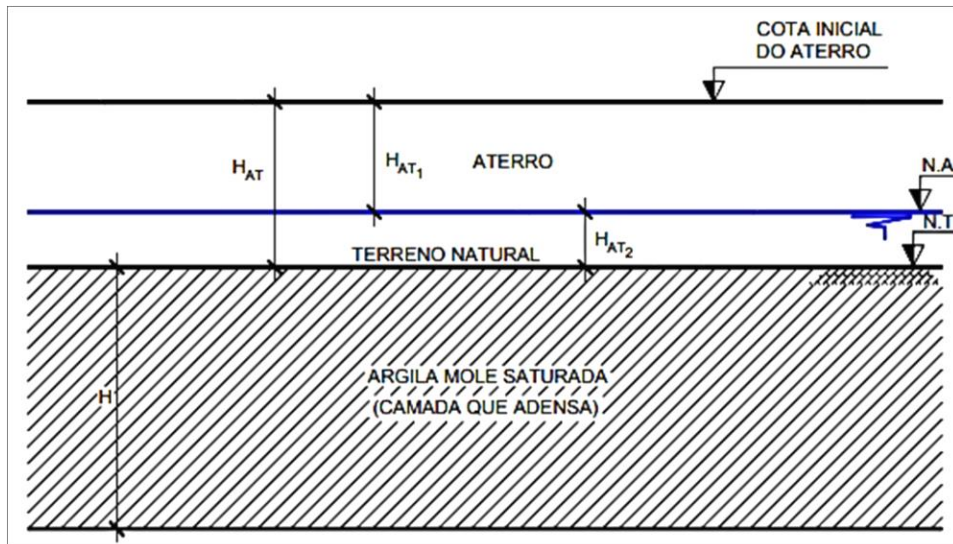
Fonte: Aguiar (2008).

4.4.1.7 Estimativa da curva de campo “Recalque x Tempo”

Para Aguiar (2008), quando se deseja estimar a curva de campo “recalque (s) x tempo (t)”, inicialmente deve-se obter o recalque total a tempo infinito.

A seguir, tem-se uma representação onde observa-se uma situação hipotética de um aterro, após a construção e antes da ocorrência de qualquer recalque (Figura 27)

Figura 27 – Aterro após construção e antes da ocorrência de qualquer recalque.



Fonte: Aguiar (2008).

Onde:

H_{AT} = espessura total do aterro;

H_{AT1} = espessura do aterro acima do nível d'água;

H_{AT2} = espessura do aterro abaixo do nível d'água.

O autor citado, especifica que a camada compressível é dividida em subcamadas conforme a disponibilidade de parâmetros de compressibilidade (C_r , C_c e σ'_{vm}) ao longo da profundidade e do grau de refinamento que se queira admitir ao cálculo. Sendo assim, o recalque total por compressão primária (s) refere-se à soma dos recalques (s_i) de cada subcamada sujeita ao acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v = \gamma_{at} H_{AT1} + \gamma'_{at} H_{AT2}$, como expresso pela expressão (Equação 43):

$$S = \sum_l^n S_i$$

(Equação 43)

Onde:

s - recalque final;

s_i - recalque final da subcamada (i);

n = número de subcamadas em que é dividida a camada que adensa.

Uma vez determinado o recalque final (s), o recalque da camada compressível ao longo do tempo ($s(t)$), é calculado da seguinte forma:

$$s(t) = s \cdot \bar{U}_z(t)$$

(Equação 44)

Aguiar (2008), ressalta que o cálculo apresentado não leva em consideração o efeito de submersão do aterro que ocorre devido ao adensamento.

4.4.1.8 Variação da teoria clássica

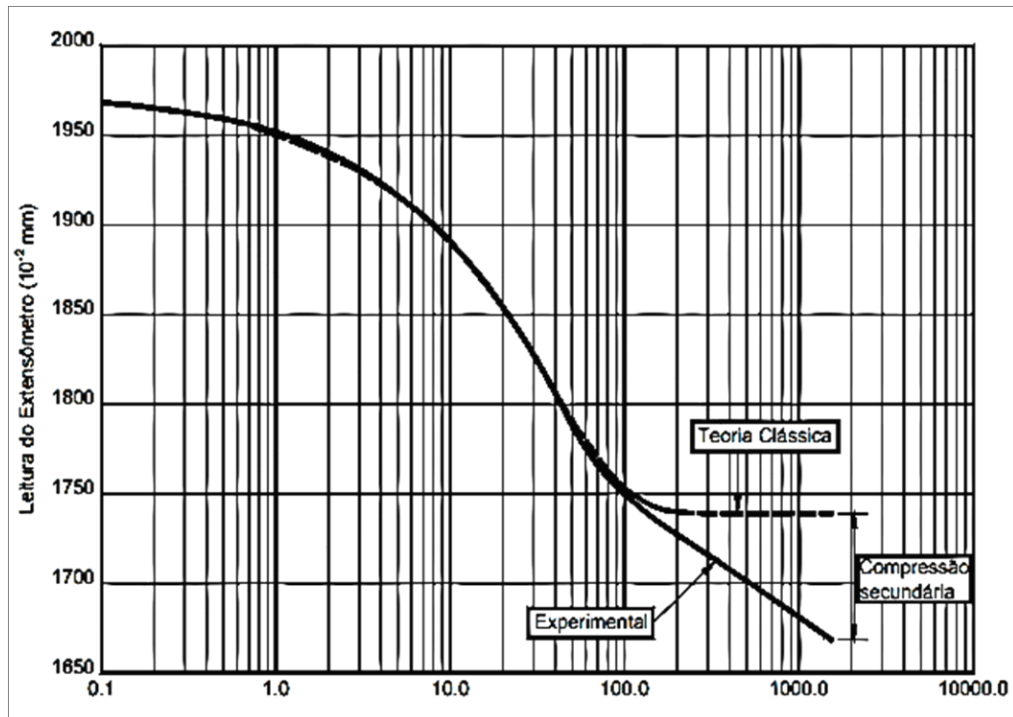
Segundo Martins e Abreu (2002), a abordagem de um problema prático de adensamento, geralmente induz a uma série de dificuldades, consideradas como questões de difícil resolução.

Ainda segundo os autores citados, tais dificuldades são de naturezas diferentes. A consideração da não “linearidade” da relação índice de vazios - tensão vertical efetiva (e $x \sigma'v$), das grandes deformações, do carregamento variável com o tempo e do efeito de submersão do aterro com a evolução do adensamento, por exemplo, implica em dificuldades matemáticas de formulação e consequente solução da equação diferencial que modela o fenômeno. Por outro lado, as dificuldades de consideração do efeito do tempo sobre a relação e $x \sigma'v$ dizem respeito, antes das dificuldades matemáticas, ao entendimento do fenômeno físico propriamente dito.

4.4.2 Adensamento secundário

De acordo com Aguiar (2008), a curva de adensamento adquirida através da teoria clássica e a curva de adensamento experimental de laboratório, resultam em uma boa concordância até o momento em que em um certo momento elas se divergem. O que acontece é que, a curva teórica tende para o valor da deformação final previsto pela teoria e a curva experimental continua a acusar deformações que não podem ser atribuídas à dissipação dos pequenos excessos de poropressão ainda remanescentes no corpo de prova. Às deformações que ocorrem devido a isso, dá-se o nome de compressão secundária (ou adensamento secundário). A figura 28, a seguir faz a representação da divergência que ocorre entre as curvas.

Figura 28 – Comparação entre a curva clássica e a experimental.



Fonte: Aguiar (2008).

A compressão secundária é definida por alguns autores como aquela que ocorre somente após o término do adensamento primário. Apesar de proporcionar vantagens para uso prático, esta definição encontra-se bastante simplificada, devido ao princípio de que ela só teria início quando todo o excesso de poropressão resultado com o carregamento, se dissipasse na camada de solo (MAXWELL, 2018).

4.4.2.1 Utilização do parâmetro C_α

Para efeito de cálculo será abordado o trabalho de Buisman (1936), o qual defende que a compressão secundária só tem início após o término do adensamento primário. Segundo Aguiar (2008), tal abordagem considera que a relação entre o recalque e o logaritmo do tempo após o término do adensamento primário pode ser representado por uma linha reta. Esta é chamada de reta de compressão secundária, sendo sua inclinação um indicativo da velocidade de adensamento secundário. Tendo em vista os termos de índice de vazios (e), define-se a inclinação da reta de pelo parâmetro C_α por meio da expressão abaixo (Equação 45).

$$C_\alpha = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t}$$

(Equação 45)

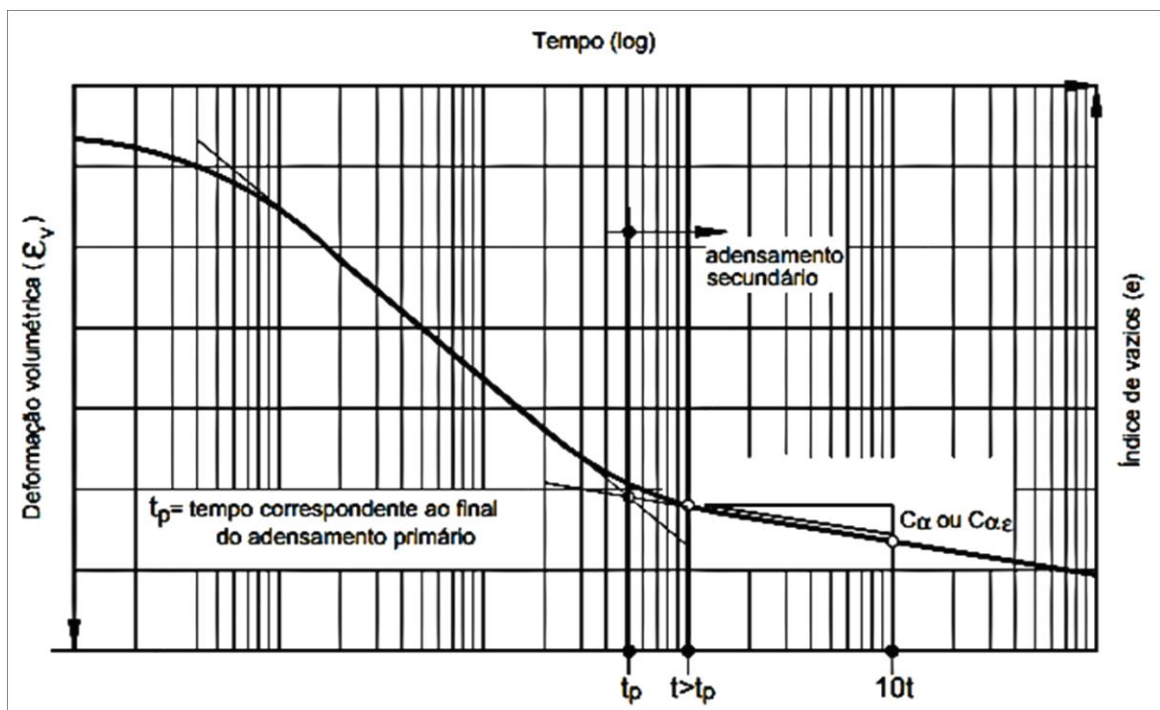
Já em relação a deformação volumétrica (ε_v), a inclinação da reta de compressão secundária pode ser expressa pelo parâmetro $C_{\alpha\varepsilon}$ através da Equação 46 (AGUIAR, 2008, p.26).

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log t}$$

(Equação 46)

A seguir, tem-se a ilustração (Figura 29) utilizada pelo autor anteriormente referido, como representação da obtenção dos parâmetros C_{α} e $C_{\alpha\varepsilon}$ na curva de adensamento de um ensaio de adensamento endométrico em condições de tempo na escala logarítmica.

Figura 29 – Exemplo de curva de adensamento de deformação volumétrica x tempo em escala logarítmica.



Fonte: Aguiar (2008).

4.6 Fundações

De acordo com ALONSO (2019), uma fundação, em geral, precisa necessariamente, ser projetada e executada de forma que apresente três principais propriedades:

- **Segurança:** A fundação deve respeitar os coeficientes de segurança contra ruptura, determinados pelas normas técnicas, considerando as resistências dos elementos que constituem a estrutura, e também as do solo que a suporta.

- **Funcionalidade:** As estruturas podem ter diversas finalidades, e desta forma, podem também ocorrer recalques variados. Sendo assim, é necessário que em seu desempenho, não sejam ultrapassados os recalques permitidos para cada tipo, a fim de que não ocorra danos as características determinadas inicialmente em projeto, resultando em uma boa interação entre solo-estrutura.

- **Durabilidade:** A vida útil da fundação deve ser no mínimo igual a vida útil da estrutura, sendo muitas vezes necessário um estudo detalhado, enfatizando os materiais que compõem as fundações e suas respectivas resistências.

Segundo o autor referido, o desempenho de uma fundação está relacionado à forma com que as condições de segurança, funcionalidade e durabilidade são atendidas. Este cita ainda que: “O bom desempenho está intimamente ligado ao controle e à garantia da qualidade impostos pelas equipes envolvidas com o projeto e a execução da fundação.”

Através de concepções do mesmo, evidencia-se a importância de um projeto adequado e um método de execução correto, para que se obtenha resultados positivos no desempenho da fundação.

A seguir serão referenciadas as fundações superficiais e profundas, porém destas, serão abordadas somente as fundações do tipo sapatas, radier e estacas, visto que estes foram determinados como sendo os tipos mais comuns na região de estudo.

4.6.1 Fundações Superficiais

Segundo definição da NBR 6122 (2019), “fundações superficiais, também conhecidas como diretas ou rasas, são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno,

predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, sendo a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.”

4.6.1.1 Sapatas

A NBR 6122 (2019) denomina sapatas como sendo, elementos de fundação superficial, executado em concreto armado e dimensionado de maneira que as tensões de tração nele atuantes sejam resistidas pela utilização de armadura específica disposta para com essa finalidade.

Segundo Alva (2007), que quanto a rigidez, as sapatas podem ser classificadas como flexíveis ou rígidas, sendo:

➤ Flexíveis quando: $h \leq \frac{(a-ap)}{3}$

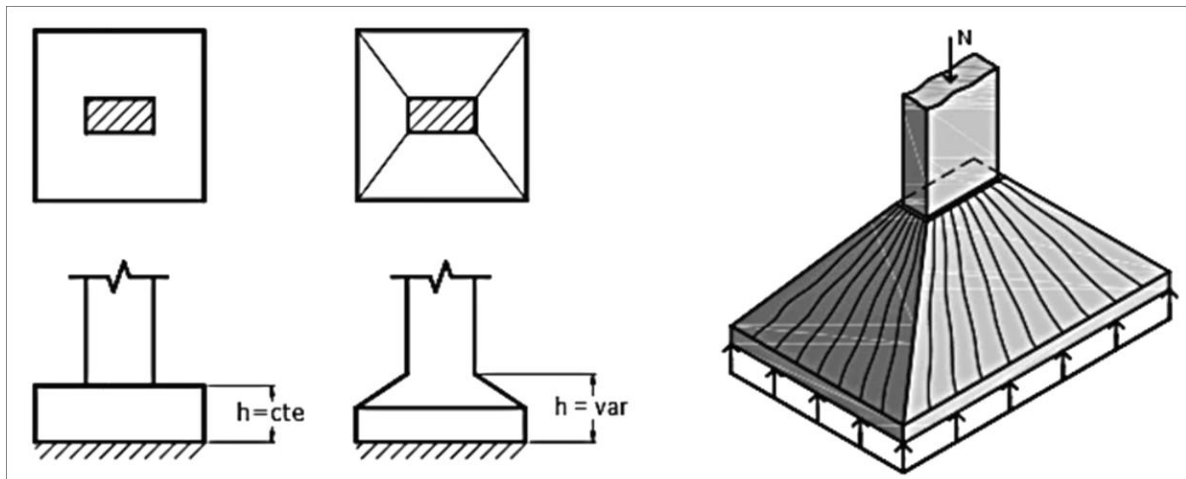
➤ Rígidas quando: $h > \frac{(a-ap)}{3}$

Bastos (2019), ressalta que as sapatas se encontram entre os tipos de fundações rasas mais comuns e utilizadas, pela variedade existente na configuração e na forma dos elementos estruturais que nela se apoiam. Visto que há grande diversificação em opções existentes de sapatas, abaixo serão empregados os conceitos de três destas.

4.6.1.1.1 Sapata isolada

A sapata isolada é a mais utilizada nas edificações, tendo como funcionalidade transmitir ao solo as ações de um único pilar. A sapata isolada pode admitir diversas formas em planta, mas a retangular é a mais usual, devido à grande utilização de pilares retangulares, como ilustra a Figura 39 (BASTOS, 2019).

Figura 30 – Esquema representativo de uma sapata isolada.



Fonte: Bastos (2019).

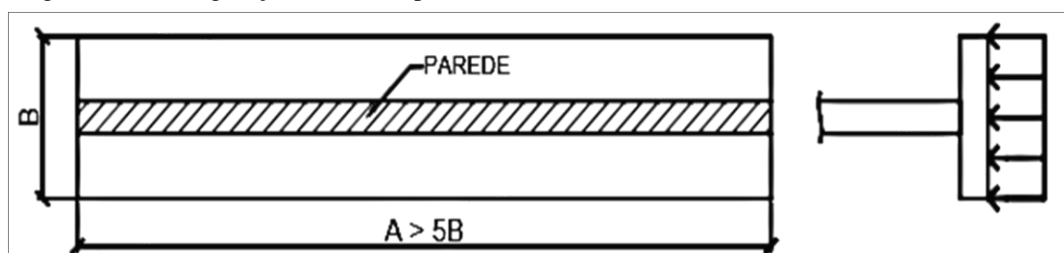
Nas sapatas, conforme expõe Bastos (2019), ocorrem regularmente força normal (N), momentos fletores, em uma ou em duas direções (M_x e M_y), e força horizontal (H). Tendo como principal característica ser isolada, esta não deve conter a dimensão maior da base superior a cinco vezes a largura ($A \leq 5B$).

4.6.1.1.2 Sapata corrida

Sapata corrida é o elemento de fundação que está submetido à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento (ABNT/NBR 6122, 2019).

São economicamente viáveis, em casos onde o solo dispõe de capacidade necessária relativa a uma baixa profundidade, sendo designadas por conter comprimento maior que cinco vezes a largura ($A > 5B$), como representado na Figura 40. Estas são muito utilizadas em construções de pequeno porte, como casas e edificações de baixa altura, galpões, etc (BASTOS, 2019, p. 06).

Figura 31 – Configuração de uma sapata corrida.

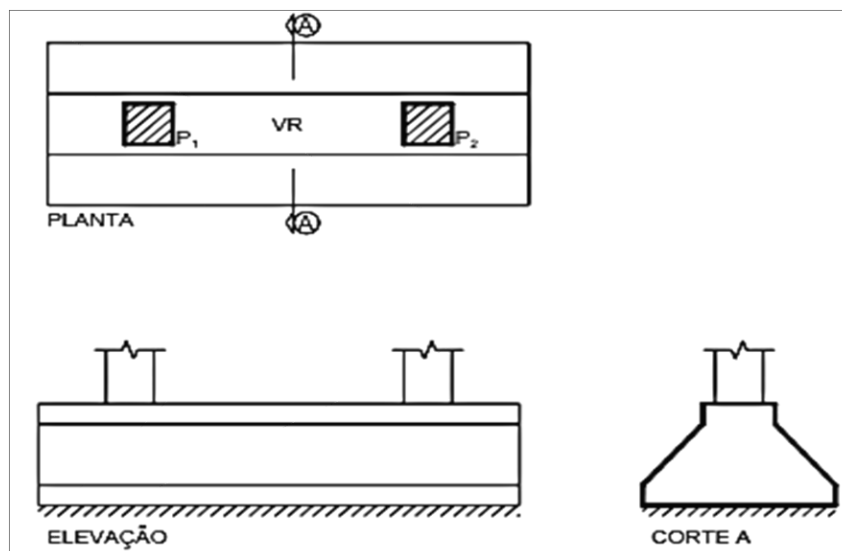


Fonte: Bastos (2019).

4.6.1.1.3 Sapata associada

Conforme a NBR 6122(2019), sapata associada, também conhecida como combinada ou conjunta, refere-se a uma sapata dimensionada para mais de um pilar. Normalmente aplica-se, quando há proximidade entre os pilares, impossibilitando a projeção de sapatas isoladas individuais em cada pilar. Este tipo de sapata pode ser projetada com viga de rigidez (VR), como demonstrada na Figura 41.

Figura 32 – Sapata associada com viga de rigidez.



Fonte: Bastos (2019).

4.6.1.2 Radier

Outro elemento, muito aplicado em edificações residenciais de pequeno porte, em conjuntos habitacionais, segundo Bastos (2019), é o radier. Este é definido pela NBR 6122(2019) como o “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.”

Segundo Dória (2007), o radier é um tipo de estrutura desenvolvida em concreto armado ou protendido, a qual recebe todas as cargas por meio de pilares ou alvenarias da edificação de forma a distribuir uniformemente tais carregamentos no solo.

O mesmo enfatiza que essa fundação é normalmente implantada quando:

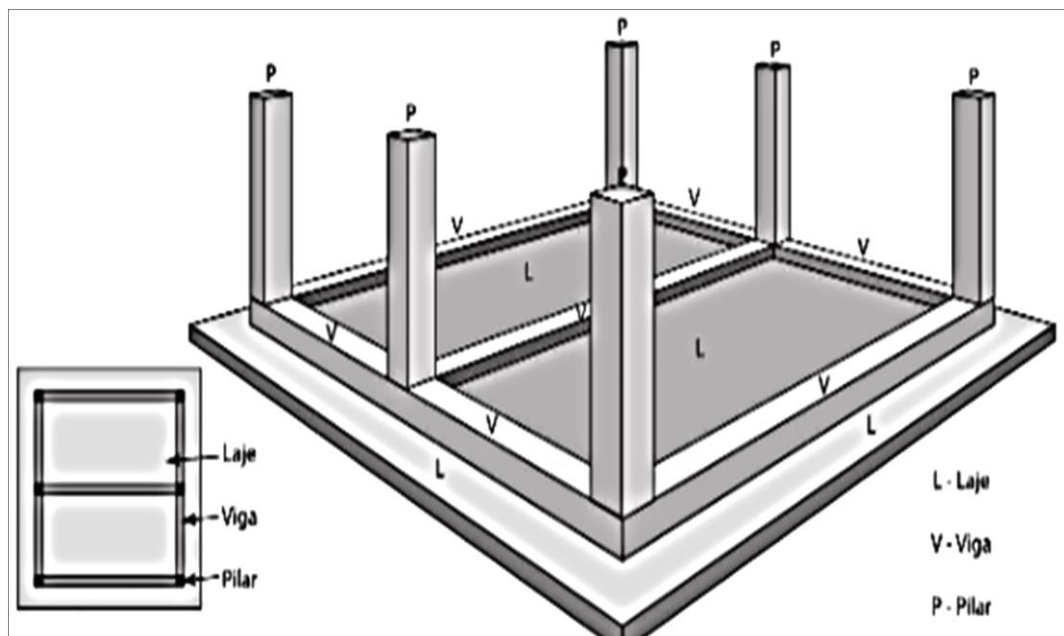
- O solo apresenta baixa capacidade de carga;
- Deseja-se uniformizar os recalques;

- As áreas das sapatas se aproximam uma das outras ou quando a área destas for maior que a metade da área de construção.

Conforme Olivo et al (2017), este tipo de fundação deve apresentar no mínimo 10 cm de altura de modo a evitar a infiltração de água na construção ou umidade do solo; 5% de inclinação, para que não afete o escoamento da água nas calçadas em volta da construção, terraços e garagens; uma camada de brita de 7 cm para nivelar o terreno para evitar o contato da armação com o solo; 25 MPa para Radier armado ou 30 MPa para o protendido; e por ser extenso e estar propenso a fissuras, este deve ser devidamente impermeabilizado com manta asfáltica, visto que a flexibilidade desse material acompanha o movimento da fundação.

Na figura 42 tem-se uma ilustração utilizada por Botelho (2016) para visualização de como é disposto um radier.

Figura 33 – Representação esquemática de um radier.

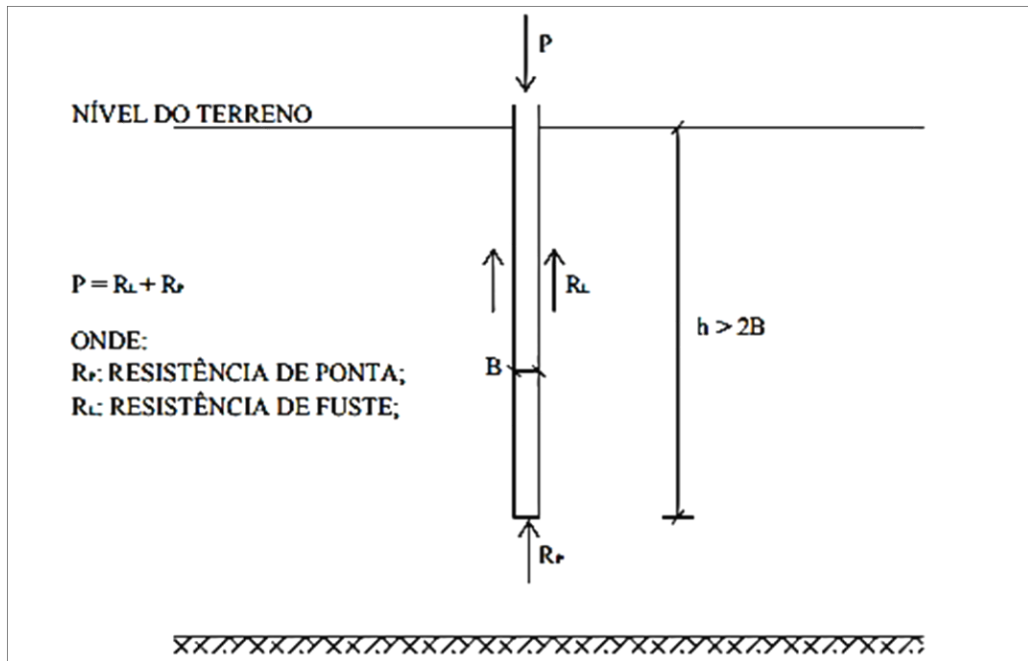


Fonte: Botelho (2016).

4.6.2 Fundações Profundas

“São aquelas em que a carga é transmitida ao terreno através de sua base (resistência de ponta) e/ou superfície lateral (resistência de atrito). As fundações profundas estão assentadas a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta” (ABNT/NBR 6122, 2019). Na Figura 43 tem-se a representação esquemática de fundações profundas.

Figura 34 – Esquema geral de fundações profundas.



Fonte: ABNT/NBR 6122 (2019).

4.6.2.1 Estacas

De acordo com NBR 6122 (2019), estaca é um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, de forma que, em qualquer fase de sua execução, não haja necessidade do trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.

A seguir serão apresentados os principais tipos de estacas utilizadas na construção civil.

4.6.2.1.1 Estacas pré moldadas

Segundo Hachich (1998), trata-se de um tipo de estaca que é cravada no local, através da utilização de métodos como:

- Percussão: método mais utilizado para cravação, realizado por meio de pilões de queda livre ou automáticos, tendo como objeção o barulho.

- **Prensagem:** processo empregado em locais onde existe a necessidade de se evitar barulhos e vibrações, sendo feito o uso de macacos hidráulicos que direcionem uma reação contra a plataforma com sobrecarga ou até mesmo contra a própria estrutura.
- **Vibração:** executado por meio da utilização de um martelo que contém garras que ajudam na fixação da estaca, compreendendo massas excêntricas que girem resultando numa alta rotação, provocando uma vibração de alta frequência à estaca.

O mesmo cita que as estacas de concreto encontram-se no mercado de diferentes formas geométricas, caracterizadas por possuir ampla capacidade de carga, podendo serem produzidas por: armação, protensão, vibração ou centrifugação. Enquanto as metálicas são inseridas no formato de trilhos ou perfis, onde faz-se o uso de soldas se for preciso realizar emendas, sendo assegurado a não ocorrência de quebras.

4.6.2.1.2 Estacas Tipo Franki

A estaca tipo Franki foi concebida a mais de 85 anos pelo engenheiro Edgar Frankignoul na Bélgica. Dele, partiu-se a ideia de se cravar um tubo no terreno pelo impacto de golpes de um pilão de queda livre numa bucha, de concreto seco ou seixo rolado compactado, colocada dentro da extremidade inferior do tubo (HACHICH, 1998).

Segundo Moraes e Kazmierski (2019), o processo ocorre in loco, de maneira em que há no terreno a execução de cravação de um tubo de ponta fechada, por meio da bucha, e execução de uma base alargada, obtida através da introdução no terreno de certa quantia de material granular por meio de golpes de um pilão. Para a execução, fazem-se necessário um bate-estaca (com especificações tabeladas), tubos para revestimento do furo e pilões (com especificações tabeladas). Não são recomendadas para execução em terrenos com matacões e terrenos com camadas de argila mole saturada.

De acordo com Constancio (2004), este tipo de estaca pode suportar cargas elevadas e ser executada abaixo do N.A., sendo estas, duas principais vantagens de sua utilização.

Porém o mesmo cita aspectos vistos como desvantagens em relação ao procedimento, sendo estes: o alto custo, a grande vibração no local, a dificuldade de transporte de equipamentos e a necessidade de um espaço grande de obra para permitir o manuseio no canteiro, do equipamento FRANKI.

4.6.2.1.3 Estacas Tipo Strauss

A estaca tipo Strauss é uma estaca de concreto moldada in loco que requer um equipamento relativamente simples. A qualidade deste tipo de estaca é reflexo direto da equipe que a executa (VELLOSO; LOPES, 2010).

Moraes e Kazmierski (2019), mencionam que a perfuração é realizada através da piteira, com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem. Requer um equipamento que contenha um tripé (madeira ou aço), um guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), uma sonda de percussão com válvula na extremidade inferior para retirar a terra, soquete (aprox. 300kg), tubulação de aço com elementos de 2 a 3 metros, rosqueáveis e guincho manual para retirada da tubulação.

Os mesmos citam como vantagem, a simplicidade do equipamento (para utilização em locais confinados, terrenos acidentados, interior de construções existentes) e não causa vibrações para edificações vizinhas. Não é recomendada a utilização desta estaca para níveis abaixo d'água, pelo risco de estrangulamento do fuste durante a concretagem, deixando defeitos.

A execução deste tipo de estaca requer um grande cuidado quando se trabalha na presença de lençol d'água, sendo desaconselhável o seu uso nestes casos. Caso ao final da perfuração exista água no fundo do furo, que não possa ser retirada pela sonda, deve-se lançar um volume de concreto seco a fim de se obturar o furo. Nestes casos, deve-se desconsiderar a resistência de ponta da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010).

4.6.2.1.4 Estacas Hélice Continua

Segundo Moraes e Kazmierski (2019), trata-se de uma estaca de concreto moldada “in loco”, onde a perfuração consiste na introdução de um trado helicoidal (com tubo vazado no centro) no terreno até a profundidade necessária para a obra. Após finalizada a perfuração, lança-se o concreto pelo tubo vazado simultaneamente com a retirada do trado. É utilizada geralmente em terrenos com solos argilosos, siltosos e arenosos, com ou sem a presença de lençol freático.

Devido ao tamanho do veículo necessário para a realização desse tipo de estaca, necessita que o terreno a ser executado seja amplo, além disso, deve ser um terreno plano ou com leve inclinação (MORAES; KAZMIERSKI, 2019).

Ainda de acordo Moraes e Kazmierski (2019), este tipo de estaca apresenta elevada produtividade, não causa vibrações, não emite ruídos durante a execução, pode ter execução monitorada eletronicamente, seu uso raramente é restringido com a presença de água, a perfuração é feita sem necessidade de revestimento (lama bentonítica) para contenção do furo, devido ao fato de que o solo fica contido entre as pás da hélice e, o concreto é injetado sobre pressão, garantido uma melhor aderência no contato estaca-solo.

Porém de acordo com os autores, assim como os outros métodos, este apresenta algumas características negativas como: a dificuldade de instalação de armaduras mais profundas, o possível alargamento ou diminuição do fuste em solos mais fracos, a produção de material de descarte (gera custo) e, a dependência de fornecimento de concreto da concreteira, podendo ocorrer atraso no fornecimento ou um fornecimento de má qualidade.

4.6.2.1.5 Estacas Raiz

“A estaca raiz é uma estaca concretada “in loco”, com diâmetro acabado variando de 80 a 410 mm e que apresenta elevada tensão de trabalho ao longo do fuste que é constituído de argamassa de areia e cimento e é inteiramente armado ao longo de todo seu comprimento.” (MARAGON, 2009).

De acordo com Maragon (2009), a aplicação inicial das estacas raiz foi ligada ao reforço de antigas fundações de edificações de pequeno porte, as quais o acesso era restrito a equipamentos de grande porte. A utilização de equipamentos de pequeno porte e movidos a eletricidade favorecia o funcionamento em locais fechados, evitando barulho e fumaça de motores a explosão. As perfuratrizes atingiam grandes profundidades, flexibilizando o dimensionamento de cargas de trabalho, determinadas muito mais pela capacidade estrutural da seção do que pela condição de suporte do subsolo.

O autor cita ainda que essas vantagens fizeram com que este tipo de estaca se desenvolvesse mundialmente. Passou a ser utilizada também como solução de contenção de encostas, devido à possibilidade de executá-la inclinada com orientações tridimensionais formando um reticulado espacial. A concepção é aquela de uma estrutura de gravidade interna no terreno, fazendo com que o volume de solo atravessado pelas estacas, convenientemente espaçadas, trabalhasse como um maciço rígido resistindo à tração, através de armação do fuste da estaca. Atualmente, o aumento dos diâmetros das estacas tipo raiz bem como do porte dos equipamentos que a executam, tornaram essa estaca uma solução viável para fundações de edifícios.

O processo executivo de uma estaca tipo raiz é composto basicamente de quatro fases consecutivas; perfuração, instalação da armadura, preenchimento com argamassa e remoção do revestimento e aplicação de golpes de ar comprimido (Moura et al, 2009).

4.6.3 Dimensionamento

4.6.3.3 Estacas

Segundo Alonso (2012), precisa-se distinguir a capacidade de carga em um elemento de fundação por estacas de sua resistência estrutural. Sendo a resistência estrutural apenas a parcela calculada com base nas dimensões e no material da estaca (ALONSO, 2012).

4.6.3.3.1 Capacidade de carga

Tendo sido definida a capacidade estrutural da estaca, necessita-se entender que uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e, parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (HACHICH, et al., 1998). Denomina-se a carga que relativa à ruptura do conjunto como capacidade de carga.

De acordo com Pacheco e Pedreira (2016), a capacidade de carga (R) pode ser determinada pela soma das cargas máximas suportadas pelo atrito lateral (R_L) e pela ponta (R_p). Calcula-se assim, utiliza-se a Equação 65.

$$R = R_L + R_p$$

(Equação 55)

Onde:

R = capacidade de carga de ruptura

R_L = capacidade de carga por atrito lateral

R_p = capacidade de carga de ponta

Para obtenção da capacidade de carga de ponta (R_p), multiplica-se a resistência unitária de ponta (r_p), pela área da seção da ponta ou base da estaca (A_p) (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R_p = r_p + A_p$$

(Equação 56)

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do atrito lateral (R_L) é resultado do somatório das forças resistentes unitárias por atrito lateral (r_L) multiplicada pela camada de solo de espessura (Δ_L), multiplicando-se pelo perímetro do fuste. Tem-se então:

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L)$$

(Equação 57)

“A capacidade de carga pode ser obtida por meio de métodos estáticos, dinâmicos ou provas de carga. Os métodos estáticos podem ser racionais ou teóricos e métodos semiempíricos de transferência de cargas.” (PACHECO; PEDREIRA, 2016, p.267).

Entre os métodos semiempíricos existentes, utilizados no Brasil estão os desenvolvidos por Aoki Velloso (1975), Décourt-Quaresma o quais serão abordados adiante.

4.6.3.3.1.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) se deu a partir de um estudo comparativo entre resultados de prova de carga em estacas com dados de ensaio de penetração de cone (CPT). Sucessivamente, tendo em vista aprimorar o método para utilização de resultados de ensaio SPT, introduziu-se o fator “k”, que altera a resistência de ponta do cone para NSPT (LOBO, 2005). A expressão para carga última é dada pela Equação 68.

$$R = A_p R_p + U \sum (r_L \Delta l)$$

(Equação 58)

Onde:

A_p – área da seção transversal da estaca;

U = perímetro da estaca.

Δl = segmento da estaca que está sendo calculado.

Conforme destaca Pacheco e Pedreira (2016), tendo em vista que:

$$r_p = \frac{k N}{F1}$$

(Equação 59)

$$r_L = \frac{\alpha k N}{F2}$$

(Equação 60)

Entende-se a expressão (Equação 71):

$$R = A_p \frac{k N_p}{F1} + U \sum \frac{\alpha k N_L}{F2} \Delta l$$

(Equação 61)

Os valores de N_p e N_L são, denominados respectivamente, como o valor do índice de resistência à penetração (valor do SPT) na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl (CINTRA; AOKI, 2010).

Já os fatores F1 e F2 são índices de correção relativos à discrepância de desempenho entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e também a influência do processo de execução de cada tipo de estaca. Os coeficientes k e α atribuídos em função do tipo de solo (CINTRA; AOKI, 2010). Na Tabela 03 tem -se os valores de k e α , e na Tabela 04 os valores de F1 e F2, inicialmente propostos por Aoki-Velloso (1975).

Tabela 04: Coeficiente k e razão de atrito α .

Solo	K(Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
(Continuação)		
Argila areno siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Tabela 05: Fatores de correção.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Cintra e Aoki (2010), ressaltam a o desenvolvimento de certos aprimoramentos nos fatores de correção F1 e F2. No caso de estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro, certificou-se que o método é demasiadamente conservador e propôs-se trabalhar utilizando a expressão:

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,80}$$

(Equação 62)

Em que:

D – Diâmetro ou lado da seção transversal em metros.

Os valores de F2 mantiveram-se obtidos por meio da relação $F2 = 2 F1$. Cita-se que no caso da utilização de estacas raiz, hélice contínua e ômega, foi recomendado por Velloso e Lopes (2002) trabalhar com $F1 = 2$ e $F2 = 4,0$ (CINTRA; AOKI, 2010). A tabela 05 mostra todos os fatores atualizados.

Tabela 06: Fatores de correção atualizados.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2.F1
Metálica	1,75	2.F1
Pré – moldada	$1+D/0.80$ D= diâmetro em metros	2.F1
Escavada	3	2.F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2.F1

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

4.6.3.3.1.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), as resistências constituintes (R_L e R_P) da capacidade de carga (R), de um elemento de fundação por estaca são obtidas pelas expressões:

$$R_L = r_L \cdot UL \quad \text{(Equação 63)}$$

$$R_P = r_P \cdot A_p \quad \text{(Equação 64)}$$

Segundo os referidos estima-se a tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) através do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste N_L , adotando os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e desconsiderando os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Os mesmos citam que Décourt(1982) desenvolve, através dos valores tabelados, a Equação 65, ampliando assim, o limite máximo de $N_L=15$ para $N_L=50$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita e conserva $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{ (KPa)} \quad \text{(Equação 65)}$$

Cintra e Aoki (2010) especificam que a capacidade de carga junto a ponta ou a base da estaca (r_P) é obtida pela Equação 66:

$$r_P = C N_P \quad \text{(Equação 66)}$$

Sendo:

N_P – valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca;

C – coeficiente característico do solo (Tabela 06).

Tabela 07: Coeficiente característico do solo C.

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

* alteração de rochas (solos residuais)

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Nas provas de carga que não atingiram a ruptura, os autores utilizaram como critério de ruptura a carga correspondente ao recalque de 10% do diâmetro da estaca (CINTRA; AOKI, 2010).

Ainda segundo Cintra e Aoki (2010), Décourt (1996) fez a introdução de fatores α e β , respectivamente nas resistências de ponta e lateral, de modo que pode se obter a capacidade de carga a partir da Equação 67, para a utilização em estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral, estacas tipos hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões. O método original ($\alpha = \beta = 1$) se manteve para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki. Os valores α e β sugeridos pelo método são apresentados nas tabelas 07 e 08.

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL$$

(Equação 67)

Tabela 08: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Tabela 09: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

4.6.3.3.1.3 Método Teixeira (1996)

Teixeira (1996) estabelece um modelo de equação, de forma unificada para a capacidade de carga, tendo como base os parâmetros, α e β :

$$R = R_p + R_L = \alpha N_p A_p + \beta N_L UL$$

(Equação 68)

Em que:

N_p – valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L – valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Cintra e Aoki (2010), explicam que os valores sugeridos para o parâmetro α , referentes à resistência de ponta neste método, são os apresentados pela tabela 00, tendo como base o solo e o tipo de estaca.

Tabela 10: Valores do parâmetro α .

Solo (4 < NSPT < 40)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Areia siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Em relação ao parâmetro β , referente à resistência de atrito lateral, os autores referidos destacam que leva-se em conta somente o tipo de estaca, sendo este fator relacionado com os valores informados na tabela 10.

Tabela 11: Valores do parâmetro β .

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

Teixeira (1996), enfatiza que o método não se aplica a estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em grandes camadas de argilas moles sensíveis, com valores de N_{spt} geralmente menores que 3. Sendo assim, para estas, utiliza-se a tabela 11 para se obter a tensão de atrito lateral (r_L), em função da natureza do sedimento argiloso.

Tabela 12: Valores do atrito lateral r_L .

Sedimento	r_L (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila transicional (AT)**	60 a 80

* SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas - camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de NSPT inferiores a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensada.

**AT: argilas transicionais, pleistocênicas - camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de NSPT de 4 a 8, às vezes de coloração cinza clara, com tensões de pré adensamento maiores do que aquelas da SFL

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

5 METODOLOGIA

Na cidade de Boa Esperança (MG) há uma área específica, onde ainda não foi realizada nenhuma execução de projeto de loteamento ou de obra pública, e até então não houve relatos de impedimentos para esses desenvolvimentos. O que gera dúvida é o fato de ser um local que fica em imediações quase que totalmente urbanizadas e que, mesmo já contendo pavimentação de alguns pontos que interligam outros bairros, ainda este esteja “sem utilidade”.

5.1 Desenvolvimento de pesquisas sobre o local

Com o intuito de entender melhor a situação do local, serão realizadas buscas por dados referentes a este, através de pesquisas pela internet, visita a Prefeitura Municipal, Secretária de Obras e ao CONAMA do município. Buscando-se encontrar informações sobre registros, projetos, propriedades e possíveis empecilhos.

5.2 Referência de lote

Como trata-se de uma área visivelmente grande e por não constar a existência de loteamento, será efetuada a pesquisa por mapas dos loteamentos confrontantes, de modo a introduzir uma referência de área para lote cabível a realidade, utilizando assim dimensões usuais.

5.3 Projeto Arquitetônico

A escolha do projeto arquitetônico, se dará a partir de uma observação e conhecimento sobre quais seriam os tipos e portes de residências aos quais se teria maior probabilidade de ser executado no local em questão, tendo em vista edificações existentes nos loteamentos ao redor desta área e perspectivas sobre a cidade.

Objetiva-se utilizar algum projeto residencial já realizado durante o período de estágio na empresa Costa Engenharia e Construções, localizada em Boa Esperança, visto que se desenvolveu nesta, variados tipos e modelos de projetos arquitetônicos, podendo se necessário apenas serem modificados de acordo com o terreno escolhido. Isso para possibilitar maior agilidade no processo, de modo a ser dedicado maior tempo ao verdadeiro objetivo do estudo. Os projetos arquitetônicos são efetuados a partir da utilização do software AutoCad.

5.4 Superestrutura

A superestrutura do projeto escolhido será trabalhada por meio da utilização do software CypeCad, onde será atribuída a disposição de pilares, vigas e lajes e inseridos dados de dimensionamento respeitando a especificações referentes as normas envolvidas, para posteriormente se obter as cargas e esforços resultantes aplicados a fundação.

5.5 Infraestrutura

O foco principal neste estudo é justamente referente a infraestrutura, visto que houve alguns relatos sobre a existência de um estudo de solo para um possível loteamento pensado para implantação no local, porém não houve a execução deste.

Com tais dados será possível a análise e concepção sobre qual tipo de fundação atenderá melhor ao projeto, levando em conta as características do solo. Para tal, os tipos os quais serão destacados como opção de escolha inicialmente, serão: sapatas, radier e estacas. Os três modelos de elementos de fundação citados foram evidenciados a partir do reconhecimento de utilização em obras na região.

Para a introdução dos elementos de fundação também será utilizado o software Cypecad, porém para que se obtenha aprovação da estrutura e possa ser gerado o detalhamento correto, é preciso que seja seguido o passo a passo do dimensionamento da fundação escolhida, verificando os dados os quais o programa não calcula de forma automática e inseri-los.

No caso das estacas, irá ser necessário o cálculo da capacidade de carga, onde devem ser abrangidos os métodos semiempíricos.

5.5.1 Utilização dos métodos semi-empíricos para cálculo de capacidade de carga

Os métodos a serem utilizados caso se trabalhe com estacas serão os três referenciados neste trabalho, que são:

- Método de Aoki-Velloso;
- Método de Decourt-Quaresma;
- Método de Teixeira.

Para isso será utilizada uma planilha elaborada por Tobias Ribeiro Ferreira, a qual foi disponibilizada pela professora e orientadora Luane Carolina Mendes quando ministrava a disciplina de Fundações, visando maior agilidade no desenvolvimento do cálculo de capacidade de carga, posteriormente a aprendizagem da efetuação destes manualmente.

Após a obtenção dos valores de capacidade de carga, será efetuada uma breve análise comparativa com ambos os valores, de modo que todos serão inseridos no CypeCad para

visualização de possíveis divergências ou erros, visto que será trabalhada uma mesma disposição de fundação para todos.

5.5.2 Obtenção de detalhamentos

Após a análise dos métodos deverá ser escolhido um valor de capacidade de carga para que seja inserido no programa e então seja solicitado a geração das pranchas com os devidos detalhamentos.

5.5.3 Elaboração de orçamento

Após adquiridos os detalhamentos, será realizado através de dados da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e do SETOP (Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas de Minas Gerais), o desenvolvimento de um orçamento para posteriormente ser efetuada uma análise sobre os valores obtidos e o custo total resultante.

5.5.4 Análise de viabilidade

Por fim, com os dados técnicos e econômicos obtidos, será determinada a viabilidade na implantação da fundação adotada, de modo a evidenciar os pontos positivos e negativos de tal estudo e destacar também a possibilidade de tal área ser urbanizada.

6 ESTUDO DE CASO

Para realização do estudo, verificou-se que realmente havia sido feita uma análise do solo realizada na área. Após solicitação, foi então disponibilizado pela prefeitura e pelo CONAMA, uma cópia dos relatórios do ensaio de sondagem e alguns dados sobre a evidência de um projeto de loteamento, porém não se obteve tal projeto.

6.1 Características do local de estudo

O objeto de estudo está situado confluyente aos bairros Cristo Rei, Nova Era e Eldorado, com pavimentação nas ruas Senador Milton Campos, Geraldo José Monteiro e Sete

de Setembro até o trecho em que compreende a Rua Professor Joaquim Melquiades, tendo sido estas realizadas pela prefeitura. Nos demais trechos do local, não se encontram infraestruturas de pavimentação ou sistemas de drenagem.

Abaixo é apresentada a demarcação do local feita em 2015, quando foi desenvolvido o estudo do solo a partir de sondagem a percussão (Figura 40). A área delimitada possui 22616,00 m², sendo que 11.529,39 m² desta é o que poderia ser destinado a parcelas de lotes.

Figura 35 – Delimitação de área para realização do ensaio SPT.



Fonte: CONAMA – Google Earth (2015).

Validou-se que parte deste abrange uma fração correspondente a aproximadamente 1470,17m² de área de preservação permanente, constatando-se a existência de um córrego com menos de dez metros de largura e nascente a aproximadamente 60 metros do local em destaque. No entanto, segundo o CONAMA, não haveria problema relacionado a implantação de um projeto de loteamento, desde que esse seguisse as normas e leis cabíveis.

Abaixo tem-se uma imagem mais recente, retirada a partir do Google Earth 2019 (Figura 41), onde pode-se notar que não houve mudanças visíveis no local e em visita também não foram notados quaisquer aspectos consideráveis, após o desenvolvimento da sondagem.

Figura 36 – Área de estudo em situações atuais.



Fonte: Google Earth (2020).

É importante enfatizar que o estudo não será vinculado diretamente com a área total a qual foi referida até então. A introdução é feita de modo geral, para melhor conhecimento do entorno e por essa totalidade constar no desenvolvimento do ensaio.

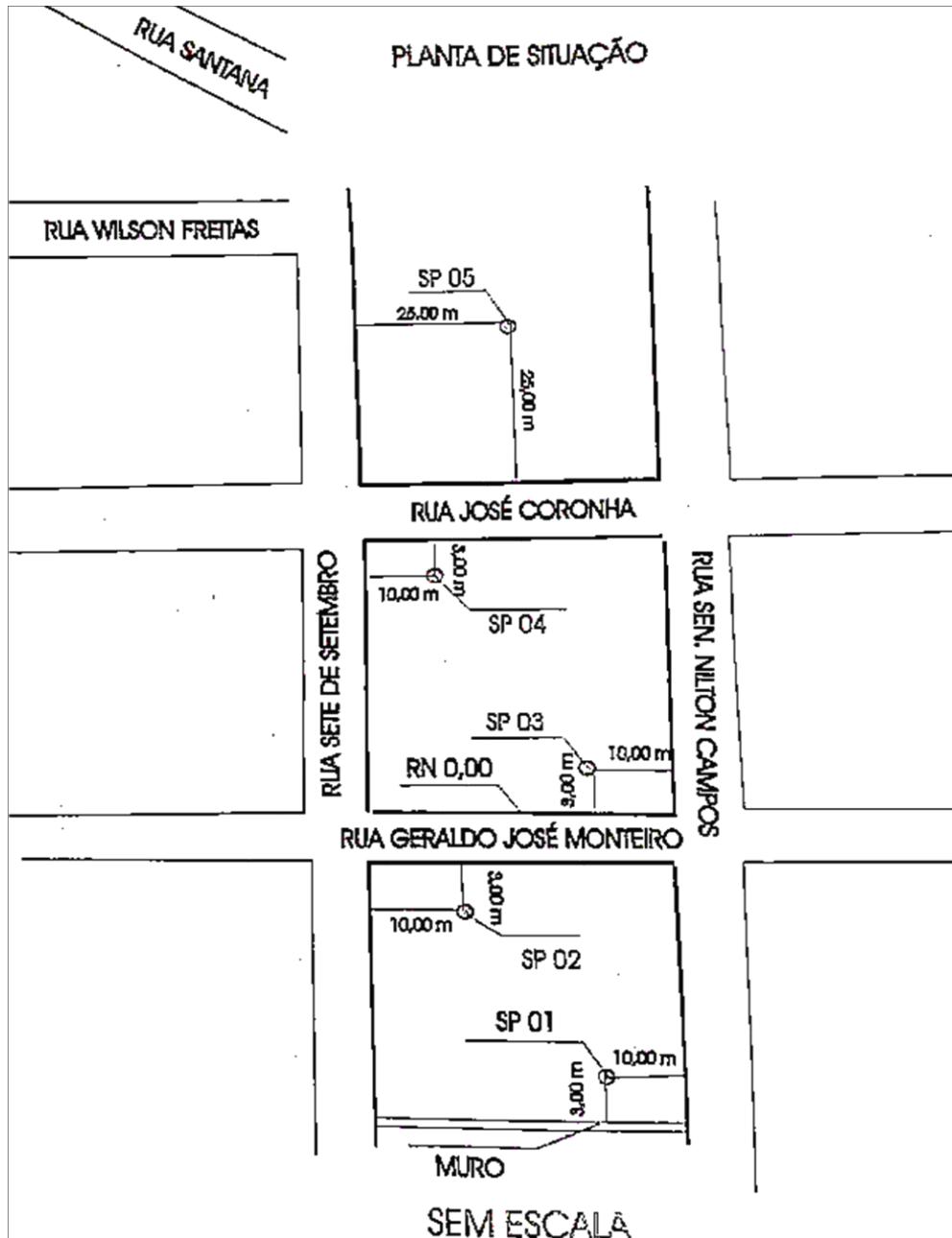
6.1.1 Relatório de sondagem de solo a percussão (SPT)

O solo da região é caracterizado por ser predominantemente argiloso e com algumas partes arenosas, típica do cerrado.

Na área em questão foram realizadas sondagens de solo a percussão que variaram de 14 a 17 metros de profundidade, onde se constatou abaixo do aporte de aterro que o terreno recebera, a predominância de solo argiloso de várias tonalidades, por vezes gradando a silte e areia fina com presença de cascalhos.

A sondagem foi efetuada no dia 24 de fevereiro de 2015, pelo engenheiro civil Amauri Vilela Gazola, tendo sido executados cinco furos os quais estão ilustrados esquematicamente na planta de situação da Figura 42.

Figura 37 – Demarcação dos pontos onde foram realizadas a sondagem.



Fonte: Gazola (2015).

A justificativa para realização de tal ensaio, deve-se, a um projeto de loteamento idealizado para o local no ano em questão, o qual seria chamado Loteamento Residencial/Comercial Waldemar de Oliveira Naves. Não se obteve informações sobre o porquê da não execução deste, visto que de acordo com um parecer técnico relativo ao mesmo, conclui-se que poderia sim haver o desenvolvimento deste projeto.

Os relatórios da investigação do solo dos diferentes pontos definidos na imagem acima, são apresentados nos Anexos A, B, C, D e E.

6.1.2 Demarcação do lote

As dimensões pré-determinadas para constar uma referência de lote, dentro da área apresentada anteriormente, visando a possibilidade de execução do projeto, foi de 10m de frente por 16m de comprimento (Figura 43). Este está localizado justamente onde foi realizado a sondagem de furo número 04, tendo em vista a utilização da situação mais crítica de solo.

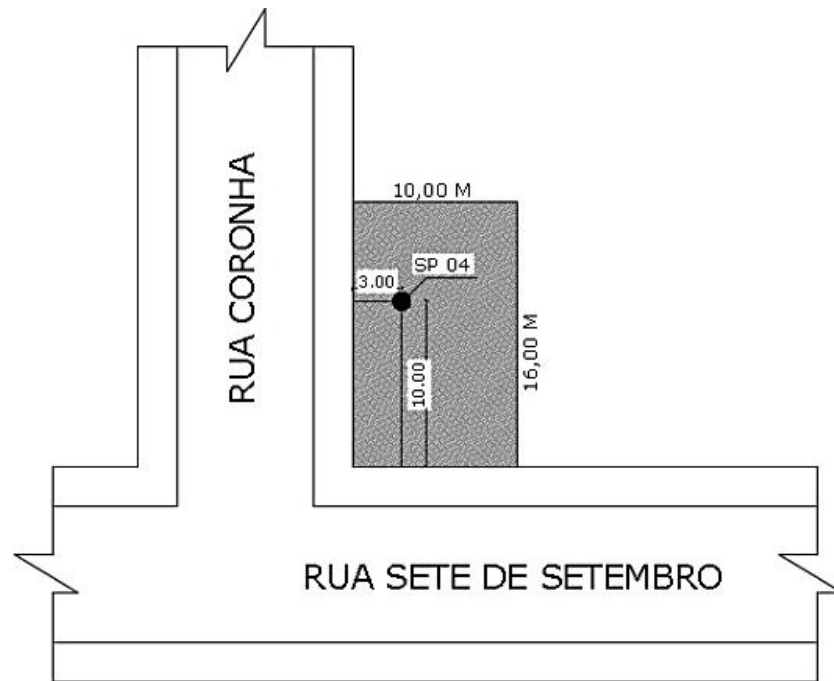
Figura 38 – Demarcação do lote.



Fonte: Google Earth (2020).

Trata-se de um lote de esquina, que tem frente pra rua Sete de Setembro e sua lateral esquerda em parte da rua José Coronha. O furo de sondagem número 4 (SP 04), foi feito dentro da área atribuída, localizado a uma distância de 10 metros da frente do lote e 3 metros da lateral esquerda, como mostra a Figura 44.

Figura 39 – Localização do lote.



Fonte: O autor (2020).

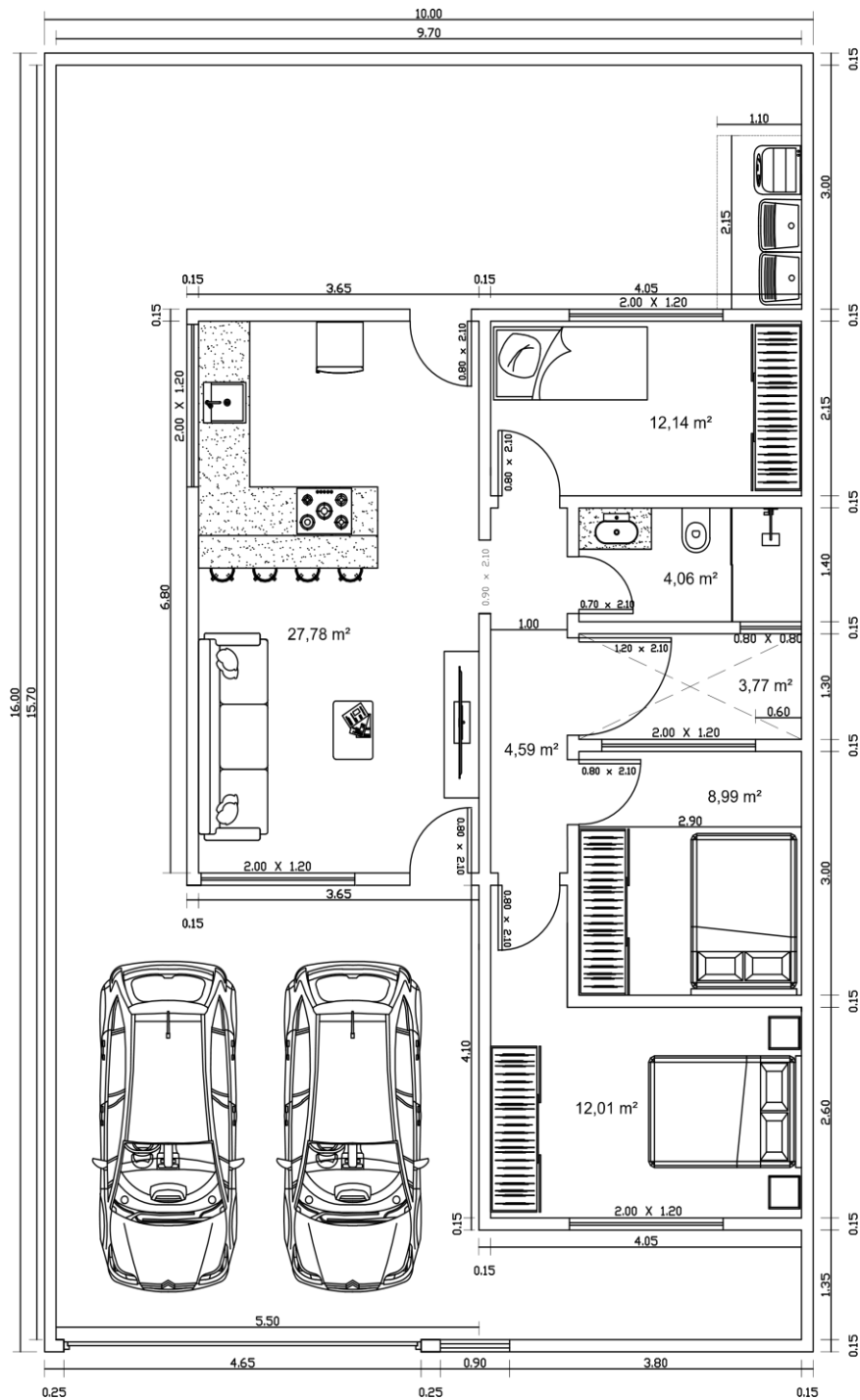
6.2 Projeto residencial escolhido

O projeto arquitetônico definido como base para o desenvolvimento da análise, apresenta 74 m² de área de edificação, sendo uma casa unifamiliar simples, composta por uma sala conjugada com cozinha, três quartos, um banheiro, área de claridade, lavanderia externa e garagem pra dois carros (sem cobertura), como mostra a planta baixa anexada abaixo (Figura 45).

Este foi escolhido dentre os projetos realizados em estágio, o qual foi aprovado pelo financiamento MCMV (Minha Casa Minha vida) e pela prefeitura municipal, para execução em um loteamento distinto chamado Novo Horizonte.

O projeto completo pode ser verificado nos Anexo F. Em sua utilização neste estudo considerou-se terreno plano, paredes de 15 cm de espessura e pé direito de 3 metros.

Figura 40 – Planta baixa do projeto arquitetônico.



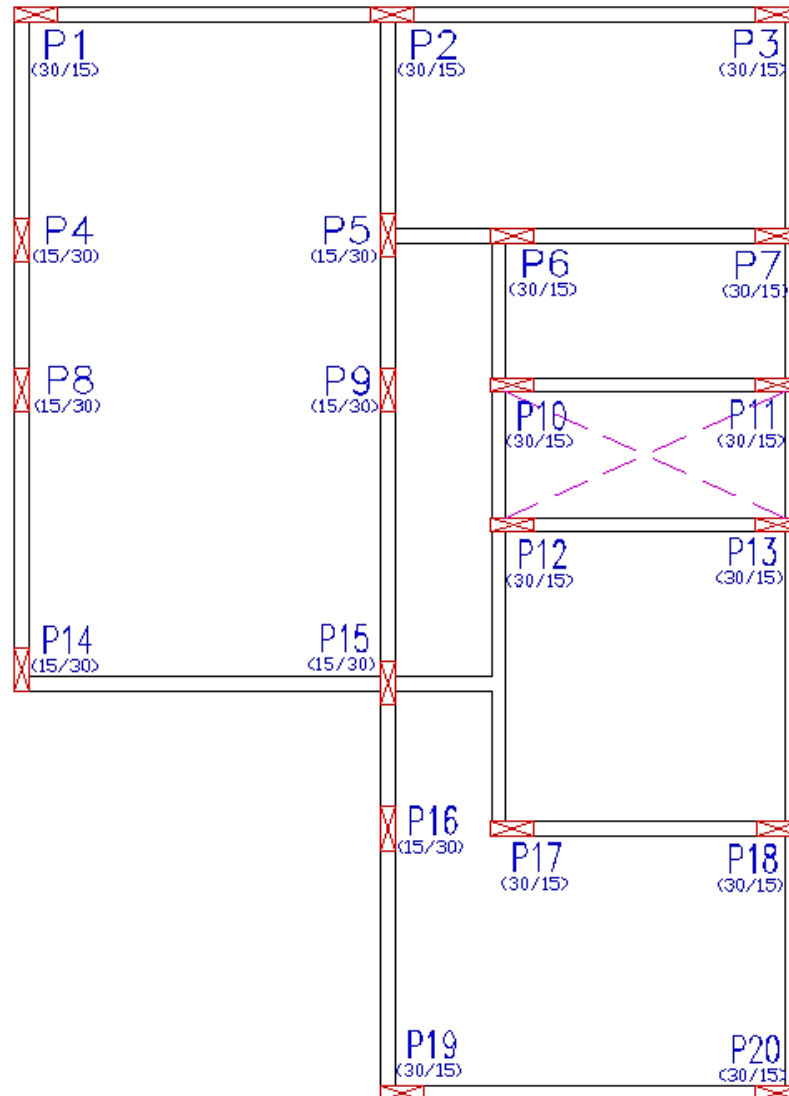
Fonte: O autor (2020).

6.3 Lançamento da estrutura

Após ter sido definido o projeto arquitetônico a ser utilizado, iniciou-se a pré determinação da dimensão e locação dos pilares, realizada no AutoCad. Foram adotados 20 pilares no total, conforme mostra a Figura 46.

Destaca-se a abordagem da forma retangular e dimensões 15x30cm para todos os pilares, variando apenas a direção de posicionamento(X:Y), visando assim englobar os pilares às paredes, de forma a não comprometer a estética.

Figura 41 – Locação dos pilares.



Fonte: O autor (2020).

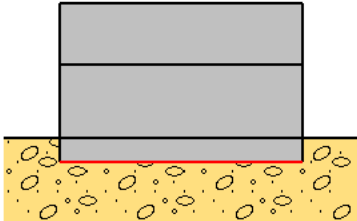
Recomenda-se a demarcação dos pilares em X, para maior facilidade de locação dos mesmos posteriormente no CypeCad. No software, foi feita a importação da planta em dwg, a definição da quantidade e nomenclatura dos pisos e suas respectivas alturas e, a introdução dos valores de carga permanente e sobrecarga, para que fosse iniciado o dimensionamento da estrutura da edificação.

Abaixo destaca-se a especificação da quantidade de pisos e as alturas adotadas de acordo com o projeto arquitetônico.

Figura 42 – Introdução dos pisos.

Cota do nível da fundação -1.00 m

Nome	Altura	Cota
CAXA DAGUA	2.50	5.50
Cobertura	3.00	3.00
Térreo	1.00	0.00
Subsolo		-1.00



Fonte: O autor (2020).

Em seguida fez-se as alterações, inserções e configurações de dados necessários para o dimensionamento, na aba dados gerais (Figura 48).

Figura 43 – Dados gerais.

Dados gerais

Chave: TCC 2 teste

Descrição: TCC FUNDAÇÕES

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Concreto armado

Concreto

Pisos: C25, em geral

Fundação: C25, em geral

Tubulões: C25, em geral

Pilares: C25, em geral

Cortinas: C25, em geral

Características do agregado: Granito (15 mm)

Aço

Barras: CA-50 e CA-60

Parafusos: ISO 898.C4.6

Perfis

Aço

Laminados e soldados: A-36 250Mpa

Dobrados: CF-26

Madeira

Pilares: C20 - Vigas: C20 - Vigotas: C20 - Estruturas 3D: C20

Alumínio extrudado

EN AW-5083 - F

Ações

Carga permanente e sobrecarga

Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))

Com ação sísmica

Verificar resistência ao fogo

Estados limites (combinações)

Ações adicionais (cargas especiais)

Coefficientes de flambagem

Pilares de betão e mistos

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Pilares em aço

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Pilares de madeira

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Ambiente

Vigas: CAA I (Abertura máxima de fissura: 0.40 mm)

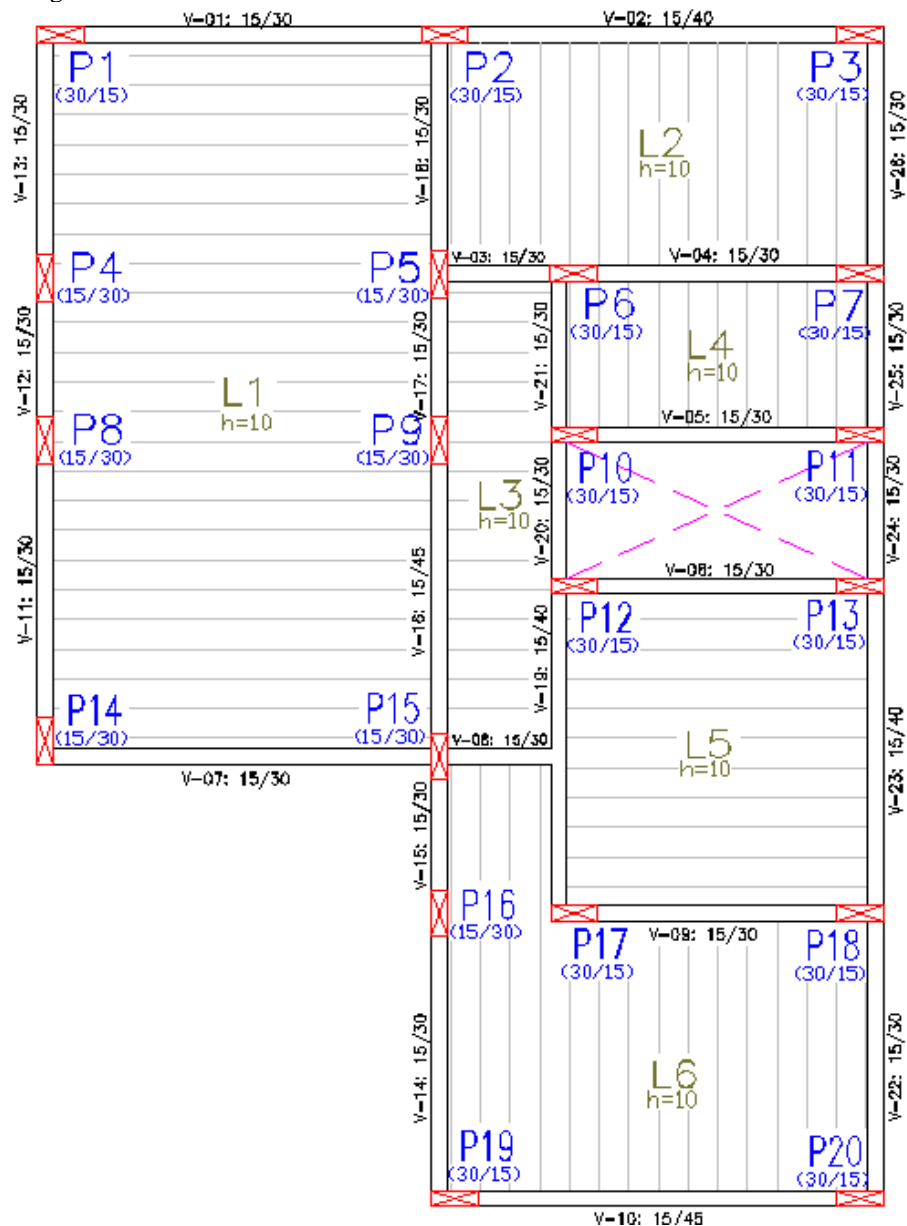
Blocos de coronamento: CAA I

Aceitar

Fonte: O autor (2020).

E então chegou-se na etapa de introdução de pilares vigas e lajes. Como no dimensionamento utilizando todas as vigas contendo 30 cm de altura não foi aceito, algumas vigas tiveram a altura alterada para 40 ou 45 cm de altura, conforme pode se observar na Figura 49.

Figura 44 – Dados estruturais



Como o foco deste dimensionamento está na obtenção de cargas e momentos transferidos pelos pilares, sendo tais os que recebem os esforços advindos de vigas e laje, que somados ao próprio é transferido para a fundação, solicitou-se o cálculo da obra sem fundação para verificar a aprovação de tal disposição dos elementos e então obter as cargas axiais e momentos fletores por pilar.

6.4 Dimensionamento dos elementos de fundação

Após análise sobre o tipo de solo e os tipos de fundações abrangidos no estudo até então, optou-se por utilizar estacas do tipo Hélice Contínua, com diâmetro de 30 cm e cota de apoio de 16 m. Tal decisão será discutida amplamente mais adiante.

Tendo em vista a escolha do tipo de fundação, foi então necessária a realização dos cálculos para obtenção dos valores de capacidade de carga.

6.4.1 Aplicação dos métodos semiempíricos

Inicialmente foi necessário inserir os dados e resultados obtidos pelo relatório do ensaio de sondagem a percussão na planilha de cálculo (Quadro 03).

Quadro 03– Dados de sondagem.

SONDAGEM			N.A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	Nspt	Composição da Camada	8	
1	0	Argila siltosa		1
2	14	Argila siltosa		2
3	13	Silte argiloso		3
4	14	Silte argiloso		4
5	12	Silte argiloso		5
6	6	Argila arenosa		6
7	10	Argila arenosa		7
8	12	Argila arenosa		8
9	12	Argila arenosa		9
10	5	Argila		10
11	0	Argila		11
12	0	Argila		12
13	0	Argila		13
14	18	Silte argiloso		14
15	31	Silte argiloso		15
16	35	Silte argiloso		16
17	42	Silte argiloso		17

Fonte: O autor (2020).

Dando sequência fez-se a seleção da moldagem, tipo de estaca e foram fornecidos também o diâmetro e a cota de apoio da estaca (Quadro 04).

Quadro 04 – Dados da estaca.

DADOS DA ESTACA			
Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de Apoio (m)
Moldada In-Loço	Hélice Contínua	30	16

Fonte: O autor (2020).

Através dos dados inseridos obteve-se o valor da área da seção e perímetro a serem utilizados nos cálculos (Quadro 05).

Quadro 05 – Dados de área e perímetro.

Método de Cálculo	
A seção (cm²)	Perímetro (cm)
706,86	94,25

Fonte: O autor (2020).

As equações de cada método, especificadas mais acima, foram todas realizadas automaticamente pela planilha, de forma a se obter um quadro resumo, contendo o valor resultante da carga admissível na profundidade especificada, para cada método. Neste é representado também um valor médio entre os encontrados pelos três métodos, como pode-se observar a seguir (Quadro 06).

Quadro 06 – Cargas admissíveis.

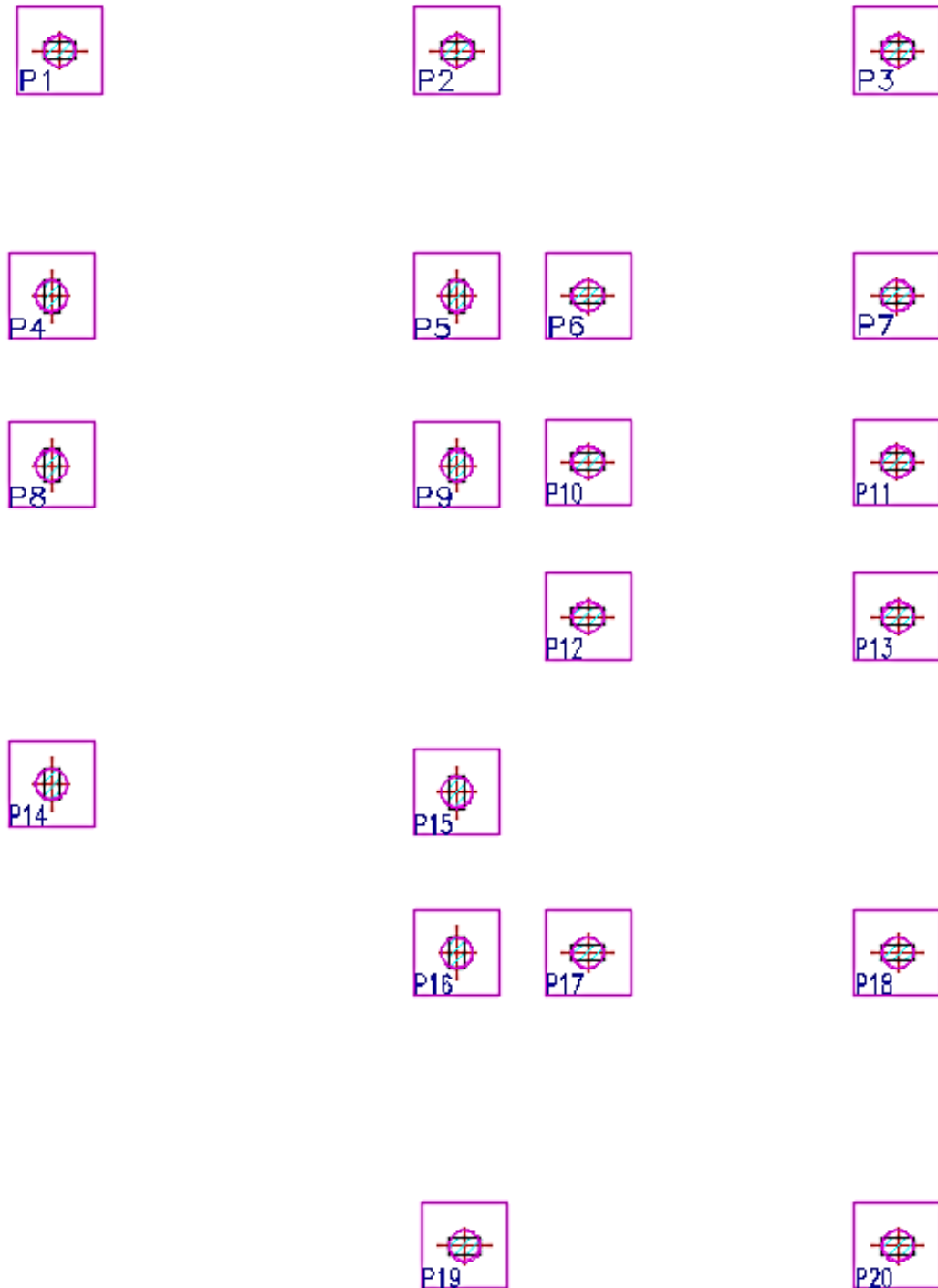
Carga admissível na Cota de Apoio da Estaca (KN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
16 m	316,74	360,45	427,55	368,24

Fonte: O autor (2020).

6.4.2 Introdução dos blocos sobre estacas no Cypecad

Como já havia sido realizada a locação dos pilares e a introdução de vigas e lajes pelo software Cypecad, no mesmo arquivo foi realizada a introdução dos blocos sobre estacas, onde foi necessária uma quantidade igual dos elementos blocos e estacas, sendo vinte blocos quadrados e vinte estacas circulares, como se observa na Figura 48.

Figura 45 – Locação dos blocos sobre estacas.



Fonte: O autor (2020).

Tal disposição foi testada com os diferentes valores de carga admissível. Após os testes foram emitidos os detalhamentos dos elementos possibilitando o desenvolvimento da parte orçamentária.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 Cargas e momentos resultantes

Com a determinação da disposição dos pilares e inserção dos demais elementos da estrutura, obteve-se através da solicitação do cálculo da obra, a planta de carga da residência. A partir desta como uma maneira de apresentação mais organizada e simplificada, os valores resultantes foram transferidos para uma planilha gerando a seguinte tabela:

Tabela 13: Cargas axiais e momentos totais por pilar.

Pilar	Carga Axial (KN)	Momento Mx (KN.m)	Momento My (KN.m)
P1	64,72	-2,16	0,49
P2	134,84	2,16	0,49
P3	80,32	-0,69	0,88
P4	111,89	0,98	0,59
P5	150,34	-0,20	0,69
P6	152,30	0,98	0,49
P7	143,47	0,69	-0,29
P8	116,99	1,08	-0,78
P9	102,58	-0,49	-0,88
P10	56,19	0,20	-0,10
P11	67,47	0,78	0,00
P12	39,82	-1,18	0,88
P13	102,28	1,86	0,98
P14	83,85	-2,75	1,57
P15	187,31	1,27	0,88
P16	24,71	0,10	-0,20
P17	148,28	1,27	-1,27
P18	142,59	-0,49	0,10
P19	99,73	2,55	-0,59
P20	91,30	-0,78	-1,37

Fonte: O autor (2020).

Através da observação da tabela, nota-se que foram obtidos valores de carga e momento relativamente baixos, o que já era esperado, visto que foi realizada uma análise

estrutural para um projeto de uma casa térrea com área consideravelmente pequena nesse âmbito, do tipo que não transfere grandes esforços ao solo.

7.2 Escolha do tipo de fundação

Visto que a escolha se deu considerando como opções sapatas, radier e estacas, verificou-se após obtenção de dados e resultados da sondagem, que por mais que as sapatas sejam os elementos de fundação mais comuns na região por ser indicada para casas de pequeno e médio porte e, que o radier é uma boa opção para solos com baixa capacidade de suporte, ambos são fundações rasas, e mesmo que se trate de uma edificação leve, esta estaria sujeita a possíveis recalques significativos, sendo assim, os dois tipos citados foram definidos como não viáveis para o estudo. A questão sobre recalques pode ser verificada no relatório de sondagem onde destaca-se a existência de uma camada de argila intermediária a qual corresponde a um tipo de solo muito mole. Desta forma chegou-se então à abordagem das estacas para realização do dimensionamento, visto que levando-se em conta o desempenho solo-estrutura, a alternativa mais certa e confiável seria uma fundação que ultrapassasse a camada mais precária do solo.

7.3 Obtenção de dados reais de trabalho

O diâmetro, a profundidade e o tipo de estaca adotados nos cálculos, foram definidos por meio de consultas a empresas especializadas no serviço, levando-se em conta as características do solo. Foram solicitados os dados de trabalho em três empresas diferentes existentes em cidades mais próximas, visto que foi verificado que no município de Boa Esperança não contém nenhuma. Das três solicitações obteve-se resposta somente de uma, a qual se identifica por DW Fundações e está localizada na cidade de Divinópolis, sendo está a mais distante dentre as escolhidas, porém tal encontra-se atualmente realizando uma obra de caráter público de um PAM em Boa Esperança, onde verificou-se a utilização do mesmo tipo de fundação adotada.

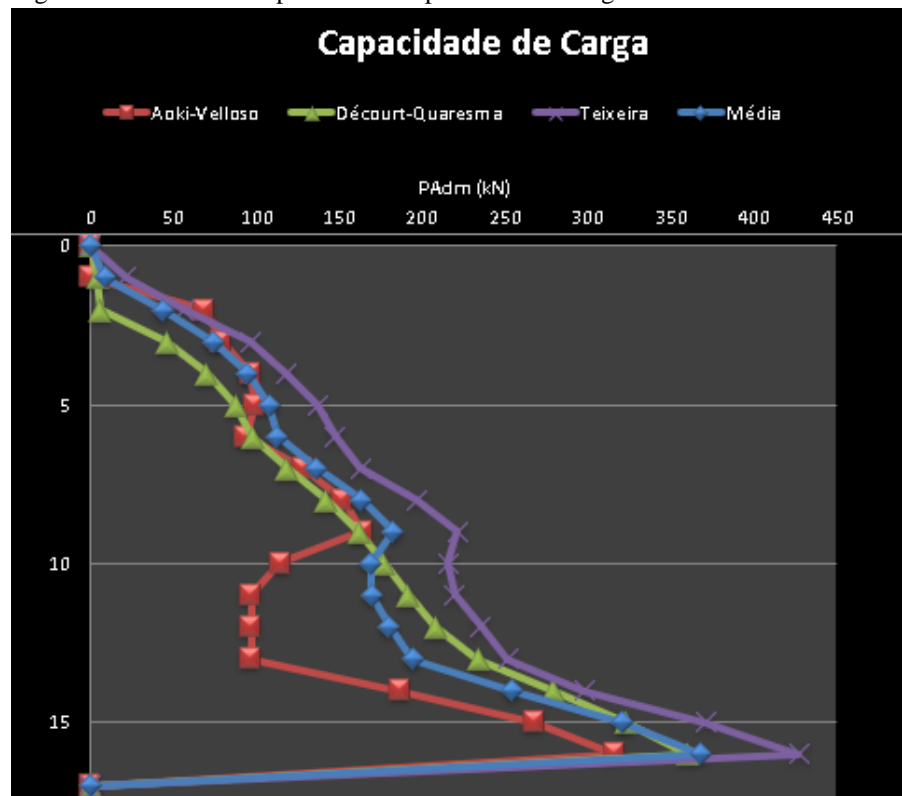
As estacas são elementos de fundação profunda, que se comparada as sapatas e radiers, admitem custos relativamente mais altos em sua execução. Devido a isso, foram realizados testes na disposição, de forma a se chegar na menor quantidade e volume de estacas possíveis, atendendo aos requisitos necessários envolvidos no dimensionamento. O diâmetro utilizado foi o menor dentre os trabalhados pela empresa e a profundidade escolhida

ficou a um metro a menos do máximo alcançado pelos equipamentos, que conforme especificação é de 17 metros.

7.4 Comparativo entre métodos semi-empíricos

Através dos valores de capacidade de carga obtidos pelos cálculos dos métodos semiempíricos abordados neste trabalho, foi desenvolvido um gráfico comparativo em função das cargas admissíveis e a profundidade para melhor visualização da divergência entre a utilização de cada método, também considerando a média entre eles. Este está representado na Figura 51 a seguir.

Figura 46 – Gráfico comparativo de capacidades de carga.



Fonte: O autor (2020).

Analisando a disposição do gráfico nota-se que entre as profundidades 10 e 15 é onde ocorre um único episódio de maior oscilação entre os métodos, em que o método de Aoki-Velloso tem menores valores de cargas admissíveis.

Dando ênfase aos resultados obtidos na profundidade determinada como cota de apoio da estaca, percebe-se que houve pequenas diferenças entre as quatro opções, levando-se em conta que se trabalhou com métodos de cálculo semi-empíricos. No entanto foi realizada a

introdução de todos os valores, um por vez, no software CypeCad, fazendo o uso de uma mesma disposição de elementos estruturais em ambos os testes.

Contudo, concluiu-se através dos testes, que em todos as opções foi aprovada a colocação dos elementos de fundação. Foi então solicitado o detalhamento de cada um para verificação de possíveis discrepâncias e verificou-se que todos resultaram em um mesmo dimensionamento dos blocos.

Desta forma, evidencia-se que devido a utilização de um projeto pequeno e de o valor da capacidade de carga não ter tido grandes variações, não se obtém diferentes dimensionamentos para cada um dos métodos. Sendo assim será apresentado somente um detalhamento.

7.5 Dimensionamento final dos elementos de fundação

Através do detalhamento adquiriu-se as dimensões e armaduras, estabelecidas pelo software, de todos os blocos, que pode ser observado nos Anexo G, H e I. Abaixo tem-se o resumo dos dados do dimensionamento da fundação (Quadro 07).

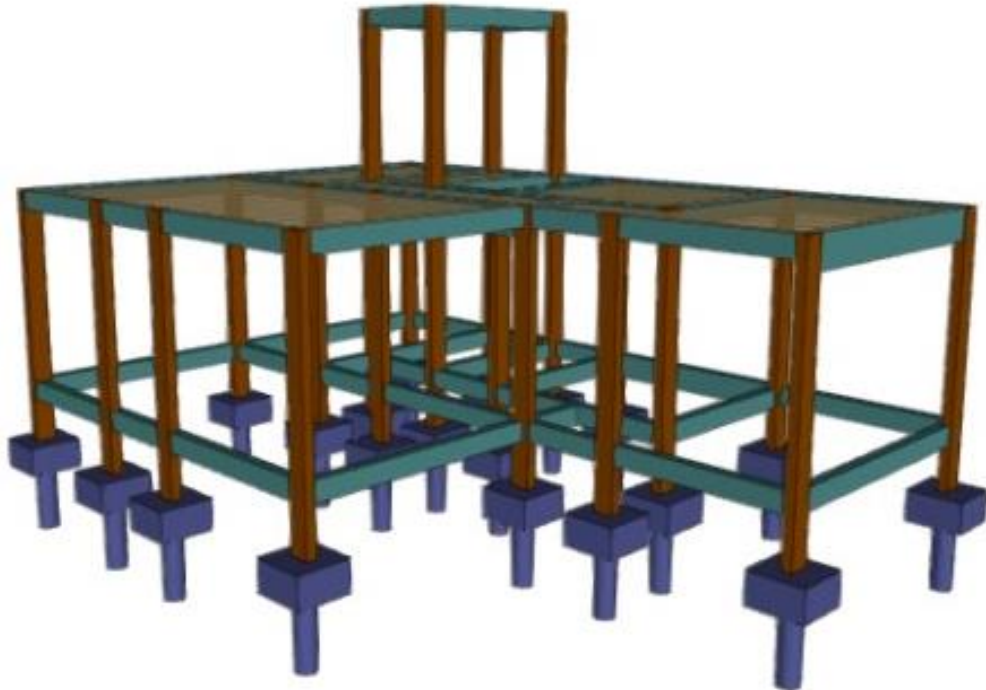
Quadro 07 – Dados dos elementos de fundação.

Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Estacas	Armadura perimetral
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19 e P20	80 X 80	45	Tipo E30, penetração 10 cm	Estribos xy:2Ø10, xz:2Ø10, yz:2Ø10, diagonais:2Ø4.2

Fonte: O autor (2020).

Destaca-se que todos os blocos obtiveram dimensões iguais. Para melhor visualização da disposição da estrutura completa adotada e já verificada, o software CypeCad permite que se obtenha a visualização em 3D, conforme mostra a Figura 52.

Figura 47 – Imagem 3D da estrutura.



Fonte: O autor (2020).

Através da imagem pode ser observada a profundidade a qual foram inseridos os blocos, visto que este foi adotado a um metro da viga baldrame.

7.6 Análise orçamentária

Inicialmente, objetivava-se alcançar orçamentos de equipamentos, concretagem e ferragem de empresas da cidade ou região, no entanto, não se obteve retorno de todas as partes envolvidas.

Os valores de equipamentos para mobilização e execução foi disponibilizado pela empresa DW, conforme apresentado no Anexo J. Porém foi repassado somente o valor da metragem linear mínima de execução e não do total abrangido no dimensionamento.

Obteve-se também, o valor cobrado pelo m^3 de concreto de $f_{ck}=25$ Mpa através do contato realizado com a empresa Beta Concretos localizada em Boa Esperança, sendo este R\$270,00.

Não se obteve resultados sobre a solicitação de orçamento das empresas do município que trabalham com a ferragem. Sendo assim, para a análise do ponto de vista econômico da execução da fundação, optou-se por desenvolver uma planilha orçamentária através dos índices do SINAPI e SETOP (Apêndice A). Para tal utilizou-se os seguintes dados como referência (Quadro 08).

Quadro 08 – Dados utilizados para realização do orçamento.

LOCALIDADE SINAPI E SETOP	BDI 1
Minas Gerais	26,38%

Fonte: O autor (2020).

Por meio desta, evidenciou-se um custo total no valor de R\$ 77.258, 59, sendo este referente a materiais e serviços de execução dos componentes da fundação em geral. Nota-se que as etapas que admitiram valores mais altos foram as de Administração, Estacas e Blocos. Isso mostra que os serviços e materiais que envolvem a execução dos blocos sobre estacas são os que mais exigem gastos.

Comparando o valor unitário e total nas parcelas de mobilização e execução da estaca hélice contínua, do orçamento feito pela SETOP e o disponibilizado pela empresa DW (Quadro 09), e analisando o valor unitário do m³ da SINAPI em relação ao passado pela empresa local (Quadro 10), pode-se claramente concluir que existe uma majoração significativa com a utilização dos índices em um orçamento.

Quadro 09 – Comparativo de valores de mobilização e execução.

Valor Unitário		
Meio de Consulta	Mobilização e Desmobilização (VB)	Execução da estaca Hélice Contínua (m)
DW Fundações	R\$ 5000,00	R\$ 28,00
SETOPE	R\$ 12000,00	R\$ 60,00
Custo Total		
Meio de Consulta	Mobilização e Desmobilização (VB)	Execução da estaca Hélice Contínua (320m)
DW Fundações	R\$ 5000,00	R\$ 8960,00
SETOPE	R\$ 12000,00	R\$ 24265,60 (com BDI)

Fonte: O autor (2020).

Quadro 10 – Comparativo de valores de concreto.

Meio de Consulta	Valor Unitário Concreto (m³)
BETA CONCRETOS	R\$ 270,00
SINAPI	R\$ 290,47

Fonte: O autor (2020).

No entanto, pode-se destacar que mesmo que o valor total obtido através de orçamentos em empresas locais e regionais possa apresentar inferioridade, o valor demandado pela execução deste tipo de fundação tendo em vista o porte do projeto arquitetônico utilizado, será consideravelmente alto induzindo a não viabilidade econômica na implantação da obra.

8 CONCLUSÃO

Visto que se cumpriu a realização do dimensionamento de uma fundação que oferecesse características de bom desempenho e segurança, visando a durabilidade e menor probabilidade de futuras patologias, tendo como base um tipo de solo composto por algumas parcelas bastante críticas, destaca-se que a introdução do tipo estaca hélice continua no estudo, foi efetiva.

Contudo como também procurou-se evidenciar a probabilidade de execução de projetos deste tipo no local, tendo em vista a realidade e perspectiva sobre custo-benefício, conclui-se através dos orçamentos obtidos que é inviável a implantação do tipo de fundação adotado, mesmo que se tenha buscado uma forma racional no dimensionamento.

Pode-se então levantar a questão referente ao projeto de loteamento pensado para a área no ano de 2015, o qual foi razão para o desenvolvimento do ensaio de sondagem a percussão e do parecer técnico que destacou a possibilidade de execução, mesmo após realização do estudo do solo. Aponta-se que a não execução deste, provavelmente se deu a partir de evidências sobre a necessidade de serem introduzidas no solo fundações que careceriam de investimentos altos, que seriam incompatíveis com a maior fração dos tipos de obras idealizadas para a realização da compra de lotes.

Destaca-se também que caso ocorresse a implantação do loteamento referido, como percebe-se a falta de fiscalização de alguns pontos das obras civis na cidade, possivelmente em algumas obras seriam desconsideradas as condições do solo induzindo a implantação de fundações não compatíveis que resultariam em futuros problemas de desempenho e consequentes patologias.

Por fim, conclui-se que através do estudo foi possível obter o desenvolvimento de uma melhor concepção sobre a relação solo-estrutura, de modo que comprovou-se a extrema importância da efetuação da análise do solo perante a escolha do tipo de fundação, visto que este é um fator determinante que pode vir a inviabilizar a execução de uma obra.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, Vitor Nascimento. **Características de adensamento da argila do canal do Porto de Santos na região da Ilha Barnabé**. Dissertação de mestrado em ciências em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2008. 06 p. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/dissertacoes-de-mestrado/108-msc-pt-2008/2194-vitor-nascimento-aguiar>>. Acesso em 15 de abril de 2020.

ALMEIDA, F.M. **Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas**. Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, 2002. Disponível em: <https://ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec/dissertacoes_arquivos/Dissertacoes/Luis%20Eduardo%20Santos%20Doria.pdf>. Acesso em: 13 de abril de 2020.

ALONSO, Urbano R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2ª ed. São Paulo: Blucher, 2012.

ALONSO, Urbano R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3ª ed. São Paulo: Blucher, 2019.

ALONSO, Urbano R. **Previsão e controle das fundações**. 2ª ed. São Paulo: Blucher, 1991.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Sapatas**. Departamento de Estruturas e Construção Civil – Universidade Federal de Santa Maria, 2007. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 29 de maio de 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. NBR 8036:1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122:2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** NBR 6484:2001.

ATKINSON, J. H.; BRANSPY, P. L. **A mecânica dos Solos Uma Introdução à Mecânica Estatal do Solo** (*The Mechanics of Soils An Introduction to Critical State Soil Mechanics*). Série da Universidade McGraw-Hill em Engenharia Civil. Inglaterra, 1978.

BASTOS, Paulo S. S. **Sapatas de fundação.** Universidade Estadual Paulista (UNESP). Departamento de Engenharia Civil. Disciplina: Estruturas de concreto III. Bauru – SP, 2019. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 04 de junho de 2020.

BOTELHO, Manuel H. C. **Princípios da mecânica dos solos e fundações para a Construção Civil.** 2ª ed. São Paulo: Blucher, 2016.

BUENO B. S.; VILAR O. M. **Mecânica dos solos.** Universidade Federal de Viçosa (UFV), 1980. 14 – 29 p. Disponível em: <https://www.academia.edu/36564902/MEC%C3%82NICA_DOS_SOLOS_UNIVERSIDAD_E_FEDERAL_DE_VI%C3%87OSA>. Acesso em: 10 de maio de 2020.

CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. **Mecânica dos solos II.** Notas de aulas. Universidade Federal de Sergipe . Centro de Ciências Exatas e Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Aracaju – SE, 2006. Disponível em: <<https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/11/notas-de-aula-ufse.pdf>>. Acesso em: 16 de Abril de 2020.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1988. p.14 – 52.

CHAGURI, Livia. CARVALHO. Operações em sistemas particulados. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de Lorena. Departamento de Engenharia Química, 2019. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4632936/mod_resource/content/0/Apostila_particulas_rev02.pdf>. Acesso em: 02 de março de 2020.

CINTRA, J. C. A. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A. et al. **Ensaio estáticos e dinâmicos**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

CONSTANCIO, Douglas. **Fundações rasas: Sapatas**. Curso Fundações I, 2004. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/1916559-Universidade-curso-fundacoes-rasas-sapatas-aluno-ra-professor-douglas-constancio-data-americana-marco-de-2004.html>>. Acesso em: 15 de junho de 2020.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6ª ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. p.181.

DIAS, Mariana Silva. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da ponta da praia na cidade de Santos**. Dissertação de mestrado em Engenharia Geotécnica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, 2010. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-20082010-160223/publico/Dissertacao_Marianna_Silva_Dias.pdf>. Acesso em: 14 de abril de 2020.

DÓRIA, Luís Eduardo S. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil (PPGEC). Universidade Federal de Alagoas (UFAL). Maceió, 2007. 43 - 47 p. Disponível em: <https://ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec/dissertacoes_arquivos/Dissertacoes/Luis%20Eduardo%20Santos%20Doria.pdf>. Acesso em: 30 de maio de 2020.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Tensões em solos**. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV). Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), 2008. 29 p. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/tensoes.pdf>>. Acesso em: 06 de junho de 2020.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998.

KAZMIERSKI, A. C.; MORAES, M. **Estacas profundas: desempenho da estaca hélice contínua – qualidade técnica de serviços e aspectos consideráveis.** Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 04, Ed. 08, Vol. 06, 2019. Disponível em: <<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/estacas-profundas?pdf=36013>>. Acesso em: 20 de maio de 2020.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.** Dissertação de mestrado em engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7394/000543601.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 19 de março de 2020.

MACHADO, A.L.; BASTOS, C.A.B.; FAGUNDES, F. F. **Caracterização geotécnica de material de drenagem do canal de acesso ao porto do rio grande.** Seminário de engenharia geotécnica do Rio Grande do sul, 2019. Disponível em: <<https://www.geors2019.com.br/baixar/205>>. Acesso em: 3 de março de 2020.

MASSAD, Façal. **Mecânica dos solos experimental.** 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. p. 184.

MARAGON, M. **Mecânica dos Solos II.** Capítulo 05: Resistência ao cisalhamento dos solos. Núcleo de Geotecnia. Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), 2018. Disponível em: <<https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Unidade-05-Resist%c3%aancia-at%c3%a9-pag-136.pdf>>. Acesso em: 28 de março de 2020.

MARANGON, M. **Geotecnia de fundações.** Universidade Federal de Juiz de Fora, 2009. Notas de aula. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notasde-aula/geotecnia-de-fundacoes/>>. Acesso em 20 de maio de 2020.

MARAGON, M. **Geotecnia de fundações - Parâmetros dos solos para cálculo de fundações.** Núcleo de Geotecnia. Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), 2015. Disponível em: <<https://engucm.files.wordpress.com/2015/03/gf03-parc3a2metros-dos-solos-para-cc3a1lculo-de-fundac3a7c3b5es.pdf>>. Acesso em: 20 de maio de 2020.

MARTINS, I. S. M e ABREU, R. R. S. **Uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros.** Revista Solos e Rochas, Vol. 25, 2002.

MAXWELL. **Teoria do Adensamento.** Trabalho de Conclusão de Curso. Pontifícia Universidade Católica (PUC). Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/25799/25799_3.PDF>. Acesso em: 15 de abril de 2020.

MILITITSKY, J; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2008. p. 28.

MOURA, A. S.; JÚNIOR, A. J. N.; AGUIAR, M. F. P. **Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza.** Rev. Tecnol. Fortaleza, v. 32, n. 1, 2011. Disponível em: <<https://periodicos.unifor.br/tec/article/view/4550/3661>>. Acesso em: 7 de junho de 2020.

NETO, F.M.; MIRANDA, A.S.D.L.; BERNADINO, S.L. **A investigação de contaminação do subsolo – Inovações na norma ABNT NBR 15.492:07.** Congresso brasileiro de engenharia de avaliações e perícias. Foz do Iguaçu – PR, 2017. Disponível em: <<https://ibape-nacional.com.br/biblioteca/wp-content/uploads/2017/08/072.pdf>>. Acesso em: 21 de maio de 2020.

NUNES, Marcus Soares. **Fundamentos de mecânica dos solos.** Instituto Politécnico (IPUC). Apostila - Curso de Engenharia Civil. 50 p. Belo Horizonte – MG, 2010. Disponível em: <<https://www.passeidireto.com/arquivo/26376593/apostila-fundamentos-de-mecanica-dos-solos-puc-mg>>. Acesso em: 12 de maio de 2020.

OLIVO, Jaqueline Schiavinato et al. **Fundações do tipo Radier.** Revista Conexão Eletrônica, vol.14, n 01. Três Lagoas – MS, 2017. Disponível em: <<http://revistaconexao.aems.edu.br/wp-content/plugins/download-attachments/includes/download.php?id=1582>>. Acesso em: 9 de junho de 2020.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solo dos estados críticos**. 3ª ed. São Paulo: LTC - Livros Técnicos e Científicos. At. Terratek., 2007.

PEDREIRA, L. S.; PACHECO T.M. **Programa para cálculo de capacidade de carga e dimensionamento estrutural de estacas**. Seminário Estudantil de Produção Acadêmica. Universidade Salvador (UNIFACS), 2016. Disponível em: <<https://revistas.unifacs.br/index.php/sepa/article/view/4312>>. Acesso em: 9 de junho de 2020.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. p. 165.

RIJO, Manuel. **Mecânica dos solos e fundações**. Universidade de Évora, 2016. 25 p. Disponível em: <<http://dspace.uevora.pt/rdpc/bitstream/10174/19306/1/Mec%C3%A2nica%20solos.pdf>>. Acesso em 14 de março de 2020.

SANTANA. Carlos Rogério. **Curva granulométrica**. E-Civil. Dicionário da construção civil. Disponível em: <<https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-curva-granulometrica.html>>. Acesso em: 01 de março de 2020.

SANTOS. Guilherme Veloso. **Patologias devido ao recalque diferencial em edificações**. Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/235/6389/1/21113271.pdf>>. Acesso em: 01 de março de 2020.

SILVA, F.M.; CHAVES, M.S. ; LIMA, Z.M.C. Propriedades dos solos – **características químicas e mineralógicas**. Aula 09. Programa Universidade a Distância (UNIDS grad). UFRN - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2009. Disponível em: <http://www.ead.uepb.edu.br/arquivos/cursos/Geografia_PAR_UAB/Fasciculos%20-%20Material/Geografia_Fisica_II/Geo_Fis_II_A09_M_GR_SF_SI_SE_260509.pdf>. Acesso em: 28 de fevereiro de 2020.

SOUZA, E. A. S.; PERIC, D; OWEN D.R. **Métodos Computacionais para Plasticidade: Teoria e Aplicações.** (*Computational Methods for Plasticity: Theory and Applications*). 1ª ed. Swansea:Wiley, 2008.

STRAMANDINOLI, Juliana Sá Brito. **Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha.** Dissertação de mestrado em estruturas. Florianópolis, 2003. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/84880/192819.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 8 de junho de 2020.

TAVARES, Laís Regina de O. **Simulação numérica do comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentação de massa.** Dissertação de mestrado em engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2019. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/documents2/mestrado/2019-1/3472-tavares-lro-tm-19>>. Acesso em: 2 de maio de 2020.

VARELA, Márcio. **Apostila de Solos.** Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN). Natal, 2013. 39 p. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/johngurgel/disciplinas/2.2051.1v-mecanica-dos-solos-1/apostila%20de%20solos.pdf/view>>. Acesso em 12 de maio de 2020.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** V.2, 1ª ed São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** 6ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VIANA, Hélio Marcos Fernandes. **Princípio das tensões efetivas e tensões geostáticas.** Notas de aula de Mecânica dos Solos II (Parte1). Faculdade de tecnologia e ciências (FTC). Disponível em: <<https://docplayer.com.br/64475336-Notas-de-aula-pratica-de-mecanica-dos-solos-ii-parte-1.html>>. Acesso em: 14 de maio de 2020.

ANEXO A – Relatório de sondagem a percussão do furo número 01

SONDAGEM DE SOLO A PERCUSSÃO				Eng. AMAURI VILELA GAZOLA CREA 44.796/D		SÍTIO DA BARRA ZONA RURAL VARGINHA - MG. FONES: (35) 8281 8689 - 8750 7363 e-mail: amaurivilelaga@gmail.com								
FURO N. 01				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA		REVESTIMENTO DIÂMETRO 2 1/2" AMOSTRADOR INTERNO 1 3/8" EXTERNO 2" PEZO 82Nq ALTURA DE QUEDA 75cm								
COTA: +1.50				FINAL: 3,40 m em 20/02/15		COMPRIMENTO DO REVESTIMENTO 2,00 m								
				INICIAL: 3,20 m em 21/02/15		OBS.: LT - LAVAGEM EM TEMPO SAU 1 NÃO								
PROFUNDIDADE DA AMOSTRA	POSICÃO NA	COTA EM RELAÇÃO AO P.N.C. (m)	TIPO DE SOLO	ÍNDICE SPT		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	DUREZA	NÚMERO DE GOLPES (30 cm)						
				1*2*	2*3*			10	20	30	40	50		
01	+0.50			X	X	AREIA SILTOSA MARROM ESCURO (ATERRO) A1E 3,40m.	X							
02	-0.50	//	//	04	06	" " "	MUA							
03	-1.50	//	//	07	09	" " "	MÉDIA							
04	-2.50			09	10	SILTE ARGILOSO AMARELO COM VEIOS BRANCO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MIUDO (ATERRO) A1E 8,10m.	MÉDIA							
05	-3.50	//	//	02	04	" " "	MÉDIA							
06	-4.50	//	//	03	04	" " "	MÉDIA							
07	-5.50			P45	P45	AREIA PLÁSTICA AMARELA ATE 20m.	MUITO MOLE							
08	-6.50	//	//	P45	P45	" " "	MUITO MOLE							
09	-7.50	//	//	P45	P45	" " "	MUITO MOLE							
10	-8.50			10	11	SILTE ARGILOSO CINZA ESCURO COM VEIOS AMARELO E PRETO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MIUDO E MÉDIO VARIEGADO A1E 14,15m.	MOLE							
11	-9.50	//	//	21	23	" " "	MÉDIA							
12	-10.50	//	//	28	35	" " "	COMPACTA							
13	-11.50	//	//	39	42	" " "	COMPACTA							
14	-12.50	//	//	45	47	" " "	COMPACTA							
15						LIMITE DE SONDAGEM PELO SPT 14,45m.								
16														
17														
18														
19														
20														

Fonte: Gazola (2015).

ANEXO B – Relatório de sondagem a percussão do furo número 02

SONDAGEM DE SOLO A PERCUSSÃO				Eng. AMAURI VILELA GAZOLA CREA 44.786/D		SITIO DA BARRA ZONA RURAL VARGINHA - MG. FONE: (35) 3201 5553 8730 7000 e.mai: amaurivilelava@gmail.com								
FURO N. 02				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA		REVESTIMENTO: DIÂMETRO 1 1/2" ABSTRATOR: INTERNO 1 3/8" EXTERNO 2" PEBO 50% ALTURA DE QUEDA 12m								
COTA: 0.50				FINAL: 6,40 m em 20 / 02 / 15		COMPRIMENTO DO REVESTIMENTO 2,00 m.								
				INICIAL: 6,10 m em 21 / 02 / 15		OBS.: L.T. - LAVAGEM EM TEMPO SIM, J NÃO								
PROFUNDIDADE DA ANQUISTRA	POSICÃO NA	COTA EM RELAÇÃO AO RN. (m)	TIPO DE SOLO	ÍNDICE SPT		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	DUREZA	NÚMERO DE GOLPES (33 cm)						
				1º*2"	2º*3"			10	20	30	40	50		
01		-0.50		X	X	ARGILA SILTOSA MARROM ESCURO (ATERRO) ATE 2,10m.	X							
02		-1.50		06	08	" " "	RUA							
03		-2.50		08	10	SILT E ARGILOSO AMARELO COM VEIOS BRANCO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MÚDO (ATERRO) ATE 4,43m.	RUA							
04		-3.50		06	06	" " "	MÉDIA							
05		-4.50		01	03	ARGILA ARENOSA MARROM ESCURO ESCURO COM VEIOS BRANCO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MÚDO E MÉDIO ATE 8,62m.	MÉDIA							
06		-5.50		03	05	" " "	MÉDIA							
07		-6.50		06	09	" " "	RUA							
08		-7.50		08	10	" " "	RUA							
09		-8.50		06	07	" " "	RUA							
10		-9.50		P/45	P/45	ARGILA PLÁSTICA AMARELA ATE 12,20m.	MEDIANAMENTE COMPACTA							
11		-10.50		P/45	P/45	" " "	MUITO MOLE							
12		-11.50		P/45	P/45	" " "	MUITO MOLE							
13		-12.50		03	05	SILT E ARGILOSO CINZA ESCURO COM VEIOS AMARELO E PRETO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MÚDO E MÉDIO VARIEDADE ATE 18,43m.	MUITO MOLE							
14		-13.50		25	32	" " "	COMPACTA							
15		-14.50		34	37	" " "	COMPACTA							
16		-15.50		41	48	" " "	COMPACTA							
17						LIMITE DE SONDAGEM PELO SPT 18,46m.								
18														
19														
20														

Fonte: Gazola (2015).

ANEXO C – Relatório de sondagem a percussão do furo número 03

SONDAGEM DE SOLO A PERCUSSÃO				Eng. AMAURI VILELA GAZOLA CREA 44.796/D			SÍTIO DA BARRA ZONA RURAL VARGINHA - MG FONES: (35) 3551 9869 - 9750 7160 e.mail: amaurivilela@ig.com.br							
FURO N. 03				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA			REVESTIMENTO DIÂMETRO 2 1/2" AMOSTRADOR INTERNO 1 5/8" EXTERNO 2" PESO 60kg ALTURA DE QUEDA 15m							
COTA: 0,00				FINAL: 8,50 m em 21/02/15			COMPRIMENTO DO REVESTIMENTO 2,00 m.							
				INICIAL: 8,00 m em 22/02/15			OBS: LT - LAVAGEM EM TEMPO SRT; N/AOK							
PROFUNDIDADE DA AMOSTRA	POSICÃO NA	COTA EM RELAÇÃO AO PNL (m)	TIPO DE SOLO	ÍNDICE SPT		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	DUREZA	NÚMERO DE GOLPES (50 cm)						
				1º-2'	2º-3'			10	20	30	40	50		
01	-1.00			X	X	AREIA SILTOSA MARROM ESCURO (ATERRO) AIE 2,45m.	X							
02	-2.00		II	10	12	" " "	RUA							
03	-3.00		II	12	12	SILTE ARGILOSO AMARELO COM VEIOS BRANCO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MIUDO (ATERRO) AIE 2,30m.	RUA							
04	-4.00		II	14	14	" " "	MÉDIA							
05	-5.00		II	12	14	" " "	MÉDIA							
06	-6.00		II	05	06	AREIA AREIA MARROM ESCURO ESCURO COM VEIOS BRANCO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MIUDO E MÉDIO AIE 0,40m.	MÉDIA							
07	-7.00		II	07	09	" " "	RUA							
08	-8.00		II	10	13	" " "	RUA							
09	-9.00		II	11	12	" " "	RUA							
10	-10.00		III	03	05	AREIA PLÁSTICA AMARELA AIE 13,50m.	MUNDO MOLE							
11	-11.00		II	P/45	P/45	" " "	MUNDO MOLE							
12	-12.00		II	P/45	P/45	" " "	MUNDO MOLE							
13	-13.00		II	P/45	P/45	" " "	MUNDO MOLE							
14	-14.00		II	15	20	SILTE ARGILOSO CINZA ESCURO COM VEIOS AMARELO E PRETO COM PRESENÇA DE PEDREGULHO MIUDO E MÉDIO VARIEDADE AIE 17,45m.	MEDIAMENTE COMPACTA							
15	-15.00		II	25	32	" " "	COMPACTA							
16	-16.00		II	34	37	" " "	COMPACTA							
17	-17.00		II	41	48	" " "	COMPACTA							
18						LIMITE DE SONDAGEM FELO SPT 17,45m.								
19														
20														

Fonte: Gazola (2015).

ANEXO D – Relatório de sondagem a percussão do furo número 04

SONDAGEM DE SOLO A PERCUSSÃO			Eng. AMAURI VILELA GAZOLA CREA 44.796/D			SITIO DA BARRA ZONA RURAL VARGINHA - MG FONES: (35) 8861 9569 9700 700 e-mail: amauri@olavga@gmail.com				
FURO N. 04			PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA			REVESTIMENTO DIÂMETRO 2 1/2" AMOSTRADOR INTERNO 1 3/4" EXTERNO 2" PEDO 65kg ALTURA DE QUEDADA 5				
COTA: -2.00			FINAL: 8,50 m em 21/02/15			COMPRIMENTO DO REVESTIMENTO 2,00 m.				
			INICIAL: 8,00 m em 22/02/15			OBS.: L.T. - LANÇADA EM TEMPO SIML				
PROFUNDIDADE DA AMOSTRA	POSICÃO NA COTA EM RELAÇÃO AO PNL (m)	TIPO DE SOLO	ÍNDICE SPT		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	DUREZA	NÚMERO DE GOLPES (30 cm)			
			1*2*	2*3*			10	20	30	40
01	-3.00		X	X	ARGILA SILTOSA MARROM ESCURO (ATERRO) ATÉ 2,00m.	X				
02	-4.00		12	14	" " "	RUA				
03	-5.00		12	13	SILTE ARGILOSO AMARELO COM VEIOS BRANCO COM PRESEÇA DE PEDREGULHO MÍUDO (ATERRO) ATÉ 5,70m.	RUA				
04	-6.00		13	14	" " "	MÉDIA				
05	-7.00		11	12	" " "	MÉDIA				
06	-8.00		04	06	ARGILA ARENO MARROM ESCURO ESQUENO COM VEIOS BRANCO COM PRESEÇA DE PEDREGULHO MÍUDO E MÉDIO ATÉ 8,00m.	MÉDIA				
07	-9.00		09	10	" " "	RUA				
08	-10.00		11	12	" " "	RUA				
09	-11.00		10	12	" " "	RUA				
10	-12.00		02	05	ARGILA PLÁSTICA AMARELA ATÉ 13,00m.	MUNTO MOLE				
11	-13.00		P/45	P/45	" " "	MUNTO MOLE				
12	-14.00		P/45	P/45	" " "	MUNTO MOLE				
13	-15.00		P/45	P/45	" " "	MUNTO MOLE				
14	-16.00		12	18	SILTE ARGILOSO CINZA ESCURO COM VEIOS AMARELO E PRETO COM PRESEÇA DE PEDREGULHO MÍUDO E MÉDIO VARREGADO ATÉ 17,45m.	MEDIANAMENTE COMPACTA				
15	-17.00		22	31	" " "	COMPACTA				
16	-18.00		32	35	" " "	COMPACTA				
17	-19.00		38	42	" " "	COMPACTA				
18					LIMITE DE SONDAÇÃO PELO SPT 17,45m.					
19										
20										

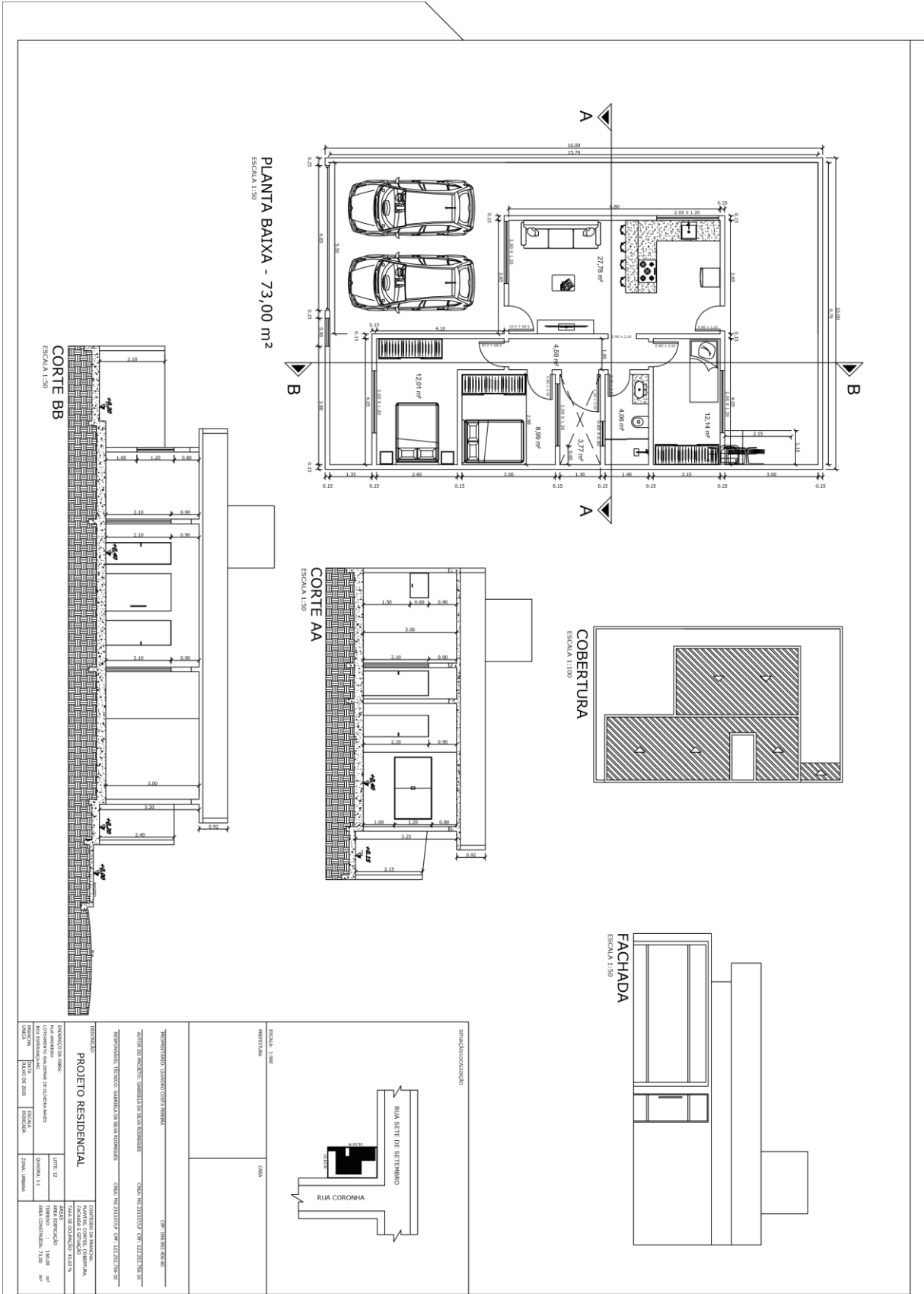
Fonte: Gazola (2015).

ANEXO E – Relatório de sondagem a percussão do furo número 05

SONDAGEM DE SOLO A PERCUSSÃO				Eng. AMAURI VILELA GAZOLA CREA 44.796/D			SÍTIO DA BARRA ZONA RURAL VARGINHA - MG. FONES: (35) 8831 9859 9706 7060 e.mail: amaurivilelva@gmail.com							
FURO N. 05				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA			REVESTIMENTO DIÂMETRO 2 1/2" AMOSTRADOR INTERNO 1 3/4" EXTERNO 2" PESO 60kg - ALTURA DE QUINTA 7mm							
COTA: -5,00				FINAL: 6,50 m em 21/02/15			COMPRIMENTO DO REVESTIMENTO 2,00 m							
				INICIAL: 6,00 m em 22/02/15			OBS: LT. - LARGURA EM TEMPO (M) NÃO							
PROFUNDIDADE DA AMOSTRA	COTA EM RELACAO AO N.L. (m)	TIPO DE SOLO	INDICE SPT		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	DUREZA	NÚMERO DE GOLPES (30 cm)							
			1º+2º	2º+3º			10	20	30	40	50			
01	-6.00		X	X	ARGILA SILTOSA MARROM ESCURO (ATERRO) ATE 2,30m.	X								
02	-7.00		07	08	" " "	MUA								
03	-8.00		05	08	SILTE ARGILOSO AMARELO COM VEIOS BRANCO COM PRESENCIA DE PEDREGULHO MIUDO (ATERRO) ATE 6,10m.	MÉDIA								
04	-9.00		08	09	" " "	MÉDIA								
05	-10.00		09	10	" " "	MÉDIA								
06	-11.00		03	04	" " "	MÉDIA								
07	-12.00		P/45	P/45	ARGILA PLASTICA AMARELA ATE 9,60m.	MUNTO MOLE								
08	-13.00		P/45	P/45	" " "	MUNTO MOLE								
09	-14.00		P/45	P/45	" " "	MUNTO MOLE								
10	-15.00		08	11	SILTE ARGILOSO CINZA ESCURO COM VEIOS AMARELO E PRETO COM PRESENCIA DE PEDREGULHO MIUDO E MEDIO VARIADO, ATE 14,45m.	MOLE								
11	-16.00		15	18	" " "	MEDIA								
12	-17.00		21	33	" " "	COMPACTA								
13	-18.00		35	38	" " "	COMPACTA								
14	-19.00		39	44	" " "	COMPACTA								
15					LIMITE DE SONDAGEM PELO SPT 14,45m.									
16														
17														
18														
19														
20														

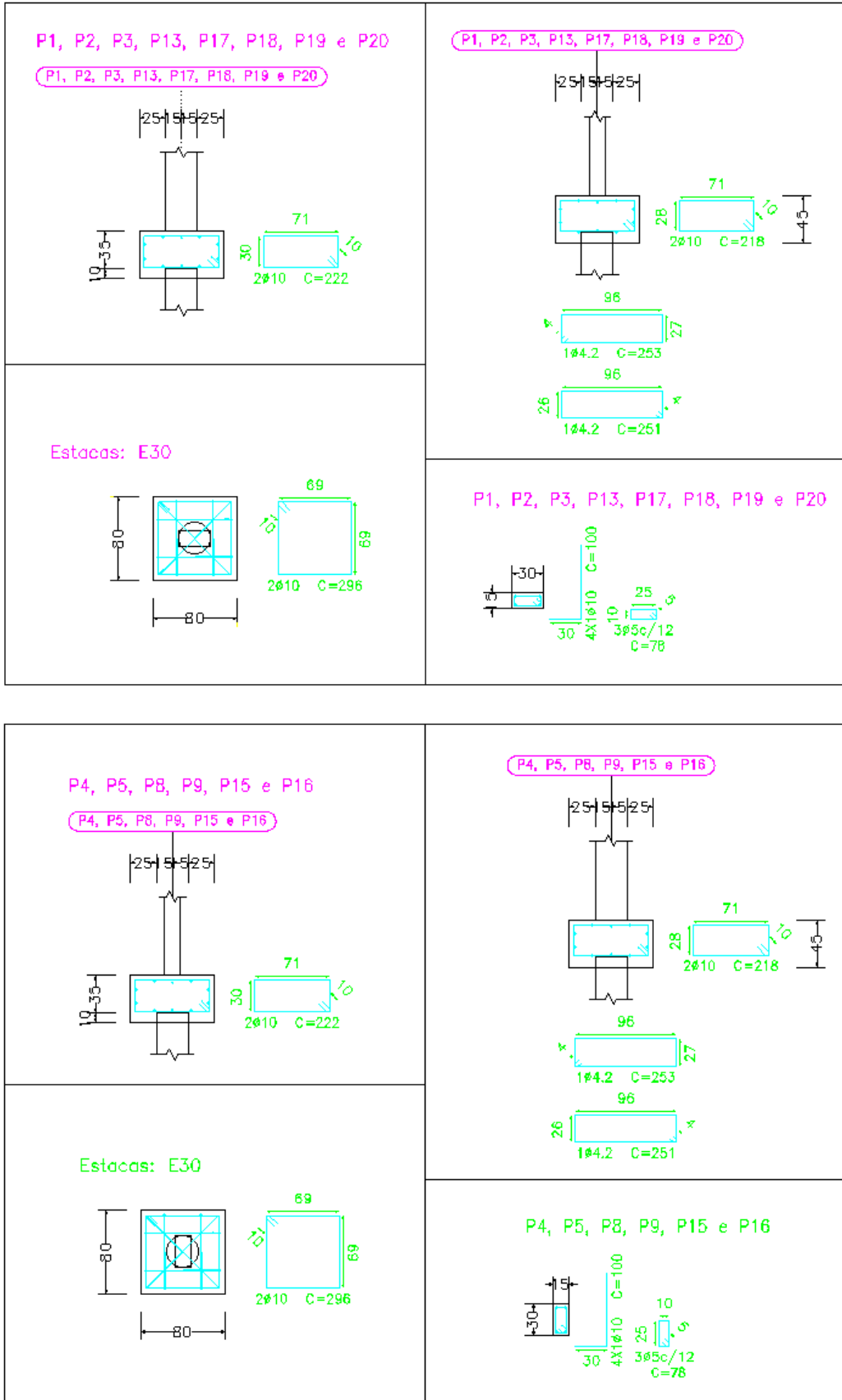
Fonte: Gazola (2015).

ANEXO F – Projeto arquitetônico completo



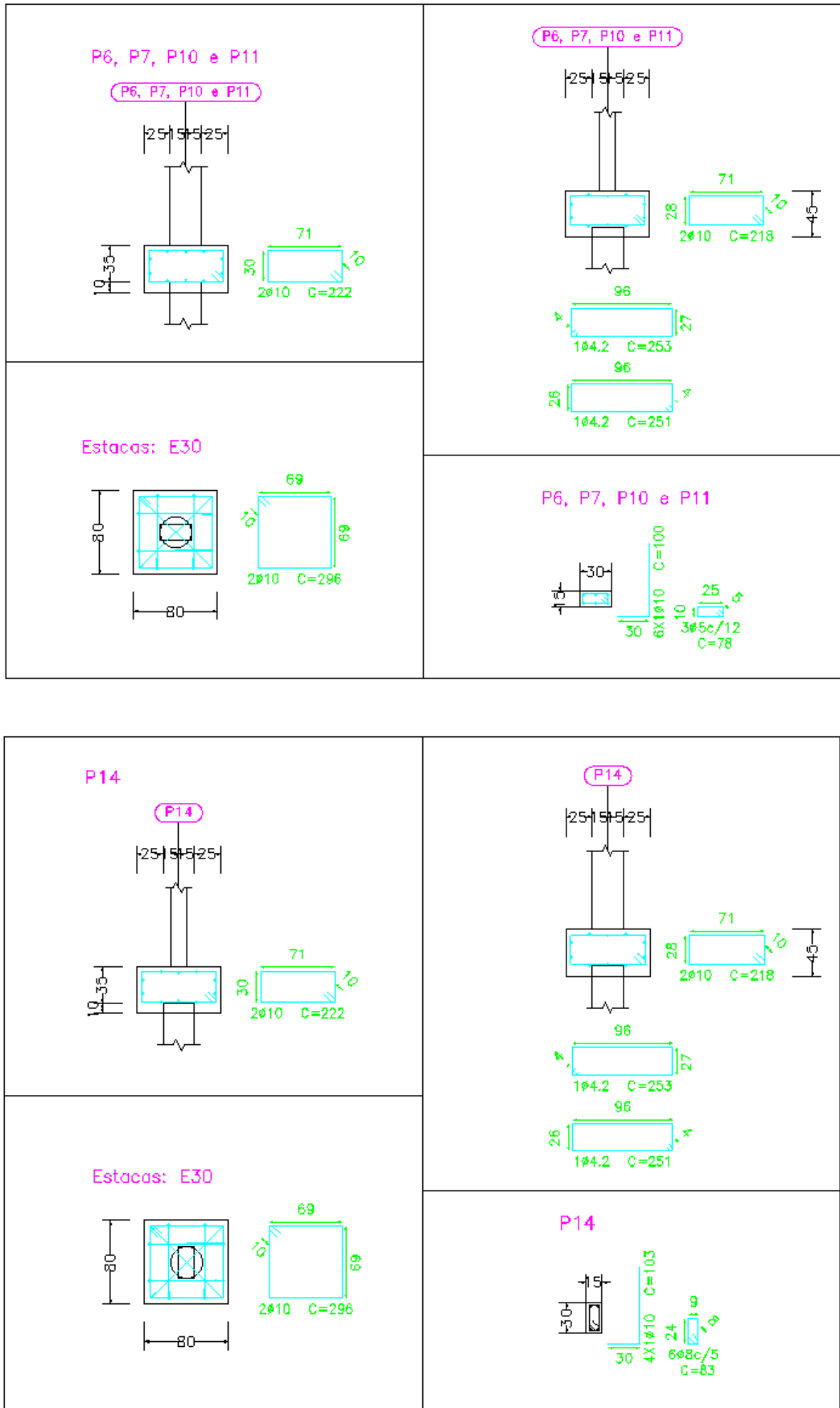
Fonte: O autor (2020).

ANEXO G – Detalhamento dos elementos de fundação



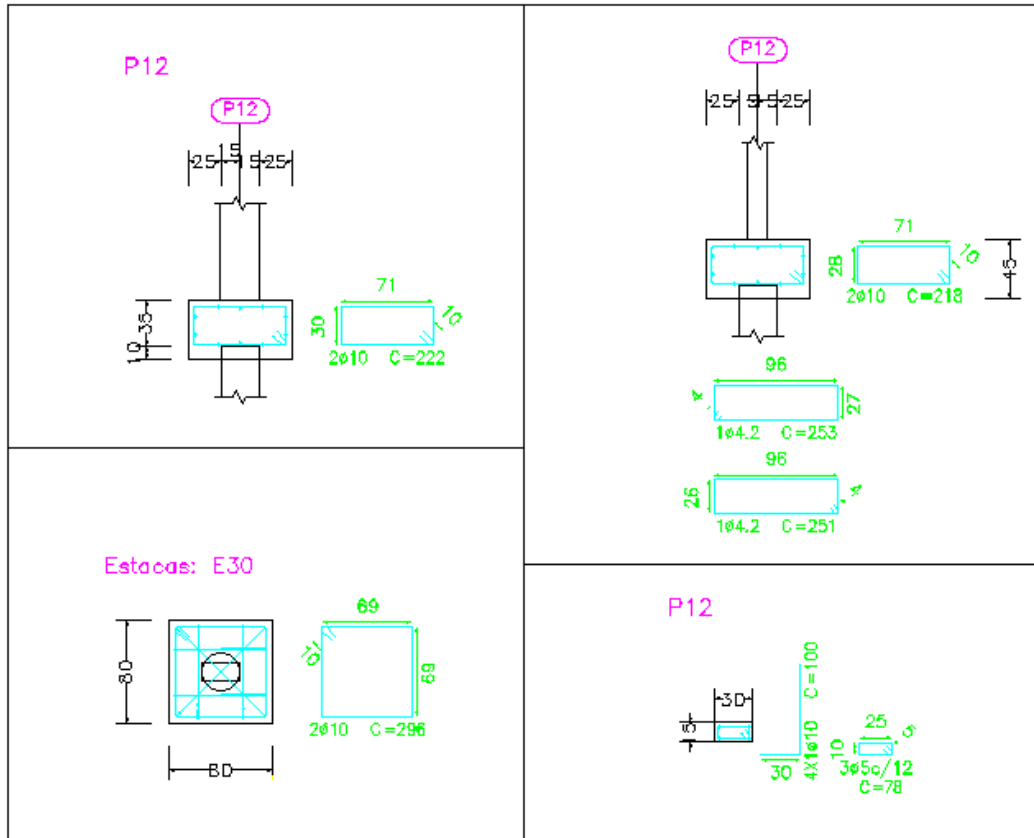
Fonte: O autor (2020).

ANEXO H – Detalhamento dos elementos de fundação



Fonte: O autor (2020).

ANEXO I – Detalhamento dos elementos de fundação



Fonte: O autor (2020).

ANEXO J – Orçamento de mobilização e execução de estacas



DW FUNDAÇÕES LTDA
 CNPJ 33.682.478/0001-42
 Rod MG 050 S/N, KM 134, Galpão B – sala 02 – Jardim real
 Cep: 35.504-199 - Divinópolis - MG
 Cel: (37) 9 9857-4870
 Email: dwfundacoes@gmail.com

PPSHC_096/20

PROPOSTA DE PRESTAÇÃO DE SERVIÇO

A COSTA ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES

A empresa DW Fundações LTDA agradece a solicitação de V.S.a, temos o prazer de apresentar nossa PROPOSTA para execução de ESTACAS HÉLICE CONTINUA MONITORADA, para fundação do NOVO EMPREENDIMENTO a ser implantado no município de Boa Esperança-MG.

1. NATUREZA DOS SERVIÇOS:

1.1. Execução de estacas hélice continua no diâmetro de 30 cm para fundação de obra civil.

2. CARACTERÍSTICAS E PREÇOS DOS SERVIÇOS:

Cod	Unid	Qtd	Descrição	Vr unit.	Vr Total
01	verb.	1	Mobilização/ desmobilização de equipamento	5.000,00	5.000,00
02	m	250	Execução estaca hélice continua – Ø 30 cm	28,00	7.000,00
Total				12.000,00	

Obs: valor mínimo cobrado para execução dos serviços é 250 metros lineares

3. PRAZO DE EXECUÇÃO

- 3.1. Previsão de início: a combinar
 3.2. Aproximadamente 2 (dois) dias úteis.

4. EQUIPAMENTO

4.1. Equipamento perfuratriz CZM EM400/2020.

5. VALIDADE DA PROPOSTA

5.1. Esta proposta terá validade de 15 (quinze) dias corridos, a partir da data que foi enviada.

6. CONDIÇÕES GERAIS

6.1. Para aceitação dessa proposta a contratante deverá comunicar a contratada com antecedência, para agendamento dos serviços e assinatura do contrato de prestação de serviços.

Divinópolis, 08 de novembro de 2020

Danilo Arthur de Oliveira
 Engenheiro civil
 Cel: (37) 9 9857- 4870

Fonte: DW Fundações (2020).

APÊNDICE A – ORÇAMENTO

Item	Fonte	Código	Descrição	Unid.	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	BDI (%)	Preço Unitário (com BDI) (R\$)	Preço Total (R\$)
1.			FUNDAÇÃO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA					-	77.278,59
1.1.			ADMINISTRAÇÃO					-	15.165,60
1.1.1.	SETOP	ED-49714	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA DMT DE 50,1 A 100 KM	VB	1	12.000,00	BDI 1	15.165,60	15.165,60
1.2.			ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA					-	33.864,08
1.2.1.	SETOP	ED-49717	EXECUÇÃO DE ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA D = 600 MM, EXCETO CONCRETO	M	320	60	BDI 1	75,83	24.265,60
1.2.2.	SINAPI-I	34493	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C25, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	24,8	290,47	BDI 1	367,1	9.104,08
1.2.3.	SINAPI	95602	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE 41 CM A 60 CM. AF_11/2016	UN	20	19,56	BDI 1	24,72	494,4
1.3.			BLOCOS					-	15.351,34
1.3.1.	SINAPI	96522	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA. AF_06/2017	M3	43,2	98,44	BDI 1	124,41	5.374,51
1.3.2.	SINAPI	96540	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	M2	31,6	82,1	BDI 1	103,76	3.278,82
1.3.3.	SETOP	ED-49813	LASTRO DE BRITA 2 OU 3 APILOADO MANUALMENTE	M3	1,4	102,07	BDI 1	129	180,6
1.3.4.	SETOP	ED-48297	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-60 DIÂMETRO (4,2MM A 5,0MM)	KG	12,2	7,79	BDI 1	9,85	120,17
1.3.5.	SETOP	ED-48295	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-50 DIÂMETRO (6,3MM A 12,5MM)	KG	199,8	7,83	BDI 1	9,9	1.978,02
1.3.6.	SINAPI	96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M3	6,4	387,08	BDI 1	489,19	3.130,82

1.3.7.	SINAPI	93382	REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016	M3	46,8	21,78	BDI 1	27,53	1.288,40
1.4.			ARRANQUE DOS PILARES					-	5.821,07
1.4.1.	SINAPI	92263	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_09/2020	M2	19,8	84,74	BDI 1	107,09	2.120,38
1.4.2.	SETOP	ED-48297	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-60 DIÂMETRO (4,2MM A 5,0MM)	KG	29,4	7,79	BDI 1	9,85	289,59
1.4.3.	SETOP	ED-48295	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-50 DIÂMETRO (6,3MM A 12,5MM)	KG	141	7,83	BDI 1	9,9	1.395,90
1.4.4.	SINAPI	92720	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 25 MPA, COM USO DE BOMBA EM EDIFICAÇÃO COM SEÇÃO MÉDIA DE PILARES MENOR OU IGUAL A 0,25 M² - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_12/2015	M3	1,2	370,33	BDI 1	468,02	561,62
1.4.5.	SINAPI	93382	REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016	M3	52,8	21,78	BDI 1	27,53	1.453,58
1.5.			VIGAS BALDRAMES					-	7.076,50
1.5.1.	SETOP	ED-51107	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALAS H <= 1,50 M	M3	13,04	44,98	BDI 1	56,85	741,32
1.5.2.	SETOP	ED-49813	LASTRO DE BRITA 2 OU 3 APOIADO MANUALMENTE	M3	1,87	102,07	BDI 1	129	241,23
1.5.3.	SINAPI	96542	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	M2	44,69	56,82	BDI 1	71,81	3.209,19
1.5.4.	SETOP	ED-48297	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-60 DIÂMETRO (4,2MM A 5,0MM)	KG	58,72	7,79	BDI 1	9,85	578,39
1.5.5.	SETOP	ED-48295	CORTE, DOBRA E MONTAGEM DE AÇO CA-50 DIÂMETRO (6,3MM A 12,5MM)	KG	38,39	7,83	BDI 1	9,9	380,06
1.5.6.	COMPOSIÇÃO	1	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 25 MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	M³	3,33	375,95	BDI 1	475,13	1.582,18
1.5.7.	SINAPI	93382	REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016	M3	12,5	21,78	BDI 1	27,53	344,13