



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

ALINE SOUSA LUCENA

ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES PARA UMA OBRA LOCALIZADA EM PALMAS - TO

Palmas - TO

2020

ALINE SOUSA LUCENA

**ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES
PARA UMA OBRA LOCALIZADA EM PALMAS - TO**

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso I (TCC I) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Edivaldo Alves dos Santos

Palmas - TO

2020

RESUMO

Os estudos sobre métodos construtivos na construção civil vivem em constante desenvolvimento. Sabe-se que a fundação é a parte mais importante de uma obra e que possui uma grande parcela no valor total do empreendimento. Para isso se faz necessárias pesquisas visando qual método é mais economicamente viável, sem perda de desempenho para cada caso. No Brasil existem vários métodos que dependendo das condições do solo e da obra, podem apresentar melhor relação custo x benefício quando comparados. Para o estudo comparativo será abordado sapatas e estacas e será apresentado o dimensionamento, levantamento de quantitativo e custos globais de ambos os métodos.

ABSTRACT

Studies on construction methods in civil construction are in constant development. It is known that the foundation is the most important part of a project and that it has a large share in the total value of the project. For this, research is needed to determine which method is most economically viable, without loss of performance for each case. In Brazil there are several methods that, depending on the conditions of the soil and the work, can present a better cost-benefit ratio when compared. For the comparative study, shoes and piles will be approached and dimensioning, quantitative survey and global costs of both methods will be presented.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT.....	12
Figura 2 - Fundações superficiais ou rasas (a) e fundações profundas (b)	14
Figura 3 - Figura 3: principais tipos de fundações superficiais.	15
Figura 4 -principais tipos de fundações profundas. (a) estaca; (b) tubulão e (c) caixão.....	16
Figura 5: dimensões da sapata.....	17
Figura 6: Demonstração das alturas de uma sapata.....	19
Figura 7 - Processo executivo da estaca Franki.....	21
Figura 8 - processo executivo da estaca broca	22
Figura 9 - execução de estaca strauss.....	22
Figura 10 - Execução de estaca hélice contínua	24
Figura 11 - execução de estaca raiz	26
Figura 12 - tubulão a céu aberto	28
Figura 13 - execução de tubulão a ar comprimido	29
Figura 14: planta de locação dos pilares	41
Figura 15: planta de forma da fundação.....	42
Figura 16: detalhamento da sapata 18.....	44
Figura 17: planta de locação dos blocos de coroamento	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: coeficiente K e razão de atrito alfa	30
Tabela 2: fatores de correção F1 e F2.....	31
Tabela 3: coeficiente característico do solo C.....	31
Tabela 4: valores do fator alfa em função do tipo de estaca e tipo de solo	32
Tabela 5: valores do fator beta em função do tipo de estaca e do tipo de solo	32
Tabela 6: valores do parâmetro alfa relativo a resistência de ponta	32
Tabela 7: valores do parametro beta relativo a resistencia de atrito lateral	33
Tabela 8: Média do N _{spt}	40
Tabela 9: seção e carga dos pilares	41
Tabela 10: detalhamento das sapatas	43
Tabela 11: capacidade de carga	45
Tabela 12: Quantidade de estacas por pilar.....	46
Tabela 13: consumo de materiais por cada solução.....	50

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVOS	10
1.1.1 GERAL	10
1.1.2 ESPECIFICOS	10
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	11
2.2 CONCEITO DE FUNDAÇÃO	12
2.3 TIPOS DE FUNDAÇÕES	13
2.3.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (NBR 6122/96)	14
2.3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS (NBR 6122/96).....	15
2.4 PROCESSO EXECUTIVO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	16
2.5 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL TIPO SAPATA	17
2.6 PROCESSO EXECUTIVO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	20
2.6.1 ESTACAS TIPO FRANKI	20
2.6.2 ESTACAS TIPO BROCA	21
2.6.3 ESTACA TIPO STRAUSS	22
2.6.4 ESTACAS ESCAVADAS MECANICAMENTE COM TRADO HELICOIDAL.....	23
2.6.5 ESTACA TIPO HÉLICE CONTINUA.....	24
2.6.6 ESTACA RAIZ.....	25
2.6.7 ESTACA PRÉ-MOLDADA.....	26
2.6.8 TUBULÕES.....	28
2.7 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA TIPO HÉLICE CONTÍNUA .	29
2.8 INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO.....	36
3. METODOLOGIA	37
3.1 ANÁLISE DA SONDAGEM	37
3.2 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS	37

3.3 DIMENSIONAMENTO DE ESTACA.....	39
3.4 ANÁLISE DE DADOS E APRESENTAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO	39
4. ESTUDO DE CASO	40
4.1 INFORMAÇÕES DE SONDAGEM.....	40
4.2 INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA.....	41
4.3 DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	42
4.3.1 CASO DO PILAR P18	44
4.4 DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS	45
4.4.1 CASO DO PILAR P6.....	47
4.4.2 CASO DO PILAR P1	48
4.4.3 CASO DO PILAR P11	49
4.4.4 CASO DO PILAR P18.....	49
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	50
6. CONCLUSÃO	51
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	52

1. INTRODUÇÃO

“Fundações são os elemento estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia” (AZEREDO, 1988, p. 29). Dessa forma, os elementos das fundações devem ser escolhidos e dimensionados para suportar as cargas geradas pelos esforços solicitantes da edificação.

As fundações podem ser consideradas a parte mais importante da estrutura, por suportar todas as cargas provenientes do seu próprio peso e as cargas decorrentes de seu uso. É sempre importante possuir uma grande gama de informações sobre as características do subsolo e sobre as cargas da estrutura para que não haja equívocos no projeto.

Para se determinar o tipo de fundação mais adequada, além de se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, deve-se ter informações sobre as características do solo e dos elementos estruturais que irão compor as fundações. Na grande maioria dos casos, as informações sobre as características do subsolo do terreno sobre o qual será executada a edificação são obtidas por meio de sondagens de simples reconhecimento (SPT – Standard Penetration Test). Dependendo do grau de responsabilidade e do porte da obra, se as informações obtidas pelo SPT não forem satisfatórias, outros tipos de pesquisas podem ser executadas, como por exemplo, ensaio de penetração do cone (CPT) e ensaio de palheta (Vane-Test).

A garantia de uma fundação bem executada passa pela fase de projeto e dos levantamentos realizados em campo. O resultado desse levantamento (SPT, caracterização do tipo de solo, profundidade do nível de água, entre outros), associado ao mapa de cargas e a experiência do Engenheiro Geotécnico, contribui para que o projeto de fundação seja o mais adequado técnica e economicamente para o empreendimento em estudo. Portanto, ao se buscar a minimização dos erros de projeto e de execução das fundações, evita-se a possibilidade de utilização de reforços estruturais que elevam os custos da obra e, que nem sempre são previstos.

O presente trabalho consiste no dimensionamento de dois modelos de fundação para uma determinada obra localizada em Palmas – TO, com a ajuda de uma ferramenta computacional. O objetivo é a obtenção de uma solução tecnicamente viável e econômica para o caso estudado.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

Realizar um estudo para comparar a viabilidade técnica e econômica entre dois modelos de fundação para uma obra comercial em lote vicinal de um pavimento.

1.1.2 ESPECIFICOS

- Analisar solo por meio da sondagem;
- Analisar planta de carga;
- Analisar viabilidade de dimensionamento de fundações diretas e indiretas;
- Dimensionar sapatas;
- Dimensionar estacas
- Quantificar as etapas de execução e volume de materiais;
- Avaliar solução mais viável entre os casos propostos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Segundo Quaresma et al. (1998), para elaboração de projetos de fundações é preciso conhecer de forma adequada o solo, ou seja, identificar e classificar as diversas camadas que o compõem. Isso pode ser obtido através de ensaios de investigação (ou

prospecção) geotécnica, classificados em: ensaios de laboratório e ensaios de campo.

Na prática, há predominância na realização de ensaios de campo, podendo-se destacar:

- O Standard Penetration Test (SPT);
- O ensaio de sondagem rotativa;
- O ensaio de penetração de cone (CPT);
- O ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras ou piezocone (CPT-U);
- O ensaio de palheta (*Vane Test*);
- Pressiômetros (PMT);
- O dilatômetro de Marchetti (DMT);
- Os ensaios de carregamento de placa ou provas de carga;
- E os ensaios geofísicos como, por exemplo, o ensaio de Cross-Hole.

Em situações nas quais se quer uma análise detalhada do solo, recomenda-se a realização dos ensaios de CPT ou CPT-U. A sondagem rotativa é recomendada quando se atinge um estrato rochoso, matacão ou solos impenetráveis à percussão. Para a determinação da resistência ao cisalhamento dos depósitos de argila mole, recomenda-se a realização do ensaio de palheta, conhecido também por *Vane Test*. Já os ensaios de provas de carga, bastante utilizados entre 1940 e 1960, estão em desuso atualmente. Contudo, o ensaio de campo mais executado no mundo e no Brasil é o SPT, que consiste numa sondagem de simples reconhecimento à percussão, na qual é possível medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada (QUARESMA et al., 1998).

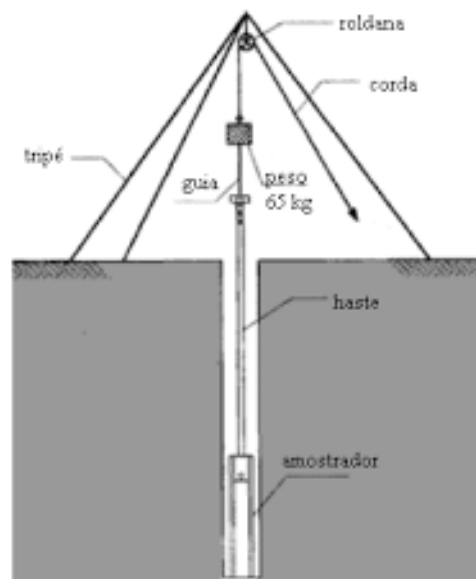
Os objetivos esperados ao realizar uma sondagem do tipo SPT são:

- Conhecer o tipo de solo atravessado, a partir da amostra obtida a cada metro perfurado;
- Obter a resistência pelo solo à cravação do amostrador padrão, obtida a cada metro perfurado;

- E durante a perfuração, localizar a posição do nível d'água.

A execução do ensaio SPT (Figura 3) consiste na cravação do amostrador padrão no fundo de uma escavação realizada, seja ela revestida ou não, através de quedas sucessivas do martelo de 65 kg, que cai de uma altura de 75 cm. O Índice de Resistência à Penetração (N) corresponde ao número de golpes do martelo que faz com que o amostrador padrão penetre 30 cm no solo, após a cravação inicial de 15 cm (QUARESMA et al., 1998).

Figura 1 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT



(Fonte: DANTAS NETO, 2008).

Durante a realização do ensaio de penetração, amostras de solo devem ser coletadas a cada metro pelo amostrador padrão, a partir do primeiro metro de profundidade, ou quando houver mudança de material, para análise táctil-visual do material coletado, procedendo-se a medida do Índice N. A perfuração nos solos coesivos (argilas) e acima do nível d'água é feita por meio de trados. Nas situações em que os solos são do tipo não-coesivos (areias) ou estão abaixo do nível d'água, ou mesmo porque a perfuração ficou muito profunda, a escavação é feita através da circulação de água (QUARESMA et al., 1998).

2.2 CONCEITO DE FUNDAÇÃO

De acordo com Azeredo (1997) a fundação é a estrutura responsável em distribuir as cargas providas da construção ao solo em que se encontra apoiada. Esta mesma definição pode ser encontrada em Bell (1985, p. 1), ao citar que “Uma fundação deve distribuir e transmitir as cargas permanentes e dinâmicas da superestrutura para o substrato do solo [...]”

É importante mencionar que não podem ocorrer recalques diferenciais de ampla significância, pois pode levar a superestrutura a sofrer danos (SANTANA, 2011). Segundo Vargas (2002), existem vários tipos de fundações que são projetadas levando em consideração as características geotécnicas dos solos que as suportarão e as cargas que receberão. De acordo com Spernau (1998), a escolha por um tipo de fundação depende de diversos fatores, a serem analisados pelos projetistas, sendo eles: o estudo da área topográfica, característica do maciço de solo, dados da estrutura, dados sobre as construções vizinhas e aspectos econômicos.

Tizott (2013) salienta que, para escolher o tipo de fundação é preciso considerar alguns aspectos, como: a presença de taludes, aterros, erosões, posição de nível d'água e o tipo da estrutura a ser suportada. Logo, pode-se dizer que “[...] projetar, uma estrutura significa estudar a associação de seus elementos e prepará-los para suportar os diferentes esforços que estão submetidos” (MORAES, 1976, p. 5).

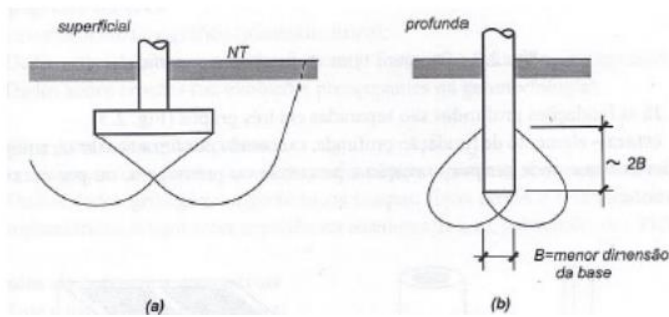
2.3 TIPOS DE FUNDAÇÕES

Quanto aos tipos de fundações existentes, Velloso (2002) comenta que um dos primeiros cuidados de um projetista de fundações deve ser o emprego da terminologia correta. As fundações são convencionalmente separadas em 2 grandes grupos:

- Fundações superficiais (ou “diretas” ou rasas) e
- Fundações profundas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela que teria seu mecanismo de ruptura de base que não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 adotou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3 m de profundidade. A figura 1 mostra o comportamento de cada uma.

Figura 2 - Fundações superficiais ou rasas (a) e fundações profundas (b)



Fonte: Velloso (2002)

2.3.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (NBR 6122/96)

Elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

Segundo Velloso (2002), quanto aos tipos de fundações superficiais há:

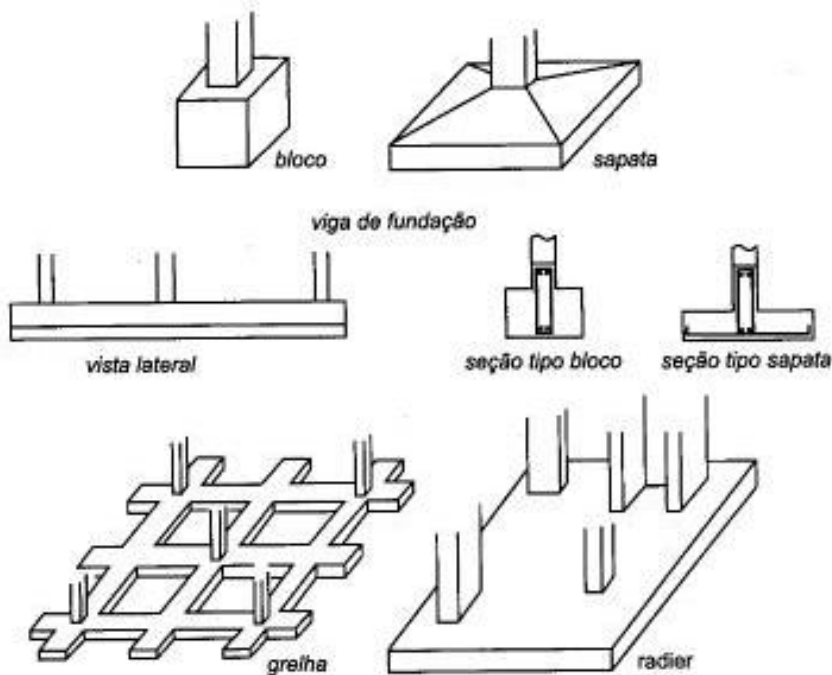
Bloco – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

Sapata – elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de tal modo que as tensões de tração sejam resistidas por armadura (por isso a sapata tem menor altura que o bloco);

Grelha – elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;

Radier – elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

Figura 3 - Figura 3: principais tipos de fundações superficiais.



Fonte: Velloso (2002)

2.3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS (NBR 6122/96)

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa.

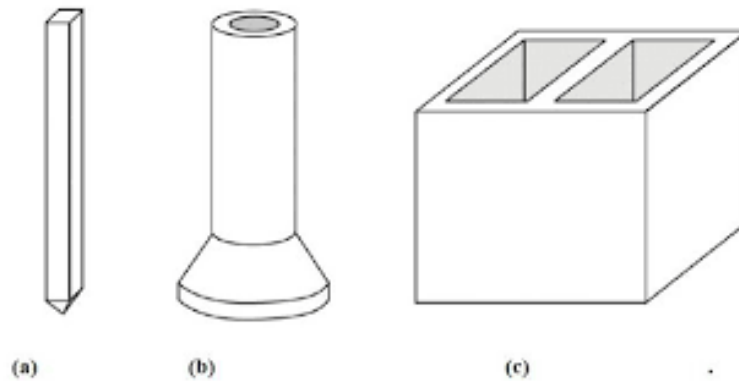
Velloso (2002) as separadam em três grupos:

Estaca – elemento de fundação profunda executado por ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por escavação a percussão ou prensagem, ou por escavação, ou ainda, mista.

Tubulão – elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na sua fase final de execução, tem a descida de operário;

Caixão – elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

Figura 4 -principais tipos de fundações profundas. (a) estaca; (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso (2002)

2.4 PROCESSO EXECUTIVO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O procedimento para execução de fundações superficiais é comum a todos os seus tipos, exceto quanto ao bloco por não utilizar armadura de aço.

Deve-se realizar, primeiramente, a escavação a céu aberto, podendo-se fazer inclinação de talude de 1:2 (horizontal: vertical) ou outra, dependendo da estabilidade do terreno. A escavação deve ser feita de tal forma que permita a execução do elemento de fundação nas dimensões e cotas previstas no projeto.

Porém, a NBR 6122 (ABNT, 1996) recomenda que o elemento de fundação esteja assentado a uma profundidade mínima de 1,50 m, exceto se houver a presença de rocha. É importante, também, que se faça um espaço de 50 cm em volta das dimensões da base para facilitar os trabalhos dos operários na vala. Em seguida, executa-se um lastro de concreto magro com espessura de 5,0 cm, inclusive nas laterais da base com medida de 50 cm.

A partir daí, são colocadas as formas e as armaduras, exceto nos blocos, conforme projeto de estrutura de fundação, e posteriormente faz-se a concretagem do elemento de fundação.

Após a etapa de concretagem e cura do concreto, faz-se o reaterro da vala de escavação, tomando-se o cuidado de compactar o material de reaterro, como forma de prevenir possíveis recalques por acomodação do material utilizado.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) também recomenda que, numa situação na qual existam duas fundações vizinhas assentadas em cotas diferentes, a fundação situada em cota de maior

profundidade seja executada em primeiro lugar, a menos que sejam tomados cuidados especiais.

2.5 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL TIPO SAPATA

Conforme Alonso (1983), a equação 1 apresenta a obtenção da tensão admissível do solo em fundações superficiais do tipo de sapata.

$$\sigma_{adm} = (N_{spt}/50) + q \quad \text{eq. 1}$$

Válido para: $5 \leq N_{spt} \leq 20$ (Mpa)

Onde:

q = é a parcela que corresponde à sobrecarga, podendo ser considerada ou não.

A área de uma sapata pode ser obtida através da seguinte equação apresentada por Alonso (1983):

$$A = a \times b = \frac{p + pp}{\sigma a} \quad \text{eq. 2}$$

Onde:

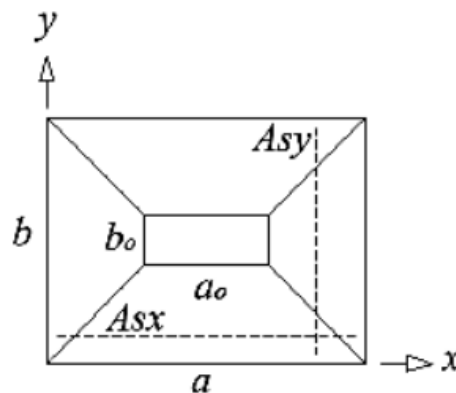
p = Carga proveniente do pilar (majorada);

pp = Peso próprio da sapata;

σa = Tensão admissível do solo.

As variáveis de dimensões podem ser identificadas na figura 5:

Figura 5: dimensões da sapata



Fonte: (Tizotti, 2013).

Para a escolha das dimensões (a e b) Alonso (1983) dispõe de algumas diretrizes nas quais estão apresentadas abaixo:

- O centro de gravidade do pilar e da sapata devem ser coincidentes;
- A menor dimensão da sapata não deve ser menor que 60 cm;
- Preferencialmente a relação entre de a e b deve ser de no máximo 2,5;
- Os valores de a e b devem ser escolhidos de forma que os balanços da sapata sejam iguais, nas duas direções.

Alonso (1983) aponta que as sapatas rígidas podem ser dimensionadas pelo método das bielas, este método foi elaborado por Lebel (1963), baseado nos resultados de numerosos ensaios. Para obtenção dos momentos solicitantes e armaduras de flexão.

$$a - b = a_0 - b_0 \quad \text{eq. 3}$$

Onde:

a = Maior dimensão da sapata;

b = Maior dimensão do pilar;

a_0 = Menor dimensão da sapata;

b_0 = Menor dimensão do pilar.

Na ruptura local, é efetuada separadamente os dois cálculos (geral e puncionamento) para se encontrar um valor médio conforme equação 4:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{\text{geral}} + \sigma_{\text{puncionamento}}}{2} \quad \text{eq. 4}$$

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a aplicação de uma força de compressão P no topo da sapata gera uma tensão resistente no maciço de solo e, aumento gradativo dessa força P provoca uma superfície potencial de ruptura no interior desse maciço. Na iminência de ruptura, ocorre uma mobilização de resistência máxima do sistema sapata-solo, que é denominada de capacidade de carga do elemento de fundação (σ_r).

Dessa forma, a tensão admissível (σ_a) pode ser expressa através da equação 5:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_s} \quad \text{eq. 5}$$

Onde:

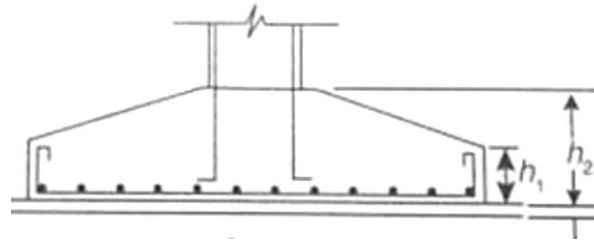
σ_a = tensão admissível;

σ_r = capacidade de carga;

F_s = fator de segurança determinado como 3,0.

Para o cálculo das alturas h_1 e h_2 conforme figura 6, utiliza-se as dimensões do pilar que a sapata está inserida:

Figura 6: Demonstração das alturas de uma sapata



Fonte: PEREIRA (2017)

$$h_1 \geq \begin{cases} \frac{h_2}{3} \\ 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_2 \geq \begin{cases} \frac{A - a_0}{3} \\ \frac{B - b_0}{3} \\ 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

Onde:

A = maior dimensão da sapata;

a_0 = maior dimensão do pilar;

B = menor dimensão da sapata;

b_0 = menor dimensão do pilar.

Para o dimensionamento da armadura da sapata, Machado (1985) sugere o seguinte roteiro conforme equações 6,7 e 8 abaixo:

$$M_d x = 1,4 * \left(\frac{A * \sigma_{solo}}{10} * \frac{(B - b_0)^2}{8} \right) \quad \text{Eq. 6}$$

$$M_d y = 1,4 * \left(\frac{B * \sigma_{solo}}{10} * \frac{(A - a_0)^2}{8} \right) \quad \text{Eq. 7}$$

Onde:

M_{dx} e M_{dy} = momento resistente em x e y.

A = maior dimensão da sapata, cm;

a_0 = maior dimensão do pilar, cm;

B = menor dimensão da sapata, cm;

b_0 = menor dimensão do pilar, cm;

σ_{solo} = tensão admissível do solo, Mpa.

A área de aço foi calculada conforme abaixo:

$$A_s = \frac{Md}{0,85 * d * f_{yd}} \quad \text{eq. 8}$$

2.6 PROCESSO EXECUTIVO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A seguir, são apresentados os processos executivos dos principais tipos de fundações profundas, bem como as vantagens e desvantagens oferecidas por cada um deles.

2.6.1 ESTACAS TIPO FRANKI

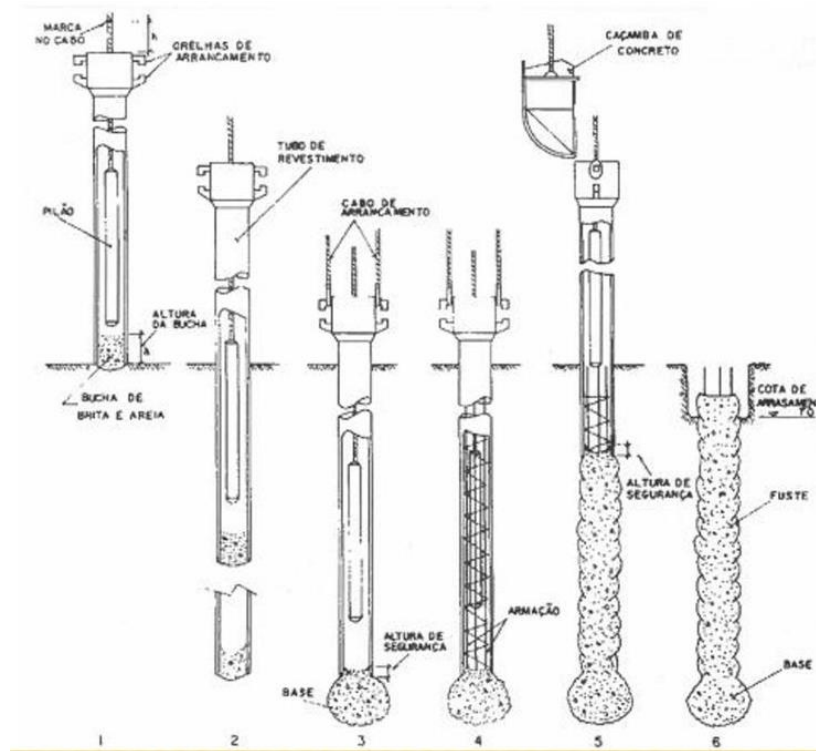
De acordo com Maia (1998), a estaca tipo Franki é uma estaca de concreto armado moldada *in loco*, que usa um tubo de revestimento cravado com a ponta fechada por meio de uma bucha (mistura de areia e brita) e que, ao final da execução, é recuperado ao ser concretada a estaca.

As etapas de execução da estaca tipo Franki (Figura 4) são apresentadas a seguir:

- Etapa 1: corresponde ao posicionamento do tubo de revestimento e à formação da bucha, através de compactação pelo impacto do pilão;
- Etapa 2: corresponde à cravação do tubo no terreno, através dos golpes do pilão na bucha;
- Etapa 3: finalizada a cravação, prende-se o tubo ao bate-estacas e a bucha é então expulsa através dos golpes do pilão, dando início ao alargamento da base;
- Etapa 4: coloca-se, então, a armadura da estaca;
- Etapa 5: concreta-se o fuste com sucessivas camadas de pequena altura de concreto, recuperando o tubo com apiloamento das camadas;

- Etapa 6: corresponde à finalização do processo, concretando até 30 cm acima da cota de arrasamento.

Figura 7 - Processo executivo da estaca Franki



Fonte: MAIA, 1998.

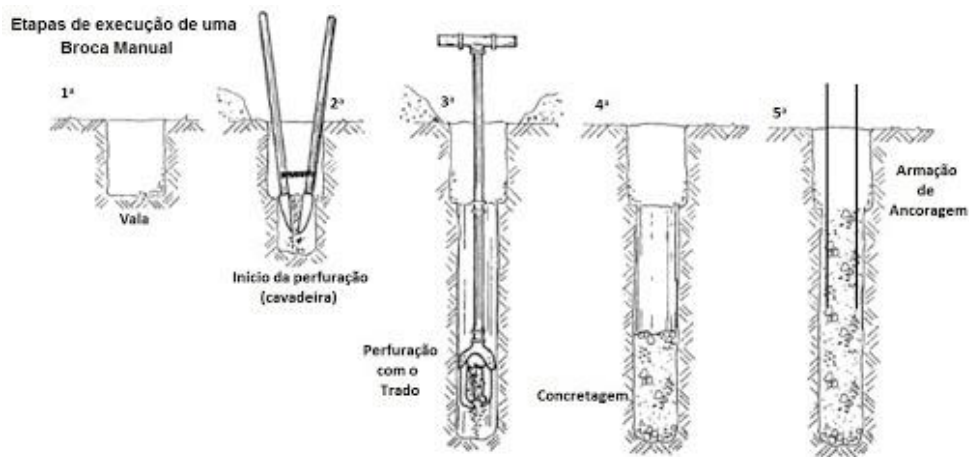
A principal vantagem oferecida por este tipo de estaca é a grande capacidade de carga obtida pelo alargamento de sua base. Contudo, devido às características do processo executivo das estacas tipo Franki, estas não são recomendadas para obras situadas em áreas urbanas, pois as construções vizinhas podem não suportar as grandes vibrações produzidas, além de solos com presença de argila mole saturada, devido a possíveis problemas de estrangulamento do fuste (falha de concretagem da estaca ocasionada em solos moles). É preciso, também, que o terreno seja plano devido às limitações do bate-estaca (MAIA, 1998).

2.6.2 ESTACAS TIPO BROCA

Segundo Falconiet al. (1998), a estaca tipo broca é usualmente escavada com trado tipo concha, manualmente, e sempre executada acima do nível d'água. Devido à perfuração manual, sua utilização é restrita a pequenas cargas, além de atingir profundidades na ordem de 6,0 m, sem garantia de verticalidade do furo. Portanto, o processo executivo da estaca broca

consiste na perfuração com trado manual até a profundidade máxima de 6,0 m, com Posterior concretagem *in loco*. As estacas tipo broca apresentam como principal vantagem o fato de não provocar vibrações durante a sua execução, nem necessitar de mão-de-obra e equipamentos especializados. Entretanto, têm como principal desvantagem a baixa capacidade de carga, além do fato de não poder ser executadas em terrenos com nível d'água, principalmente em solos arenosos, ou em solos com presença de argila mole saturada, devido ao risco de estrangulamento do fuste.

Figura 8 - processo executivo da estaca broca

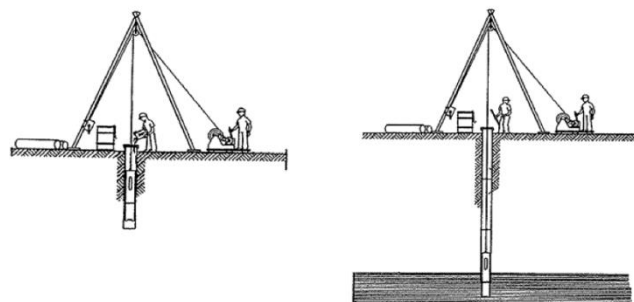


Fonte: Autor desconhecido

2.6.3 ESTACA TIPO STRAUSS

Segundo Falconi et al. (1998), a estaca tipo Strauss é executada através do uso de guincho acoplado a um motor, de soquete de 300 kg, de tripé e de tubulações e cabos de aço, além de uma piteira, que corresponde a um tipo de sonda mecânica que promove a retirada de solo durante a perfuração, com uso parcial ou total de revestimento recuperável.

Figura 9 - execução de estaca strauss



Fonte: Autor desconhecido

Posteriormente, é realizada a concretagem *in loco*, podendo as estacas tipo Strauss ser armadas (armaduras longitudinais com estribos helicoidais) ou não-armadas. Neste último caso, ao final do processo, são colocados os aços de espera para amarração aos blocos ou baldrames, com o concreto ainda fresco, deixando-os acima da cota de arrasamento (FALCONI et al., 1998).

Dentre as vantagens oferecidas pela execução das estacas tipo Strauss, podem ser citadas:

- Leveza e simplicidade do equipamento, o que possibilita a sua utilização em locais confinados, em terrenos acidentados ou ainda no interior de construções existentes, com pé direito reduzido;
- O processo executivo não causa vibrações que poderiam causar danos nas edificações vizinhas;
- Permite realizar comparação com a sondagem à percussão, devido à constatação das diversas camadas do solo durante o processo executivo.

Contudo, como desvantagem, não é recomendável seu uso em terrenos com presença de nível d'água ou com argila mole saturada, devido ao risco de estrangulamento do fuste.

2.6.4 ESTACAS ESCAVADAS MECANICAMENTE COM TRADO HELICOIDAL

Corresponde a um tipo de estaca escavada no terreno com o auxílio de um trado helicoidal mecânico (DANTAS NETO, 2008).

De acordo com Falconi (1998), seu processo executivo é constituído das seguintes etapas:

- Etapa 1: instalação, nivelamento e posicionamento do trado;
- Etapa 2: perfuração do solo com o uso da haste helicoidal até a cota desejada;
- Etapa 3: remoção da haste, fazendo-a girar no sentido contrário ao da perfuração a cada 2,0 m;
- Etapa 4: apiloamento do furo com soquete de concreto;
- Etapa 5: concretagem do furo;
- Etapa 6: vibração do concreto nos 2,0 m superiores da estaca;
- Etapa 7: colocação da armadura, deixando 50 cm acima da cota de arrasamento.

A utilização deste tipo de estaca oferece como vantagens:

- A grande mobilidade, versatilidade e produtividade;
- Não produz vibração no terreno;
- Permite realizar a amostragem do solo escavado.

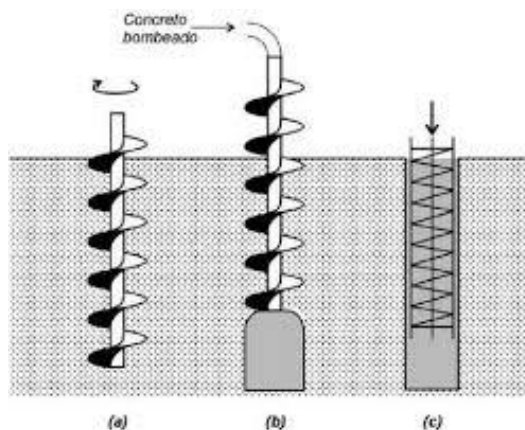
Contudo, como desvantagens, a execução deste tipo de estaca é limitada pelo nível d'água e pela presença de solos com argila mole saturada, devido ao risco de estrangulamento do fuste.

2.6.5 ESTACA TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Segundo Antunes e Tarozzo (1998), a estaca tipo hélice contínua é um exemplo de fundação profunda por concreto moldado *in loco* e executada com trado helicoidal contínuo e com injeção de concreto através da haste central do trado, que por meio do monitoramento contínuo da pressão proporciona a retirada simultânea da haste enquanto é realizada a concretagem do fuste.

O processo executivo da estaca tipo hélice contínua é dividido em três etapas, conforme figura 10:

Figura 10 - Execução de estaca hélice contínua



Fonte: autor desconhecido

- Etapa A (perfuração): corresponde a cravação do trado helicoidal contínuo até a cota especificada em projeto;
- Etapa B (concretagem): bombeia-se o concreto pela haste, de maneira a preencher o vazio deixado pela hélice, que é retirada simultaneamente à concretagem;

• Etapa C (armadura): consiste na colocação de armaduras após a concretagem; De acordo com Antunes e Tarozzo (1998), as principais vantagens do processo executivos deste tipo de estaca são:

- A elevada produtividade, promovida pela versatilidade do equipamento, que conseqüentemente gera economia devido à redução do cronograma de obra;
- Adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno, exceto quando ocorrem matacões e rochas;
- Não produz distúrbios e vibrações às construções vizinhas;
- Controle de qualidade dos serviços executados;
- Além de não causar descompressão do terreno, durante a execução.

Entretanto, Antunes e Tarozzo (1998), ressaltam as desvantagens do processo executivo de estacas do tipo hélice contínua, tais como:

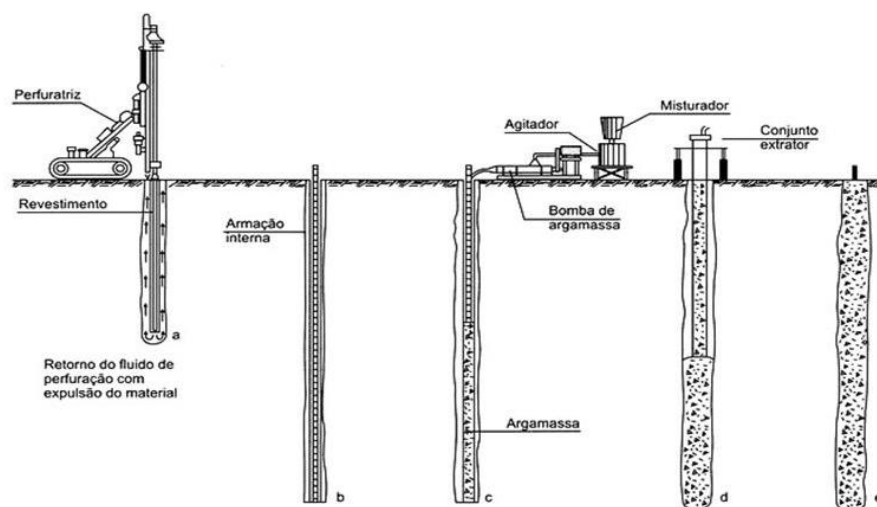
- É necessário que o terreno seja plano e que ofereça fácil movimentação para o grande porte do equipamento;
- É necessária a existência de uma central de concreto nas proximidades da obra, por conta da alta produtividade deste processo executivo;
- É necessário um número mínimo de estacas para compensar os custos com a mobilização dos equipamentos envolvidos;
- É necessário haver no canteiro de obras uma pá-carregadeira para realizar a limpeza e remoção do material extraído da perfuração.

2.6.6 ESTACA RAIZ

De acordo com Alonso (1998a), a estaca raiz corresponde a um tipo de fundação injetada, ou seja, um tipo de fundação executada por meio do uso de injeção de calda de cimento ou de argamassa de cimento e areia sob pressão, garantindo, dessa forma, a integridade do fuste e aumentando a resistência lateral, de ponta, ou de ambas.

O processo executivo das estacas raiz é dividido em quatro etapas (Figura 11):

Figura 11 - execução de estaca raiz



Fonte: autor desconhecido

- Etapa 1: perfuração do terreno por meio de circulação de água;
- Etapa 2: colocação da armadura;
- Etapa 3: preenchimento do furo com argamassa, utilizando um tubo de injeção que é levado até o final da perfuração e a realização da injeção, de baixo para cima, até que a argamassa, ou calda de cimento, extravase pela abertura superior do tubo de revestimento;
- Etapa 4: aplicação de golpes de ar comprimido com remoção simultânea dos tubos de revestimento rosqueáveis.

A principal vantagem da estaca raiz é a elevada tensão de trabalho do fuste, que é constituído por argamassa de cimento e areia, e o fato de ser inteiramente armada ao longo de todo o seu comprimento. Além disso, por conta do tamanho relativamente pequeno do equipamento, é uma boa sugestão para fundações em locais de difícil acesso. Contudo, como desvantagens, o processo executivo de estacas raiz exige um estoque de sacos de cimentos no canteiro, assim como, a necessidade de reservatório de água na obra e o aspecto de sujeira, devido à lama resultante do processo de circulação de água, durante a escavação do solo.

2.6.7 ESTACA PRÉ-MOLDADA

Segundo Alonso (1998b), as estacas pré-moldadas caracterizam-se de acordo com o método de execução, podendo ser cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração, classificadas no grupo das estacas de deslocamento. Em geral, são constituídas por um único

material, podendo ser aço, madeira, concreto armado ou protendido. Quando houver a associação de dois desses materiais, passa a receber a denominação de *estaca mista*.

As estacas de madeira são normalmente cravadas por percussão, necessitando de proteção na cabeça da estaca através do uso de anel cilíndrico de aço, para evitar o rompimento ou desgaste da madeira devido à ação do pilão. Caso a estaca tenha que atravessar camadas resistentes de solo, é preciso que a ponta da estaca seja protegida com uma ponteira de aço. Uma das vantagens é o fato de apresentar vida útil praticamente ilimitada, desde que seja mantida permanentemente abaixo do nível d'água. Entretanto, como desvantagem, é a necessidade de receber tratamento contra o apodrecimento precoce e o ataque de insetos (ALONSO, 1998b).

As estacas metálicas são constituídas por “peças de aço laminado ou soldado, tais como perfis de seção I e H, chapas dobradas de seção circular, quadrada, retangular bem como os trilhos, estes reaproveitados após sua remoção de linhas férreas” (ALONSO, 1998b, p. 375). Dentre as vantagens, apresentam elevada capacidade de suporte, são executadas com grande rapidez e geram perturbações menores do que àquelas geradas por outros tipos de estacas cravadas por percussão. Contudo, deve-se ter um cuidado especial quanto à soldagem de perfis que constituem uma mesma estaca, de forma a garantir uma união eficiente. Conforme Alonso (1998b), um problema comum é o *drapejamento*, ou seja, o encurvamento do eixo da estaca metálica, durante a cravação por percussão, através de solos de baixa resistência (argila mole).

As estacas de concreto podem ser armadas ou protendidas (seção circular), adensadas por centrifugação (seção circular) ou por vibração (seção quadrada ou circular). Dentre suas vantagens está o controle de qualidade exercido na confecção das estacas (diferentemente das moldadas *in loco*). Entretanto, devem-se tomar cuidados quanto ao transporte, para que não haja quebras, e quanto ao uso em terrenos com presença de matacões ou camadas pedregulhosas, devido aos riscos de ruptura por conta dos elevados esforços de cravação (DANTAS NETO, 2008).

Segundo Dantas Neto (2008), o controle da capacidade de carga das estacas pré-moldadas é feito através da determinação da *nega*. A *nega* corresponde à penetração permanente da estaca promovida pela aplicação de um golpe do pilão. Normalmente é medida através de uma série de dez golpes.

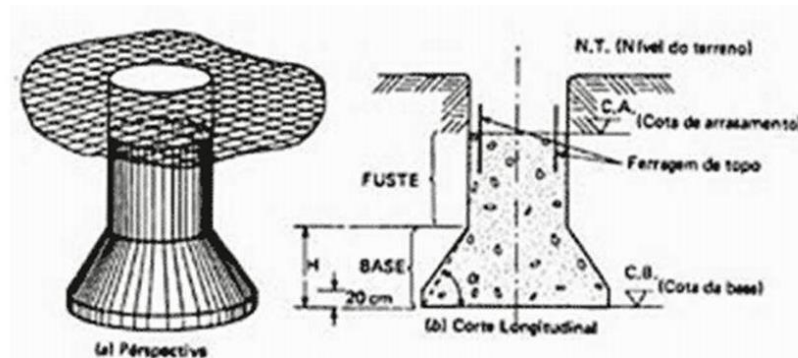
2.6.8 TUBULÕES

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), os tubulões são elementos de fundação profunda executados em escavações abertas no terreno, na qual ocorre descida de operário pelo menos na sua fase final. Podem ser do tipo tubulão a céu aberto ou tubulão a ar comprimido.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), o procedimento executivo de tubulões a céu aberto consiste na escavação de um poço aberto no terreno, realizando o alargamento de sua base e posterior concretagem. São executados, geralmente, acima do nível d'água, a menos que se faça o rebaixamento do lençol freático, como forma de evitar riscos de desmoronamento da perfuração.

Nas situações em que houver apenas carregamento vertical, pode-se utilizar apenas armadura no topo para fazer a amarração com o bloco de coroamento.

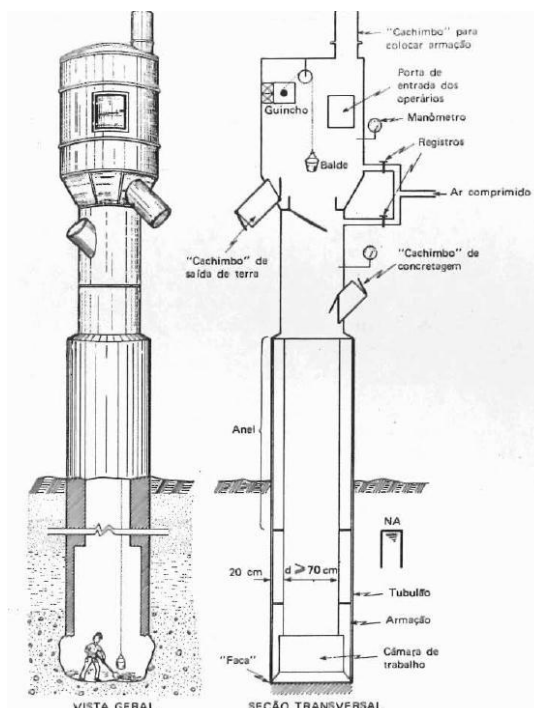
Figura 12 - tubulão a céu aberto



Fonte: DANTAS NETO, 2008

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), os tubulões a ar comprimido, sejam com camisa de concreto ou de aço, são utilizados nas situações nas quais a escavação é feita abaixo do nível d'água e não é possível realização de rebaixamento do lençol freático. Permitem profundidades de até 30 m abaixo do nível d'água, desde que sejam tomadas as precauções quanto à pressão máxima de ar comprimido.

Figura 13 - execução de tubulão a ar comprimido



Fonte: DANTAS NETO, 2008

As principais vantagens deste processo executivo estão na elevada capacidade de carga dos tubulões, devido ao alargamento da base e que conseqüentemente gera economia por não utilizar armaduras, além das grandes profundidades obtidas nas escavações, principalmente quando se utiliza o tubulão com ar comprimido. Entretanto, dentre as desvantagens, a principal está nos riscos aos quais os operários estão envolvidos (desmoronamentos e falhas na compressão e descompressão do ar), o que exige uma equipe médica durante a execução das atividades.

2.7 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA TIPO HÉLICE CONTÍNUA

Capacidade de carga (R) representa o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer. R (maiúscula) indica unidades de força e r (minúscula) indica unidades de tensão.

De acordo com a NBR 6122/2010, métodos semiempíricos são métodos que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Para a avaliação da capacidade de carga das estacas pelo método de penetração estática, é necessário utilizar o coeficiente K para poder estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT.

Pelo método (Aoki-Velloso criado em 1975) apud. Quaresma et al. (1998), as incógnitas **rp** e **rl** da equação de capacidade de carga são dadas respectivamente pelas equações 9 e 10:

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad \text{eq. 9}$$

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N_l}{F_2} \quad \text{eq. 10}$$

N_p e N_l são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio da camada de solo de espessura Δl

Os demais coeficientes são obtidos através das tabelas 1 e 2, sendo F_1 o coeficiente de correção da resistência de ponta e F_2 o coeficiente de correção da resistência lateral. Portanto, a capacidade de carga (R) pode ser estimada pela fórmula semiempírica conforme equação 11:

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha \times K \times N_l \times \Delta l) \quad \text{eq. 11}$$

Tabela 1: coeficiente K e razão de atrito alfa

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

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Tabela 2: fatores de correção F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Décourt&Quaresma (1998) criaram nesse método a estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_l) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_l), sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_l , adotam os limites $N_l \geq 3$ e $N_l \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Através disso, r_p e r_l são estimados através das equações 12 e 13. O Coeficiente C varia de acordo com o solo e estão expostos na tabela 3:

$$r_p = C \times N_p \quad \text{eq. 12}$$

$$r_l = 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad \text{eq. 13}$$

Tabela 3: coeficiente característico do solo C

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

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Décourt&Quaresma (1998) introduziu fatores α , tabela 4, e β , tabela 5, respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga como demonstrado na equação 14:

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \times U \times L \quad \text{eq. 14}$$

Tabela 4: valores do fator alfa em função do tipo de estaca e 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

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

Tabela 5: valores do fator beta 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

Fonte: DÉCOURT&QUARESMA (1998).

(Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011), propõe a equação 15 unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α , tabela 6, e β , tabela 7:

$$R = R_p + R_l = \alpha x N_p x A_p + \beta x N_l x U x L \quad \text{eq. 15}$$

Onde:

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

N_l = Valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Tabela 6: valores do parâmetro alfa relativo a resistência de ponta

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila 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: (Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011)

Tabela 7: valores do parametro beta relativo a resistencia de atrito lateral

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

Fonte: (Teixeira 1996) apud. Cintra, Aoki e Albiero (2011)

A partir dos três métodos semiempíricos mais consagrados, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira, é realizado a capacidade de carga analisando o perfil de sondagem do terreno e então utiliza-se a média resultante dos três métodos.

Para o cálculo de armadura longitudinal, Bittencourt (2018) sugere a equação 16, auxiliada pelas equações 17 e 18 abaixo:

$$As' = \frac{1,2\gamma f_x N k x \omega - 0,85 A_{estaca} f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{eq. 16}$$

Onde:

As' = área de aço, cm^2 ;

γf = coeficiente, 1,4;

Nk = esforço normal real.

ω = fator de majoração para efeitos de segunda ordem;

A_{estaca} = Área da estaca;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço da armadura transversal.

$$\omega = 1 + \frac{6}{h} \geq 1,1 \quad \text{eq. 17}$$

Onde:

ω = fator de majoração para efeitos de segunda ordem;

h = \emptyset fuste, cm;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{eq. 18}$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} = Resistência característica a compressão do concreto;
 γ_c = coeficiente, 1,8.

A NBR 6118 diz que a área mínima da armadura longitudinal deve ser de $0,5\% \times A_{estaca}$. A armadura transversal é calculada, segundo Antunes (2007), através da equação 19 que tem como suporte as equações 20,21 e 22:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{eq. 19}$$

Onde:

V_{rd3} = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c = Força cortante resistente de cálculo do concreto

V_{sw} = Força cortante resistente de cálculo do aço.

$$V_c = 1,2 \times f_{cd} \times b \times w \times d \quad \text{eq. 20}$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

$b \times w \times d = \emptyset_{estaca} - (d' + \emptyset_{armadura}) / 2$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad \text{eq. 21}$$

Onde:

V_{sw} = Força cortante resistente de cálculo do aço;

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

γ_f = coeficiente, 1,4;

$$V_{sd} = N_k \times \gamma_f \quad \text{eq. 22}$$

Onde:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

γ_f = coeficiente, 1,4;

N_k = esforço normal real.

O espaçamento dos estribos, ainda segundo (Antunes 2017) apud. NBR 6118:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20cm \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12x\varnothing_{\text{longitudinal}} \end{cases}$$

O dimensionamento do bloco de coroamento, segundo Bittencourt (2018), é:

$$B \text{ e } L = \begin{cases} \varnothing_{\text{estaca}} + 30cm \\ \text{Dimensão do pilar} + 10cm \end{cases}$$

$$d \geq \begin{cases} \text{Ancoragem do pilar} \\ \text{Ancoragem da estaca} + 5cm \end{cases}$$

A armadura do bloco de coroamento, Bittencourt (2018) cita as equações 23,24 e 25:

- Armadura de pele A_{sp} , por face:

$$A_{sp} = \frac{1}{8} x A_{\text{armadura longitudinal}} \quad \text{eq. 23}$$

$$A_{s'} = 0,5\% x A_{cn} \quad \text{eq. 24}$$

Onde:

$A_{s'}$ = Área de aço;

A_{cn} = área de concreto necessária.

$$A_{cn} = \frac{Nd}{0,85x f_{cd} + 0,005x f_{yd}} \quad \text{eq. 25}$$

Onde:

A_{cn} = área de concreto necessária;

N_d = esforço normal de cálculo;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço da armadura transversal.

2.8 INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO

Segundo Velloso (2002), o objetivo da análise solo-fundação é fornecer os deslocamentos reais da fundação e seus esforços internos. Estes esforços podem ser obtidos diretamente pela análise de interação, ou indiretamente, por meio das pressões de contato. A determinação das pressões de contato é necessária para o cálculo dos esforços internos na fundação, a partir dos quais é feito seu dimensionamento estrutural.

Existem alguns fatores que afetam as pressões de contato, Velloso (2002) diz que estas dependem, principalmente, das características das cargas aplicadas, rigidez relativa fundação-solo, propriedade do solo e da intensidade das cargas.

As características das cargas aplicadas são o fator mais importante na definição das pressões de contato, uma vez que a resultante destas pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas.

O segundo fator mais importante é a rigidez relativa fundação-solo. Quanto mais flexível for a fundação, mais as pressões de contacto refletirão o carregamento.

As propriedades do solo também afetam as pressões de contacto uma vez que a resistência ao cisalhamento do solo determina as pressões máximas nos bordos.

Pela Teoria da Elasticidade, as pressões nos bordos de uma sapata rígida são (teoricamente) infinitas. Assim, mesmo para a carga de serviço, há plastificação do solo nos bordos. Com o aumento da carga as pressões nos bordos se mantem constantes e há um aumento das pressões de contato na parte central.

3. METODOLOGIA

A metodologia consiste na realização de um comparativo entre dois métodos de fundação, embasada na referência bibliografia existente. Com o levantamento dos dados (sondagem SPT e locação de pilares e cargas) de obra comercial de um pavimento, localizada em Palmas – TO.

3.1 ANÁLISE DA SONDAGEM

Ao analisar o boletim de sondagem caracteriza-se as condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do terreno em estudo, premissa básica para a determinação de projetos de engenharia.

Para o estudo em questão será utilizado o ensaio tipo SPT (STANDARD PENETRATION TEST), sondagem mais comum de ser utilizada em obras de pequeno e médio porte. A norma NBR 6484 prescreve o ensaio listando algumas finalidades do método, como:

- A determinação dos tipos de solo em respectivas profundidades de ocorrência;
- A posição do nível d'água;
- Os índices de resistência à penetração a cada metro.

3.2 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

A equação abaixo apresenta a obtenção da tensão admissível do solo em fundações superficiais do tipo de sapata.

$$\sigma_{adm} = (Nspt/50) + q$$

Válido para: $5 \leq Nspt \leq 20$ (Mpa)

Onde:

q = é a parcela que corresponde à sobrecarga, podendo ser considerada ou não.

No projeto geométrico, a área de uma sapata pode ser obtida através da equação 2 apresentada por Alonso (1983):

$$A = a \times b = \frac{p + pp}{\sigma a} \quad \text{eq. 2}$$

Para obtenção dos momentos solicitantes e armaduras de flexão.

$$a - b = a0 - b0 \quad \text{eq. 3}$$

Na ruptura local, é efetuada separadamente os dois cálculos (geral e puncionamento) para se encontrar um valor médio conforme equação 4:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{\text{geral}} + \sigma_{\text{puncionamento}}}{2} \quad \text{eq. 4}$$

Para o cálculo das alturas $h1$ e $h2$ conforme figura 6, utiliza-se as dimensões do pilar que a sapata está inserida:

$$h1 \geq \begin{cases} \frac{h2}{3} \\ 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$h2 \geq \begin{cases} \frac{A - a0}{3} \\ \frac{B - b0}{3} \\ 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

Para o dimensionamento da armadura da sapata, Machado (1985) sugere o seguinte roteiro conforme equações 6,7 e 8 abaixo:

$$Md_x = 1,4 * \left(\frac{A * \sigma_{\text{solo}}}{10} * \frac{(B - b0)^2}{8} \right) \quad \text{eq. 6}$$

$$Md_y = 1,4 * \left(\frac{B * \sigma_{\text{solo}}}{10} * \frac{(A - a0)^2}{8} \right) \quad \text{eq. 7}$$

A área de aço foi calculada conforme abaixo:

$$As = \frac{Md}{0,85 * d * f_{yd}} \quad \text{eq. 8}$$

3.3 DIMENSIONAMENTO DE ESTACA

Para o dimensionamento da estaca tipo hélice continua será utilizado o método de Aoki-Velloso, onde a capacidade de carga é calculada pela soma das equações 10 e 11.

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad \text{Eq. 10}$$

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N_l}{F_2} \quad \text{Eq. 11}$$

Os demais coeficientes são obtidos através das tabelas 1 e 2, sendo F1 o coeficiente de correção da resistência de ponta e F2 o coeficiente de correção da resistência lateral. Portanto, a capacidade de carga (R) pode ser estimada pela fórmula semiempírica conforme equação 12:

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha \times K \times N_l \times \Delta l) \quad \text{eq. 12}$$

Para a obra em estudo, será adotado armadura mínima. A NBR 6118 especifica que a área mínima da armadura longitudinal deve ser de $(0,5/100) \times A_c$.

3.4 ANÁLISE DE DADOS E APRESENTAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO

Com os dois métodos de fundações dimensionados e analisados de forma detalhada, compare-se a funcionalidade de cada um, detectando o melhor desempenho técnico, quantidade de aço e concreto e outros fatores pertinentes a cada etapa da construção, além de orçamento, objetivando a confiabilidade dos resultados de pré-viabilidade.

Por fim, comparar os resultados gerais obtidos pelo estudo e apresentar o modelo de fundação que melhor se adéqua para a obra em estudo.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 INFORMAÇÕES DE SONDAAGEM

Uma empresa do comércio local foi a responsável pelos serviços de execução de sondagem do tipo SPT, para investigação das condições das camadas de solo do terreno e identificação do nível do lençol freático.

A NBR 8036/1983 indica que o número de sondagens deve ser suficiente o melhor resultado possível da variação das camadas do subsolo do local em estudo. Desta forma foram realizados três furos (localizados no anexo A) no terreno distribuídos em toda a superfície do terreno. Destes três furos foi utilizado a média entre eles para a classificação do Nspt. (tabela 8).

O solo apresenta baixa resistência nas camadas iniciais, composto basicamente de argilas, siltes e areias finas com índice Nspt muito baixo. O que torna a fundação superficial inviável em função de não ter suporte para mecanismo de transferência de carga pela base.

Tabela 8: Média do Nspt

COTA (m)	FURO 01	FURO 02	FURO 03	MÉDIA
-2,0	4	4	4	4,0
-3,0	4	5	5	4,7
-4,0	6	5	7	6,0
-5,0	7	6	8	7,0
-6,0	7	7	8	7,3
-7,0	9	9	9	9,0
-8,0	13	12	11	12,0
-9,0	12	11	12	11,7
-10,0	12	10	13	11,7
-11,0	15	16	13	14,7
-12,0	16	22	15	17,7
-13,0	17	25	16	19,3
-14,0	25	28	18	23,7

4.2 INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA

A estrutura para qual a fundação está sendo dimensionada trata-se de um prédio comercial de um pavimento, localizado em Palmas-TO, a planta baixa encontra-se no ANEXO C. A estrutura consta com 21 pilares, cuja planta de locação pode ser observada na figura 17. A seção e as cargas de cada pilar estão na tabela 9.

Figura 14: planta de locação dos pilares



Tabela 9: seção e carga dos pilares

PILAR	SEÇÃO (m)		CARGA (kN)
	B	A	
P1	0,25	0,5	318
P2	0,2	0,4	585
P3	0,2	0,4	540
P4	0,2	0,4	581
P5	0,25	0,5	325
P6	0,14	0,3	68
P7	0,14	0,3	78
P8	0,14	0,3	77
P9	0,15	0,3	106
P10	0,25	0,5	359
P11	0,4	0,4	610
P12	0,4	0,4	506
P13	0,4	0,4	455

P14	0,25	0,5	284
P15	0,15	0,3	160
P16	0,15	0,3	173
P17	0,25	0,5	365
P18	0,25	0,4	668
P19	0,25	0,4	666
P20	0,25	0,4	657
P21	0,25	0,5	391

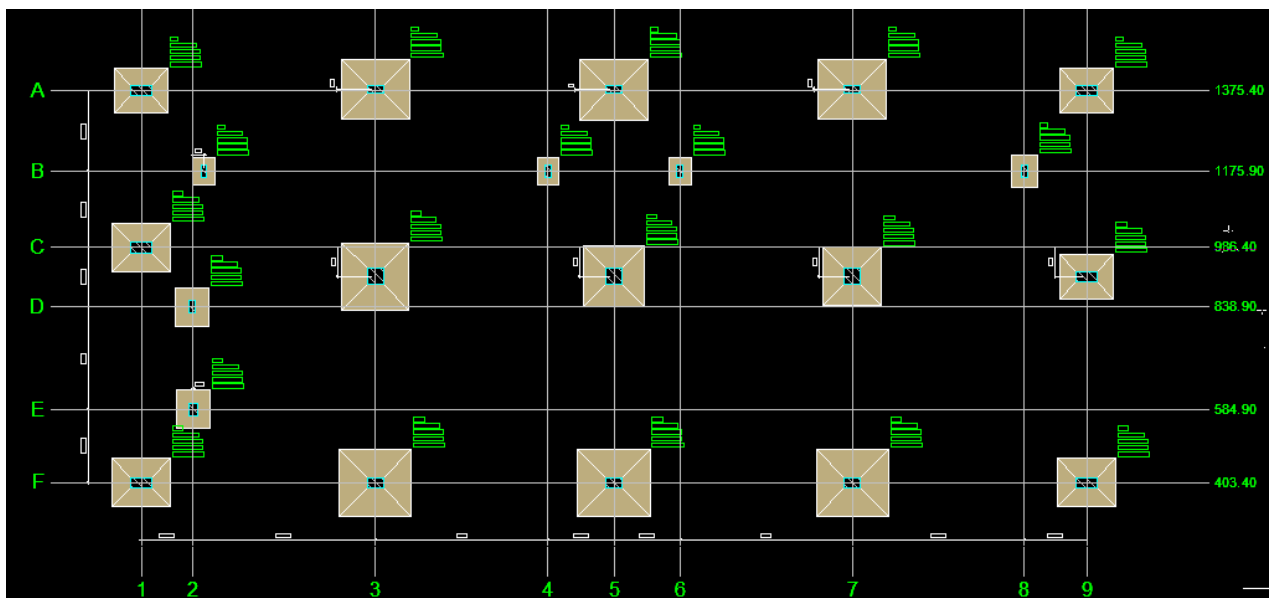
4.3 DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O dimensionamento para fundações superficiais será apenas para fins de exemplificação já que foi constatado, pela análise dos laudos de investigação do subsolo que as mesmas ficariam a uma profundidade desfavorável de execução.

Para a solução por fundações superficiais, as sapatas serão apoiadas à cota -2,5 m, aproveitando a camada de maior resistência próxima a superfície.

Para o dimensionamento das sapatas foi utilizado a ferramenta Eberick, da AltoQi tecnologias. Com a ferramenta foi possível gerar o detalhamento, um resumo dos materiais utilizado e o custo da execução. Na figura 15, está disposta a planta de forma de cada sapata.

Figura 15: planta de forma da fundação



A tabela abaixo mostra detalhadamente as dimensões e quantidade de aço utilizada em cada fundação. O fck utilizado foi de 250 kgf/cm², peso específico do concreto de 2500 kgf/m³ e módulo de elasticidade de 241500 kgf/cm². Foram utilizadas barras de 8,0 e 10,0 mm de diâmetro e um cobrimento de 4,5 cm por estar em contato direto com o solo. Não foi necessário armadura superior.

Tabela 10: detalhamento das sapatas

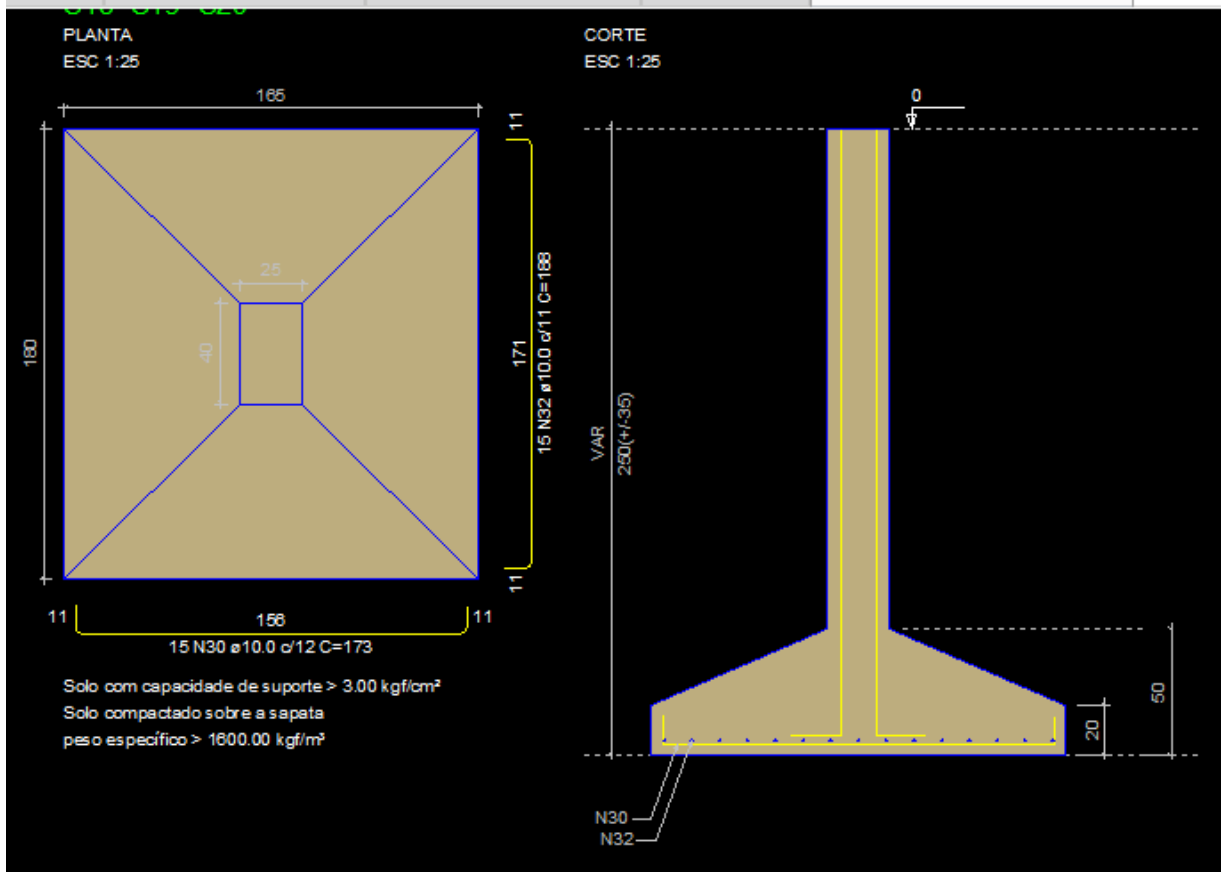
Nome	Dimensões (cm)		Armaduras inferiores	
	B H	H0 H1	Dir. B	Dir. H
S1	110.00	20.00	12 ϕ 8.0 c/11	10 ϕ 8.0 c/11
	135.00	30.00	(6.03 cm ²)	(5.03 cm ²)
S2	150.00	20.00	14 ϕ 10.0 c/12	12 ϕ 10.0 c/12
	170.00	45.00	(11.00 cm ²)	(9.42 cm ²)
S3	145.00	20.00	12 ϕ 10.0 c/13	11 ϕ 10.0 c/13
	165.00	45.00	(9.42 cm ²)	(8.64 cm ²)
S4	150.00	20.00	13 ϕ 10.0 c/12	12 ϕ 10.0 c/12
	165.00	45.00	(10.21 cm ²)	(9.42 cm ²)
S5	110.00	20.00	12 ϕ 8.0 c/11	10 ϕ 8.0 c/11
	135.00	30.00	(6.03 cm ²)	(5.03 cm ²)
S6	55.00	25.00	6 ϕ 8.0 c/12	6 ϕ 8.0 c/9
	70.00	25.00	(3.02 cm ²)	(3.02 cm ²)
S7	55.00	25.00	6 ϕ 8.0 c/12	6 ϕ 8.0 c/9
	70.00	25.00	(3.02 cm ²)	(3.02 cm ²)
S8	55.00	25.00	6 ϕ 8.0 c/12	6 ϕ 8.0 c/9
	70.00	25.00	(3.02 cm ²)	(3.02 cm ²)
S9	65.00	25.00	6 ϕ 8.0 c/13	6 ϕ 8.0 c/11
	80.00	25.00	(3.02 cm ²)	(3.02 cm ²)
S10	120.00	20.00	13 ϕ 8.0 c/11	11 ϕ 8.0 c/11
	145.00	35.00	(6.53 cm ²)	(5.53 cm ²)
S11	165.00	20.00	12 ϕ 10.0 c/13	12 ϕ 10.0 c/13
	165.00	45.00	(9.42 cm ²)	(9.42 cm ²)
S12	150.00	20.00	16 ϕ 8.0 c/9	16 ϕ 8.0 c/9
	150.00	40.00	(8.04 cm ²)	(8.04 cm ²)
S13	145.00	20.00	10 ϕ 10.0 c/14	10 ϕ 10.0 c/14
	145.00	35.00	(7.85 cm ²)	(7.85 cm ²)
S14	105.00	20.00	10 ϕ 8.0 c/13	8 ϕ 8.0 c/13
	130.00	30.00	(5.03 cm ²)	(4.02 cm ²)
S15	80.00	25.00	7 ϕ 8.0 c/13	6 ϕ 8.0 c/13
	95.00	25.00	(3.52 cm ²)	(3.02 cm ²)
S16	85.00	25.00	7 ϕ 8.0 c/13	6 ϕ 8.0 c/13
	95.00	25.00	(3.52 cm ²)	(3.02 cm ²)
S17	120.00	20.00	13 ϕ 8.0 c/11	11 ϕ 8.0 c/11
	145.00	35.00	(6.53 cm ²)	(5.53 cm ²)
S18	165.00	20.00	15 ϕ 10.0 c/12	15 ϕ 10.0 c/11
	180.00	50.00	(11.78 cm ²)	(11.78 cm ²)
S19	165.00	20.00	15 ϕ 10.0 c/12	13 ϕ 10.0 c/12
	180.00	50.00	(11.78 cm ²)	(10.21 cm ²)
S20	165.00	20.00	15 ϕ 10.0 c/12	13 ϕ 10.0 c/12
	180.00	50.00	(11.78 cm ²)	(10.21 cm ²)
S21	120.00	20.00	13 ϕ 8.0 c/11	12 ϕ 8.0 c/10
	145.00	35.00	(6.53 cm ²)	(6.03 cm ²)

4.3.1 CASO DO PILAR P18

No caso do pilar P18, a capacidade de carga foi determinada pelo N_{spt} médio dividido por 0,05. A sapata foi a de maior área, com dimensões de 165x180 cm. Nas sapatas retangulares, o bulbo de tensões correspondentes é representado por $z=2.B$, alcançando os 5m.

Para o detalhamento da sapata 18, foi utilizado barras de 10mm de diâmetro com espaçamento de 12cm entre as barras, detalhamento na figura 16.

Figura 16: detalhamento da sapata 18



4.4 DIMENSIONAMENTO PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS

No dimensionamento da fundação profunda, será utilizado estacas do tipo hélice contínua, por serem uma solução com grande disponibilidade no mercado, possuir um bom rendimento de números de estacas executadas por dia, e também por resistir à grandes quantidades de carga.

Os cálculos de capacidade de carga foram realizados a partir do método Aoki-Velloso, pelas parcelas de resistência lateral e resistência de ponta da estaca, como pode ser observado na tabela 10. As estacas serão apoiadas à cota de -10,0m, por o solo apresentar até essa profundidade o suporte necessário a carga estrutural. Para as estacas, foi adotado um diâmetro de 40 cm.

Tabela 11: capacidade de carga

P (m)	NSPT	ΔL (m)	K (kN/m ²)	α	Qp (KN)	20% Qp	Ql (kN)	ΣQl	R	FS	QR (kN)
1,00	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	4	1,00	350	0,024	87,96	17,59	10,56	10,56	28,15	2	14,07
3,00	4	1,00	350	0,024	131,95	26,39	10,56	21,11	47,50	2	23,75
4,00	6	1,00	350	0,024	153,94	30,79	15,83	36,95	67,73	2	33,87
5,00	7	1,00	350	0,024	153,94	30,79	18,47	55,42	86,21	2	43,10
6,00	7	1,00	350	0,024	339,29	67,86	18,47	73,89	141,75	2	70,87
7,00	9	1,00	600	0,03	452,39	90,48	50,89	124,78	215,26	2	107,63
8,00	12	1,00	600	0,03	414,69	82,94	67,86	192,64	275,58	2	137,79
9,00	11	1,00	600	0,03	414,69	82,94	62,20	254,85	337,78	2	168,89
10,00	11	1,00	600	0,03	483,81	96,76	62,20	317,05	413,81	2	206,91
11,00	14	1,00	550	0,022	587,48	117,50	53,22	370,27	487,76	2	243,88
12,00	17	1,00	550	0,022	656,59	131,32	64,62	434,89	566,21	2	283,10
13,00	19	1,00	550	0,022	794,82	158,96	72,23	507,12	666,08	2	333,04
14,00	23	1,00	550	0,022			87,43	594,55			

Para os pilares com as cargas mais elevadas serão utilizados blocos de coroamento sobre quatro estacas. Também serão utilizados blocos sobre três, duas e uma estaca, conforme tabela 11. O critério para a escolha do número de estacas sob cada pilar é baseado nos valores de momento fletor à qual o pilar está submetido, sendo quanto maior esse valor, mais estacas devem ser utilizadas.

Tabela 12: Quantidade de estacas por pilar

PILAR	Nº de estacas	PILAR	Nº de estacas
P1	2	P11	3
P2	3	P12	3
P3	3	P13	3
P4	3	P14	2
P5	2	P15	1
P6	1	P16	1
P7	1	P17	2
P8	1	P18	4
P9	1	P19	4
P10	2	P20	3
		P21	2

O dimensionamento dos blocos de coroamento das estacas também foi feito pela ferramenta Eberick, gerando a planta de locação conforme figura abaixo (figura 18). Os blocos foram gerados de acordo com as cargas solicitantes, podendo ser retangular, quadrado ou triangular. As dimensões e alturas de cada bloco encontram-se no ANEXO B.

Figura 17: planta de localização dos blocos de coroamento

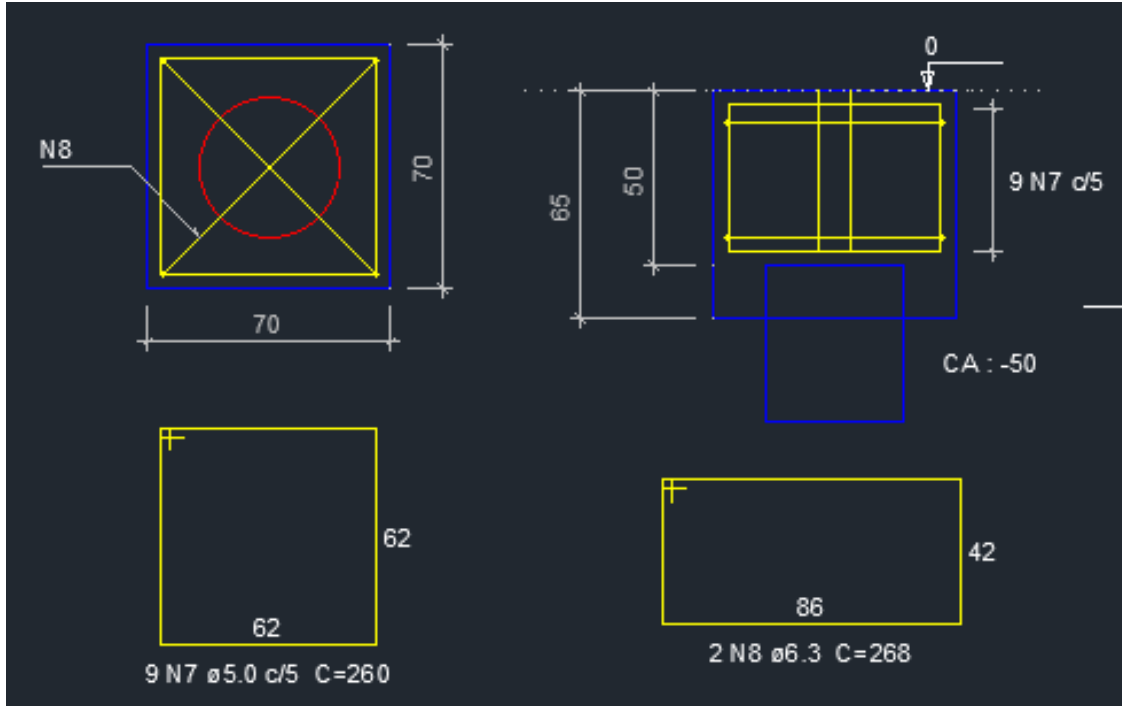


4.4.1 CASO DO PILAR P6

O pilar P6 é um dos pilares menos solicitados da estrutura. O pilar P6 tem dimensões 14x30 cm e uma carga axial máxima de 68 kN, com momentos de 0,1 kN.m em x e y . Apenas uma estaca de 40cm de diâmetro é suficiente para o suporte destas cargas.

O bloco foi dimensionado pelo método de bielas e tirantes. Para os estribos foram utilizadas barras de 5mm de diâmetro para os horizontais e 6,3mm para os verticais.

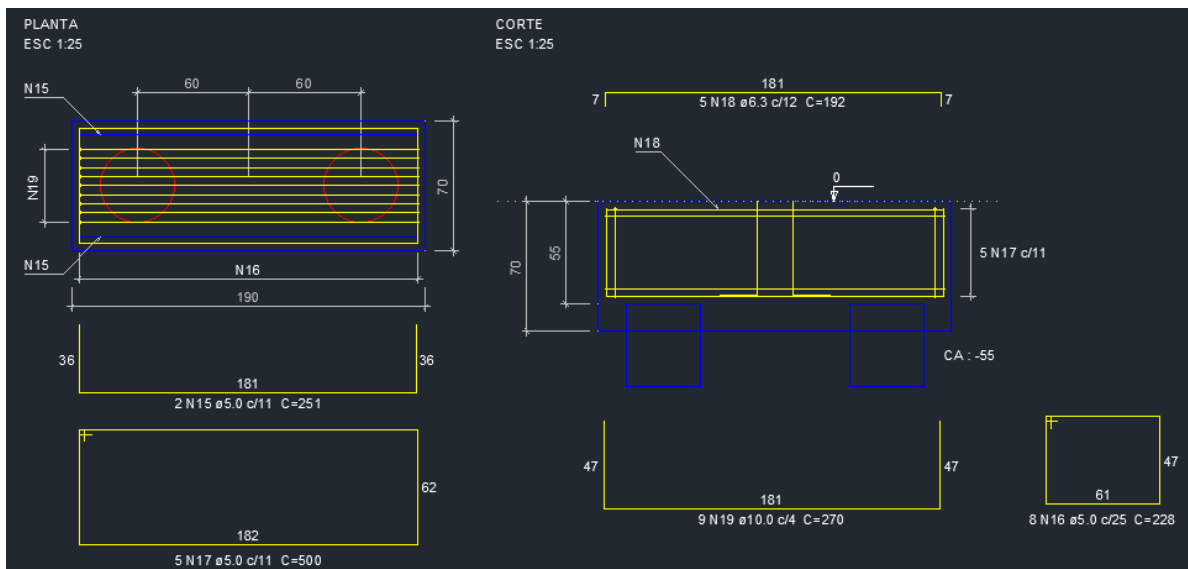
O bloco possui 70 cm em ambos os lados e uma altura de 65 cm, com a estaca entrando 15cm no bloco.



4.4.2 CASO DO PILAR P1

O pilar P1 está localizado na extremidade da estrutura, com dimensões de 25x50 cm e uma carga máxima de 318,0 kN. Para este caso serão utilizadas duas estacas de 40cm de diâmetro, posicionadas de forma a resistir da melhor maneira aos esforços causados pelos momentos fletores.

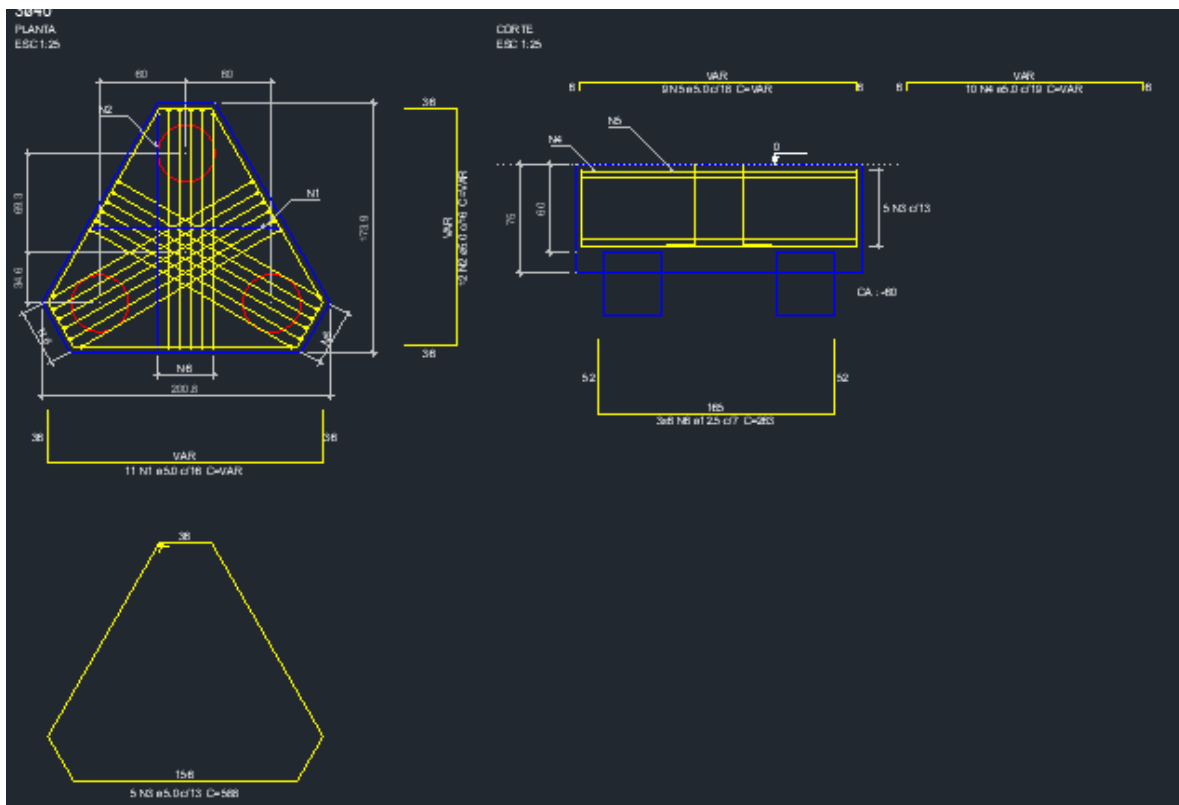
O bloco de coroamento possui 70 cm de largura e 190 cm de comprimento, com 70 cm de altura. Na armadura principal, foi utilizado barras de 10 mm de diâmetro, para as armaduras secundárias foram utilizadas barras de 5 mm e 6,3 mm de diâmetro.



4.4.3 CASO DO PILAR P11

O pilar P11 faz parte dos pilares que se localizam na parte central da edificação e transmite grandes cargas. Este pilar possui dimensões de 40x40 cm, com carga máxima de 610 kN. Serão utilizadas três estacas de 40 cm de diâmetro, unidas por um bloco de coroamento triangular de forma a local o centro de massa bem no centro do bloco.

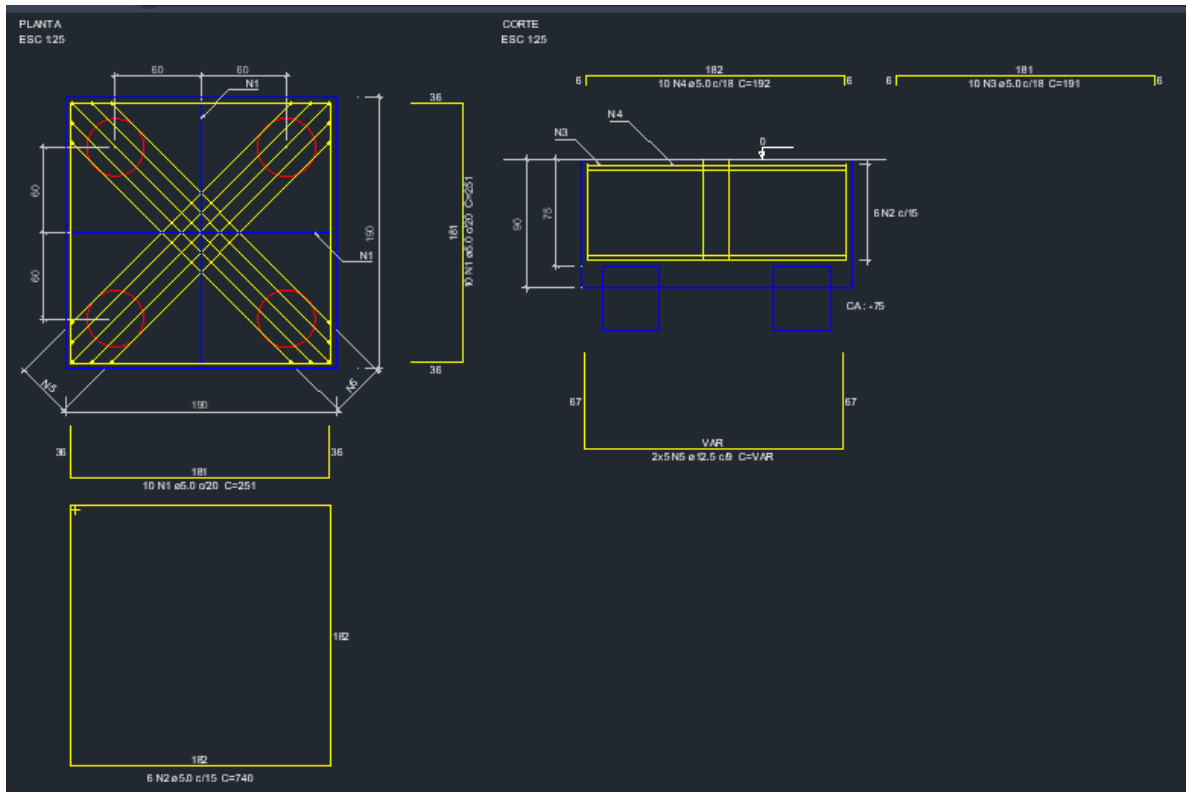
A distancia entre eixos das estacas é de 60cm, com as faces do bloco possuindo dimensões de 201x174 cm, com altura de 75 cm com a estaca entrando 15cm no bloco. Foram utilizadas barras de 12,5 mm na armadura principal e barras de 5,0mm na armadura secundária.



4.4.4 CASO DO PILAR P18

O pilar P18 é o pilar com maior carga de toda estrutura. Suas dimensões são de 20x40cm e a carga máxima de solicitação é de 668 kN. Para este caso, serão utilizadas quatro estacas de 40cm de diâmetro.

O bloco de coroamento tem 190 cm de lado e 90 cm de altura, com as estacas entrando 15 cm no bloco. As barras utilizadas na armadura principal foram de 12,5 mm.



5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os dimensionamentos e locações dos elementos de fundações foram realizados de acordo com o projeto de pilares, mapa de carga e resultado da sondagem do terreno.

Ao comparar os dois tipos de solução para a edificação, obteve-se o seguinte consumo de materiais, ambos calculados pela mesma ferramenta computacional Eberick:

Tabela 13: consumo de materiais por cada solução

	SAPATA	BLOCO
Aço + 10% (kg)	858,5	807,3
Volume de concreto (m³)	15,6	20,44
Área de forma (m²)	89,2	81,23

Como observado na tabela anterior, as estacas, apesar de apresentarem um maior volume de concreto, atendem bem em razão do solo apresentar uma baixa resistência nas camadas iniciais, o uso das sapatas a uma cota de -2,5m se torna inviável pela dificuldade de execução, além de ficarem com grandes dimensões.

6. CONCLUSÃO

Levando em consideração a baixa resistência do solo, a solução por fundações profundas se mostrou mais eficiente no suporte das cargas. As sapatas além, de serem assentadas em uma cota de difícil execução, ficaram com grandes dimensões.

No entanto, é possível utilizar uma solução mista para o projeto de fundações, utilizando sapatas nos pilares de menor carga e estacas nos pilares de maior carga. Mas esta opção é descartada, pois, uma vez mobilizado o equipamento, a solução por estaca resolve melhor qualquer situação.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura** - Prática da construção civil. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Sapatas de Fundação: Notas de Aula, Curso de Graduação. Bauru: Universidade Estadual Paulista - Unesp, 2016.

BELL, Brian J..**Fundações em concreto armado**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1985. 268 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geométrico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.

DANTAS NETO, S.A. **Fundações e obras de contenção**. Fortaleza, 2008. 134 p. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC

FALCONI, F.F.; SOUZA FILHO, J.; FÍGARO, N.D. **Execução de fundações profundas: estacas escavadas sem lama bentonítica**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 336-344.

MAIA, C.M.M. **Execução de fundações profundas: estacas tipo Franki**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 329-336.

MORAES, Marcello de Cunha. **Estruturas de fundações**. 3. ed. São Paulo: Mcgraw-hill, 1976.

NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações**, 1996

SANTANA, Osvaldo Soares de. **Fundações rasas para residências populares**. 2011. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2011.

SPERNAU, Wilson. Notas de aula – **Estruturas de fundações**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 1998.

TIZOTT, Rafael Mallmann. **Comparação do custo benefício entre dois tipos de fundações: sapata rígida e radier**. 2013. 117 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2013.

TSUTSUMI, Mitsuo. TNR-018 – **Mecânica dos Solos I – Exploração do subsolo**. UFJF – FAC.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. 3. Ed. – Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ,2002.

ANEXO B – dimensões dos blocos de coroamento das estacas

Fundação			
Lado B (cm)	Lado H (cm)	h0 / ha (cm)	h1 / hb (cm)
190	70	0	70
201	174	0	80
201	174	0	80
201	174	0	80
190	70	0	70
70	70	0	65
70	70	0	65
70	70	0	65
70	70	0	65
190	70	0	70
201	174	0	75
201	174	0	75
201	174	0	75
190	70	0	70
70	70	0	65
70	70	0	65
190	70	0	70
190	190	0	90
190	190	0	90
201	174	0	80
190	70	0	70

ANEXO C – planta baixa da edificação

