

CENTRO EDUCACIONAL DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ARALIS DE CARVALHO COSTA

**ESTUDO DE CASO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE
FUNDAÇÕES: Tubulão e Estaca Strauss - estudo de caso de um edifício comercial**

**Varginha
2016**

ARALIS DE CARVALHO COSTA

**ESTUDO DE CASO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE
FUNDAÇÕES: Tubulão e Estaca Strauss - estudo de caso de um edifício comercial**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, sob orientação do Mestre Armando Belato Pereira.

**Varginha
2016**

ARALIS DE CARVALHO COSTA

**ESTUDO DE CASO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE
FUNDAÇÕES: Tubulão e Estaca Strauss - estudo de caso de um edifício comercial**

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG), como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado pela banca examinadora compostas pelos membros:

Aprovado em / /

Me. Armando Belato Pereira

Me. Antônio de Faria

Prof. Max Filipe Ferreira Marques

OBS.:

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha família, principalmente meus pais e aos meus amigos que colaboraram para sua realização.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que com fé me guiou até aqui, me dando força e esperança para realizar minha primeira e grande conquista, conquista essa que irei honrar, com dignidade e jamais perdendo a humildade.

Agradeço aos meus pais, pois sem eles essa conquista se tornaria muito mais difícil, e que apesar da distância sempre estiveram me apoiando. Aos familiares pela confiança e compreensão aos momentos que tive que abdicar de estar presente, assim como todos os amigos que caminharam junto, contribuindo para este momento. Durante essa importante etapa da minha vida, houve pessoas por quais tenho um enorme carinho que contribuíram para este momento, mas que hoje não estão presentes, mas sempre terão meu carinho e gratidão. Gratidão a cada professor, que dedicam suas vidas e seu tempo para nos ensinar, pois afinal, sem os professores não haveriam novos profissionais, ao meu orientador Armando, pela paciência, as horas dedicadas e apoio para realização deste trabalho.

EPÍGRAFE

“O futuro pertence àqueles que acreditam na
beleza de seus sonhos.”

Eleanor Roosevelt

RESUMO

O seguinte trabalho apresenta um estudo de caso de viabilidade técnica e econômica de dois tipos de fundação: estaca Strauss e tubulão. O comparativo será realizado a partir do projeto de um Hotel já existente, onde sua fundação já dimensionada é do tipo tubulão. Neste estudo, busca-se conhecer os diversos tipos de fundações existentes no mercado, bem como suas vantagens e restrições, as informações necessárias referentes ao local da implantação da fundação, o estudo de soluções viáveis, a análise do processo construtivo, avaliação dos custos e assim, decidir sobre as viabilidades técnicas e econômicas qual o tipo de fundação mais viável. Optou-se pela utilização da estaca Strauss para o desenvolvimento do estudo comparativo, conhecendo a carga atuante e obtendo as informações sobre o solo, através da sondagem SPT, é possível realizar o dimensionamento da estaca Strauss. Para o cálculo da carga admissível geotécnica da fundação serão utilizados os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978) e a carga admissível estrutural da estaca foi fornecida pela empresa Estaqueamento e Construtora A&R Ltda, de Pouso Alegre, mesma localidade do Hotel.

Palavras-chave: Fundações profundas. Tubulão. Estaca Strauss. Comparativo de custos.

ABSTRACT

The following paper presents a technical and economic feasibility case study of two types of foundation: Stake Strauss and caisson. The comparison will be made from the design of an existing hotel, where its already scaled foundation is the type caisson. In this study, we seek to know the different types of foundations on the market as well as its advantages and constraints, the necessary information regarding the location of the implementation of the foundation, to study possible solutions, analyze the construction process, evaluate the costs and thus decide on the technical and economic feasibility what type of more viable foundation. We opted for the use of stake Strauss to the development of the comparative study. Knowing the active load and obtaining the information on the ground, through the SPT survey, you can perform the scaling of Strauss stake. For the calculation of geotechnical foundation permissible load will be used the methods of Aoki-Velloso (1975) and Décourt Quaresma (1978) and the structural load capacity of the stake was provided by the company Estaqueamento e Construtora A&R Ltda, Pouso Alegre, the same location of the Hotel.

Keywords: *Deep Foundations. Caisson. Stake Strauss. Comparative costs.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.2.2: Base de um Tubulão.....	20
Figura 3.2.2.2: Tubulão a ar comprimido	21
Figura 3.5.1: Modelo representativo Estaca Strauss.....	24
Figura 3.5.2: Procedimento de execução da estaca do tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após a colocação da armadura e (d) estaca pronta.....	26
Figura 3.5.5: Estaca Strauss	27
Figura 3.7: Bloco de coroamento.....	28
Figura 3.8: Requisitos básicos para um projeto de fundação (a) Deformações Excessivas, Colapso do solo, (c) Tombamento, (d) Deslizamento e (e) Colapso estrutural, resultante de projetos deficientes	29
Figura 3.8.2: Ilustração do ensaio SPT	31
Figura 3.9.2: Ângulo de atrito interno	33
Figura 4.1: Sistema tubulão solo	37
Figura 4.4: Volume da base do tubulão.....	42
Figura 4.5.1: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.....	47
Figura 6.1: Bloco sobre estaca e tubução.....	67
Figura 6.4: Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.....	69
Figura 6.4.1: Polígono de forças no bloco sobre duas estacas.....	70
Figura 6.4.2: Dimensões do bloco em planta	71
Figura 6.4.3: Detalhamento do bloco sobre duas estacas.....	76
Figura 6.5: Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas.....	77
Figura 6.5.1: Dimensões do bloco sobre três estacas.....	78
Figura 6.5.2: Detalhe das armaduras no bloco sobre três estacas.....	83
Figura 6.5.3: Armadura principal no bloco sobre três estacas.....	84
Figura 6.6: Bloco sobre quatro estacas.....	85
Figura 6.6.1: Dimensões do bloco sobre quatro estacas.....	86
Figura 6.6.2: Armadura paralela aos lados.....	92
Figura 6.6.3: Armadura segundo a direção das diagonais	92
Figura 6.6.4: Armadura em forma de malha	92
Figura 6.6.5: Armadura segundo a direção das diagonais e paralela aos lados.....	93
Figura 6.7: Bloco sobre cinco estacas em forma de pentágono.....	93

Figura 6.7.1: Dimensionamento do bloco em planta com forma de pentágono	94
Figura 6.7.2: Armaduras principais no bloco sobre cinco estacas.....	97
Figura 6.8: Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.....	98
Figura 6.8.1: Dimensões do bloco em planta.....	99
Figura 6.8.2: Armadura principal no bloco sobre seis estacas.....	101
Figura 6.8.3 Armadura principal na direção das diagonais no bloco sobre seis estacas.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.8.2.2: Tabela dos estados de compacidade e de consistência a resistência a penetração.....	32
Tabela 3.9.3: Peso específico de Solos argilosos (Godoy)	34
Tabela 3.9.3.1: Peso específico de solo arenoso (Godoy, 1972)	34
Tabela 4.3: Coeficiente K em razão de atrito α	39
Tabela 4.4: Tabela para base do tubulão a céu aberto.....	43
Tabela 4.4.1: Tabela para fuste do tubulão a céu aberto.....	44
Tabela 4.4.2: Tabela para Altura, Vol. do Alargamento e Vol. Base do Tubulão à céu aberto.....	45
Tabela 4.5.1: Valores do coeficiente F1 e F2.....	48
Tabela 4.5.2: Coeficiente K em razão de atrito α	49
Tabela 4.5.3: Valores limites de N _{spt} para a parada das estacas.....	50
Tabela 4.6: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	51
Tabela 4.6.1: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	51
Tabela 4.6.2: Coeficiente característico do solo.....	52
Tabela 4.8: Carga de catálogo para estacas Strauss.....	53
Tabela 5.1: Pilares com suas respectivas dimensões e cargas.....	54
Tabela 5.3: Cálculo da Capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss m por m pelo Método de Aoki-Velloso.....	58
Tabela 5.4: Cálculo da Capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss m por m pelo Método de Décourt Quaresma	62
Tabela 5.4.1: Agrupamento das estacas através da carga admissível geotécnica.....	63
Tabela 5.4.2: Agrupamento das estacas através da carga admissível estrutural.....	65
Tabela 6.4: Dados Estaca Strauss.....	70
Tabela 6.6: Dados Estaca Strauss.....	87
Tabela 7: Dados obtidos da SINAPI 2016.....	104
Tabela 7.1: Custo da fundação com tubulão.....	105
Tabela 7.2: Custa da fundação com estaca Strauss.....	106

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

Ap – Área de ponta da estaca

BDI – Benefícios e Despesas indiretas

cm – Centímetro

mm - Milímetro

CPU – Composição de Preço Unitário

F1 - Coeficiente coeficientes de correção das resistências de ponta

F2 - Coeficientes de correção das resistências lateral

in situ – Feito no local

K - Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para NSPT

kN - Kilograma Newton

m – Metro

m² - Metro quadrado

MPa – Mega Pascal

NBR – Normas Brasileiras

Ne - Número de estacas

NL – Índice de resistência a penetração média

Np – Índice de resistência a penetração

N_{SPT} - valor obtido nos ensaios de SPT da resistência penetração dinâmica

P – Pilar

Pa – Carga admissível da fundação

Pe – Carga admissível da estaca

Q adm – Carga admissível

Quant = Quantidade

Q pilar – Carga do pilar

R – Capacidade de carga

RL - Resistência lateral

rl – incógnitas geotécnicas

Rp - Resistência de ponta

rp - incógnitas geotécnicas

SPT – Standard Penetrations Test

TCPO – tabela de composição de Preços para Orçamento

α – Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio

CPT (Depende do tipo de solo)

β – Coeficiente para correção da resistência lateral

\emptyset – Diâmetro

Δl : espessura da camada em análise

f_{yk} - Valor característico da resistência de escoamento

γ_f - Coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2014)

f_{ck} - Resistência do concreto

θ - Ângulo teta

Σ - Somatório

ρ - Taxa de armadura

ϕ Ângulo de atrito interno

tf - Tonelada força

σ - Tensão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Justificativa	14
1.2 Objetivo Geral.....	15
1.3 Objetivo Específico	15
2 METODOLOGIA	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1 Fundações	17
3.2 Tipos de fundação	18
3.2.1 Fundações rasas ou diretas	18
3.2.2 Tubulões.....	19
3.2.2.1 Tubulão a céu aberto.....	20
3.2.2.2 Tubulão a ar comprimido	20
3.3 Armadura de fretagem no tubulão a céu aberto.....	21
3.4 Fundação Profunda	22
3.4.1 Estacas	22
3.4.2 Estaca cravada	23
3.5 Estacas Escavadas.....	23
3.5.1 Estaca tipo Strauss	23
3.5.2 Processo executivo	25
3.5.3 Perfuração do solo	25
3.5.4 Concretagem	26
3.5.5 Armaduras	26
3.6 Cota de arrasamento.....	27
3.7 Bloco de coroamento	28
3.8 Requisitos básicos de um projeto de fundação	28
3.8.1 Verificação de segurança ao colapso	28
3.8.2 Investigação Geotécnica	30
3.8.2.1 Locação da Sondagem	31
3.8.2.2 Processo de execução	31
3.9 Parâmetros do solo	32
3.9.1 Coesão	32
3.9.2 Ângulo de atrito	33
3.9.3 Peso específico	34
3.10 Materiais	35
3.10.1 Concreto Armado.....	35
3.10.2 Concreto	35
3.10.3 Aço	35
3.10.4 Fôrmas	35
3.10.5 Custo Direto	35
3.10.6 Custo Indireto	36
3.10.7 Composição dos preços unitários	36
4 METODOLOGIA DE CÁLCULO	37
4.1 Capacidade de carga no tubulão	37
4.2 Métodos semiempíricos para a tensão admissível em tubulão.....	37
4.3 Método Aoki-Velloso para tubulões como estaca escavada	38

4.4 Dimensionamento de tubulão a céu aberto	40
4.5 Dimensionamento da estaca Strauss	46
4.5.1 Método Aoki-Velloso (1975)	46
4.6 Método Décourt-Quaresma (1978)	50
4.7 Carga Admissível	52
4.8 Carga de Catálogo	52
5 ESTUDO DE CASO	54
5.1 Descrição do Projeto	54
5.2 Perfil Geotécnico	55
5.3 Dimensionamento da estaca Strauss pelo Método Aoki-Velloso (1975)	55
5.4 Dimensionamento da estaca Strauss pelo Método Décourt-Quaresma (1978)	59
6 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO.....	67
6.1 Definição	67
6.2 Comportamento estrutural dos blocos rígidos	67
6.3 Modelos de cálculo.....	68
6.3.1 Método das Bielas.....	68
6.4 Dimensionamento do bloco sobre duas estacas.....	69
6.5 Dimensionamento do bloco sobre três estacas.....	76
6.6 Dimensionamento do bloco sobre quatro estacas.....	85
6.7 Dimensionamento do bloco sobre cinco estacas.....	93
6.8 Dimensionamento do bloco sobre seis estacas.....	97
7 ANÁLISE DE CUSTO.....	104
7.1 Estimativa de preço da fundação em tubulão	105
7.2 Estimativa de preço da fundação em estaca Strauss	106
8 CONCLUSÃO.....	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXO A – Planta da fundação em tubulão.....	113
ANEXO B – Planta da fundação em estaca Strauss.....	114
ANEXO C – Boletim de sondagem SPT furo 04	115
ANEXO D – Carga de catálogo.....	117

1 INTRODUÇÃO

A engenharia procura métodos eficientes e viáveis em projetos, afim de um resultado eficaz e satisfatório economicamente. A fundação exerce uma das funções mais importantes do conjunto estrutural, pois transmite toda a carga recebida da superestrutura para o solo sem sofrer recalques excessivos.

A busca pelo método mais eficiente e viável é imprescindível para o seu desenvolvimento, sendo assim, no presente trabalho, inicialmente faremos uma breve revisão bibliográfica levando-se em consideração tópicos importantes no que tange ao estudo das fundações, por exemplo: conceitos, dados geotécnicos, processos executivos de fundações, parâmetros de resistência dos solos e metodologias de dimensionamento.

Devido à variabilidade nos tipos de fundações, métodos, técnicas, capacidades de carga e custos na sua implantação, faz-se com que se justifique um estudo de caso desse tipo, onde se verificará a viabilidade técnica e econômica do projeto. Assim, o trabalho também abordará assuntos referentes as metodologias de cálculo utilizada para o cálculo da capacidade de carga e, conseqüente, carga admissível da fundação, analisando o conjunto solo-estrutura. Destacando a estaca Strauss e o tubulão que serão utilizadas no projeto em questão, sendo que o tubulão já está dimensionado, dimensionando então, somente à estaca Strauss.

A etapa final deste trabalho apresentará um projeto eficiente, atendendo aos critérios de segurança e finalidade, com esses parâmetros atendidos, analisa-se o custo, obtendo assim o projeto mais viável e eficaz.

1.1 Justificativa

Há uma grande variabilidade nos tipos de fundações e com os avanços tecnológicos, a engenharia de infraestrutura vem crescendo com equipamentos de alta produtividade, elementos mais resistentes, maior agilidade nas execuções, viabilizando o projeto e melhorando o custo. Sendo assim, um estudo de caso comparativo entre as fundações é indispensável para se obter um projeto que atenderá com eficiência e satisfação econômica, ou seja, um projeto eficaz com o menor custo. Uma fundação superdimensionada pode elevar consideravelmente os custos do empreendimento, trazendo prejuízos para o cliente.

É necessário o conhecimento do local onde será implantada a fundação, verificar o tipo de solo existente no local e conhecer as cargas atuantes que a mesma irá receber, a partir dessas informações, estuda-se a escolha do método de dimensionamento, embasado a partir das

literaturas, competindo ao engenheiro calculista determinar o melhor método no ponto de vista econômico e técnico.

Visto a importância da etapa de fundação, é fundamental uma revisão bibliográfica sobre o assunto para que todos os parâmetros necessários para a definição do tipo de fundação tenham fundamentos e credibilidade.

Assim, desenvolve-se uma estrutura segura, funcional e com o menor custo, atendendo à viabilidade técnica econômica do projeto.

1.2 Objetivo Geral

Em Engenharia de Fundações muitas vezes temos uma grande possibilidade de fundações para adotar em um empreendimento e quaisquer poderiam funcionar perfeitamente bem. O projeto de fundação do Hotel, localizado em Pouso Alegre, já está com sua fundação dimensionada e é do tipo tubulão a céu aberto. A estaca Strauss também atende ao perfil apresentado, e será a proposta do trabalho para realizar o comparativo técnico e econômico, aplicando o estudo de caso.

1.3 Objetivo Específico

O objetivo é dimensionar a estaca Strauss, calcular sua capacidade de carga geotécnica embasadas em literaturas e a capacidade de carga estrutural foi fornecida pela empresa Estaqueamento e Construtora A&R Ltda e a favor da segurança realiza-se o dimensionamento com o menor valor entre os dois.

Realizado o dimensionamento da estaca Strauss atendendo aos critérios técnicos, será feita a comparação de custos, analisando qual dos dois tipos de fundação atenderá economicamente já que em questão de eficiência e funcionalidade as duas atenderão.

- Elaborar a revisão bibliográfica acerca das fundações profundas e rasas do tipo estaca Strauss e tubulão, dados geotécnicos, processos executivos de fundações, parâmetros de resistência dos solos e metodologias de cálculo.
- De acordo com reconhecimento de solo, (SPT), avaliar a profundidade das estacas;
- Cálculo da capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss.
- Elaborar um comparativo de custo para cada uma das fundações;

- Verificar qual, dentre os dois casos, oferece o melhor custo-benefício.
- Realizar o dimensionamento dos blocos de coroamento, pesquisa de preço, análise comparativa de custos e a indicação do tipo de fundação mais viável.

2 METODOLOGIA DA PESQUISA

O trabalho demonstra uma análise comparativa de um estudo de caso entre dois tipos de fundações, estaca do tipo Strauss e o tubulão, tendo em vista avaliar qual o tipo que atenderá a viabilidade técnica e econômica.

A partir dos dados abordados na revisão bibliográfica, da planta de carga do projeto e com as informações obtidas pela sondagem SPT do local, inicia-se os cálculos para o dimensionamento da estaca. Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss será utilizado o método Aoki-Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978), calculados com o auxílio da planilha de cálculo, utilizando os dados obtidos na investigação geotécnica e da planta de carga. A capacidade de carga estrutural da estaca foi fornecida pela empresa Estaqueamento e Construtora A&R Ltda e o comprimento da estaca foi determinado de acordo com o N_{SPT} do boletim de sondagem, sendo que a estaca Strauss possui um N_{SPT} limite de 25 conforme CINTRA e AOKI (2014). Os blocos de coroamento que são os responsáveis por transmitir e distribuir a carga do pilar para as estacas serão dimensionados através do método das bielas de Blevót e com o auxílio do Cypecad 2015.

Com relação aos custos, serão formadas (CPU's) para a composição de preços unitários sendo extraídos dados e preços da SINAPI 2016, índices da TCPO e pesquisas de preço do mercado atual e assim chegar aos custos finais.

Após a análise de custos entre os dois tipos de fundação definir qual o mais eficaz e econômico.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Fundações

A infraestrutura é definida como um conjunto de elementos estruturais que suportam toda a estrutura da construção e está localizada abaixo do nível do solo, sendo assim as fundações fazem parte da infraestrutura de uma obra.

A estrutura de uma edificação é considerada um subsistema estrutural, que inclui a infraestrutura, embutida no subsistema geotécnico, assim esses dois subsistemas compõem um único sistema que está sujeito a ações. (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

As fundações são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura ao solo onde ela se apoia (AZEREDO, 1988). Por isso, as fundações necessitam de uma resistência adequada para resistir às tensões geradas pelos esforços solicitantes. O solo também deve apresentar resistência e rigidez adequadas para que não ocorra deformações exageradas, ou ruptura.

Para se definir qual a fundação mais adequada, é necessário conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, os aspectos do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Através dessas informações é possível analisar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993). Um bom projeto de fundação corresponde de 3% a 10% do custo total da edificação, mas, um projeto mal elaborado, pode elevar de 5 a 10 vezes o custo da fundação. (BRITO, 1987).

Para Alonso, U. R (2011), a fundação, assim como outro elemento estrutural, deve assegurar, sob ações de cargas em serviço, as exigências mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade.

De acordo com (Fundação..., 2002, p. 4-5), a princípio, para se definir o tipo de fundação, é realizada uma análise de critérios técnicos que propiciam na melhor opção do tipo de fundação. Os elementos essenciais para se iniciar o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- Topografia da área:
- Levantamento topográfico (planialtimétrico)
- Dados de taludes e encostas do terreno;
- Dados sobre erosões, verificação de solo mole na superfície;

- Verificação da necessidade de cortes e aterros;
 - Características do solo:
- Averiguação das oscilações das camadas e suas respectivas profundidades;
- Existência de camadas resistentes ou adensáveis;
- Verificação da resistência do solo e sua compressibilidade;
- Se há existência de nível d'água e qual sua cota.
 - Dados da estrutura a ser executada:
- Pelo projeto arquitetônico, pode-se desprezar algumas fundações;
- Tipo e uso da construção;
- As cargas que a fundação irá receber;
- Sistema estrutural;
- Sistema construtivo;
- Informações das construções vizinhas:
- Características das estruturas da vizinhança;
- Existência de um subsolo;
- Probabilidade de escavações e vibrações futuras;
- Falhas já existentes;
- Comportamento das fundações.

Para obtenção de uma fundação segura o solo precisa apresentar características de rigidez para que possa oferecer uma sustentação sem que ocorram deformações e recalques, e as fundações devem suportar as tensões geradas pela estrutura.

3.2 Tipos de fundação

3.2.1 Fundação rasa ou direta

As fundações rasas se apoiam no solo a uma pequena profundidade, é de fácil execução e econômica.

Conforme a ABNT NBR 6122/10, a carga é transferida ao solo através das tensões distribuídas sob a base da fundação, onde a profundidade deste elemento estrutural implantado no terreno, deve ser inferior a duas vezes o tamanho da menor dimensão da fundação.

O principal ponto do projeto é a determinação da tensão admissível, considerando-se o coeficiente de segurança global no projeto ou a determinação da tensão resistente de projeto quando se consideram fatores parciais, deve ter simultaneamente os estados-limites últimos (ELU) e de Serviço (ELS), para cada elemento de fundação isolado e para o conjunto.

Para NBR 6122 (2010, p.02) e (Fundação... 2002, p. 5), são exemplos de fundações diretas:

- Bloco: elemento de concreto que recebe as tensões de tração sem a utilização de armadura;
- Sapata: elemento de concreto armado, onde as armaduras resistem aos esforços de tração, possui espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.
- Viga baldrame: é o elemento que recebe os pilares alinhados.
- Radier: elemento que recebe todos os pilares da obra.
- Sapata associada (ou radier parcial): comum a vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam situados em um mesmo alinhamento.
- Sapata corrida: sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente.

3.2.2 Tubulões

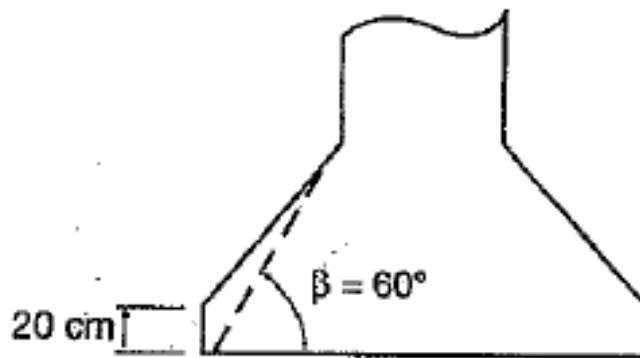
Os tubulões pneumáticos não apresentam atrito lateral, devido ao seu processo de execução, e os tubulões a céu aberto desconsideram o atrito lateral por hipótese de projeto. Sendo assim, as fundações por tubulões contam apenas com a resistência da base, por isso, é considerada como fundação direta. (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Os tubulões são estacas que possui sua base alargada, conforme figura 3.2.2, sua base possui o diâmetro maior que seu fuste. Tem como principal característica suportar cargas maiores, podendo ser com ou sem revestimento, há a necessidade de que os operários desçam pelo furo onde o tubulão será introduzido no solo, pois há a possibilidade do mesmo ser

alargado apenas para limpeza do fundo, já que suas cargas são transmitidas principalmente pela ponta. (ABNT NBR 6122/2010). O dimensionamento pode ser realizado em dois tipos:

- Céu aberto;
- Ar comprimido.

Figura 3.2.2: Base de um Tubulão



Fonte: ABNT – NRB 6122/2010

3.2.2.1 Tubulão a céu aberto

O tubulão a céu aberto é apropriado quando há solos bastante rijos. Isso porque a escavação normalmente é manual, dependente de um poceiro, um ajudante e um sarilho. Utilizar equipamentos de perfuração para escavar o solo é possível, porém, a presença de um operário para executar a base é indispensável.

O surgimento de água durante a escavação não é um problema, desde que possa ser contida e não prejudique a perfuração. (TECHNE).

Sendo este o tipo de tubulão presente no projeto do Hotel.

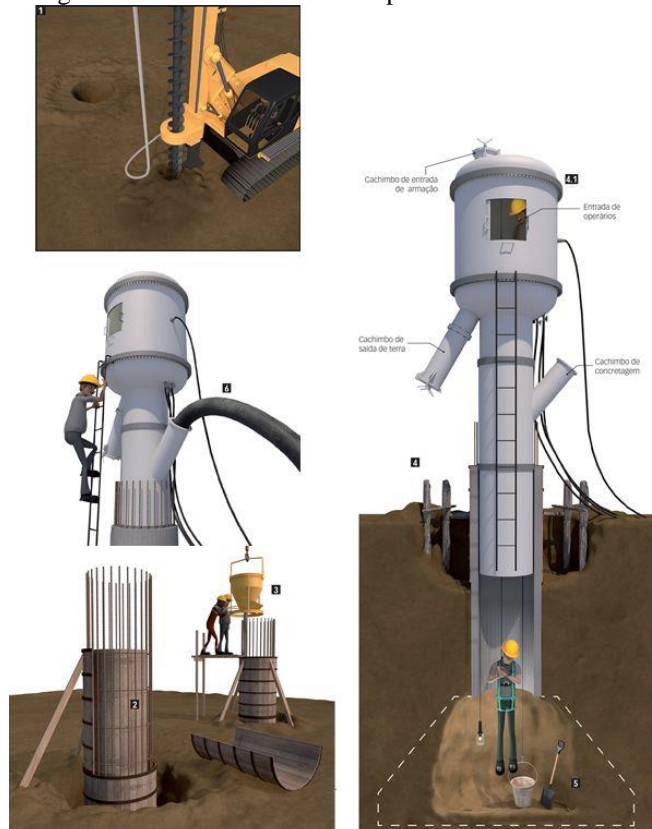
3.2.2.2 Tubulão a ar comprimido

Esse tipo de fundação é apropriado para onde há presença de água sem condições de esgotamento, devido ao risco de desmoronamento das paredes do fuste. Deve-se encamisar a estrutura do fuste com anéis de concreto ou tubos de aço e atingir o solo adequado para executar

a base do tubulão, esse processo é totalmente realizado sob pressão o que impede a entrada de água na escavação devido à pressão interna exercida.

Essa camisa também oferece uma segurança ao operário durante a descida manual em um solo ruim e atua como apoio para campânula, equipamento de compressão e descompressão de ar que aumenta e mantém o ar comprimido no processo de escavação manual. Os anéis possuem diâmetro externo igual ao do fuste e se movimentam por peso próprio. (TECHNE)

Figura 3.2.2.2: Tubulão a ar comprimido.



Fonte: Infraestrutura Urbana.

3.3 Armadura de fretagem no tubulão a céu aberto

Conforme Soares (2012), ao inserir o pilar diretamente na estaca ou tubulão, sem o bloco de coroamento ou se o pilar apresentar dimensões inferiores que a estaca, será inevitável o surgimento de tensões de tração no topo das mesmas. Devido a isso, um sistema de armadura chamado fretagem é incluso, esse sistema é constituído por malhas ortogonais colocadas horizontalmente no topo dos elementos, lançada conforme a solicitação de esforços.

Assim, sua finalidade é absorver as tensões horizontais de tração, colocadas no sentido normal a compressão, porque se apresentarem tensões maiores que a tensão admissível do concreto a peça entrará em ruptura.

3.4 Fundação profunda

As fundações profundas, são assim definidas devido seu apoio sobre o solo possuir uma profundidade superior a três metros. São usuais a partir do momento em que as fundações rasas não suportam os esforços gerados pela estrutura, pois ela é capaz de suportar altas cargas sem que haja deformações.

De acordo com a ABNT NBR 6122/10, são elemento que transferem a carga para o solo por sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação entre as duas, onde sua base deve estar a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão.

Estacas:

- Estacas Cravadas;
- Estacas Escavadas.

A carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (para termos de valores de projetos) são as grandezas fundamentais para o projeto por estacas. Já para os tubulões, é a tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

3.4.1 Estacas

De acordo com a ABNT NBR 6122/2010, estaca é um elemento de fundação profunda, onde sua execução é totalmente realizada através de equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade da descida de operários em sua execução. Os materiais utilizados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos.

Segundo (JOPPERT JR., 2007), as estacas são elementos esbeltos, introduzidos no solo através de percussão ou pela perfuração do solo e conseqüentemente sua concretagem, sendo classificadas como, estaca cravada e estaca escavada.

3.4.2 Estaca cravada

Necessitam da escavação do solo para a sua implantação, seja por meio de percussão, prensagem ou vibração, e geralmente são elementos pré-fabricados como: estaca de concreto pré-moldado, estaca metálica e estaca de madeira.

- Percussão: Usa-se um martelo em queda livre ou automático. Conforme ABNT NBR 6122/2010, ao se utilizar o martelo em queda livre, o peso do martelo, deve estar em conformidade com a mesma. Para utilização do automático ou vibratório, segue-se as recomendações do fabricante. Sua inconveniência é o barulho produzido.

- Prensagem: Empregada em alguns locais para evitar barulho e vibração, para isso, utiliza-se um macaco hidráulico que reage contra a estrutura.

- Vibração: Utilizável tanto para a cravação da estaca, como para a extração da mesma. Sua inconveniência é transmitir vibração aos vizinhos, havendo a possibilidade do colapso de suas estruturas, isso devido ao martelo provido de garras que se fixam na estaca e giram em alta velocidade, produzindo uma vibração de alta frequência à estaca.

3.5 Estaca escavada

São introduzidas através de equipamentos e são elementos moldados no local, como:

- Estaca Franki;
- Estaca raiz;
- Hélice contínua;
- Estaca Strauss.

A estaca escavada utilizada no dimensionamento da fundação do projeto em estudo é a estaca tipo Strauss.

3.5.1 Estaca tipo Strauss

De acordo com a NBR 6122/2010, é uma fundação profunda executada através de perfuração por meio de balde sonda (piteira), utiliza parcialmente ou totalmente revestimento

metálico, recuperável após a concretagem, realizando o lançamento do concreto e remoção gradativa do revestimento com simultâneo apiloamento do concreto. Esse revestimento garante a estabilidade da perfuração (figura 3.5.1), assegurando que não ocorra a mistura do concreto com o solo ou o estrangulamento do fuste da estaca.

Pode ser de concreto simples ou armado, como não causa vibrações elevadas, problemas com edificações vizinhas são evitados. Pode ser utilizada em locais com terreno acidentado por causa da simplicidade do equipamento, porém, tem suas limitações como o lençol freático, pois a secagem da mesma para a execução da concretagem pode se tornar inviável.

Vantagens e desvantagens da estaca Strauss:

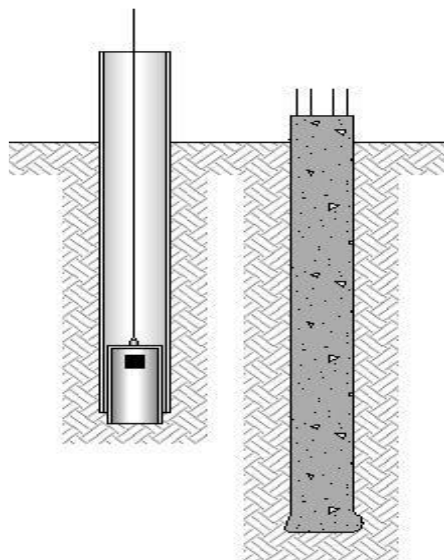
- Vantagens:

- Moderada vibração no processo de execução;
- Custo relativamente baixo;
- Simples execução em solo acima do nível d'água.

- Desvantagens:

- Difícil execução abaixo do nível d'água
- Pequena capacidade de carga;
- Cravação dificultada em solo resistente;
- Não devem ser utilizadas em areias submersas ou em argilas saturadas muito moles.

Figura 3.5.1: Modelo representativo estaca Strauss



Fonte: Gerador de preços

3.5.2 Processo Executivo

Conforme (APEMOL,s.d), na execução são utilizados os seguintes equipamentos:

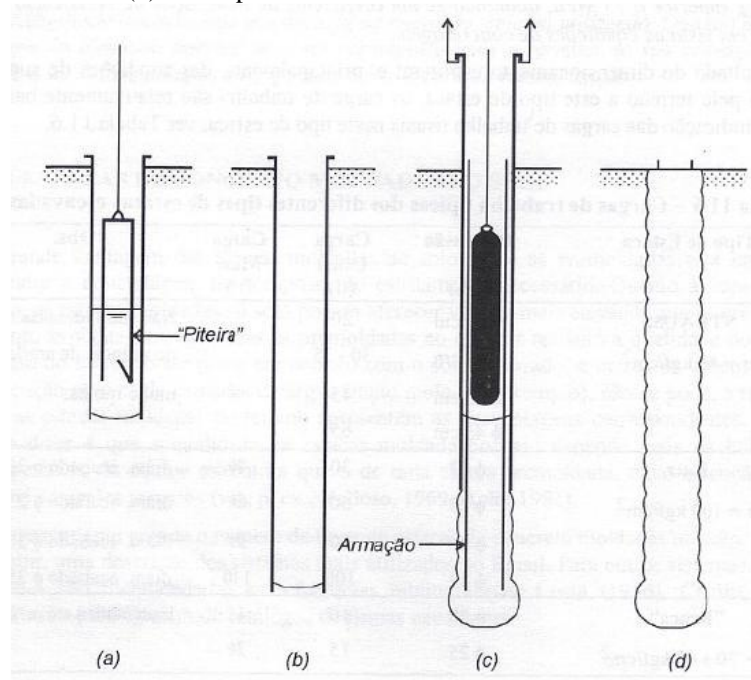
- Tripé de madeira ou de aço;
- Guincho vinculado a motor, a explosão ou elétrico;
- Sonda de percussão, com válvula para remoção de terra na sua extremidade inferior;
- Soquete em torno de 300 kg;
- Tubos de aço com 2,0 a 3,0 m de comprimento, rosqueáveis entre si;
- Guincho manual para remoção da tubulação;
- Roldanas, cabos e ferramentas.

Após a perfuração no terreno, usando um soquete de 1,0 a 2,0 m de profundidade coloca-se o primeiro tubo, dentado na extremidade inferior, chamado como “coroa”, penetrando este tubo com golpes sucessivos da sonda de percussão e removendo o solo abaixo da coroa seguindo até a profundidade determinada. (APEMOL, s.d), demonstrado na figura 3.5.2.

3.5.3 Perfuração do solo

Ao se aplicar recorrentes golpes ao pilão, tem-se um pré-furo com profundidade de 1 a 2 metros. Após esta profundidade, põe-se uma sequência de revestimento com uma coroa na ponta. Conforme o furo vai ganhando profundidade, vão sendo colocadas as camisas metálicas até a profundidade calculada no projeto. Para realizar a limpeza, joga-se água nos furos, dessa forma, a água, juntamente com a lama, é totalmente extraída pelo pilão e o soquete é lavado. O equipamento deve garantir a centralização e verticalidade da estaca (ABNT NBR 6122/2010).

Figura 3.5.2: Procedimento de execução da estaca do tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após a colocação da armadura e (d) estaca pronta



Fonte: Velloso e Lopes (2004, vol. II, p. 32)

3.5.4 Concretagem

No método de concretagem, o concreto é emitido em um funil até a aquisição de uma coluna de 1,0 m apiloando o material com um soquete, que, por conseguinte forma uma base alargada na ponta. Enquanto o concreto é lançado, as camisas metálicas são removidas com um guincho manual, criando assim o fuste. A concretagem é realizada um pouco acima da cota de arrasamento da estaca, após o processo é colocado barras de espera para a ligação com blocos e baldrames na extremidade superior da estaca, e por fim remove-se o concreto excedente, quebrando a cabeça da estaca com ponteiros metálicos. (BARROS, M. 1996, p. 20).

3.5.5 Armaduras

Segundo Velloso e Lopes (2004) mencionam que no caso da estaca Strauss ser armada “a ferragem longitudinal deve ser confeccionada com barras retas, sem esquadro na ponta e os estribos devem permitir livre passagem ao soquete de compactação e garantir um cobrimento de armadura, não inferior a 3 cm.”

A armadura neste tipo de estaca convém apenas de arranque sem função estrutural, no caso de estacas não sujeitas a tração ou flexão, podendo posicionar as barras de aço no concreto sem a precisão do estribo. (NBR6122/2010).

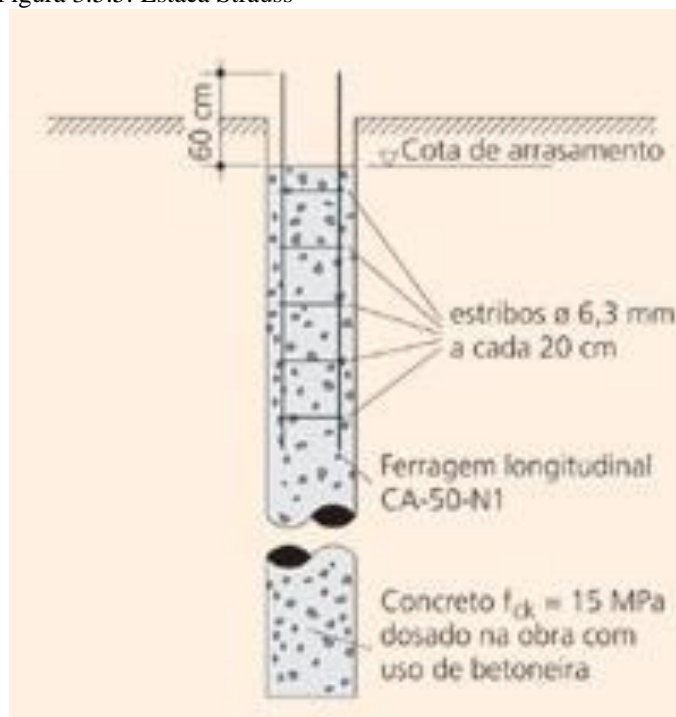
Velloso e Lopes (2004) também mencionam que “quando não armada, deve-se providenciar uma ligação com o bloco através de uma ferragem que é simplesmente cravada no concreto (fresco), dispensando-se, neste caso, o uso do estribo. ”

Nas estacas dimensionadas para resistir tração ou flexão, deve-se cumprir aos critérios abaixo citados: (NBR6122/2010)

- a) O diâmetro mínimo para execução de estacas armadas é de 32 cm;
- b) Os estribos devem ter espaçamentos entre 15 cm e 30 cm.

Como demonstrado na figura 3.5.5.

Figura 3.5.5: Estaca Strauss



Fonte: Fundações: Teoria e Prática, Editora PINI

3.6 Cota de arrasamento

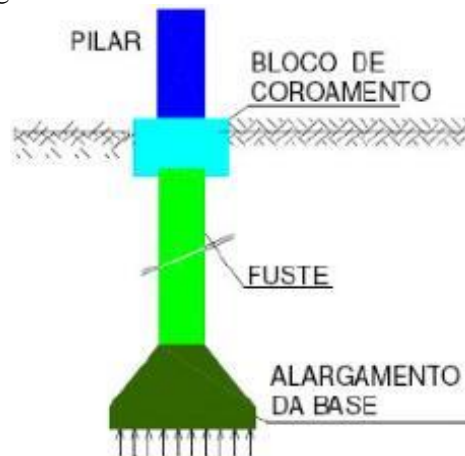
Nível em que deve ser deixado o topo da estaca ou tubulão, destruindo o excesso ou completando, se for preciso. Precisa ser definido de modo a deixar que a estaca e sua armadura

entrem no bloco com um comprimento que garanta a transferência de esforços do bloco à estaca. (ABNT NBR6122/2010).

3.7 Blocos de Coroamento

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), bloco de coroamento é o elemento que recebe a carga do pilar e as transfere para as estacas ou tubulões. Evidenciam ainda que as forças concentradas que atuam como cargas sob o bloco vem da reação das estacas ou tubulão. O bloco apenas realiza a função de transferência de carga, do pilar para o tubulão.

Figura 3.7: Bloco de coroamento.



Fonte: Helix Eng.

3.8 Requisitos básicos de um projeto de fundação

Segundo Velloso e Lopes (2004, p. 15). Requisitos básicos de um projeto de fundação, observa-se na figura 3.8:

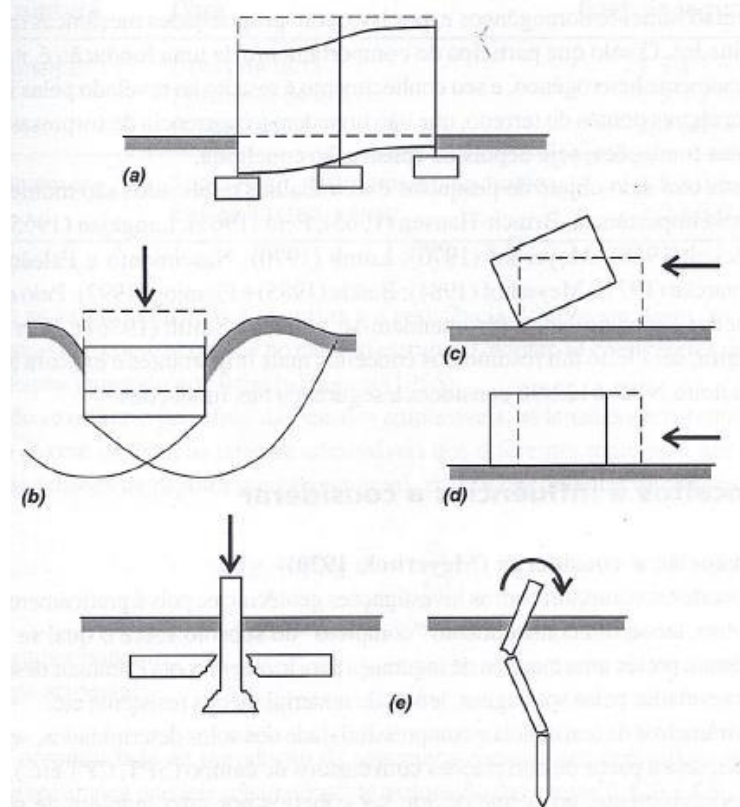
- (A) Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- (B) Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade "externa"),
- (C) Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade "interna").

3.8.1 Verificação da segurança ao colapso

Devido a insegurança nos métodos de cálculo de fundação, há a inserção de um coeficiente de segurança. Velloso e Lopes (2010, p. 16) admitem que o coeficiente de segurança em uma fundação é mais complicado que no cálculo estrutural de uma edificação, pois nestas, há sempre a combinação de materiais fabricados com propriedades mecânicas bem definidas. E em uma fundação, já que em alguns determinados pontos do solo não houve uma verificação, pode haver um conhecimento restrito do local onde haverá uma combinação muito heterogênea, sendo assim, algumas surpresas podem surgir durante ou depois da execução.

“As incertezas começam com as investigações geotécnicas, pois é praticamente impossível, como já foi dito, ter um conhecimento “completo” do subsolo, sobre o qual se vai construir. Deve-se, portanto, prever uma margem de segurança para levar em conta eventuais descontinuidades nas camadas reveladas pelas sondagens, lentes de material menos resistentes.”
(VELLOSO E LOPES, 2010)

Figura 3.8: Requisitos básicos para um projeto de fundação (a) Deformações Excessivas, Colapso do solo, (c) Tombamento, (d) Deslizamento e (e) Colapso estrutural, resultante de projetos deficientes



Fonte: Velloso e Lopes (2004, p. 15)

Conforme NBR6122/2010, o projeto deve garantir que as fundações apresentem segurança quanto aos:

- a) Estado-limite último (associados a colapso parcial ou total da obra);
- b) Estado-limite de serviço (quando ocorrem deformações, fissuras etc. que comprometem o uso da obra).

Para a determinação da carga admissível o fator de segurança que deve ser empregado é de no mínimo 3,0.

Para a elaboração e execução de um projeto de fundação, é essencial que o responsável conheça os tipos de fundações existentes, seus aspectos e particularidades, proporcionando escolher a mais apropriada para suprir as características técnicas e necessidades real da obra. As fundações podem ser classificadas como, superficiais (diretas ou rasas) ou profundas (indiretas), dependendo da carga que será transmitida ao solo.

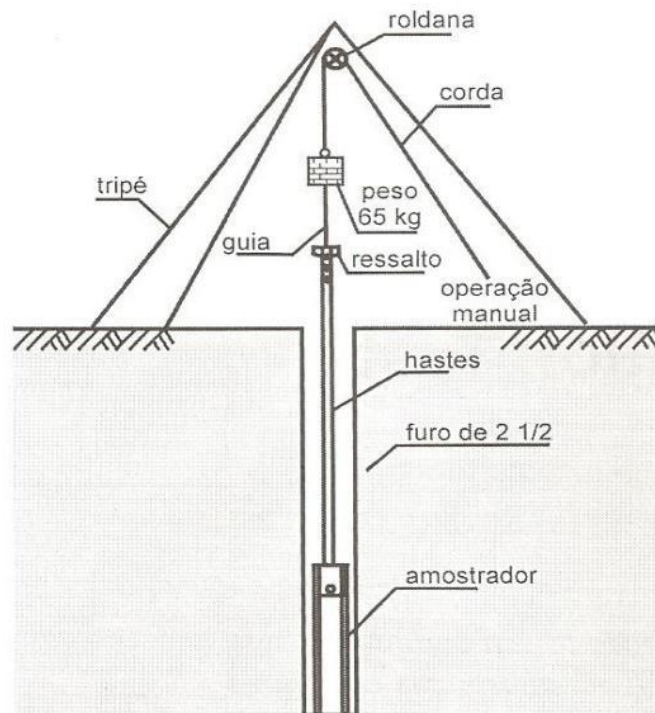
3.8.2 Investigação Geotécnica

Para se iniciar um projeto de fundação, a primeira etapa a ser executada é a sondagem, onde haverá a investigação do solo e assim obter conhecimentos do tipo de solo existente no terreno e analisar qual será o tipo de fundação mais adequada para a obra.

O método de sondagem mais usual e reconhecida no Brasil é o SPT (Standard Penetration Test), é a ferramenta de investigação do solo mais econômica e pode ser realizada em para fundações diretas e indiretas. Segundo Schnaid (2000, p.09) “no ensaio SPT a perfuração é realizada por tradagem e circulação de água, utilizando um trepano de lavagem de ferramentas de escavação. ”

Conforme a figura 3.8.2 a seguir, pode-se identificar como é realizada uma sondagem a percussão, demonstrando a colocação do tripé, o local de posição do martelo e haste.

Figura 3.8.2: Ilustração do ensaio SPT



Fonte: SCHNAID, 2000.

3.8.2.1 Locação da Sondagem

Conforme a ABNT NBR 6484/01, dada a sua localização, se faz a marcação de cada furo da sondagem, cravando um piquete de madeira ou outro material adequado. O piquete deve conter a identificação do furo e estar fixado no solo, ele será o referencial de nível para a realização da sondagem e depois determinação de cota por meio de nivelamento topográfico.

A sondagem deve cumprir a um número mínimo de furos de acordo com o tamanho do terreno. Terreno que possuem de 200m² a 1200m² de construção realiza-se uma sondagem, de 1200m² até 2400m² deve-se realizar uma sondagem para cada 400m² e para terrenos que excedam 2400m², o número deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. (NBR 6484/01, p. 1).

De acordo com Milito (2009 apud LEITE, 2014 p. 22) “os furos de sondagem deve obedecer a uma distância de 15 a 25m, os furos não devem ficar no mesmo alinhamento e sempre no limite da área de estudo.

3.8.2.2 Processo de execução

Para se iniciar a execução da sondagem prepara-se o tripé, sendo o amostrador a zero metro, o amostrador tem que penetrar 45 cm no solo, dividido igualmente em três trechos de 15 cm, a base é marcada com um giz e subindo o martelo de 650N a uma altura de 75 cm ele é solto em queda livre sobre a haste, os golpes são necessários até que o amostrador atinja 15 cm de penetração, a quantidade de golpes que foi necessária é anotada. No diagnostico final da sondagem há uma planta do local da obra com as posições das sondagens executadas e seu perfil individual, indicando a resistência do solo a cada metro perfurado, a posição do nível da água quando encontrado nas perfurações e a espessura e o tipo do material.

Tabela 3.8.2.2: Tabela dos estados de compactidade e de consistência a resistência a penetração

Solo	Índice de resistência à penetração N	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	Media (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 situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT NBR 6484/01

3.9 Parâmetros de resistência do solo

3.9.1 Coesão

A ABNT NBR6502/95 diz que coesão é a parte resistente ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas.

Uma vez que não se dispõe de ensaios de laboratórios, para uma estimativa do valor da coesão não drenada, Cintra, Aoki e Albiero (2014, apud TEIXEIRA e GODOY, 1996), indicam como sugestão a seguinte correção com o índice de resistência à penetração N_{spt} :

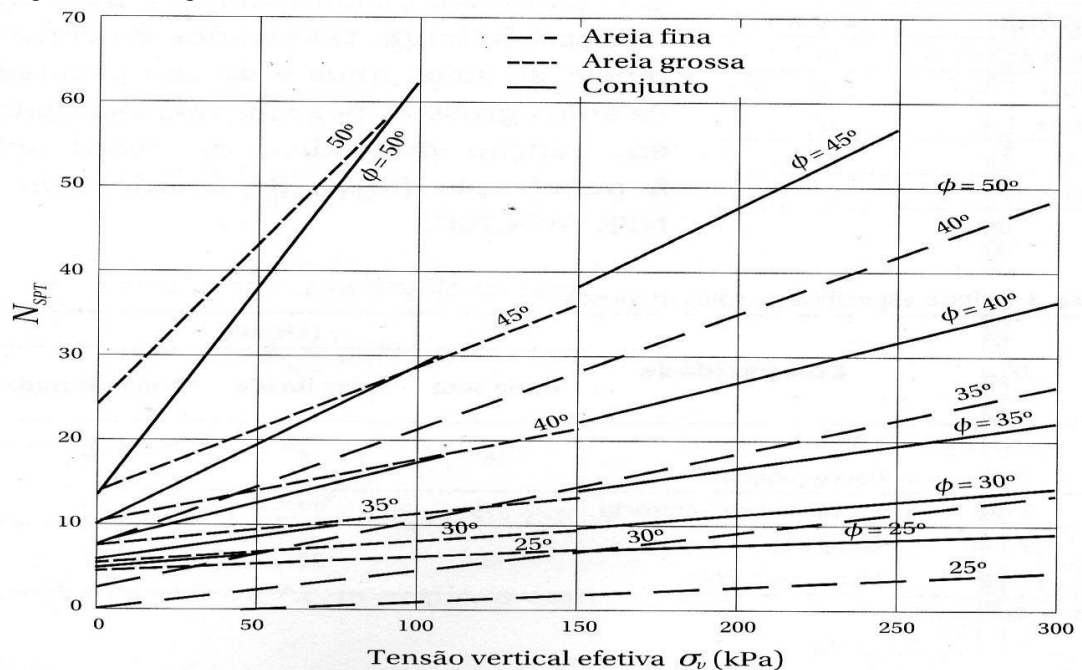
$$C = 10N_{spt} \text{ (kPa)}$$

3.9.2 Ângulo de atrito (ϕ)

Segundo a ABNT NBR6502/95, ângulo de atrito é o ângulo correspondente a inclinação da tangente à curva envoltória, que representa a resistência entre o cisalhamento e a tensão normal atuante na superfície de contato de um solo com outro tipo de material.

Conforme figura 3.9.2, (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud MELLO, 1971), podemos adotar o ângulo de atrito da areia, que mostra correlação estatística entre os pares de valores (σ_v ; N_{spt}), e os prováveis valores do ângulo de atrito, onde σ_v é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de N_{spt} .

Figura 3.9.2: Ângulo de atrito interno.



Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

Ainda para sua estimativa, na condição não drenada, temos duas correlações empíricas como índice de resistência à penetração do SPT: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014).

- De Godoy (1983): $\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt}$
- De Teixeira (1996): $\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ$

3.9.3 Peso Específico (γ)

É uma relação entre o peso total de solo sobre seu volume total. Sendo que na falta de ensaios laboratoriais, podemos utilizar valores aproximados de acordo com as tabelas 3.9.3 e 3.9.3.1.

(CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud Godoy, 1972), em função da consistência da argila e da capacidade da areia, nesta ordem. A consistência de solos finos e de compactidade de solos grossos é dada em função do índice de resistência à penetração (N_{spt}), conforme ABNT NBR6484/01.

Tabela 3.9.3: Peso específico de Solos argilosos (Godoy)

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

Fonte: CINTRA, AOKI e ALBIERO (2014)

Tabela 3.9.3.1: Peso específico de solo arenoso (Godoy, 1972)

Nspt	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 2	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouca Compacta			
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 20	Muito Compacta			

Fonte: CINTRA, AOKI e ALBIERO (2014)

A areia saturada representa o peso específico submerso, e para cálculo é preciso, sempre, o peso específico efetivo, sendo necessário descontar o peso específico da água.

3.10 Materiais

3.10.1 Concreto Armado

O concreto armado suporta aos esforços solicitantes, ele é uma combinação entre concreto simples e armadura (armadura passiva). (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.21).

3.10.2 Concreto

O concreto é um composto de água, cimento e agregados (grãos e miúdos), sua principal particularidade é a resistência a compressão. Os agregados diminuem o custo sem prejudicar a qualidade do material. (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.29)

3.10.3 Aço

Os aços CA-25 e CA-50 necessitam ser fabricados por laminação a quente, e CA-60 por laminação a frio. Há no aço resistência a tração, e sua principal diferença entre o ferro e o aço é que o aço possui o teor de carbono inferior a 2,04% e o ferro entre 2,04 a 6,7%. Suas particularidades mecânicas mais importantes são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento da ruptura. (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.43)

3.10.4 Fôrmas

Segundo Assahi (2013), a forma é um conjunto de moldes provisórios que da forma e geometria ao concreto fresco, até que chegue a uma resistência suficiente para resistir aos esforços a ele submetido e a textura esperada, podendo ser de madeira, metálicas e mistas.

3.10.5 Custo Direto

O preço do custo de uma obra corresponde ao custo direto. O cliente executa a obra com seus próprios recursos, mão-de-obra, materiais, salários, segurança e equipamentos que são diretamente relacionados com o trabalho de campo e projeto.

3.10.6 Custo Indireto

É a contratação de uma empresa especializada para execução da obra, podendo ser empreitada ou administração. Fazem parte das despesas dos clientes o aluguel, condomínio, luz, telefone, instalação do escritório, despesa com administrativo e despesas pelo pessoal parado por falta de serviço.

3.10.7 Composição dos preços unitários

Montagem do custo de cada serviço ou atividade por uma unidade básica, elaborada normalmente antes da execução do serviço. Uma das tabelas de composição mais usada no Brasil é a TCPO que nos indica o levantamento dos preços dos materiais, equipamentos/hora e mão-de-obra/hora. Dados que compõem uma CPU: - Insumos, com as respectivas unidades

- Mão-de-obra: Salário do trabalhador e o tempo de horas para a execução de certa tarefa.
- Equipamentos e Materiais: consumo de todo material e equipamentos a serem usados em certa obra.
- Quantidades de aplicação de mão-de-obra, de materiais, de produção, de aplicação de equipamentos e serviços de terceiros
- Preço unitário de materiais, mão-de-obra, equipamentos e serviços de terceiros
- Taxas de leis sociais (apenas mão-de-obra) - BDI (quando CPU for de venda)

Por mais abrangente que seja o conjunto de composições de custos unitários que um dado livro ou órgão possa dispor, ele parte de observações de obras diversas e realizada sob condições particulares. (MATTOS, 2006).

4 METODOLOGIA DE CÁLCULO

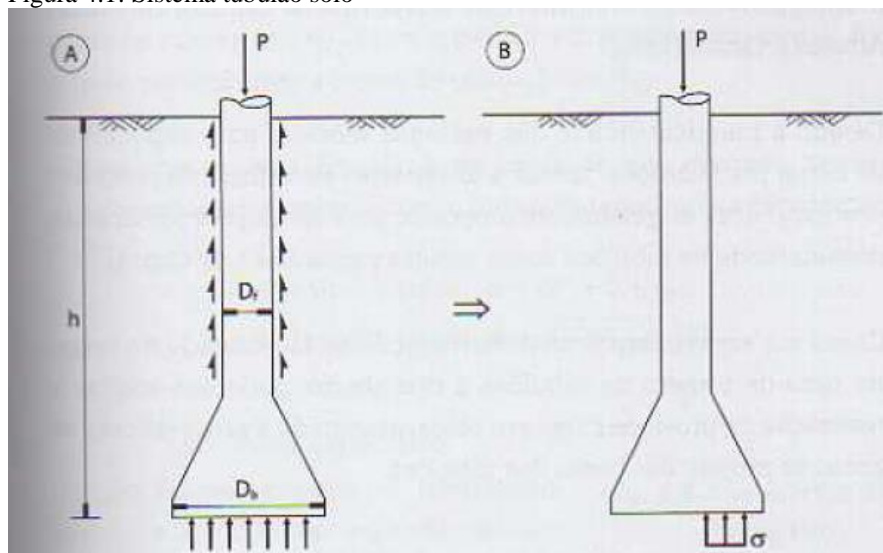
Para realizar o cálculo carga admissível ou capacidade de carga irá ser utilizado o método semiempírico de Aoki-Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978), que é um dos mais utilizados para o dimensionamento de fundações.

4.1 Capacidade de carga no tubulão

Segundo (CINTRA, AOKI e ALBIERO), um tubulão possui um fuste de diâmetro D_f , onde a base circular com diâmetro D_b está apoiada no maciço de solo a uma profundidade h em relação a superfície. Uma força vertical de compressão P é aplicada em seu topo gerando tensões resistentes por atrito lateral ao longo do fuste e de tensões normais a base (figura 4.1). Se não considerarmos o atrito lateral, teremos a tensão média normal à base, σ , dada por:

$$\sigma = \frac{4P}{\pi D_b^2}$$

Figura 4.1: Sistema tubulão solo



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO)

4.2 Métodos semiempíricos para a tensão admissível em Tubulão.

Para a determinação da tensão admissível de fundações por tubulões, tem-se correlações com os resultados de SPT, além de métodos semiempíricos desenvolvidos propriamente para

estacas. Os dois métodos existentes para cálculo da capacidade de cargas de uma estaca, é a realização de provas de carga e de métodos semiempíricos.

Não se pode confiar em fórmulas resultantes da teoria para previsão da capacidade de carga de fundação por estacas. Vários autores propõem métodos fundamentados em resultados empíricos e ajustados com provas de cargas. (CINTRA e AOKI, 2014). Segundo Cintra e Aoki (2014), são vastamente utilizados:

- Método de Aoki-Velloso (1975);
- Décourt-Quaresma (1978);
- Teixeira (1996).

a) SPT

Utiliza-se a seguinte regra para obter a tensão admissível em fundações diretas, em função do índice de resistência a penetração do SPT:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \text{ (MPa)} \quad \text{com} \quad 5 \leq N_{spt} \leq 20$$

Onde:

σ_a = Tensão admissível

Em que N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões, mas a sobrecarga q faz-se significativa para fundações por tubulões.

Para o caso específico de tubulões, há uma regra semelhante, descrita por Alonso (1983):

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{30} \text{ (MPa)} \quad \text{com} \quad 6 \leq N_{spt} \leq 18$$

A redução do denominador de 50 para 30 considera o efeito de embutimento da fundação no aumento da tensão admissível.

4.3 Método Aoki-Velloso para tubulões como estaca escavada

O desenvolvimento do método Aoki-Velloso (1975) se deu através de estudos comparativos de resultados de corpos de provas de cargas em estacas de acordo com o ensaio estático (CPT) e dinâmico (SPT). Através de seu método a resistência de base, em termos de tensão, é considerada da seguinte forma:

$$\sigma_r = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{ou} \quad \sigma_r = \frac{KN_{spt}}{F_1}$$

Onde:

q_c e N_{spt} são, respectivamente, a resistência de ponta do ensaio de cone e o índice de resistência a penetração do SPT, à cota da base do tubulão;

F_1 é um fator de transformação adimensional, igual a 3,0 para estacas escavadas;

K é um coeficiente que depende do tipo de solo, os valores estão apresentados na tabela

4.3.

Tabela 4.3: Coeficiente K e razão de atrito α

Coeficiente K em razão do atrito		
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 arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenossa	0,33	3,00
Argila arenosa	0,35	2,4

Fonte: (AOKI e CINTRA, 2010)

Conforme Aoki-Velloso (1975), para o valor de σ_r , aplica-se um fator de segurança de no mínimo de 3,0 onde considera-se exclusivamente a resistência de ponta. Assim, temos:

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{3}$$

4.4 Dimensionamento de tubulão a céu aberto

Os elementos base para a formação do tubulão são: base, fuste e cone.

Alonso (1983), prescreve o formulário para o desenvolvimento destes e demonstra tabelas que facilitam o seu dimensionamento.

➤ Base:

$$D = \sqrt{\frac{(4 \times P)}{\pi \times \sigma_s}}$$

Onde:

D = Diâmetro da base;

P = Carga proveniente do pilar (kN)

σ_s = Tensão admissível do solo (Mpa)

➤ Fuste:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_c}}$$

Onde:

d = Diâmetro do fuste;

P = Carga proveniente do pilar (kN)

σ_c = Tensão do concreto

$$\sigma_c = 0,85 \times f_{ck} \times \gamma_f \times \gamma_c$$

Onde:

f_{ck} = Resistência característica do concreto;

γ_f = Coeficiente de minoração = 1,4 (NBR 6122/2010);

γ_c = Coeficiente de minoração = 1,6 (NBR 6122/2010).

➤ Altura:

$$H = \frac{(D - d)}{2} \times \tan 60^\circ \quad \therefore \quad H = 0,866 \times (D - d)$$

Onde:

H = Altura total (cm);

D = Diâmetro da base (cm);

d = Diâmetro do fuste (cm).

O valor de H deverá ser no máximo de 2 metros, a não ser que devidos cuidados especiais sejam tomados para assegurar a estabilidade do solo. (ABNT NBR 6122/2010).

Fórmulas para o cálculo da base do tubulão, figura 18, conforme Alonso (1983).

➤ Volume da base: (figura 4.4)

Alonso (1983), demonstra também o valor do volume do alargamento da base (cone+base), retirando o volume do fuste, facilitando a cotação de custos do tubulão.

$$V = V_{total} - (\pi r^2 \times H)$$

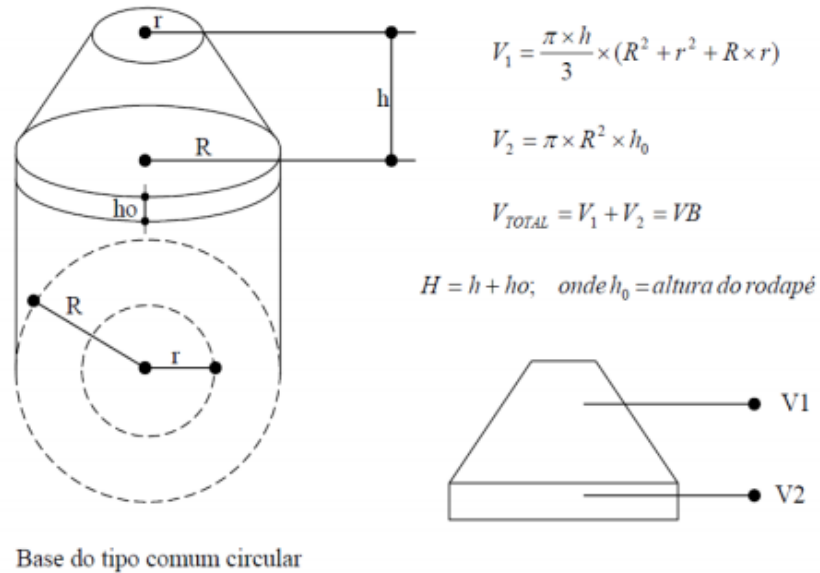
Onde:

V_{total} = Volume total da base V₁ + V₂ (m³);

r = Raio do fuste (cm);

H = Altura total do cone (cm).

Figura 4.4: Volume da base do tubulão.



Fonte: Constancio (2004)

As tabelas a seguir serão utilizadas para a obtenção de informações.

➤ Tabela 4.4:

Dados de entrada:

- Tensão admissível do solo (MN/m²)
- Carga proveniente do pilar (MN)

Informações obtidas:

- D = Diâmetro da base do tubulão

Tabela 4.4: Tabela para base do tubulão a céu aberto.

Diâmetro da base (cm)	Cargas em MN, para taxas no terreno (MPa)									
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5
150	0,53	0,71	0,88	1,06	1,24	1,41	1,59	1,77	2,13	2,65
155	0,57	0,75	0,94	1,13	1,32	1,51	1,70	1,89	2,26	2,83
160	0,60	0,80	1,00	1,20	1,41	1,61	1,81	2,01	2,41	3,00
165	0,64	0,86	1,07	1,28	1,49	1,71	1,92	2,14	2,56	3,20
170	0,68	0,91	1,13	1,36	1,59	1,82	2,04	2,27	2,71	3,39
175	0,72	0,96	1,20	1,44	1,68	1,92	2,16	2,40	2,87	3,59
180	0,76	1,02	1,27	1,52	1,78	2,03	2,28	2,54	3,05	3,81
185	0,80	1,07	1,34	1,61	1,88	2,15	2,42	2,69	3,12	4,02
190	0,85	1,13	1,42	1,71	1,08	2,27	2,55	2,84	3,39	4,24
195	0,90	1,19	1,49	1,79	2,09	2,39	2,69	2,99	3,57	4,46
200	0,94	1,26	1,57	1,88	2,20	2,51	2,83	3,14	3,76	4,70
205	0,99	1,32	1,65	1,98	2,31	2,64	2,98	3,31	3,95	4,94
210	1,03	1,38	1,73	2,08	2,42	2,77	3,12	3,46	4,14	5,19
215	1,08	1,45	1,82	2,18	2,54	2,80	3,27	3,63	4,34	5,42
220	1,14	1,52	1,90	2,28	2,66	3,04	3,42	3,80	4,55	5,69
225	1,19	1,59	1,99	2,39	2,78	3,18	3,58	3,98	4,75	5,93
230	1,24	1,66	2,07	2,49	2,90	3,32	3,73	4,15	4,96	6,21
235	1,30	1,75	2,19	2,63	3,50	3,50	3,94	4,38	5,19	6,49
240	1,35	1,81	2,26	2,72	3,17	3,62	4,07	4,53	5,41	6,75
245	1,41	1,88	2,35	2,82	3,29	3,76	4,23	4,70	5,65	7,05
250	1,47	1,96	2,45	2,94	3,43	3,92	4,90	4,90	5,87	7,32
255	1,53	2,04	2,55	3,07	3,58	4,08	4,60	5,11	6,11	7,65
260	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24	4,77	5,30	6,35	7,91
265	1,65	2,20	2,75	3,31	3,86	4,1	4,96	5,51	6,60	8,25
270	1,71	2,29	2,86	3,44	4,00	4,58	5,17	5,72	6,85	8,58
275	1,78	2,38	2,97	3,56	4,16	4,75	5,35	5,94	7,10	8,88
280	1,84	2,46	3,08	3,69	4,31	4,92	5,53	6,15	7,35	9,20
285	1,91	2,55	3,19	3,83	4,47	5,10	5,73	6,38	7,61	9,51
290	1,98	2,64	3,30	3,96	4,62	5,28	5,94	6,60	7,90	9,85
295	2,05	2,74	3,42	4,10	4,78	5,47	6,16	6,84	8,16	10,20
300	2,12	2,82	3,53	4,23	4,93	5,65	6,35	7,06	8,45	10,60
305	2,19	2,92	3,65	4,38	5,12	5,84	6,57	7,31	8,75	10,90
310	2,26	3,02	3,77	4,52	5,28	6,03	6,78	7,55	9,01	11,30
315	2,33	3,11	3,89	4,67	5,45	6,22	7,00	7,78	9,30	11,61
320	2,41	3,22	4,02	4,82	5,63	6,43	7,23	8,04	9,61	12,01
325	2,48	3,32	4,14	4,97	5,80	6,63	7,46	8,28	9,91	12,40
330	2,56	3,42	4,27	5,12	5,98	6,84	7,70	8,55	10,21	12,80
335	2,64	3,52	4,40	5,28	6,16	7,05	7,82	8,80	10,58	13,19
340	2,72	3,62	4,53	5,44	6,34	7,25	8,15	9,07	10,81	13,59
345	2,80	3,74	4,67	5,61	6,54	7,48	8,42	9,35	11,19	13,98
350	2,88	3,84	4,81	5,77	6,72	7,68	8,65	9,62	11,50	14,40
355	2,96	3,96	4,95	5,94	6,92	7,92	8,92	9,99	11,81	14,79
360	3,05	4,07	5,08	6,11	7,12	8,14	9,16	10,18	12,19	15,20
365	3,13	4,18	5,23	6,27	7,32	8,37	9,41	10,45	12,50	15,61
370	3,22	4,30	5,38	6,46	7,53	8,62	9,68	10,75	12,90	16,10
375	3,31	4,42	5,52	6,62	7,72	8,82	9,93	11,02	13,20	16,50
380	3,40	4,54	5,67	6,81	7,95	9,08	10,22	11,34	13,59	16,95
385	3,49	4,66	5,82	6,98	8,15	9,31	10,48	11,63	13,90	17,40
390	3,58	4,78	5,98	7,17	8,37	9,56	10,76	11,95	14,30	17,81
395	3,67	4,90	6,13	7,35	8,58	9,80	11,02	12,25	14,61	18,30
400	3,76	5,02	6,28	7,54	8,80	10,05	11,30	12,57	15,00	18,80

Fonte: Alonso (1983)

➤ Tabela 4.4.1:

Dados de entrada:

- Carga (proveniente do pilar em MN).

Informações obtidas:

- d = Diâmetro do fuste do tubulão (cm)

Tabela 4.4.1: Tabela para fuste do tubulão a céu aberto.

Diâmetro do fuste (cm)	70	80	90	100	110	120	130	150	170	200
Carga (MN)	1,92	2,51	3,18	3,93	4,75	5,66	6,63	8,83	11,34	15,7

Fonte: Alonso (1983)

➤ Tabela 4.4.2:

Dados de entrada:

- D = Diâmetros da base do tubulão (cm)
- d = Diâmetro do fuste do tubulão (cm)

4.5 Dimensionamento da estaca Strauss

4.5.1 Método Aoki-Velloso (1975)

A diferença entre o dimensionamento do tubulão para a estaca Strauss é que no cálculo da estaca considera-se a resistência lateral.

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. (LEITE, 2014).

Equação da capacidade de carga (R):

$$R = R_L + R_P$$

Com a Resistência lateral (R_L) e a Resistência de ponta (R_P), respectivamente: (figura 4.5.1)

$$R_L = U \sum (rL * \Delta L) \quad e \quad R_P = r_p * A_P$$

Onde:

R_L = Resistência lateral;

R_P = Resistência de ponta;

U = Perímetro da estaca;

r_p = Tensão de ponta;

r_p = Tensão lateral;

A_P = Área da ponta da estaca.

Δ_L = Espessura da camada em análise.

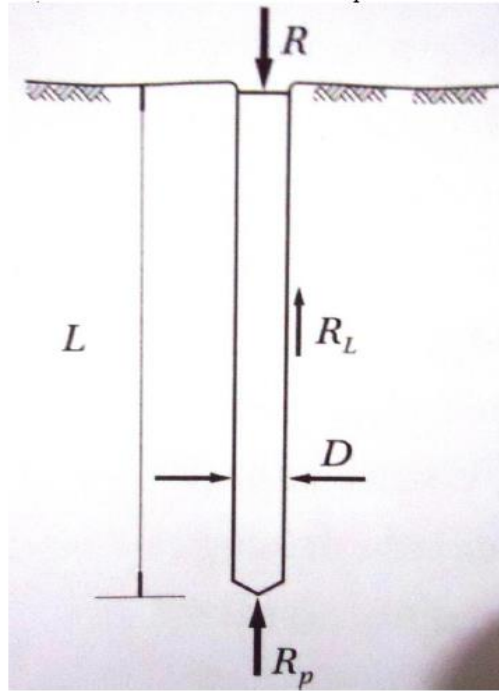
Então, a capacidade de carga (R) será:

$$R = U \sum (rL \Delta L) + r_p A_P$$

De acordo com Aoki-Velloso, as incógnitas geotécnicas (r_p e rL) estão relacionadas ao ensaio de penetração estática CPT, através dos valores de resistência de ponta do cone (q_C) e do atrito lateral unitário da luva (F_S):

$$r_P = \frac{q_C}{F1} \quad r_L = \frac{F_S}{F2}$$

Figura 4.5.1: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: AOKI N., CINTRA J.C. (2010, p. 12)

Onde:

q_C = Resistência de ponta do cone;

$F1$ = Coeficiente de correção da resistência de ponta; (Tabela 4.5.1)

F_S = Atrito lateral unitário da luva.

$F2$ = Coeficiente de correção da resistência lateral; (Tabela 4.5.1)

Os valores $F1$ e $F2$ são fatores de correção que consideram a diferença do comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo), e ainda a influência do método de execução de cada tipo de estaca. No Brasil é mais usual a utilização do SPT do que o CPT, assim, o valor da resistência de ponta (q_C) pode ser substituído por uma correlação ao índice de resistência a penetração (N_{SPT}):

$$q_C = K N_{spt}$$

Onde:

K = Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone N_{SPT} (Tabela 4.5.2);

N_{SPT} = Valor obtido através do ensaio de SPT da resistência de penetração dinâmica.

O coeficiente K varia de acordo com o tipo de solo. É possível explicar o atrito lateral em função de N_{SPT} com a utilização da razão de atrito (α).

$$\alpha = \frac{Fs}{q_c}$$

Logo:

$$Fs = \alpha q_c \quad \therefore \quad Fs = \alpha K N_{SPT}$$

Onde,

α = Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT, conforme a tabela 4.5.1. Sendo α equivalente ao tipo de solo.

Tabela 4.5.1 – Valores do coeficiente F1 e F2

Fatores correlação F1 e F2		
Tipos de estacas	F1	F2
Franki	2.50	2.F1
Metálica	1.75	2.F1
Pré-moldada	1+D/0.8	2.F1
Escavada	3.00	2.F1
Raiz. Hélice Contínua. Ômega	2.00	2.F1

Fonte: AOKI., CINTRA J.C. (2010. p. 25)

Tabela 4.5.2: Coeficiente K em razão de atrito α

Coeficiente K em razão do atrito		
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 arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: (AOKI e CINTRA, 2010)

Retomando as expressões r_L e r_p , teremos:

$$r_p = \frac{KN_p}{F1} \quad e \quad r_L = \frac{\alpha KN_L}{F2}$$

Onde,

N_p = Índice de resistência a penetração;

N_L = Índice de resistência a penetração média na camada de solo de espessura Δ_p .

Os valores são obtidos por sondagem. Assim, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser determinada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{KN_p}{F1} A_p + \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L)$$

Os valores de α e K foram obtidos conforme o método de Aoki-Velloso, fundamentados nas experiências dos autores e da literatura. Os fatores $F1$ e $F2$ foram ajustados a partir de 63 provas de carga realizadas em diversos estados do Brasil, com o decorrer do tempo os valores foram ajustados pelos autores.

Conforme Cintra e Aoki (2014), os projetos de fundação por estacas tem seu ápice com a previsão da cota de parada e a fixação da carga admissível. Na tabela 4.5.3, serão apresentados esses valores limites.

Tabela 4.5.3: Valores limites de N_{spt} para a parada das estacas

Tipo de estaca		N (limite)
Pré-fabricada de concreto	$\varnothing < 30 \text{ cm}$	$15 > N_{spt} < 25$
		$\sum N_{spt} = 80$
	$\varnothing \geq 30 \text{ cm}$	$25 < N_{spt} \leq 35$
Strauss		$10 < N_{spt} \leq 25$

Fonte: CINTRA e AOKI (2014)

4.6 Método Décourt-Quaresma (1978)

Através do método de Décourt-Quaresma, as parcelas de resistência (R_L e R_P) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação por estaca são expressas por:

$$R_L = r_l U L$$

$$R_P = r_p A_p$$

A estimativa da tensão de atrito lateral r_l é realizada com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), para estaca Strauss e tubulão a céu aberto adota-se $N_L \leq 15$. Décourt (1982) transforma os valores tabelados na seguinte expressão:

$$r_l = 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

A resistência de ponta é estimada pela equação:

$$r_p = C N_p$$

Onde:

C é o coeficiente característico do solo (Tab. 4.6.2);

N_p é o valor médio de N_{SPT} na base da estaca, obtido de três valores: o correspondente a cota da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Décourt (1996), inseri os fatores α e β , (tabela 4.6 e 4.6.1) respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga em:

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

Tabela 4.6: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de Solo	α
Argila	0,85
Solo intermediário	0,60
Areia	0,50

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 4.6.1: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de Solo	β
Argila	0,80
Solo intermediário	0,65
Areia	0,50

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 4.6.2: Coeficiente característico do solo.

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

Fonte: Décourt (1996)

4.7 Carga admissível

O elemento de fundação é um conjunto solo-estrutura, ou seja, os elementos estruturais (estacas, sapatas, blocos de fundação) não suportam aos esforços solicitantes sem o maciço do solo, ou vice-versa.

O solo é um elemento natural e não possui homogeneidade, sendo assim, o cálculo de estacas do mesmo tipo no mesmo terreno não resulta em um dimensionamento similar, devido aos diferentes resultados apresentados pela sondagem.

Há dois tipos de carga admissível, a carga admissível da fundação (P_a) e a carga admissível (P_e), mais conhecida como carga de catálogo.

Quanto ao fator de segurança (F_s), a NBR 6122/2010 determina que para a carga admissível quando calculada pelo método semiempírico, utiliza-se o valor 2,0 (dois).

As recomendações de Aoki-Velloso utilizam o valor global de 2,0 (dois) para o fator de segurança.

$$P_a = \frac{R}{2}$$

4.8 Carga de Catálogo

A carga de catálogo (P_e) é uma verificação do estado limite último, considera cada tipo de estaca em particular sem considerar o aspecto geotécnico, já a carga admissível de fundação (P_a), considera os aspectos geotécnicos.

Analisando os resultados de P_a e P_e , para efeito de cálculo e a favor da segurança, utiliza-se o menor valor entre eles. A estaca muitas vezes é o elemento mais fraco, devido ao

seu apoio em materiais muito resistentes, e que muitas vezes são elementos relativamente grandes, fazendo com que o maciço tenha resistência superior ao elemento estrutural.

Sendo a carga de catálogo definida inicialmente, ela apresenta um valor superior à carga admissível da fundação (Pa):

$$Pa \leq Pe$$

A tabela 4.8 a seguir, mostra a carga de catálogo da Estaca Strauss, citadas na literatura brasileira, conforme Cintra e o Aoki (2014)

Tabela 4.8: Carga de catálogo para estacas Strauss

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo Pe (KN)
Strauss $\sigma_e = 4 \text{ Mpa}$	Ø 22	200
	Ø 27	300
	Ø 32	400
	Ø 42	700
	Ø 52	1070

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

O valor da carga de catálogo é indicado no catálogo do fabricante ou executor da estaca, em função da seção transversal do fuste e do tipo de estaca. Para o cálculo da capacidade de carga estrutural da estaca Strauss, o valor da carga foi fornecido pela empresa de Pouso Alegre, Estaqueamento e Construtora A&R Ltda, conforme ANEXO C.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Descrição do Projeto

O estudo de caso refere-se à construção de um Hotel, localizado na cidade de Pouso Alegre, o empreendimento possui dois pavimentos, a planta com a localização dos pilares e suas respectivas cargas estão no ANEXO A. A fundação já projetada para o hotel é em tubulão e consiste em cinco tubulões com base de 120 cm de diâmetro, quatro tubulões com base de 140 cm de diâmetro, quatorze tubulões com base de 170 cm de diâmetro, nove tubulões com 190 cm de diâmetro, dez tubulões com base de 210 cm de diâmetro e quatro tubulões com 230 cm de diâmetro, esses tubulões estão apresentados no ANEXO A. A tabela 5.1 a seguir, demonstra as numerações dos pilares, suas dimensões e cargas solicitadas para a fundação.

Tabela 5.1: Pilares com suas respectivas dimensões e cargas

PILAR	DIMENSÃO (cm)	CARGA (tf)	PILAR	DIMENSÃO (cm)	CARGA (tf)
P1	30x50	45	P24	30x50	160
P2	35x50	90	P25	35x50	160
P3	35x50	90	P26	35x50	137
P4	35x50	90	P27	35x50	160
P5	30x50	90	P28	30x50	137
P6	30x50	60	P29	30x50	137
P7	35x50	90	P30	35x50	137
P8	35x50	90	P31	35x50	110
P9	35x50	90	P32	35x50	90
P10	30x50	60	P33	30x50	137
P11	20x40	45	P34	20x40	60
P12	20x40	45	P35	20x40	60
P13	30x50	90	P36	20x40	45
P14	35x50	137	P37	30x50	110
P15	35x50	137	P38	35x50	110
P16	35x50	137	P39	35x50	110
P17	30x50	110	P40	35x50	110
P18	30x50	110	P41	30x50	90
P19	35x50	137	P42	30x50	90
P20	35x50	137	P43	35x50	90
P21	35x50	160	P44	35x50	110
P22	30x50	110	P45	35x50	90
P23	20x40	60	P46	30x50	90

Fonte: A autora.

5.2 Perfil Geotécnico

O perfil geotécnico foi determinado a partir da sondagem por percussão (SPT) e para realizar o dimensionamento da estaca utilizou-se o furo que apresentou um solo mais desfavorável, sendo este o SP-004, conforme ANEXO B.

5.3 Dimensionamento da estaca Strauss pelo Método Aoki-Velloso (1975)

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica foi utilizado o método de Aoki-Velloso, citado no item 4.5.1 e o método de Décourt Quaresma, citado no item 4.6. O comprimento da estaca será estabelecido de acordo com a tabela 4.5.3, com base ao laudo de sondagem SPT (ANEXO B), sendo que o comprimento da estaca é relacionado com a profundidade em que ela pode chegar de acordo com seu N_{SPT} limite, à estaca Strauss pode atingir uma profundidade de até $30 N_{SPT}$, dessa forma estabeleceu-se o comprimento de 10 metros. A carga de catálogo foi utilizada conforme a proposta do fabricante (ANEXO C) e o diâmetro da estaca foi estabelecido com base na tabela 4.8, visto que entres os diâmetros disponíveis era mais desejável para empreendimento.

Estaca Strauss

Diâmetro: 32 cm

Carga de catálogo: 300kN

Comprimento: 10 metros

Primeiramente calcula-se o fator de correção de acordo com o tipo de estaca que será utilizada, sendo que à estaca Strauss é um tipo de estaca escavada, conforme a tabela 4.5.1.

$$F1 = 3$$

$$F2 = 2xF1 \quad \therefore \quad F2 = 6$$

O segundo passo é calcular a resistência lateral (R_L), sua variação é de acordo com o tipo de solo e a profundidade. Para os cálculos, utilizou-se o furo 4 da sondagem SPT, pois apresenta um solo mais desfavorável.

Resistência Lateral (R_{L1})

Profundidade de 0,0 a -3,0 metros: Argila Siltosa

O valor de N_L é a média do N_{SPT} até a profundidade de 0,0 a -3,00 metros:

$$N_L = \frac{41}{3} = 13,67$$

O coeficiente K varia de acordo com o tipo de solo, até a profundidade de -3,00 metros o solo é uma Argila Siltosa, conforme ANEXO B, assim, de acordo com a tabela 4.5.2 define-se o valor de K e α .

$K = 220$ e $\alpha = 4\%$

$$R_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F2} * U * L$$

$$R_{L1} = \frac{0,04 * 220 * 13,67}{6} * (\pi * 0,32) * 3,00 \quad \therefore \quad R_{L1} = 60,46 \text{ kN}$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Profundidade de -3,00 a -6,00 metros: Argila Silto Arenosa

$$N_L = \frac{54}{3} = 18$$

$K = 330$ e $\alpha = 3\% \rightarrow$ Tabela 4.5.2, Argila Silto Arenosa

$$R_{L2} = \frac{0,03 * 330 * 18}{6} * \pi * 0,32 * 3,0 \quad \therefore \quad R_{L2} = 89,57 \text{ kN}$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Profundidade de -6,00 a -10,00 metros: Silte Argilo-arenoso

$$N_L = \frac{113}{4} = 28,25$$

$K = 250$ e $\alpha = 3\% \rightarrow$ Tabela 4.5.2, Silte Argilo-arenoso

$$R_{L3} = \frac{0,03 * 250 * 28,25}{6} * \pi * 0,32 * 4,0 \quad \therefore \quad R_{L3} = 142,00 \text{ kN}$$

Resistência Lateral Total:

$$R_L = 60,46 + 89,57 + 142,00 \quad \therefore \quad R_L = 292,00 \text{ kN}$$

O terceiro passo é o cálculo de resistência de ponta, que é baseado em função do tipo de solo, do N_{SPT} e o fator de correção $F1$. Como o comprimento da estaca é de 10 metros, a resistência de ponta é calculada com as características do solo nesta cota, apresentando um Silte Argilo-arenoso com N_{SPT} de 31. O valor de K é conforme a tabela 4.5.2.

- Resistencia de ponta (cota -10,00 metros)

- Silte Argilo-arenoso, $N_P = 31$ e $K = 250$

$$R_P = \frac{K * N_P}{F1} * A_p$$

$$R_P = \frac{250 * 31}{3} * \frac{\pi * 0,32^2}{4} \quad \therefore \quad R_P = 207,76 \text{ kN}$$

O quarto passo é calcular a capacidade de carga geotécnica, somando a resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_P).

$$R_{Total} = 292,00 + 207,76 = 499,76 \text{ kN}$$

No quinto passo aplica-se o fator de segurança global, que para as estacas de fundação profunda equivale a 50%.

$$P_a = \frac{499,76}{2} \quad \therefore \quad P_a = 249,89 \text{ kN}$$

Conforme a NBR 6122/2010, no caso específico de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca o que equivale a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Assim:

$$R_L \geq 0,80 P_a$$

Ou seja,

$$P_a \leq 1,25 R_L$$

$$R_L \geq 0,80 * 249,89 \quad \therefore \quad R_L \geq 199,91 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

$$P_a \leq 1,25 * 292,00 \quad \therefore \quad P_a \leq 365,00 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

A partir dos cálculos realizados e com auxílio do Excel, foi realizada uma planilha de cálculo, tabela 5.3 abaixo, que proporciona a identificação da capacidade de carga a cada metro de profundidade, conforme a sondagem SP-004. (ANEXO B).

Tabela 5.3: Cálculo da Capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss m por m

Método Aoki-Velloso (1975)												
PROF. (m)	N _{SPT}	TIPO DE SOLO	K (kN)	α	F1	F2	RL por m (kN)	RL (acum)	RP	R Total	Q _{adm} (kN)	
1	14	Argila Siltosa	220	0,04	3	6	20,53	20,53	82,53	103,06	51,53	
2	14	Argila Siltosa	220	0,04	3	6	20,53	41,07	82,53	123,59	61,80	
3	13	Argila Siltosa	220	0,04	3	6	19,07	60,13	76,63	136,77	68,38	
4	16	Argila Silto-arenosa	330	0,03	3	6	26,40	86,53	141,48	228,01	114,00	
5	16	Argila Silto-arenosa	330	0,03	3	6	26,40	112,93	141,48	254,41	127,20	
6	22	Argila Silto-arenosa	330	0,03	3	6	36,30	149,23	194,53	343,76	171,88	
7	26	Silte argilo-arenoso	250	0,03	3	6	32,50	181,73	174,17	355,90	177,95	
8	27	Silte argilo-arenoso	250	0,03	3	6	33,75	215,48	180,86	396,35	198,17	

9	29	Silte argilo- arenoso	250	0,03	3	6	36,25	251,73	194,26	445,99	223,00
10	31	Silte argilo- arenoso	250	0,03	3	6	38,75	290,48	207,66	498,14	249,07

Fonte: A autora.

5.4 Dimensionamento da estaca Strauss pelo Método Décourt Quaresma (1978)

Conforme citado no item 4.6, seguem os cálculos para a capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss.

Cálculo da resistência lateral:

Estaca Strauss

Diâmetro: 32 cm

Carga de catálogo: 300kN

Comprimento: 10 metros

Resistência Lateral (r_{l1})

Profundidade de 0,0 a -3,0 metros: Argila Siltosa

N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste.

$$r_l = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

$$N_L = \frac{(14 + 14 + 13)}{3} = 13,67$$

$$r_{l1} = 10 \left(\frac{13,67}{3} + 1 \right) \quad \therefore \quad r_{l1} = 55,56 \text{ kN}$$

Resistência Lateral (r_{l2})

Profundidade de 0,0 a -6,00 metros:

$$N_L = \frac{(14 + 14 + 13 + 15 + 15 + 15)}{6} = 14,33$$

Para N_{SPT} com valores maiores que 15, utiliza-se o valor de 15, cumprindo com o que o autor diz, $3 \leq N_L \leq 15$.

$$r_{l2} = 10 \left(\frac{14,33}{3} + 1 \right) \quad \therefore \quad r_{l2} = 57,77 \text{ kN}$$

Resistência Lateral (r_{l3})

Profundidade de -6,00 a -10,00 metros:

$$N_L = \frac{(14 + 14 + 13 + 15 + 15 + 15 + 15 + 15 + 15 + 15)}{10} = 14,60$$

$$r_{l3} = 10 \left(\frac{14,60}{3} + 1 \right) \quad \therefore \quad r_{l3} = 58,67 \text{ kN}$$

Resistência de Ponta:

Para o cálculo da resistência de ponta, utiliza-se os dados do solo de onde está a ponta da estaca, ou seja, na cota -10,00 metros. O coeficiente C varia de acordo com o tipo de solo, conforme tabela 4.6.2 e o N_p que é o valor médio do N_{SPT} na base da estaca, obtido de três valores: o correspondente a cota da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Resistência de ponta (r_p)

Profundidade de -10,00 metros, Silte argiloso, $C = 200$

$$R_p = r_p * A_p \quad e \quad r_p = (C * N_p)$$

Assim,

$$R_p = (C * N_p) * A_p$$

$$N_p = \frac{31 + 29}{2} = 30$$

$$R_p = (200 * 30) * \frac{\pi 0,32^2}{4} \quad \therefore \quad R_p = 482,55 \text{ kN}$$

Verificação da Carga admissível:

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3}$$

E também:

$$P_a = \frac{R_{total}}{2}$$

Agindo a favor da segurança, utiliza-se assim o menor valor entre as duas.

De acordo com a tabela 5.4 abaixo, realizada com o auxílio da planilha de cálculo, demonstra os valores calculados de todas as resistências de ponta metro por metro e demonstra também a resistência lateral acumulada, que é a utilizada para o cálculo da carga admissível, onde na cota -10,00 metros corresponde ao valor de 460,95 kN.

A resistência total é o somatório da resistência lateral acumulada na profundidade de 10,00 metros mais a resistência de ponta, assim, a resistência total corresponde ao valor de 943,26 kN.

A partir desses dados faz-se a verificação da carga admissível:

$$P_a = \frac{482,55}{4} + \frac{460,95}{1,3} \quad \therefore \quad P_a = 475,21 \text{ kN}$$

$$P_a = \frac{943,26}{2} \quad \therefore \quad P_a = 471,63 \text{ kN}$$

Assim, a favor da segurança utiliza-se como carga admissível o menor valor entre os dois, o de 471,63 kN.

Tabela 5.4: Cálculo da Capacidade de carga geotécnica da estaca Strauss m por m.

Décourt Quaresma (1978)											Verificação	
Prof. (m)	N _{SPT}	Tipo de Solo	N _p	N _L	C	RP (kN)	RL por m (kN)	RL (acumulada)	R Total (kN)	Q _{adm} (kN)	R/2	(RL/1,3) + (RP/4)
1	14	Argila Siltosa	14	14	120	135,05	56,67	0,00	135,05	33,76	67,52	33,76
2	14	Argila Siltosa	13,67	14	120	131,83	56,67	0,00	131,83	32,96	65,91	32,96
3	13	Argila Siltosa	14,33	13,67	120	138,26	55,56	55,56	193,82	77,30	96,91	77,30
4	16	Argila Silto-arenosa	15	14	120	144,69	56,67	112,23	256,92	122,50	128,46	122,50
5	16	Argila Silto-arenosa	18	14,2	120	173,63	57,33	169,56	343,19	171,59	171,59	173,84
6	22	Argila Silto-arenosa	21,33	14,33	120	205,78	57,78	227,34	433,12	216,56	216,56	226,32
7	26	Argila Silto-arenosa	25	14,43	200	401,92	58,10	285,43	687,35	320,04	343,68	320,04
8	27	Argila Silto-arenosa	27,3	14,50	200	439,43	58,33	343,77	783,20	374,29	391,60	374,29
9	29	Argila Silto-arenosa	29	14,56	200	466,23	58,52	402,28	868,51	426,01	434,26	426,01
10	31	Argila Silto-arenosa	30	14,60	200	482,30	58,67	460,95	943,26	471,63	471,63	475,15

Fonte: A autora.

Para o dimensionamento do número de estacas por bloco, divide-se a carga atuante no pilar pela carga admissível, pois a carga do pilar será transferida ao solo da fundação.

Pela equação abaixo, chega-se ao número de estacas necessárias para suportar a carga vinda do pilar.

$$N_e \geq \frac{Q_{pilar}}{Q_{adm}}$$

Onde:

N_e = Número de estacas;

Q_{pilar} = Carga do pilar;

Q_{adm} = Carga admissível.

De acordo com o cálculo da capacidade de carga geotécnica pelo método de Aoki-Velloso (tabela 5.3) e Décourt Quaresma (tabela 5.4) será obtido o número de estaca necessária por bloco, a carga geotécnica admissível foi estabelecida através da média dos dois métodos calculados, demonstrado na tabela 5.4.1. A tabela também apresenta as seguintes informações: carga proveniente do pilar, capacidade de carga geotécnica admissível, quantidade mínima de estaca por bloco, diâmetro e profundidade.

A carga geotécnica admissível foi estabelecida através da média dos dois métodos calculados, Aoki-Velloso e Décourt Quaresma:

$$P_a = \frac{249,89 + 471,63}{2} \quad \therefore \quad P_a = 360,76 \text{ kN} = 36,00 \text{ tf}$$

Tabela 5.4.1: Agrupamento das estacas através da carga admissível geotécnica.

Estaca Escavada Strauss						
Carga admissível geotécnica (36tf)						
Pilar	Carga (tf)	Qadm (tf)	Qpilar/Qadm (tf)	Número de estaca/bloco	Diâmetro (cm)	Prof. (m)
P1	45	36	1,25	2	32	10
P2	90	36	2,50	3	32	10
P3	90	36	2,50	3	32	10
P4	90	36	2,50	3	32	10
P5	90	36	2,50	3	32	10
P6	60	36	1,67	2	32	10
P7	90	36	2,50	3	32	10
P8	90	36	2,50	3	32	10
P9	90	36	2,50	3	32	10
P10	60	36	1,67	2	32	10
P11	45	36	1,25	2	32	10
P12	45	36	1,25	2	32	10
P13	90	36	2,50	3	32	10
P14	137	36	3,81	4	32	10
P15	137	36	3,81	4	32	10
P16	137	36	3,81	4	32	10
P17	110	36	3,06	4	32	10

P18	110	36	3,06	4	32	10
P19	137	36	3,81	4	32	10
P20	137	36	3,81	4	32	10
P21	160	36	4,44	5	32	10
P22	110	36	3,06	4	32	10
P23	60	36	1,67	2	32	10
P24	160	36	4,44	5	32	10
P25	160	36	4,44	5	32	10
P26	137	36	3,81	4	32	10
P27	160	36	4,44	5	32	10
P28	137	36	3,81	4	32	10
P29	137	36	3,81	4	32	10
P30	137	36	3,81	4	32	10
P31	110	36	3,06	4	32	10
P32	90	36	2,50	3	32	10
P33	137	36	3,81	4	32	10
P34	60	36	1,67	2	32	10
P35	60	36	1,67	2	32	10
P36	45	36	1,25	2	32	10
P37	110	36	3,06	4	32	10
P38	110	36	3,06	4	32	10
P39	110	36	3,06	4	32	10
P40	110	36	3,06	4	32	10
P41	90	36	2,50	3	32	10
P42	90	36	2,50	3	32	10
P43	90	36	2,50	3	32	10
P44	110	36	3,06	4	32	10
P45	90	36	2,50	3	32	10
P46	90	36	2,50	3	32	10
Σ				156		

Fonte: A autora.

Calculada a capacidade de carga geotécnica e o número de estacas necessárias, prossegue-se com o cálculo da capacidade estrutural admissível da estaca, utilizando a carga de catálogo fornecida pela empresa Estaquear e Construtora A&R Ltda.

O valor da carga admissível estrutural da estaca fornecida pela empresa, é de 30 toneladas. Com o cálculo da carga estrutural admissível, pode-se chegar a um número de estaca por bloco diferente da carga admissível geotécnica, conforme a tabela 5.4.2 abaixo.

Tabela 5.4.2: Agrupamento das estacas através da carga admissível estrutural.

Estaca Escavada Strauss						
Carga admissível estrutural (30tf)						
Pilar	Carga (tf)	Qadm (tf)	Qpilar/Qadm (tf)	Número de estaca/bloco	Diâmetro (cm)	Prof (m)
P1	45	30,0	1,50	2	32	10
P2	90	30,0	3,00	4	32	10
P3	90	30,0	3,00	4	32	10
P4	90	30,0	3,00	4	32	10
P5	90	30,0	3,00	4	32	10
P6	60	30,0	2,00	3	32	10
P7	90	30,0	3,00	4	32	10
P8	90	30,0	3,00	4	32	10
P9	90	30,0	3,00	4	32	10
P10	60	30,0	2,00	3	32	10
P11	45	30,0	1,50	2	32	10
P12	45	30,0	1,50	2	32	10
P13	90	30,0	3,00	4	32	10
P14	137	30,0	4,57	5	32	10
P15	137	30,0	4,57	5	32	10
P16	137	30,0	4,57	5	32	10
P17	110	30,0	3,67	4	32	10
P18	110	30,0	3,67	4	32	10
P19	137	30,0	4,57	5	32	10
P20	137	30,0	4,57	5	32	10
P21	160	30,0	5,33	6	32	10
P22	110	30,0	3,67	4	32	10
P23	60	30,0	2,00	3	32	10
P24	160	30,0	5,33	6	32	10
P25	160	30,0	5,33	6	32	10
P26	137	30,0	4,57	5	32	10
P27	160	30,0	5,33	6	32	10
P28	137	30,0	4,57	5	32	10
P29	137	30,0	4,57	5	32	10
P30	137	30,0	4,57	5	32	10
P31	110	30,0	3,67	4	32	10
P32	90	30,0	3,00	4	32	10
P33	137	30,0	4,57	5	32	10
P34	60	30,0	2,00	3	32	10
P35	60	30,0	2,00	3	32	10
P36	45	30,0	1,50	2	32	10
P37	110	30,0	3,67	4	32	10
P38	110	30,0	3,67	4	32	10

P39	110	30,0	3,67	4	32	10
P40	110	30,0	3,67	4	32	10
P41	90	30,0	3,00	4	32	10
P42	90	30,0	3,00	4	32	10
P43	90	30,0	3,00	4	32	10
P44	110	30,0	3,67	4	32	10
P45	90	30,0	3,00	4	32	10
P46	90	30,0	3,00	4	32	10
Σ				188		

Fonte: A autora.

Através dos dados obtidos e a favor da segurança, utiliza-se o menor valor entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural da estaca, sendo assim o novo projeto de fundação possuirá 188 estacas Strauss com dez metros de comprimento cada.

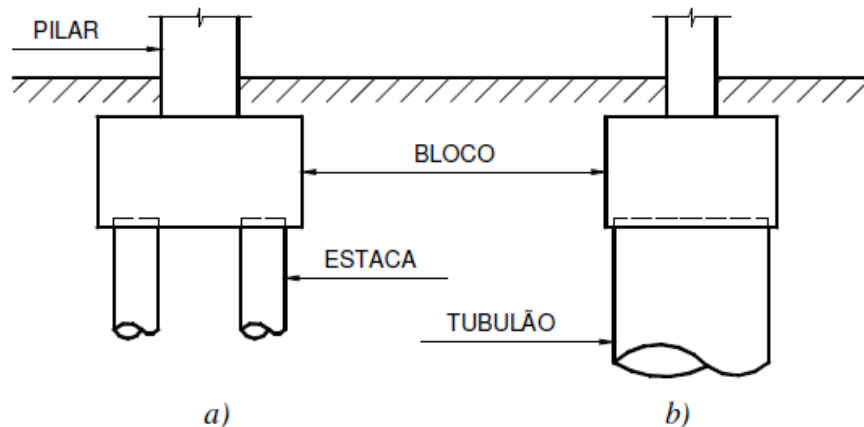
6 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO

6.1 Definição

Conforme a NBR 6118/2014, item 22.7.1: “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”

Os blocos sobre estacas podem ser utilizados para várias quantidades de estacas, sendo que em construções de pequeno porte são mais comuns uma ou duas estacas, pois a carga vertical proveniente do pilar geralmente é de baixa intensidade. Em edifícios onde as cargas já são maiores supera-se duas estacas por bloco. O bloco também é utilizado em tubulão, quando o bloco atua como elemento de transição de carga entre o pilar e o fuste do tubulão, como demonstra a figura 6.1 abaixo.

Figura 6.1: Bloco sobre estaca e tubulão.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 1)

6.2 Comportamento estrutural dos blocos rígidos

Conforme a NBR 6118/2014, o comportamento estrutural dos blocos rígidos é caracterizado por:

a) “trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);

b) *forças transmitidas pelo pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;*

c) *trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.*”

6.3 Modelos de cálculos

De acordo com a NBR 6118/2014, para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais.

A NBR 6118 demonstra preferência ao modelo de cálculo chamado “biela-tirante” tridimensional, “*por definir melhor a distribuição de esforços pelos tirantes*”, onde a biela é a representação do concreto comprimido e o tirante as armaduras tracionadas.

Há dois métodos de cálculo são mais utilizados para o dimensionamento dos blocos sobre estacas no Brasil: o “Método das Bielas”, de Blévet (1967), e o método proposto pelo CEB-70.

Os dois métodos devem ser aplicados apenas nos blocos rígidos. No caso dos blocos flexíveis, são aplicados métodos clássicos aplicáveis às vigas ou lajes.

6.3.1 Método das Bielas

UNESP (Bauru/SP) – Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos: O método das bielas admite como modelo resistente, no interior do bloco, uma “treliça espacial”, para blocos sobre várias estacas, ou plana e para blocos sobre duas estacas. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas barras de aço (armadura). A principal incógnita é determinar as dimensões das bielas comprimidas, resolvida com as propostas de Blévet (1967).

O Método das Bielas é recomendado quando:

a) O carregamento é quase centrado, comum em edifícios. O método pode ser empregado para carregamento não centrado, admitindo-se que todas as estacas estão com a maior carga, o que tende a tornar o dimensionamento antieconômico;

b) Todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

O Método das Bielas é o método simplificado mais empregado, porque:

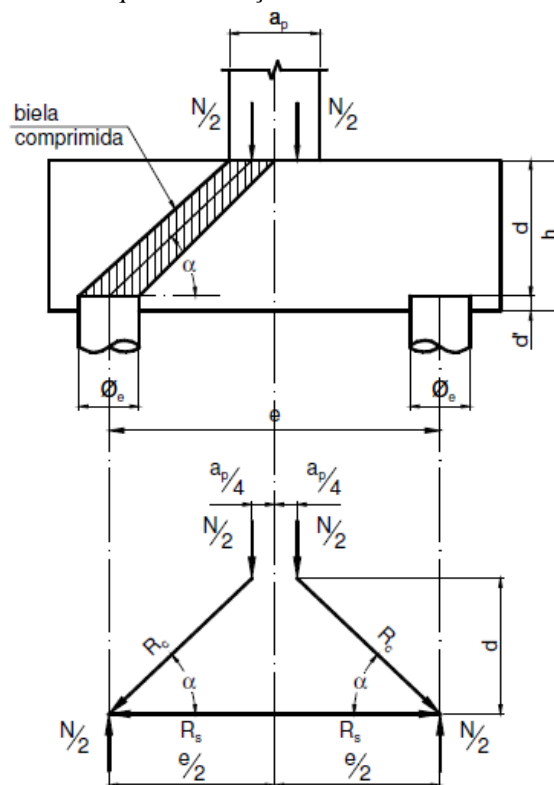
- a) Tem amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévoit, entre outros);
- b) Ampla tradição no Brasil e Europa;
- c) Modelo de treliça é intuitivo.

6.4 Dimensionamento do bloco sobre duas estacas

(Método das Bielas - Método de Blévoit)

A Figura 6.4 mostra o bloco sobre duas estacas, com a biela de concreto comprimido e o esquema de forças atuantes.

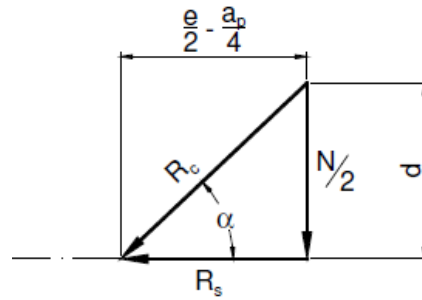
Figura 6.4: Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Fonte: (BASTOS, 2013, p. 5)

Do polígono de forças (Figura 6.4.1):

Figura 6.4.1: Polígono de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Fonte: (BASTOS, 2013, p. 5)

Dimensionamento do bloco sobre duas estacas pelo Método de Blevót para os pilares P1, P11, P12, P36 que possuem uma carga de 45 tf.

Dados Pilar:

P1 → $N_k = 45 \text{ tf}$ ou 450 kN

Seção = 30 x 50 cm

Concreto C25

Dados Estaca:

Capacidade de carga = 30tf ou 300kN

Diâmetro estaca ($\emptyset e$) = 32 cm

a) Dimensões do bloco em planta

Tabela 6.4: Dados Estaca Strauss

CAPACIDADE DE CARGA (t)	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	DIÂMETRO INTERNO DA TUBULAÇÃO (cm)	DISTÂNCIA MÍNIMA DO EIXO DA ESTACA A DIVISA (cm)
20	25	20	15
30	32	25	20
40	38	30	25
60	45	38	30
90	55	48	35

Fonte: FUNDAÇÕES - Professor Douglas Constâncio – Engenheiro Lucas A. Constâncio

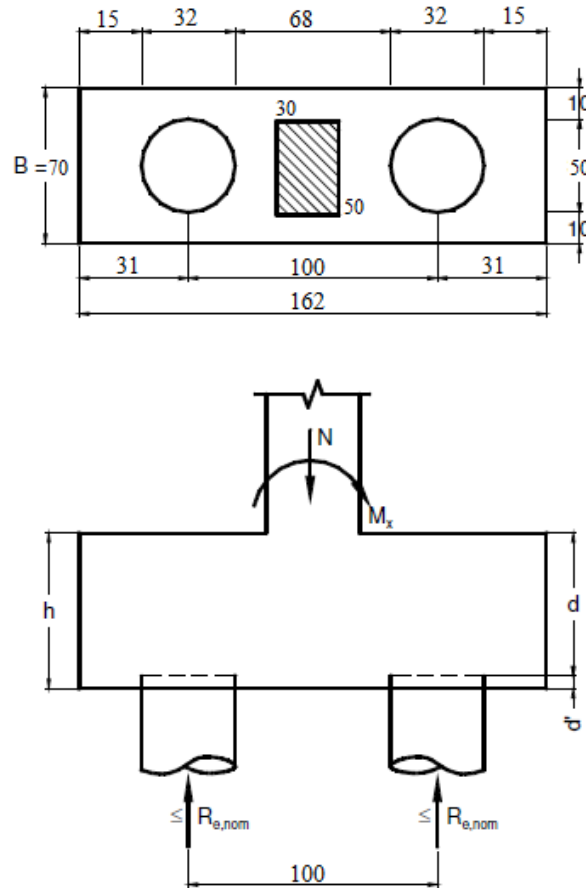
Notas:

- Distância mínima entre eixos de estacas: 3 diâmetros nominais
- Estacas sujeitas à tração estão sujeitas à armação (utilizar $\emptyset_{\text{nominal}} \geq 32 \text{ cm}$).

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $e_{\text{mín}} \geq 3,0 \emptyset e$ para estacas moldadas in loco.

$$e_{\min} \geq 3,0 \times 32 = 96 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } e = 100 \text{ cm}$$

Figura 6.4.2: Dimensões do bloco em planta.



Fonte: A autora.

$$R_{e,\max} = 1,05 \frac{N_k}{2} + \frac{M}{e} \therefore 1,05 \frac{450}{2} + 0$$

$$R_{e,\max} = 236,25 \text{ kN} < R_{e,\text{nom}} = 300 \text{ kN}$$

Notas: a) 1,05 supõe o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

Considerando a favor da segurança a maior carga nas estacas, a força normal sobre o bloco passa a ser:

$$N_k = 236,25 \times 2 = 472 \text{ kN}$$

$$N_d = 472 \text{ kN}$$

b) Altura do bloco

$$\text{Para } \alpha = 45^\circ \rightarrow d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{b_p}{2} \right) \therefore 0,5 \left(100 - \frac{30}{2} \right) = 42,50 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \alpha = 55^\circ \rightarrow d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{b_p}{2} \right) \therefore 0,71 \left(100 - \frac{30}{2} \right) = 60,35 \text{ cm}$$

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e \rightarrow a_{est} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \times 32 \therefore a_{est} = 5,67 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$H = d + d' \rightarrow H = 60 + 6 = 66 \text{ cm} \rightarrow H = 70 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 42,50 \text{ cm} < d = 60 \text{ cm} < d_{\max} = 60,35 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!}$$

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar:

$$d \geq l_{b,\phi,pil}$$

$$l_b = \frac{\phi_{pilar} \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{0,016 \times 434,8}{4 \times 2,88} \therefore l_b = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \rightarrow f_{yd} = \frac{50}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = n_1 \times n_2 \times n_3 \times f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 \therefore f_{bd} = 2,88$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times 25^{2/3} \therefore f_{ctd} = 1,28$$

Sendo assim, a altura d será de 60 cm.

Conforme NBR 6118:2014:

$n1 = 1,0$ para barras lisas

$n1 = 1,4$ para barras entalhadas

$n1 = 2,25$ para barras nervuradas

$n2 = 1,0$ para situações de boa aderência

$n2 = 0,7$ para situações de má aderência

$n3 = 1,0$ para $\emptyset < 32mm$

c) Ângulo de inclinação da biela

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}} \quad \therefore \tan \alpha = \frac{60}{\frac{100\sqrt{2}}{2} - \frac{30\sqrt{2}}{4}} = 1,028 \quad \therefore \tan^{-1} 1,028 = 44,95^\circ \rightarrow$$

$$\alpha = 45^\circ$$

d) Verificação das Bielas

- Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4 K_R f_{cd}$$

$K_R = 0,9$ a $0,95$ = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsçh).

$$0,90 \leq K_R \leq 0,95$$

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,4 \times 0,925 \times \frac{2,5}{1,4} = 2,31 \frac{kN}{cm^2} \text{ ou } 23,10 MPa$$

- Tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2Ae \sen^2 \alpha} \quad \therefore \frac{472}{2 \left(\frac{\pi 32^2}{4} \right) \sen^2 45^\circ} = 0,586 \frac{kN}{cm^2} \text{ ou } 5,86 MPa$$

$$\sigma_{cd,b,est} = 5,86 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 23,10 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} \quad \therefore \quad \frac{472}{(30 \times 50) \text{ sen}^2 45^\circ} = 0,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{ou } 6,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = 6,30 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 23,10 \text{ MPa} \rightarrow \text{Ok!}$$

e) Armaduras

Armadura Principal

$$R_{sd} = \frac{1,15 N_d}{4d} \left(e - \frac{b_p}{2} \right) \quad \therefore \quad \frac{1,15 \times 472}{4 \times 60} \left(100 - \frac{30}{2} \right) = 192,24 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad \therefore \quad A_s = \frac{192,24 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_s = 6,20 \text{ cm}^2 \rightarrow (5 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm})$$

Armadura lateral

$$A_{s, lat.} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3) A_{s, long} \\ 0,10\% b_{fic.} \times h \end{cases}$$

Diâmetro da armadura lateral: $\emptyset_{lat.} \geq 12,5 \text{ mm}$

$$A_{s, lat} \geq 0,3 \times 6,20 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad A_{s, lat} \geq 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, lat} \geq \frac{0,10}{100} \times (62 \times 70) \quad \therefore \quad A_{s, lat} = 4,34 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset 12,50 mm c/ 12 cm

Onde:

$$b_{fic.} \geq \emptyset e + 2t \quad \therefore \quad 30 + 2 \times 15 \rightarrow b_{fic.} \geq 32 + 30 = 62 \text{ cm}$$

f) Espaçamento da armadura de pele

Espaçamento recomendado pela NBR 6118:2014, item 18.3.5:

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \rightarrow \frac{60}{3} = 20 \rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

g) Espaçamento dos estribos verticais

$$\text{Sobre estacas: } S \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5 \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2}\right) \phi_e \end{cases} \rightarrow 0,5 \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2}\right) \times 32 = 14,18 \rightarrow S = 12 \text{ cm}$$

h) Armadura de arranque

A armadura construtiva na face superior do bloco é calculada por:

$$As' \cong \frac{1}{8} As \rightarrow As' \cong \frac{1}{8} 6,20cm^2 \therefore As' \cong 0,80cm^2$$

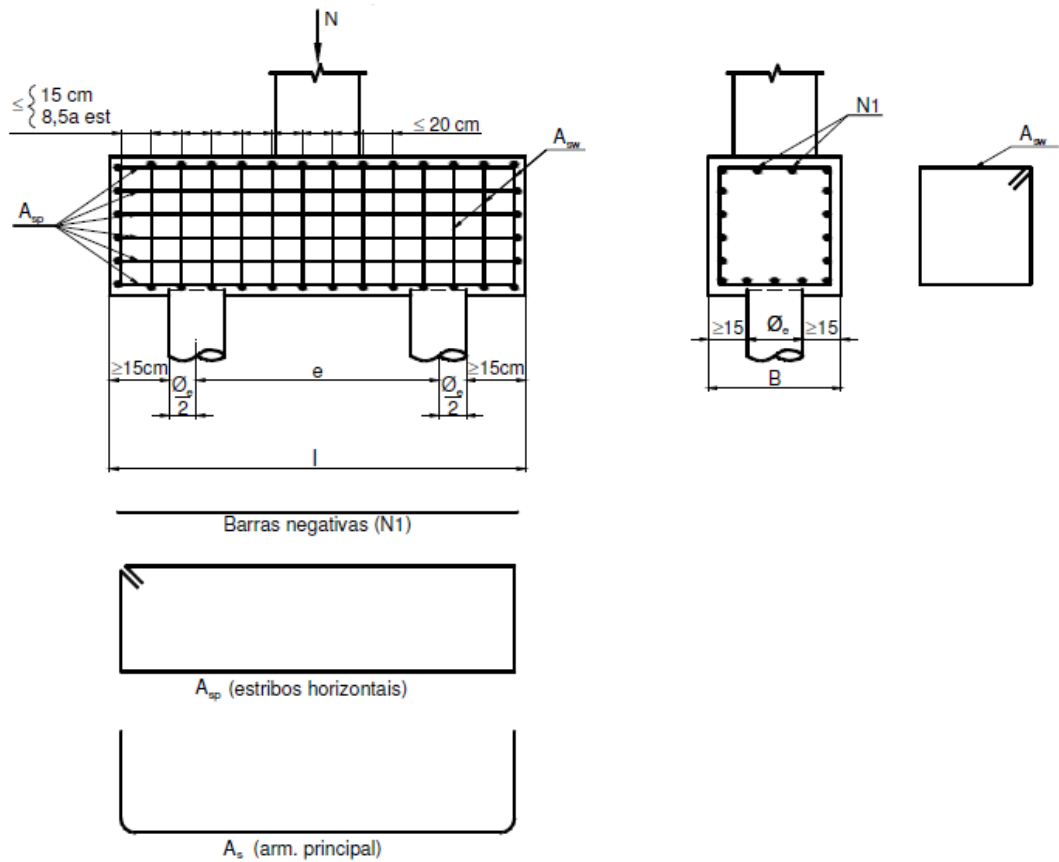
i) Armadura dos estribos

$$\text{Diâmetro: } \phi_e \geq \begin{cases} \phi 10 \text{ mm para aços comuns} \\ \phi 8 \text{ mm para aços especiais} \end{cases}$$

$$\text{Espaçamentos: } st \text{ ou } se \leq \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800kN \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases}$$

j) Detalhamento Armadura

Figura 6.4.3: Detalhamento do bloco sobre duas estacas.



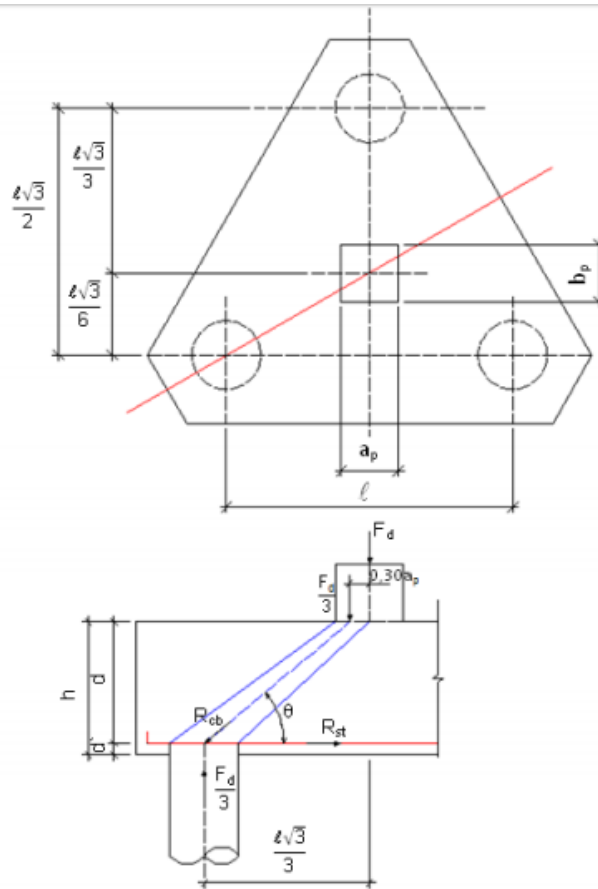
Fonte: (BASTOS, 2013, p. 9)

6.5 Dimensionamento do bloco sobre três estacas

(Método de Bléivot)

A figura 6.5 abaixo demonstra o modelo de cálculo para os blocos sobre três estacas, o método de cálculo utilizado para o dimensionamento do bloco é o Método de Bléivot.

Figura 6.5: Modelo de cálculo para blocos sobre três estacas.



Fonte: (OLIVEIRA, 2009, p. 72).

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $\ell_{\min} \geq 3,0\phi$ e para estacas moldadas in loco.

$$\ell_{\min} \geq 3,0 \times 32 = 96 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } \ell = 100 \text{ cm}$$

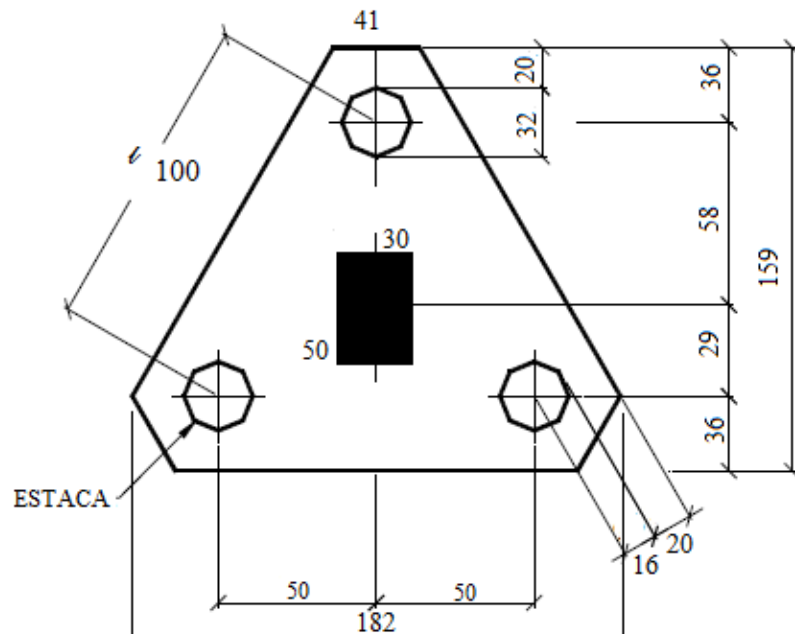
$$\frac{\ell\sqrt{3}}{2} = \frac{100\sqrt{3}}{2} = 87,00 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell\sqrt{3}}{3} = \frac{100\sqrt{3}}{3} \cong 58,00 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell\sqrt{3}}{6} = \frac{100\sqrt{3}}{6} \cong 29,00 \text{ cm}$$

a) Dimensões do bloco em planta

Figura 6.5.1: Dimensões do bloco sobre três estacas.



Fonte: A autora.

$$Re, \text{máx} = 1,05 + \frac{Nk}{2} + \frac{M}{l} \quad \therefore \quad 1,05 \times \frac{600}{3} + 0$$

$$Re, \text{máx} = 210 \text{ kN} < Re, \text{nom} = 300 \text{ kN}$$

→ 1,05 supõe o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

Considerando a favor da segurança a maior carga nas estacas, a força normal sobre o bloco passa a ser:

$$Nk = 210,0 \times 3 = 630 \text{ kN}$$

b) Altura útil do bloco

Dimensionamento do bloco sobre três estacas pelo Método de Blevót para os pilares P10, P23, P34 e P35 que possuem uma carga de 60 tf.

Dados:

Capacidade nominal da estaca: 300 kN (30 tf), diâmetro da estaca: $\phi_e = 32$ cm;

Seção transversal do pilar: 30 x 50 cm;

Carga vertical $N_k = (600 \times 1,05) = 630$ kN

Concreto C25; aço CA-50,

Nas equações que seguem, o valor de b é sempre a menor dimensão do pilar

Deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \rightarrow$

$$0,58 \left(l - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(l - \frac{b}{2} \right)$$

$$0,58 \left(100 - \frac{30}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(100 - \frac{30}{2} \right) \quad \therefore \quad 49,30 \text{ cm} \leq d \leq 70,12 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \rightarrow a_{est} = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \times 32 \quad \therefore \quad a_{est} = 5,67 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$H = d + d' \rightarrow H = 60 + 6 = 66 \text{ cm} \rightarrow H \cong 70 \text{ cm}$$

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar:

$$d \geq l_{b,\phi,pil}$$

$$l_b = \frac{\phi_{pilar} \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{0,016 \times 434,8}{4 \times 2,88} \quad \therefore \quad l_b = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \rightarrow f_{yd} = \frac{50}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = n_1 \times n_2 \times n_3 \times f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 \quad \therefore \quad f_{bd} = 2,88$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times 25^{2/3} \quad \therefore \quad f_{ctd} = 1,28$$

Sendo assim, a altura d será de 60 cm.

c) Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido

$$\tan \alpha = \frac{d}{l \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3b} \quad \therefore \quad \tan \alpha = \frac{60}{100 \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times 30} \quad \therefore \quad \tan \alpha = 1,23$$

$$\tan^{-1} 1,23$$

$$\alpha = 51^\circ$$

d) Verificação das Bielas

- Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 K_R f_{cd}$$

$K_R = 0,9$ a $0,95$ = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsçh).

$$0,90 \leq K_R \leq 0,95$$

$$\sigma_{cd,b,lim} = 1,75 \times 0,925 \times \frac{2,5}{1,4} = 2,89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ ou } 28,90 \text{ MPa}$$

- Tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3Ae \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \therefore \quad \frac{630}{3 \left(\frac{\pi 32^2}{4} \right) \operatorname{sen}^2 51^\circ} = 0,432 \frac{kN}{cm^2} \quad \text{ou } 4,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = 4,32 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 28,90 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad Ok!$$

- Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \therefore \quad \frac{630}{(30 \times 50) \operatorname{sen}^2 51^\circ} = 0,695 \frac{kN}{cm^2} \quad \text{ou } 6,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = 6,95 \text{ MPa} < \sigma_{cd,b,lim} = 28,90 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad Ok!$$

e) Cálculo das Armaduras

Armaduras necessárias:

Armadura lateral

$$R_{sd, (lado)} = \frac{N_{sd}}{9d} \left(l - \frac{b}{2} \right)$$

$$R_{sd, (lado)} = \frac{630}{9 \times 60} \left(100 - \frac{30}{2} \right)$$

$$R_{sd, (lado)} = 99,16 \text{ kN}$$

$$A_{s, lado} = \frac{99,16 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, lado} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad 3,75 \text{ cm}^2$$

Armadura em malha

$$A_{s, malha} = 0,2 A_{s, lado} \quad \therefore \quad A_{s, malha} = 0,2 \times 3,75 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$A_{s, malha} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ } 10,0 \text{ mm}$ (em cada direção, x e y)

Armadura de suspensão total

Para bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão total é:

$$A_{s,susp,total} = \frac{N_d}{4,5f_{yd}} \therefore \frac{630}{4,5 \times \frac{50}{1,15}} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Armadura de suspensão por face

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,total}}{3} \therefore \frac{3,22}{4} = 1,07 \text{ cm}^2$$

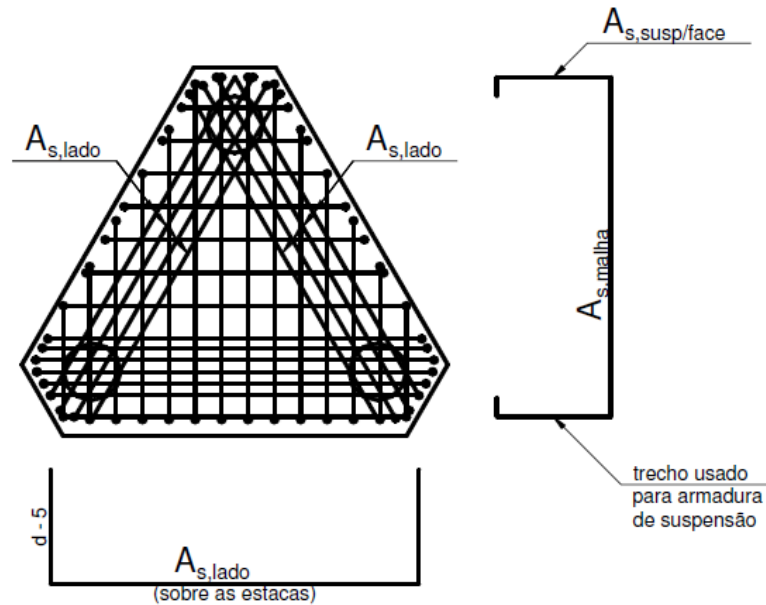
Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s, malha} \geq A_{s, susp./face}$$

$$0,75 \text{ cm}^2 \geq 1,07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s, malha} < A_{s, susp./face}$$

Portanto, **$A_{s, malha} = 1,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 10,0 \text{ mm em cada direção}$**

Figura 6.5.2: Detalhe das armaduras no bloco sobre três estacas.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 13).

Armadura de pele por face

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \therefore \frac{1}{8} (3 \times 3,75) = 1,4 \text{ cm}^2 \text{ por face}$$

$$A_{sp,face} = 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ por face} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Armaduras na Direção das Medianas e Paralelas aos Lados (Armadura de Cintamento)

A armadura nas três medianas podem ser um pouco reduzidas, devido à existência das armaduras nos lados, sendo:

→ Armadura segundo os lados e as diagonais, recomenda-se manter $2/3 \leq \alpha \leq 4/5$, adotando $\alpha = 0,7$

Armadura mediana

$$Rsd,med = \frac{(1 - \alpha) \cdot Nsd \cdot \sqrt{3}}{9d} \left(l - \frac{b}{2} \right)$$

$$R_{sd, med} = \frac{(1 - 0,7) \times 630 \times \sqrt{3}}{9 \times 60} \left(100 - \frac{30}{2}\right)$$

$$R_{sd, med} = 51,53 \text{ kN}$$

$$A_{s, med} = \frac{51,53 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s, med} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Armadura em cada mediana}$$

Armadura de cintamento

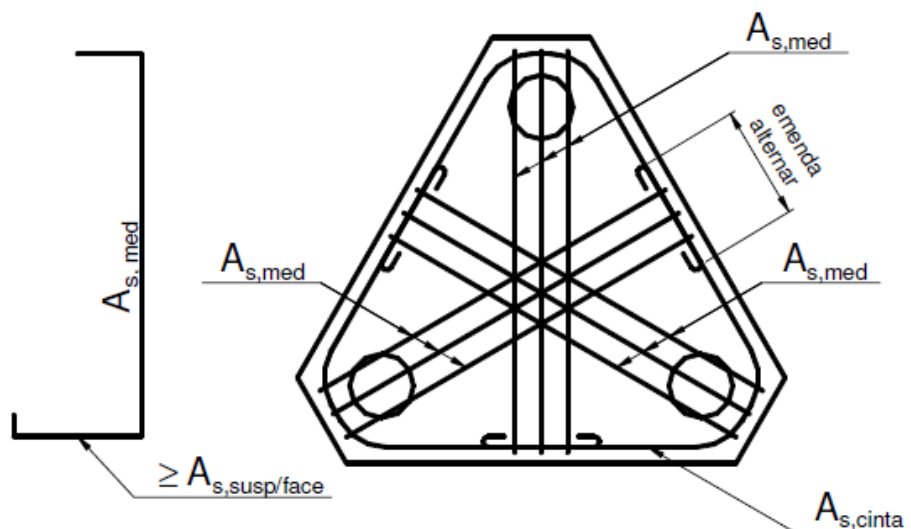
$$A_{s, cinta} = \frac{\alpha \cdot \sqrt{3} \cdot N_{sd}}{27 \cdot d \cdot f_{yd}} (l\sqrt{3} - 0,9b)$$

$$A_{s, cinta} = \frac{0,70 \times \sqrt{3} \times 630 \times 1,4}{27 \times 60 \times 43,48} (100\sqrt{3} - 0,9 \times 30)$$

$$A_{s, cinta} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, cinta} = 2 \text{ } \phi \text{ } 12,50 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad 2,50 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada lado do bloco})$$

Figura 6.5.3: Armadura principal no bloco sobre três estacas.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 14).

Espaçamento

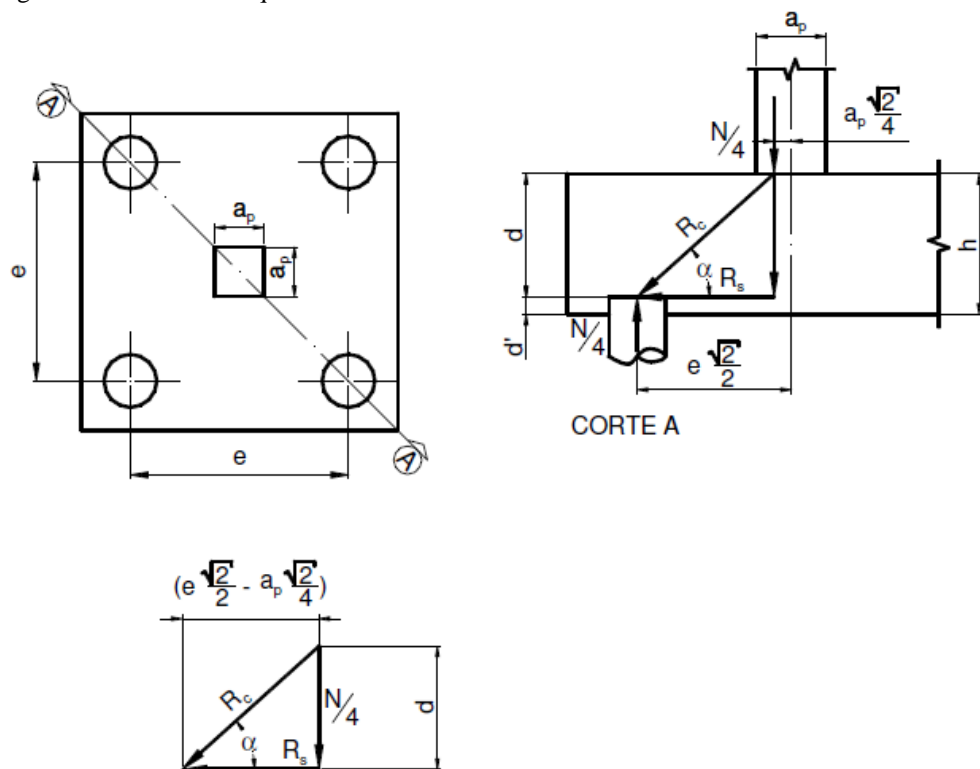
$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \quad S \geq 8cm \rightarrow \frac{60}{3} = 20 \rightarrow S = 15cm$$

6.6 Dimensionamento do bloco sobre quatro estacas

(Método das Bielas – Bléivot)

A figura 6.6 abaixo demonstra o modelo de cálculo para os blocos sobre quatro estacas, o método de cálculo utilizado para o dimensionamento do bloco é o Método de Bléivot.

Figura 6.6: Bloco sobre quatro estacas.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 15).

Dimensionamento do bloco sobre quatro estacas pelo Método de Bléivot para os pilares P2, P3, P4, P5, P7, P8, P9, P13, P32, P41, P42, P43, P45 e P46 que possuem uma carga de 90tf.

Dados:

Capacidade nominal da estaca: 300 kN (30 tf), diâmetro da estaca: $\varnothing e = 32$ cm;

Seção transversal do pilar: 35 x 50 cm;

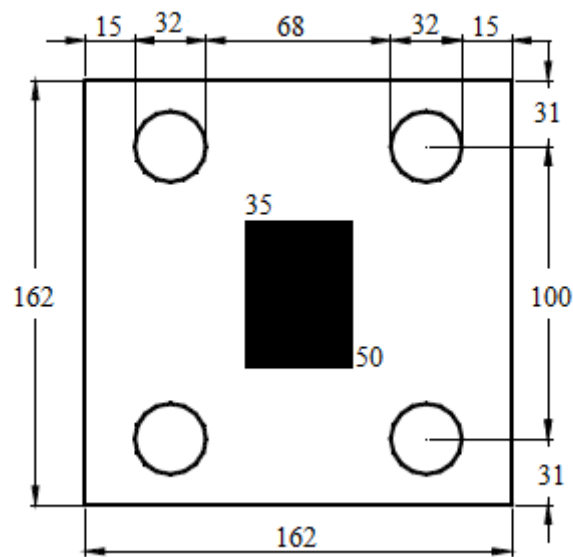
Carga vertical $N_k = (900 \times 1,05) = 945$ kN = 94,5 tf;

Concreto C25; aço CA-50,

Cobrimento nominal: $c_{nom} = 4,0$ cm;

a) Dimensões do bloco em planta

Figura 6.6.1: Dimensões do bloco sobre quatro estacas.



Fonte: A autora.

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $e_{min} \geq 3,0 \varnothing e$ para estacas moldadas in loco.

Tabela 6.6: Dados Estaca Strauss

CAPACIDADE DE CARGA (t)	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	DIÂMETRO INTERNO DA TUBULAÇÃO (cm)	DISTÂNCIA MÍNIMA DO EIXO DA ESTACA A DIVISA (cm)
20	25	20	15
30	32	25	20
40	38	30	25
60	45	38	30
90	55	48	35

Fonte: FUNDAÇÕES - Professor Douglas Constâncio – Engenheiro Lucas A. Constâncio

Notas:

- Distância mínima entre eixos de estacas: 3 diâmetros nominais
- Estacas sujeitas à tração estão sujeitas à armação (utilizar $\phi_{\text{nominal}} \geq 32$ cm).

$$e_{\text{mín}} \geq 3,0 \times 32 = 96 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } e = 100 \text{ cm}$$

b) Determinação da altura

Nas equações que seguem, o valor de b é sempre a menor dimensão do pilar

Deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \rightarrow$

$$0,71 \left(e - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq \left(e - \frac{b}{2} \right)$$

$$0,71 \left(100 - \frac{35}{2} \right) \leq d \leq \left(100 - \frac{35}{2} \right) \quad \therefore \quad 58,57 \text{ cm} \leq d \leq 82,50 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$d' \geq \left\{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{\text{est}}} \right\} \rightarrow a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e \quad \rightarrow \quad a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 32 \quad \therefore \quad a_{\text{est}} = 5,67 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$H = d + d' \rightarrow H = 60 + 6 = 66 \text{ cm} \rightarrow H \cong 80 \text{ cm}$$

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar:

$$d \geq l_{b,\phi,pil}$$

$$l_b = \frac{\phi_{pilar} \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{0,016 \times 434,8}{4 \times 2,88} \quad \therefore \quad l_b = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \rightarrow f_{yd} = \frac{50}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = n_1 \times n_2 \times n_3 \times f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 \quad \therefore \quad f_{bd} = 2,88$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times 25^{2/3} \quad \therefore \quad f_{ctd} = 1,28$$

Sendo assim, a altura d será de 60 cm.

c) Ângulo de inclinação da biela de concreto comprimido

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - b \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad \therefore \quad \tan \alpha = \frac{70}{100 \frac{\sqrt{2}}{2} - 35 \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad \therefore \quad \tan \alpha = 1,19$$

$$\tan^{-1} 1,19$$

$$\alpha = 51^\circ$$

d) Verificação das Bielas

- Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1 K_R f_{cd}$$

KR = 0,9 a 0,95 = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsçh).

$$0,90 \leq KR \leq 0,95$$

$$\sigma_{cd,b,lim} = 2,1 \times 0,925 \times \frac{2,5}{1,4} = 3,46 \frac{kN}{cm^2} \text{ ou } 34,60 MPa$$

- Tensão atuante junto às estacas:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4Ae \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \therefore \quad \frac{945}{4 \left(\frac{\pi 32^2}{4} \right) \operatorname{sen}^2 51^\circ} = 0,486 \frac{kN}{cm^2} \text{ ou } 4,86 MPa$$

$$\sigma_{cd,b,est} = 4,86 MPa < \sigma_{cd,b,lim} = 34,60 MPa \rightarrow Ok!$$

- Tensão atuante junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{Ap \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad \therefore \quad \frac{945}{(35 \times 50) \operatorname{sen}^2 51^\circ} = 0,894 \frac{kN}{cm^2} \text{ ou } 8,94 MPa$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = 8,94 MPa < \sigma_{cd,b,lim} = 34,60 MPa \rightarrow Ok!$$

e) Cálculo das Armaduras

Será feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre as estacas, com mais uma armadura em malha, por ser um dos arranjos de armadura mais eficientes.

Armadura diagonal

$$R_{s,diag} = \frac{(1 - \alpha) \times P \sqrt{2}}{8d} \left(e - \frac{b}{2} \right) \quad \therefore \quad \frac{(1 - 0,6) \times 945 \sqrt{2}}{8 \times 70} \left(100 - \frac{35}{2} \right) = 78,75 kN$$

$$A_s = \frac{R_{s,diag.}}{f_{yd}} \quad \therefore \quad A_s = \frac{78,75 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_s = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,diag.} = 2,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm} = 2,50 \text{ cm}^2 \text{ Sobre as estacas.}$$

Armadura lateral

Armadura segundo os lados, recomenda-se manter $1/2 \leq \alpha \leq 2/3$, adotando $\alpha = 0,6$

$$R_{sd,lado} = \frac{\alpha \times P}{8 \times d} \left(l - \frac{b}{2} \right)$$

$$R_{sd,lado} = \frac{0,6 \times 945}{8 \times 70} \left(100 - \frac{35}{2} \right)$$

$$R_{sd,lado} = 83,53 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{R_{sd,lado}}{f_{yd}} \quad \therefore \quad A_s = \frac{83,53 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_s = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm} \rightarrow A_{s,lado} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Armadura em malha

$$3/4 \leq \alpha \leq 6/7 \rightarrow \alpha = 0,80$$

$$R_{sd,malha} = \frac{2,4(1 - \alpha) \times Nd}{8 \times d} \left(e - \frac{b}{2} \right)$$

$$R_{sd,malha} = \frac{2,4(1 - 0,8) \times 945}{8 \times 70} \left(100 - \frac{35}{2} \right)$$

$$R_{sd,malha} = 66,82 \text{ kN}$$

$$A_{s,malha} = \frac{R_{sd,malha}}{f_{yd}} \quad \therefore \quad A_{s,malha} = \frac{1,4 \times 66,82}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s,malha} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,malha} = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm} \rightarrow 2,50 \text{ cm}^2$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s, \text{ malha}} \geq A_{s, \text{ susp}}/\text{face}$$

Armadura de suspensão total

$$A_{s, \text{ susp, total}} = \frac{N_d}{6 \times f_{yd}} \therefore \frac{945}{6 \times \frac{50}{1,15}} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Armadura de suspensão por face

$$A_{s, \text{ susp, face}} = \frac{A_{s, \text{ susp, total}}}{4} \therefore \frac{3,62}{4} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$A_{s, \text{ malha}} \geq A_{s, \text{ susp}}/\text{face}$$

$$2,50 \text{ cm}^2 \geq 0,90 \text{ cm}^2/\text{face} \rightarrow \text{Ok!}$$

Armadura de pele por face

$$A_{sp, \text{ face}} = \frac{1}{8} A_{s, \text{ total}} \therefore \frac{1}{8} (4 \times 2,35) = 1,18 \text{ cm}^2 \text{ por face}$$

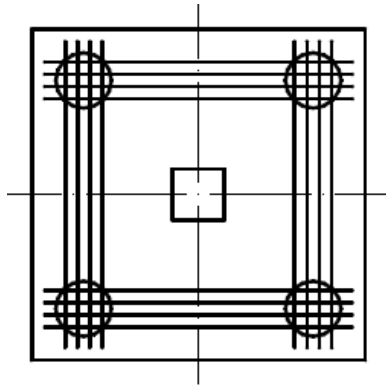
$$3 \text{ } \emptyset \text{ 8 mm} = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ por face} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Espaçamento

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad S \geq 8 \text{ cm} \rightarrow \frac{60}{3} = 20 \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura paralela aos lados} \rightarrow A_{s, \text{ lado}} = 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset \text{ 12,5 mm}$$

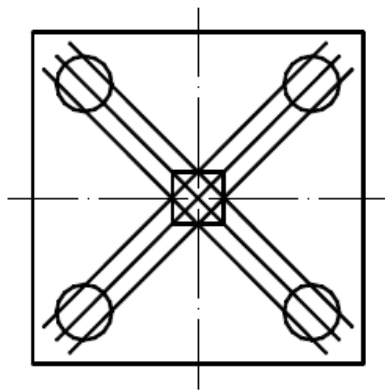
Figura 6.6.2: Armadura paralela aos lados.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 17).

Armadura segundo a direção das diagonais $\rightarrow A_{s,diag.} = 2,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \phi 12,5 \text{ mm}$

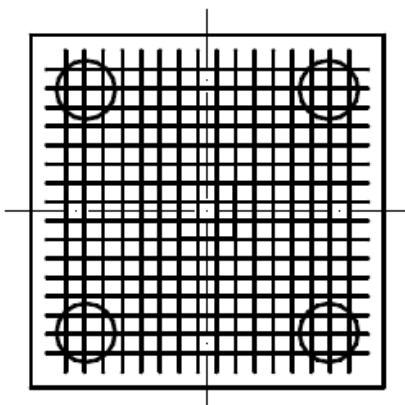
Figura 6.6.3: Armadura segundo a direção das diagonais



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 17).

Armadura em forma de malha $\rightarrow A_{s,malha} = 2,50 \text{ cm}^2$

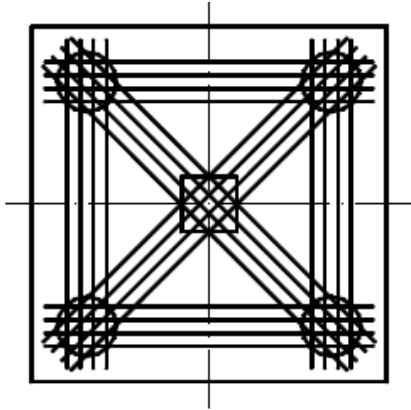
Figura 6.6.4: Armadura em forma de malha



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 17).

Armadura segundo a direção das diagonais e paralela aos lados

Figura 6.6.5: Armadura segundo a direção das diagonais e paralela aos lados:



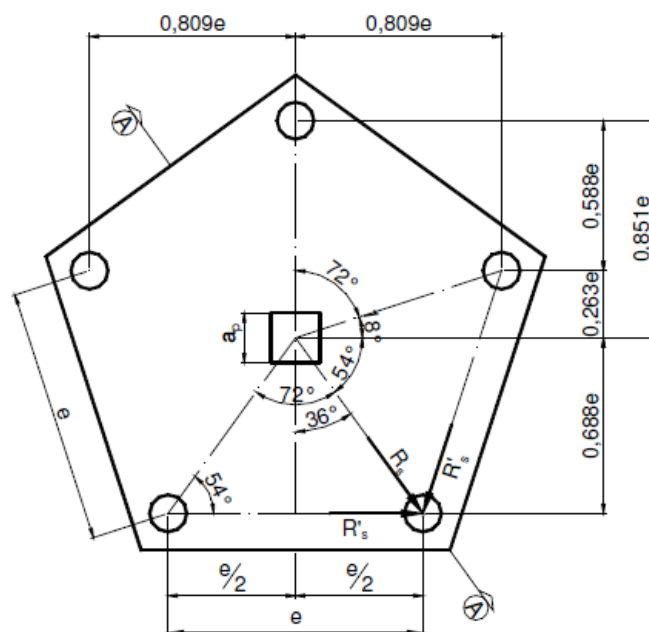
Fonte: (BASTOS, 2013, p. 17).

6.7 Dimensionamento dos blocos sobre cinco estacas

(Método das Bielas – Blévoit)

A figura 6.7 abaixo demonstra o modelo de cálculo para os blocos sobre cinco estacas, o método de cálculo utilizado para o dimensionamento do bloco é o Método de Blévoit.

Figura 6.7: Bloco sobre cinco estacas com forma de pentágono.



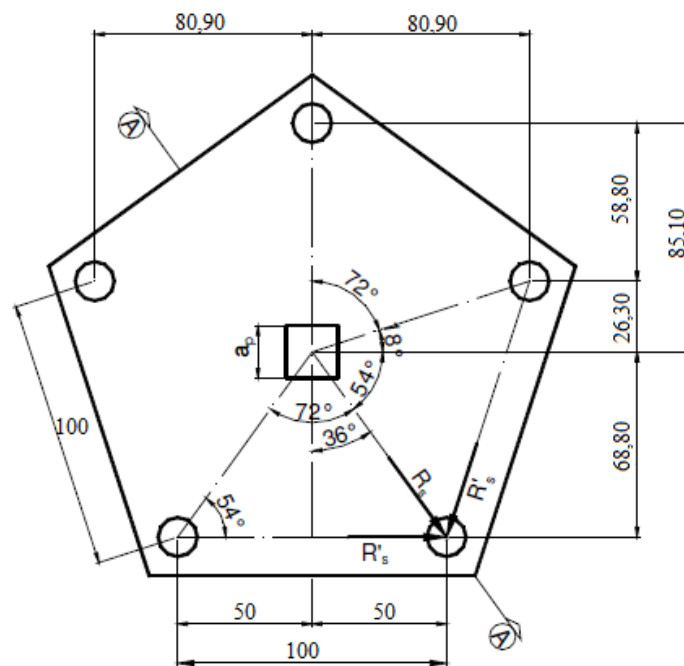
Fonte: (BASTOS, 2013, p. 23).

a) Dimensões do bloco em planta

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $l_{\text{mín}} \geq 3,0\phi_e$ para estacas moldadas in loco.

$$l_{\text{mín}} \geq 3,0 \times 32 = 96 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } l = 100 \text{ cm}$$

Figura 6.7.1: Dimensões do bloco em planta com forma de pentágono.



Fonte: A autora.

Dimensionamento do bloco sobre cinco estacas pelo Método de Blevót para os pilares P14, P15, P16, P19, P20, P26, P28, P29, P30 e P33 que possuem uma carga de 137 tf.

Dados:

Capacidade nominal da estaca: 300 kN (30 tf), diâmetro da estaca: $\phi_e = 32$ cm;

Seção transversal do pilar: 35 x 50 cm;

Carga vertical $N_k = (137 \times 1,05) = 143,85$ kN;

Concreto C25; aço CA-50,

$$Re, \text{máx} = 1,05 + \frac{N_k}{2} + \frac{M}{l} \quad \therefore \quad 1,05 \times \frac{1370}{5} + 0$$

$$Re, \text{máx} = 287,70 \text{ kN} < Re, \text{nom} = 300 \text{ kN}$$

→ 1,05 supõe o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

Considerando a favor da segurança a maior carga nas estacas, a força normal sobre o bloco passa a ser:

$$N_k = 287,7 \times 5 = 1438,50 \text{ kN}$$

b) Determinação da altura

c) Para pilares retangulares ($ap \times bp$) pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente:

$$ap, eq = \sqrt{ap \times bp}$$

$$ap = \sqrt{50 \times 35} \cong 42 \text{ cm}$$

Deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \rightarrow$

$$dmín = 0,85 \left(l - \frac{a}{3,4} \right) \quad \therefore \quad dmín = 0,85 \left(100 - \frac{42}{3,4} \right) \quad \therefore \quad dmín = 74,50 \text{ cm}$$

$$dmáx = 1,2 \left(l - \frac{a}{3,4} \right) \quad \therefore \quad dmáx = 1,2 \left(100 - \frac{42}{3,4} \right) \quad \therefore \quad dmáx = 105,18 \text{ cm}$$

d adotado = 80 cm

$$d' \geq \left\{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{est}} \right. \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \quad \rightarrow \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 32 \quad \therefore \quad a_{est} = 5,67 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$H = d + d' \rightarrow H = 80 + 6 = 86 \text{ cm} \rightarrow H \cong 90 \text{ cm}$$

d) Verificação das Bielas

Se d for adotado entre $dmín$ e $dmáx$, não será necessário verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas de concreto.

e) Armadura principal

Dentre os detalhamentos possíveis, o mais comum é aquele com barras paralelas aos lados mais armadura em malha.

Cinta ou segundo os lados

$$R_{sd, lado} = \frac{0,725 \cdot N_{sd}}{5d} \left(l - \frac{a}{3,4} \right)$$

$$R_{sd, lado} = \frac{0,725 \times 1438,50}{5 \times 80} \left(100 - \frac{42}{3,4} \right)$$

$$R_{sd, lado} = 228,52 \text{ kN}$$

$$A_{s, lado} = \frac{1,4 \times 228,52}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s, lado} = 7,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, lado} = 4 \text{ } \emptyset \text{ 16,0 mm} \rightarrow 8 \text{ cm}^2$$

$A_{s, lado}$ = Armadura paralela aos lados (5x), sobre as estacas.

f) Armadura em malha

Malha: Armaduras distribuídas com seção mínima igual à da armadura da seção das cintas em cada direção, assim:

$$A_{s, malha} = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset \text{ 16,0 mm}$$

$$A_{s, susp. total} = \frac{N_d}{7,5 f_{yd}}$$

$$A_{s, susp. total} = \frac{1438,5 \times 1,4}{7,5 \times 43,48}$$

$$A_{s, susp. total} = 6,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset \text{ 16,0 mm} \rightarrow 6,00 \text{ cm}^2$$

g) Armadura de pele por face

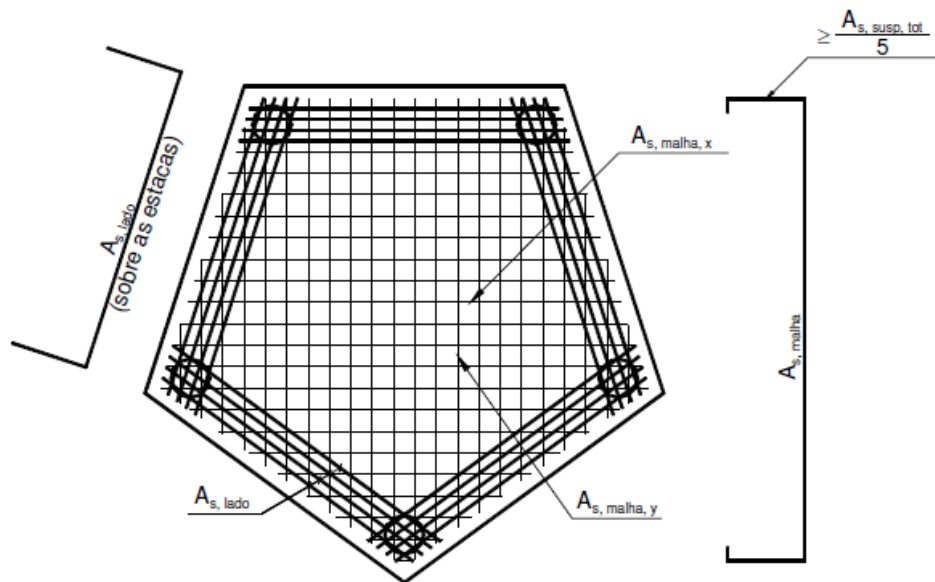
$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \therefore \frac{1}{8} (5 \times 8) = 5 \text{ cm}^2 \text{ por face}$$

$$4 \varnothing 12,5 \text{ mm} = 5,0 \text{ cm}^2 \text{ por face} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Espaçamento

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad S \geq 8 \text{ cm} \rightarrow \frac{60}{3} = 20 \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Figura 6.7.2: Armaduras principais no bloco sobre cinco estacas.



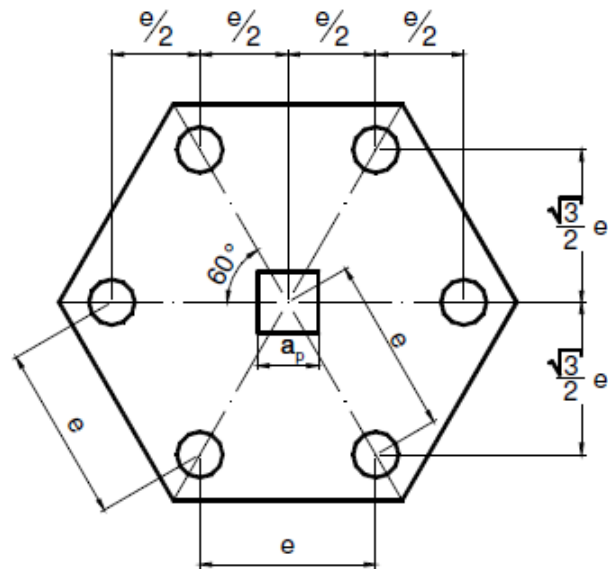
Fonte: (BASTOS, 2013, p. 25).

6.8 Dimensionamento do bloco sobre seis estacas

(Método das Bielas – Bléivot)

A figura 6.8 abaixo demonstra o modelo de cálculo para os blocos sobre seis estacas, o método de cálculo utilizado para o dimensionamento do bloco é o Método de Bléivot.

Figura 6.8: Bloco sobre seis estacas em forma de hexágono.



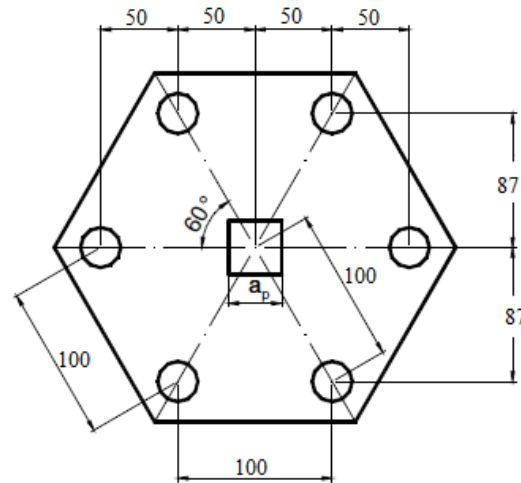
Fonte: (BASTOS, 2013, p. 28).

a) Dimensões do bloco em planta

Espaçamento mínimo entre as estacas, considerando $l_{\min} \geq 3,0\phi_e$ para estacas moldadas in loco.

$$l_{\min} \geq 3,0 \times 32 = 96 \text{ cm} \rightarrow \text{Adotado } l = 100 \text{ cm}$$

Figura 6.8.1: Dimensões do bloco em planta.



Fonte: A autora.

b) Determinação da altura

Dimensionamento do bloco sobre seis estacas pelo Método de Blevót para os pilares P21, P24, P25 e P27 que possuem uma carga de 160 tf.

Dados:

Capacidade nominal da estaca: 300 kN (30 tf), diâmetro da estaca: $\varnothing e = 32$ cm;

Seção transversal do pilar: 35 x 50 cm;

Carga vertical $N_k = (1600 \times 1,05) 1680$ kN = 168 tf;

Concreto C25;

Aço CA-50.

$$Re, \text{máx} = 1,05 + \frac{N_k}{2} + \frac{M}{l} \quad \therefore \quad 1,05 \times \frac{1600}{6} + 0$$

$$Re, \text{máx} = 280,00 \text{ kN} < Re, \text{nom} = 300 \text{ kN}$$

→ 1,05 supõe o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

Considerando a favor da segurança a maior carga nas estacas, a força normal sobre o bloco passa a ser:

$$N_k = 280,00 \times 6 = 1680,0 \text{ kN}$$

Para pilares retangulares ($a_p \times b_p$) pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente:

$$ap, eq = \sqrt{ap \times bp}$$

$$ap = \sqrt{50 \times 35} \cong 42 \text{ cm}$$

Deve-se ter $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \rightarrow$

$$dmín = \left(l - \frac{a}{4}\right) \therefore dmín = \left(100 - \frac{42}{4}\right) \therefore dmín = 89,5 \text{ cm}$$

$$dmáx = 1,43 \left(l - \frac{a}{4}\right) \therefore dmáx = 1,43 \left(100 - \frac{42}{4}\right) \therefore dmáx = 125,12 \text{ cm}$$

d adotado = 90 cm

$$d' \geq \left\{ \frac{5 \text{ cm}}{a_{est}} \right. \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi e \quad \rightarrow \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 32 \therefore a_{est} = 5,67 \text{ cm}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$H = d + d' \rightarrow H = 90 + 6 = 86 \text{ cm} \rightarrow H \cong 100 \text{ cm}$$

c) Verificação das Bielas

Se *d* for adotado entre *dmín* e *dmáx*, não será necessário verificar as tensões de compressão nas bielas comprimidas de concreto.

d) Armadura principal

Dentre os detalhamentos possíveis, o mais comum é aquele com barras paralelas aos lados mais armadura em malha.

Armadura principal, paralela aos lados e em malha

$$Rsd, lado. = \frac{Nsd}{6d} \left(l - \frac{a}{p}\right)$$

$$R_{sd, lado} = \frac{1680}{6 \times 90} \left(100 - \frac{42}{4} \right)$$

$$R_{sd, lado} = 278,44 \text{ kN}$$

$$A_{s, lado} = \frac{1,4 \times 278,44}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s, lado} = 9,0 \text{ cm}^2$$

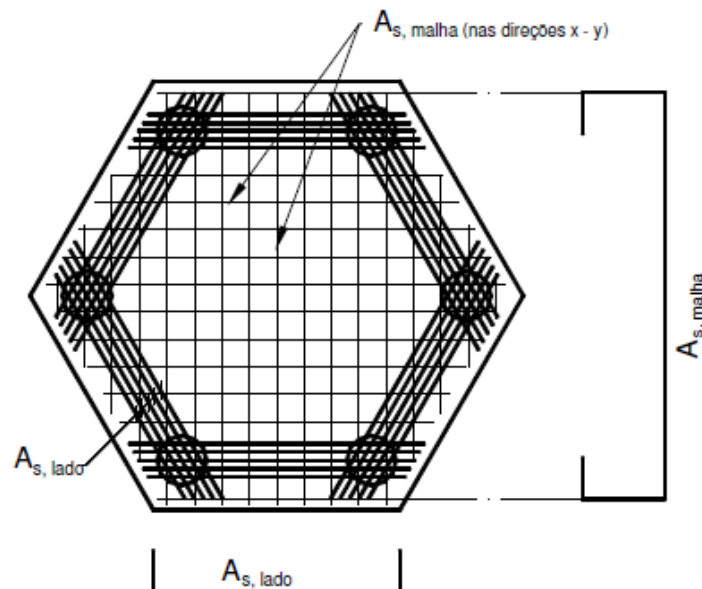
$$A_{s, lado} = 5 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} \rightarrow 10,0 \text{ cm}^2$$

Armadura em malha

Malha: Armaduras distribuídas com seção mínima igual à da armadura da seção das cintas em cada direção, assim:

$$A_{s, malha} = 6,0 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$$

Figura 6.8.2: Armadura principal no bloco sobre seis estacas.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 29).

Armadura segundo as diagonais

$$R_{sd, diag.} = \frac{(1 - \alpha) \cdot N_{sd}}{6d} \left(l - \frac{a}{p} \right)$$

$$R_{sd, diag.} = \frac{(1 - 0,6) \times 1680}{6 \times 90} \left(100 - \frac{42}{4} \right)$$

$$R_{sd, diag.} = 111,38 \text{ kN}$$

$$A_{s, diag.} = \frac{1,4 \times 111,38}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s, diag.} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, diag.} = 3 \text{ } \emptyset \text{ 12,5 mm} \rightarrow 3,75 \text{ cm}^2$$

Cinta ou segundo os lados

$$\text{Onde, } \frac{2}{5} \leq \alpha \leq \frac{3}{5} \quad \therefore \quad \alpha = 0,6$$

$$R_{sd, cinta} = \frac{\alpha \cdot N_{sd}}{6d} \left(l - \frac{a}{4} \right)$$

$$R_{sd, cinta} = \frac{0,6 \times 1680,0}{6 \times 90} \left(100 - \frac{42}{4} \right)$$

$$R_{sd, cinta} = 167,06 \text{ kN}$$

$$A_{s, cinta} = \frac{1,4 \times 167,06}{\frac{50}{1,15}} \quad \therefore \quad A_{s, cinta} = 5,40 \text{ cm}^2$$

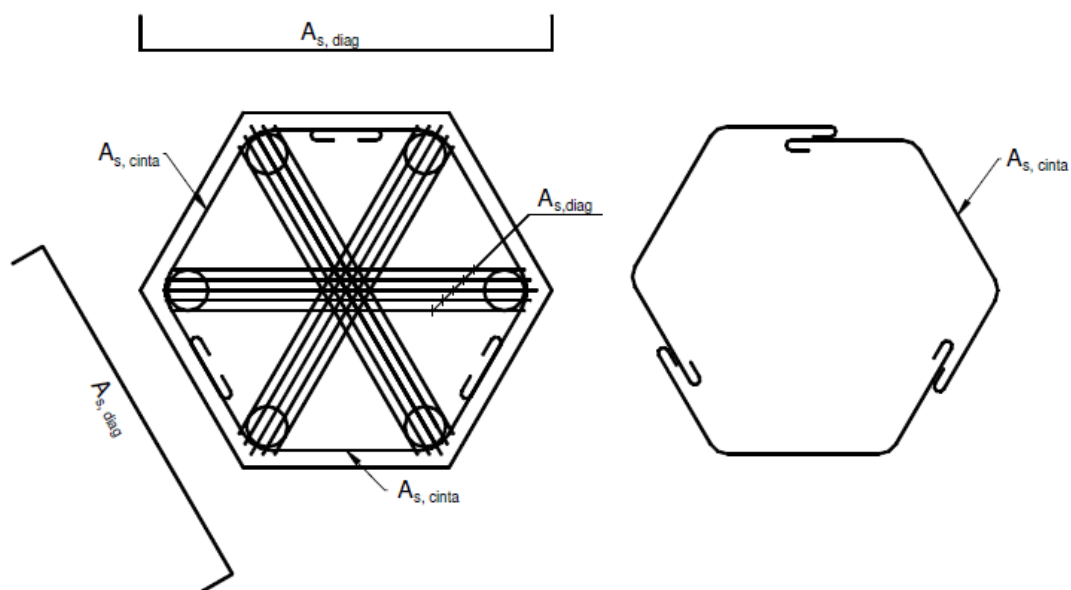
$$A_{s, lado} = 3 \text{ } \emptyset \text{ 16,0 mm} \rightarrow 6 \text{ cm}^2$$

A armadura de suspensão ($A_{s, susp}$) é desnecessária.

Espaçamento

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad S \geq 8\text{ cm} \rightarrow \frac{90}{3} = 30 \rightarrow S = 15\text{ cm}$$

Figura 6.8.3: Armadura principal na direção das diagonais no bloco sobre seis estacas.



Fonte: (BASTOS, 2013, p. 29).

7 ANÁLISE DE CUSTO

Para realizar o orçamento das fundações dimensionadas utilizou-se a TCPO, as tabelas da SINAPI 2016 de insumos e composições não desonerados, conforme tabela 13 abaixo.

Tabela 7: Dados obtidos da SINAPI 2016.

Código	Descrição	Unidade	Preço
79475	ESCAVACAO MANUAL CAMPO ABERTO P/TUBULAO - FUSTE E/OU BASE (PARA TODAS AS PROFUNDIDADES)	M3	331,60
89942	ESCAVAÇÃO VERTICAL A CÉU ABERTO, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORT E, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAÇAMBA: 1,2 M³ / 155 HP), FROTA DE 3 CAMINHÕES BASCULANTES DE 18 M³, DMT DE 0,8 KM E VELOCIDADE MÉDIA 14 KM/H. AF_12/2013	M3	6,02
94115	LASTRO COM PREPARO DE FUNDO, LARGURA MAIOR OU IGUAL A 1,5 M, COM CAMADA DE AREIA, LANÇAMENTO MECANIZADO, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M3	82,97
5651	FORMA TABUA PARA CONCRETO EM FUNDACAO C/ REAPROVEITAMENTO 5X	M2	35,70
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	13,18
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	18,98
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	18,98
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	15,22
337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	8,60
32	ACO CA-50, 6,3 MM, VERGALHAO	KG	5,33
33	ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHAO	KG	5,98
34	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	KG	5,09
31	ACO CA-50, 12,5 MM, VERGALHAO	KG	4,84
27	ACO CA-50, 16,0 MM, VERGALHAO	KG	4,84
29	ACO CA-50, 20,0 MM, VERGALHAO	KG	4,52

Fonte: SINAPI 2016

O preço do concreto foi cotado nas concreteiras de Pouso Alegre, para o concreto de C20 seu custo já com o bombeamento é de R\$ 285,00 m³ e o custo do concreto de C25 já incluso a bomba é de R\$ 300,00 m³.

Os custos finais do tubulão e da estaca Strauss estão demonstrados na tabela 13.1 e 13.2 abaixo.

7.1 Estimativa de custos da fundação com estaca Tubulão

Com o auxílio do software Excel e da planilha SINAPI 2016, montou-se a planilha de custo abaixo, demonstrando a composição de preço unitário do tubulão a céu aberto.

Tabela 7.1: Custo do tubulão a céu aberto

CPU - COMPOSIÇÃO DO PREÇO UNITÁRIO				
TUBULÃO Á CÉU ABERTO				
DESCRIÇÃO	ÍNDICE	UNI	VALOR	TOTAL
Escavação	1	m ³	R\$ 331,60	R\$ 331,60
Pedra rachão	1	m ³	R\$ 80,00	R\$ 80,00
Pedreiro	1,65	h/m ³	R\$ 18,98	R\$ 31,32
Servente	10	h/m ³	R\$ 13,18	R\$ 131,80
Concreto 25 Mpa	1	m ³	R\$ 300,00	R\$ 300,00
Armador	1,33	h/m ³	R\$ 18,98	R\$ 25,24
Aço CA-50	18,2	Kg/m ³	R\$ 5,10	R\$ 92,82
Ajudante armador	2,33	h/m ³	R\$ 15,22	R\$ 35,46
Arame recozido	0,42	Kg/m ³	R\$ 8,60	R\$ 3,61
TOTAL POR M³				R\$ 1.031,86
QUANTITATIVO DOS TUBULÕES				
TUBULÃO	VOL (m³)	PREÇO		
5 x T1	11,2	R\$	11.556,78	
4 x T2	10,04	R\$	10.359,82	
14 x T3	43,51	R\$	44.896,01	
7 x T4	25,61	R\$	26.425,81	
2 x T4A	6,4	R\$	6.603,87	
8 x T5	34,72	R\$	35.826,01	
2 x T5A	7,96	R\$	8.213,57	

4 x T6	22,16	R\$	22.865,91
TOTAL	161,6	R\$	166.747,77
PREÇO FINAL DO TUBULÃO		R\$	166.747,77

**Volume total de Concreto
(m³)**

161,6

Peso total de aço (Kg)

2685

Taxa armadura (Kg/m³)

16,62

Fonte: A autora.

7.2 Estimativa de custos da fundação com estaca Strauss

O custo da estaca Strauss foi realizado com o auxílio do Excel e da tabela SINAPI 2016, calculando primeiramente o custo por metro cúbico de estaca e de bloco de coroamento, multiplicando depois pelo número total de estacas e blocos.

Tabela 7.2: Custo da fundação com a estaca Strauss.

CUSTO POR M³ DA ESTACA STRAUSS				
DESCRIÇÃO	QUANT	UNI	VALOR	TOTAL
Concreto 20 Mpa	1	m ³	R\$ 285,00	R\$ 285,00
Aço CA-50	9,85	Kg/m ³	R\$ 5,03	R\$ 49,50
TOTAL POR M³				R\$ 334,50
CUSTO DA ESTACA STRAUSS				
DESCRIÇÃO	UNI	QUANT.	PREÇO	
184 Estacas	m ³	151,2	R\$	50.575,83
Escavação	ml	1880	R\$	30.080,00
Taxa mobilização da máquina (Uni)	uni	1	R\$	800,00
TOTAL DA ESTACA			R\$	81.455,83

BLOCOS DE COROAMENTO

DESCRIÇÃO	ÍNDICE/QUANT.	UNI	VALOR	TOTAL
Concreto 25 Mpa	1	m ³	R\$ 300,00	R\$ 300,00
Armador	6,62	h/m ³	R\$ 18,98	R\$ 125,65
Aço CA-50	82,85	Kg/m ³	R\$ 5,10	R\$ 422,54
Escavação	1	m ³	R\$ 6,02	R\$ 6,02
Arame recozido	2,07	Kg/m ³	R\$ 8,60	R\$ 17,80
TOTAL POR M³			R\$	872,00

CUSTO DO BLOCO DE COROAMENTO

DESCRIÇÃO	QUANT	UNI	VALOR	TOTAL
Bloco	119,23	m ³	R\$ 872,00	R\$ 103.969,11
Fôrmas reaproveitamento 2X	125,3	m ²	R\$ 35,70	R\$ 4.473,21
Lastro concreto	6,2	m ³	R\$ 82,97	R\$ 514,41
TOTAL			R\$	108.956,73

PREÇO FINAL TOTAL DA ESTACA R\$ 190.412,57

BLOCOS DE COROAMENTO

Volume total de Concreto dos Blocos de Coroamento (m³)

119,23

Peso total de aço (Kg)

9878,7

Taxa armadura (Kg/m³)

82,85

Fôrmas (m²)

250,60

ESTACA STRAUSS

Volume total de Concreto (m³)

151,2

Peso total de aço (Kg)

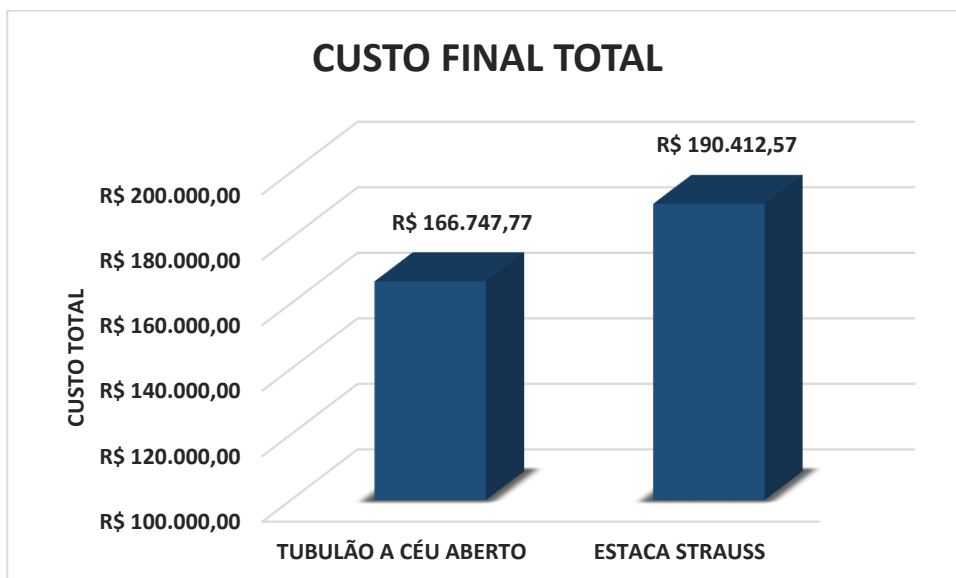
1355

Taxa armadura (Kg/m³)

8,96

Abaixo tem-se um gráfico comparativo entre o custo do tubulão a céu aberto e à Estaca Strauss:

Gráfico 01: Comparativo de custo.



Fonte: A autora.

8 CONCLUSÃO

Com o estudo realizado fica evidenciado a importância do estudo comparativo entre as diversas possibilidades de fundações e que é indispensável conhecer o perfil geotécnico do local onde se irá construir, pois a fundação trabalha como um conjunto entre solo e estrutura, sendo que a capacidade de carga geotécnica se difere da capacidade de carga estrutural da estaca e tendo o conhecimento do perfil geotécnico do local é possível determinar qual a menor capacidade de carga entre as duas e assim dimensionar a fundação mais adequada.

A análise entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural é um fator de suma importância para a realização do dimensionamento da fundação, tendo visto que, cada uma suporta a uma determinada carga, podendo evitar um possível colapso da fundação.

Pôde-se observar que há uma diferença relevante na quantidade total de estacas que o empreendimento necessitará, como a capacidade de carga geotécnica é maior que a capacidade de carga estrutural, obteve-se um número menor de estacas, um total de 156. Porém, atendendo ao critério de segurança, deve-se utilizar o menor valor entre elas, sendo este, o da capacidade de carga estrutural da estaca e assim obteve-se um total de 188 estacas Strauss.

O cálculo também demonstra a quantidade de estacas necessárias por pilar para suportar as cargas atuantes e assim poder dimensionar os blocos de coroamento que irão receber e distribuir uniformemente essas cargas provenientes dos pilares para as estacas.

Após dimensionar as estacas, os blocos de coroamento e analisar os custos entre o tubulão e a Strauss, concluiu-se que a Strauss teve um custo mais elevado em torno de 14,2%, ou seja, R\$ 23.664,80.

Pode-se observar que os blocos de coroamento são os elementos com o maior custo na fundação, esse é um dos fatores que justifica o custo mais elevado da estaca, já que o projeto em tubulão não utilizou os blocos, outro fator que contribuiu para o menor custo do tubulão é a variabilidade em suas dimensões, onde há pilares com cargas menos elevadas e os locais com solo mais resistente houve a otimização dos tubulões, enquanto o projeto em estacas foi padronizado, não alterando os comprimentos das estacas nem seu diâmetro.

Apesar do custo um pouco mais elevado, a execução da fundação com a Strauss é realizada em menor tempo, sendo este um dos fatores que pode ser analisado como vantagem sobre o tubulão, um outro fator relevante é quanto à segurança no momento de escavação do tubulão, o cuidado em sua execução e a segurança com os operários no momento da escavação são imprescindíveis, a NR 18 dispõe normas para garantir a segurança dos operários, pois o

risco de desabamento são altos, profissionais responsáveis e habilitados devem acompanhar a execução do tubulão para garantir a estabilidade no momento da escavação, há grandes exigências para a escavação em locais confinados para garantir a segurança dos funcionários e isso pode encarecer um pouco mais no custo final do tubulão.

Sendo assim, outra vantagem da estaca Strauss é a execução mais segura que a do tubulão a céu aberto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio – NBR6484/01.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1983). Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – NBR8036/83. Rio de Janeiro.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. Fundações por estacas: projeto geotécnico José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, São Paulo: Oficina de texto, 2011. 142p.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. Fundações por estacas: projeto geotécnico José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero, São Paulo: Oficina de texto, 2010. 96p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1996). Projeto e Execução de Fundações.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. Vol. I e II. São Paulo: Oficina De Textos, 2004, 708 p. il. Inclui Bibliografia

CARVALHO, ROBERTO CHUST. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, Roberto Chust Carvalho, Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho. 4.ed. São Carlos, 2014. 415 p.

NEVES, Luis Fernando de Seixas; Imagens. Dicionário de Engenharia Geotécnica e Fundações. 2006. Disponível em:

<<http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/album.php?album=fundacoes/perfil&link=fund>> (Acesso em 02/04/2016)

LEBRE, Vanessa da Siva. Comparativo entre Fundações Profundas - Estaca Strauss e Pré-Moldadas. 2015. 78 p. TCC – Universidade do Sul de Minas UNIS-MG

REGUIM, Luís Gustavo. Análise Comparativa de Fundações Profundas para Reservatório Metálico Apoiado: Estaca de concreto pré-fabricado e estaca Strauss – estudo de caso. 2015. 64 p. TCC – Universidade do Sul de Minas UNIS-MG

BEILFUSS, Tatiane. Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: estaca x tubulão. 2012. 143 p. TCC – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – Departamento de Ciências Exatas e Engenharia. Ijuí/RS

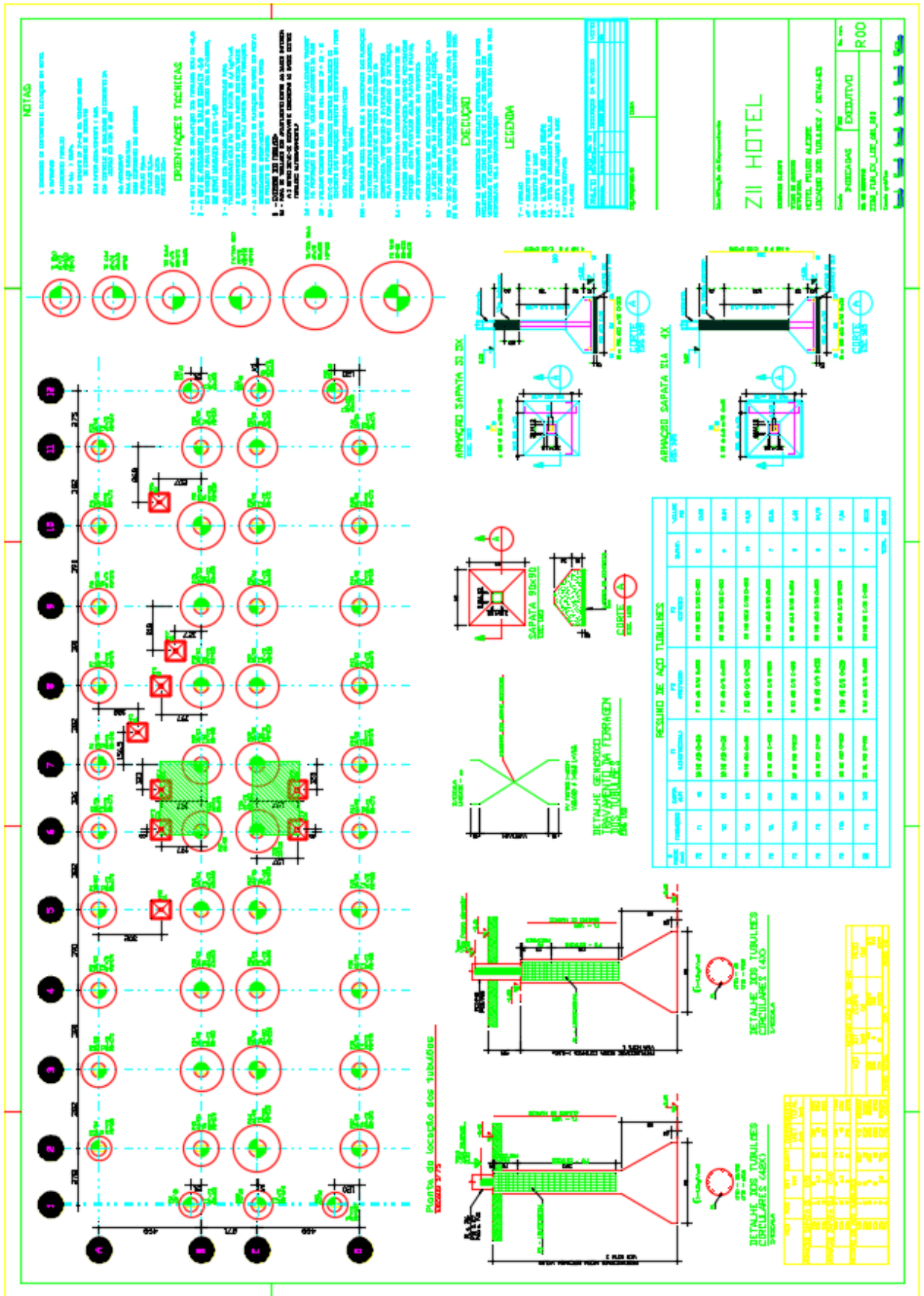
BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Estruturas de concreto III - Blocos de Fundação. 2013. 82 p. Universidade Estadual Paulista. Unesp - Faculdade de Engenharia - Departamento de Engenharia Civil - Disciplina: 2133. Bauru/SP

CONSTÂNCIO, Douglas. Fundações - Professor Douglas Constâncio – Engenheiro Lucas A. Constâncio.

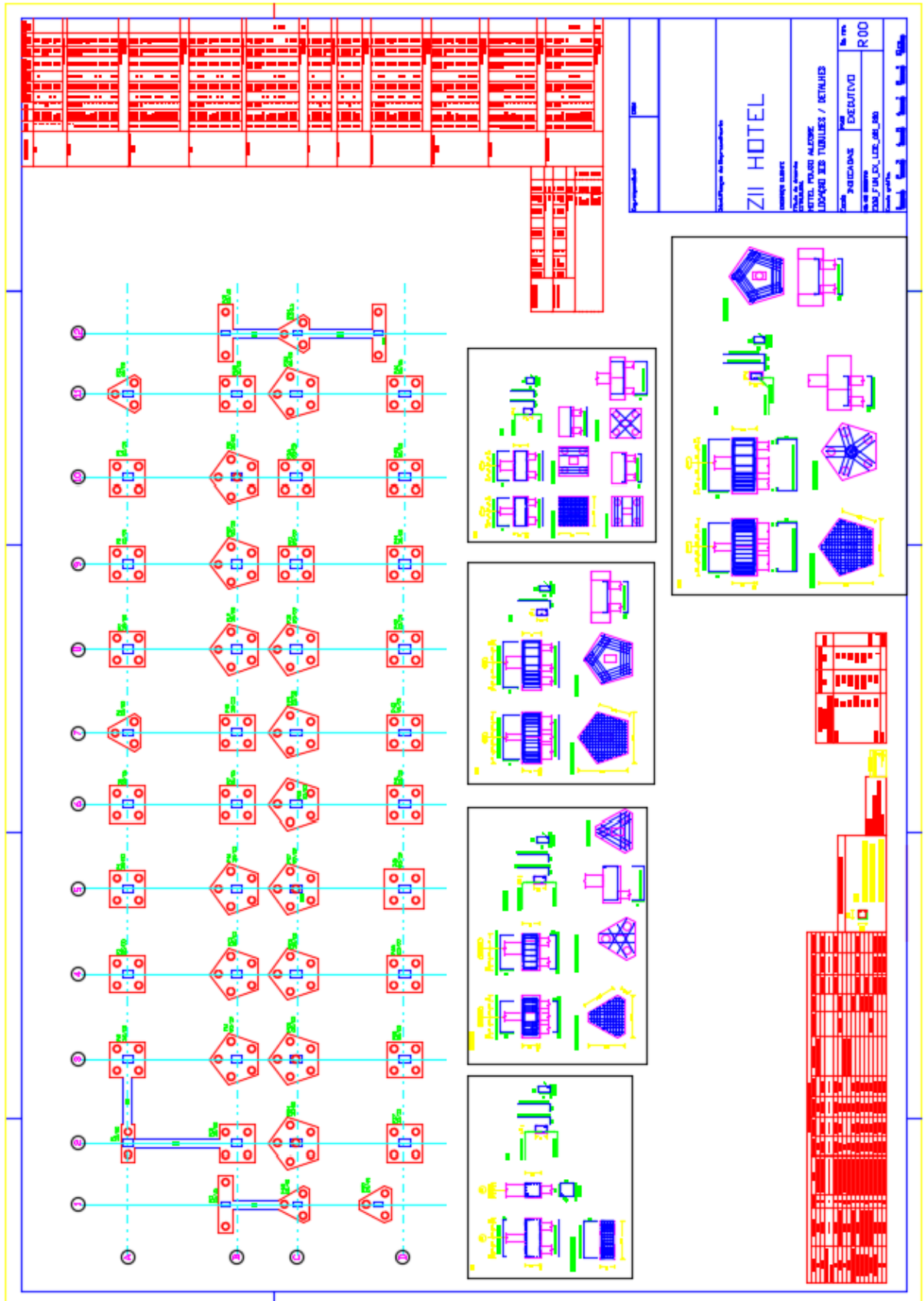
OLIVEIRA, Letícia Marchiori de. Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas. 2009. 151 p. TCC – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Tabela SINAPI de outubro de 2016, tabela de composições e não desonerada.

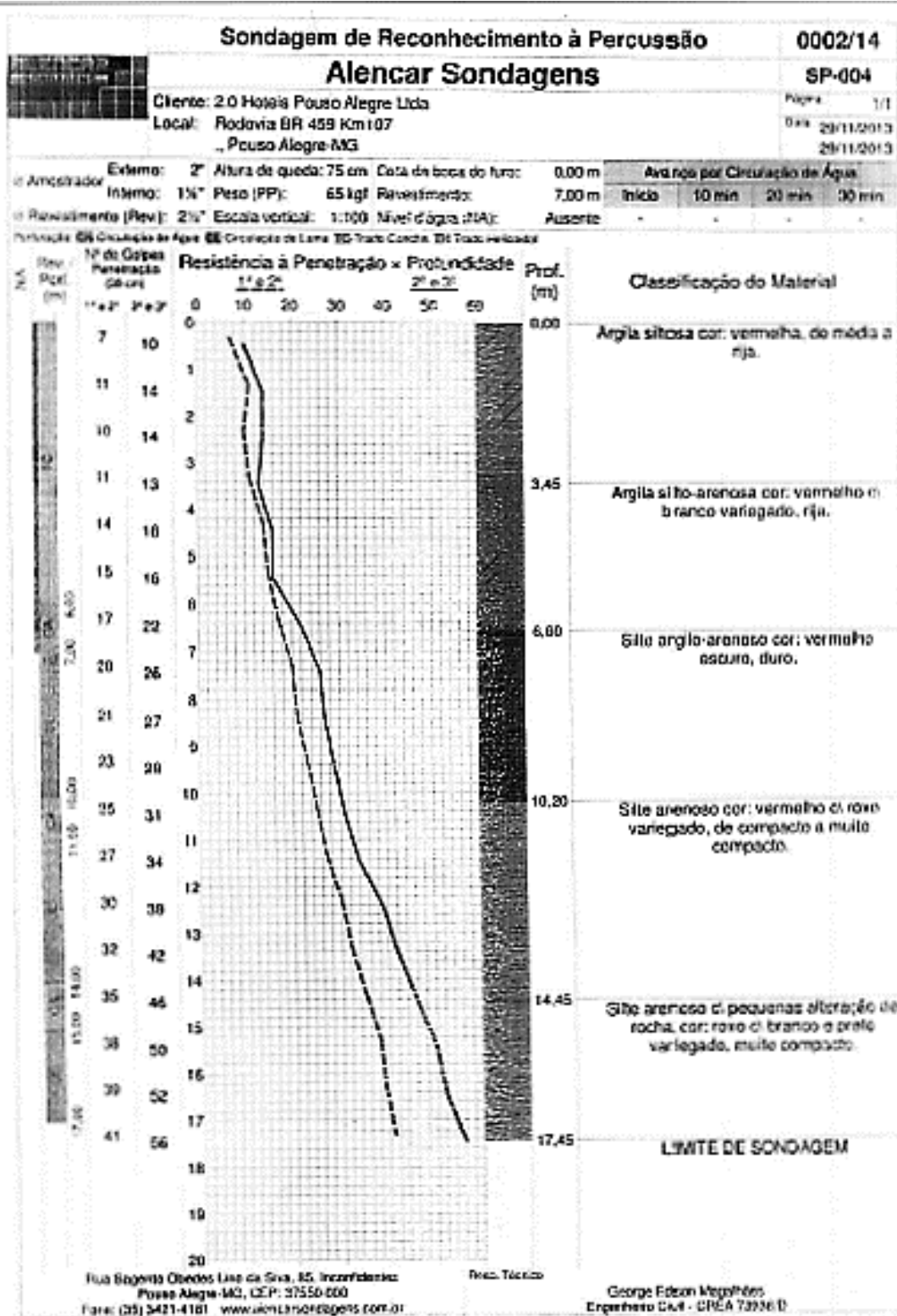
ANEXO A – PLANTA DE FUNDAÇÃO EM TUBULÃO



ANEXO B – PLANTA DE FUNDAÇÃO EM ESTACA STRAUSS



ANEXO C – SONDAGEM



Sondagem de Reconhecimento à Percussão		0002/14						
Alencar Sondagens		SP-004						
Cliente: 2.0 Hotel's Pousa Alegre Ltda Local: Rodovia BR 459 Km 107 ... Pousa Alegre-MG		Página: 1/1 Data: 29/11/2013 29/11/2013						
Nível d'água: Inicial: Ausente — / — / — Final: Ausente — / — / —		Cota da boca do furo: 0,00 m Revestimento: 7,00 m						
		Avanço por Circulação de Água: Início: 10 min 20 min 30 min - - -						
Perforação: CA-Circulação de Água CL-Granelada de Lama TC-Trado Coeche TH-Trado Helicoidal								
Amostragem	Nº de Golpes 30 cm		Profundidade (m)			Cremado	Perforação	Classificação do Material
	1ª e 2ª	2ª e 3ª	Inicial	1ª e 2ª	2ª e 3ª			
001	7	10	0,00	0,30	0,45	0,00	TC	Argila silteosa cor: vermelha, de média a rija.
002	11	14	1,00	1,30	1,45		TC	
003	10	14	2,00	2,30	2,45		TC	
004	11	13	3,00	3,30	3,45	3,45	TC	Argila silte-arenosa cor: vermelho c/ branco variegado, rija.
005	14	16	4,00	4,30	4,45		TC	
006	15	16	5,00	5,30	5,45		TC	
007	17	22	6,00	6,30	6,45	6,60	CA	Silte argilo-arenoso cor: vermelho escuro, duro.
008	20	26	7,00	7,30	7,45		CL	
009	21	27	8,00	8,30	8,45		CL	
010	23	29	9,00	9,30	9,45		CL	
011	25	31	10,00	10,30	10,45	10,20	CA	Silte arenoso cor: vermelho c/ roxo variegado, de compacto a muito compacto.
012	27	34	11,00	11,30	11,45		CL	
013	30	38	12,00	12,30	12,45		CL	
014	32	42	13,00	13,30	13,45		CL	
015	35	46	14,00	14,30	14,45	14,45	CA	Silte arenoso c/ pequenas alteração de rocha cor: roxo c/ branco e preto variegado, muito compacto.
016	38	50	15,00	15,30	15,45		CL	
017	39	52	16,00	16,30	16,45		CL	
018	41	56	17,00	17,30	17,45		CL	
-	-	-	-	-	-	17,45	-	LIMITE DE SONDAAGEM

Rua Sogenia Obedes Lino da Silva, 05, Inconfidentes
 Pousa Alegre, MG, CEP: 37250-000
 Fone: (35) 3421-4181 www.alencarsondagens.com.br

Resp. Técnico: George Edson Megalhães
 Engenheiro C-04 - CREA 73930-D

CONF. CREA 1481-9-04-2011

ANEXO D – CARGA DE CATÁLOGO



ESTAQUEAMENTO E CONSTRUTORA A&R LTDA.

Av. Moisés Lopes, 620 - Árvore Grande - Pouso Alegre-MG - CEP: 37550-000
Tel/Fax: (35) 3422-8889 - E-mail: ecar.ar@ig.com.br

**Construção Civil, Sondagem de Solo à Percussão,
Estacas tipo Strauss e Pré-Moldada, Fiscalização de Obra.**

PROPOSTA N.º 03/06.

À
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
Pouso Alegre - MG
A/C Eng. XXXXXXXXXXXXXXXX

Temos a satisfação de atender sua solicitação encaminhando nossa proposta para a execução de estacas de concreto moldadas no local tipo strauss;

Quant. Aprox	Diâmetro Mm	Capacid. Ton.	Comp. Aprox.	Preço por Metro Linear
50	200	15	10ml	R\$ 10,00
50	250	20	10 ml	R\$ 14,00
50	320	30	10 ml	R\$ 16,00
50	380	40	10ml	R\$20,00
50	450	70	10ml	R\$25,00

2 - SERVIÇOS A CARGO DA CONTRATADA:

- 2.1 - Fornecimento de técnicos e operários para os serviços de estaqueamento;
- 2.2 - Seguro contra acidentes de trabalho, bem como todos os encargos sociais e trabalhistas do nosso pessoal;
- 2.3 - Execução das perfurações no ponto exato indicado por V.Sa.;
- 2.4 - Fornecimento de ART;
- 2.5 - Responsável somente pela capacidade de carga das estacas Strauss cravadas.
- 2.6 - Fornecimento de mão-de-obra para execução do concreto;

3 - SERVIÇOS A CARGO DO CONTRATANTE:

- 3.1 - Fornecimento de água, mangueira na área total da obra e barracão para armazenar materiais, tais como: óleos, graxas, motores, ferramentas, etc;
- 3.2 - Marcação da obra, distribuição e locação das estacas, preparação com limpeza da cabeça das mesmas para dar perfeito apoio às futuras estruturas;
- 3.3 - Remoção do material escavado durante a execução dos serviços e desimpedimento do local da obra com obstáculos aparentes ou ocultos, inclusive do subsolo;
- 3.4 - Fornecimento do material para execução do concreto (Areia grossa, Brita 01, Cimento e Ferro 3/8);

4 - CONDIÇÕES GERAIS:

- 4.1 - Início: A combinar,
- 4.2 - Prazo de execução: 50 mts lineares ao dia por cada equipamento;
- 4.3 - Taxa de mobilização da máquina; R\$ 800,00por equipamento;
- 4.4 - No caso ficarmos paralisados por falta de materiais ou de locação de estacas cobraremos R\$ 30,00 (Trinta Reais) Hora/Maquina;
- 4.5 - Caso não seja devolvida a 2ª via deste contrato devidamente assinado, e foi dada a ordem verbal para iniciar a obra, este contrato terá valor legal e jurídico mesmo sem a assinatura, sendo substituído pelo relatório de obra;
- 4.6 - Não se aplica a retenção do INSS conforme IN 100 de 2003 artigo 179 § 14;
- 4.7 - Não se aplica a retenção de Imposto de Renda conforme artigo 647 do regulamento do Imposto de Renda de 1999;
- 4.8 - Cobrança poderá ser feita: Duplicatas ou Boletos Bancários;
- 4.9 - Condição de pagamento: A combinar;

Pouso Alegre, 14 de Fevereiro de 2006.

Estaqueamento e Construtora A&R Ltda.
03.373.324/0001-63