UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso graduação em Engenharia Civil

TATIANE BEILFUSS

ESTUDO COMPARATIVO DA FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO MODELO: ESTACA x TUBULÃO

Ijuí/RS

2012

TATIANE BEILFUSS

ESTUDO COMPARATIVO DA FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO MODELO: ESTACA x TUBULÃO

Projeto de Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI, como requisito parcial à obtenção de aprovação para a realização do Trabalho de Conclusão de Curso.

Orientador: Paulo César Rodrigues, MSc.

Ijuí/RS

2012

TATIANE BEILFUSS

ESTUDO COMPARATIVO DA FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO MODELO: ESTACA x TUBULÃO

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora

Banca examinadora

_____

Prof. Paulo Cesar Rodrigues, Mestre - Orientador

_____

Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, Mestre.

Ijuí, 11 de Dezembro de 2012

À Deus, agradeço mais esta etapa vencida

A minha família, agradeço a compreensão destes longos anos.

A meu noivo Fabiano, pelo apoio e dedicação.

RESUMO

Apresenta-se um estudo de caso de viabilidade técnica e econômica de dois tipos de fundações de um edifício modelo: estaca e tubulão. Neste estudo, busca-se verificar as fundações existentes no mercado atual bem como suas vantagens e restrições, conhecer as cargas atuantes em um edifício e aplicar o método para obtenção das mesmas, retirar as informações do solo necessárias em um projeto de fundações através dos Boletins de Sondagens realizados através de um dos ensaios de campo mais utilizado no Brasil, o SPT, e também verificar a necessidade de elementos estruturais que auxiliam as fundações, tais como os blocos de coroamento e armadura de fretagem no caso dos tubulões e dimensioná-los. A metodologia proposta demonstra os formulário e métodos adequados para o dimensionamento de cada uma das fundações, bem como os processos de estudo do solo, incluindo sua classificação e a verificação dos perfis estratigráficos a partir boletins de sondagens, resultando nos quantitativos para as análises. Aplicam-se as fundações escolhidas para um edifício modelo com duas situações para melhor comparação dos resultados: um edifício com 4 pavimentos e o outro com 6 pavimentos, ambos com mesmas dimensões. Conclui-se qual o método economicamente viável para cada edifício, fazendo-se uma análise de como a solução encontrou estas conclusões e também o que pode ser alterado para se obter resultados melhores, sugerindo-se idéias de trabalhos futuros.

Palavras-chave: Estaca, Tubulão, Fundações.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Fundações diretas: Bloco, Estaca, Viga de Fundação e Radier. 20
Figura 2- Estacas Cravadas: Madeira, Metálica e de Concreto. 22
Figura 3 - Estaca e Tubulão. 27
Figura 4- Esquema de Elemento do Tubulão. 28
Figura 5- Modelo resolvido por elementos finitos, região de tração (a) e compressão (b). 32
Figura 6- Modelo tridimensional, estrutural bloco de coroamento. 33
Figura 7- Conjunto Estrutural 35
Figura 8- Caminho das Cargas. 40
Figura 9- Estaca e Tubulão. 41
Figura 10-Força nos pilares. 41
Figura 11- Processo para determinação da área de influência dos pilares. 42
Figura 12- Ilustração do ensaio SPT. 46
Figura 13- Comparação entre os métodos semi-empíricos e o ensaio de carga (tF) 51
Figura 14- Modelo Tabela Estaca 53
Figura 15- Volume da base do tubulão. 55
Figura 16- Definição $V_{1=}$Volume de alargamento da base (m³), V_2 = Volume da base (m³) ... 58
Figura 17- Figura espiral no tubulão. 64
Figura 18- Verificação das armaduras no bloco 64
Figura 19- Largura e comprimento do Bloco de Coroamento 65
Figura 20- Método das bielas e tirantes 69
Figura 21 – Dimensões do bloco de coroamento sobre 2 estacas/tubulões. 69
Figura 22- Altura do bloco de coroamento sobre duas estacas. 70
Figura 23 – Triângulo de forças (Método das Bielas). 71
Figura 24 - Localização das Sondagens no Terreno. 77
Figura 25- Perfil do solo. 78
Figura 26- Processo de aplicação da área de influencia dos pilares. 80

Figura 27- Verificação das armaduras no bloco (exemplo). 89
Figura 28- Largura e comprimento do bloco sobre uma estaca. (exemplo). 90
Figura 29 – Detalhamento do bloco sobre uma estaca (exemplo). 93
Figura 30- Detalhamento Ferragem Estribos Bloco sobre uma estaca (exemplo). 93
Figura 31 – Dimensões e alturas adotadas (exemplo). 95
Figura 32- Detalhamento Ferragem Bloco com duas estacas (exemplo). 98
Figura 33- Volume da base do Tubulão. 101
Figura 34- Detalhamento armadura de fretagem Tubulão (exemplo) 108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Tabela barras, massa, área e perímetro.....44
Tabela 2- Classificação dos Solos 47
Tabela 3- Tabela Tensão admissível para solos coesivos.....48
Tabela 4- Valores dos Coeficientes K e α. 52
Tabela 5 - Valores dos Coeficientes F1 e F2.....53
Tabela 6- Tabela para Base do Tubulão à céu aberto.....57
Tabela 7- Tabela para Fuste do Tubulão à céu aberto.....58
Tabela 8- Tabela para Altura, V. do Alargamento e V. Base do Tubulão à céu aberto. 59
Tabela 9 - $\rho sw, min$ (%) 73
Tabela 10– Resultados dos 6 furos do Boletim de Sondagens SPT. 74
Tabela 11- Resultado Mínimo e Médio por camada. 75
Tabela 12- Tabela N_{SPT} mínimos, Classificação e Identificação do solo. 76
Tabela 13- Verificação da Tensão admissível (kN/m²).....79
Tabela 14- Carga dos Pilares – Edifício de 4 Pavimentos.....81
Tabela 15 – Carga dos Pilares – Edifício de 6 pavimentos. 81
Tabela 16- Valores dos primeiros pavimentos: Ed. 4 Pav. (a) Ed.6 Pav. (b) 82
Tabela 17- Valores dos Coeficientes K e α destacados para P1(Ed.4 Pav.).....83
Tabela 18 - Valores dos Coeficientes F1 e F2.....84
Tabela 19- Tabela Estaca para pilares P1/P6/P7/P12: Ed. 4 Pav. 85
Tabela 20 - Tabela Estaca para pilares P2/P5/P8/P11: Ed. 4 Pav. 85
Tabela 21- Tabela Estaca para pilares P3/P4/P9/P10: Ed. 4 Pav. 86
Tabela 22- Tabela Estaca para pilares P1/P6/P7/P12: Ed. 6 Pav. 86
Tabela 23- Tabela Estaca para pilares P2/P5/P8/P11: Ed. 6 Pav. 87
Tabela 24 - Tabela Estaca para pilares P3/P4/P9/P10: Ed. 6 Pav. 87
Tabela 25- Resumo estacas e diâmetros. 88
Tabela 26- $\rho sw, min$ (%) (exemplo). 98

Tabela 27- Resultados Dimensões Blocos sobre estacas. 99
Tabela 28- Resultados Armadura Bloco sobre 1 estaca. 99
Tabela 29 - Resultados Armadura Bloco sobre 2 estacas. 99
Tabela 30- Tabela Diâmetro Base (exemplo) 102
Tabela 31- Tabela Diâmetro fuste (exemplo). 103
Tabela 32- Tabela Volumes (exemplo). 103
Tabela 33- Resultados dimensionamentos Tubulão à céu aberto. 104
Tabela 34- Resultados das Dimensões dos Blocos sobre Tubulão 104
Tabela 35- Resultados das armaduras dos Blocos sobre Tubulão. 105
Tabela 36- Resultado Dimensionamento Tubulão. 108
Tabela 37 - Resultado Dimensionamento da Armadura de Fretagem do Tubulão. 109
Tabela 38- Tabela quantidade de aço por Ø - Edifício 4 Pavimentos. 111
Tabela 39- Tabela Custo dos aços - Edifício 4 Pavimentos. 111
Tabela 40-Tabela Composição e Custo das armaduras - Edifício 4 Pavimentos. 111
Tabela 41- Tabela Composição Bloco de Coroamento S/armadura- FCK=30MPa. 112
Tabela 42- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 4 Pav. 112
Tabela 43- Tabela Custo Concreto para estacas - Edifício 4 Pavimentos. 112
Tabela 44- Tabela Custo Perfuração estacas - Edifício 4 Pavimentos. 113
Tabela 45 – Tabela Custos Total das Estacas - Edifício 4 Pavimentos. 113
Tabela 46 - Tabela quantidade de aço por Ø - Edifício 6 Pavimentos. 113
Tabela 47- Tabela Custo dos aços – Edifício 6 Pavimentos. 114
Tabela 48- Tabela Composição e Custo das armaduras - Edifício 4 Pavimentos. 114
Tabela 49- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 6 Pavimentos. 114
Tabela 50- Tabela Custo Concreto para estacas - Edifício 6 Pavimentos. 115
Tabela 51- Tabela Custo Perfuração estacas - Edifício 6 Pavimentos. 115
Tabela 52 – Tabela Custos Total das Estacas - Edifício 6 Pavimentos. 115
Tabela 53- Tabela quantidade de aço por Ø (Bloco)- Edifício 4 Pavimentos. 116
Tabela 54- Tabela Custo dos aços (Bloco) - Edifício 4 Pavimentos. 116
Tabela 55- Tabela Composição e Custo das armaduras (Bloco)- Edifício 4 Pavimentos. 116
Tabela 56- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 4 Pav. 117
Tabela 57- Tabela quantidade de aço por Ø (Fretagem)- Edifício 4 Pavimentos. 117
Tabela 58- Tabela Custo dos aços (Fretagem) - Edifício 4 Pavimentos. 117
Tabela 59- Composição e Custo das armaduras (Fretagem)- Edifício 4 Pavimentos. 117
Tabela 60 - Tabela Custo Concreto Fuste - Edifício 4 Pavimentos. 118

Tabela 61 - Tabela Custo Perfuração Fuste - Edifício 4 Pavimentos. 118
Tabela 62 - Tabela Custo concreto para Base do Tubulão – Edifício 4 Pavimentos. 118
Tabela 63 - Tabela Custo escavação Base Tubulão – Edifício 4 Pavimentos. 118
Tabela 64 – Tabela Custo Total dos Tubulões – Edifício 4 Paviementos. 119
Tabela 65- Tabela quantidade de aço por Ø (Bloco)- Edifício 6 Pavimentos. 119
Tabela 66- Tabela Custo dos aços (Bloco) - Edifício 6 Pavimentos. 119
Tabela 67- Tabela Composição e Custo das armaduras (Bloco)- Edifício 6 Pavimentos. 120
Tabela 68 - Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 6 Pav. 120
Tabela 69 - Tabela quantidade de aço por Ø (Fretagem)- Edifício 6 Pavimentos 120
Tabela 70 - Tabela Custo dos aços (Fretagem) - Edifício 6 Pavimentos. 121
Tabela 71- Tabela Composição e Custo das armaduras (Fretagem)- Edifício 6 Pavimentos. 121
Tabela 72 - Tabela Custo Concreto Fuste - Edifício 6 Pavimentos 121
Tabela 73 - Tabela Custo Perfuração Fuste - Edifício 6 Pavimentos. 121
Tabela 74 - Tabela Custo concreto para Base do Tubulão – Edifício 6 Pavimentos. 122
Tabela 75 - Tabela Custo escavação Base Tubulão – Edifício 6 Pavimentos. 122
Tabela 76 - Tabela Custo Total dos Tubulões – Edifício 6 Paviementos 122

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

NBR	Norma Brasileira;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
Ø	Diâmetro;
kN	Kilo Newton;
atm	Atmosférico;
Mpa	Mega pascal;
cm	Centímetro;
m	Metro;
mm	Milímetro;
SPT	Standart Penetration Test (Teste de Penetração Padrão);
CPT	Cone Penetretion Test (Teste de Penetração de Cone);
kN/m^2	Kilo Newton por metro quadrado;
m^2	Metro quadrado;
ϕ	Ângulo de atrito interno;
tF	Tonelada força;
N_{SPT}	Número de golpes do SPT; (N)
K	Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para $N_{SPT;}$
α	Ângulo alfa.
daN/m^3	Deca Newton por metro cúbico;
Kg	Kilo grama
Kg/m^3	Kilo grama por metro cúbico;
Kgf/mm^2	Kilo grama força por milímetro quadrado;
kN/cm^2	Kilo Newton por centímetro quadrado;
˚C	Graus centígrados;
GPa	Giga pascal;
σ	Tensão;

f_{yk}	Valor característico da resistência de escoamento;
γ_f	Coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007);
f_{ck}	Resistencia do concreto
σ'_{sd}	Tensão da armadura para uma deformação de 0,2‰. = 42kN/cm² para CA-50;
θ	Ângulo teta;
∑	Somatório;
Ø	Diâmetro;
ρ	Taxa de armadura;
R$	Real;
MN	Mega Newton;

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **16**
1. FUNDAÇÕES **17**
1.1. HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES 17
1.2. CARACTERÍSTICAS DAS FUNDAÇÕES 18
1.3. CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES 19
1.4. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS 19
1.5. FUNDAÇÕES PROFUNDAS 20
1.6. ESTACAS 21
1.6.1. Estacas Cravadas **21**
1.6.2. Estacas Escavadas **23**
1.6.2.1. Dimensionamentos de Estacas Escavadas (sem lama betonítica) **25**
1.6.2.2. Método Aoki e Velloso (1975). **26**
1.7. TUBULÕES 26
1.8. DIMENSIONAMENTO DE TUBULÃO (À CÉU ABERTO) 28
1.8.1. Armadura de Fretagem no Tubulão à céu aberto **29**
1.9. BLOCOS DE COROAMENTO 30
1.10. CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS EM RÍGIDOS E FLEXÍVEIS 30
1.10.1 Blocos rígidos **30**
1.10.2. Blocos flexíveis **31**
1.11. BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE UM ELEMENTO FUNDAÇÃO 31
1.12. BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE DOIS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO 32
1.13. ESCOLHA DA FUNDAÇÃO CORRETA 33
1.14. O CONJUNTO ESTRUTURAL 34
1.14.1. Ações nas Estruturas **36**
1.14.2. Ações do Vento **38**
1.14.3. Caminho das Ações **39**
1.15. AÇÕES NOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS. 40

1.16. ESTIMATIVA DA CARGA DO PILAR....42
1.17. AÇO PARA CONCRETO ARMADO....43
1.18. DADOS GEOTÉCNICOS....45
1.18.1. Ensaios de campo....45
1.18.2. Ensaio de Spt....45
1.18.3. Tensão admissível do solo....48
2. METODOLOGIA....49
2.1. CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA....49
2.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA....49
2.3. PROCEDIMENTO DE COLETA E INTERPRETAÇÃO DOS DADOS....49
2.3.1. Considerações sobre a escolha pelo método Aoki e Velloso (1975)....50
2.4. FORMULÁRIO P/ APLICAÇÃO DO MÉTODO AOKI E VELLOSO....51
2.5. DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES Á CÉU ABERTO....54
2.5.1. Armadura de Fretagem no Tubulão à céu aberto....60
2.6. FORMULARIO DE DIM. DO BLOCO DE COROAMENTO SOB 1 ELEMENTO....64
2.7. FORMULÁRIO DE DIM. DO BLOCO DE COROAMENTO SOB 2 ELEMENTOS....69
3. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS....74
3.1. ANÁLISE DOS DADOS GEOTÉCNICOS ADOTADOS....74
3.1.1. Verificação da Tensão admissível do solo....78
3.2. ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES – VIABILIDADE TÉCNICA....79
3.3. DEFINIÇÃO ESTRUTURAL....80
3.4. DADOS PARA DIM. DAS ESTACAS ESCAVADAS E TUBULÕES....82
3.5. ESTACAS - APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO....82
3.6. BLOCO SOBRE ESTACAS: APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO....88
3.6.1. Memorial de cálculo exemplo: Bloco de Coroamento sobre 1 estaca....88
3.6.2. Memorial de cálculo exemplo: Bloco de Coroamento sobre 2 estaca....93
3.7. TUBULÕES - APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO....100
3.7.1. Aplicação do Bloco sobre o Tubulão....104
3.7.2. Memorial de cálculo exemplo 1: Verificação da Armadura de Fretagem....105
3.7.3. Memorial de cálculo exemplo 2: Verificação da Armadura de Fretagem....106
3.8. CUSTOS DAS FUNDAÇÕES....110
CONCLUSÃO....124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS....126
ANEXO A....129

ANEXO B **136**
ANEXO C **138**
ANEXO D **140**
ANEXO E **143**

INTRODUÇÃO

Podemos afirmar que a fundação de um edifício, independente de sua esbeltez e de sua finalidade ocupacional, exerce uma das funções mais importantes do conjunto estrutural. Ao transmitir as cargas recebidas da superestrutura para o solo sem sofrer deformações ou recalques excessivos, desempenha sua função perfeitamente e demonstra a habilidade do engenheiro que a projetou.

O desenvolvimento de um empreendimento esbelto faz com que a busca pelo método mais eficaz e viável seja imprescindível quando da implantação do mesmo. Entre os dois métodos acessíveis no mercado regional e levando em consideração esses itens: Para um edifício modelo, qual a fundação a ser executada? Quais os fatores que influenciam essa escolha?

Para responder estas perguntas, o presente estudo propõe-se a: analisar a fundação que deve ser utilizada em um edifício de projeto genérico, aplicando o dimensionamento através dos métodos escolhidos para verificar qual o mais viável a ser executado na região em que o empreendimento se localiza.

O dimensionamento de fundações, bem como a verificação da viabilidade técnica e econômica, são itens que justificam um estudo de caso deste tipo. Podendo ainda ser de grande valia para adquirir a habilidade construtiva a qual não se obtém com teorias, mas sim com aplicações.

Assim, procede-se com as etapas de: Identificação das cargas do projeto modelo adotado, análise do solo do local, dimensionamento das fundações pelos métodos: estaca e tubulão, bem como dos blocos de coroamento e armadura de fretagem, apresentação dos resultados, demonstração da viabilidade econômica de ambos e avaliação do método mais vantajoso para cada edifício.

1. FUNDAÇÕES

1.1. HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES

O homem, no período Mesolítico, ao notar sua capacidade de cultivar a terra e domesticar animais, deixou seu caráter nômade e passou a fixar moradia em locais onde havia terra fértil. Com esse novo modo de viver, percebeu que necessitava de habitações mais seguras e que durassem por um tempo mais longo. As primeiras residências foram feitas de madeira e para apoiá-las eram feitos pequenos montes de solo, chatos e largos. Daí, o inicio as fundações começam a traçar seus princípios.

Segundo Nápoles Neto (1998), na "Idade dos Metais", o homem desenvolveu a capacidade de construir ferramentas. Estas eram utilizadas para moldar as pedras utilizadas nas edificações e também para perfurar o solo para receber as fundações. Como previsto, os terrenos que recebiam essas cargas significativas, em sua maioria, cediam. Essas construções então eram demolidas ou vinham ao solo antes mesmo de se pensar em uma solução. Os escombros eram reutilizados nas fundações em obras posteriores, misturados com terra e tudo socado. "Assim, as edificações eram sucessivamente colocadas umas sobre as outras...". Para cessar com esses desmoronamentos, o alívio das edificações passou a ser buscado. Uma das alternativas foi secar os tijolos ao sol e posteriormente vieram a ser cozidos em fornos.

No período "Clássico", os gregos pouco evoluíram quanto à técnica e materiais utilizados nas fundações, mas em Roma, a construção em geral e das fundações avançaram significativamente: "Isto se deu com a introdução do arco -herança etrusca - e da abóbada, a preparação do cimento romano a partir da mistura de pozolana com calcário, e daí o concreto, pela adição de pedaços de pedra..." (NÁPOLES NETO, 1998).

Foi no período Renascentista, especificamente no século XVIII, o início dos primeiros estudos teóricos de mecânica dos solos. Perdurando até a Idade Moderna com grandes evoluções tais como a teoria sobre pressões de terras em muros de arrimos de Coulomb, 1776 (Charles Augustin Coulomb). Mas, foi na Idade Contemporânea (1789 até os dias de hoje), com Karl Terzaghi, denominado pai da Mecânica dos Solos que essa ciência tomou forma e modernizou-se com eventos e publicações importantes. (NÁPOLES NETO, 1998).

Então, no contexto do desenvolvimento das fundações, nota-se que embora sem grandes eficiências, as técnicas dos antigos não foram em vão, provocaram a busca constante de novos materiais, de novas técnicas e dos estudos dos solos, estes até hoje semi-empíricos,

instigando profissionais a terem bom senso e espírito crítico quando do processo de projeto de fundações.

1.2. CARACTERÍSTICAS DAS FUNDAÇÕES

Segundo Azeredo (1988), “Fundações são os elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apóia”.

> O sistema de fundações é formado pelo elemento estrutural do edifício que fica abaixo do solo (podendo ser constituído por bloco, estaca ou tubulão, por exemplo) e o maciço de solo envolvente sob a base e ao longo do fuste.
> Sua função é suportar com segurança as cargas provenientes do edifício. (MANUAL DE ESTRUTURAS ABCP, [2002?])

Então, convém afirmar que os principais itens a se considerar para que se tenha uma fundação segura e que exerça seu papel como projetada, são: os elementos necessitam de resistência para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes, bem como, um solo rígido que ofereça sustentação sem apresentar deformações e recalques excessivos.

> A fundação de uma edificação não é o item mais oneroso de uma obra podendo o seu custo variar entre 3% e 7% do custo total do empreendimento. Apesar disso, erros conceituais de projeto e vícios executivos podem acarretar custos diretos e indiretos elevadíssimos, desde reforços e recuperação estrutural até ações jurídicas de conseqüências imensuráveis (JOPPERT JR., 2007).

No âmbito de estruturas de concreto armado, Guerrin ([2002?]), destaca: “As fundações de edifício e obras publicas constituem uma das aplicações mais importante do concreto armado.”. Por afirmações como esta, é que muitos estudiosos se dedicam ao conhecimento desta etapa construtiva, que são determinadas por relações semi-empíricas, visto que o total conhecimento de seus trabalhos por acomodações ao solo é impossível.

“Em toda obra de Engenharia Civil, há sempre um carácter de inexorabilidade marcada pelo solo onde ela repousa. Não há como fugir da realidade imposta pela natureza do terreno. É-se obrigado a aceitá-lo tal qual é: com suas qualidades e seus defeitos.” (VARGAS, 1982)

Araújo (2003) apresenta alguns requisitos para se obter uma fundação de qualidade, a saber: estarem assente em profundidade adequada para que sua estrutura não seja interferida por escavações e instalações adjacentes, devem resistir às rupturas dos solos e ainda os recalques sofridos devem ser de mesma dimensão com a adaptação das estruturas.

1.3. CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Para Rodrigues E. ([2006?]), a classificação das fundações esta ligada diretamente com a profundidade do solo resistente, ou seja, onde a base da mesma se apoiará. Entende-se então que quanto mais rijo o solo de apoio se mostrar, melhor será o desempenho da fundação.

Podemos separar as alternativas de fundações em dois grandes grupos:

- Fundações Superficiais
- Fundações Profundas.

1.4. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

De acordo com a NBR 6122 (1996), são aquelas "em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base", também que a profundidade de assentamento da mesma esteja em uma medida inferior ao dobro da menor dimensão adotada.

Rodrigues E. ([2006?]), de forma mais prática, descreve que reconhece uma fundação direta ou rasa por: "o fato da distribuição de carga do pilar para o solo ocorrer pela base do elemento de fundação, sendo que, a carga aproximadamente pontual que ocorre no pilar, é transformada em carga distribuída, num valor tal, que o solo seja capaz de suportá-la"

Para Joppert Jr. (2007), se as fundações rasas forem exeqüíveis no quesito técnico elas são muito interessantes, pois dispensa o uso de equipamentos e de qualificação para a mão-de-obra, tornando-se assim, economicamente atraente. Destaca também vantagens deste método, relacionadas à facilidade de reconhecimento do solo que sustentará a fundação e a acessibilidade de controlar os materiais que serão utilizados.

Segundo Norma NBR 6122 (1996), são exemplos de fundações diretas:

- *Bloco* - executado com concreto simples, o qual deve resistir às tensões de trações nele aplicadas. Dispensa o uso de armadura. "Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadrada ou retangular."

- *Sapata* - com altura menor que o bloco, caracteriza-se pela utilização do concreto armado, sendo as tensões resistidas não mais pelo concreto, mas sim pelo aço nelas contidas.

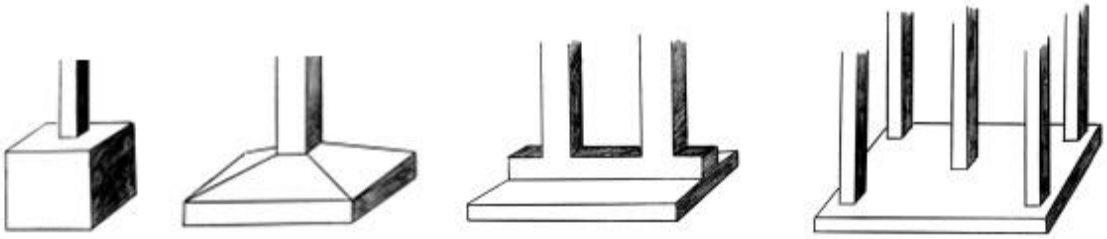
“Pode possuir altura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.” A norma reconhece ainda outros dois tipo de sapatas:

- *Sapata associada:* quando a mesma é comum a vários pilares, mesmo estes não possuindo seus centros no mesmo alinhamento;
- *Sapata corrida*: quando o elemento está sujeito a uma carga distribuída de modo igual em toda sua extensão.

•*Viga de Fundação* - “Elemento de fundação superficial comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estejam situados no mesmo alinhamento.” Usualmente reconhecido como vigas baldrame.

• *Radier* - fundação que recebe a carga de todos os pilares da obra. Utilizado geralmente em silos, modelo construtivo Steel Frame, etc.

Figura 1- Fundações diretas: Bloco, Estaca, Viga de Fundação e Radier.



Fonte: MANUAL DE ESTRUTURAS ABCP, [2002?].

Para Alonso (1983), “[...] este tipo de fundação só é vantajoso quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível.” Enfatiza que não se deve executar tal tipo de fundação em casos do solo ser considerado: Aterros que não receberam a devida compactação, solos como argilas moles, areias fofas e onde haja existência de água.

1.5. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

“Freqüentemente os terrenos apresentam horizontes de solos resistentes, não na sua superfície, mas a certa profundidade. É evidente, senão indispensável, fazer com que as estruturas descansem nestes horizontes resistentes.” (OLIVEIRA FILHO, 1985)

Conforme a NBR 6122 (1996), fundações profundas são aquelas que recebem a carga proveniente da superestrutura e descarregam no solo pela sua base (ponta), pelas suas paredes laterais (fuste) ou por uma combinação das duas. Esta deve estar assente a uma cota duas vezes maior que a menor dimensão considerada em planta e que essa seja no mínimo 3 metros de profundidade. Consideram-se fundações deste tipo as estacas, os tubulões e os caixões.

1.6. ESTACAS

"As estacas são elementos esbeltos, implantados no solo por meio de percussão ou pela previa perfuração do solo com posterior concretagem, podendo dessa forma, serem classificadas estacas cravadas e estacas escavadas." (JOPPERT JR., 2007). Ainda, pode-se complementar a definição de estacas pelo fato de que nesse tipo de fundação não há descida do operário em nenhuma etapa construtiva. Assim, as estacas podem ser classificadas quanto a seu modo executivo e o material nela utilizado.

1.6.1. Estacas Cravadas

Consideram-se estacas cravadas as estacas pré-moldadas, compostas por materiais como madeira, concreto ou aço. O processo de escolha dentre esses, procede-se pelo reconhecimento do solo do local e pela disponibilidade dos equipamentos, visto que se necessita de uma técnica especializada para não haja erros comuns como: desaprumos, quebras ou mesmo o desconhecimento das cargas a que deverão ser submetidas.

- *Madeira* - Segundo Rodrigues E. ([2006?]), estacas de madeira perderam sua força no mercado pela dificuldade de se encontrar a matéria prima para sua execução. A madeira empregada em estacas geralmente são do tipo eucalipto para obras provisórias e do tipo peroba, a aroeira, a maçaranduba e o ipê, para obras definitivas. Estas estacas são cravadas no solo por meio de golpes de pilões ao topo das mesmas, processo que leva o nome de percussão. "A duração da madeira é ilimitada, quando mantida permanente submersa. No entanto, se estiverem sujeitas a variação do nível d'agua apodrecem rapidamente [...]". Quanto as cargas que podem ser suportadas por esse tipo de estacas temos uma proporção quanto ao seu diâmetro podendo chegar ao máximo de 500 kN para uma estaca de Ø40cm.

- *Estacas metálicas ou de aço*: são compostas de perfis laminados em formato I ou H podendo ser feitos de tubos ou mesmo de trilhos. Apesar do seu alto custo, Oliveira Filho

(1985), destaca as vantagens de sua utilização: alta resistência as cargas que a comprimem e também que a flexionam, possibilidade de utilização em praticamente todos os tipos de solos, pois ao ser pressionado em seu topo tende a cortar as camadas de solo resistente e também pelo fato de poder alcançar grandes profundidades decorrentes de que as peças podem se soldadas umas as outras.

Além disso, Alonso (1983) descreve as estacas metálicas como uma solução vantajosa quando: as vibrações causadas durante a cravação devem ser amenizadas ou nulas, isso por conta da segurança de construções vizinhas e também quando estão localizadas em divisas, pois dispensa a viga de equilíbrio. A capacidade das estacas varia entre 400 kN a 3000 kN.

- *Concreto* - atualmente, as estacas mais utilizadas são as estacas de concreto, podendo essas, segundo Joppert Jr.(2007), podem ser construídas em concreto protendido ou armado. A grande vantagem das estacas de concreto é que essas podem ser emendadas umas as outras proporcionando alcance da profundidade necessária. Outro ponto de grande valia é a facilidade do controle da qualidade da produção da mesma e também quando inserida no solo. No mercado, encontram-se estacas de concreto de seções redondas, quadradas e no casa das estacas armadas, é possível a fabricação de elementos vazados, que passam por um processo de centrifugação ou extrusão para tomar este formato. Os principais inconvenientes das estacas de concreto estão ligados ao ruído e a vibrações em sua execução, as perdas com quebras ou sobras das mesmas e também com pouca produção diária.

"A faixa de carga dessas estacas é de 200kN a 1500kN."(ALONSO, 1983).

Figura 2- Estacas Cravadas: Madeira, Metálica e de Concreto.

Fonte: Barros (2011)

1.6.2. Estacas Escavadas

Elementos de fundações caracterizados pela execução in loco, ou seja, sua construção é realizada no local onde ela desempenhará sua função, havendo a retirada do material para que possa se executar a concretagem. Adotadas em solos como argilas ou areias e tem como limitação o nível do lençol freático para que se torne viável economicamente. Segundo Oliveira Filho (1985), "Essas estacas possuem comprimentos pré-estabelecido, baseados em dados fornecidos pelas sondagens e sua capacidade de carga é estimada somente por fórmulas estáticas, baseadas nas características físico mecânicas do solo atravessado."

Fazem parte das estacas escavadas:

- *Estacas Strauss:* Adotadas para cargas de 200 a 800 kN, com perfuração feita através de sonda de percussão (piteira), provida de uma válvula na parte inferior que pratica a retirada do solo. Sua execução é vantajosa, pois seus equipamentos são leves e de fácil manuseio, podendo ser usado em locais de difícil alcance de outros equipamentos tais como: espaços confinados, topografia desfavorável e em edificações já existentes. Também tem a seu favor o fato de não produzir vibrações elevadas, podendo ser utilizada quando as edificações vizinhas são precárias. Sua aplicação não é aconselhada abaixo do nível da água e em solos saturados, pois a secagem da mesma para se execução da concretagem, pode ser inviável. Utiliza revestimento, dependendo do caso, recuperável ou não. Alguns problemas executivos comuns nesse tipo de estaca são: Desvio da tubulação durante a perfuração, solos de difícil escavação (inviabilizando seu uso), deslocamento de estacas do mesmo bloco, fluxo de água, vazios na parte superior da estaca.

- *Estacas Franki:* Este tipo de estacas possui um sistema que produz alto nível de vibrações e para tanto, não é recomendado em obras em que os edifícios vizinhos estejam em condições precárias.

Sua execução possui como etapa inicial a cravação de um tubo de revestimento com seu fundo fechado por uma bucha, composta pela mistura de concreto seco e de agregados (brita e areia) e comprimida para não se desprender do revestimento. Com os golpes de um pilão em queda livre na bucha, o conjunto vai sendo cravado, expulsando o solo ao longo da estaca e não permitindo a entrada de água em seu interior. Quando atingido o solo resistente, o tubo é preso ao equipamento de bate estaca com cabos de aço, procedendo-se com um golpe

que expulsará a bucha e formará a base da estaca. Assim, a estaca é armada e a concretagem é feita por camadas que ao serem introduzidas, expulsam o revestimento do fuste.

A grande vantagem das estacas Franki é a possibilidade de execução abaixo do nível da água. Além disso, possui alta capacidade de resistência de cargas, segundo Alonso (1983), cerca de 550 a 1700 kN,

- *Estacas Hélice-contínua:* estacas perfuradas com equipamentos que possuam trado helicoidal acoplado, ou seja, as perfuratrizes. Os trados variam de altura conforme a capacidade de torque do caminhão ou esteira. Comumente os equipamento são dotados de trados de Ø30cm a Ø100cm e altura de 15m até 30m.

Conforme Joppert Jr. (2007), "As estacas tipo hélice contínua têm conquistado o mercado de fundações graças às inúmeras vantagens que elas apresentam sobre as demais estacas, tais como grande velocidade de execução, ausência de vibrações e ruídos excessivos". Cita ainda que o custo de mão de obra para execução é de baixo custo, tornando-se assim atraente economicamente.

Pode-se resumir que as estacas de hélice contínua são feitas através da perfuração do solo, através de caminhões perfuratriz, até a profundidade desejada e em seguida a concretagem através de um tubo localizado no centro do trado onde o concreto é bombeado do caminhão até a extremidade superior deste tubo. À medida que se concreta a estaca, se retira o trado girando-o em sentido contrário. A armação desta estaca deve ser feita após a concretagem, introduzindo-as manualmente pelos operários com auxílio de vibradores e pesos.

- *Estacas Escavadas:* Estacas executadas com ou sem o uso de Lama Betonítica.

Com lama betonitica: Joppert Jr. (2007), descreve que esse tipo de estacas geralmente são utilizadas para obras com cargas relativamente grandes, assim sendo alternativa mais econômica e tecnicamente correta. Podem ser, as chamadas estacas barretes, escavadas com o auxilio de *Clam Shell* ou também os estacões escavados com mesas rotatórias e caçambas.

A execução é feita, basicamente, com a escavação da estaca, com os equipamentos já descritos e posteriormente o preenchimento total com a lama betonítica. Esta por sua vez desempenha a função de estabilizar as paredes da escavação. Em seguida coloca-se a armadura conforme projetado e então se inicia a concretagem. Segundo Velloso e Lopes (2010), utiliza-se neste caso o processo da "tremonha": "A tremonha é um tubo constituídos por elementos emendados por roscas, com um funil na extremidade superior." Com isso, o

concreto é despejado no funil, com uma bola plástica para promover a separaçao entre o fluido e o concreto, que irá descer até a base e depois subir pelo fuste expulsando a lama da estaca. Deve-se concretar a uma altura maior, de pelo menos uma vez o diâmetro da estaca, pois o concreto que teve contato com a lama precisa ser retirado, pelo fato de ter suas propriedades alteradas pela mesma. Assim, pode-se dizer que as perdas excessivas de concreto é uma das desvantagens deste processo.

Sem lama betonítica: Tal tipo de estaca é também conhecida como estacas escavadas mecanicamente. Tem como principal vantagem a simplicidade de execução e de seus equipamentos.

São executadas com caminhões perfuratriz, equipados com mesa rotatória composta de haste metálica que em sua ponta, possui um trado helicoidal de aproximadamente 1,00m. Usualmente os trados são de Ø30cm e podem chegar até Ø160cm e suas profundidades variam de 10 a 20 metros, podendo chegar até 30m. São limitadas pelo nível do lenço freático pois não utilizam a técnica do revestimento.

Assim, promove-se a escavação da estaca com a broca até a cota projetada, em seguida retira-se a broca e faz-se a limpeza de suas hélices, tomando cuidado para que o solo não retorne para dentro da escavação. A base da estaca deve então receber tratamento de compactação, geralmente promovido por um pilão, vinculado a uma corda. Após a certeza de que a base esteja totalmente socada, inicia-se a etapa de concretagem, até o nível em que se deva colocar a armação projetada para estaca. Coloca-se a gaiola e em seguida finaliza-se a etapa de concretagem.

1.6.2.1. Dimensionamentos de Estacas Escavadas (sem lama betonítica)

Para Schnaid (2000), a carga que levará o elemento de fundação a ruptura, pode ser encontrado através de teoria bastante comum de capacidade de suporte, no qual se determina a pressão ultima utilizando-se de parâmetros do solo de resistência ao cisalhamento. Essa prática é utilizada a priori em fundações diretas onde se relacionam o ângulo de atrito interno (ϕ) com os coeficientes de ruptura. Porém a teoria de suporte de carga para o dimensionamento de fundações profundas é deixada de lado nas técnicas brasileiras. O motivo desta pode ser justificado pelas dificuldades na estimativa do ângulo de atrito interno causado pelos efeitos de instalação das estacas.

Assim, surge como alternativa no Brasil, a técnica de relacionar diretamente as medidas de N_{SPT} com a capacidade de carga das estacas, como é o caso do método de Aoki e Velloso (1975) e também Décourt e Quaresma, 1978). Mas Schnaid (2000), ressalta a importancia de conhecer que: "...sua validade é limitada à pratica construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento."

1.6.2.2. Método Aoki e Velloso (1975).

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de relações entre ensaios de cone, com penetração estática e ensaios SPT, dinâmicos. Em teoria, baseia-se nos ensaios estáticos a estimativa de capacidade de carga de fundações. Porém, segundo Schnaid(2000), com o uso do Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{SPT} (K), é possível utilizar os resultados dos ensaios de SPT.

Segundo Velloso e Lopes (2010), muitas foram às contribuições de estudiosos para o método Aoki e Velloso (1975), que devem ser levados em consideração, entre elas ressalta-se a de Monteiro, que recomenda: o valor de N seja limitado em 40, pelo motivo de este representar um solo impenetrável (duro).

1.7. TUBULÕES

De maneira a simplificar seu entendimento, tubulão pode ser descrito como uma estaca com diâmetros maiores e com a base alargada de diâmetro maior que o de seu fuste, o que eleva o seu suporte de cargas. A vantagem, portanto, seria de, ao invés de executar várias estacas no mesmo bloco de fundação, executasse apenas uma.

> Elemento de fundação profunda cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida do operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) e ter ou não a base alargada. Pode ser executado com ou sem revestimento, podendo este ser de aço ou de concreto. No caso de revestimento de aço (camisa metálica), este poderá ser perdido ou recuperado. (NBR 6122, 1996)

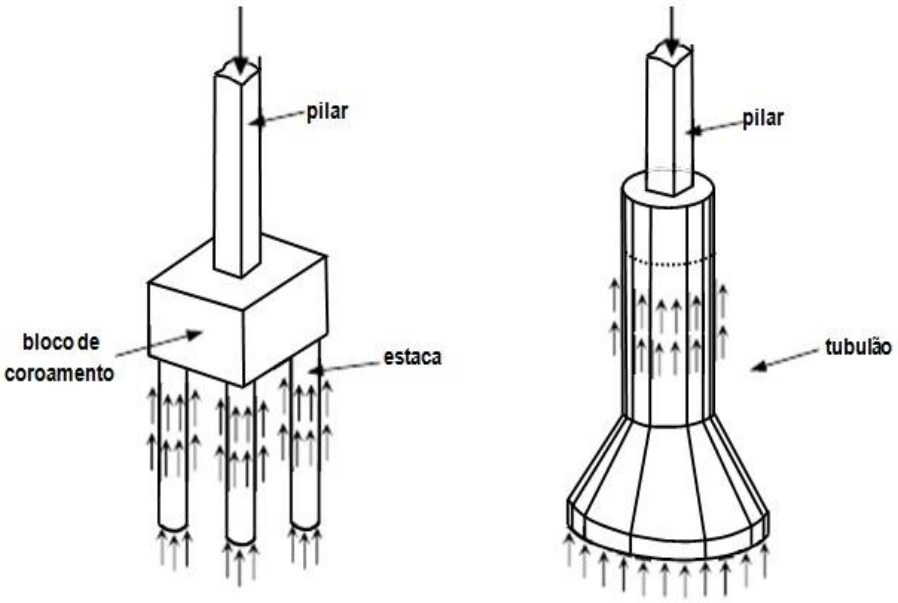
A céu aberto, Alonso (1983) descreve que os tubulões devem ser executados acima do nível da água, sendo permitido sua execução abaixo somente se estiver localizada em terrenos argilosas onde seja possível a retirada da água por bombeamento e que esteja excluído a possibilidade de erosões por conta deste processo.

Segundo Oliveira Filho (1985) sua execução se inicia pela escavação do fuste até o encontro do horizonte resistente, introduz-se o revestimento caso necessário e então ocorre a decida de um operário para proceder com o alargamento da base, feito através de escavação manual. Assim, após a base pronta, concreta-se o poço armando ou não, conforme projetado.

Já no caso de tubulões a *ar comprimido*, o processo de execução passa por etapas de cuidados rigorosos. Adotados para fundações abaixo do nível da água, tem como primeira etapa construtiva a perfuração com trado como as outras estacas escavadas. Quando esta então atinge o solo resistente, é feita a decida do revestimento, podendo esse ser de aço ou de concreto. Após a cravação do revestimento, procede-se com a implantação do equipamento que promova a saída da água do seu interior através de ar comprimido, a campânula. Assim, os operários descem para promover o alargamento da base manualmente. "A pressão máxima de ar comprimido empregada é de 3 atm (0,3 MPa), razão pela qual os tubulões pneumáticos tem sua profundidade limitada a 30 m abaixo do nível da água". (ALONSO, 1983)

> Tecnicamente a adoção de tubulões e uma excelente opção de fundações, pois ela possibilita a verificação "in loco"do solo de apoio e das dimensões finais de escavação do fuste e da base. Deve-se levar em consideração a viabilidade executiva deste tipo de fundação já que problemas relacionados a desbarrancamento, excesso de água, gases e matacões de grande porte podem inviabilizas a sua execução. (JOPPERT JR., 2007)

Figura 3 - Estaca e Tubulão.



Fonte: Alva (2007)

1.8. DIMENSIONAMENTO DE TUBULÃO (À CÉU ABERTO)

As fundações em tubulão à céu aberto são executadas, assim como as estacas, após o conhecimento do solo que ele se apoiará. Deve-se considerar que a dimensão final do fuste não deve ficar abaixo de 70cm, pois este é o diâmetro mínimo para que uma pessoa possa descer por ele e proceder com o alargamento da base. Outro item no dimensionamento do tubulão que deve ser levado em conta é segundo Alonso (1983) o valor de no mínimo 20cm de altura para o cilindro com diâmetro de base calculada, o restante da altura (H) pode ser calculado como cone.

Figura 4- Esquema de Elemento do Tubulão.

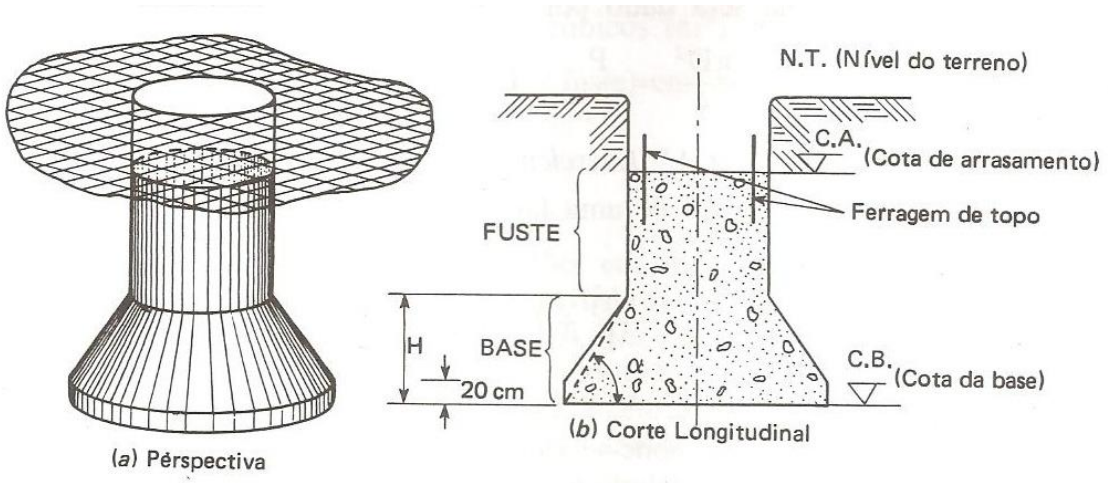


Figura 2.1

Nota: É conveniente usar $H \leqslant 2$ m.

Fonte: Alonso (1983)

O valor do ângulo α, segundo Alonso (1983), pode ser retirado da mesma tabela em que é dimensionado os blocos para fundações rasas, entretanto, no caso de Tubulões a céu aberto, considera-se um valor α= 60˚.

Segundo Botelho e Marchetti (2011), o dimensionamento de tubulões que são solicitados apenas verticalmente, pode ser feito como se tratasse de um pilar com armaçao ausente e com baixa esbeltez, mas isso somente é válido quando:

- Os baldrames, viga de fundação, que interligam os tubulões, absorvam todas as excentricidades que possam surgir, sendo assim desconsiderados os efeitos de segunda ordem;
- O solo que envolve o tubulão, confinar o fuste, minorizando assim os efeitos de flambagem.

Botelho e Marchetti (2011) preescreve ainda algumas considerações:

- O peso próprio do tubulao não é considerado no seu dimensionamento, pois geralmente o solo que se encontra no entorno do tubulão, tem se mostrado resistência maior que prevista em projeto e também pelo fato do solo retirado será subtituído por concreto, cujos pesos específicos apresentam valores semelhantes (600 a 800 daN/m³) com diferença aceitável, visto que, existem muitas incertezas quanto as avaliaçoes de cargas na superestrutura.

- Prever armadura no topo do tubulão, estas apenas para ligação do elemento como bloco de coroamento.

1.8.1. Armadura de Fretagem no Tubulão à céu aberto

Segundo Soares (2012?), quando o pilar é inserido diretamente na estaca ou tubulão, sem o bloco de coroamento ou quando as dimensões do pilar apresentam-se menores que a estaca, é inevitável o aparecimento de tensões de tração no topo das mesmas. Por esse motivo, inclui-se um sistema de armaduras chamada de fretagem, constituída por malhas ortogonais, inseridas em sentido horizontal no topo dos elementos lançadas de acordo com a solicitação dos esforços.

Portanto, tem como finalidade absorver tensões horizontais de tração, dispostas em sentido normais a direção de compressão, pois se forem maior do que as tensões admissíveis do concreto produzem ruptura da peça através do fendilhamento vertical do topo.

Assim, a armadura de fretagem só será necessária quando existirem concomitantemente: a ocorrência de tensões horizontais de tração e quando o valor de tensão de traçao ultrapassarem os valores máximos admissíveis a tração do concreto. O problema de fendilhamento da estaca ou tubulão pode também ser resolvido com a inclusão do bloco de

coroamento, o qual deve ser dimensionado e armado de modo a para receber e absorver as tensões.

As tensões de tração bem como o cálculo das armaduras de fretagem podem ser verificadas pela teoria dos apoios de seção reduzida, segundo Soares (2012?).

1.9. BLOCOS DE COROAMENTO

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), blocos podem ser considerados elementos de certo volume, que praticam a transição das cargas que recebem do pilar para as estacas ou tubulões.

> A utilização de estacas ou tubulões como elementos de fundação dá-se quando o terreno tem resistência adequada em camadas mais profundas, quando existe grande quantidade de água no mesmo ou quando existe a necessidade de resistir a ações horizontais de importância. Neste ultimo, se há esforços normais, de flexão e horizontais aos pilares, além de dimensionar os blocos para esses esforços é preciso também fazê-lo para o conjunto de estacas e tubulão. (CARVALHO E PINHEIRO, 2009)

Carvalho e Pinheiro (2009) ressaltam que as forças concentradas encontradas como carga sob os blocos, provêm da reação das estacas/tubulões. Para tanto devendo considerar-se nula a contribuição do solo no elemento, ou seja, o bloco passa a desempenhar apenas a função de transferência de carga, a tensão do solo em seu apoio é totalmente desprezada.

Após definida a fundação profunda a ser utilizada, pode-se determinar a geometria do bloco. No caso de estacas, Carvalho e Pinheiro (2009) descrevem que a geometria do bloco é em função das dimensões dos pilares bem como da quantidade de estacas previstas. Já em tubulões o fator interferente é a seção calculada do mesmo, além da dimensão do pilar que também é levada em conta.

1.10. CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS EM RÍGIDOS E FLEXÍVEIS

Em casos que existem mais de um elemento de fundação, a norma NBR 6118(2003), classifica os blocos em rígido ou flexível.

1.10.1 Blocos rígidos

De acordo com a NBR 6118 (2003), são considerados rígidos os blocos que, assim como as sapatas, a altura h respeita a relação:

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \qquad \text{(Eq.1)}$$

Considerando (a) uma das dimensões do bloco e (a_0) a dimensão do pilar na mesma direção.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), enquadrar o bloco nessa condição significa considerar, no limite:

$$\tan\alpha = \frac{h}{\frac{a - a_0}{2}} = \frac{\frac{a - a_0}{3}}{\frac{a - a_0}{2}} = \alpha \geq 33{,}6^0 \qquad \text{(Eq.2)}$$

Além disso, referente ao seu comportamento estrutural a norma NBR 6118 (2003) prescreve ser 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 iguala 1,2 vezes o diâmetro delas);
> b) as cargas descem do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas; e
> c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas. NBR 6118 (2003)

1.10.2. Blocos flexíveis

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), quando a condição imposta a Blocos rígidos não for satisfeita, o bloco será considerado flexível. Assim, é necessário constituir-se de duas os mais bielas para que o bloco receba a carga do pilar.

A NBR 6118 (2003) recomenda utilizar para seu dimensionamento a teoria relativa à laje e punção: “Esses blocos, muito raros, exigirão análise mais acurada, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.”

1.11. BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE UM ELEMENTO FUNDAÇÃO

Segundo Rodrigues P. (2010), a existência do bloco quando se trata apenas de uma estaca ou tubulão pode ser dispensada, porém, costuma ser projetado em torno do pilar e do elemento de fundação, com o propósito principal de conter as extremidades das armaduras

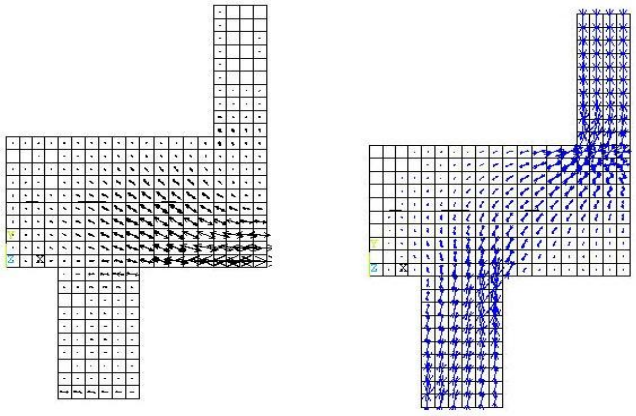
provenientes do pilar, além de auxiliar na locação exata dos pilares e transmitir a carga de forma uniforme para a fundação.

1.12. BLOCOS DE COROAMENTO SOBRE DOIS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Sobre dois elementos o processo de dimensionamento do bloco de coroamento é mais exigente e detalhado. Para Rodrigues P. (2010), estes blocos, considerando que só serão aceitos se forem rígidos, não pode se aplicar a teoria da flexão diretamente deve-se recorrer a outros métodos para a verificação da armadura principal de tração.

O modelo mais prático e usual para este dimensionamento é, segundo Carvalho e Pinheiro (2009) o modelo biela-tirante. Neste, a idéia inicial de que as forças que o pilar exerce sobre o bloco, concentrem-se em algumas regiões do bloco, formando regiões onde o concreto encontra-se altamente comprimido, ou seja, formando bielas, assim como as vigas Mörsch (1948). Prova dessas concentrações de tensões comprimidas, é o modelo de um bloco análogo resolvido através de elementos finitos como o de MUNHOZ (2004), onde a área mais escura representa as ações no bloco.

Figura 5- Modelo resolvido por elementos finitos, região de tração (a) e compressão (b).



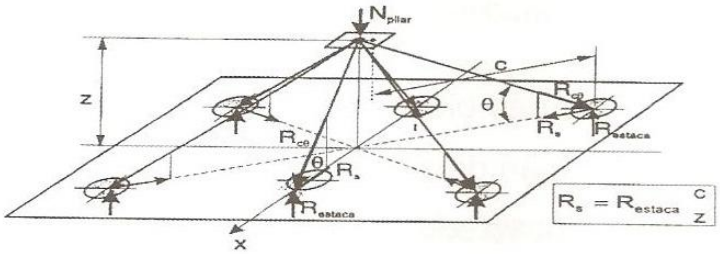
(a) (b)

Fonte: Munhoz, 2004.

“Para que se estabeleça o equilíbrio, é preciso ainda que haja pelo menos uma barra horizontal inferior tracionada (tirante), que é a armadura de tração e ser calculada, no caso, de acordo com o modelo biela-tirante, em função das ações envolvidas.” Carvalho e Pinheiro (2009)

Assim, o método biela-tirante admite que o bloco deve ser constituído internamente por uma treliça espacial, basicamente constituída, conforme Carvalho e Pinheiro (2009), por:

Figura 6- Modelo tridimensional, estrutural bloco de coroamento.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

- Barras tracionadas, ou seja, tirantes, situadas na parte inferior do bloco englobando as faixas definidas pelas estacas e logo após a sua cota de arrasamento.
- Barras comprimidas e inclinadas, as bielas, no qual constitui concreto comprimido que é o transmissor das cargas proveniente dos pilares para as estacas.

1.13. ESCOLHA DA FUNDAÇÃO CORRETA

Após o resumo de algumas especificações técnicas, da identificação de aplicabilidades, e da apresentação das vantagens e desvantagens de cada tipo de fundação, entende-se que é de suma importância ser demonstrado os fatores determinantes para a escolha correta do tipo alicerce.

“A escolha de uma fundação para uma determinada construção só deve ser feita após contatar que a mesma satisfaz às condições técnicas e econômicas das obras em apreço.” (ALONSO, 1983).

“A escolha correta de uma solução de fundações deve passar necessariamente por uma criteriosa analise técnica e econômica de várias alternativas” (JOPPERT JR., 2007)

> A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos às características do solo, tais como sua deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes. (ARAÚJO, 2003)

Os itens de grande valia quando se estuda as alternativas de fundações são:

• *Investigação de edifícios limites:* no que se refere ao tipo de fundações empregado naquela e também o reconhecimento das condições estruturais da mesma, pois, se esta não esta em bom estado há de se optar por uma fundação que não produza vibrações excessivas que possa danificar a ela. Além disso, pesquisar o solo encontrado quando as fundações vizinhas foram executadas, bem como a carga que é apoiada sobre elas e se a mesma sofreu algum recalque em sua vida, assim se pode ter uma grande idéia das propriedades do solo local.

• *Topografia da área:* verificar a planimetria do terreno, dados como taludes e possíveis erosões precisam ser conhecidos para que se projete cortes, aterros e contenções.

• *Conhecimento do subsolo:* podendo ser através de perfis geotécnicos, obtidos através de sondagens ou de outras técnicas de mecânica dos solos. O breve saber do solo que se possa encontrar no local, pode ser feito através de experiências anteriores do engenheiro. Também de outros dados geológicos e geotécnicos como fotos aéreas, mapas e artigos.

• *Integração com o projeto da superestrutura*: obter dados do empreendimento tais como: cargas que as fundações serão submetidas, o sistema construtivo que será utilizado e ainda a ocupação e finalidade da mesma. Esta etapa é a principal para a escolha das fundação.

• *Tipos de fundações existentes no mercado regional*: realiza-se uma pesquisa de quais os tipos de serviços oferecidos nas proximidades do local da obra. Caso o tipo de fundação escolhido não for oferecido, deve-se selecionar uma segunda opção, pois o deslocamento de equipamentos de longas distancia se torna muito oneroso, inviável economicamente.

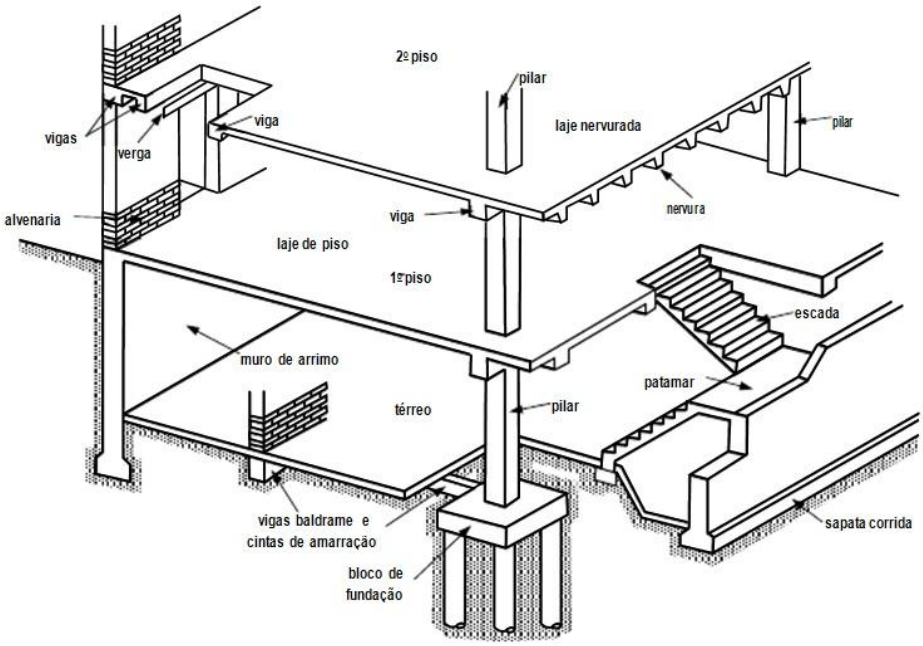
1.14. O CONJUNTO ESTRUTURAL

Nápoles Neto (1998) salienta: “Acontece que fundações (ou infra-estruturas) são coisas que não subsistem por si sós, são sempre fundações de alguma coisa (superestruturas).” Estas, entretanto, devem ser minuciosamente reconhecidas e calculadas, pois baseados nos resultados deste processo é que irá se definir a infra-estrutura a ser utilizada.

> A concepção estrutural dele levar em conta a finalidade da edificação e atender, tanto quanto possível, às condições impostas pela arquitetura.
> O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes no diversos pavimentos. Mas não se deve esquecer de que a estrutura deve também ser coerente com as características do solo no qual ela se apóia (RODRIGUES P., 2011)

> Um arranjo estrutural adequado consiste em atender, simultaneamente, os aspectos de segurança, economia (custo), durabilidade e os relativos ao projeto arquitetônico (estética e funcionalidade). Em particular, a estrutura deve garantir a segurança contra os *Estados Limites*, nos quais a construção deixa de cumprir suas finalidades. (ALVA, 2007)

Figura 7- Conjunto Estrutural



Fonte: Alva (2007).

Define-se superestruturas, como o conjunto estrutural formado por lajes, vigas e pilares do edifício sendo eles em concreto, em aço ou mesmo em madeira e independente de sua esbeltez.

- *Lajes*: Para Rodrigues P.(2011), “As lajes são elementos planos que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção.”. Em edifícios de diversos pavimentos, escolas, hospitais e obras de grande porte, utilizam-se lajes maciças de espessura entre 7 cm a 15 cm, já nas edificações de residência uni familiar, as lajes pré-fabricadas dispõe de aspectos econômicos e técnicos muito vantajosos se comparado as lajes maciças. Também existem lajes do tipo: nervuradas, lisas ou cogumelos.

- *Vigas*: Alva (2007) considera as vigas como "Elemento de barra sujeito predominantemente à flexão, apoiada em pilares e geralmente, embutida nas paredes; transfere para os pilares o peso da parede apoiada diretamente sobre ela e as reações das lajes."
- *Pilar*: Segunda a NBR 6118 (2007), os pilares são "Elementos lineares de eixo reto, usualmente na vertical, onde as forças normais de compressão são preponderantes." Transmitem suas ações às fundações, embora possam transmitir a outros elementos estruturais. Suas ações são provenientes de lajes e vigas. Como as vigas, também fazem parte da estrutura de contraventamento, garantindo estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.

1.14.1. Ações nas Estruturas

Para o desempenho do projeto de fundação de um edifício, é necessário conhecer as cargas a que elas serão submetidas. Logo, a aplicação das normas e também do bom senso do engenheiro devem ser aplicadas a esses procedimentos de verificação visto que, edifícios são obras de engenharia e essa, é conhecida como sendo uma arte, no aspecto de que nenhum projeto é igual ao outro.

Essas cargas são estipuladas de acordo com as ações que as estruturas estão submetidas. Ações são consideradas segundo a NBR 8681 (2004), como: "Causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações."

Segunda a NBR 8681 (2004), as ações a se considerar em projetos estruturais de edifícios de concreto, podem ser classificadas como:

- Ações Permanentes;
- Ações Variáveis;
- Ações Excepcionais.

→Ações Permanentes

São ações que ocorrem nas estruturas de forma praticamente uniforme, com poucas variações no período de vida da construção. As ações crescentes que tendem a um limite constante também podem ser enquadradas nesse tipo de ações. Considera-se, para efeito de cálculos, sempre o valor adverso a segurança das estruturas, o de maior intensidade.

Classificam-se, de acordo com o modo de aplicação, em: Ações Permanentes Diretas e Ações Permanentes Indiretas.

- Ações Permanentes Diretas

O peso próprio dos elementos do conjunto estrutural, juntamente com seus revestimentos e acabamentos, são exemplos de ações permanentes diretas. Também, podem ser consideradas ações deste tipo as ações de todos os elementos e equipamentos fixos permanentes. Além disso, os solos considerados não removíveis que praticam ação sob a estrutura.

- Ações Permanentes Indiretas

Consideram-se ações deste tipo, aquelas provenientes de alterações da forma original de estruturas, podendo ser: retrações do concreto (rachaduras, proveniente da secagem rápida), das deformações ao longo do tempo (fluência), dos deslocamentos dos apoios, defeitos geométricos e protensão.

→Ações Variáveis

Podem ser consideradas aquelas que ao longo do tempo, tem grande variação na intensidade de aplicação tais como: cargas acidentais, forças geradas por fenação, impacto e efeito centrifuga, forças decorridas do vento, variações da temperatura, o atrito nos elementos de apoio e também as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Classificam-se, de modo a considerar a possibilidade de ocorrência na história da construção, em:

- Ações variáveis normais;
- Ações variáveis especiais.

- Ações Variáveis Normais

Ações que tem sua probabilidade de acontecimento de modo suficiente a ser considerada nos cálculos estruturais do projeto. Giongo (2007), descreve os exemplos deste: “Neste caso se incluem as ações variáveis normais, também chamadas de cargas acidentais, qua atuam nas estruturas dos edifícios, mais precisamente sobre as lajes dos pavimentos que são relativas ao uso por pessoas que a utilizam, mobiliário, veículos, bibliotecas, etc.”.

- Ações Variáveis Especiais

A NBR 8681 (2004), considera ações especiais: abalos sísmicos, cargas acidentais da natureza, intensidades especiais. Estas para tanto devem ser incluídas como ações variáveis especiais, prevendo que: "As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas."

→Ações Excepcionais

Quando as ações comportam-se de modo atípico, e não podem ser controlados de alguma maneira, as ações excepcionais devem ser consideradas, sendo seus valores estipulados em normas específicas para cada caso. Estes eventos são considerados extremamente curtos e de possibilidade mínimas de acontecer, porém não devem ser simplesmente descartados. Exemplos: Explosões, Choques de veículos, incêndios, enchentes e abalos sísmicos excepcionais.

1.14.2. Ações do Vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), mesmo as estruturas simples estão sujeitas além das ações da gravidade, às ações decorrentes do vento. Porém, em estruturas de grande porte, o vento tem uma área maior para incidir, sendo assim imprescindível a sua consideração no projeto estrutural, pois pode provocar danos estruturais à mesma. Alguns edifícios possuem rigidez suficiente para serem instáveis, mas ainda assim é necessário que se faça ao menos a verificação dessa incidência para analisar se a mesma é influente ou não.

A verificação da intensidade do vento é simples e esta prescrita na NBR 6123 (1988). Essa, de forma resumida, depende: da velocidade do vento de cada região, definida pelo mapa de isopletas (V_o), um fator que leva em consideração a topografia da região, se a edificação situa-se por exemplo em aclive ou declives (S_1), as edificações vizinhas ou áreas abertas (rugosidade do terreno, S_2) e ainda uma fator estatístico, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação (S_3).

1.14.3. Caminho das Ações

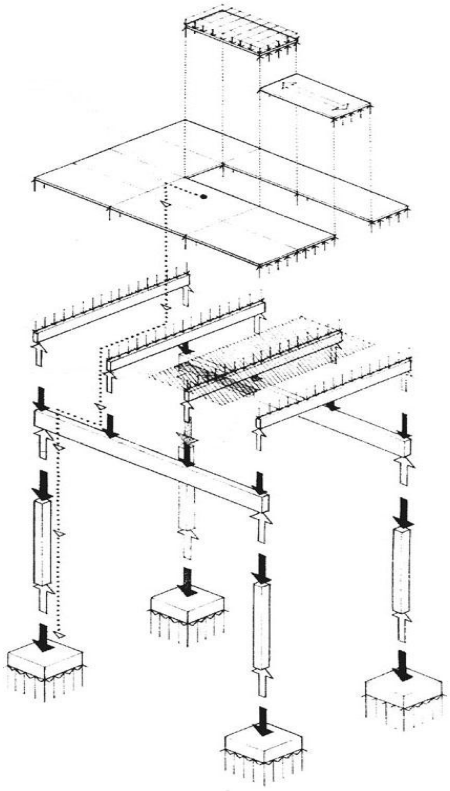
Ao apresentar às definições e as funções de cada elemento do conjunto estrutural de um edifício, bem como as ações aplicadas e suportadas pelos mesmos, devemos evoluir para a definição de como as ações são recebidas, suportadas e enfim descarregadas nas fundações.

"O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de modo que seja capaz de resistir não só as cargas verticais, mas também as ações horizontais que possam provocar efeitos significativos ao longo da vida útil da construção." (RODRIGUES P., 2011). Logo, percebe-se que as cargas verticais mencionadas na afirmação referem-se às ações permanentes sendo ela direta ou indireta e também as ações variáveis normais como carga das pessoas, veículos, etc. Assim, as ações excepcionais e as ações variáveis especiais, recebem o título de cargas horizontais.

Segundo Rodrigues P. (2011), para o percurso das ações verticais podemos citar a laje como primeiro elemento a ser submetido. As lajes, suportam as cargas de seu peso próprio e são receptoras de cargas como: normais variáveis e também as caargas provenientes de paredes que eventualmente são apoiadas sobre elas. Dessas, as cargas são repassadas as vigas que suportam então: as reações repassadas pela laje, o peso das paredes que geralmente são apoiadas onde existem vigas, o seu peso próprio e ainda reações pontuais de outras vigas nelas apoiadas. "Em geral às vigas trabalham a flexão e ao cisalhamento e transmitem as ações para os elementos verticais, pilares e paredes estruturais, através das respectivas reações."

Em um terceiro nível, consideram-se os pilares e as paredes estruturais, recebendo as reações das vigas e suportando seus pesos próprios encaminham essas para os andares abaixo e assim por diante até a infra-estrutura que por sua vez, exerce sua função, descarregando as cargas no solo.

Figura 8- Caminho das Cargas.



Fonte: Rodrigues P. (2011).

Quanto às ações horizontais, Rodrigues P. (2011), menciona que devem, da mesma maneira, serem absorvidas e transmitidas pela estrutura até as fundações e então até o solo. “No caso do vento, o caminhos dessas ações tem inicio nas paredes externas do edifício, onde atua o vento. Esta ação e resistida por elementos verticais de grande rigidez, tais como pórticos, paredes estruturais e núcleos, que formam a estrutura de contraventamento.” Destaca também que as lajes são de grande importância pois possuem rigidez praticamente infinita e distribuem os esforços provenientes da ação do vento entre os elementos de contraventamento, sendo assim um elemento essencial para o travamento do conjunto.

1.15. AÇÕES NOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), as fundações assim como as outras estruturas, estão submetidas a esforços verticais, horizontais e momentos. Porém em obras de pequeno porte, despreza-se os esforços horizontais e momentos atuantes e considera-se apenas o carregamento vertical existente, que é a principal ação na fundação.

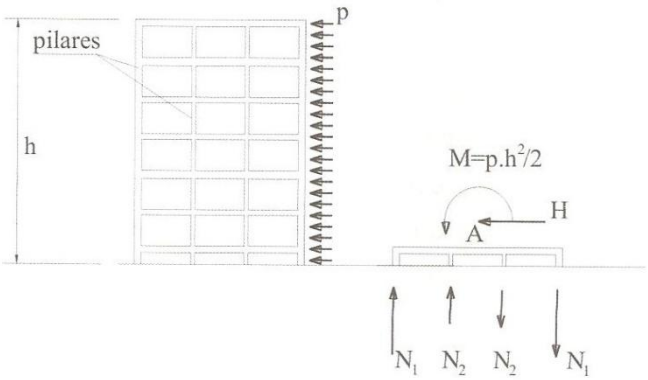
Na horizontal, Carvalho e Pinheiro(2009) consideram que o esforço pode ser absorvido pelo solo existente no entorno do bloco em virtude do empuxo passivo que reage de modo oposto a reação do bloco.

Figura 9- Estaca e Tubulão.

Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009.

Quanto aos momentos, Carvalho e Pinheiro(2009) alega que estes podem ser absorvidos, equilibrando-se, conforme a alteração das força normais nos pilares, N_1 e N_2, sendo assim da fundação. Por esse motivo, consideram-se rótulas no encontro com os blocos, porém, ainda deve ser considerado um momento fletor nesta transmissão, mas esta pode ser desprezada em alguns casos.

Figura 10-Força nos pilares.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

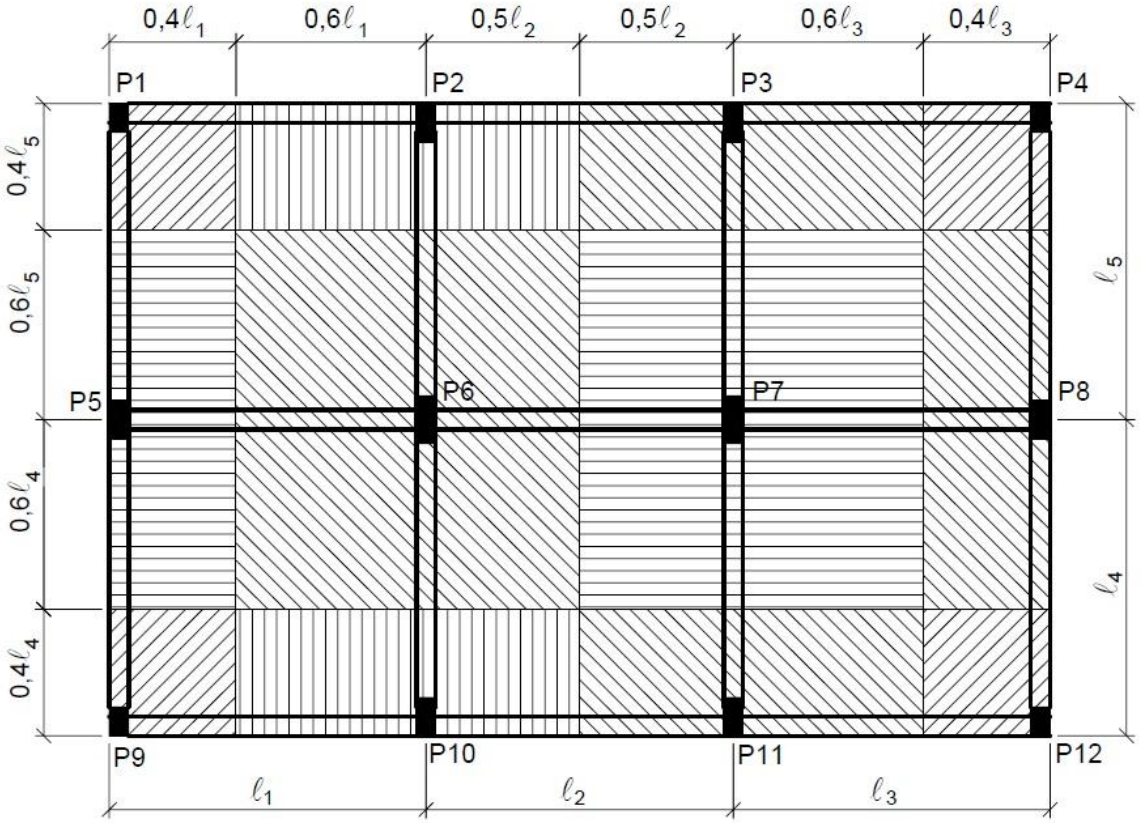
1.16. ESTIMATIVA DA CARGA DO PILAR

O dimensionamento das fundações de um edifício é o ultimo processo do Projeto Estrutural, pois, é necessário que as cargas provenientes da estrutura estejam definidas para que não ocorra dimensionamento equivocado das fundações.

Em edifícios comerciais e residenciais, as seções dos pilares são pré-dimensionadas através das cargas neles atuantes. Estas podem ser estabelecidas através do processo das áreas de influência de cada pilar, onde, as cargas que estiverem atuando sobre a laje na área calculada, caminharão até o pilar.

Segundo Bastos (2005) a definição desta pode ser feita através de um método simples que consiste na divisão da área total do pavimento em áreas menores que podem ser obtidas pela divisão das distâncias entre os eixos dos pilares em espaços que variam conforme a posição do pilar na estrutura.

Figura 11- Processo para determinação da área de influência dos pilares.



Fonte: Adaptado de Bastos (2005).

Além do conhecimento da área de influência do pilar, para definição da carga vertical atuante, é preciso adotar um valor que represente a carga total por metro quadrado de laje, levando em conta os carregamentos permanentes e variáveis.

Para edifícios não muito altos para fins de residência ou escritórios, caso do edifício em estudo, Bastos (2005) estima uma carga de 10 kN/m² de laje. Em casos de edifícios com outras finalidades, bem como aqueles que possuem ações significativas do vento, devem ser estudados particularmente, pois é necessária a majoração do mesmo.

Com as cargas pré-dimensionadas de forma simples e ágil, pode-se dar início a escolha e o dimensionamento das fundações.

1.17. AÇO PARA CONCRETO ARMADO

Segundo Rodrigues P. (2011), a norma que rege os aços utilizados nas estruturas no Brasil é a NBR 7480/1996 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Essa, classifica como barra, os aços que possuem diâmetro $\geq$ 5,00 que são fabricados apenas por laminação a quente. Ainda considera os fios aqueles com diâmetro nominal 10,00 ou inferior a este, que são adquirido pro trefilaçao ou processo equivalente (estiramento e laminação a frio).

As barras podem ser classificadas, de acordo com Rodrigues P. (2011), pelo seu valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}) nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios de aço nas categorias CA-60. “As letras CA indicam concreto armado e o numero na seqüência indica o valor de f_{yk} em kgf/mm² ou kN/cm².”

As características do aço podem ser consideradas, segundo NBR 6118/2007 - Projeto de estrutura de concreto – Procedimento:

- Massa específica: 7850 kg/m³;
- Coeficiente de dilatação térmica: 10^{-5}/ºC para intervalos de temperatura entre -20ºC e 150ºC;
- Módulo de Elasticidade: 210GPa ou 210.000MPa.

Sendo que os aços CA-25 e CA-50 de acordo com Rodrigues P. (2011), podem ser considerados de alta ductilidade ou seja, rígidos, já os aços CA-60 podem ser considerados de ductilidade normal.

De modo geral, o comprimento padrão das barras e fios é de 12m, sendo que todas as barras nervuradas devem conter marcas de laminação em relevo, o que identifica o fabricante, a categoria a qual o aço pertence bem como seu diâmetro nominal.

Tabela 1- Tabela barras, massa, área e perímetro.

Diâmetro (mm)		Massa	Área	Perímetro
Fios	Barras	(kg/m)	(mm^2)	(mm)
2,4	-	0,036	4,5	7,5
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5,0	5,0	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6,0	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	20,1
7,0	-	0,302	38,5	22,0
8,0	8,0	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	29,8
10,0	10,0	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16,0	1,578	201,1	50,3
-	20,0	2,466	314,2	62,8
-	22,0	2,984	380,1	69,1
-	25,0	3,853	490,9	78,5
-	32,0	6,313	804,2	100,5
-	40,0	9,865	1256,6	125,7

Fonte: Rodrigues P. (2011).

1.18. DADOS GEOTÉCNICOS

É indispensável para o dimensionamento de fundações o reconhecimento do solo em que o projeto será implantado. Para Spohr, 2012 “O conhecimento do subsolo constitui um pré-requisito para os projetos de fundações seguro e econômico. O custo de uma investigação do subsolo no Brasil corresponde a 0,2 a 0,5% do custo da obra.” Salientando ainda ser um custo insignificante se relacionado com os problemas enfrentados na execução de uma fundação sem a breve investigação geotécnica. “Portanto: não há justificativa para reduzir o escopo de uma investigação apenas por razões financeiras.”

1.18.1. Ensaios de campo

“O uso de métodos racionais de análise aplicados à soluções de projetos geotécnicos pressupõe o conhecimento do subsolo, suas propriedades e comportamentos obtidos normalmente através de ensaios *in situ*” (SCHNAID, 2000).

No Brasil, os métodos disponíveis para uso comercial são: SPT, CPT, pressiômetro, palheta e dilatômetro.

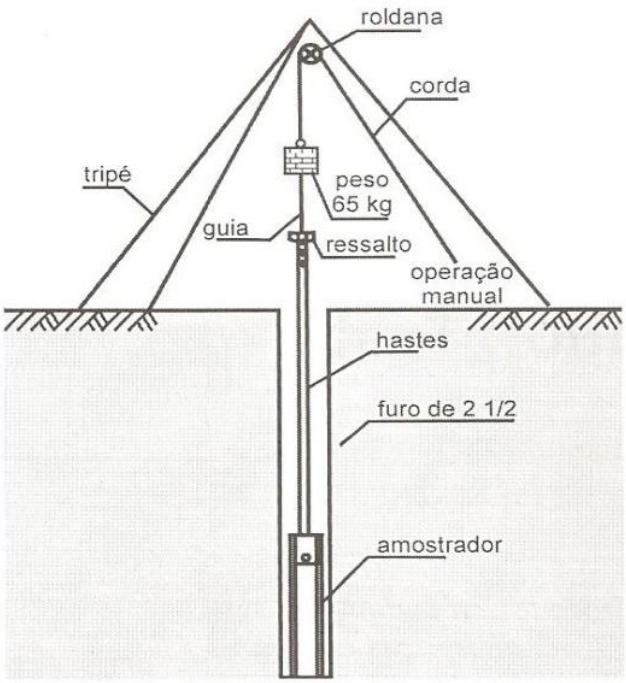
1.18.2. Ensaio de Spt

O ensaio de campo SPT (Standart Penetration Test) é reconhecido por ser uma ferramenta de investigação muito utilizada no mundo todo e também, se relacionados com os demais, possui vantagens por utilizar um equipamento simples, de custo baixo e a obtenção de números que podem ser descritos com métodos de projetos empíricos.

Segundo Schnaid (2000) este ensaio compreende em uma medida de resistência dinâmica aplicada juntamente a uma sondagem de simples reconhecimento. Resumindo, consiste em uma perfuração com trado e com circulação de água, utilizando-se de um trépano de lavagem para a etapa de escavação. A cada metro são recolhidas amostras representativas do solo por meio de um amostrador-padrão, com diâmetro externo de 50mm.

Schnaid, (2000) relata também os procedimentos a serem seguidos: cravação do amostrador no fundo de uma escavação, podendo essa ser revestida ou não, utilizando-se um peso de 65 Kg, que cai em queda livre de uma altura de 750mm. O número de golpes necessário para fazer o amostrados penetrar 300 mm, após desprezar os primeiros 150 mm de perfuração, é o N_{spt} que imprimirá o gráfico no boletim de sondagem.

Figura 12- Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: SCHNAID, 2000.

Para Schnaid (2000), inúmeras são as aplicações em que o ensaio de SPT é utilizado, desde a amostragem para verificação das diferentes camadas de solo, a previsão de tensão admissível de fundações diretas em solos granulares além de outras propriedades geotécnicas.

Porém é preciso ter cuidado com a interpretação dos dados obtidos, pois como Schnaid (2000) expõe: "As correlações de origem empírica são obtidas em geral em condições particulares e específicas, com a expressa limitação de uso por parte dos autores, mas acabam extrapoladas na prática, muitas vezes de forma não apropriada." Ressalta ainda que nem todas as sondagens realizadas em um mesmo local são iguais, podem ser significativamente dispersas. Por esse motivo, recomenda-se a plotagem de gráficos para a visualização do perfil do solo em pontos diferentes do terreno.

Os principais gráficos a serem traçados para anáise dos resultados são: um gráfico que abordará todas as sondagens executadas no terreno e outro que represente os N_{SPT} mínimos e médios de cada camada englobando também todos os furos realizados no solo.

Conforme o N_{SPT} encontrado nas sondagens, é possível determinar a classificação dos solos conforme tabela encontrada na NBR 6484/01.

Tabela 2- Classificação dos Solos

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	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

[1)] As expressões empregadas para a classificação da compacidade 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 compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484/2001

"A variação observada nos perfis é representativa da própria variabilidade das condições do subsolo, sendo necessário avaliar para cada projeto as implicações da adoção de perfis mínimos ou médios de resistência". SCHNAID (2000).

Segundo Spohr (2012), os pontos de sondagem devem ser escolhidos com muito critério pois devem abranger em sua profundidade todas as camadas de solo que possam influenciar na conduta da fundação. Recomenda que para um conhecimento completo do solo para fundações de edifícios devam ser executados:

- Terrenos com até 200m² -2 furos de sondagem;
- Terrenos de 200 a 400m² - 3 furos de sondagem;
- ou ainda: "No mínimo, três furos para determinação da disposição e espessuras das camadas" em caso de terreno maiores de 400m².

1.18.3. Tensão admissível do solo

Segundo Shnaid (2000), alguns projetos de fundação envolvem a estimativa da tensão admissível que pode ser aplicada no terreno. Essa pode ser representada pela multiplicação do valor de k do solo pelo valor de N_{SPT}.

$$\sigma_{adm} = k.N_{SPT} \qquad \text{(Eq.3)}$$

Sendo o valor de k dependente do tipo de solo, bem como da geometria do caso, dos recalques que podem ocorrer, o que o torna generalista e portanto deve ser vista com uma certa cautela. Schnaid (2000) apresenta, no entanto uma tabela da magnitude nas tensões admissíveis para anteprojeto, criada por Milititsky e Schnaid em 1995.

Tabela 3- Tabela Tensão admissível para solos coesivos.

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m^2)		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 - 500	200 - 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 - 250	100 - 200	75 – 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 – 75
Mole	2 - 4	25 -75	<50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

* Menor dimensão da fundação

Fonte: Schnaid (2000).

2. METODOLOGIA

2.1. CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso, pois utilizou um projeto estrutural modelo para definição de cargas e aplicação das normas para o dimensionamento das fundações pelos métodos escolhidos.

Quanto objeto pode ser considerado uma pesquisa bibliográfica a partir de materiais já publicados e de orçamentos fornecidos. A abordagem pode ser considerada quantitativa, pois transformou as informações em números os quais foram verificados e analisados.

2.2. PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A pesquisa pode ser dividida em três etapas: primeiramente foram reconhecidas as cargas da estrutura que devem ser suportadas pelas fundações e executou-se o estudo do solo do terreno em que o edifício foi implantado, após este, pôde ser escolhida as fundações, ou seja, realizou-se a verificação da viabilidade técnica. Num segundo momento, procedeu-se com o dimensionamento das fundações pelos métodos escolhidos para os dois tipos de fundações abordados neste estudo: estaca e tubulão, bem como dos Blocos de Coroamento e Armadura de Fretagem. Por fim, na terceira etapa foi realizada a análise dos custos de cada tipo de fundação com os resultados encontrados com o estudo, aplicando os orçamentos feitos com empresas do ramo, aonde se verifica qual a solução de fundação economicamente viável para cada edifício apresentando-se conclusões e opções para obter resultados diferentes.

2.3. PROCEDIMENTO DE COLETA E INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

Para o estudo, foi adotado o projeto genérico do edifício comercial simulado com 4 e 6 pavimentos pré-dimensionado no Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil de autoria de Gustavo Menegusso Pires (2011). De acordo com o autor, os números de pavimentos escolhidos são os mais usados na região que se aplica. O mesmo contém ainda o pré-dimensionamento de 8 pavimentos, não sendo aplicado no presente estudo.

Para análise do terreno de implantação do projeto, adotou-se um perfil geotécnico adaptado dos boletins de sondagens do solo do local designado para a execução dos edifícios.

Esses foram repassados pelo Professor Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, na disciplina de Projetos Integrados, etapa Fundações (2012).

A fim de verificar a disponibilidade dos serviços e equipamentos na região em que a obra se localiza, região Noroeste do Rio Grande do Sul, foi realizada uma breve pesquisa em meio eletrônico.

Para o dimensionamento dos métodos de fundações profundas escolhidos adotou-se a norma NBR 6122/1996- Projeto e execução de fundações, e bibliografias que tratam especificamente dos métodos e processos.

A primeira verificação foi efetuadas para as Estacas pelo método de Aoki-Velloso (1975) que consiste na aplicação de fórmulas para verificação da capacidade de carga das estacas. De modo a simplificar o processo de dimensionamento, utilizou-se de tabelas formuladas no Software Microsoft Office Excel 2007.

Para o pré-dimensionamento das dimensões dos Tubulões foram adotadas as fórmulas e Tabelas do livro de Alonso (1983) e para o dimensionamento da armadura de fretagem foi utilizados o método dos blocos reduzidos de Soares (2012?). Poucas foram às informações encontradas sobre o dimensionamento através de formulários, principalmente sobre a armadura de fretagem.

O dimensionamento dos Blocos de Fundação no topo dos elementos foi realizado com base nas Notas de aula de Tópicos I do Professor Paulo Cesar Rodrigues em 1˚/2010.

Para a verificação da viabilidade econômica foram realizados orçamentos para os insumos necessários com empresas do ramo de fundações e de fornecedoras situadas na região Noroeste do Rio Grande do Sul e também foram adaptadas as composições de custos do Programa PLEO versão 3.0, criado pela Franarin Software e Orçamentos.

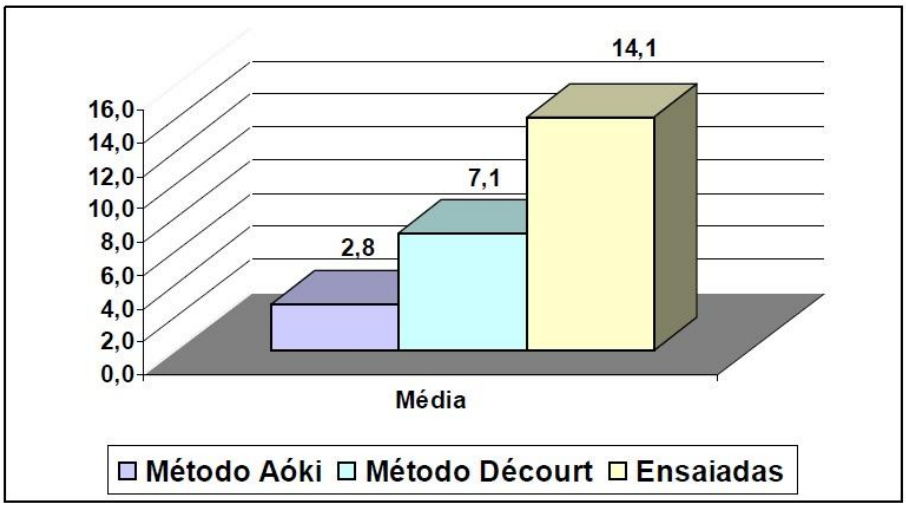
2.3.1. Considerações sobre a escolha pelo método Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) é considerado mais conservador do que o método de Décourt e Quaresma. Como prova disso, podem ser citadas as conclusões de pesquisa de Ramos (2008), que executou 3 estacas de ensaio. Primeiramente dimensionou as estacas pelos dois métodos empíricos (Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma) e após as estacas de ensaio ser executadas realizou a prova de carga nas mesmas e concluiu:

> ...os métodos semi-empíricos, apesar de serem largamente utilizados no Brasil, são, no entanto, muito conservadores, uma vez que os resultados obtidos no decorrer dos ensaios foram muito superiores as cargas obtidas através dos cálculos, sendo cerca

de 400% e 100%, superiores aos realizadas pelos Métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, respectivamente. RAMOS (2008).

Figura 13- Comparação entre os métodos semi-empíricos e o ensaio de carga (tF)



FONTE: RAMOS (2008).

Por esse motivo, o método Décourt e Quaresma não foi empregado neste estudo.

2.4. FORMULÁRIO P/ APLICAÇÃO DO MÉTODO AOKI E VELLOSO

A capacidade de carga da estaca (Q_u), pode ser obtida através da parcela da resistência de ponta (Q_p), da resistência lateral (Q_l) e são obtidos através das equações:

$$Q_p = \frac{K \times N_{SPT}}{F1} \times A_p \qquad \text{(Eq.4)}$$

$$Q_l = \frac{U}{F2} \times \sum_{1}^{n} (\alpha \times K \times N_{SPT} \times \Delta L) \qquad \text{(Eq.5)}$$

onde:

K e α = Coeficientes do Solo (Tabela 4);

N_{SPT} = Numero de golpes da camada conforme SPT;

A_p = Área da ponta: $\left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right)$;

$U =$ Perímetro do Fuste da estaca: $(\pi \times d)$

$F1 e\ F2$ = Coeficientes que dependem do tipo de estaca (Tabela 5).

$\Delta L =$ Profundidade de cada camada do SPT

Schnaid (2000), explica que os coeficientes K e α dependem do tipo de solo utilizado e adquirem valores diversos conforme a granulometria do mesmo.

Tabela 4- Valores dos Coeficientes K e α.

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
areia siltosa	0,80	2,0
areia silto-argilosa	0,70	2,4
areia argilosa	0,60	3,0
areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
silte arenoso	0,55	2,2
silte areno-argiloso	0,45	2,8
silte argiloso	0,23	3,4
silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
argila arenosa	0,35	2,4
argila areno-siltosa	0,30	2,8
argila siltosa	0,22	4,0
argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Schnaid (2000).

Os valores de F1 e F2, conforme Schnaid (2000) são aplicados para a correção das resistências de ponta e lateral, considerando o método executivo da estaca bem como os diversos comportamento das mesmas.

Tabela 5 - Valores dos Coeficientes F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica e Pré-moldada	1,75	3,5
Estaca Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,0*	4,0*

(*) ainda em estudos

Fonte: Spohr (2012).

As *cargas admissíveis* são consideradas, com um fator de segurança dividindo seu valor pela metade.

$$Q_{p,adm} = \frac{Q_p}{2} \quad e \quad Q_{l,adm} = \frac{Q_l}{2} \qquad \text{(Eq.6)}$$

A equação geral de *capacidade de carga da estaca* consiste na soma das duas resistências (ponta+leteral):

$$Q_u = \left(Q_{p,adm}\right) + \left(Q_{l,adm}\right) \qquad \text{(Eq.7)}$$

Sendo a resistência lateral da estaca $Q_{l,adm}$ acumulativa, devendo ser somado camada por camada.

Para melhor entendimento e agilidade do processo de cálculo, produziu-se uma tabela com as formulas descritas no Software Microsoft Office Excel 2007.

Figura 14- Modelo Tabela Estaca

PILARES-N° dos pilares		ESTACA ESCAVADA														
CARGA (Ton)=	em Toneladas															
Ø=>	Diâmetro da Estaca															
MÉTODO DE AOKI E VELOSO																
Prof. (m)	Tipo de solo	NSPT	Ab	Per	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	QpADM=Pb/FS (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	QlADM= Pl/Fs (kN)	QR (kN)
Toneladas														Valor de suporte de 1 Estaca		
com 2 Estacas														Valor de suporte de 2 Estacas		

Fonte: Próprio Autor (2012).

2.5. DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES Á CÉU ABERTO.

Os tubulões são formados basicamente por 3 elementos construtivos: base, fuste e cone. Autores como Alonso (1983), prescrevem o formulário para o procedimento a ser tomado para o conhecimento destes e em seguida, apresenta Tabelas prontas que facilitam e agilizam o trabalho do projetista

→Base:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_s}} \qquad \text{(Eq.8)}$$

onde:

D = Diâmetro da base (cm);

P = Carga proveniente do pilar (kN);

σ_s = Tensão admissível do solo (MPa).

→Fuste:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_c}} \qquad \text{(Eq.9)}$$

onde:

d = Diâmetro do Fuste (cm)

P = Carga proveniente do pilar (kN);

σ_c = Tensão do concreto

$$\sigma_c = \frac{0{,}85\, fck}{\gamma_f \times \gamma_c} \text{ em MPa} \qquad \text{(Eq.10)}$$

Considerando

fck = Resistência característica do concreto;

γ_f = Coeficiente de minoração = 1,4 (NBR 6122/1996)

γ_c = Coeficiente de minoração = 1,6 (NBR 6122/1996)

→Altura:

$$H = \frac{D-d}{2}\ tg60^{\circ}\ \therefore H = 0{,}866\ (D-d) \qquad \text{(Eq.11)}$$

onde:

H = Altura total (cm)

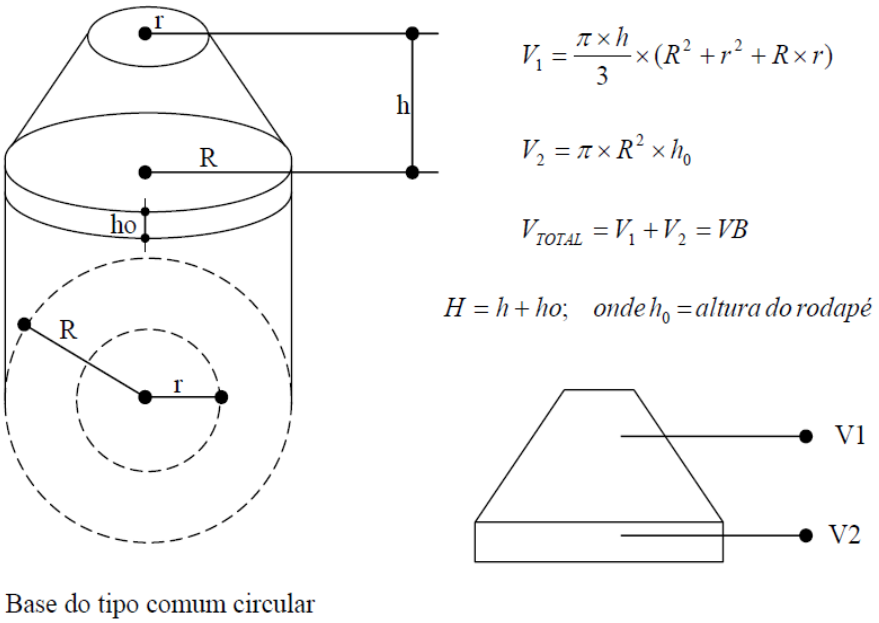
D = Diâmetro da base (cm);

d = Diâmetro do Fuste (cm)

OBS: "O valor H deverá ser no máximo 2m, a não ser que sejam tomados cuidados especiais para garantir a estabilidade do solo" (ALONSO, 1983).

→Volume da Base:

Figura 15- Volume da base do tubulão.



Fonte: Constancio (2004).

Ainda, Alonso (1983) apresenta o valor do volume de alargamento de base (cone+base), descontado o diâmetro do fuste, o que facilita a cotação de custo para o tubulão, visto que a base encontra-se em torno do fuste, na mesma cota de assentamento.

$$V_1 = V_{TOTAL} - (\pi \times r^2 \times H) \qquad \text{(Eq.12)}$$

onde:

V_{TOTAL} = Volume total da base (m³);

r = Raio do fuste (cm);

H = altura total do cone (cm).

Para a entrada dos dados na tabela, é preciso conhecer os parâmetros que a tabela exige saber e de qual a informação deseja-se retirar. A seguir apresentam-se as Tabelas utilizadas, seus dados de entrada e as informações adquiridas respectivamente.

Tabela 1:

Dado(s) de Entrada:

- Tensão admissível do solo (σ_{adm}/taxas do terreno em MN/m²);
- Carga (proveniente do pilar em MN).

Informação (ões) retirada(s):

- D = Diâmentro da Base do Tubulão (em cm).

Tabela 6- Tabela para Base do Tubulão à 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	.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	3.72	4.40	5.28	7.16	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	3.37	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	7.22	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 2:

Dado(s) de Entrada:

- Carga (proveniente do pilar em MN).

Informação (ões) retirada(s):

- d = Diâmentro do Fuste do Tubulão (em cm).

Tabela 7- Tabela para Fuste do Tubulão à 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	15,70

Fonte: Alonso (1983).

Tabela 3:

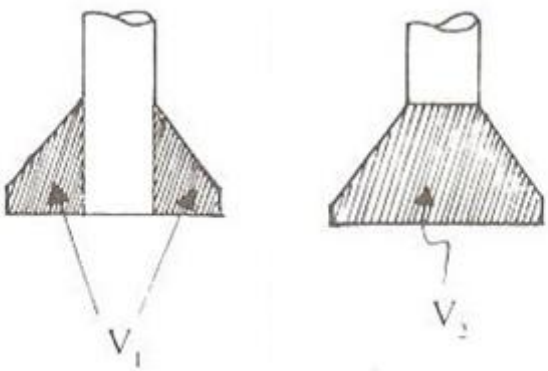
Dado(s) de Entrada:

- D = Diâmentro da Base do Tubulão (em cm);
- d = Diâmentro do Fuste do Tubulão (em cm).

Informação (ões) retirada(s):

- H= Valores de altura da base do Tubulão (cm);
- V_1 = Volume de alargamento da base (m³)
- V_2 = Volume da base (m³)

Figura 16- Definição V_1=Volume de alargamento da base (m³), V_2 = Volume da base (m³)



Fonte: Alonso (1983).

Tabela 8- Tabela para Altura, V. do Alargamento e V. Base do Tubulão à céu aberto.

base (cm)	70 cm			80 cm			90 cm			100 cm			110 cm			120 cm			130 cm			140 cm			150 cm			base (cm)
	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	
150	70	0,58	0,85	60	0,48	0,78	55	0,41	0,76	45	0,31	0,67	35	0,22	0,55	25	0,15	0,43										150
155	75	0,66	0,95	65	0,56	0,88	55	0,45	0,80	50	0,37	0,77	40	0,27	0,65	30	0,19	0,53	25	0,13	0,46							155
160	80	0,75	1,06	70	0,64	0,99	60	0,52	0,90	55	0,44	0,87	45	0,33	0,76	35	0,23	0,63	25	0,15	0,48							160
165	85	0,84	1,17	75	0,73	1,10	65	0,60	1,02	55	0,50	0,93	50	0,41	0,88	40	0,30	0,75	30	0,20	0,60	25	0,14	0,52				165
170	85	0,90	1,23	80	0,82	1,22	70	0,69	1,14	60	0,57	1,04	55	0,48	1,00	45	0,36	0,87	35	0,25	0,72	25	0,17	0,55				170
175	90	1,00	1,36	85	0,93	1,35	75	0,78	1,26	65	0,66	1,17	55	0,53	1,05	50	0,44	1,00	40	0,32	0,85	30	0,22	0,68	25	0,14	0,58	175
180	95	1,12	1,49	85	0,99	1,41	80	0,89	1,40	70	0,75	1,30	60	0,61	1,18	55	0,52	1,14	45	0,38	0,98	35	0,27	0,81	25	0,18	0,62	180
185	100	1,24	1,63	90	1,10	1,55	85	1,00	1,54	75	0,85	1,44	65	0,70	1,32	55	0,57	1,19	50	0,47	1,13	40	0,34	0,96	30	0,23	0,76	185
190	105	1,37	1,78	95	1,23	1,70	85	1,07	1,61	80	0,96	1,59	70	0,81	1,47	60	0,65	1,53	55	0,55	1,28	45	0,42	1,11	35	0,29	0,91	190
195	110	1,50	1,93	100	1,35	1,85	90	1,18	1,76	85	1,08	1,75	75	0,92	1,63	65	0,76	1,49	55	0,60	1,33	50	0,49	1,26	40	0,36	1,07	195
200	115	1,64	2,09	105	1,50	2,02	95	1,32	1,93	85	1,15	1,82	80	1,03	1,79	70	0,87	1,66	60	0,70	1,50	55	0,58	1,43	45	0,43	1,23	200
205	120	1,79	2,26	110	1,64	2,19	100	1,46	2,10	90	1,28	1,99	85	1,15	1,96	75	0,96	1,83	65	0,81	1,67	55	0,64	1,49	50	0,53	1,41	205
210	120	1,89	2,36	115	1,80	2,37	105	1,61	2,28	95	1,42	2,17	85	1,23	2,04	80	1,11	2,01	70	0,92	1,85	60	0,75	1,67	55	0,62	1,59	210
215	125	2,08	2,55	120	1,96	2,56	110	1,76	2,46	100	1,57	2,36	90	1,38	2,23	85	1,24	2,20	75	1,04	2,04	65	0,86	1,86	55	0,68	1,65	215
220	130	2,23	2,74	120	2,06	2,66	115	1,92	2,66	105	1,72	2,55	95	1,52	2,42	85	1,32	2,28	80	1,18	2,24	70	0,97	2,05	60	0,79	1,85	220
225	135	2,41	2,94	125	2,24	2,86	120	2,10	2,87	110	1,89	2,76	100	1,68	2,63	90	1,47	2,48	85	1,31	2,44	75	1,11	2,26	65	0,91	2,06	225
230	140	2,60	3,15	130	2,42	3,07	120	2,20	2,97	115	2,06	2,97	105	1,84	2,84	95	1,62	2,89	85	1,40	2,53	80	1,25	2,68	70	1,03	2,27	230
235	145	2,81	3,38	135	2,62	3,29	125	2,39	3,19	120	2,24	3,19	110	2,03	3,07	100	1,79	2,92	90	1,55	2,75	85	1,39	2,70	75	1,17	2,50	235
240	150	3,03	3,61	140	2,82	3,52	130	2,59	3,42	120	2,35	3,30	115	2,21	3,30	105	1,96	3,15	95	1,72	2,98	85	1,43	2,79	80	1,31	2,73	240
245	155	3,25	3,85	145	3,04	3,76	135	2,80	3,66	125	2,55	3,54	120	2,40	3,54	110	2,15	3,32	100	1,89	3,22	90	1,64	3,03	85	1,47	2,97	245
250	155	3,37	3,98	150	3,26	4,01	140	3,01	3,91	130	2,77	3,79	120	2,52	3,66	115	2,34	3,64	105	2,07	3,47	95	1,82	3,28	85	1,57	3,07	250
255	160	3,62	4,24	155	3,50	4,27	145	3,24	4,17	135	2,98	4,05	125	2,72	3,91	120	2,54	3,90	110	2,27	3,73	100	2,00	3,54	90	1,74	3,33	255
260	165	3,87	4,51	155	3,64	4,41	150	3,48	4,44	140	3,21	4,32	130	2,95	4,18	120	2,67	4,03	115	2,47	4,00	105	2,19	3,81	95	1,92	3,60	260
265	170	4,12	4,78	160	3,89	4,69	155	3,73	4,72	145	3,45	4,60	135	3.18	4,46	125	2,89	4,30	120	2,69	4,29	110	2,40	4,09	100	2,11	3,88	265
270	175	4,38	5,07	165	4,16	4,98	155	3,88	4,87	150	3,70	4,89	140	3,42	4,75	130	3,12	4,50	120	2,82	4,42	115	2,62	4,39	105	2,31	4,17	270
275	180	4,67	5,37	170	4,43	5,28	160	4,15	5,17	155	3,97	5,19	145	3,67	5,05	135	3,35	4,69	125	3,06	4,72	120	2,84	4,69	110	2,52	4,47	275
280	185	4,96	5,68	175	4,71	5,68	165	4,41	5,47	155	4,13	5,35	150	3,94	5,36	140	5,62	6,50	130	3,30	5,03	120	2,97	4,82	115	2,75	4,79	280
285	185	5,14	5,86	180	5,01	6,91	170	4,70	5,79	160	4,41	5,67	155	4,22	5,69	145	5,80	6,59	135	3,55	5,35	125	5,23	5,15	120	2,99	5,11	285
290	190	5,45	6,19	185	5,32	6,24	175	5,00	6,15	165	4,70	6,00	155	4,38	5,85	150	6,17	5,26	140	3,82	5,68	130	3,46	5,43	120	3,13	5,25	290
295	195	5,77	6,53	185	5,50	6,42	180	5,32	6,47	170	5,00	6,34	160	4,67	6,19	155	4,49	6,21	145	4,10	6,03	135	3,74	6,62	125	3,39	5,60	295
300	200	6,10	6,88	190	5,82	6,77	185	5,64	6,82	175	5,31	6,69	165	4,97	6,54	155	4,66	6,38	150	4,39	6,38	140	4,02	6,18	130	3,65	5,95	300
305	205	6,44	7,24	195	6,17	7,14	185	5,84	7,02	180	5,64	7,06	170	5,30	6,91	160	4,93	6,76	155	4,69	6,75	145	4,52	6,96	135	3,93	6,32	305
310	210	6,80	7,62	200	6,81	7,51	190	6,17	7,39	185	5,97	7,43	175	5,63	7,29	165	5,26	7,12	155	4,87	6,93	150	4,62	6,95	140	4,22	6,70	310
315	215	7,16	8,00	205	6,88	7,90	195	6,53	7,78	185	6,18	7,64	180	5,97	7,68	170	5,59	7,51	160	5,19	7,32	155	4,93	7,39	145	4,52	7,09	315
320	215	7,39	8,23	210	7,25	8,30	200	6,90	8,18	190	6,54	8,04	185	6,32	8,08	175	5,93	7,91	165	5,53	7,72	155	5,12	7,51	150	4,85	7,50	320
325	220	7,78	8,64	215	7,64	8,71	205	7,28	8,59	195	6,91	8,45	185	6,53	8,29	180	6,29	8,32	170	5,87	8,13	160	5,46	7,92	155	5,17	7,91	325
330	225	8,18	9,06	215	7,88	8,95	210	7,67	9,01	200	7,29	8,87	190	6,91	8,71	185	6,66	8,75	175	6,23	8,56	165	5,80	8,34	155	5,36	8,10	330
335	230	8,59	9,49	220	8,26	9,36	215	8,07	9,45	205	7,69	9,31	195	7,30	9,15	185	6,88	8,97	180	6,61	9,00	170	6,16	8,78	160	5,71	8,54	335
340	235	9,02	9,94	225	9,71	9,83	215	8,32	9,70	210	8,10	9,76	200	7,70	9,60	190	7,27	9,42	185	6,99	9,45	175	6,55	9,24	165	6,08	9,00	340
345	240	9,46	10,40	230	9,14	10,29	220	8,75	10,16	215	8,52	10,22	205	8,11	10,06	195	7,68	9,88	185	7,22	9,68	180	6,93	9,70	170	6,45	9,46	345
350	245	9,92	10,88	235	9,59	10,76	225	9,19	10,63	215	8,78	10,48	210	8,55	10,54	200	8,53	10,65	190	7,63	10,16	185	7,33	10,18	175	6,84	9,94	350
355	250	10,40	11,37	240	10,05	11,25	230	9,65	11,12	220	9,23	10,97	215	8,99	11,03	205	6,53	10,65	195	8,06	10,65	185	7,57	10,42	180	7,25	10,44	355
360	250	10,68	11,66	245	10,53	11,75	235	10,17	11,62	225	9,69	11,47	215	9,26	11,30	210	8,98	11,35	200	8,49	11,15	190	7,99	10,92	185	7,67	10,94	360
365	255	11,38	12,17	250	11,01	12,26	240	10,58	12,13	230	10,16	11,98	220	9,72	11,81	215	9,44	11,87	205	8,94	11,67	195	8,44	11,44	185	7,92	11,19	365
370	260	11,68	12,69	250	11,32	12,57	245	11,09	12,66	235	10,65	12,51	225	10,20	12,34	215	9,72	12,15	210	9,41	12,20	200	8,89	11,97	190	8,36	11,72	370
375	265	12,20	13,23	255	11,84	13,11	250	11,60	13,20	240	11,15	13 05	230	10,70	12,88	220	10,20	12,69	215	9,88	12,74	205	9,36	12,52	195	8,81	12,26	375
380	270	12,74	13,79	260	12,36	13,66	250	11,92	13,52	245	11,67	13,61	235	11,21	13,44	225	10,70	13,24	215	10,17	13,03	210	9,85	13,08	200	9,29	12,83	380
385	275	13,28	14,35	265	12,91	14,23	255	12,45	14,08	250	12,22	14,19	240	11,73	14,01	230	11,22	13,82	220	10,67	13,60	215	10,34	13,65	205	9,77	13,40	385
390	280	13,85	14,94	270	13,46	14,81	260	13,01	14,67	250	12,53	14,50	245	12,26	14,59	235	11,74	14,40	225	11,20	14,19	215	10,64	13,95	210	10,27	13,99	390
395	280	14,20	15,29	275	14,04	15,41	265	13,57	15,27	255	13,09	15,10	250	12,83	15,20	240	12,29	15,00	230	11,73	14,79	220	11,16	14,55	215	10,79	14,60	395

Fonte: Alonso (1983).

2.5.1. Armadura de Fretagem no Tubulão à céu aberto.

A armadura de fretagem deve ser incluída apenas nos casos em que as tensões de tração não possam ser absorvidas pelo concreto. Para essa verificação procede-se com as seguintes equações.

→Tensão existente:

$$\sigma_t = 0{,}5 \times p \times \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \qquad \text{(Eq.13)}$$

onde:

$\sigma_t =$ Tensões de tração (MN/m²);
b_0= Menor dimensão do pilar (cm);
$b =$ Seção quadrada de área equivalente a do fuste:

$$\sqrt{\frac{\pi \times D^2}{4}} \text{ (cm);} \qquad \text{(Eq.14)}$$

$p =$ Carga/Área:

$$p = \frac{N}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \ (MN/m^2) \qquad \text{(Eq.15)}$$

sendo:

$N =$ Carga proveniente do pilar (MN);
$D =$ Diâmetro do fuste (m²);

→Tensão admissível do concreto:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{f_{ck}}{20} \qquad \text{(Eq.16)}$$

onde:

$\bar{\sigma}_t$ = Tensão admissível do concreto (MN/m²);

f_{ck} = Resistência à compressão característica do concreto (MN/m²);

→Verificação da tensão no concreto:

$$\sigma_t > \bar{\sigma}_t \Rightarrow há\ armadura\ de\ fretagem; \quad \text{(Eq.17)}$$

$$\sigma_t < \bar{\sigma}_t \Rightarrow não\ há\ armadura\ de\ fretagem; \quad \text{(Eq.18)}$$

→ Cálculo da Armadura de Fretagem:

$$N_t = 0{,}30 \times P \times \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \quad \text{(Eq.19)}$$

onde:

N_t = Força transversal de fendilhamento (MN);

b_0= Menor dimensão do pilar (cm);

b = Seção quadrada de área equivalente a do fuste:

$$\sqrt{\frac{\pi \times D^2}{4}}\ \text{(cm)}; \quad \text{(Eq.20)}$$

P = Carga proveniente do pilar (MN);

→Área da armadura:

a) <u>se d > 80cm, então:</u>

$$A_s = \frac{\gamma_f \times N_t}{f_{yd}} \quad \text{(Eq.21)}$$

onde:

A_s =Area de aço (cm²);

γ_f = coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007)

f_{yd} = resistência de cálculo do aço, dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \qquad \text{(Eq.22)}$$

sendo:

- f_{yk} = conforme Pires (2011) "As barras de aço são classificadas em CA-25 e CA-50 e os fios de aço em CA-60, onde CA significa concreto armado e o número seguinte indica o valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}). O valor de é dado em kgf/mm² ou kN/cm²."

- γ_s = coeficiente de minoração ou ponderação, segunda a norma NBR 6118/2007 dado pelo valor de 1,15.

Divide-se a armadura pelo número de camadas desejadas para verificar qual a área por camada. Adotado m=5.

$$A_{si} = \frac{A_s}{5} \qquad \text{(Eq.23)}$$

→Espaçamento das armaduras de fretagem:

$$e = \frac{D}{m+1} \qquad \text{(Eq.24)}$$

onde:

e = Espaçamento (cm);

D = Diâmetro do fuste (cm);

Acrescenta-se uma armadura para conter a fissuração superficial que possa ocorrer no tubulão.

$$A_{so} = \frac{\gamma_f \times 0{,}04 \times P}{f_{yd}} \qquad \text{(Eq.25)}$$

onde:

A_{so} =Area de aço contra fissuração (cm²);

P = Carga proveniente do pilar (kN);

γ_f = coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007)

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

b) <u>se d<80cm, então:</u>

Recomenda-se a armadura para pequenos diâmetros é formada por uma espiral para facilitar a concretagem do tubulão, onde a espiral tem sua altura de valor de d.

→Seção da espiral toda:

$$A_s = \frac{\gamma_f \times N_t}{2 \times f_{yd}} \qquad \text{(Eq.26)}$$

onde:

A_s =Area de aço da seção espiral (cm²);

N_t = Força transversal de fendilhamento (MN);

γ_f = coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007);

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

→Seção de cada volta da espiral:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{\frac{d}{t} + 1} = \frac{\gamma_f \times N_t}{2 \times f_{yd} \times \left(\frac{d}{t} + 1\right)} \qquad \text{(Eq.27)}$$

onde:

A_{s1} = Área para cada espira (cm²)

d = Altura da armadura de fretagem no fuste, mesmo valor do diâmetro do mesmo. (cm)

t = Passo da espira:

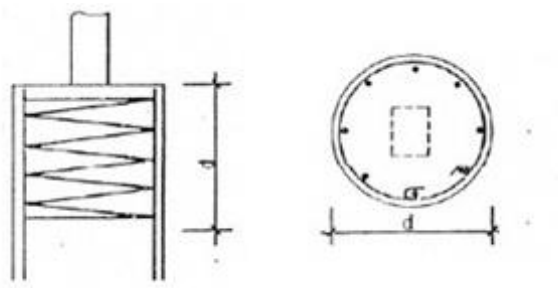
$$t = \frac{d}{n-1} \Rightarrow \text{(adotado } n \text{ entre 5 e 10cm sendo } n = \frac{d}{t} + 1\text{).} \qquad \text{(Eq.28)}$$

sendo:

$$A_s = n \times A_{s1} \qquad \text{(Eq.29)}$$

Adota-se neste caso diâmetros de 8 e 10mm empregando-se aço CA-25 pela sua facilidade de ser trabalhado.

Figura 17- Figura espiral no tubulão.

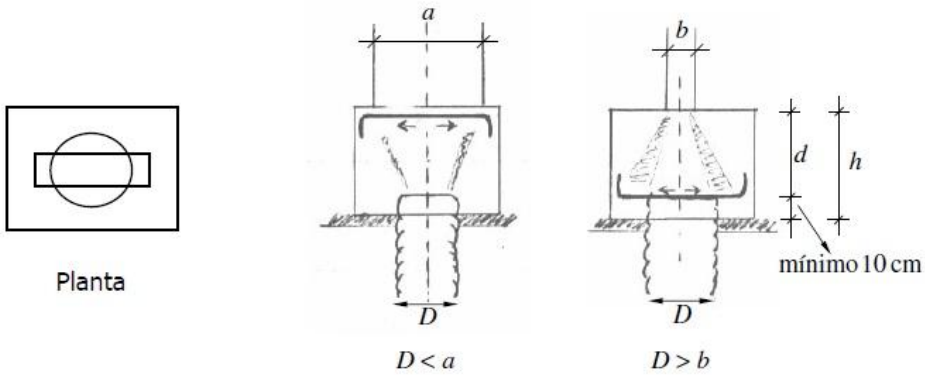


Fonte: Soares (2012?)

2.6. FORMULARIO DE DIM. DO BLOCO DE COROAMENTO SOB 1 ELEMENTO

Para o dimensionamento de blocos sobre uma estaca ou tubulão, inicialmente identificam-se as ocorrências de tração no bloco, para então pode designar a armadura correta.

Figura 18- Verificação das armaduras no bloco



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Para a verificação de largura e comprimento, recomenda-se o prolongamento de 10 à 15 cm em torno do conjunto estaca-pilar em todas as direções. Segundo Rodrigues P. (2010), a maior dimensão do pilar pode se adotada como a direção x.

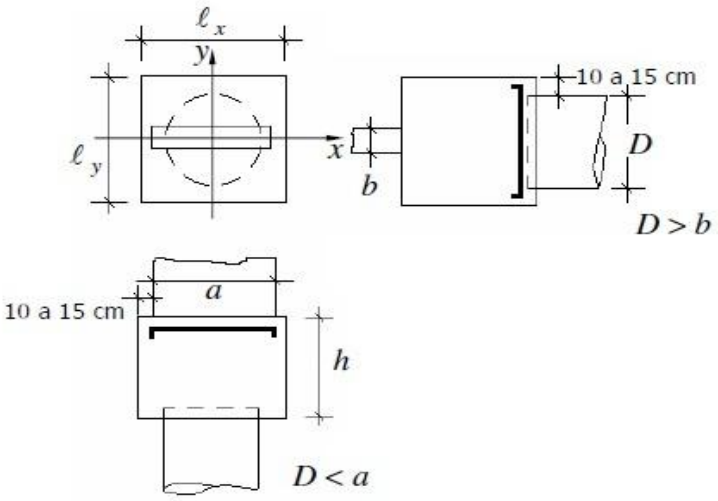
$$D < a \Rightarrow \ell_x \geq a + 2 \times 15cm \quad \text{(Eq.30)}$$

$$D > b \Rightarrow \ell_y \geq D + 2 \times 15cm \quad \text{(Eq.31)}$$

onde:

$a =$ maior dimensão do pilar (cm);
$b =$ menor dimensão do pilar (cm);
D = diâmetro da estaca (cm).

Figura 19- Largura e comprimento do Bloco de Coroamento



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Quanto à altura do bloco, Rodrigues P. (2010) cita que deve ser suficiente para que possa receber a ancoragem proveniente do pilar e das estacas/tubulão, devendo assim ser adotada o maior valor das 3 equações comparadas:

$$Altura\ (d) > \begin{cases} D < a \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (\ell_x - D) \\ D > b \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (\ell_y - D) \\ Ancoragem\ \Rightarrow d \geq \ell_b \end{cases} \qquad \text{(Eq.32)}$$

onde:

a = maior dimensão do pilar;

b = menor dimensão do pilar;

d = altura do bloco;

D = diâmetro da estaca/tubulão;

ℓ_x = dimensão do bloco em x;

ℓ_y = dimensão do bloco em y;

ℓ_b = comprimento de ancoragem dado por:

$$\ell_b = 44 \times Ø \qquad \text{(Eq.33)}$$

sendo:

- Ø = diâmetro da Barra da ferragem utilizada no pilar.

Com a altura d encontrada, acrescenta-se 10 cm referente à ancoragem da estaca/tubulão no bloco, sendo h a altura total do bloco.

$$h \geq d + 10cm \qquad \text{(Eq.34)}$$

As armaduras horizontais são calculadas dividindo-se os esforços de tração ($Ft_{x,y}$), majorados (γ_f), que são dimensionados de modo semelhante ao Método das Bielas, pela resistência de cálculo do aço à tração (f_{yd}), segundo Rodrigues P. (2011).

$$Ft_{x,sup} = \frac{N_t\,.\,(\ell_x - D)}{8.\,d} \qquad \text{(Eq.35)}$$

$$Ft_{y,inf} = \frac{N_t \,.\, (\ell_y - D)}{8.\, d} \qquad \text{(Eq.36)}$$

onde:

$$N_t = N + P_{pb} \qquad \text{(Eq.37)}$$

sendo:

- $N =$ Carga do pilar (kN);
- P_{pb} = Peso próprio do bloco:

$$P_{pb} = l \times c \times h \times \gamma_{con\,c} \qquad \text{(Eq.38)}$$

- $l =$ Largura (cm);
- $c =$ Comprimento (cm);
- $h =$ Altura (cm);
- γ_{conc} = 25 kN/m^3 ⇒ peso específico do concreto armado segundo NBR 6118/2007.

Armaduras horizontais:

$$A_{sx,sup} = \frac{\gamma_f \,.\, Ft_x}{f_{yd}} \qquad \text{(Eq.39)}$$

$$A_{sy,inf} = \frac{\gamma_f \,.\, Ft_y}{f_{yd}} \qquad \text{(Eq.40)}$$

onde:

$A_{sx,y}$ = área de aço das armaduras (cm²);

γ_f = coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007);

f_{yd} = resistência de cálculo do aço, dado por:

Como o bloco é considerado um elemento comprimido, Rodrigues (2010) recomenda a utilização de uma armadura vertical.

$$A_{s,vertical} = 0{,}8\% \,.\, A_{cn} \qquad \text{(Eq.41)}$$

$$A_{cn} = \frac{\gamma_f \,.\, N_t}{0{,}85 \,.\, f_{cd} + 0{,}008 \,.\, \sigma'_{sd}} \qquad \text{(Eq.42)}$$

onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad \text{(Eq.43)}$$

sendo:

- f_{ck}= resistência à compressão característica do concreto;
- γ_c= coeficiente de minoraçao e segurança = 1,4 segundo NBR 6118/2007.
- σ'_{sd} = 42kN/cm² para CA-50 tensão da armadura para uma deformação de 0,2‰.

Para melhor disposição construtiva, as armaduras horizontais são dispostas como armaduras fechadas, semelhante a um estribo. Sendo assim, o bloco já possui uma armadura vertical, devendo essa ser avaliada pois se atender a armadura vertical necessária para absorver os esforços no bloco, não será necessária a inserção da mesma. Caso não atenda, é recomendado substituir o “estribo” todo.

$$A_{s,vertical\ ,existente} = 2 \times \left(A_{sx,sup\,,escolhido}\right) + 2 \times \left(A_{sy,inf\,,escolhido}\right) \qquad \text{(Eq.44)}$$

$$A_{s,vertical\ ,existente} \geq A_{s,vertical} \qquad \text{(Eq.45)}$$

Por recomendação de Alonso (1983), convém a inserção de armadura de pele, ou seja, armadura horizontal (estribos).

$$A_{s,por\ face} = \frac{1}{8} . A_{s,principal} \qquad \text{(Eq.46)}$$

onde:

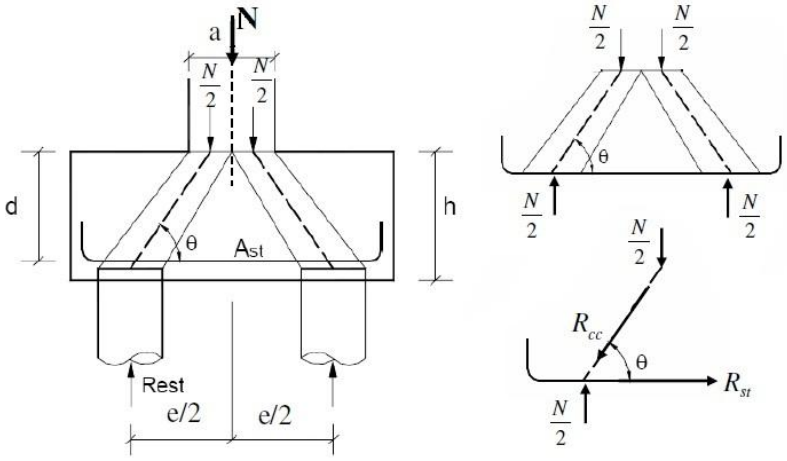
$$A_{s,principal} = \text{é o maior valor entre} \begin{cases} A_{sx,sup} \\ A_{sy,inf} \end{cases} \quad \text{(Eq.47)}$$

Como última etapa procede-se a análise e o detalhamento do bloco com o desenho da disposição das armaduras bem como das dimensões finais do bloco.

2.7. FORMULÁRIO DE DIM. DO BLOCO DE COROAMENTO SOB 2 ELEMENTOS.

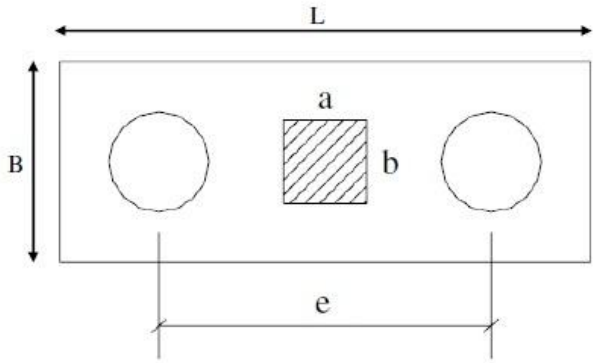
Basicamente, o cálculo do bloco sobre 2 estacas/tubulões, resume-se em determinar a área necessária do tirante e proceder com a verificação da tensão de compressão das bielas.

Figura 20- Método das bielas e tirantes



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Figura 21 – Dimensões do bloco de coroamento sobre 2 estacas/tubulões.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

As equações para o dimensionamento são:

$$L \geq e + D + 2\,.15cm \qquad \text{(Eq.48)}$$

$$B \geq D + 2.15cm \qquad \text{(Eq.49)}$$

onde:

D = diâmetro da estaca/tubulão (cm).

e = Espaçamento entre as estacas/tubulões, de acordo com Carvalho e Pinheiro (2010) = $3x\emptyset$. (cm)

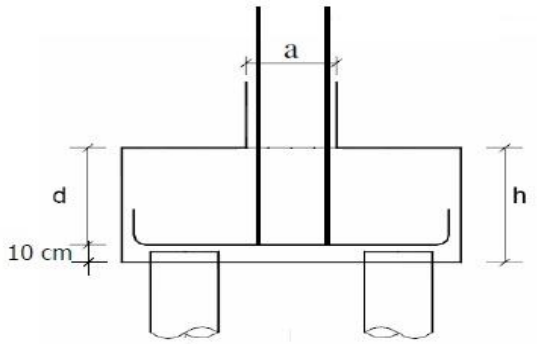
Da mesma maneira como os blocos sobre um elemento, estes também devem ser dimensionados de forma a permitir a transmissão da carga diretamente entre a base do pilar até o topo da estaca/tubulão, através das bielas comprimidas. Segundo Rodrigues P. (2010) "Ensaios experimentais indicam que o método das bielas fornece resultados à favor da segurança para inclinações de biela entre 45 e 55 graus em relação à horizontal. Portanto, recomenda-se limitar o ângulo de inclinação das bielas: $45° \leq \theta \leq 55°$ ".

Calculando-se a altura útil será:

$$d_{mín} = 0{,}5\,.\left(e - \frac{a}{2}\right) \leq \ d \ \leq d_{máx} = 0{,}71\,.\left(e - \frac{a}{2}\right) \qquad \text{(Eq.50)}$$

$$\rightarrow \ \text{Comparando} - \text{se ainda com} = d \geq \ell_o$$

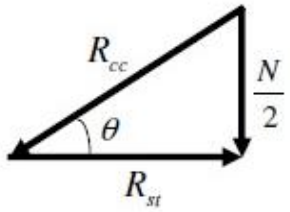
Figura 22- Altura do bloco de coroamento sobre duas estacas.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Rodrigues P. (2010), demonstra o triangulo das forças pelo qual se determina a inclinação das bielas bem como, a força de tração na armadura principal R_{st}.

Figura 23 – Triângulo de forças (Método das Bielas).



Fonte: Rodrigues P. (2010)

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{4.d}{2.e - a} \qquad \text{(Eq.51)}$$

$$tg\theta = \frac{\frac{N_t}{2}}{R_{st}} \therefore R_{st} = \frac{N_t}{2\,.\,tg\theta} = \frac{N_t}{2\,.\frac{4.d}{2.e - a}} \Rightarrow R_{st} = \frac{N_t\,.\,(2.e - a)}{8.d} \qquad \text{(Eq.52)}$$

onde:

$$N_t = N + P_{pb} \qquad \text{(Eq.53)}$$

sendo:

- N = Carga do pilar (kN);
- P_{pb} = Peso próprio do bloco:

$$P_{pb} = l \times c \times h \times \gamma_{conc} \qquad \text{(Eq.54)}$$

- l = Largura (cm);
- c = Comprimento (cm);
- $h = altura$ (cm);
- γ_{conc} = 25 kN/m^3 ⇒ peso específico do concreto armado segundo NBR 6118/2007.

A força de compressão na biela será:

$$sen\theta = \frac{\frac{N_t}{2}}{R_{cc}} \therefore \; R_{cc} = \frac{N_t}{2.\,sen\theta} \qquad \text{(Eq.55)}$$

"As tensões nas bielas de compressão, que se desenvolvem no bloco, devem ser verificadas junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca, a partir das forças no pilar (de cálculo) e nas estacas."

Junto ao Pilar:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_{pilar} \;.\; sen^2\theta} \leq 0{,}9 \,.\, f_{ck} \qquad \text{(Eq.56)}$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{2\,.A_{estaca} \;.\; sen^2\theta} \leq 0{,}9 \,.\, f_{ck} \qquad \text{(Eq.57)}$$

De acordo com Rodrigues P. (2011), alguns autores, após varias experiências, recomendam que o valor de R_{st} deve ser majorado em 15%. Sendo assim, a armadura contra tração pode ser verificada:

$$A_s = \frac{1{,}4\,.1{,}15.\,R_{st}}{f_{yd}} \qquad \text{(Eq.58)}$$

Armaduras complementares, segundo Rodrigues P. (2010):

- "Na face superior do bloco deve ser colocada uma armadura paralela à armadura principal de tração, cuja capacidade mecânica seja da ordem de 1/5 da armadura principal." Rodrigues P. (2010)

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \,.\, A_{s,principal} \qquad \text{(Eq.59)}$$

- Armaduras longitudinais e transversais (estribos), mesmo sem alguma influencia na resistência, são adicionados para obter um melhor desempenho construtivamente quanto à fissuração, também, agindo contra possíveis torções que possam aparecer devido a excentricidades acidentais nos elementos do conjunto (pilar-estaca).

Estribos horizontais fechados:

$$A_{s,H} = 0{,}10\% \,.\, b \,.\, h \qquad \text{(Eq.60)}$$

onde:

$b =$ Largura do bloco

$h =$ altura do mesmo

espaçamento $s \leq 20cm$.

Estribos Verticais:

$$A_{sw} = \rho_{sw,min} \,.\, b \text{ (cm}^2\text{/m)} \qquad \text{(Eq.61)}$$

onde:

$b =$ Largura do bloco

espaçamento $s \leq 20cm$.

Tabela 9 - $\rho_{sw,min}$ (%)

Aço	Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA – 25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA – 50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA – 60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Rodrigues P. (2010).

3. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1. ANÁLISE DOS DADOS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

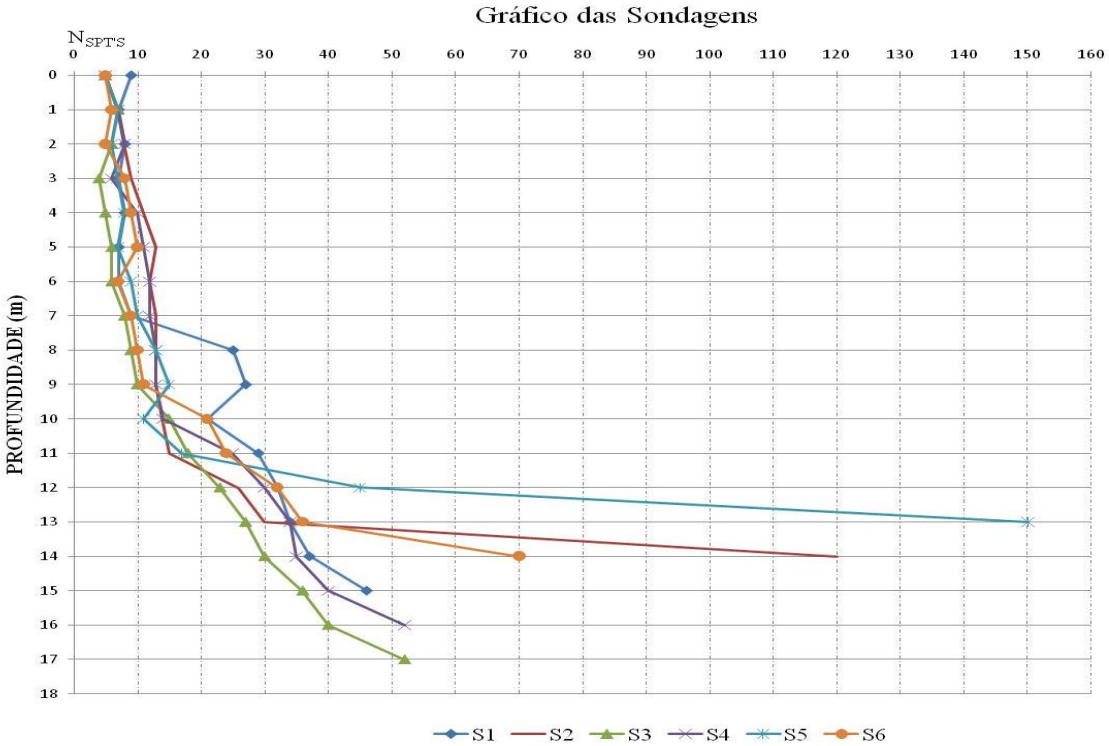
Procedendo com a verificação recomendada por Schnaid (2000), onde todas as sondagens realizadas devem ser inclusas em um mesmo gráfico para análise, produziu-se o gráfico das sondagens (Gráfico 1), onde a "dispersão" citada pelo autor é claramente notada. Também traçou-se um gráfico dos mínimos e médios por camada de cada sondagem (Gráfico 2).

Tabela 10– Resultados dos 6 furos do Boletim de Sondagens SPT.

SONDAGENS						
PROF.	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	N_{SPT}	N_{SPT}	N_{SPT}	N_{SPT}	N_{SPT}	N_{SPT}
0	9	5	5	5	5	5
1	7	7	7	7	7	6
2	8	8	6	8	6	5
3	7	9	4	6	7	8
4	8	11	5	10	8	9
5	7	13	6	11	7	10
6	7	12	6	12	9	7
7	9	13	8	12	10	9
8	25	13	9	13	13	10
9	27	13	10	13	15	11
10	21	14	15	14	11	21
11	29	15	18	25	17	24
12	32	26	23	30	45	32
13	34	30	27	34	150	36
14	37	120	30	35	-	70
15	46	-	36	40	-	-
16	-	-	40	52	-	-
17	-	-	52	-	-	-

Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Gráfico 1 – Gráfico das Sondagens



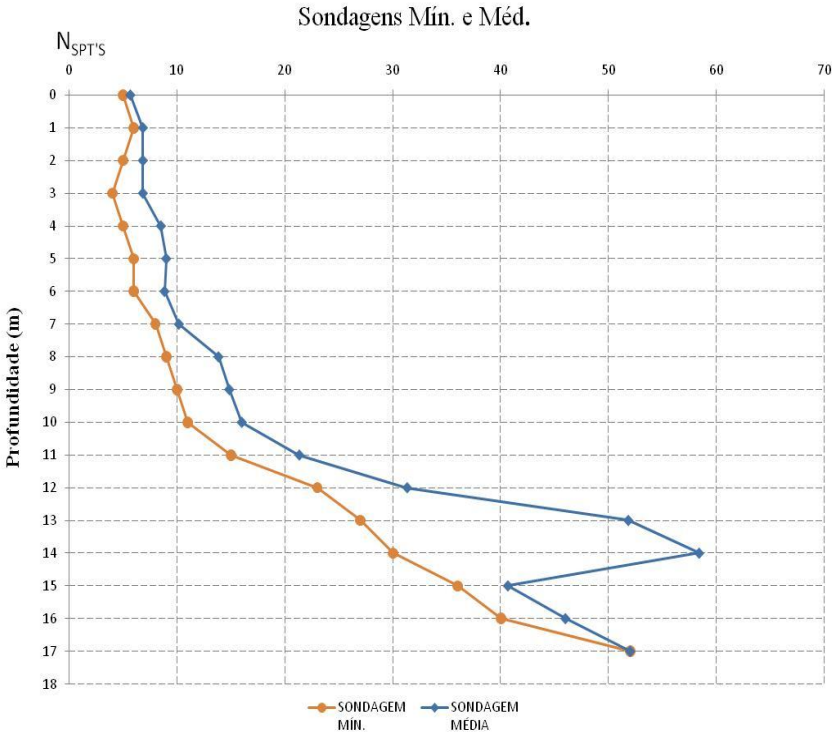
Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Tabela 11- Resultado Mínimo e Médio por camada.

SONDAGEM MÉDIA		SONDAGEM MÍN.	
N_{SPT}	PROF.	N_{SPT}	PROF.
5,667	0	5	0
6,833	1	6	1
6,833	2	5	2
6,833	3	4	3
8,5	4	5	4
9	5	6	5
8,833	6	6	6
10,17	7	8	7
13,83	8	9	8
14,83	9	10	9
16	10	11	10
21,33	11	15	11
31,33	12	23	12
51,83	13	27	13
58,4	14	30	14
40,67	15	36	15
46	16	40	16
52	17	52	17

Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Gráfico 2 – Gráfico dos Mínimos e Médios de cada camada



Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Por questões de segurança e também para garantir a eficiência do solo em todas as camadas e de todo o terreno, adotaram-se os N_{SPT} mínimos de cada camada para a aplicação dos métodos. Assim foi possível classificar o solo de cada camada e também identificá-lo.

Tabela 12- Tabela N_{SPT} mínimos, Classificação e Identificação do solo.

SONDAGEM MÍNIMA			
PROF.	N_{SPT}	Classificaçao	Identificação
0	5	Mole	Argila Siltosa
1	6	Média	Argila Siltosa
2	5	Mole	Argila Siltosa
3	4	Mole	Argila Siltosa
4	5	Mole	Argila Siltosa
5	6	Média	Argila Siltosa
6	6	Média	Argila Siltosa
7	8	Média	Argila Siltosa
8	9	Média	Argila Siltosa
9	10	Média	Argila Siltosa
10	11	Rija	Argila Siltosa
11	15	Rija	Argila Siltosa
12	23	Dura	Silte Argiloso
13	27	Dura	Silte Argiloso
14	30	Dura	Silte Argiloso
15	36	Dura	Silte Argiloso
16	40	Dura	Silte Argiloso
17	52	Dura	Silte Argiloso

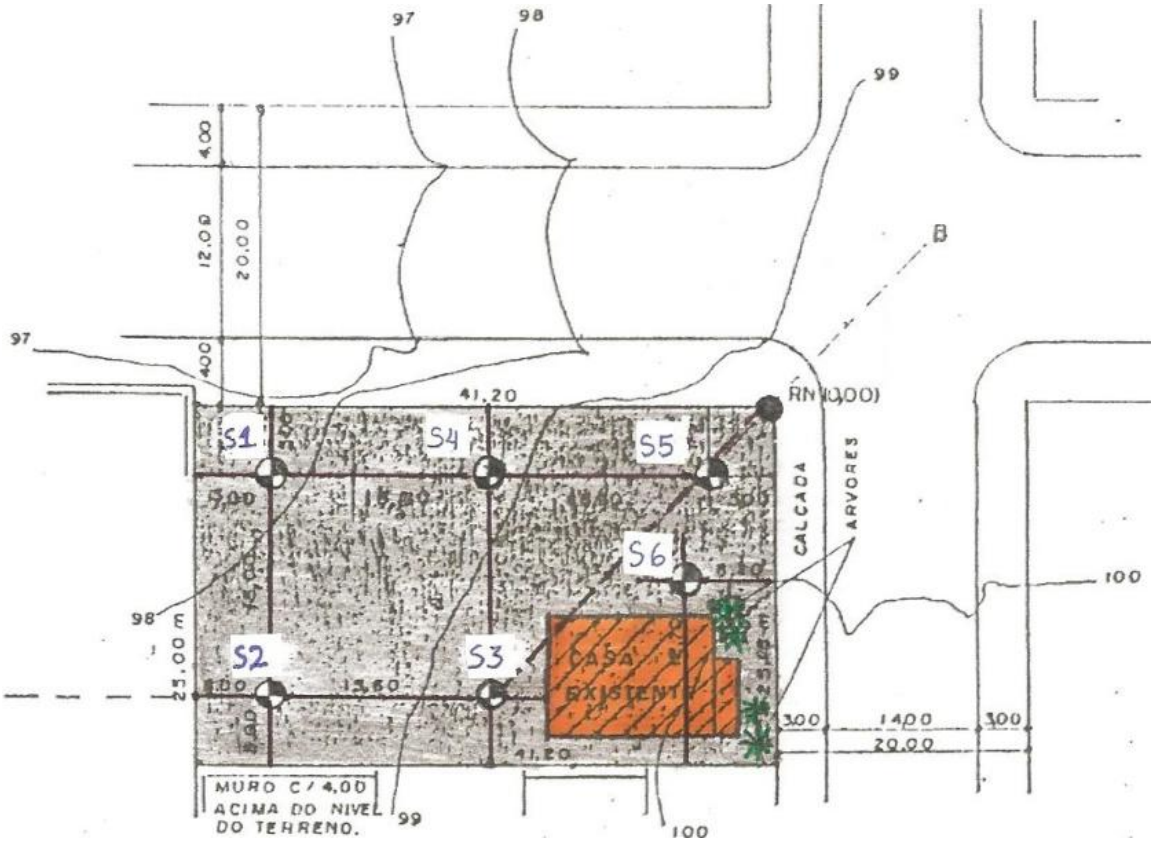
Fonte: Próprio Autor (2012)

Como o método de Aoki e Velloso, considera o solo com N_{SPT}>40 impenetrável, considerou-se a profundidade de assentamento das fundações, tanto da estaca como do tubulão em 16 m de profundidade, onde já obteve-se o N_{SPT} com solo duro (N_{SPT}>40). Portanto, a Tabela 12 foi utilizada excluindo a camada de 17m de profundidade.

Pode-se considerar o assentamento de 16 metros profundo e por esse motivo adotou-se no caso dos Tubulões uma proteção metálica após a escavação do fuste para que o poçeiro possa descer pelo fuste e executar a escavação da base com segurança. Esta camisa metálica é considerada no custo de escavação do Fuste, conforme Anexo D.

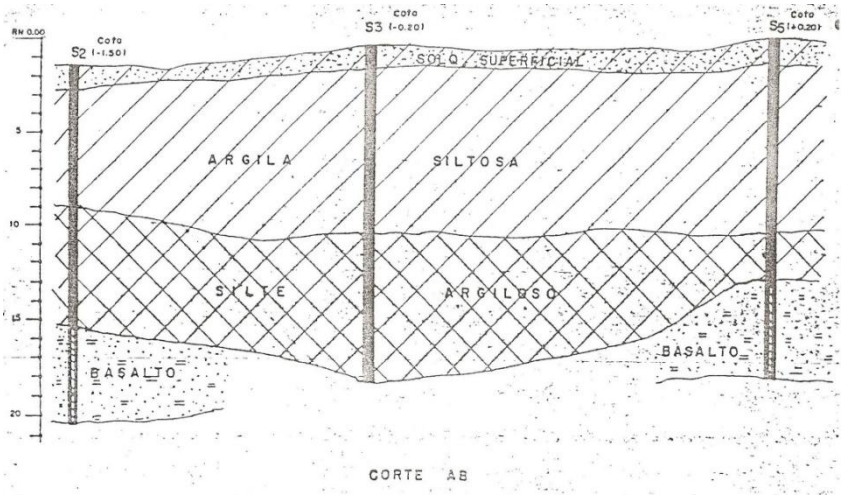
O terreno adotado para a aplicação do estudo de caso possui 1.030m², e suas dimensões são de 41,20 m de comprimento e 25,0 m de largura. Para tanto foram executados 6 furos para os Boletins de Sondagem (Anexo A) distribuídos de forma que se obtivesse os resultados mais corretos possíveis. No terreno havia uma edificação existente, como não foi retirada antes da sondagem, posicionou-se um dos furos bem próximo da mesma.

Figura 24 - Localização das Sondagens no Terreno.



Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagem.

Figura 25- Perfil do solo.



Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagem.

3.1.1. Verificação da Tensão admissível do solo

Como citado anteriormente, Shnaid (2000) prevê que em alguns projetos de fundação é necessário a estimativa da tensão admissível que pode ser aplicada no terreno. O tubulão, é um dos casos que esta verificação é indispensável, pois, sua base, que recebe todo o carregamento do pilar proveniente da estrutura, deve esta apoiada em solo adequado para que não haja recalques ou rupturas.

No entanto, utilizou-se da tabela apresentada por Schnaid (2000) referenciando a magnitude nas tensões admissíveis para anteprojeto, criada por Milititsky e Schnaid em 1995, levando em consideração que o solo encontrado na cota de assentamento a partir das sondagens, silte argiloso, é considerado um solo coesivo.

A Tabela 14 cita a provável tensão admissível do solo através do N_{SPT} encontrado, classificando sua consistência e relacionando com a menor dimensão da fundação. Os tubulões neste estudo foram aplicados em uma profundidade onde o valor de $N_{SPT} > 30$, sendo a menor dimensão da fundação desconhecida, optou-se por adotar o menor valor de tensão admissível para esta classificação, destacado na Tabela 14, pois seria o caso mais crítico e à favor da segurança.

Tabela 13- Verificação da Tensão admissível (kN/m²)

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m^2)		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 - 500	200 - 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 - 250	100 - 200	75 – 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 – 75
Mole	2 - 4	25 -75	<50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

* Menor dimensão da fundação

Fonte: Schnaid (2000).

3.2. ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES – VIABILIDADE TÉCNICA

Após a análise do solo e a verificação do perfil estratigráfico do mesmo, optou-se pela utilização de Estacas escavadas e do Tubulão a céu aberto. A escolha por esses dois métodos motivou-se pelos seguintes itens:

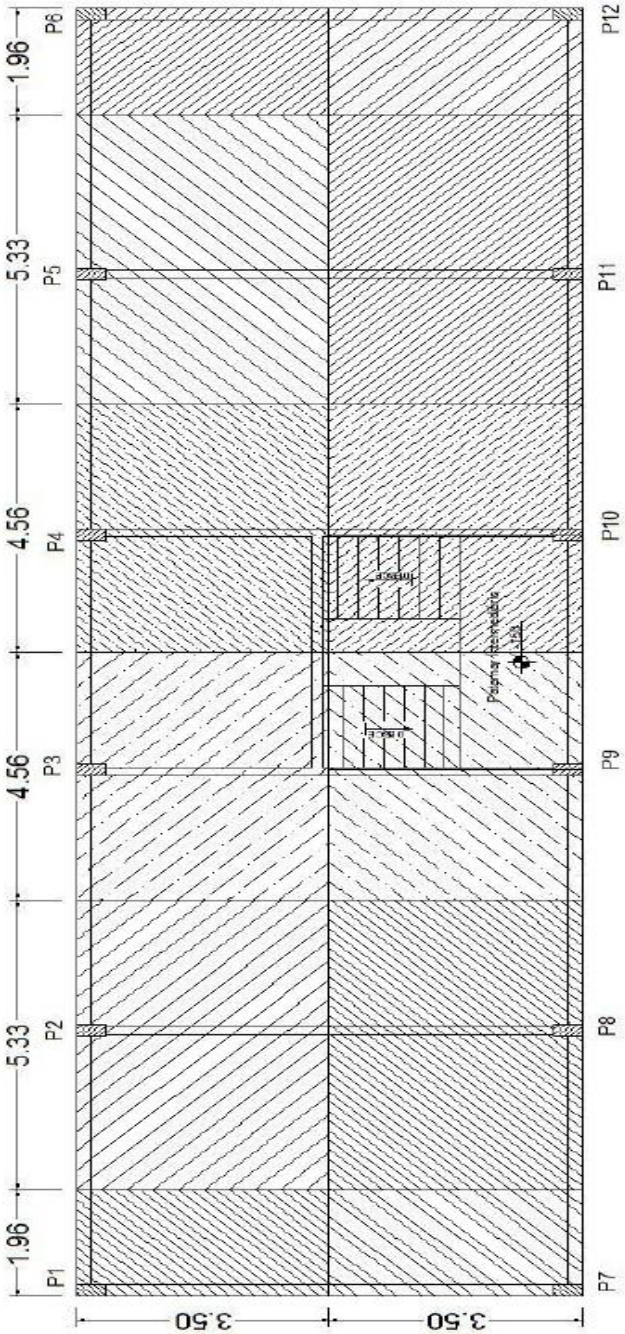
- Não houve presença de lençol freático no terreno, o que possibilita a execução destes métodos sem qualquer controle mais rigoroso;
- Não houve presença de matacões onde seria necessária a utilização de equipamentos mais sofisticados ou até mesmo detonação;
- Os métodos escolhidos são econômicos e sua execução é simples, pois sua matéria prima, o concreto armado existe em abundancia na região.
- A prestação de serviços bem como a mão de obra necessária para a execução dos mesmos é de fácil acesso no mercado da região onde o edifício se localiza.

A região onde se aplicou o edifício deste estudo está situada na cidade de Ijuí, Estado do Rio Grande do Sul.

3.3. DEFINIÇÃO ESTRUTURAL

Após a concepção arquitetônica do edifício, aplicou-se os procedimentos para obtenção das áreas de influência de cada pilar, dividindo-se a área total em áreas menores, conforme Figura 25.

Figura 26- Processo de aplicação da área de influencia dos pilares.



Fonte: Pires (2011).

Com as áreas de influencia definidas, foi possível prever a carga normal de suporte de cada pilar, aplicando o valor mencionado por Bastos (2005) de 10kN/m² para este tipo de edificação e multiplicando a carga conforme o numero de pavimentos do referente edifício.

Tabela 14- Carga dos Pilares – Edifício de 4 Pavimentos.

Cargas Pilares (Nd) (kN)				
Pilar	**Pavimento**			
	4º	3º	2º	1º
P1	94,773	189,546	284,319	379,092
P2	260,1354	520,2708	780,4062	1040,542
P3	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576
P4	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576
P5	260,1354	520,2708	780,4062	1040,542
P6	94,773	189,546	284,319	379,092
P7	94,773	189,546	284,319	379,092
P8	260,1354	520,2708	780,4062	1040,542
P9	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576
P10	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576
P11	260,1354	520,2708	780,4062	1040,542
P12	94,773	189,546	284,319	379,092

Fonte: Pires (2011).

Tabela 15 – Carga dos Pilares – Edifício de 6 pavimentos.

Cargas Pilares (Nd) (kN)						
Pilar	**Pavimento**					
	6º	5º	4º	3º	2º	1º
P1	94,773	189,546	284,319	379,092	473,865	568,638
P2	260,1354	520,2708	780,4062	1040,5416	1300,677	1560,8124
P3	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576	1099,322	1319,1864
P4	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576	1099,322	1319,1864
P5	260,1354	520,2708	780,4062	1040,5416	1300,677	1560,8124
P6	94,773	189,546	284,319	379,092	473,865	568,638
P7	94,773	189,546	284,319	379,092	473,865	568,638
P8	260,1354	520,2708	780,4062	1040,5416	1300,677	1560,8124
P9	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576	1099,322	1319,1864
P10	219,8644	439,7288	659,5932	879,4576	1099,322	1319,1864
P11	260,1354	520,2708	780,4062	1040,5416	1300,677	1560,8124
P12	94,773	189,546	284,319	379,092	473,865	568,638

Fonte: Pires (2011).

3.4. DADOS PARA DIM. DAS ESTACAS ESCAVADAS E TUBULÕES

Com as cargas dos pilares dos edifícios conhecidas, foi possível o dimensionamento das estacas através da aplicação do Método Aoki e Velloso(1975) e dos Tubulões à céu aberto. Para tanto, utilizou-se as cargas, em kN, do primeiro pavimento de cada edifício, pois nesta esta contidas todas as outras cargas e ações existentes que devem ser suportadas pelas fundações.

Tabela 16- Valores dos primeiros pavimentos: Ed. 4 Pav. (a) Ed.6 Pav. (b)

Cargas Pilares (Nd) (kN)	
Pilar	**Pavimento** 1º
P1	379,092
P2	1040,542
P3	879,4576
P4	879,4576
P5	1040,542
P6	379,092
P7	379,092
P8	1040,542
P9	879,4576
P10	879,4576
P11	1040,542
P12	379,092

(a)

Cargas Pilares (Nd) (kN)	
Pilar	**Pavimento** 1º
P1	568,638
P2	1560,8124
P3	1319,1864
P4	1319,1864
P5	1560,8124
P6	568,638
P7	568,638
P8	1560,8124
P9	1319,1864
P10	1319,1864
P11	1560,8124
P12	568,638

(b)

Fonte: Adaptado de Pires (2011).

3.5. ESTACAS - APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO.

A resistência do concreto utilizada para as estacas foi de Fck = 15MPa.

<u>P1/P6/P7/P12 – Ed 4 Pav.</u>

Dados:

- Carga= 379,09 kN

→ Resistência de Ponta 1ª camada:

$$Q_p = \frac{K \times N_{SPT}}{F1} \times A_p = Q_p = \frac{220 \times 5}{3} \times 0{,}126m = 46{,}20 \text{ kN} \quad \text{(Eq.62)}$$

→ Resistência lateral 1ª camada:

$$Q_l = \frac{U}{F2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_{SPT} \times \Delta L) = Q_l = \frac{1{,}26}{6} \times \sum_1^n (0{,}04 \times 220 \times (5 \times 1) = 9{,}24 \text{ kN} \quad \text{(Eq.63}$$

onde:

K e α = destacados na Tabela 18;

$A_p = \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right) = A_p = \frac{\pi \times 0{,}40^2}{4} = 0{,}126\ m;$

$U = (\pi \times d) = (\pi \times 0{,}40) = 1{,}256 \cong 1{,}26m$

$F1e\ F2$ = destacados na Tabela 19.

Tabela 17- Valores dos Coeficientes K e α destacados para P1(Ed.4 Pav.).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
areia siltosa	0,80	2,0
areia silto-argilosa	0,70	2,4
areia argilosa	0,60	3,0
areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
silte arenoso	0,55	2,2
silte areno-argiloso	0,45	2,8
silte argiloso	0,23	3,4
silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
argila arenosa	0,35	2,4
argila areno-siltosa	0,30	2,8
argila siltosa	0,22	4,0
argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Schnaid (2000).

Tabela 18 - Valores dos Coeficientes F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica e Pré-moldada	1,75	3,5
Estaca Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,0*	4,0*

(*) ainda em estudos

Fonte: Spohr (2012).

→ Carga admissível:

$$Q_{p,adm} = \frac{46,20}{2} = 23,10 \qquad Q_{l,adm} = \frac{9,24}{2} = 4,57 \qquad \text{(Eq.64)}$$

→ Equação geral da capacidade de carga da estaca:

$$Q_u = \left(\frac{K.N_{SPT}}{F1} \times A_p\right) + \left(\frac{U}{F2} \times \sum_{1}^{n} (\alpha.K.N_{SPT}.\Delta L)\right) = \qquad \text{(Eq.65)}$$

$$(23,10 + 4,62) = 27,72 \text{ kN}$$

Assim, a carga admissível para a 1ª camada dos pilares P1/P6/P7/P12 do edifício de 4 Pavimentos, é de 27,72 kN, sendo esse com carga igual a 379,092kN. É necessário a verificação de cada camada, pois o solo se modifica ao longo da estaca demonstrando $N_{SPT'S}$ diferentes e também porque a carga lateral e acumulativa.

Preencheu-se então a tabela apresentada para os cálculos obtendo o resultado de que a estaca de Ø40cm suporta 436,73 kN, sendo assim o diâmetro mais adequado para esta carga

Em seguida apresentam-se as Tabelas de cálculo que foram utilizadas para dimensionamento das estacas dos pilares dos edifícios de 4 e 6 pavimentos. Alguns casos optou-se pela utilização de 2 estacas.

Tabela 19- Tabela Estaca para pilares P1/P6/P7/P12: Ed. 4 Pav.

P1/P6/P7/P12			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA	379,09																
Ø=>	0,40																
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,126	1,26	5,00	220	0,04	3,00	6,00	46,20	2,0	23,10	9,24	2	4,62	4,62	27,72
1,0	Argila Siltosa	6	0,126	1,26	6,00	220	0,04	3,00	6,00	55,44	2,0	27,72	11,06	2	5,53	10,15	37,87
2,0	Argila Siltosa	5	0,126	1,26	5,00	220	0,04	3,00	6,00	46,20	2,0	23,10	9,22	2	4,61	14,76	37,86
3,0	Argila Siltosa	4	0,126	1,26	4,00	220	0,04	3,00	6,00	36,96	2,0	18,48	7,37	2	3,69	18,45	36,93
4,0	Argila Siltosa	5	0,126	1,26	5,00	220	0,04	3,00	6,00	46,20	2,0	23,10	9,22	2	4,61	23,06	46,16
5,0	Argila Siltosa	6	0,126	1,26	6,00	220	0,04	3,00	6,00	55,44	2,0	27,72	11,06	2	5,53	28,59	56,31
6,0	Argila Siltosa	6	0,126	1,26	6,00	220	0,04	3,00	6,00	55,44	2,0	27,72	11,06	2	5,53	34,12	61,84
7,0	Argila Siltosa	8	0,126	1,26	8,00	220	0,04	3,00	6,00	73,92	2,0	36,96	14,75	2	7,37	41,49	78,45
8,0	Argila Siltosa	9	0,126	1,26	9,00	220	0,04	3,00	6,00	83,16	2,0	41,58	16,59	2	8,30	49,79	91,37
9,0	Argila Siltosa	10	0,126	1,26	10,00	220	0,04	3,00	6,00	92,40	2,0	46,20	18,44	2	9,22	59,01	105,21
10,0	Argila Siltosa	11	0,126	1,26	11,00	220	0,04	3,00	6,00	101,64	2,0	50,82	20,28	2	10,14	69,15	119,97
11,0	Argila Siltosa	15	0,126	1,26	15,00	220	0,04	3,00	6,00	138,60	2,0	69,30	27,65	2	13,83	82,97	152,27
12,0	Silte Argiloso	23	0,126	1,26	23,00	230	0,03	3,00	6,00	222,18	2,0	111,09	37,68	2	18,84	101,81	212,90
13,0	Silte Argiloso	27	0,126	1,26	27,00	230	0,03	3,00	6,00	260,82	2,0	130,41	44,23	2	22,12	123,93	254,34
14,0	Silte Argiloso	30	0,126	1,26	30,00	230	0,03	3,00	6,00	289,80	2,0	144,90	49,15	2	24,57	148,50	293,40
15,0	Silte Argiloso	36	0,126	1,26	36,00	230	0,03	3,00	6,00	347,76	2,0	173,88	58,98	2	29,49	177,99	351,87
16,0	Silte Argiloso	40	0,126	1,26	40,00	230	0,03	3,00	6,00	386,40	2,0	193,20	65,53	2	32,77	210,76	403,96
																Carga com 1 estaca	403,96

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 20 - Tabela Estaca para pilares P2/P5/P8/P11: Ed. 4 Pav.

P2/P5/P8/P11			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA	1.040,54																
Ø=>	0,50																
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,196	1,57	5,00	220	0,04	3,00	6,00	71,87	2,0	35,93	11,53	2	5,76	5,76	41,70
1,0	Argila Siltosa	6	0,196	1,57	6,00	220	0,04	3,00	6,00	86,24	2,0	43,12	13,82	2	6,91	12,68	55,80
2,0	Argila Siltosa	5	0,196	1,57	5,00	220	0,04	3,00	6,00	71,87	2,0	35,93	11,52	2	5,76	18,44	54,37
3,0	Argila Siltosa	4	0,196	1,57	4,00	220	0,04	3,00	6,00	57,49	2,0	28,75	9,22	2	4,61	23,05	51,79
4,0	Argila Siltosa	5	0,196	1,57	5,00	220	0,04	3,00	6,00	71,87	2,0	35,93	11,52	2	5,76	28,81	64,74
5,0	Argila Siltosa	6	0,196	1,57	6,00	220	0,04	3,00	6,00	86,24	2,0	43,12	13,82	2	6,91	35,72	78,84
6,0	Argila Siltosa	6	0,196	1,57	6,00	220	0,04	3,00	6,00	86,24	2,0	43,12	13,82	2	6,91	42,63	85,75
7,0	Argila Siltosa	8	0,196	1,57	8,00	220	0,04	3,00	6,00	114,99	2,0	57,49	18,43	2	9,22	51,85	109,34
8,0	Argila Siltosa	9	0,196	1,57	9,00	220	0,04	3,00	6,00	129,36	2,0	64,68	20,74	2	10,37	62,22	126,90
9,0	Argila Siltosa	10	0,196	1,57	10,00	220	0,04	3,00	6,00	143,73	2,0	71,87	23,04	2	11,52	73,74	145,60
10,0	Argila Siltosa	11	0,196	1,57	11,00	220	0,04	3,00	6,00	158,11	2,0	79,05	25,35	2	12,67	86,41	165,46
11,0	Argila Siltosa	15	0,196	1,57	15,00	220	0,04	3,00	6,00	215,60	2,0	107,80	34,56	2	17,28	103,69	211,49
12,0	Silte Argiloso	23	0,196	1,57	23,00	230	0,03	3,00	6,00	345,61	2,0	172,81	47,09	2	23,55	127,24	300,04
13,0	Silte Argiloso	27	0,196	1,57	27,00	230	0,03	3,00	6,00	405,72	2,0	202,86	55,28	2	27,64	154,88	357,74
14,0	Silte Argiloso	30	0,196	1,57	30,00	230	0,03	3,00	6,00	450,80	2,0	225,40	61,43	2	30,71	185,59	410,99
15,0	Silte Argiloso	36	0,196	1,57	36,00	230	0,03	3,00	6,00	540,96	2,0	270,48	73,71	2	36,86	222,45	492,93
16,0	Silte Argiloso	40	0,196	1,57	40,00	230	0,03	3,00	6,00	601,07	2,0	300,53	81,90	2	40,95	263,40	563,93
																Carga com 1 estaca	563,93
																Carga com 2 estacas	1127,86

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 21- Tabela Estaca para pilares P3/P4/P9/P10: Ed. 4 Pav.

P3/P4/P9/P10			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA		879,45															
Ø=>		0,70															
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,15	2	8,07	8,07	78,66
1,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	17,75	102,45
2,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,13	2	8,06	25,81	96,40
3,0	Argila Siltosa	4	0,385	2,20	4,00	220	0,04	3,00	6,00	112,93	2,0	56,47	12,90	2	6,45	32,26	88,73
4,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,13	2	8,06	40,33	110,91
5,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	50,00	134,70
6,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	59,68	144,38
7,0	Argila Siltosa	8	0,385	2,20	8,00	220	0,04	3,00	6,00	225,87	2,0	112,93	25,80	2	12,90	72,58	185,51
8,0	Argila Siltosa	9	0,385	2,20	9,00	220	0,04	3,00	6,00	254,10	2,0	127,05	29,03	2	14,51	87,09	214,14
9,0	Argila Siltosa	10	0,385	2,20	10,00	220	0,04	3,00	6,00	282,33	2,0	141,17	32,25	2	16,13	103,22	244,38
10,0	Argila Siltosa	11	0,385	2,20	11,00	220	0,04	3,00	6,00	310,57	2,0	155,28	35,48	2	17,74	120,96	276,24
11,0	Argila Siltosa	15	0,385	2,20	15,00	220	0,04	3,00	6,00	423,50	2,0	211,75	48,38	2	24,19	145,15	356,90
12,0	Silte Argiloso	23	0,385	2,20	23,00	230	0,03	3,00	6,00	678,88	2,0	339,44	65,92	2	32,96	178,10	517,55
13,0	Silte Argiloso	27	0,385	2,20	27,00	230	0,03	3,00	6,00	796,95	2,0	398,48	77,38	2	38,69	216,80	615,27
14,0	Silte Argiloso	30	0,385	2,20	30,00	230	0,03	3,00	6,00	885,50	2,0	442,75	85,98	2	42,99	259,79	702,54
15,0	Silte Argiloso	36	0,385	2,20	36,00	230	0,03	3,00	6,00	1062,60	2,0	531,30	103,18	2	51,59	311,37	842,67
16,0	Silte Argiloso	40	0,385	2,20	40,00	230	0,03	3,00	6,00	1180,67	2,0	590,33	114,64	2	57,32	368,70	959,03
																Carga com 1 estaca	959,03

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 22- Tabela Estaca para pilares P1/P6/P7/P12: Ed. 6 Pav.

P1/P6/P7/P12			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA		568,64															
Ø=>		0,60															
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	6,91	58,79
1,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	15,20	77,46
2,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	22,11	74,00
3,0	Argila Siltosa	4	0,283	1,89	4,00	220	0,04	3,00	6,00	83,01	2,0	41,51	11,06	2	5,53	27,64	69,15
4,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	34,55	86,44
5,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	42,85	105,11
6,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	51,14	113,40
7,0	Argila Siltosa	8	0,283	1,89	8,00	220	0,04	3,00	6,00	166,03	2,0	83,01	22,12	2	11,06	62,20	145,21
8,0	Argila Siltosa	9	0,283	1,89	9,00	220	0,04	3,00	6,00	186,78	2,0	93,39	24,88	2	12,44	74,64	168,03
9,0	Argila Siltosa	10	0,283	1,89	10,00	220	0,04	3,00	6,00	207,53	2,0	103,77	27,65	2	13,82	88,47	192,23
10,0	Argila Siltosa	11	0,283	1,89	11,00	220	0,04	3,00	6,00	228,29	2,0	114,14	30,41	2	15,21	103,67	217,81
11,0	Argila Siltosa	15	0,283	1,89	15,00	220	0,04	3,00	6,00	311,30	2,0	155,65	41,47	2	20,74	124,41	280,06
12,0	Silte Argiloso	23	0,283	1,89	23,00	230	0,03	3,00	6,00	499,02	2,0	249,51	56,51	2	28,25	152,66	402,17
13,0	Silte Argiloso	27	0,283	1,89	27,00	230	0,03	3,00	6,00	585,81	2,0	292,91	66,33	2	33,17	185,83	478,73
14,0	Silte Argiloso	30	0,283	1,89	30,00	230	0,03	3,00	6,00	650,90	2,0	325,45	73,70	2	36,85	222,68	548,13
15,0	Silte Argiloso	36	0,283	1,89	36,00	230	0,03	3,00	6,00	781,08	2,0	390,54	88,44	2	44,22	266,90	657,44
16,0	Silte Argiloso	40	0,283	1,89	40,00	230	0,03	3,00	6,00	867,87	2,0	433,93	98,27	2	49,14	316,04	749,97
																Carga com 1 estaca	749,97

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 23- Tabela Estaca para pilares P2/P5/P8/P11: Ed. 6 Pav.

P2/P5/P8/P11			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA	1.560,81																
Ø=>	0,70																
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,15	2	8,07	8,07	78,66
1,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	17,75	102,45
2,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,13	2	8,06	25,81	96,40
3,0	Argila Siltosa	4	0,385	2,20	4,00	220	0,04	3,00	6,00	112,93	2,0	56,47	12,90	2	6,45	32,26	88,73
4,0	Argila Siltosa	5	0,385	2,20	5,00	220	0,04	3,00	6,00	141,17	2,0	70,58	16,13	2	8,06	40,33	110,91
5,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	50,00	134,70
6,0	Argila Siltosa	6	0,385	2,20	6,00	220	0,04	3,00	6,00	169,40	2,0	84,70	19,35	2	9,68	59,68	144,38
7,0	Argila Siltosa	8	0,385	2,20	8,00	220	0,04	3,00	6,00	225,87	2,0	112,93	25,80	2	12,90	72,58	185,51
8,0	Argila Siltosa	9	0,385	2,20	9,00	220	0,04	3,00	6,00	254,10	2,0	127,05	29,03	2	14,51	87,09	214,14
9,0	Argila Siltosa	10	0,385	2,20	10,00	220	0,04	3,00	6,00	282,33	2,0	141,17	32,25	2	16,13	103,22	244,38
10,0	Argila Siltosa	11	0,385	2,20	11,00	220	0,04	3,00	6,00	310,57	2,0	155,28	35,48	2	17,74	120,96	276,24
11,0	Argila Siltosa	15	0,385	2,20	15,00	220	0,04	3,00	6,00	423,50	2,0	211,75	48,38	2	24,19	145,15	356,90
12,0	Silte Argiloso	23	0,385	2,20	23,00	230	0,03	3,00	6,00	678,88	2,0	339,44	65,92	2	32,96	178,10	517,55
13,0	Silte Argiloso	27	0,385	2,20	27,00	230	0,03	3,00	6,00	796,95	2,0	398,48	77,38	2	38,69	216,80	615,27
14,0	Silte Argiloso	30	0,385	2,20	30,00	230	0,03	3,00	6,00	885,50	2,0	442,75	85,98	2	42,99	259,79	702,54
15,0	Silte Argiloso	36	0,385	2,20	36,00	230	0,03	3,00	6,00	1062,60	2,0	531,30	103,18	2	51,59	311,37	842,67
16,0	Silte Argiloso	40	0,385	2,20	40,00	230	0,03	3,00	6,00	1180,67	2,0	590,33	114,64	2	57,32	368,70	959,03
Carga com 1 estaca																	959,03
Carga com 2 estacas																	1918,06

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 24 - Tabela Estaca para pilares P3/P4/P9/P10: Ed. 6 Pav.

P3/P4/P9/P10			ESTACA ESCAVADA= MÉTODO AOKI E VELLOSO														
CARGA	1.319,18																
Ø=>	0,60																
Prof. (m)	Tipo de solo	N_{spt}	Ab	Perímetro	ΔL	K (kN)	α	F1	F2	Qp (kN)	FS (ponta)	Qp_{ADM} (kN)	QL (kN)	FS (fuste)	Ql_{ADM} (kN)	$\sum Ql_{ADM}$	QR (kN)
0,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	6,91	58,79
1,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	15,20	77,46
2,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	22,11	74,00
3,0	Argila Siltosa	4	0,283	1,89	4,00	220	0,04	3,00	6,00	83,01	2,0	41,51	11,06	2	5,53	27,64	69,15
4,0	Argila Siltosa	5	0,283	1,89	5,00	220	0,04	3,00	6,00	103,77	2,0	51,88	13,82	2	6,91	34,55	86,44
5,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	42,85	105,11
6,0	Argila Siltosa	6	0,283	1,89	6,00	220	0,04	3,00	6,00	124,52	2,0	62,26	16,59	2	8,29	51,14	113,40
7,0	Argila Siltosa	8	0,283	1,89	8,00	220	0,04	3,00	6,00	166,03	2,0	83,01	22,12	2	11,06	62,20	145,21
8,0	Argila Siltosa	9	0,283	1,89	9,00	220	0,04	3,00	6,00	186,78	2,0	93,39	24,88	2	12,44	74,64	168,03
9,0	Argila Siltosa	10	0,283	1,89	10,00	220	0,04	3,00	6,00	207,53	2,0	103,77	27,65	2	13,82	88,47	192,23
10,0	Argila Siltosa	11	0,283	1,89	11,00	220	0,04	3,00	6,00	228,29	2,0	114,14	30,41	2	15,21	103,67	217,81
11,0	Argila Siltosa	15	0,283	1,89	15,00	220	0,04	3,00	6,00	311,30	2,0	155,65	41,47	2	20,74	124,41	280,06
12,0	Silte Argiloso	23	0,283	1,89	23,00	230	0,03	3,00	6,00	499,02	2,0	249,51	56,51	2	28,25	152,66	402,17
13,0	Silte Argiloso	27	0,283	1,89	27,00	230	0,03	3,00	6,00	585,81	2,0	292,91	66,33	2	33,17	185,83	478,73
14,0	Silte Argiloso	30	0,283	1,89	30,00	230	0,03	3,00	6,00	650,90	2,0	325,45	73,70	2	36,85	222,68	548,13
15,0	Silte Argiloso	36	0,283	1,89	36,00	230	0,03	3,00	6,00	781,08	2,0	390,54	88,44	2	44,22	266,90	657,44
16,0	Silte Argiloso	40	0,283	1,89	40,00	230	0,03	3,00	6,00	867,87	2,0	433,93	98,27	2	49,14	316,04	749,97
Carga com 1 estaca																	749,97
Carga com 2 estacas																	1499,94

Fonte: Próprio Autor (2012)

` Resumindo, temos as estacas e os diâmetros apresentados na Tabela 26.

Tabela 25- Resumo estacas e diâmetros.

Edifício	Pilares	N° Estacas	Ø	Pilar	Ø Barra
4 Pav.	1/6/7/12	1	40	20x30	20mm
	2/5/8/11	2	50	20x50	10mm
	3/4/9/10	1	70	20x40	16mm
6 Pav.	1/6/7/12	1	60	20x30	16mm
	2/5/8/11	2	70	20x70	10mm
	3/4/9/10	2	60	20x60	10mm

Fonte: Próprio Autor (2012)

As Estacas foram padronizados, em 4 diâmetros, conforme Tabela 26, para melhor aproveitamento das perfurações.

3.6. BLOCO SOBRE ESTACAS: APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO.

Após a definição dos diâmetros das estacas, calculou-se os blocos de coroamento para os mesmos.

3.6.1. Memorial de cálculo exemplo: Bloco de Coroamento sobre 1 estaca.

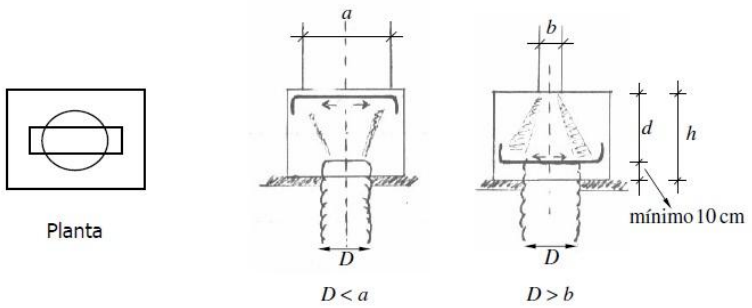
A resistência do concreto utilizada para os Blocos de Coroamento tanto das Estacas quanto do Tubulão foi de Fck = 30MPa.

<u>P1/P6/P7/P12 – Ed 4 Pav.</u>

Dados:

- 1 estaca Ø 40cm
- Carga= 379,09 kN
- Pilar: 20x30

Figura 27- Verificação das armaduras no bloco (exemplo).



Fonte: Rodrigues P. (2010).

→Verificações das armaduras:

$$D < a \ \therefore 40 > 30 \rightarrow \ não\ é\ necessária\ armadura\ superior!$$

$$D > b \therefore 40 > 20 \rightarrow Ok! \qquad \text{(Eq.66)}$$

Conclusão: Armadura na parte superior pode ser dispensada, porém, foi incluída para maior segurança.

→Largura e Comprimento:

$$D < a \Rightarrow \ell_x \geq a + 2 \times 15cm \therefore 40 > 30$$

$$\ell_x \geq 30 + 2 \times 15cm = 60cm \qquad \text{(Eq.67)}$$

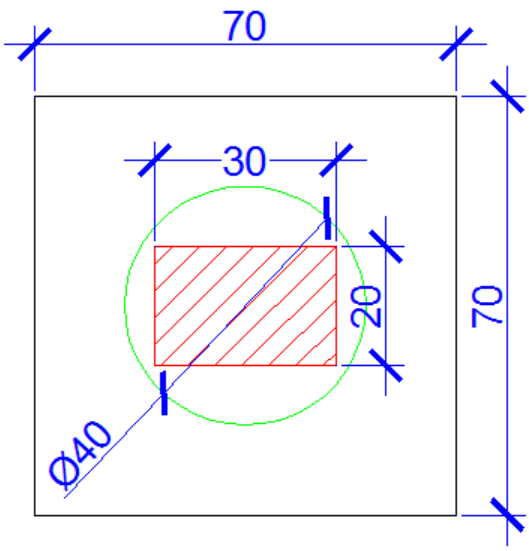
Como a estaca tem diâmetro 40cm, ou seja é maior que $a = 30cm$, acrescenta-se as distâncias apartir deste:

$$\ell_x \geq D + 2 \times 15cm \therefore \ell_x \geq 40 + 2 \times 15cm = 70cm \qquad \text{(Eq.68)}$$

$$D > b \Rightarrow \ell_y \geq D + 2 \times 15cm \ \therefore \ 40 > 20$$

$$\ell_y \geq 40 + 2 \times 15cm = 70cm \qquad \text{(Eq.69)}$$

Figura 28- Largura e comprimento do bloco sobre uma estaca. (exemplo).



Fonte: Próprio Autor (2012)

→Altura do Bloco:

$$Altura\ (d) > \begin{cases} D < a \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (\ell_x - D) \\ D > b \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (\ell_y - b) \\ Ancoragem\ \Rightarrow d \geq \ell_b \end{cases} \quad \therefore$$

(Eq.70)

$$Altura\ (d) > \begin{cases} 40 < 50 \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (70 - 40) = 22{,}5cm \\ 40 > 20 \Rightarrow d \geq 0{,}75\ \times\ (70 - 20) = 37{,}5 \\ Ancoragem\ \Rightarrow d \geq 88cm \end{cases}$$

Então a altura do bloco é: $(d) > 88cm$

$$\ell_b\ = 44\ \times Ø \therefore\ 44\ \times 2{,}0 = 88cm \qquad \text{(Eq.71)}$$

sendo:

- Ø = diâmetro da Barra da ferragem utilizada no pilar: (Tabela 26)

→Altura final do bloco (h):

$$h \geq d + 10 = 88 + 10 = 98\ cm \qquad \text{(Eq.72)}$$

→Armaduras horizontais:

$$Ft_{x,sup} = \frac{N_t\,.\,(\ell_x - D)}{8.\,d} = \frac{391{,}09.\,(70-40)}{8.88} = 16{,}66\ kN \qquad \text{(Eq.73)}$$

$$Ft_{y,inf} = \frac{N_t\,.\,(\ell_y - D)}{8.\,d} = \frac{391{,}09.\,(70-20)}{8.88} = 27{,}77\ kN \qquad \text{(Eq.74)}$$

onde:

$$N_t = N + P_{pb} = 379{,}09\ kN + 12{,}00\ kN = 391{,}09\ kN \qquad \text{(Eq.75)}$$

$$Ppb = l \times c \times h \times \gamma_{conc} = 0{,}70 \times 0{,}70 \times 0{,}98 \times 25 = 12{,}00\ kN \qquad \text{(Eq.76)}$$

→ Armaduras horizontais:

$$A_{sx,sup} = \frac{\gamma_f\,.\,Ft_x}{f_{yd}} = \frac{1{,}4\,.\,16{,}66}{43{,}5} = 0{,}53cm^2 \Rightarrow \{\boxed{2\ \emptyset 6{,}3\ (0{,}63)} \qquad \text{(Eq.77)}$$

$$A_{sy,inf} = \frac{\gamma_f\,.\,Ft_y}{f_{yd}} = \frac{1{,}4\,.\,27{,}77}{43{,}5} = 0{,}89 \cong 0{,}90\ cm^2 \Rightarrow \begin{cases} \boxed{3\ \emptyset 6{,}3\ (0{,}945)} \\ 2\ \emptyset 8{,}0\ (1{,}00) \end{cases} \qquad \text{(Eq.78)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1{,}15} = 43{,}5 \qquad \text{(Eq.79)}$$

→Armadura vertical.

$$A_{s,vertical} = 0{,}8\%\,.\,254{,}07 = 2{,}03\ cm^2 \qquad \text{(Eq.80)}$$

$$A_{cn} = \frac{\gamma_f . N_t}{0{,}85 . f_{cd} + 0{,}008 . \sigma'_{sd}} = \frac{1{,}4 . 391{,}09}{0{,}85 .2{,}14 + 0{,}008 .42} = 254{,}07\ cm^2 \qquad \text{(Eq.81)}$$

onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3{,}0}{1{,}4} = 2{,}14 \qquad \text{(Eq.82)}$$

→Verificação da armadura vertical:

$$A_{s,vertical\ ,existente} = 2 \times (0{,}63) + 2 \times (0{,}945) = 3{,}15 cm^2$$

$$3{,}15 \geq 2{,}03 \Rightarrow Ok! \qquad \text{(Eq.83)}$$

Neste caso a armadura horizontal que é disposta verticalmente também através dos "estribos", supre a necessidade de armadura vertical.

→Armadura de pele (horizontal, estribos):

$$A_{s,por\ face} = \frac{1}{8} . A_{s,principal} = \frac{1}{8} . 0{,}90 = 0{,}111\ cm^2 \Rightarrow \{\boxed{2\ \emptyset 6{,}3\ (0{,}63)} \qquad \text{(Eq.84)}$$

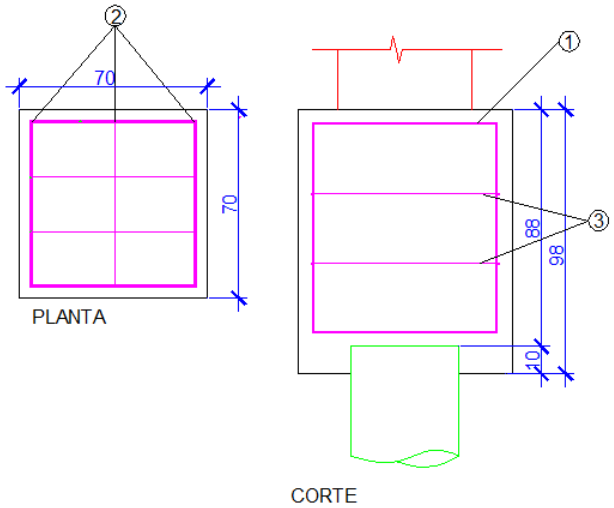
onde:

$$A_{s,principal} = \text{é o maior valor entre} \begin{cases} A_{sx,sup} \\ A_{sy,inf} \end{cases} = \begin{cases} 0{,}53 \\ 0{,}90 \end{cases}$$

$$sendo\ 0{,}90\ o\ maior\ valor \qquad \text{(Eq.85)}$$

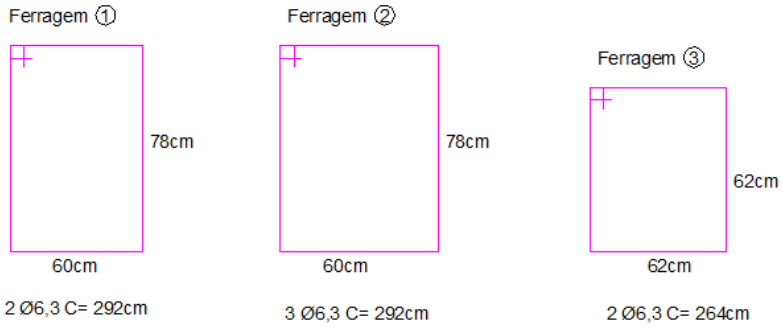
→Detalhamento:

Figura 29 – Detalhamento do bloco sobre uma estaca (exemplo).



Fonte: Próprio Autor (2012)

Figura 30- Detalhamento Ferragem Estribos Bloco sobre uma estaca (exemplo).



Fonte: Próprio Autor (2012)

.

3.6.2. Memorial de cálculo exemplo: Bloco de Coroamento sobre 2 estaca.

P2/P5/P8/P11 - Ed. 4 Pav.

Dados:

- 2 estaca Ø 50cm

- Carga= 1040,54 kN
- Pilar: 20x50

→ Dimensionamento:

$$L \geq e + D + 2\,.15cm = L \geq 150 + 50 + 2\,.15cm = 230\ cm \qquad \text{(Eq.86)}$$

$$B \geq D + 2.15cm = B \geq 50 + 2.15cm = 80cm \qquad \text{(Eq.87)}$$

onde:

$$e = 3 \times \emptyset = 3 \times 50 = 150\ \text{(cm)} \qquad \text{(Eq.88)}$$

→Altura útil:

$$d_{mín} = 0{,}5\,.\left(e - \frac{a}{2}\right) \leq \ d \ \leq d_{máx} = 0{,}71\,.\left(e - \frac{a}{2}\right)$$

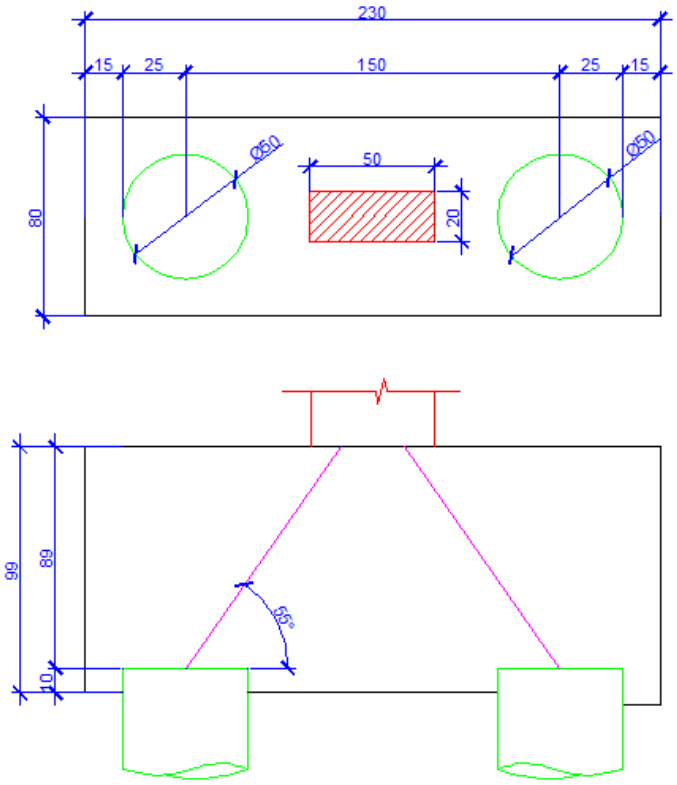
$$0{,}5\,.\left(150 - \frac{50}{2}\right) \leq \ d \ \leq d_{máx} = 0{,}71\,.\left(150 - \frac{50}{2}\right) \qquad \text{(Eq.89)}$$

$$63cm \leq \ d \ \leq 89cm$$

* Comparando-se ainda com = $d \geq \ell_o$= $d \geq 44 \ \times \emptyset = 44 \times 1 = 44\ cm$

$$Adotados = \begin{cases} d = 89\ cm \\ h = 99\ cm \end{cases} \qquad \text{(Eq.90)}$$

Figura 31 – Dimensões e alturas adotadas (exemplo).



Fonte: Próprio Autor (2012)

→Verificação da compressão nas bielas:

- Força de compressão nas bielas:

$$sen\theta = \frac{\frac{N_t}{2}}{R_{cc}} \therefore \; R_{cc} = \frac{N_t}{2.sen\theta} = \frac{1\,086{,}08}{2.sen\,55°} = 662{,}93\;kN \qquad \text{(Eq.91)}$$

→Junto ao Pilar:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_{pilar}\;.\;sen^2\theta} \leq 0{,}9\,.f_{ck} = \frac{1{,}4\;\times 1\,086{,}08}{(50x20).\;sen^2 55°} =$$

(Eq.92)

$$2{,}26 \leq 2{,}70 \;\Rightarrow ok!$$

→Junto à estaca:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{2\,.\,A_{estaca}\ .\ sen^2\theta} \leq 0{,}9\,.\,f_{ck} = \frac{1{,}4\ \times 1\,086{,}08}{(2\,.\,\pi\,25^2).\ sen^2 55°} =$$

$$0{,}57 \leq 2{,}70 \Rightarrow ok! \qquad \text{(Eq.93)}$$

$$0{,}9\,.\,f_{ck} = 0{,}9\,.\,3{,}0 = 2{,}7\ kN/cm^2$$

→Aplicação do triângulo das forças:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{4.89}{2.150 - 50} = tg\ (1{,}425) = \ \alpha = 55° \ \Rightarrow Ok! \qquad \text{(Eq.94)}$$

$$tg\theta = \frac{\frac{N_t}{2}}{R_{st}} \ \therefore\ R_{st} = \frac{N_t}{2\,.\,tg\theta} = \frac{N_t}{2\,.\,\frac{4.\,d}{2.\,e - a}} \Rightarrow R_{st} = \frac{N_t\,.\,(2.\,e - a)}{8.\,d} =$$

$$R_{st} = \frac{1\,086{,}08\ \ .\,(2.150 - 50)}{8.88} = \ 385{,}84\ kN \qquad \text{(Eq.95)}$$

onde:

$$N_t\ = N + P_{pb}\ = 1040{,}54 + 45{,}54 = 1\,086{,}08\ kN \qquad \text{(Eq.96)}$$

sendo:

$$P_{pb}\ =\ l \times c \times h \times \gamma_{conc}\ = 0{,}80 \times 2{,}30 \times 0{,}99 \times 25 = 45{,}54\ kN \qquad \text{(Eq.97)}$$

→Armadura principal (tração):

$$A_s = \frac{1{,}4\ .1{,}15.\ R_{st}}{f_{yd}} = \frac{1{,}4\ .1{,}15.385{,}84}{43{,}5} = 14{,}28cm^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 8\ \emptyset 16{,}0\ (16{,}00) \\ \boxed{5\ \emptyset 20{,}0\ (15{,}75)} \\ 3\ \emptyset 25\ (15{,}00) \end{cases} \qquad \text{(Eq.98)}$$

→Armadura secundária:

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5}\ .A_{s,principal} = \frac{1}{5}\ .14{,}28 = 2{,}856cm^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 6\ \emptyset 8{,}0\ (3{,}00) \\ \boxed{4\ \emptyset 10{,}0\ (3{,}20)} \\ 3\ \emptyset 12{,}5\ (3{,}75) \end{cases} \qquad \text{(Eq.99)}$$

→Armadura complementar:

$$A_{s,H} = 0{,}10\%\ .b.h = 0{,}10\%\ .80\ .0{,}99 = 7{,}92cm^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 10\ \emptyset 10{,}0\ (8{,}00) \\ \boxed{7\ \emptyset 12{,}5\ (8{,}75)} \\ 4\ \emptyset 16{,}0\ (3{,}75) \end{cases} \qquad \text{(Eq.100)}$$

→Estribos Verticais:

$$A_{sw} = \rho_{sw,min}\ .b = 0{,}1159.80 = 9{,}27cm^2 \Rightarrow \begin{cases} \emptyset 8{,}0\ c/10\ (10{,}00) \\ \boxed{\emptyset 10{,}0\ c/17\ (9{,}41)} \end{cases} \qquad \text{(Eq.101)}$$

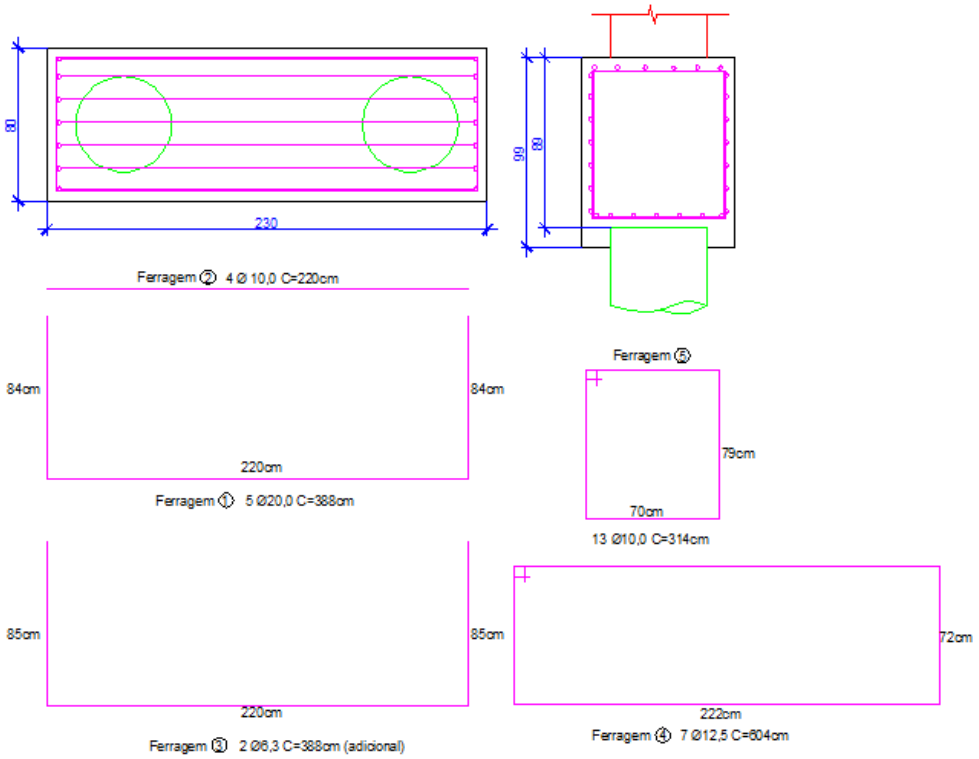
Tabela 26- $\rho_{sw,min}$ (%) (exemplo).

Aço	Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA – 25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA – 50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA – 60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Rodrigues P. (2010).

→Detalhamento:

Figura 32- Detalhamento Ferragem Bloco com duas estacas (exemplo).



Fonte: Próprio Autor (2012)

Aplicaram-se os formulários a todos os pilares com o respectivo número de estacas e obtiveram-se os resultados apresentados.

Tabela 27- Resultados Dimensões Blocos sobre estacas.

Edifício	Pilares	Pilar	Ø Barra	N° Estacas	Ø	Dim. do Bloco		
						Lx	Ly	Altura
4 Pav.	1/6/7/12	20x30	20mm	1	40	70	70	98
	2/5/8/11	20x50	10mm	2	50	230	80	99
	3/4/9/10	20x40	16mm	1	70	100	100	80,4
6 Pav.	1/6/7/12	20x30	16mm	1	60	90	90	80,4
	2/5/8/11	20x70	10mm	2	70	310	100	135
	3/4/9/10	20x60	10mm	2	60	270	90	117

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 28- Resultados Armadura Bloco sobre 1 estaca.

Edifício	Pilares	N° estacas	Ø	Armadura horizontal						Armadura de Pele		
				Superior			inferior			Estribo		
				Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)
4 Pav.	1/6/7/12	1	40	2	Ø6,3	292	3	Ø6,3	292	2	Ø6,3	264
	3/4/9/10	1	70	5	Ø6,3	317	4	Ø12,5	317	2	Ø6,3	384
6 Pav.	1/6/7/12	1	60	4	Ø6,3	297	3	Ø10,0	297	2	Ø6,3	344

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 29 - Resultados Armadura Bloco sobre 2 estacas.

Edifício	Pilares	N° estacas	Ø	Armad.Principal			Armad. Secund.		
				Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)
4 Pav.	2/5/8/11	2	50	5	Ø20,0	388	4	Ø10,0	220
6 Pav.	2/5/8/11	2	70	7	Ø20,0	540	6	Ø10,0	300
	3/4/9/10	2	60	6	Ø20,0	464	5	Ø10,0	260

Complementar			Estribos			Adicional		
Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)
7	Ø12,5	604	13	Ø10,0	314	2	Ø6,3	388
7	Ø16,0	804	24	Ø10,0	426	2	Ø6,3	540
6	Ø16,0	704	18	Ø10,0	370	2	Ø6,3	464

Fonte: Próprio Autor (2012)

3.7. TUBULÕES - APLICAÇÃO DO FORMULÁRIO.

A Resistência do concreto utilizada para o fuste e a base do Tubulão foi de fck=20MPa.

P1/P6/P7/P12 – Ed 4 Pavimentos

Dados:

- 1 estaca Ø 40cm
- Carga= 379,09 kN
- Pilar: 20x30

→Base:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \ \times \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 379{,}09}{\pi \ \times 400}} = 1{,}09 \ \therefore \emptyset 110cm \qquad \text{(Eq.102)}$$

Como a Tabela de Alonso (1983) (Tabela 6) possui carga mínima para o valor de 0,4MN de tensão admissível do solo de 0,71 MPa (710kN), optou-se pela utilização desta com diâmetro mínimo de 150cm.

→Fuste:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \ \times \sigma_c}} = \sqrt{\frac{4 \times 379{,}09}{\pi \ \times 5690}} = 0{,}291 \ cm \Rightarrow mínimo \ 70cm \qquad \text{(Eq.103)}$$

$$\sigma_c = \frac{0{,}85.fck}{\gamma_f \times \gamma_c} = \frac{0{,}85.15}{1{,}4 \times 1{,}6} = 5{,}69MPa \qquad \text{(Eq.104)}$$

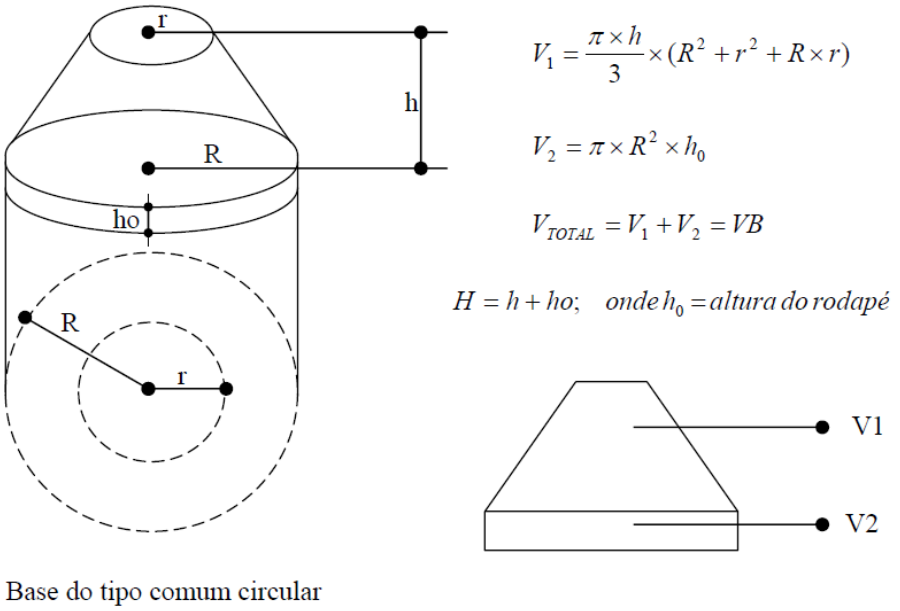
→Altura:

$$H = \frac{D-d}{2} \ tg60^\circ \ \therefore H = 0{,}866 \ (D-d) = 0{,}866 \ (150-70) =$$

$$69{,}28cm \cong 70cm \qquad \text{(Eq.105)}$$

→Volume da Base:

Figura 33- Volume da base do Tubulão.



Fonte: Constancio (2004).

$$V1 = \frac{\pi \times 0{,}50}{3} \times (0{,}75^2 + 0{,}35^2 + 0{,}75 \times 0{,}35) = 0{,}469m^3 \qquad \text{(Eq.106)}$$

$$V2 = \pi \times 0{,}75^2 \times 0{,}20 = 0{,}353\ m^3 \qquad \text{(Eq.107)}$$

$$V_{total} = 0{,}469 + 0{,}353 = 0{,}849 \cong 0{,}85m^3 \qquad \text{(Eq.108)}$$

$$* \textit{Sendo esse valor de } V_2 \textit{ da tabela de Alonso } (1983)$$

→Volume do ala rgamento da base:

$$V_1 = V_{TOTAL} - (\pi \times r^2 \times H) =$$
$$0{,}85 - (\pi \times 0{,}35^2 \times 0{,}70) = 0{,}58m^3 \qquad \text{(Eq.109)}$$

Tabela 1:

→Dado(s) de Entrada:

- Tensão admissível do solo: 0,4 MPa;
- Carga: 379,09 kN= 0,37 MN.

→Informação (ões) retirada(s):

- D = Diâmetro da Base = 150cm.

Tabela 30- Tabela Diâmetro Base (exemplo)

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

Fonte: Alonso (1983).

Tabela 2:

→Dado(s) de Entrada:

- Carga: 379,09 kN= 0,37 MN

→Informação (ões) retirada(s):

- d = Diâmetro do Fuste = 70cm

Tabela 31- Tabela Diâmetro fuste (exemplo).

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	15,70

Fonte: Alonso (1983).

Tabela 3:

→Dado(s) de Entrada:

- D = Diâmetro da Base = 150cm (Tabela 31);
- d = Diâmetro do Fuste = 70cm (Tabela 32).

→Informação (ões) retirada(s):

- H = Altura = 70cm;
- V_1 = Volume Alargamento = 0,58m³;
- V_2 = Volume Base = 0,85m³.

Tabela 32- Tabela Volumes (exemplo).

base (cm)	70 cm			80 cm			90 cm			100 cm			1
	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.	V_1	V_2	alt.
150	70	0,58	0,85	60	0,48	0,78	55	0,41	0,76	45	0,31	0,67	35
155	75	0,66	0,95	65	0,56	0,88	55	0,45	0,80	50	0,37	0,77	40
160	80	0,75	1,06	70	0,64	0,99	60	0,52	0,90	55	0,44	0,87	45
165	85	0,84	1,17	75	0,73	1,10	65	0,60	1,02	55	0,50	0,93	50
170	85	0,90	1,23	80	0,82	1,22	70	0,69	1,14	60	0,57	1,04	55
175	90	1,00	1,36	85	0,93	1,35	75	0,78	1,26	65	0,66	1,17	55
180	95	1,12	1,49	85	0,99	1,41	80	0,89	1,40	70	0,75	1,30	60
185	100	1,24	1,63	90	1,10	1,55	85	1,00	1,54	75	0,85	1,44	65

Fonte: Alonso (1983).

A seguir é apresentado os resultados da aplicação do formulário para os demais Tubulões.

Tabela 33- Resultados dimensionamentos Tubulão à céu aberto.

Edifício	Pilares	Fuste	Base	Altura (H)	V1	V2
4 Pav.	1/6/7/12	70	150	70	0,58	0,85
	2/5/8/11	70	185	100	1,24	1,63
	3/4/9/10	70	170	85	0,9	1,23
6 Pav.	1/6/7/12	70	150	10	0,58	0,85
	2/5/8/11	70	225	135	2,41	2,94
	3/4/9/10	70	205	120	1,79	2,26

Fonte: Próprio Autor (2012)

3.7.1. Aplicação do Bloco sobre o Tubulão.

A recomendação de Soares ([2012?]) vista anteriormente, é de que ou se projeto o bloco de coroamento sobre o Tubulão, ou se inclui armadura de fretagem, porém, neste estudo projetaram-se os dois elementos, para maior segurança

Então, da mesma forma que no topo da estaca foi aplicado o bloco de coroamento, aplica-se também o formulário para dimensionamento do mesmo, este sendo Bloco sobre 1 Tubulão. Aplicou-se o formulário segundo as dimensões obtidas, e obtiveram-se os resultados da Tabela 35**.**

Tabela 34- Resultados das Dimensões dos Blocos sobre Tubulão

Edifício	Pilares	Pilar	Ø Barra	N° Tubulões	Ø	Dim. do Bloco		
						Lx	Ly	Altura
4 Pav.	1/6/7/12	20x30	20mm	1	70	90	100	98
	2/5/8/11	20x50	10mm	1	70	90	100	54
	3/4/9/10	20x40	16mm	1	70	90	100	80,4
6 Pav.	1/6/7/12	20x30	16mm	1	70	90	100	70,6
	2/5/8/11	20x70	10mm	1	70	100	100	54
	3/4/9/10	20x60	10mm	1	70	90	100	54

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 35- Resultados das armaduras dos Blocos sobre Tubulão.

Edifício	Pilares	N° Tubulões	Ø	Armadura horizontal						Armadura de Pele		
				Superior			inferior			Estribo		
				Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)
4 Pav.	1/6/7/12	1	70	2	Ø6,3	332	2	Ø6,3	352	1	Ø6,3	364
	2/5/8/11	1	70	3	Ø10,0	244	4	Ø10,0	264	2	Ø6,3	364
	3/4/9/10	1	70	4	Ø6,3	297	5	Ø6,3	317	1	Ø6,3	364
6 Pav.	1/6/7/12	1	70	3	Ø6,3	297	4	Ø6,3	317	1	Ø6,3	364
	2/5/8/11	1	70	6	Ø10,0	284	6	Ø10,0	284	2	Ø6,3	384
	3/4/9/10	1	70	4	Ø10,0	244	5	Ø10,0	264	2	Ø6,3	364

Fonte: Próprio Autor (2012)

3.7.2. Memorial de cálculo exemplo 1: Verificação da Armadura de Fretagem.

<u>P1/P6/P7/P12 – Ed 4 Pavimentos</u>

Dados:

- Carga= 379,09 kN;
- Pilar: 20x30;
- Tubulão: d=70cm, D=150cm.

→Tensão existente:

$$\sigma_t = 0{,}5 \times p \times \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) = 0{,}5 \times 0{,}98 \times \left(1 - \frac{20}{62{,}03}\right) = 0{,}33 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.110)}$$

onde:

$$b = \sqrt{\frac{\pi \times D^2}{4}} = \sqrt{\frac{\pi \times 70^2}{4}} = = 62{,}03\ cm \qquad \text{(Eq.111)}$$

$$p = \frac{N}{\frac{\pi \times D^2}{4}} = \frac{0{,}37909}{\frac{\pi \times 0{,}70^2}{4}} = 0{,}98 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.112)}$$

→ Tensão admissível do concreto:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{f_{ck}}{20} = \frac{15}{20} = 0{,}75 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.113)}$$

→Verificação da tensão no concreto:

$$0{,}33 < 0{,}75 \Rightarrow não\ há\ armadura\ de\ fretagem; \qquad \text{(Eq.114)}$$

3.7.3. Memorial de cálculo exemplo 2: Verificação da Armadura de Fretagem.

Como o exemplo anterior não possuía armadura de fretagem, apresenta-se outro exemplo que a armadura de fretagem foi necessária.

<u>P2/P5/P8/P11 - Ed. 4 Pavimentos</u>

Dados:

- Carga= 1040,54 kN
- Pilar: 20x50
- Tubulão: d=70cm, D=185cm.

→Tensão existente:

$$\sigma_t = 0{,}5 \times p \times \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) = 0{,}5 \times 2{,}70 \times \left(1 - \frac{20}{62{,}03}\right) = 0{,}914 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.115)}$$

onde:

$$b = \sqrt{\frac{\pi \times D^2}{4}} = \sqrt{\frac{\pi \times 70^2}{4}} = = 62{,}03\ cm \qquad \text{(Eq.116)}$$

$$p = \frac{N}{\frac{\pi \times D^2}{4}} = \frac{1{,}04}{\frac{\pi \times 0{,}70^2}{4}} = 2{,}70 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.117)}$$

→ Tensão admissível do concreto:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{f_{ck}}{20} = \frac{15}{20} = 0{,}75 MN/m^2 \qquad \text{(Eq.118)}$$

→Verificação da tensão no concreto:

$$0{,}914 < 0{,}75 \Rightarrow \text{ há } armadura\ de\ fretagem; \qquad \text{(Eq.119)}$$

→Cálculo da Armadura de Fretagem:

$$N_t = 0{,}30 \times P \times \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) = 0{,}30 \times 1{,}04 \times \left(1 - \frac{20}{62{,}03}\right) = 0{,}211\ MN \qquad \text{(Eq.120)}$$

onde:

$$b = \sqrt{\frac{\pi \times D^2}{4}} = \sqrt{\frac{\pi \times 70^2}{4}} = = 62{,}03\ cm \qquad \text{(Eq.121)}$$

Neste caso o valor de $d < 80$, então procede-se com o cálculo da armadura de fretagem em espiral.

→Área da armadura para d<80cm: seção da espiral toda:

$$A_s = \frac{\gamma_f \times N_t}{2 \times f_{yd}} = \frac{1{,}4 \times 211}{2 \times 43{,}5} = 3{,}39 \cong 3{,}40 \qquad \text{(Eq.122)}$$

→Seção de cada volta da espiral:

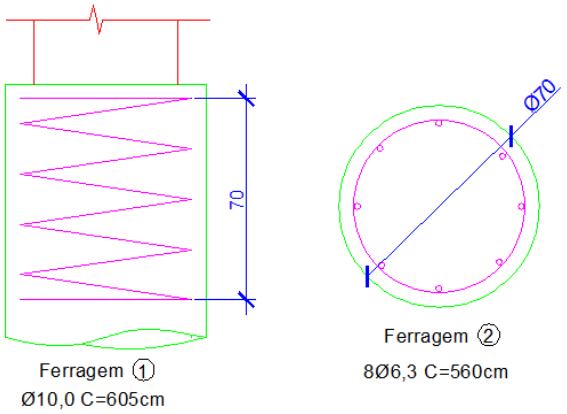
$$A_{s1} = \frac{A_s}{\frac{d}{t} + 1} = \frac{\gamma_f \times N_t}{2 \times f_{yd} \times \left(\frac{d}{t} + 1\right)} = \frac{1{,}4 \times 211}{2 \times 43{,}5 \times \left(\frac{70}{17{,}5} + 1\right)} = 0{,}679 \cong 0{,}68 cm^2 \qquad \text{(Eq.123)}$$

$$t = \frac{d}{n-1} = \frac{70}{5-1} = 17{,}5 \qquad \text{(Eq.124)}$$

$$A_s = n \times A_{s1} = 5 \times 0{,}68 = 3{,}40cm^2 \qquad \text{(Eq.125)}$$

→Detalhamento:

Figura 34- Detalhamento armadura de fretagem Tubulão (exemplo)



Fonte: Próprio Autor (2012)

A armadura de fretagem para os demais tubulões foi calculada e os resultados estão expostos a seguir na Tabela 37.

Tabela 36- Resultado Dimensionamento Tubulão.

Edifício	Pilares	Nt	Area Espiral	Area p/ Espira	N° Espiras	Armadura Espiral			Armadura auxiliar		
						Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)	Qtde	Barra CA-50	Comp. (cm)
4 Pav.	1/6/7/12	-	-	-	-	-	-		-	-	-
	2/5/8/11	0,212	3,4	0,68	5	1	Ø10	605	8	Ø 6,3	0,70
	3/4/9/10	0,179	2,9	0,58	5	1	Ø10	605	8	Ø 6,3	0,70
6 Pav.	1/6/7/12	-	-	-	-	-	-		-	-	-
	2/5/8/11	0,317	3,65	0,73	7	1	Ø10	845	8	Ø 6,3	0,70
	3/4/9/10	0,268	3,6	0,72	6	1	Ø10	724	8	Ø 6,3	0,70

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 37 - Resultado Dimensionamento da Armadura de Fretagem do Tubulão.

Edifício	Pilares	Carga	Carga (MN)	Fuste	Base	b_0	a_0	b	p	σ	σ_{conc}	Verificação
4 Pav.	1/6/7/12	379,092	0,379092	70	150	20	30	62,036	0,99	0,34	0,75	inexistente
	2/5/8/11	1040,54	1,04054	70	185	20	50	62,036	2,7	0,91	0,75	armadura
	3/4/9/10	879,45	0,87945	70	170	20	40	62,036	2,29	0,78	0,75	armadura
6 Pav.	1/6/7/12	568,64	0,56864	70	150	20	30	62,036	1,48	0,5	0,75	inexistente
	2/5/8/11	1560,81	1,56081	70	225	20	50	62,036	4,06	1,38	0,75	armadura
	3/4/9/10	1319,18	1,31918	70	205	20	40	62,036	3,43	1,16	0,75	armadura

Fonte: Próprio Autor (2012)

3.8. CUSTOS DAS FUNDAÇÕES

Com o dimensionamento das fundações concluído, foi possível verificar o custo de execução dos dois tipos adotados. Para isso, foi realizado orçamentos com as empresas que prestam os serviços e os insumos necessários para a execução de ambas.

Para as estacas com bloco de coroamento, o custo se resume basicamente nas seguintes etapas: custo do bloco dec, dividido entre armadura, concretagem e execução do mesmo, perfuração das estacas e sua concretagem.

Para os Tubulões com Bloco de Coroamento, as etapas são: custo do Bloco de Coroamento, separado da mesma maneira das estacas, perfuração do fuste, armadura de fretagem incluída em seu topo, alargamento da base e concretagem de ambos elementos.

Para o concreto estrutural foi realizada cotação com a empresa Supertex de Panambi- RS, em 23 de Nov. 2012 (ANEXO B)

Para os aços, foi feita cotação na Gerdau de filial Panambi-RS, em 22 de Nov. 2012 (ANEXO C)

Para as os serviços de escavação das fundações, tanto as perfurações com estacas rotativas como a escavação manual de base, realizou-se orçamento na empresa Linder Equipamentos Ltda. Panambi-RS (ANEXO D).

A composição de custos do bloco de coroamento, foi elaborada a partir da composição do item: sapata concreto armado fck=15MPa completa, encontrada no Software PLEO, sendo adaptada para o concreto utilizado nos blocos de coroamento e com valores atualizados.

A composição do custo dos serviços de Armadura foi adaptada, também do Software PLEO, da composição armadura CA-50.

Estacas

EDIFÍCIO 4 PAVIMENTOS

Tabela 38- Tabela quantidade de aço por Ø - Edifício 4 Pavimentos.

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm				***Barra*** Ø12,5mm				***Barra Ø20,0mm***			
2,92	2	4	23,36	2,2	4	4	35,20	6,04	7	4	24,2	3,88	5	4	15,5
2,92	3	4	35,04	3,14	13	4	163,28	3,17	4	4	12,7	***Comp. Total (cm)***			15,5
2,64	2	4	21,12	***Comp. Total (cm)***			163,28	***Comp. Total (cm)***			36,8				
3,88	2	4	31,04												
3,17	5	4	63,40												
3,84	2	4	30,72												
Comp. Total (cm)			204,68												

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 39- Tabela Custo dos aços - Edifício 4 Pavimentos.

Armadura Blocos de Coroamento Edifício de 4 Pav.						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total***	***Peso c/ 10%***	***Valor unit.(KG)***	***Valor p/ Ø***
6,3	204,68	0,245	50,15	55,165	0,8917	49,19
10	163,28	0,617	100,74	110,814	2,0758	230,03
12,5	36,84	0,963	35,48	39,028	3,091	120,64
20	15,52	2,466	38,27	42,097	7,7458	326,07
					Total R$	725,93

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 40-Tabela Composição e Custo das armaduras - Edifício 4 Pavimentos.

Composiçao armadura Edifício 4 Pav.			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	247,10	3,83	946,41
Total Armadura	-	-	725,93
		Valor Total (R$)	1.672,34

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 41- Tabela Composição Bloco de Coroamento S/armadura- FCK=30MPa.

Composição Bloco de Coroamento (m³) (S/ ARMADURA)			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Pregos Bitolas variadas	KG	7,00	1,00000
Guia de Pinho 3a. 2,5x15cm - 1x6"	M	5,50	12,50000
Pontalete Pinho 3a 3x3"	M	7,82	5,00000
Sarrafo Pinho 3a. 2,5x5,0cm	M	2,20	7,50000
Carpinteiro	H	8,00	6,50000
Pedreiro	H	8,76	12,00000
Servente	H	3,08	42,50000
Vibrador de Imersão c/ motor eletrico 2HP	H	0,94	1,00000
Concreto usinado FCK=30,0 MPA	M³	305,00	1,05000
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)		1.186,14	

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 42- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 4 Pav.

Volume dos Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³))						
Edifício	***Pilares***	***Ø***	***lx***	***ly***	***h***	***m³***
4 Pav.	1/6/7/12	40	0,70	0,70	0,980	0,4802
	2/5/8/11	50	2,30	0,80	0,990	1,8216
	3/4/9/10	70	1,00	1,00	0,804	0,804
					Total (∑ x 4) m³	***12,4232***
					Composiçao com Concreto Usinado FCK=30 Mpa	***1.186,14***
					Valor Total (R$)	***14.735,65***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 43- Tabela Custo Concreto para estacas - Edifício 4 Pavimentos.

Concreto para estacas (FCK-15MPa por m³)					
Insumo	***Ø***	***Area***	***m³ p/estaca***	***Qtde***	***m³ p/ Ø***
ESTACA ROTATIVA	40	0,126	2,02	4	8,08
ESTACA ROTATIVA	50	0,196	3,14	8	25,12
ESTACA ROTATIVA	70	0,385	6,16	4	24,64
				Total (m³)	***57,84***
				Valor do concreto FCK-15MPa por m³	***255,00***
				Valor Total (R$)	***14.749,20***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 44- Tabela Custo Perfuração estacas - Edifício 4 Pavimentos.

Perfuração das Estacas (m)					
Insumo	***Ø***	***un***	***Qtde (m)***	***Valor Un. (m)***	***Valor p/ Ø***
ESTACA ROTATIVA	40	m	64	18	1.152,00
ESTACA ROTATIVA	50	m	128	21	2.688,00
ESTACA ROTATIVA	70	m	64	48	3.072,00
				Valor Total (R$)	***6.912,00***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 45 – Tabela Custos Total das Estacas - Edifício 4 Pavimentos.

Custo das Estacas Edifício 4 Pavimentos	
Perfuração das Estacas (m)	6.912,00
Concreto para estacas (FCK-15MPa por m³)	14.749,20
Armadura Blocos de Coroamento (kg)	1.672,34
Volume dos Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³)	14.735,65
Valor Total (R$)	***38.069,19***

Fonte: Próprio Autor (2012)

O custo total para a execução de estacas com bloco de coroamento para o edifício de 4 Pavimentos é de R$ 38.065,40, considerando as armaduras calculadas neste estudo e também os valores das tomadas de preços realizadas nas datas mencionadas.

EDIFÍCIO 6 PAVIMENTOS

Tabela 46 - Tabela quantidade de aço por Ø - Edifício 6 Pavimentos.

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm				***Barra*** Ø16,0mm				***Barra Ø20,0mm***			
2,97	4	4	47,52	2,97	3,00	4	35,64	7,04	6	4	168,96	5,4	7	4	151,20
3,44	2	4	27,52	3,00	6,00	4	72,00	8,04	7	4	225,12	4,64	6	4	111,36
5,4	2	4	43,20	4,26	24,00	4	408,96	***Comp. Total (m)***			394,08	***Comp. Total (m)***			262,6
4,64	2	4	37,12	2,60	5,00	4	52,00								
Comp. Total (m)			155,36	3,70	18,00	4	266,40								
				Comp. Total (m)			835,00								

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 47- Tabela Custo dos aços – Edifício 6 Pavimentos.

Armadura Blocos de Coroamento						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total***	***Peso c/ 10%***	***Valor unit.(KG)***	***Valor p/ Ø***
6,3	155,36	0,245	38,06	41,866	0,8917	37,33
10	835,00	0,617	515,2	566,72	2,0758	1.176,40
16	394,08	1,59	626,59	689,249	5,047	3.478,64
20	262,56	2,466	647,47	712,217	7,7458	5.516,69
					Total R$	10.209,06

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 48- Tabela Composição e Custo das armaduras - Edifício 4 Pavimentos.

Composiçao armadura			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	2.010,05	3,83	7.698,50
Total Armadura	-	-	10.209,06
		Valor Total (R$)	17.907,56

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 49- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 6 Pavimentos.

Volume dos Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³))						
Edifício	***Pilares***	***Ø***	***lx***	***ly***	***h***	***m³***
4 Pav.	1/6/7/12	40	0,70	0,70	0,980	0,4802
	2/5/8/11	50	2,30	0,80	0,990	1,8216
	3/4/9/10	70	1,00	1,00	0,804	0,804
					Total (∑ x 4) m³	***12,4232***
					Composiçao com Concreto Usinado FCK=30 Mpa	***1.186,14***
					Valor Total (R$)	***14.735,65***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 50- Tabela Custo Concreto para estacas - Edifício 6 Pavimentos.

Concreto para estacas (FCK-15MPa por m³)					
Insumo	***Ø***	***Area***	***m³ p/estaca***	***Qtde***	***m³ p/ Ø***
ESTACA ROTATIVA	60	0,283	4,53	12	54,36
ESTACA ROTATIVA	70	0,385	6,16	8	49,28
				Total (m³)	***103,64***
				Valor do concreto FCK-15MPa por m³	***255,00***
				Valor Total (R$)	***26.428,20***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 51- Tabela Custo Perfuração estacas - Edifício 6 Pavimentos.

Perfuração das Estacas (m)					
Insumo	***Ø***	***un***	***Qtde (m)***	***Valor Un. (m)***	***Valor p/ Ø***
ESTACA ROTATIVA	60	m	192	35	6.720,00
ESTACA ROTATIVA	70	m	128	48	6.144,00
				Valor Total (R$)	***12.864,00***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 52 – Tabela Custos Total das Estacas - Edifício 6 Pavimentos.

Custo das Estacas Edifício 6 Pavimentos	
Perfuração das Estacas (m)	12.864,00
Concreto para estacas (FCK-15MPa por m³)	26.428,20
Armadura Blocos de Coroamento (kg)	17.907,56
Volume dos Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³)	36.435,09
Valor Total (R$)	***93.634,85***

Fonte: Próprio Autor (2012)

O custo total para a execução de estacas com bloco de coroamento para o edifício de 6 pavimentos é de R$ 93.634,85, considerando as armaduras calculadas neste estudo e também os valores das tomadas de preços realizadas nas datas mencionadas.

Tubulões

EDIFÍCIO 4 PAVIMENTOS

→BLOCOS DE COROAMENTO

Tabela 53- Tabela quantidade de aço por Ø (Bloco)- Edifício 4 Pavimentos.

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm			
3,32	2	4	26,56	2,44	3	4	29,28
3,52	2	4	28,16	2,64	4	4	42,24
3,64	2	4	29,12	***Comp. Total (cm)***			71,52
3,64	2	4	29,12				
2,97	4	4	47,52				
3,17	5	4	63,40				
3,64	1	4	14,56				
Comp. Total (cm)			238,44				

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 54- Tabela Custo dos aços (Bloco) - Edifício 4 Pavimentos.

Armadura Blocos de Coroamento Edifício de 4 Pav.						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total***	***Peso c/ 10%***	***Valor unit.(KG***	***Valor p/ Ø***
6,3	238,44	0,245	58,42	64,262	0,8917	229,21
10	71,52	0,617	44,13	48,543	2,0758	403,06
Total R$						632,27

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 55- Tabela Composição e Custo das armaduras (Bloco)- Edifício 4 Pavimentos.

Composiçao armadura			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	112,805	3,83	432,04315
Total Armadura	-	-	632,27
		Valor Total (R$)	1.064,32

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 56- Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 4 Pav.

Concreto Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³)						
Edifício	***Pilares***	***Ø***	***lx***	***ly***	***h***	***m³***
4 Pav.	1/6/7/12	70	0,90	1,00	0,980	3,528
	2/5/8/11	70	0,90	1,00	0,540	1,944
	3/4/9/10	70	0,90	1,00	0,804	2,8944
					Total m³	***8,37***
					Composiçao com Concreto Usinado FCK=30 Mpa	***1.186,14***
					Valor Total (R$)	***9.927,99***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→ARMADURA DE FRETAGEM

Tabela 57- Tabela quantidade de aço por Ø (Fretagem)- Edifício 4 Pavimentos.

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm			
0,70	8	4	22,40	6,05	1	4	24,20
0,70	8	4	22,40	6,05	1	4	24,20
Comp. Total (cm)			44,80	***Comp. Total (cm)***			48,40

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 58- Tabela Custo dos aços (Fretagem) - Edifício 4 Pavimentos.

Armadura de fretagem para Tubulão Edifíco 4 Pav.						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total***	***Peso c/ 10%***	***Valor unit.(KG)***	***Valor p/ Ø***
6,3	44,80	0,245	10,98	12,078	0,8917	43,08
10	48,40	0,617	29,86	32,846	2,0758	272,73
					Total R$	***315,807***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 59- Composição e Custo das armaduras (Fretagem)- Edifício 4 Pavimentos.

Composiçao armadura			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	44,92	3,83	172,06
Total Armadura	-	-	315,81
		Valor Total (R$)	487,87

Fonte: Próprio Autor (2012)

→FUSTE TUBULÃO

Tabela 60 - Tabela Custo Concreto Fuste - Edifício 4 Pavimentos.

Concreto para Fuste (FCK=15MPa por m³)					
Insumo	***Ø***	***Area***	***m³ p/estaca***	***Qtde***	***m³ p/ Ø***
ESTACA	70	0,385	6,16	12	73,92
				Total (m³)	***73,92***
				Valor do concreto FCK-20MPa por m³	***255,00***
				Valor Total (R$)	***18.849,60***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 61 - Tabela Custo Perfuração Fuste - Edifício 4 Pavimentos.

Perfuração Fuste (m)					
Insumo	***Ø***	***un***	***Qtde total***	***Valor Un.***	***Valor Total***
ESTACA ROTATIVA	70	m	192	150	28.800,00
				Valor Total (R$)	***28.800,00***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→BASE DO TUBULÃO

Tabela 62 - Tabela Custo concreto para Base do Tubulão – Edifício 4 Pavimentos.

Alargamento da Base (com concreto FCK=15MPa (m³))						
Edifício	***Pilares***	***Fuste***	***Base***	***Altura (H)***	***V1***	***V2***
4 Pav.	1/6/7/12	70	150	70	0,58	0,85
	2/5/8/11	70	185	100	1,24	1,63
	3/4/9/10	70	170	85	0,9	1,23
				Total (∑ x 4) (m³)	10,88	3,71
				Valor Concreto Usinado FCK=15 Mpa (m³)	***255,00***	
				Total (R$)	***2.774,40***	

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 63 - Tabela Custo escavação Base Tubulão – Edifício 4 Pavimentos.

Escavaçao da Base (m³)				
Insumo	***Volume***	***un***	***Valor Un.***	***Valor Total***
Escavaçao Manual de Base de Tubulão (m³)	10,88	m³	680	7.398,40
			Valor Total (R$)	***7.398,40***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→CUSTO TOTAL

Tabela 64 – Tabela Custo Total dos Tubulões – Edifício 4 Paviementos.

Custo dos Tubulões Edifício 4 Pavimentos	
Concreto para fuste (FCK=15MPa por m³)	18.849,60
Alargamento da Base (com concreto FCK=15MPa (m³))	2.774,40
Concreto Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³))	9.916,13
Armadura Blocos de Coroamento	632,27
Perfuração das estacas e Escavação Manual da Base (m³)	36.198,40
Arrmadura de Fretagem	487,87
Valor Total (R$)	***68.858,67***

Fonte: Próprio Autor (2012)

O custo total para a execução de tubulões com bloco de coroamento para o edifício de 4 pavimentos é de R$ 68.858,67, considerando as armaduras calculadas neste estudo e também os valores das tomadas de preços realizadas nas datas mencionadas.

EDIFÍCIO 6 PAVIMENTOS

→BLOCOS DE COROAMENTO

Tabela 65- Tabela quantidade de aço por Ø (Bloco)- Edifício 6 Pavimentos.

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm			
2,97	3	4	35,64	2,84	6	4	68,16
3,17	4	4	50,72	2,84	6	4	68,16
3,64	1	4	14,56	2,44	4	4	39,04
3,84	2	4	30,72	2,64	5	4	52,80
3,64	2	4	29,12	**Comp. Total (cm)**			228,16
Comp. Total (cm)			160,76				

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 66- Tabela Custo dos aços (Bloco) - Edifício 6 Pavimentos.

Armadura Blocos de Coroamento						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total (KG)***	***Peso c/ 10% perdas***	***Valor unit.(KG)***	***Valor p/ Ø***
6,3	160,76	0,245	39,39	43,329	0,8917	154,55
10	228,16	0,617	140,77	154,847	2,0758	1.285,73
					Total R$	1.440,27

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 67- Tabela Composição e Custo das armaduras (Bloco)- Edifício 6 Pavimentos.

Composiçao armadura			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	198,176	3,83	759,01408
Total Armadura	-	-	1.440,27
		Valor Total (R$)	2.199,29

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 68 - Tabela Custo Concreto para Blocos de Coroamento – Edifício 6 Pav.

Concreto Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³)						
Edifício	***Pilares***	***Ø***	***lx***	***ly***	***h***	***m³***
6 Pav.	1/6/7/12	70	0,90	1,00	0,804	0,7236
	2/5/8/11	70	1,00	1,00	0,540	0,54
	3/4/9/10	70	0,90	1,00	0,540	0,486
					Total (∑ x 4) m³	***6,9984***
					Composiçao com Concreto Usinado FCK=30 Mpa	***1.186,14***
					Valor Total (R$)	***8.301,08***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→ARMADURA DE FRETAGEM

Tabela 69 - Tabela quantidade de aço por Ø (Fretagem)- Edifício 6 Pavimentos

Barra Ø6,3mm				***Barra*** Ø10,0mm			
0,70	8	4	22,40	8,45	1	4	33,80
0,70	8	4	22,40	7,24	1	4	28,96
Comp. Total (cm)			44,80	***Comp. Total (cm)***			62,76

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 70 - Tabela Custo dos aços (Fretagem) - Edifício 6 Pavimentos.

Armadura de fretagem para Tubulão Edifíco 6 Pav.						
Ø	***Comp. (m)***	***Peso p/ metro***	***Peso total***	***Peso c/ 10%***	***Valor unit.(KG***	***Valor p/ Ø***
6,3	44,80	0,245	10,98	12,078	0,8917	43,08
10	62,76	0,617	38,72	42,592	2,0758	353,65
					Total R$	***396,729705***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 71- Tabela Composição e Custo das armaduras (Fretagem)- Edifício 6 Pavimentos.

Composiçao armadura			
Insumo	***un***	***Valor***	***Coeficiente***
Ferreiro	H	6,00	0,12
Ajudante Ferreiro	H	5,50	0,12
Arame recozido	KG	6,10	0,04
Valor Total (considerando 160% encargos) (R$)			3,83
	Qtde	***Valor Composiçao***	***Valor final***
Total Composiçao	54,67	3,83	209,39
Total Armadura	-	-	396,73
		Valor Total (R$)	606,12

Fonte: Próprio Autor (2012)

→FUSTE TUBULÃO

Tabela 72 - Tabela Custo Concreto Fuste - Edifício 6 Pavimentos

Concreto Fuste (FCK=15MPa por m³)					
Insumo	***Ø***	***Area***	***m³ p/estaca***	***Qtde***	***m³ p/ Ø***
ESTACA	70	0,385	6,16	12	73,92
				Total (m³)	***73,92***
				Valor do concreto FCK-20MPa por m³	***255,00***
				Valor Total (R$)	***18.849,60***

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 73 - Tabela Custo Perfuração Fuste - Edifício 6 Pavimentos.

Perfuração do fuste (m)					
Insumo	***Ø***	***un***	***Qtde total***	***Valor Un.***	***Valor Total***
ESTACA ROTATIVA	70	m	192	150	28.800,00
				Valor Total (R$)	***28.800,00***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→BASE DO TUBULÃO

Tabela 74 - Tabela Custo concreto para Base do Tubulão – Edifício 6 Pavimentos.

Alargamento da Base (com concreto FCK=15MPa (m³))						
Edifício	***Pilares***	***Fuste***	***Base***	***Altura (H)***	***V1***	***V2***
6 Pav.	1/6/7/12	70	150	10	0,58	0,85
	2/5/8/11	70	225	135	2,41	2,94
	3/4/9/10	70	205	120	1,79	2,26
Total (∑ x 4) (m³)					19,12	6,05
Valor Concreto Usinado FCK=20 Mpa (m³)					***255,00***	
Total (R$)					***4.875,60***	

Fonte: Próprio Autor (2012)

Tabela 75 - Tabela Custo escavação Base Tubulão – Edifício 6 Pavimentos.

Escavaçao da Base (m³)				
Insumo	***Volume***	***un***	***Valor Un.***	***Valor Total***
Escavaçao Manual de Base de Tubulão (m³)	19,12	m³	680	13.001,60
Valor Total (R$)				***13.001,60***

Fonte: Próprio Autor (2012)

→CUSTO TOTAL

Tabela 76 - Tabela Custo Total dos Tubulões – Edifício 6 Paviementos

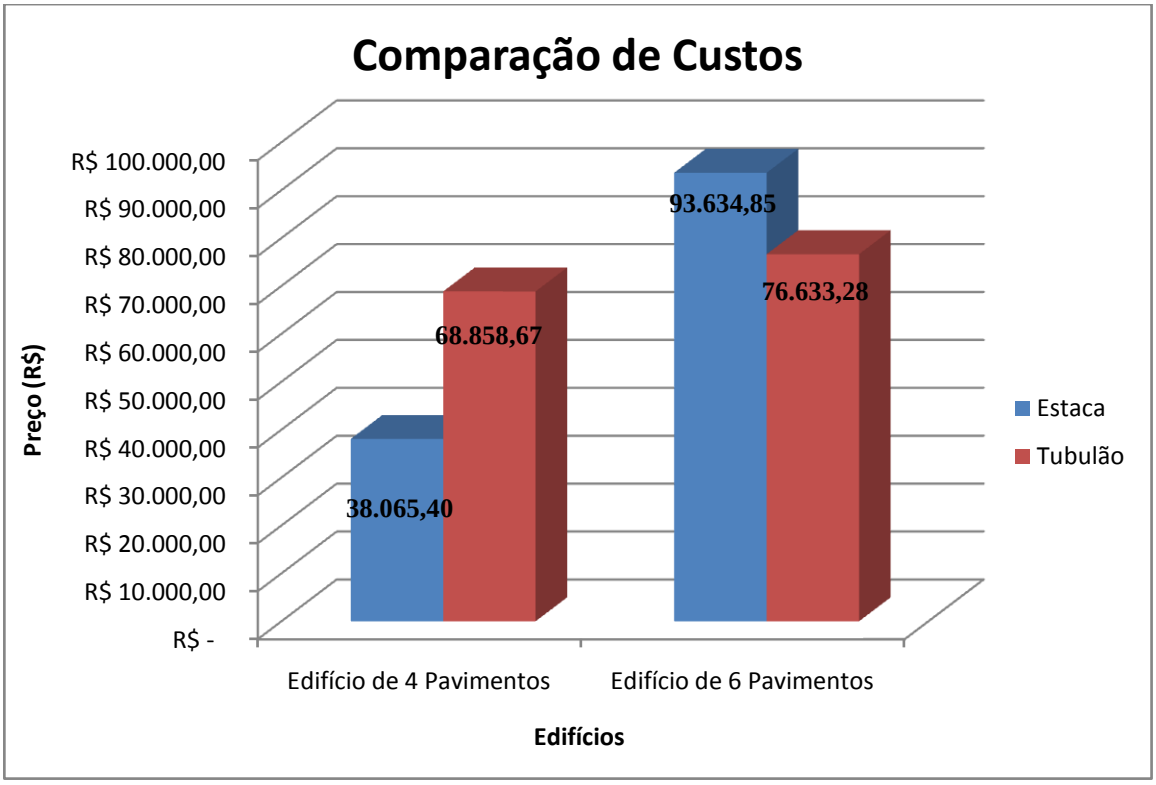
Custo das Estacas Edifício 6 Pavimentos	
Concreto para fuste (FCK=15MPa por m³)	18.849,60
Alargamento da Base (com concreto FCK=15MPa (m³))	4.875,60
Concreto Blocos de Coroamento (com concreto FCK=30MPa (m³))	8.301,08
Armadura Blocos de Coroamento	2.199,29
Perfuração das estacas e Escavação Manual da Base (m³)	41.801,60
Arrmadura de Fretagem	606,12
Valor Total (R$)	76.633,28

Fonte: Próprio Autor (2012)

O custo total para a execução de tubulões com bloco de coroamento para o edifício de 6 pavimentos é de R$ 76.633,28, considerando as armaduras calculadas neste estudo e também os valores das tomadas de preços realizadas nas datas mencionadas.

Com os valores de cada fundação definidos, podemos comparar os resultados e analisar seus valores. A seguir, expõe-se o gráfico 3, onde os valores as soluções para cada edifício são comparadas juntamente com seus custo.

Gráfico 3 - Comparação Custos das Fundações.



Fonte: Próprio Autor (2012)

CONCLUSÃO

Ao findar este estudo de caso, conclui-se que os resultados encontrados foram interessantes e de suma importância em sua área de aplicação, o que permite incluí-lo as práticas empíricas de engenharia de fundações atuais, pois, são poucos os exercícios sobre este assunto. Também, constata-se que é preciso um estudo aprimorado antes da implantação da fundação de um edifício, pois é necessário avaliar a viabilidade, tanto no quesito técnico e econômico dos mesmos, uma vez que mesmo com solo idêntico e com situações, ainda com variação de médios valores, podem tornar uma solução totalmente inviável.

Verifica-se então que no edifício de 4 pavimentos as fundações em estaca com bloco de coroamento se mostrou mais viável economicamente do que a solução em tubulão com bloco de coroamento, representando um valor 81% de diferença nos custos, sendo as duas, tecnicamente possível. Isso ocorre pelas cargas que são transmitidas dos pilares para as fundações, serem de pequeno valor, resultando em diâmetros de estacas necessários para suportar essas também menores, assim como em blocos de coroamento moderados.

Já no edifício de 6 pavimentos, a fundação em tubulão pode ser considerada a solução mais viável em comparação as Estacas, sendo a diferença de custo entre eles de cerca de 20%. Isso ocorre porque as cargas são maiores, o que resulta em diâmetros de estacas maiores e conjugadas, ampliando-se também as dimensões dos blocos de coroamento. Como o tubulão absorve as cargas em sua base, ou seja, em um solo mais resistente, resulta em uma solução mais viável neste caso. Um dos motivos que ocasionou grandes dimensões dos blocos de coroamento sobre as estacas foi a padronização dos diâmetros das mesmas, com outros diâmetros, pode ser possível a execução de apenas uma estaca resultando em um bloco de coroamento com volume menor.

Considerando os resultados obtidos, como sugestão de continuação deste estudo, indica-se proceder com o dimensionamento das estacas e tubulões com diâmetros maiores, de maneira que as dimensões do bloco de coroamento sejam amenizadas ou até mesmo sua utilização dispensável, podendo os resultados ser o inverso deste. Outro estudo interessante seria o assentamento dos elementos em outra profundidade, onde, com um conhecimento mais aprofundado do solo, tem-se a possibilidade de modificar os resultados obtidos. A aplicação de outro tipo de fundação, como hélice-contínua ou estaca strauss, também pode ser pensada, porém levando em consideração a existência futuro destes serviços na região que este mesmo foi aplicado.

Além destes, sugere-se a aplicação de sapatas no edifício modelo, relacionando-se com os resultados obtidos neste estudo, verificando o quesito econômico de ambos.

Por fim, afirma-se que o estudo de caso como deste tipo é de grande valia, pois permitiu a comparação de resultados, exercício rotineiro de um profissional experiente e possibilitou o aprofundamento no conhecimento dos métodos de fundações existentes, suas aplicações e dimensões.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**.14.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201p., il. Inclui bibliografias.

ALVA, Gerson Moacir Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado.** Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007. Disponível em: <http://www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep_Estrut_2007.pdf> Acesso em: 25 de mai. 2012. Apostila.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas -Procedimento**. NBR 8681. Rio de Janeiro 2004,18p.

_____. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988, 66p.

_____. **Projeto de estrutura de concreto - Procedimento.** NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007, 221p.

_____. **Projeto e execução de fundações - Procedimento.** NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996, 33p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado.** 2.ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 4 v. 231 p. il. Inclui bibliografias.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura** – Prática da construção civil. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 182 p. il. Inclui bibliografias.

BARROS, Carolina. **Apostila de Fundaçoes.** Pelotas, 2011. Instituto Federal Farroupilha. Disponível em: <http://edificaacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf> Acessado em: 05 jun. 2012. Apostila

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto II**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Bauru, junho 2005.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo.** 4. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2011. 463p. v. 1.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas usuais de Concreto Armado.** Rio de Janeiro: Pini, 2009.

CONSTANCIO, Douglas. **Notas de Aula da disciplina de Fundações I.** Fundações Profundas: "Tubulões". Americana, 2004. 31 p. il. Disponível em: <http://www.helix.eng.br/downloads/tubulao_%285%29.pdf >. Acesso em: 25 de Out. 2012.

GIONGO, Jose Samuel, **Concreto armado**: Projeto estrutural de edificios. Universidade de São Paulo USP Escola de engenharia de são carlos, fevereiro 2007 Notas de aula

GUERRIN, A.; LAVAUR, Roger C. **Tratado de Concreto Armado –** As Fundaçoes. Traduçao de Carlos Antonio Lauand. São Paulo: Hemus,[2002?]. 322 p. il.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações** - Teoria e Prática. In: NÁPOLES NETO, Antonio D. F. **Historia das Fundações –** Uma breve história das fundações. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998 751p., il. Inclui bibliografia.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios –** qualidade total na gestão do projeto e execução**.** 1.ed. São Paulo: PINI, 2007. 221p. il. Inclui bibliografias.

MANUAL de estruturas ABCP. São Paulo: ABCP- Associaçao Brasileira de Cimento Portland, [2002?] Disponível em: < http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20t%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf > Acesso em: 06 jun 2012.

MUNHOZ, Fabiana Stripari, Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. 2004, 160p. Dissertação de Mestrado (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

OLIVEIRA FILHO, Ubirajara Marque de, **Fundaçoes Profundas** 2.ed. Porto Alegre: D.C. Luzzattoo 1985.

PIRES, Gustavo M. Estudo do pré-dimensionamento de pilares. 2011, 113p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do estado do Rio Grande do Sul, Ijuí: 2011.

RODRIGUES, Edmundo. Estudo das fundações. [Rio de Janeiro]. Disponível em: <http://www.ufrrj.br/institutos/it/dau/profs/edmundo/Cap%EDtulo2-%20Funda%E7%F5es.pdf> Acesso em: 05 jun. 2012.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2011.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Tópicos em Engenharia Civil I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2010.

SCHNAID, Fernando. **Ensaios de Campo** e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos Editora, 2000. 189p. il. Inclui bibliografias.

SOARES, José M. Doleys. Grupo de Estacas. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/102458123/8-Grupo-de-Estacas > Acesso em: 23 de out. 2012.

SPOHR, Valdi Henrique. **Notas de Aula da disciplina de Fundações.** Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2012.

VARGAS, Milton, **Fundações de Edifícios.** 2 ed. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1982. 294 p. il.

VELLOSO, Diceu de A.; LOPES, Francisco de R. **Fundações** - Fundações Profundas. N
ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 342 p. il. Inclui bibliografias.

ANEXO A

ESTASUL ®

sondagens / provas de carga / controle de recalques
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S1 — COTA −1,80 m

REVESTIMENTO ø 63,5 mm
AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm ø EXTERNO 50,8 mm
PESO 65 kg - ALTURA DA QUEDA 75 cm

NIVEL D'ÁGUA: NA INICIAL: NPE; APÓS 24 HORAS: NPE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30cm DO AMOSTRADOR

Nº DE GOLPES	PROFUNDIDADE EM METROS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
9, 7	1	1,30	ARGILA COM AREIA FINA, COR VERMELHA, RIJA. (SOLO SUPERFICIAL)
8	2	2,10	ARGILA SILTOSA, COR CINZA, CONSISTÊNCIA MÉDIA.
7, 8, 7, 7, 9, 25, 37, 21	3 – 11	11,30	ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, VARIANDO DE MÉDIA A MUITO RIJA.
29, 32, 34, 37, 46	12 – 16,00	16,00	SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, PASSANDO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO.
ROTATIVA	16,00 – 18,00	18,00	IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO
	18,00 – 19,00	19,00	BASALTO HOMOGÊNEO, AMARELADO, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.
	19,00 – 20		BASALTO HOMOGÊNEO, CINZA ESCURO, MEDIANAMENTE ALTERADO, EXTREMAMENTE FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.
			LIMITE DE SONDAGEM

GRÁFICO: 10 20 30 40

RECUPERAÇÃO / 100% — 80 60 40 20

FRAGMENTOS / M — N

RECUPERAÇÃO NULA

ROTATIVA

* NPE (NÃO FOI ENCONTRADO)

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF 169/77	DES MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 06/06/77	APROV
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 20/05/77	ENG
		FIM 23/05/77	

sondagens / provas de carga / controle de recalque
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S2

COTA — 1,50 m

REVESTIMENTO ø 63,5 mm
AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm / ø EXTERNO 50,8 mm
PESO 65 kg — ALTURA DA QUEDA 75 cm

NIVEL D'ÁGUA: NA INICIO: NFE; APÓS 24 horas: NFE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30cm DO AMOSTRADOR

Nº DE GOLPES
5
7
8
9
11
13
12
13
13
13
14
15
26
30
20/5
ROTATIVA

GRÁFICO: 10 20 30 40

80 60 40 20

RECUPERAÇÃO 100%

FRAGMENTOS / M

RECUPERAÇÃO NULA

ROTATIVA

PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18

PROFUNDIDADE DA CAMADA: 1,30 — 7,60 — 14,60 — 15,00 — 16,00 — 19,00

AMOSTRA

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

ARGILA COM AREIA FINA, COR VERMELHA, CONSISTÊNCIA MÉDIA. (SOLO SUPERFICIAL)

ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, RIJA.

SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, PASSANDO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO.

IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO

BASALTO HOMOGÊNEO, AMARELADO, MUITO ALTERADO, POUCO FRATURADO, FENDILHADO COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.

BASALTO HOMOGÊNEO, CINZA ESCURO, LIGEIRAMENTE ALTERADO, POUCO FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.

LIMITE DE SONDAGEM

NFE (NÃO FOI ENCONTRADO)

OBS. 14,60 – 15,00 (LAMINA DE LAVAGEM)

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF 169/77	DES MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 06/06/77	ESC. 1/125
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 23/05/77	ENG.
		FIM 25/05/77	

sondagens / provas de carga / controle de recalques
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S3 — **COTA** −0,20 m

NIVEL D'ÁGUA: NA Inicial: NFE; Após 24 horas: NFE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30cm DO AMOSTRADOR

REVESTIMENTO ø 63,5 mm

AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm; ø EXTERNO 50,8 mm

PESO 65 kg - ALTURA DA QUEDA 75 cm

Nº DE GOLPES	PROFUNDIDADE EM METROS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
5, 7	1	1,25	ARGILA COM AREIA FINA, COR VERMELHA, CONSISTÊNCIA MÉDIA (SOLO SUPERFICIAL)
6, 4, 3, 6, 6, 8, 9, 10	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10	10,60	ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, VARIANDO DE MÉDIA A RIJA.
15, 18, 23, 27, 30, 36, 40, 52	11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18	18,00	SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, PASSANDO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO.
			IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF 169/77	DES MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 06/06/77	APROV
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 27/06/77 FIM 27/06/77	ENG

sondagens / provas de carga / controle de recalques
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S 4 — COTA − 1,00 m

NÍVEL D'ÁGUA: NA INÍCIO: NFE; APÓS 24 horas: NFE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR

REVESTIMENTO ø 63,5 mm
AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm; ø EXTERNO 50,8 mm
PESO 65 kg — ALTURA DA QUEDA 75 cm

Nº DE GOLPES	PROFUNDIDADE EM METROS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
5, 7	1	1,30	ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, CONSISTÊNCIA MÉDIA. (SOLO SUPERFICIAL)
8, 8, 10, 11, 12, 12, 13, 13, 14, 25, 30	2 – 13	13,15	ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, MUITO RIJA.
34, 35, 40, 52	14 – 17	17,00	SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, COMPACTO.
	18		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF 169/77	DES MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 06/06/77	ESC. 1/100
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 26/05/77	ENG
		FIM 26/05/77	

ESTASUL ®

... provas de carga/controle de recalque
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S5 — COTA +0,20 m

REVESTIMENTO ø 63,5 mm
AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm; ø EXTERNO 50,8 mm
PESO 65 kg — ALTURA DA QUEDA 75 cm

NIVEL D'ÁGUA: NA Inicial: NFE; Após 24 horas: NFE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR

Nº DE GOLPES	GRÁFICO (10 20 30 40)	PROFUNDIDADE EM METROS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
5		1			ARGILA COM AREIA FINA, COR VERMELHA, CONSISTÊNCIA MÉDIA (SOLO SUPERFICIAL)
7			1,30		
6		2			ARGILA SILTOSA, COR VERMELHA, VARIANDO DE MÉDIA A RIJA.
7		3			
8		4			
7		5			
9		6			
10		7			
13		8			
15		9			
11		10	10,30		
17		11			
45		12			SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, PASSANDO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO.
25/5		13	13,60		→ IMPENETRAVEL A PERCUSSÃO
ROTATIVA		14	14,00		
		15	15,00		BASALTO HOMOGÊNEO, AMARELADO, MUITO ALTERADO, POUCO FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.
		16			
		17			BASALTO HOMOGÊNEO, AMARELADO, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.
		18	18,00		
	80 60 40 20 RECUPERAÇÃO 100%				LIMITE DE SONDAGEM
	FRAGMENTOS/M				* NFE (NÃO FOI ENCONTRADO
	RECUPERACAO NULA				OBS. 13,60 – 14,00 (LANINA DE LAVAGEM)
	ROTATIVA				

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF. 169/77	DES. MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 06/06/77	ESC. 1/125
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 28/05/77	ENG.
		FIM 28/05/77	

ESTASUL

sondagens / provas de carga / controle de recalque
orientação tecnica das fundações.

PERFIL DE SONDAGEM

SONDAGEM S 6

COTA + 0,40 m

REVESTIMENTO ø 63,5 mm
AMOSTRADOR ø INTERNO 34,9 mm
ø EXTERNO 50,8 mm
PESO 63 kg - ALTURA DA QUEDA 75 cm

NIVEL D'ÁGUA: NA inicial: NFE; Após 24 horas: NFE

GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30cm DO AMOSTRADOR

Nº DE GOLPES	GRÁFICO (10 20 30 40)	PROFUNDIDADE EM METROS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
5		1	1,20		ARGILA COM PEDREGULHO, COR VERMELHA, CONSISTENCIA MÉDIA (SOLO SUPERFICIAL)
6		2			
5		3			
8		4			ARGILA SILTOSA, COR VERMELA, RIJA.
9		5			
10		6			
7		7	7,40		
9		8			
10		9			
11		10			
21		11			
24		12			SILTE ARGILOSO, COR VARIADA, PASSANDO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO.
32		13			
36		14			
35/15			14,70		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO
ROTATIVA	12	15	15,00		BASALTO HOMOGÊNEO, AMARELADO, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, FENDILHADO COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO
	43	16	16,00		
	6	17	17,00		BASALTO HOMOGÊNEO, CINZA AMARELADO, MEDIANAMENTE ALTERADO, MUITO FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.
		18	18,00		BASALTO HOMOGÊNEO, CINZA ESCURO, LIGEIRAMENTE ALTERADO, MEDIANAMENTE FRATURADO, FENDILHADO, COM IMPREGNAÇÃO DE ÓXIDO DE FERRO.

80 60 40 20
RECUPERAÇÃO 100%
FRAGMENTOS / M N
RECUPERAÇÃO NULA
ROTATIVA

LIMITE DE SONDAGEM

NFE (NÃO FOI ENCONTRADO).

OBS. 14,70 - 15,00 (LAMINA DE LAVAGEM)

CLIENTE	BANCO DO BRASIL S.A.	REF 169/77	DES MAGNUS
OBRA	AGENCIA	DATA 08/08/77	ESC. 1/125
LOCAL	IJUI - RS	INICIO 30/05/77 FIM 31/06/77	ENG.

ANEXO B

Supertex – Soluções em Concreto
BR 158, Km 171, s/n
Distrito Industrial, Panambi/RS
(55) 3376 0102 www.supertex.com.br
gerentepanambi@supertex.com.br

Panambi, 23 de Novembro de 2012

SUPERTEX®
SOLUÇÕES EM CONCRETO

PROPOSTA PARA PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM

A/C: Sr. **Tati**
Empresa :
Obra: **Predial**

Email: tati.bei@hotmail.com
Cidade: **Panambi / RS.**
Telefone:(55) **3375 6263**

É com extrema satisfação que enviamos nossa proposta de orçamento para prestação dos nossos serviços de concretagem em vossa obra. Nossos serviços estão rigorosamente adequadas as normas técnicas vigentes da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

1 – Descrição dos serviços:

Resistência (Mpa)	Abatimento	Tipo	Brita	Lançamento	Valor (R$/m³)
Fck 15	100+-20	normal	0/1	Bombeavel	255,00
Fck 20	100+-20	normal	0/1	Bombeavel	270,00
Fck 25	100+-20	normal	0/1	Bombeavel	285,00
Fck 30	100+-20	normal	0/1	Bombeavel	305,00
Fck 15	80+-20	normal	1	convencional	251,00
Fck 20	80+-20	normal	1	convencional	263,00
Fck 25	80+-20	normal	1	convencional	279,00
Fck 30	80+-20	normal	1	convencional	296,00

2 – Serviços adicionais

Para bombeamento do concreto R$ 30,00 P/m³ Bombeado acima de 30m³ , Abaixo de 30m³ taxa fixa de R$700,00.

Bombeamento acima 10 lajes o Slump será alterado para 12+-20mm acréscimo de 4% no preço.

Bombeamento acima 15 lajes o Slump será alterado para 14+-20mm acréscimo de 6% no preço.

3 – Adicionais do Serviço

O tempo de aplicação do concreto convencional é de 35 minutos por /m³, com máximo de 3:00 horas para volumes maiores que 5 m³. Após a qualidade do concreto poderá ficar comprometida.

De segunda a sexta-feira, após as 18:00 hs, e aos sábados após as 12:00 hs, acréscimo de 0% nos preços. Domingos e feriados acréscimo de 25% com mínimo de 50,00m³.

4 – Programação

A programação deverá ser confirmada junto à central com antecedência de 48 horas para o concreto convencional e 96 horas para o concreto bombeado. A não confirmação cancelará automaticamente o pedido. O cancelamento deverá ocorrer com no mínimo de 24 horas de antecedência.

5 – Condições de pagamento/Validade da proposta

Faturamento com boleto para 21 dias.

Considerar 3% de desconto para contratos com volume superior a 500m³.

6 – Disposições gerais

Havendo reajustes serão negociados da seguinte forma: cimento 65%; brita e areia 15%; dissídio 10%; óleo diesel 10%.

Acessos em boas condições para estacionamento e chegada na obra do caminhão betoneira e bombas de concreto são de responsabilidade do cliente.

Rodrigo Brum
Consultor de Vendas Panambi,Palmeira Das Missões e Ibirubá.
Tel: (55) 91686173 (55) 33760102 ou (54) 33246571
E-mail comercialpanambi@supertex.com.br
Sempre a disposição de nossos clientes.

ANEXO C

COMERCIAL GERDAU

Sistema Comercial Gerdau - ZPNB

Data 22/11/2012
Hora 11:18:41
Página 1

AV DAS INDUSTRIAS
DISTRITO INDL
98280-000 PANAMBI RS
Tel. 3375-5700 Fax 3375-5701

Versão 10.04

REMICOT

Cotação Nº 153975

Cliente :TATIANE BEIFUSS
Contato :
Telefone :
CNPJ :

Município : PANAMBI RS
Entrega :
Vendedor : DOUGLAS
Inscr.Est :

Endereço :
Bairro :
Município : PANAMBI
UF : RS

Item	Descrição Produto	Qtde	Un.	Qtde Kg	Preço Unit	Total Merc	Total c/IPI	IPI	Cls.Fiscal
1	CA60 GERDAU 5mm D12m	1,0	BR	1,8	6,050	6,05	6,05	0,000	72131000
2	VERGALHAO CA50 6,3mm D12m NERV	1,0	BR	2,9	10,700	10,70	10,70	0,000	72142000
3	VERGALHAO CA50 10mm D12m NERV	1,0	BR	7,4	24,910	24,91	24,91	0,000	72142000
4	VERGALHAO CA50 12,5mm D12m NERV	1,0	BR	11,7	37,100	37,10	37,10	0,000	72142000
5	VERGALHAO CA50 16mm D12M NERV	1,0	BR	19,1	60,560	60,56	60,56	0,000	72142000
6	VERGALHAO CA50 20mm R12m NERV	1,0	BR	29,6	92,950	92,95	92,95	0,000	72142000
7	ARAME RECOZIDO BWG 18(1,25mm) RL 1kg	1,0	KG	1,0	6,100	6,10	6,40	5,000	72171090
				73,5		238,37			238,67
						Vlr. Total da NF :			238,67

Informações Fiscais/Financeira

Cond.Pagamento : ZV01 - CG À VISTA
Cobrança Cobrança Rápida
Tipo Venda Retira

Informações da Transportadora

Transportadora :0000251896 O DESTINATARIO
Via Transp : RODOVIARIO
Tipo Frete FOB sem Destaque

Informações de Entrega

Local Entrega : PANAMBI - RS Bairro :
Endereço : - -

Obs. Ordem

PREÇOS VALIDOS ATE 23.11.2012
MEDIANTE CONFIRMAÇÃO DE ESTOQUE;
MEDIANTE FORMTAÇÃO DE CARGA;
MEDIANTE CREDITO DISPONIVEL;
MEDIANTE ORDEM DE COMPRA
FRETE FOB

Obs do Cliente

Obs. - Produtos Gerdau certificados pelos critérios do Selo Ecológico Falcão Bauer: Vergalhão Gerdau GG 50, Vergalhão CA-60, Vergalhão CA-25,
Vergalhão Cortado e Dobrado, Tela para Concreto, Tela para Coluna, Tela para Tubo, Malha Pop, Treliça, Alambrado, Arame Recozido, Estribo,

ANEXO D

PANAMBI / RS, 26 novembro, 2012

ORÇAMENTO NR. 7

À
TATIANE BEILFUSS
RUA GENERAL OSORIO, 251 - CENTRO PANAMBI - RS
020.546.680-01 E-mail:
Fone/Fax: ()

Dados da Proposta

Forma de Pagamento:	A VISTA
Prazo de Entrega:	IMEDIATO
Validade Orçamento:	30 DIAS
Att. Sr. (a).:	TATIANE BEILFUSS

Relação de Serviços

Item	Serviço	Und	Qtd	Vl Unitário	Vl Total
1	FURAÇÃO DE ESTACA ROTATIVA DIAMETRO 400 MM	MT	1,00	18,00	18,00
2	FURAÇÃO DE ESTACA ROTATIVA DIAMETRO 500 MM	MT	1,00	21,00	21,00
3	FURAÇÃO DE ESTACA ROTATIVA DIAMETRO 600 MM	MT	1,00	35,00	35,00
4	FURAÇÃO DE ESTACA ROTATIVA DIAMETRO 700 MM	MT	1,00	48,00	48,00
		Total de Serviços (R$):			122,00

TOTAL DO ORÇAMENTO (R$): 122,00

Observações

Aguardamos seu pronunciamento a respeito, e nos colocamos a disposição para novos esclarecimentos que se fizerem necessário.

LINDER EQUIPAMENTOS E FUNDAÇÕES LTDA

Documento Sem Valor Fiscal

PANAMBI / RS, 26 novembro, 2012

ORÇAMENTO NR. 6

À
TATIANE BEILFUSS
RUA GENERAL OSORIO, 251 - CENTRO
02054668 0-01
Fone/Fax: ()

PANAMBI - RS
E-mail:

Dados da Proposta

Forma de Pagamento:	A VISTA
Prazo de Entrega:	IMEDIATO
Validade Orçamento:	30 DIAS
Att. Sr.(a):	TATIANE BEILFUSS

Relação de Serviços

Item	Serviço	Und	Qtd	Vl Unitário	Vl Total
1	FURAÇÃO DE EST. ROT. D. 700 MM (C/ PROTEÇÃO)	MT	1,00	150,00	150,00
2	ESCAVAÇÃO MANUAL DE BASE DE TUBULÃO *	MT	1,00	680,00	680,00
		Total de Serviços (R$):			830,00

TOTAL DO ORÇAMENTO (R$): 830,00

Observações

*ESCAVAÇÃO MANUAL DE BASE DE TUBULÃO MEDIDO EM M .

Aguardamos seu pronunciamento a respeito, e nos colocamos a disposição para novos esclarecimentos que se fizerem necessário.

LINDER EQUIPAMENTOS E FUNDAÇÕES LTDA

Documento Sem Valor Fiscal

LINDER EQUIPAMENTOS E FUNDAÇÕES LTDA
AV DOS IMIGRANTES, 0- - DISTRITO INDUSTRIAL - PANAMBI/RS - CEP: 98280-000 - Fone/Fax: (55) 3376-0066
CNPJ: 12.314.904/0001-70 - Insc. Est: 090/0054522
linderfundacoes@yahoo.com.br

ANEXO E