



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Maisa Bastos Pimenta

**ESCOLHA DE FUNDAÇÃO PARA OBRA VERTICAL DE ACORDO COM A
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.**

Palmas

2015



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Maisa Bastos Pimenta

**ESCOLHA DE FUNDAÇÃO PARA OBRA VERTICAL DE ACORDO COM A
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCCII) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos.

Palmas - TO

2015



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

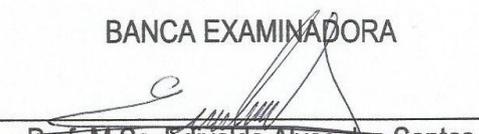
Maisa Bastos Pimenta

ESCOLHA DE FUNDAÇÃO PARA OBRA VERTICAL DE ACORDO COM A CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCCII) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovada em 16 de Novembro de 2015.

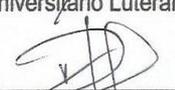
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Erico A. M. E. Archeti
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas
2015

Dedico este trabalho a minha família, por sua capacidade de acreditar em mim e investir.

Pai, sua presença e esforço significou segurança e certeza de que

não estou sozinha nessa caminhada!

Mãe, seu cuidado e dedicação foi que deram em alguns momentos,

a esperança para seguir!

Ajudaram-me sempre em todos os obstáculos que a vida me trouxe, me incentivando e dando forças

para percorrer esta caminhada!

Agradeço a Deus por mais esta vitória!

Aos meus pais e minha irmã luz constante em minha vida;

Sem vocês a concretização deste sonho jamais se realizaria!

Ao meu namorado e todos os meus familiares e amigos que estiveram comigo nesta jornada!

Em especial a minha amiga Ana Paula Martins Silva, que foi apoio e motivação para esta conquista!

Ao professor e mestre Eivaldo Alves dos Santos, que tem sido um grande incentivador!

A todos o meu muito obrigada!

SUMÁRIO

RESUMO.....	8
ABSTRACT.....	9
LISTA DE INLUSTRAÇÕES.....	10
LISTA DE QUADROS E TABELAS	11
1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivos	12
1.1.1 Objetivo Geral.....	12
1.1.2 Objetivos Específicos	13
1.2 Justificativa	13
1.3 Problema.....	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 Caracterizações dos tipos de solo para fundação	14
2.1.1 Solos Arenosos:.....	14
2.1.2 Solos Argilosos:.....	14
2.1.3 Solos Siltosos:	15
2.2 Investigações geotécnicas	15
2.2.1 Sondagem a percussão	16
2.2.2 Sondagem rotativa.....	17
2.2.3 Sondagem de reconhecimento	18
2.3 Capacidade de carga	19
2.3.1 Capacidade de carga de Sapatas.....	19
2.3.2 Capacidade de carga de Estacas	19
2.3.3 Capacidade de carga de Tubulões	20
2.4 Tipos de Fundações	21
2.4.1 Fundações diretas:	21
2.4.2 Fundações indiretas:	21
2.5 Execução de Fundações.....	22
2.5.1 Blocos e Alicerces	22
2.5.2 Sapatas Isoladas	23
2.5.3 Sapatas Corridas	24
2.5.4 Sapatas Associadas	26
2.5.5 Radiers	26
2.5.6 Tubulões a Céu Aberto.....	27
2.5.7 Tubulões com Ar Comprimido	28
2.5.8 Estacas de Madeira	29
2.5.9 Estacas Metálicas.....	30
2.5.10 Estacas Pré-moldadas de Concreto	31
2.5.11 Estacas Mega.....	31
2.5.12 Brocas	32
2.5.13 Estaca Strauss	33

2.5.14 Estaca Franki	34
2.6 Sapata.....	36
2.6.1 Cálculo estrutural.....	36
2.6.2 Execução.....	37
2.7 Bloco	38
2.7.1 Calculo estrutural.....	38
2.7.2 Execução.....	39
2.8 Definições e procedimentos gerais de projetos de blocos e sapatas.....	40
3 METODOLOGIA.....	42
3.1 Planta de cargas.....	42
3.2 Cálculo do número de furos da sondagem e profundidades.....	42
3.3 Realização da investigação (sondagem)	44
3.4 Capacidade de carga.....	44
3.5 Escolha do tipo de fundação.....	44
3.6 Dimensionamento geométrico	45
3.7 Dimensionamento estrutural	45
3.8 Planta de fundação	49
3.9 Discussão de dados de projeto com parâmetro.....	49
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	50
4.1 Planta de cargas.....	50
4.2 Cálculo do número de furos da sondagem e profundidades.....	50
4.3 Realização da investigação (sondagem)	52
4.4 Capacidade de carga, dimensionamento geométrico e estrutural	54
4.4.1 Dimensionamento dos blocos:.....	54
4.4.1 Dimensionamento das sapatas:	89
4.5 Planta de fundação	89
4.6 Discussão de dados de projeto com parâmetro.....	90
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
ANEXOS	96

RESUMO

PIMENTA, M. B. **Escolha de fundação para obra vertical de acordo com a caracterização geotécnica do solo.** 2015, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil – Centro Universitário Luterano de Palmas CEULP/ULBRA, Palmas - TO

A fundação é a estrutura responsável por transmitir ao solo, as cargas provenientes da edificação. Por ser a primeira parte construída fica em contato direto com o solo, sendo a etapa da obra que mais exige de cuidados, pois ela irá sustentar toda a edificação. As fundações são classificadas como diretas e indiretas. As diretas também conhecidas quanto rasas tem profundidade inferior aos 5 m. O projeto realizado apresenta quanto à finalidade, uma pesquisa aplicada que determina conhecimentos para a aplicação prática apontando à solução de problemas específicos, qualitativa onde realiza uma interpretação com qualificação dos resultados, o objetivo metodológico é exploratório, que busca conhecer o objeto de estudo. O procedimento é uma análise profunda de caso para detalhamento do conhecimento e o local da realização em campo. Levando em conta o que foi observado no decorrer do trabalho apresentado, conclui-se que a fundação de uma obra vertical foi dimensionada de acordo com o projeto de planta de cargas, o tipo de solo e os dimensionamentos geométrico e estrutural. Foi observada uma diferença em alguns pontos, entre o projeto executado e o dimensionado.

Palavras-chave: Fundação; Solo; Edificação; Projeto de planta de cargas.

ABSTRACT

The foundation is the structure responsible for transmitting to the ground, the loads from the building. As the first built part is in direct contact with the floor and the stage of work that requires more care, as it will support the entire building. Foundations are classified as direct and indirect. Direct also known as the shallow depth is less than 5 m. The project has carried on the purpose, an applied research that determines knowledge for practical application pointing to the solution of specific problems, which performs a qualitative interpretation with qualification of results, methodological goal is exploratory, seeking to know the object of study. The procedure is a thorough analysis of the case for detailing the knowledge and the venue of the field. Taking into account what has been observed during the work presented, it is concluded that the foundation of a vertical piece was dimensioned in accordance with the loads of plant design, the soil type and the geometric and structural dimensioning. A difference in some spots, between the project and run the dimension was observed.

Keywords: Foundation; soil; building; Loads of plant design.

LISTA DE INLUSTRAÇÕES

FIGURA 1- ILUSTRAÇÃO DO ENSAIO SPT-----	16
FIGURA 2 - CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS DESFAVORÁVEIS PARA FUNDAÇÕES DIRETAS -----	18
FIGURA 3 – TIPOS COMUNS DE FUNDAÇÃO -----	20
FIGURA 4 – BLOCO EM ALVENARIA DE TIJOLOS-----	22
FIGURA 5 – TIPOS DE ALICERCES -----	23
FIGURA 6 – SAPATA ISOLADA-----	24
FIGURA 7 – SAPATA CORRIDA -----	25
FIGURA 8 – SAPATA ASSOCIADA-----	26
FIGURA 9 – RADIER-----	27
FIGURA 10 – TUBULÃO A CÉU ABERTO-----	28
FIGURA 11 – TUBULÃO A AR COMPRIMIDO -----	29
FIGURA 12 – ESTACA DE MADEIRA-----	30
FIGURA 13 – ESTACA METÁLICA -----	30
FIGURA 14 – ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO -----	31
FIGURA 15 – ESTACA MEGA -----	32
FIGURA 16 – ESTACA BROCA-----	33
FIGURA 17 – ESTACA STRAUSS -----	33
FIGURA 18 – ESTACA FRANKI -----	35
FIGURA 19 – ESTACA RAIZ -----	35
FIGURA 20 – MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DA SAPATA -----	36
FIGURA 21 – SAPATA-----	38
FIGURA 22 – BLOCO -----	39
FIGURA 23 – PRIMEIRAS SAPATAS ESCAVADAS DO PROJETO EXECUTADO.-----	96
FIGURA 24 – BLOCO S5/8 DO PROJETO SENDO EXECUTADO. -----	96
FIGURA 25 – SAPATA S12 DO PROJETO EXECUTADO. -----	97
FIGURA 26 – FUNDAÇÃO DO PROJETO SENDO EXECUTADA. -----	97

LISTA DE QUADROS E TABELAS

TABELA 1 - TABELA DOS ESTADOS DE COMPACIDADE E DE CONSISTÊNCIA -----	17
TABELA 2 - TABELA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS -----	53

1 INTRODUÇÃO

A fundação é a estrutura responsável por transmitir ao solo, as cargas provenientes da edificação. Por ser a primeira parte construída fica em contato direto com o solo, sendo a etapa da obra que mais exige de cuidados, pois ela irá sustentar toda a edificação. As fundações são classificadas como diretas e indiretas. As diretas também conhecidas quanto rasas tem profundidade inferior aos 5 m.

O que caracteriza, as fundações rasas ou diretas é 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. Outra característica das fundações rasas é a necessidade da abertura da cava de fundação para a construção do elemento de fundação na técnica das construções (SETE 35 ENGENHARIA).

O objeto de análise deste projeto é a escolha da fundação de acordo com as características geotécnicas. Pois será realizado conforme a NBR 6122 (Projeto e execução de fundações), seguindo os parâmetros que a norma estabelece.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Identificar o tipo de fundação de acordo com a planta de carga e a caracterização geotécnica do solo, observando à normativa NBR 6122 - Projeto e execução das fundações.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização geotécnica do solo;
- Identificar o tipo de fundação de acordo com o solo e a planta de carga;
- Calcular a capacidade de carga do solo;
- Realizar o dimensionamento de fundação;

1.2 Justificativa

Realizar a investigação geotécnica com o objetivo de avaliar o melhor tipo de fundação tendo em vista as características gerais do solo evitando assim os recalques que a quase totalidade dos edifícios sofre. Por isso deve fazer parte da rotina de projetos de fundações a avaliação e, além disso, a adequação do projeto para que os recalques sejam inferiores aos valores admissíveis, propiciando melhor eficiência do conjunto de investigações, projeto e execução aprimorado assim os vícios construtivos.

1.3 Problema

Uma edificação sofre um rebaixamento devido o recalque imediato e ao adensamento do solo sob sua fundação, conhecido como recalques ocasionados eventualmente por falha de projeto quanto à escolha da fundação em decorrência a caracterização do tipo de solo, ocasionando danos estruturais a edificação podendo ser causado por falha na execução. Qual será a melhor escolha de fundação da obra, rasa ou profunda!

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Caracterizações dos tipos de solo para fundação

A determinação do tipo de solo é fundamental para a construção civil, em especial para a escolha das fundações. O terreno faz parte de qualquer construção, pois é ele que da sustentação ao peso e também determina características fundamentais do projeto em função de seu perfil. A respeito da mecânica dos solos é importante conhecer os três tipos básicos de solos e suas principais características em relação à fundação, são eles: arenoso, siltoso e argiloso.

2.1.1 Solos Arenosos:

São aqueles em que a areia predomina. Esta se compõe de grãos grossos, médios e finos, mas todos visíveis a olho nú. Como característica principal a areia não tem coesão, ou seja, os seus grãos são facilmente separáveis uns dos outros. Fazemos uma construção sobre um terreno arenoso e com lençol freático próximo da superfície. Se abrimos uma vala ao lado da obra, a água do terreno vai preencher a vala e drenar o terreno, este perderá água e vai se adensar, podendo provocar trincas na construção devido ao recalque provocado (SAMPAIO, 2011).

2.1.2 Solos Argilosos:

O terreno argiloso caracteriza-se pelos grãos microscópicos, de cores vivas e de grande impermeabilidade. Como consequência do tamanho dos grãos. Em termos de comportamento, a argila é o oposto da areia. Devido à sua plasticidade e capacidade de aglutinação, o solo argiloso é usado há milhares de anos como argamassa de assentamento, argamassa de revestimento e na preparação de tijolos. As lendárias Torres de Babel, assim como todas as edificações importantes da Babilônia, foram feitos de tijolos de barro cozidos ao sol. Os solos argilosos distinguem-se pela alta impermeabilidade. São tão impermeáveis que se tornaram o material preferido para a construção de barragens de terra, claro

que devidamente compactadas. Quando não há argila nas imediações vai se buscar onde ela estiver disponível, em regiões que passam a ser denominada “área de empréstimo”. Similar ao solo arenoso, porém é menos sensível ao lençol freático e também é mais fácil de escavar (SAMPAIO, 2011).

2.1.3 Solos Siltosos:

O Silte está entre a areia e a argila e é o “primo pobre” destes dois materiais nobres. É um pó como a argila, mas não tem coesão apreciável. Também não tem plasticidade digna de nota quando molhado. É usual e recomendável, mas também ocorrem problemas de recalques em função do lençol freático. Durante a escavação, é fácil de manter a estabilidade das paredes laterais (SAMPAIO, 2011).

De acordo com o autor Dennys Sampaio (2011) o reconhecimento do tipo de solo pode ser complicado. Em geral, os solos estão misturados, é difícil achar um solo que seja 100% argila ou 100% areia. Por isto, usam-se denominações como “argila silto-arenosa”, “silte argiloso”, “areia argilosa” e similar. A determinação do tipo de solo é fundamental para a construção civil, em especial para o cálculo da movimentação de terra e para a escolha das fundações. Justamente pela dificuldade em determinar o tipo de solo e em determinar suas características para a escolha de fundações é que se faz o denominado “ensaio à percussão”, mais conhecido como “ensaio SPT”. Com os parâmetros SPT em mãos torna-se possível escolher a fundação com precisão ou, caso o projetista ainda sinta falta de alguma informação, poderá solicitar um teste mais específico.

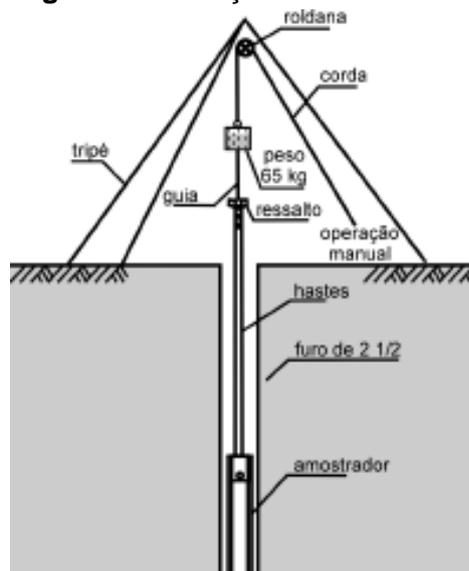
2.2 Investigações geotécnicas

A escolha do tipo de fundação é responsabilidade do engenheiro projetista e é feita baseada nas informações geotécnicas, as quais devem fornecer dados sobre o terreno de fundação.

2.2.1 Sondagem a percussão

O método mais comum para investigação geotécnica do subsolo de fundações de edifícios é o de sondagem à percussão com circulação de água, acompanhado pelo ensaio normalizado de penetração SPT (Standart Penetration Test) ou sondagem de simples reconhecimento do solo de acordo com as normas NBR 6484 (Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio), NBR 7250 (Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagem de simples reconhecimento dos solos) e a NBR 8036 (Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios). Este método fornece um perfil com descrição das camadas do solo e a resistência oferecida por elas à penetração de um amostrador normalizado. Pode fornecer, ainda, a profundidade do nível de água estático (MARANGON, 2008, p.11).

Figura 1- Ilustração do ensaio SPT



Fonte: (BIANCHIN et al.,2013).

A interpretação dos resultados para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida mediante duas abordagens distintas:

a) Métodos indiretos: nesta abordagem os resultados do ensaio são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo.

b) Métodos diretos: resultados de SPT são aplicados diretamente na previsão de capacidade.

Conforme o NSPT encontrado nas sondagens, é possível determinar a classificação dos solos conforme tabela encontrada da NBR 6484/01 (BIANCHIN, 2013, p.25).

Tabela 1 - Tabela dos estados de compactidade e de consistência

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 compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: NBR 6484, 2001

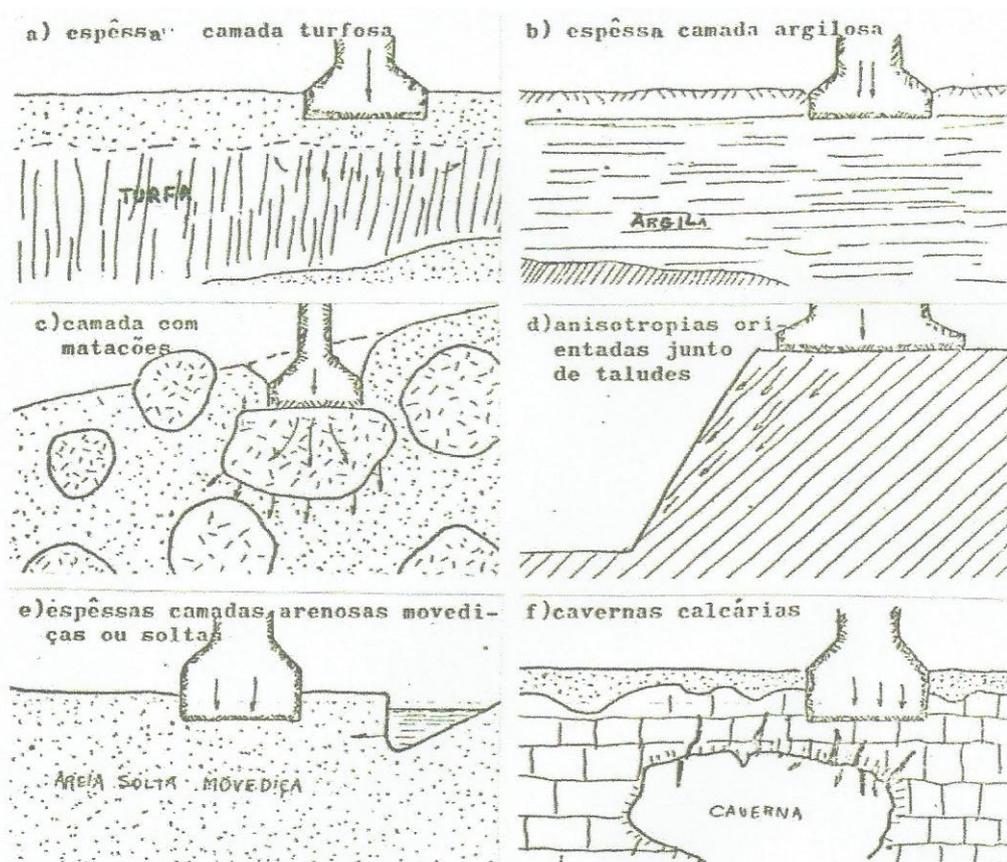
2.2.2 Sondagem rotativa

Quando a fundação é rochosa, ou parcialmente rochosa, usa-se outro método de sondagem, a sondagem rotativa com broca de diamante e extração de testemunho de sondagem. A rocha amostrada é descrita e avaliada quanto à resistência (MARANGON, 2008, p.12).

2.2.3 Sondagem de reconhecimento

Em casas ou construções que aplicam baixa tensão sobre o solo (fundações diretas – por meio de sapatas), muitas vezes não são realizadas sondagens à percussão. Pode-se executar uma sondagem de reconhecimento com o auxílio de um trado que é um instrumento de aço de grande espessura em forma de espiral, sendo válida, neste caso, a experiência do Engenheiro responsável, ou mesmo construtor, para estabelecer até onde deve ser escavado para ser colocada a fundação classificada como direta. A experiência é reforçada pelo conhecimento dos solos da região, com a devida atenção para as diversas condições geotécnicas desfavoráveis para fundações diretas, conforme ilustrado na figura a seguir (MARANGON, 2008, p.12).

Figura 2 - Condições geotécnicas desfavoráveis para fundações diretas



Fonte: (MARANGON, 2008, p.12)

2.3 Capacidade de carga

Em geral, a parte inferior de uma estrutura é denominada fundação, e sua função é transferir a carga da estrutura para o solo sobre o qual ela está apoiada. Uma fundação projetada de modo correto transfere a carga sobre o solo sem sobrecarregá-lo. A sobrecarga excessiva pode resultar em recalque excessivo ou rupturas por cisalhamento no solo, o que danifica a estrutura. Desse modo, engenheiros geotécnicos e estruturais que projetam fundações, devem avaliar a capacidade de cargas do solo. Dependendo da estrutura e do tipo de solo, vários tipos de fundação são utilizados. (BRAJA, 2007, p.488).

2.3.1 Capacidade de carga de Sapatas

Uma sapata é simplesmente uma extensão de parede estrutural ou pilar, que possibilita a distribuição da carga estrutural em uma área maior do solo. Em um solo com baixa capacidade de carga, as dimensões das sapatas requeridas são excessivas e inviáveis. Nesse caso, é mais econômico construir toda a estrutura sobre uma base de concreto denominada fundação em radier (BRAJA, 2007, p.488).

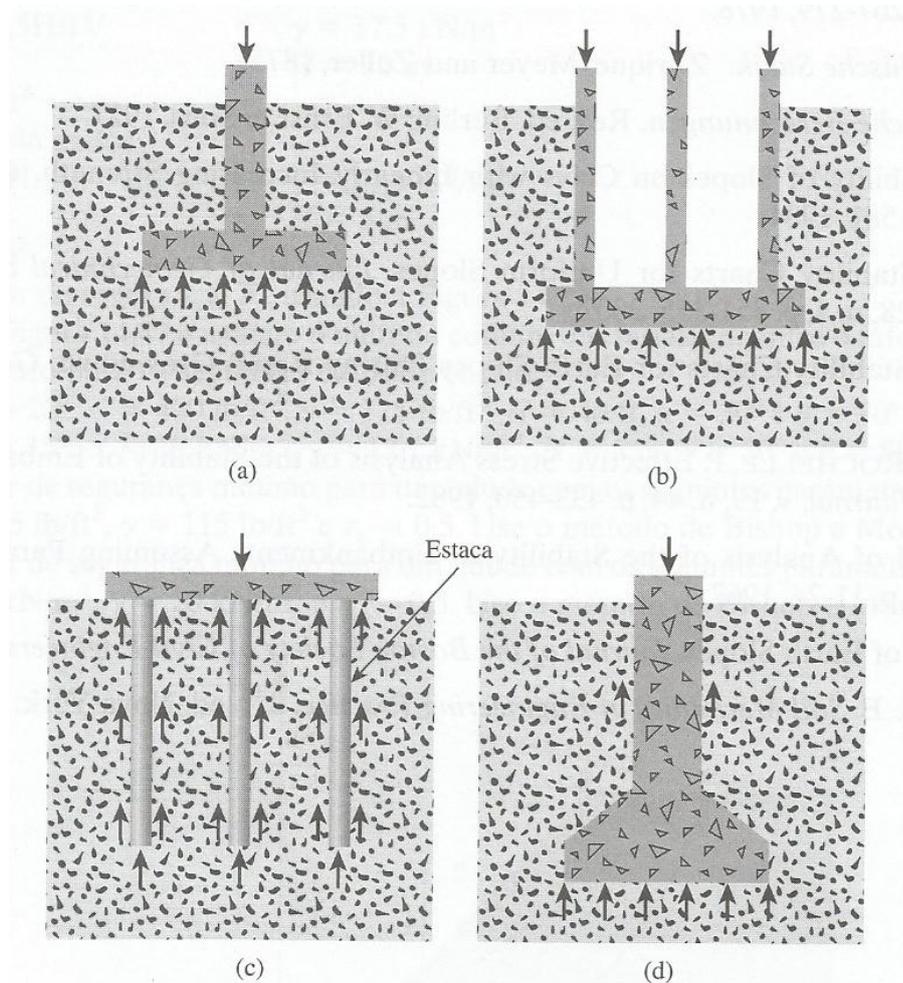
2.3.2 Capacidade de carga de Estacas

As estacas são componentes estruturais feitos de madeira, concreto ou aço e transmitem a carga da superestrutura para as camadas inferiores do solo. De acordo com a maneira pela qual transmitem a carga para o subsolo, as estacas podem ser divididas em duas categorias: estacas de atrito e estacas de ponta. No caso das estacas de atrito, a carga da superestrutura é transformada em tensão de cisalhamento na superfície da estaca. No caso das estacas de ponta, a carga suportada e transmitida da extremidade da estaca para uma camada estável (BRAJA, 2007, p.489).

2.2.3 Capacidade de carga de Tubulões

Na construção de fundação sobre tubulões, um furo é escavado até alcançar o subsolo e, depois, é preenchido com concreto. Uma camisa metálica pode ser utilizada durante a escavação e mantida ou removida durante o preenchimento com concreto. Em geral, o diâmetro do furo é muito maior que o de uma estaca. Para um diâmetro aproximado de 1m, a diferença entre estacas e tubulões não é clara, e as definições e a nomenclatura são imprecisas (BRAJA, 2007, p.489).

Figura 3 – Tipos comuns de fundação



Fonte: (BRAJA, 2007, p.488)

(a) sapata; (b) fundação em radier; (c) fundação sobre estacas; (d) fundações sobre tubulões.

2.4 Tipos de Fundações

As fundações se classificam em diretas e indiretas, de acordo com a forma de transferência de cargas da estrutura para o solo onde ela se apoia.

Fundações diretas são aquelas que transferem as cargas para camadas de solo capazes de suportá-las (*FABIANI, s.d.*), sem deformar-se muito. Esta transmissão é feita através da base do elemento estrutural da fundação, considerando apenas o apoio da peça sobre a camada do solo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência das cargas (*BRITO, 1987*). As fundações diretas podem ser subdivididas em rasas e profundas.

Fundações indiretas são aquelas que transferem as cargas por efeito de atrito lateral do elemento com o solo e por efeito de ponta (*FABIANI, s.d.*). As fundações indiretas são todas profundas, devido às dimensões das peças estruturais (*BURRATTINO et al., 2002, p.2*).

2.4.1 Fundações diretas:

- Blocos e alicerces
- Sapatas: corrida, isolada, associada e alavancada
- Radiers

2.4.2 Fundações indiretas:

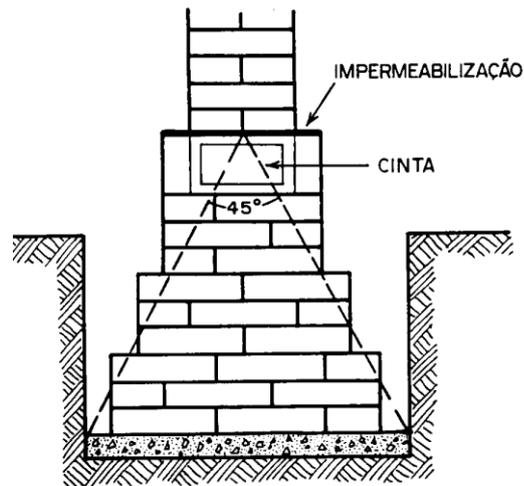
- Tubulões céu aberto
- Ar comprimido
- Brocas
- Estacas de madeira
- Estacas de aço
- Estacas de concreto pré-moldadas
- Estacas de concreto moldadas in loco: Strauss, Franki, Raiz e Barrete/Estação (*BURRATTINO et al., 2002, p.3*).

2.5 Execução de Fundações

2.5.1 Blocos e Alicerces

Este tipo de fundação é utilizado quando há atuação de pequenas cargas, como por exemplo, um sobrado. Os blocos são elementos estruturais de grande rigidez, ligados por vigas denominadas “baldrames”, que suportam predominantemente esforços de compressão simples provenientes das cargas dos pilares. Os eventuais esforços de tração são absorvidos pelo próprio material do bloco. Podem ser de concreto simples (não armado), alvenarias de tijolos comuns ou mesmo de pedra de mão (argamassada ou não). Geralmente, usam-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0 m de profundidade (BURRATTINO et al., 2002, p.3).

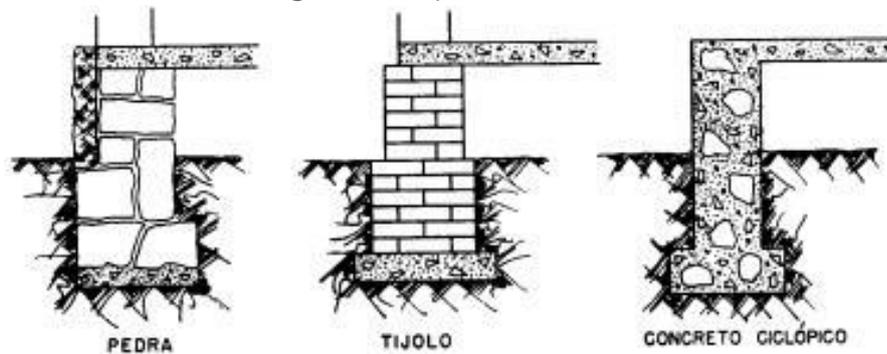
Figura 4 – Bloco em alvenaria de tijolos



Fonte: (BURRATTINO et al., 2002, p.3)

Os alicerces, também denominados de blocos corridos, são usados na construção de pequenas residências e toleram as cargas provenientes das paredes resistentes, podendo ser de concreto, alvenaria ou de pedra (BURRATTINO et al., 2002, p.3).

Figura 5 – Tipos de alicerces



Fonte: (BURRATTINO et al., 2002, p.4)

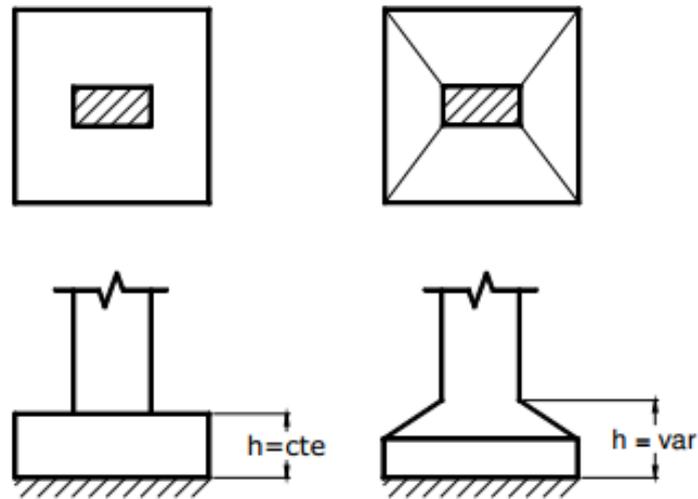
2.5.2 Sapatas Isoladas

As sapatas são elementos de apoio de concreto armado, de menor altura e que os blocos, que resistem principalmente por flexão (TEIXEIRA, 1998, p.227).

Execução:

- 1) Abertura das cavas (manual ou mecanizada: retroescavadeira) e esgotamento da água se for o caso;
- 2) Apiloamento do fundo;
- 3) Lançamento do concreto magro no fundo (nivelando e evitando-se perda de umidade do concreto após lançamento);
- 4) Confeção das formas;
- 5) Colocação da armadura do fundo;
- 6) Localização do eixo pilar e posicionamento da armadura do pilar;
- 7) Concretagem e;
- 8) Retirada das formas após o endurecimento do concreto; (CONSTRUINDO).

Figura 6 – Sapata isolada



Fonte: (BOLONHA, 2013)

2.5.3 Sapatas Corridas

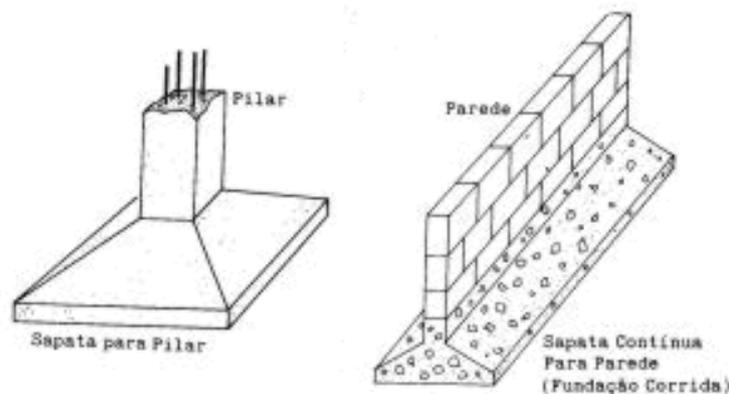
Esse tipo é empregado normalmente para receber as ações verticais de muros, paredes e elementos alongados que transmitam carregamento uniformemente distribuído numa só direção. Sua dimensão é a mesma de uma laje armada em uma direção. Não é necessária a verificação da punção em sapatas desse tipo por receberem ações em focos distribuídos. Pelo fato de as bielas de compressão serem íngremes, tensões de aderência elevadas na armadura principal acabam aparecendo, o que pode acarretar na ruptura do concreto de cobertura, gerando fendas, essas que podem ser evitadas com diâmetros menores para as barras e espaçamentos menores entre elas. Sua execução é de nível fácil e não é necessário muito esforço, tendo seus poços cavados até mesmo à mão, dependendo pro projeto arquitetônico, e de fundura rasa. Normalmente executado com concreto ciclópico, que é concreto + pedra de mão. Segue as paredes da edificação (BOLONHA, 2013).

Para construção de uma sapata corrida, com embasamento em alvenaria, são executadas as seguintes etapas:

1. Escavação;
2. Colocação de um lastro de concreto magro de 5 a 10 cm de espessura;

3. Posicionamento das fôrmas, quando o solo assim o exigir;
4. Colocação das armaduras;
5. Concretagem;
6. Cinta de concreto armado: sua finalidade é a maior distribuição das cargas, evitando também deslocamentos indesejáveis, pelo travamento que confere à fundação; muitas vezes, é usado o próprio tijolo como fôrma lateral;
7. Camada impermeabilizante: sua função é evitar a subida da umidade por capilaridade para a alvenaria de elevação; sua execução deve evitar descontinuidades que poderão comprometer seu funcionamento e nunca devem ser feitas nos cantos ou nas junções das paredes; esta camada deverá ser executada com argamassa com adição de impermeabilizante e deverá se estender pelo menos 10 cm para revestimento da alvenaria de embasamento; para evitar retrações prejudiciais, deverá receber uma cura apropriada (água, sacos de cimento molhados, etc.), sendo depois pintada com emulsão asfáltica em duas demãos, uma após a secagem completa da outra (BURRATTINO et al., 2002, p.8).

Figura 7 – Sapata corrida

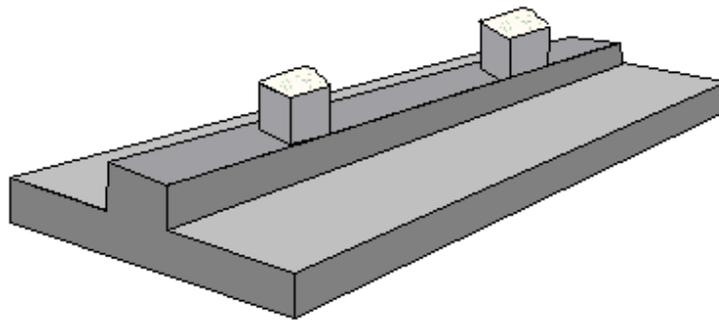


Fonte: (BOLONHA, 2013)

2.5.4 Sapatas Associadas

Um projeto econômico deve ser feito com o maior número possível de sapatas isoladas. No caso em que a proximidade entre dois ou mais pilares seja tal que as sapatas isoladas se superponham, deve-se executar uma sapata associada. A viga que une os dois pilares denomina-se viga de rigidez, e tem a função de permitir que a sapata trabalhe com tensão constante (BURRATTINO et al., 2002, p.8).

Figura 8 – Sapata associada

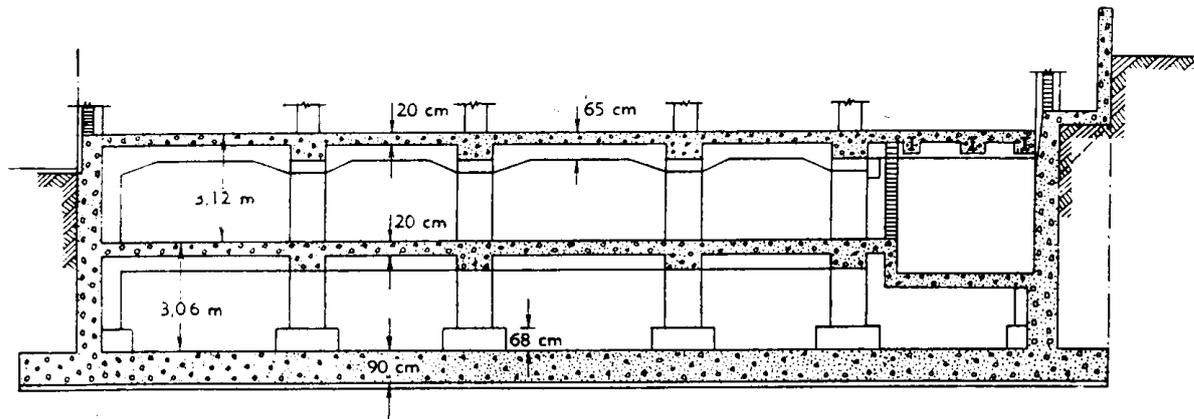


(RODRIGO, 2010)

2.5.5 Radiers

A utilização de sapatas corridas é adequada economicamente enquanto sua área em relação à da edificação não ultrapasse 50%. Caso contrário, é mais vantajoso reunir todas as sapatas num só elemento de fundação denominado radier. Este é executado em concreto armado, uma vez que, além de esforços de compressão, devem resistir a momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados, e ocasionalmente a pressões do lençol freático (necessidade de armadura negativa). O fato do radier ser uma peça inteiriça pode lhe conferir uma alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais (BURRATTINO et al., 2002, p.10).

Figura 9 – Radier

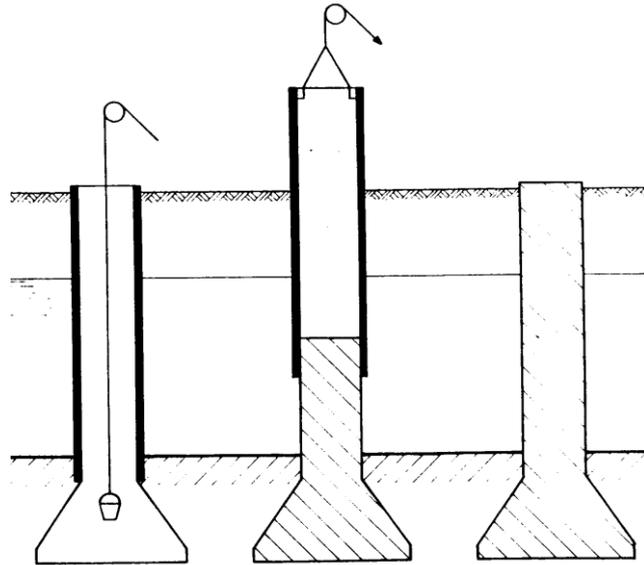


(BURRATTINO et al., 2002, p.10).

2.5.6 Tubulões a Céu Aberto

Esse tipo de fundação é pertinente quando há solos bastante rijos. Isso porque a escavação normalmente é manual, dependente de um poceiro, um ajudante e um sarilho. É possível escavar o solo mecanicamente com equipamentos de perfuração mas, ainda assim, a solução exige a presença de um operário para executar a base. A aparição de água durante a escavação não é um problema, desde que possa ser contida e não prejudique a perfuração. "É possível desde que a água seja esgotada com uma bomba submersível dentro do poço, expelindo o líquido do fuste", diz o engenheiro Daniel Rozenbaum, da Fundacta. Rozenbaum explica ainda que nesse tipo de fundação é necessário inspecionar se há presença de gás gerada por matéria orgânica em decomposição e que pode causar a morte do operário durante a execução. Antes de iniciarem as obras de fundação, o engenheiro projetista e mesmo o responsável pela construção costumam fazer um poço para inspecionar a situação do solo. "A sondagem pode gerar dúvidas quando se tem um solo misto, pois pode não especificar a porcentagem de cada componente", diz Eduardo Couso Júnior, da Consultrix. O poço de verificação de solo deve ser mantido em média 24 horas para observar a estabilidade que a escavação apresenta (TATEOKA et al., 2004).

Figura 10 – Tubulão a céu aberto



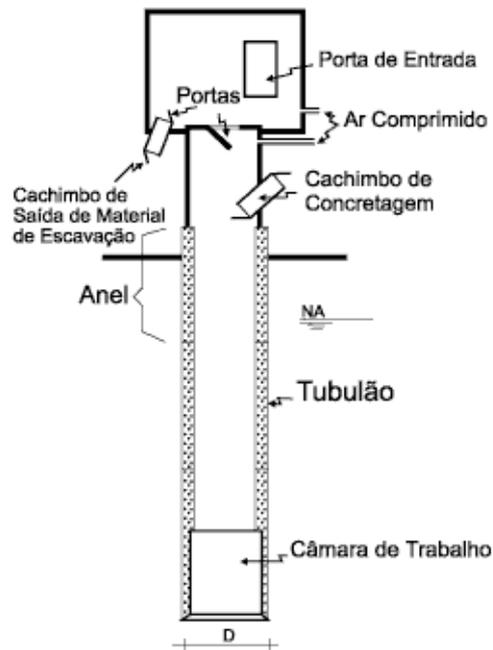
(BURRATTINO et al., 2002, p.11)

2.5.7 Tubulões com Ar Comprimido

Esse é o método recomendado para solos com presença de lençol freático sem possibilidade de esgotamento, devido ao risco de desmoronamento das paredes do fuste. É necessário encamisar a estrutura do fuste com anéis de concreto ou tubos de aço, e alcançar o solo apropriado para fazer a base do tubulão. A camisa representa uma segurança ao operário durante a descida manual em um solo ruim e serve como apoio para a campânula, equipamento de compressão e descompressão de ar que possibilita a atuação do poceiro abaixo do nível da água. Os problemas durante a execução de tubulões a ar comprimido estão relacionados à segurança dos operários durante a compressão e descompressão da campânula. Por isso, esse tipo de fundação vem sendo adotado apenas para construção de pontes, viadutos e obras com grandes carregamentos. O engenheiro de obra deve estar atento aos procedimentos de entrada e saída de ar do equipamento. "Com uma pressão de 2 kgf/cm², o operador demora em média 3 horas para descomprimir o equipamento", diz Celso Nogueira Corrêa, da Zaclis & Falconi. Inspeccionar os registros, os compressores e as mangueiras é também uma medida de segurança. Além de riscos à saúde do poceiro, o uso da campânula, da camisa e de todos os aparatos de segurança torna a fundação com tubulões a ar comprimido um sistema

oneroso: pode ser cinco vezes mais caro do que fundações executadas a céu aberto (TATEOKA et al., 2004).

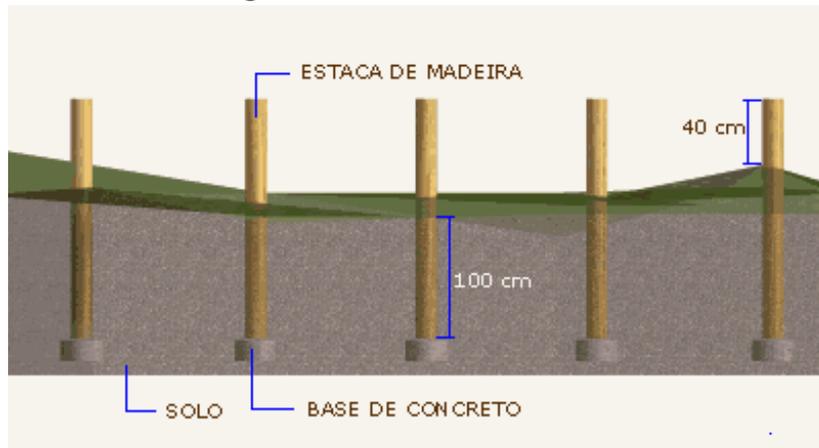
Figura 11 – Tubulão a ar comprimido



(BOM JARDIM et al., 2011)

2.5.8 Estacas de Madeira

As estacas de madeira são troncos de árvore cravados com bate-estacas de pequenas dimensões e martelos leves. Antes da difusão da utilização do concreto, elas eram empregadas quando a camada de apoio às fundações se encontrava em profundidades grandes. Para sua utilização, é necessário que elas fiquem totalmente abaixo d'água; o nível d'água não pode variar ao longo de sua vida útil. Atualmente utilizam-se estacas de madeira para execução de obras provisórias, principalmente em pontes e obras marítimas (ALONSO, 1979). Os tipos de madeira mais usados são eucalipto, aroeira, ipê e guarantã (BURRATTINO et al., 2002, p.14).

Figura 12 – Estaca de madeira

(BIZERRIS et al., 2013).

2.5.9 Estacas Metálicas

As estacas metálicas podem ser perfis laminados, perfis soldados, trilhos soldados ou estacas tubulares. Podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno; possuem facilidade de corte e emenda; podem atingir grande capacidade de carga; trabalham bem à flexão; e, se utilizadas em serviços provisórios, podem ser reaproveitadas várias vezes. Seu emprego necessita com cuidados sobre a corrosão do material metálico. Sua maior desvantagem é o custo maior em relação às estacas pré-moldadas de concreto, Strauss e Franki (BURRATTINO et al., 2002, p.15).

Figura 13 – Estaca metálica

(BIZERRIS et al., 2013)

2.5.10 Estacas Pré-moldadas de Concreto

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, e concretadas em formas horizontais ou verticais. Devem apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e eventuais solos agressivos. A cravação de estacas pré-moldadas de concreto pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração, a escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo e dimensão da estaca, características do solo, condições da vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. Em terrenos resistentes, a cravação de estacas pode ser auxiliada com jato d'água ou através de perfurações. O sistema de cravação deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista para sua capacidade de carga, sem danificá-la. Com esta finalidade o uso de martelos mais pesados, com menos altura de queda, é mais eficiente (SETE 35 ENGENHARIA).

Figura 14 – Estaca pré-moldada de concreto



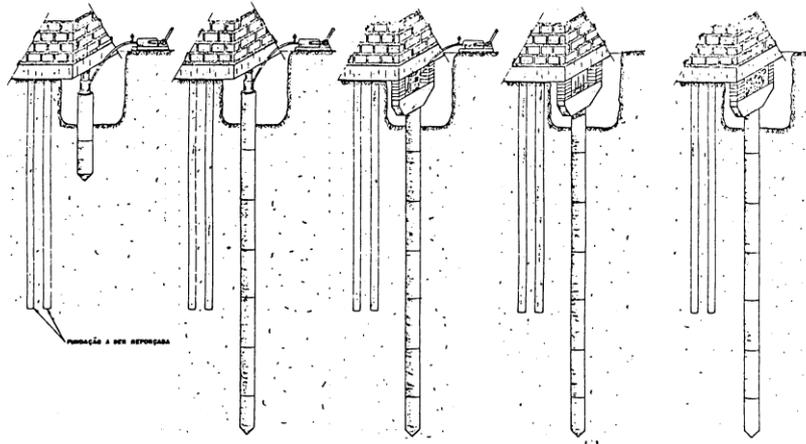
(BIZERRIS et al., 2013)

2.5.11 Estacas Mega

É constituída de elementos justapostos (de concreto armado, protendido ou de aço) ligados uns aos outros por emenda especial e cravados sucessivamente por meio de macacos hidráulicos. Estes buscarão reação ou sobre a estrutura existente ou na estrutura que esteja sendo construída ou em cargueiras especialmente construídas para tanto (cravação estática). A solidarização da estaca com a estrutura é feita sobtensão: executa-se um bloco sobre a extremidade da

estaca; com o macaco hidráulico comprime-se a estaca calçando a estaca sob a estrutura; retira-se o macaco e concretiza-se o conjunto (ALONSO, 1979). Costumam ser utilizadas para reforço de fundações, mas às vezes também são empregadas como solução direta, permitindo em alguns casos até a execução da estrutura antes da fundação (BURRATTINO et al., 2002, p.18).

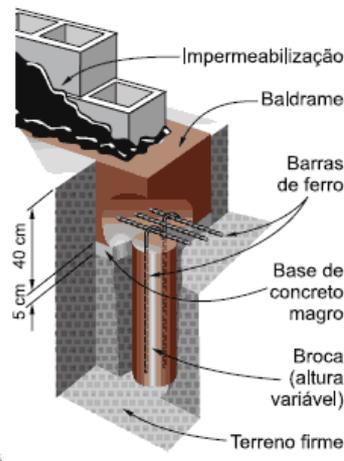
Figura 15 – Estaca mega



(BURRATTINO et al., 2002, p.18)

2.5.12 Brocas

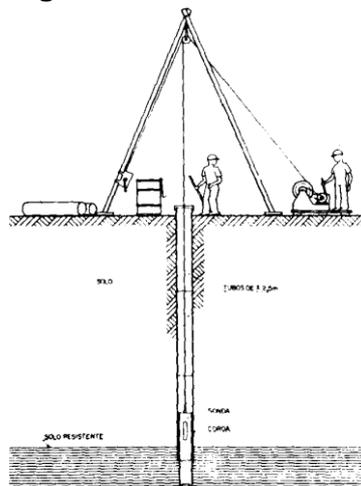
São estacas executadas “in loco” sem molde, por perfuração no terreno com o auxílio de um trado de diâmetro (\emptyset) de 15 a 30 cm, sendo o furo posteriormente preenchido com o concreto apilado (FABIANI, s.d.). O trado utilizado é composto de 04 facas, formando um recipiente acoplado a tubos de aço galvanizado. Os tubos são divididos em partes de 1,20 m de comprimento e à medida que se prossegue a escavação eles vão sendo sucessivamente emendados. A perfuração é feita por rotação/compressão do tubo, seguindo-se da retirada da terra que se armazena dentro deste (BURRATTINO et al., 2002, p.19).

Figura 16 – Estaca broca

(FAZ FÁCIL)

2.5.13 Estaca Strauss

A estaca Strauss é uma fundação em concreto (simples ou armado), moldada in loco, executada com revestimento metálico recuperável. Pode ser empregada em locais confinados ou terrenos acidentados devido à simplicidade do equipamento utilizado. Sua execução não causa vibrações, evitando problemas com edificações vizinhas. Porém, em geral possui capacidade de carga menor que estacas Franki e pré-moldadas de concreto e possui limitação devido ao nível do lençol freático. (BURRATTINO et al., 2002, p.20).

Figura 17 – Estaca strauss

(BURRATTINO et al., 2002, p.20)

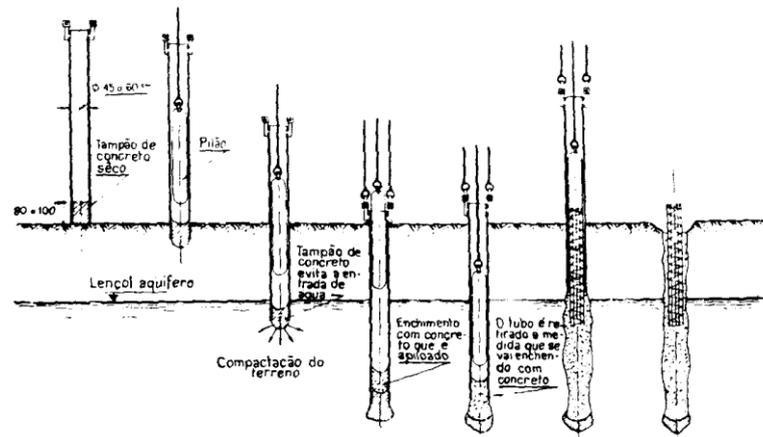
2.5.14 Estaca Franki

A execução deste tipo de estaca segue o seguinte procedimento:

1. Crava-se no solo um tubo de aço, cuja ponta é obturada por uma bucha de concreto seco, areia e brita estanque e fortemente comprimida sobre as paredes do tubo. Ao se bater com o pilão na bucha, o mesmo arrasta o tubo, impedindo a entrada de solo ou água;
2. Atingida a camada desejada, o tubo é preso e a bucha expulsa por golpes de pilão e fortemente socada contra o terreno, de maneira a formar uma base alargada;
3. Uma vez executada a base e colocada à armadura, inicia-se a concretagem do fuste, em camadas fortemente socadas, extraíndo-se o tubo à medida da concretagem, tendo-se o cuidado de deixar no mesmo uma quantidade suficiente de concreto para impedir a entrada de água e de solo.

As estacas tipo Franki apresentam grande capacidade de carga e podem ser executadas a grandes profundidades, não sendo limitadas pelo nível do lençol freático. Seus maiores inconvenientes dizem respeito à vibração do solo durante a execução, área necessária aos bate-estacas e possibilidade de alterações do concreto do fuste, por deficiência do controle. Sua execução é sempre feita por firma especializada (*BRITO, 1987*). Em situações especiais, sobretudo em zonas urbanas, podem-se atravessar camadas resistentes em que as vibrações poderiam causar problemas com construções vizinhas, por meio de perfuração prévia ou cravando-se numa primeira etapa o tubo com a ponta aberta e desagregando-se o material com a utilização de uma ferramenta apropriada e água (*BURRATTINO, et al., 2002, p.21*).

Figura 18 – Estaca Franki

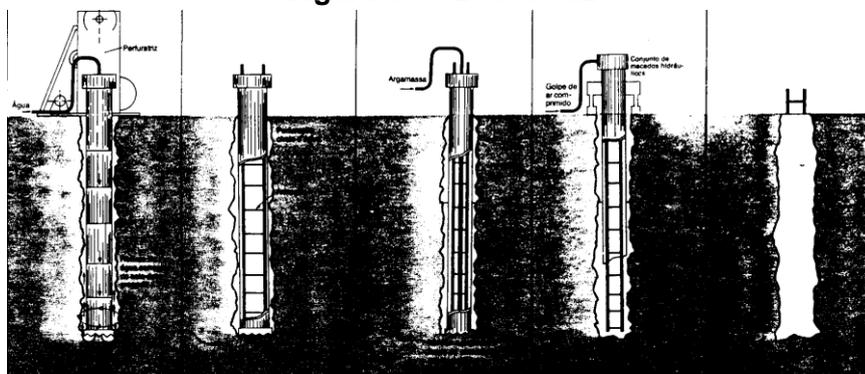


(BURRATTINO, et al., 2002, p.22).

2.5.15 Estaca Raiz

É uma estaca de pequeno diâmetro concretada “in loco”, cuja perfuração é realizada por rotação ou rotopercussão, em direção vertical ou inclinada. Essa perfuração se processa com um tubo de revestimento e o material escavado é eliminado continuamente, por uma corrente fluida (água, lama bentonítica ou ar) que introduzida através do tubo reflúí pelo espaço entre o tubo e o terreno. Completada a perfuração, coloca-se a armadura ao longo da estaca, concretando-se à medida que o tubo de perfuração é retirado. A argamassa é constituída de areia peneirada e cimento, acrescida de aditivos fluidificantes adequados para cada caso (BRITO, 1987) (BURRATTINO, et al., p.23).

Figura 19 – Estaca raiz



(BURRATTINO, et al., p.24)

2.6 Sapata

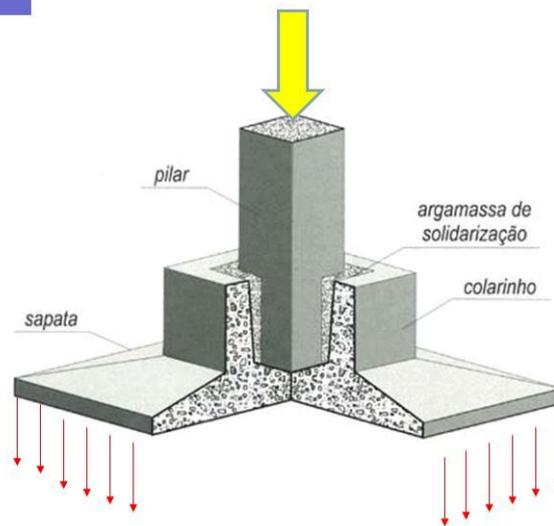
Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não podem ser resistidas pelo concreto, de que resulta o emprego de armadura. Pode ter espessura constante ou variável e sua base em planta é normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. (MARANGON, 2009, p.87).

Figura 20 – Mecanismo de transferência de carga da sapata

Princípio de transferência de cargas

Fundações Direta

SAPATA



(ALBUQUERQUE, 2013, p.14)

2.6.1 Cálculo estrutural

O cálculo estrutural deve ser feito de maneira a atender a NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento que diz o seguinte:

Sapatas são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta. Quando se verifica a expressão a seguir, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada como flexível:

$$h \geq (a - a_p)/3$$

onde:

h é a altura da sapata;

O detalhamento das sapatas rígidas é classificado em armaduras de flexão e armaduras de arranque dos pilares. Onde segundo a norma citada acima as armaduras de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da mesma e terminando em gancho nas duas extremidades.

Para barras com diâmetro (\emptyset) ≥ 20 mm devem ser usados ganchos de 135° ou 180° . Para barras com diâmetro (\emptyset) ≥ 25 mm deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura.

As armaduras de arranque dos pilares, a sapata deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal as barras, decorrente da flexão da sapata.

2.6.2 Execução

Embaixo de toda sapata deverá, sempre, ser colocada uma camada de concreto magro (farofa). É um concreto bem seco, sem função estrutural, que tem a finalidade de isolar o fundo da sapata para que o solo não absorva a água do concreto da fundação.

Para a construção de uma sapata isolada, são executadas as seguintes etapas:

1. Fôrma para o rodapé, com folga de 5 cm para a execução do concreto magro;
2. Posicionamento das fôrmas, de acordo com a marcação executada no gabarito de locação;
3. Prepara da superfície de apoio;
4. Colocação da armadura;
5. Posicionamento do pilar em relação a caixa com as armações;

6. Colocação das guias de arames, para acompanhamento da declividade das superfícies de concreto;
7. Concretagem: a base poderá ser vibrada normalmente, porém para o concreto inclinado deverá ser feita uma vibração manual, isto é, sem o uso do vibrador (BARROS, 2011, p.8).

Figura 21 – Sapata



Fonte: (NAKAMURA, 2008)

2.7 Bloco

Elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Pode ter as faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar planta de seção quadrada ou retangular (MARANGON, 2009, p.87). O mecanismo de transferência de carga dos blocos é igual o das sapatas citado anteriormente.

2.7.1 Cálculo estrutural

Os blocos de fundação podem ser dimensionados de tal maneira que o ângulo β , satisfaça a equação:

$$\frac{tg\beta}{\beta} = \frac{\sigma}{f_t} + 1$$

Onde:

σ = pressão no terreno

f_t = tensão admissível de tração no concreto

$f_t \leq f_k, 2,5$ e $0,8$

Conforme na NBR 6118, a resistência característica do concreto é dada por:

$f_{tk} = f_{ck}$ para $f_{ck} \geq 18\text{MPa}$

$f_{tk} = 0,06 f_{ck} + 0,7$ para $f_{ck} > 18\text{MPa}$

Quanto à distribuição das pressões sob a base do bloco, é aplicável o mesmo já disposto para sapatas (MARANGON, 2009, p.94).

2.7.2 Execução

1. Abertura da vala de acordo com o projeto de locação;
2. Compactação do fundo do bloco;
3. Lastro de concreto magro de 5 cm para a armadura ser montada;
4. Montagem das fôrmas;
5. Concretagem;

Figura 22 – Bloco



Fonte: (CUNHA)

2.8 Definições e procedimentos gerais de projetos de blocos e sapatas

A área da base de um bloco de fundação ou de uma sapata, quando sujeita apenas a uma carga vertical, é calculada pela expressão:

$$A = axb = \frac{P + pp}{\sigma_s}$$

Em que:

P = carga proveniente do pilar;

pp = peso próprio do bloco ou da sapata;

σ_s = tensão admissível do solo; (ALONSO, p.3)

Como o peso próprio do bloco ou da sapata depende de suas dimensões e estas, por sua vez, dependem do peso próprio, o problema só pode ser resolvido por tentativas, isto é, estima-se um valor para o peso próprio e com este valor dimensiona-se o bloco ou a sapata. A seguir, verifica-se o peso próprio real é menor ou igual ao valor estimado, caso contrário, repete-se a operação. Na grande maioria dos casos, o valor do peso próprio é pouco significativo, e sua não utilização está dentro das imprecisões da estimativa do valor da σ_s . Assim sendo, é comum negligenciar o valor do mesmo, de tal modo que a área será calculada por: (ALONSO, p.3).

$$A = axb = \frac{P}{\sigma_s}$$

Conhecida a área A, a escolha do par de valores a e b, para o caso de sapatas isoladas, deve ser feita de modo que:

- 1) O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de carga do pilar.
- 2) A sapata não devesse ter nenhuma dimensão menor que 60 cm.
- 3) Sempre que possível, a relação entre os lados a e b deverá ser menor ou, no máximo, igual a 2,5.
- 4) Sempre que possível, os valores a e b devem ser escolhidos de modo que os balanços da sapata, em relação às faces do pilar sejam iguais nas duas direções (ALONSO, p.3).

A forma da sapata fica condicionada á forma do pilar, quando não existiam limitações de espaço, podendo ser distinguidos dois casos:

1.º Caso: Pilar de seção transversal quadrada (ou circular)

Neste caso, quando não existe limitação de espaço, a sapata mais indicada deverá ter em planta seção quadrada, cujo lado será:

$$\alpha = \sqrt{\frac{P}{\sigma_s}}$$

2.º Caso: Pilar de seção transversal retangular. Neste caso, não existe limitação de espaço pode-se escrever: (ALONSO, p.4).

$$axb = \frac{P}{\sigma_s}$$

$$\alpha - \alpha_0 = 2d$$

$$b - b_0 = 2d \therefore a - b = a_0 - b_0$$

3 METODOLOGIA

O projeto realizado apresenta quanto à finalidade, uma pesquisa aplicada que determina conhecimentos para a aplicação prática apontando à solução de problemas específicos, qualitativa onde realiza uma interpretação com qualificação dos resultados, o objetivo metodológico é exploratório, que busca conhecer o objeto de estudo. O procedimento é uma análise profunda de caso para detalhamento do conhecimento e o local da realização em campo.

A obra é um edifício vertical de utilização residencial, padrão alto. São 25 pavimentos, com 2 subsolos de garagem, área de 504 m² e a fundação feita em blocos e sapatas.

3.1 Planta de cargas

A planta de cargas mostra o desenho de todos os pilares, corretamente posicionados, cotados e com suas respectivas cargas.

3.2 Cálculo do número de furos da sondagem e profundidades

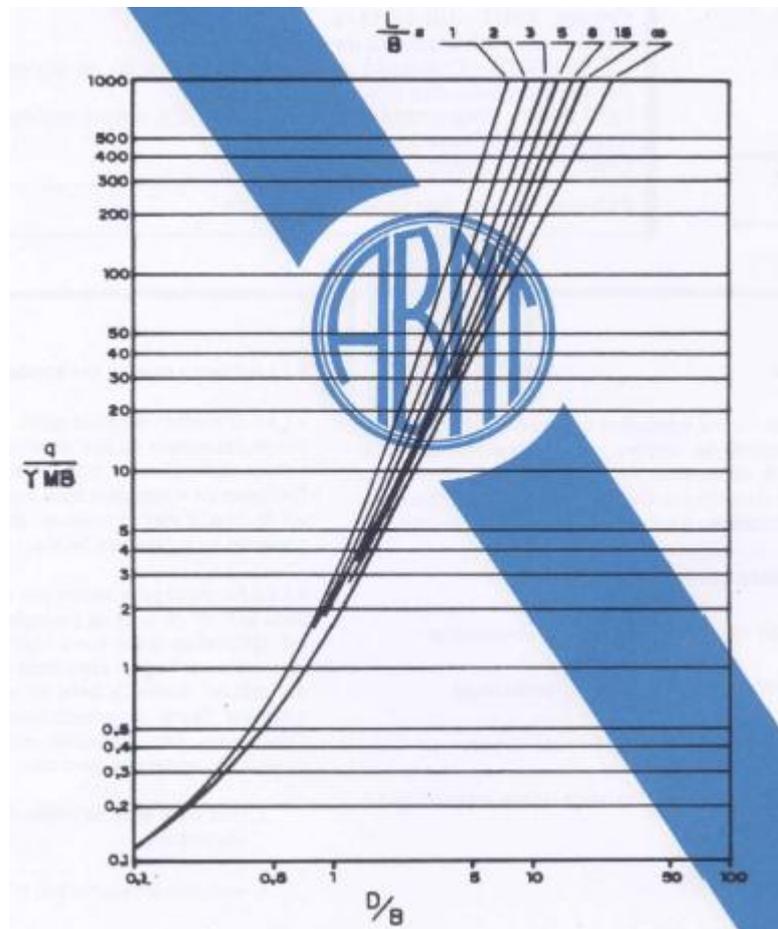
Esta norma NBR 8036:1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios, segundo ela, fixa as condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento dos solos destinada à elaboração de projetos geotécnicos para construção de edifícios. Esta programação abrange o número, a localização e a profundidade das sondagens.

Ainda de acordo com a norma, o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnica do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo. As sondagens devem ser, no mínimo de uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que

excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) três para área entre 200 m² e 400 m².

O gráfico abaixo é como um guia de acordo NBR 8036:1983 para estimativa da profundidade.



Fonte: NBR 8036, 1983

3.3 Realização da investigação (sondagem)

A escolha do tipo de fundação é responsabilidade do engenheiro projetista e será feita baseada nas informações geotécnicas, as quais devem fornecer dados sobre o terreno de fundação. Para saber o tipo de fundação a ser escolhida de acordo com a planta de cargas, uma investigação do solo será feita através do ensaio SPT (Standart Penetration Test) ou sondagem de simples reconhecimento do solo, conforme a NBR 6484 (Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio). Esta norma tem como objetivo prescrever o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, cujas finalidades, para aplicações em Engenharia Civil, são:

- a) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b) a posição do nível-d'água; e
- c) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

3.4 Capacidade de carga

O principal papel da fundação é transferir a carga das estruturas para o solo em que ela se encontra apoiada. Essa transferência de carga, não pode sobrecarregá-lo, pois pode causar recalques excessivos o que danifica as estruturas. Desse modo os engenheiros responsáveis pela fundação avaliou a capacidade de carga do solo, escolhendo a fundação mais adequada.

$$\sigma_{adm} = \frac{NSPT}{50}$$

σ_{adm} = tensão admissível

NSPT = Resistência a penetração

3.5 Escolha do tipo de fundação

A fundação foi escolhida de acordo com o laudo de sondagem, sendo uma fundação rasa feita de blocos e sapatas.

3.6 Dimensionamento geométrico

O dimensionamento geométrico foi feito após determinar a profundidade e tensão admissível do solo das sapatas e blocos. Podendo assim encontrar suas respectivas seções, lembrando também que o recalque máximo que as estruturas devem sofrer é inferior a 25 mm, o recalque foi encontrado pela Eq. 01:

$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}} \quad \text{Eq. 01}$$

P = carga do pilar

A = maior seção do pilar

B = menor seção do pilar

NSPT = Resistência a penetração

3.7 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural dos blocos foi realizado pelas Eq. 02 até Eq. 19:

$$MA = \frac{1,1 \times P}{4} \times \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Eq. 02}$$

$$MB = \frac{1,1 \times P}{4} \times \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right) \quad \text{Eq. 03}$$

MA e MB = momentos em A e B

P = carga do pilar

AxB = seção da sapata

axb = seção do pilar

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{MA \times 1,4}{\frac{f_{ck}}{1,4} \times L_{pA}}} \quad \text{Eq. 04}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{MB \times 1,4}{\frac{f_{ck}}{1,4} \times L_{pB}}} \quad \text{Eq. 05}$$

MA e MB = momentos em A e B

P = carga do pilar

Fck do concreto

LpA e LpB = lado do pilar

O fck utilizado do concreto para dimensionar foi de 25 Mpa devido está no projeto.

$$h_A > \frac{L_s - L_p}{3} \quad \text{Eq. 06}$$

$$h_B > \frac{L_s - L_p}{3} \quad \text{Eq. 07}$$

Ls = lado da sapata

Lp = lado do pilar

ANP/S = ancoragem do pilar com a sapata

$Df = h - \text{cobrimento do concreto}$

Eq. 08

$$\sigma_{lim} = \frac{fck}{25}$$

Eq. 09

$$\sigma_{trab} = \frac{1,1 \times P}{2 \times (a+b+2 \times h) \times h}$$

Eq. 10

σ_{trab} = tensão de trabalho

P = carga do pilar

a x b = lado do pilar

h = altura

$$k6A = \frac{a \times Df^2}{MA}$$

Eq. 11

$$k6B = \frac{b \times Df^2}{MB}$$

Eq. 12

MA = momento em A

MB = momento em B

$$ASA = \frac{k3 \times MA}{Df}$$

Eq. 13

$$ASB = \frac{k3 \times MB}{Df}$$

Eq. 14

K3 → tabela

MA = momento em A

MB = momento em B

$$AS \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times AC \quad \text{Eq. 15}$$

AC = seção do pilar

Nº de barras =

Ø	cm ²
8.0	0,5
10.0	0,8
12.5	1,25
16.0	2,00
20.0	3,15
25.0	5,00

$$\text{Aba A} = \frac{Ls - Lp}{2} \quad \text{Eq. 16}$$

$$\text{Aba B} = \frac{Ls - Lp}{2} \quad \text{Eq. 17}$$

Ls = lado da sapata

Lp = lado do pilar

$$\text{Ancoragem} = LA = ANP/S - ((C - cc - h) + (2 \times c)) \quad \text{Eq. 18}$$

ANP/S = ancoragem pilar sapata

C = Aba

cc = cobrimento do concreto

h = altura

Gancho = ANC = h0 – cob – concreto

Eq. 19

O dimensionamento estrutural das sapatas foi realizado em uma planilha que se encontra em anexo 2.

3.8 Planta de fundação

O projeto de fundação foi feito após o solo ser identificado, os dimensionamentos geométricos e estruturais feitos e o tipo de fundação escolhida de acordo com o tipo de solo.

A planta de fundação rasa, é composta pelas sapatas e blocos numerados, suas respectivas cargas, rodapé, seção, altura e profundidade.

3.9 Discussão de dados de projeto com parâmetro

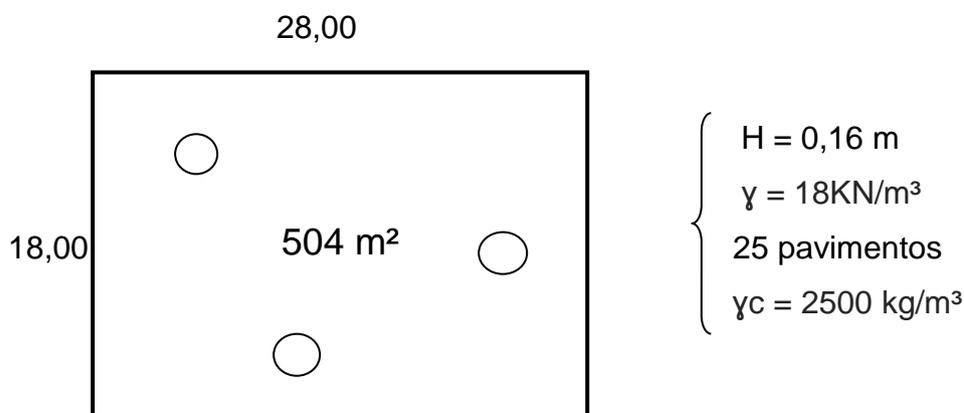
Após os dimensionamentos é feito uma análise qualitativa do caso, onde se podem comparar as plantas de fundação do parâmetro com a executada. Taxas de aço são analisadas e discutidas juntamente com algumas sapatas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Planta de cargas

Anexo 1 em folha.

4.2 Cálculo do número de furos da sondagem e profundidades



- 2 furos para terrenos de até 200 m²
- 3 furos para terrenos entre 200 m² a 400 m²
- 400 m² < A < 1200 m² → 1 furo a cada 200 m²
- 1200 m² e 2400 m² → 1 furo a cada 400 m²

Área = 504 m²

Número de furos = $504/200 = 3$ furos

Volume de concreto = A x H

Volume de concreto = $504 \times 0,16 \times 25$ pavimentos

Volume de concreto = 2 016 m³

Peso = volume de concreto x peso específico do concreto

Peso = $2016 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3$

Peso = 5 040 000 kg

$$\text{Carga} = \text{Peso} / \text{Área}$$

$$\text{Carga} = 5\,040\,000 \text{ kg} / 504 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga} = 10\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga} = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Carga} / \text{peso específico} \times M \times B \\ 100 / 18 \times 0,1 \times 18 = \mathbf{3,08} \end{array} \right\} \text{Tabela}$$

$$\left. \begin{array}{l} D/B = 0,8 \\ D/18 = 0,8 \\ D = \mathbf{14 \text{ m}} \end{array} \right\} \text{Tabela}$$

$D = 14 \text{ m} \rightarrow$ **Critério de paralisação a 14 m**

No laudo de sondagem a paralisação foi a 5,07 m. Já no dimensionamento feito acima a paralisação foi a 14 m, tem-se essa diferença devido no laudo de sondagem a 5 m, já encontrar um solo muito bom e não precisou aprofundar mais, pois o solo encontrado ali já tinha resistência suficiente para aquela carga. Silte areno-argiloso com pedregulho grosso de laterita variegado, é o solo encontrado e tem grande concentração de hidróxido de cálcio e ferro.

4.3 Realização da investigação (sondagem)



LAUDO DE SONDAGEM

site: www.tecnica.eng.br
 email: henrique@tecnicaeng.com

Interessado: Real Construções Engenharia e Projetos Ltda	Furo: SP 01
Obra: Residencial	Folha: 04
Local obra: Qd Arse 32, AL 01, Lt 9, Palmas TO	Data do Laudo: 06/01/12

Profundidade	Nº de Amostra	N.A. 24h	1ª-2ª		2ª-3ª		3ª-4ª		4ª-5ª		Consistência / Comportamento	Descrição do Solo
			15	15	15	15	15	15				
-1,00	01											Argila arenosa com pedregulho médio de laterita variegado.
-2,00	02		5	5							mole*	
-3,00	03		6	7							móia*	
-4,00	04		30/15	20/07							muito coesiva**	Sítio areno-argiloso com pedregulho grosso de laterita variegado.
-5,00	05		50/05								muito coesiva**	
-5,00	06		50/03								muito coesiva**	
-5,00												1ª lavagem 10 min descos 3 cm 2ª lavagem 0 min descos 1 cm 3ª lavagem 10 min descos 0 cm

Nível d'água: Não foi alcançado	Cota do Furo: 99,41 m
Data do N.A.: 03/02/12	Prof. da sondagem: 5,07 m
Engº Resp.: Paulo Henrique Cordeteiro - Crea TO 190511/D	Coordenadas:
	Equip: GPS12 Garmin

De acordo com o laudo de sondagem o índice de resistência à penetração (NSPT) que é encontrado pela média entre os SPT, é maior que 40 sendo um solo muito compactado e muito bom, como mostra a tabela da NBR 7250 (Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos).

Tabela 2 - Tabela classificação dos solos

Tabela - Classificação dos solos

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco compacta (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	muito forte
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

Fonte: NBR 7250, 1982

4.4 Capacidade de carga, dimensionamento geométrico e estrutural

4.4.1 Dimensionamento dos blocos:

Bloco S24/SP11

Fck do concreto 25Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P24 → carga = 378,8 ton

Pilar PP11 → carga = 37,3 ton

→ seção = 100 x 25

→ seção = 25 x 40

$$Xg = \frac{(50 \times 3788) + (12,5 \times 373)}{4161} = 46,64 \text{ cm}$$

$$Yg = \frac{(12,5 \times 3788) + (47 \times 373)}{4161} = 15,59 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (100 - 46,64) \rightarrow a = 110 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (67 - 15,59) \rightarrow a = 105 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{110}{105} < 2,5 \rightarrow 1,05 < 2,5$$

Profundidade = 2,5 m

2 x B = 5,0 m → profundidade do bulbo de tensões

$$NSPT = 50+50+50+50+50+50+50/7 \rightarrow NSPT = 50$$

$$\sigma_{adm} = NSPT/50 = 50/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 1 \text{ Mpa}$$

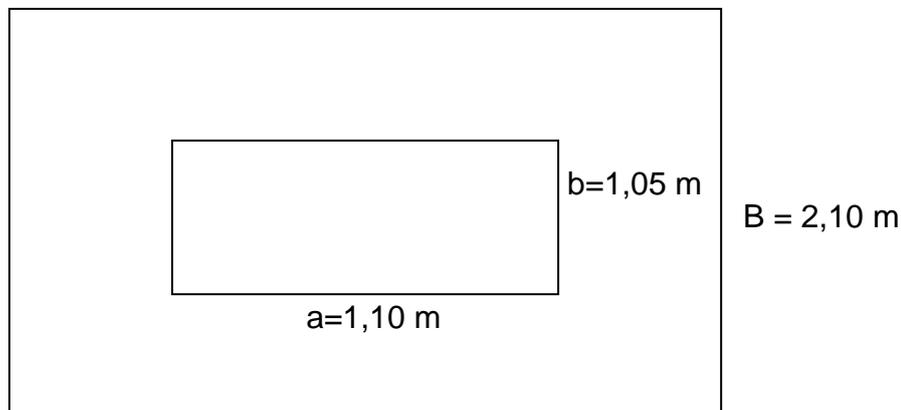
$$\sigma_{adm} = F/Asap \rightarrow 1000 \text{ KN/m}^2 = 4161 \text{ KN} \times 1,1/Asap \rightarrow Asap = 4,58 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{1,10-1,05}{2} + \sqrt{\frac{(1,10-1,05)^2}{4} + 4,58}$$

$$A = 2,16 = 2,20 \text{ m OK!}$$

$$B = Asap / A \rightarrow B = 4,58 / 2,20 \rightarrow B = 2,08 = 2,10 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$A = 2,20 \text{ m}$$

$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 4161}{2,20 \times 2,10} \times 2,10^{0,7} \times \frac{1,71}{50^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{2,20}{2,10}}{0,25 + \frac{2,20}{2,10}} \rightarrow W = 12,02 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$MA = \frac{1,1 \times 416,1}{4} \times \left(\frac{220}{3} - \frac{110}{2} \right) \rightarrow MA = 2\,097,83 \text{ tf.cm}$$

$$MB = \frac{1,1 \times 416,1}{4} \times \left(\frac{210}{3} - \frac{105}{2} \right) \rightarrow MB = 2\,002,48 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{20,97 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,10}} \rightarrow D_{\min A} = 0,22 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{20,02 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,05}} \rightarrow D_{\min B} = 0,22 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{2,20 - 1,10}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{2,10 - 1,05}{2} = 0,52 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

Altura do bloco adotado = 80 cm

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 416,1}{2 \times (110 + 105 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,76 \text{ Mpa} < 1 \text{ Mpa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{110 \times 75^2}{2\,097,83} \rightarrow k_{6A} = 294,95 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,329$$

$$k_{6B} = \frac{105 \times 75^2}{2\,002,48} \rightarrow k_{6B} = 294,94 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,329$$

$$ASA = \frac{0,329 \times 2\,097,83}{75} \rightarrow ASA = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,329 \times 2\,002,48}{75} \rightarrow ASB = 8,78 \text{ cm}^2$$

$$AS \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times (2\,500 + 1\,000) \rightarrow AS \text{ min} = 17,5 \text{ cm}^2$$

$\rho/ 12.5 \text{ mm}$

$$N^\circ \text{ BA} = 14 \text{ barras} \qquad \text{Esp} = \frac{210-5}{14} = 14 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ BB} = 14 \text{ barras} \qquad \text{Esp} = \frac{220-5}{14} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{220-110}{2} = 55 \qquad \text{Aba B} = \frac{210-105}{2} = 52,5$$

$$\text{Ancoragem} \rightarrow LA = 75 - ((55 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Gancho} \rightarrow 5 - 5 = 0$$

Bloco S25/SP12

Fck do concreto 25 Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P25 \rightarrow carga = 373,8 ton **Pilar PP11** \rightarrow carga = 32,6 ton
 \rightarrow seção = 100 x 25 \rightarrow seção = 25 x 40

$$X_g = \frac{(50 \times 3738) + (12,5 \times 326)}{4064} = 46,99 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(12,5 \times 3738) + (47 \times 326)}{4064} = 15,27 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (100 - 46,99) \rightarrow a = 110 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (67 - 15,27) \rightarrow b = 105 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{110}{105} < 2,5 \rightarrow 1,05 < 2,5$$

Profundidade = 3,0 m

2 x B = 6,0 m → profundidade do bulbo de tensões

$$\text{NSPT} = 20 + 50 + 50 + 50 + 50 + 50 / 6 \rightarrow \text{NSPT} = 45$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \text{NSPT} / 50 = 45 / 50 \rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 0,9 \text{ Mpa}$$

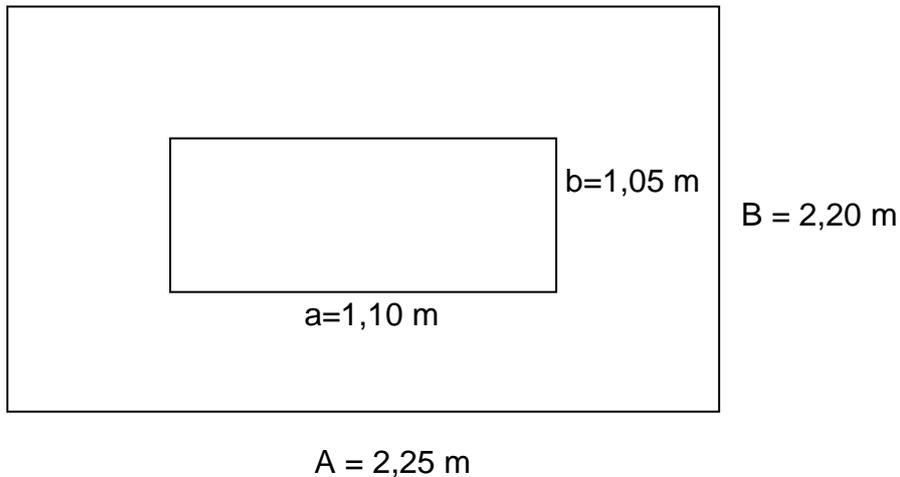
$$\sigma_{\text{adm}} = F / A_{\text{sap}} \rightarrow 900 \text{ KN/m}^2 = 4064 \text{ KN} \times 1,1 / A_{\text{sap}} \rightarrow A_{\text{sap}} = 4,96 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + A_{\text{sap}}} \rightarrow A = \frac{1,10-1,05}{2} + \sqrt{\frac{(1,10-1,05)^2}{4} + 4,96}$$

$$A = 2,25 \text{ m OK!}$$

$$B = A_{\text{sap}} / A \rightarrow B = 4,96 / 2,25 \rightarrow B = 2,20 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 4064}{2,25 \times 2,20} \times 2,20^{0,7} \times \frac{1,71}{45^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{2,25}{2,20}}{0,25 + \frac{2,25}{2,20}} \rightarrow W = 13,06 < 25\text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25\text{ MPa}$$

$$l_p = 20\text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 406,4}{4} \times \left(\frac{225}{3} - \frac{110}{2} \right) \rightarrow M_A = 2\,235,2\text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 406,4}{4} \times \left(\frac{220}{3} - \frac{105}{2} \right) \rightarrow M_B = 2\,328,33\text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{22,35\text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500\text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,10}} \rightarrow D_{\min A} = 0,22\text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{23,28 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,05}} \rightarrow D_{\min B} = 0,23 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{2,25 - 1,10}{2} = 0,575 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{2,20 - 1,05}{2} = 0,575 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 406,4}{2 \times (110 + 105 + 2 \times 75) \times 75} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,81 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{110 \times 75^2}{2 \times 235,2} \rightarrow k_{6A} = 276,82 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,327$$

$$k_{6B} = \frac{105 \times 75^2}{2 \times 328,33} \rightarrow k_{6B} = 253,66 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,329$$

$$ASA = \frac{0,327 \times 2 \times 235,2}{75} \rightarrow ASA = 9,74 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,329 \times 2 \times 328,33}{75} \rightarrow ASB = 10,21 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\min} = \frac{0,5}{100} \times (2 \times 500 + 1 \times 000) \rightarrow AS_{\min} = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$p/ 12.5 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{ BA} = 14 \text{ barras}$$

$$\text{Esp} = \frac{220 - 5}{14} = 15 \text{ cm}$$

N° BB = 14 barras

$$\text{Esp} = \frac{225-5}{14} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{225-110}{2} = 57,5$$

$$\text{Aba B} = \frac{220-105}{2} = 57,5$$

Ancoragem \rightarrow LA = 75 - ((57,5 - 2,5) + (2 x 5)) \rightarrow LA = 10 cm

Gancho \rightarrow 5 - 5 = 0

Bloco S26/SP13

Fck do concreto 25Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P26 \rightarrow carga = 277,3 ton

Pilar PP13 \rightarrow carga = 35,2 ton

\rightarrow seção = 20 x 80

\rightarrow seção = 20 x 50

$$Xg = \frac{(10 \times 2773) + (10 \times 352)}{3125} = 10 \text{ cm}$$

$$Yg = \frac{(92 \times 2773) + (25 \times 352)}{3125} = 84,45 \text{ cm}$$

a = 2 x (132 - 84,45) \rightarrow a = 100 cm \rightarrow a = 135 cm

b = 2 x (20 - 10) \rightarrow a = 20 cm \rightarrow b = 55 cm

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{100}{20} < 2,5 \rightarrow 5 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{135}{55} < 2,5 \rightarrow 2,45 < 2,5 \text{ ok}$$

$$135 / 2 = 67,5 \text{ é menor que o } y_g = 84,45$$

$$a = 84,45 \times 2 = 170 \text{ cm e } b = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{170}{20} < 2,5 \rightarrow 8,5 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{170}{b} < 2,5 \rightarrow b = 70 \text{ cm}$$

$$a = 170 \text{ cm e } b = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Profundidade} = 2,0 \text{ m}$$

$$2 \times B = 4,0 \text{ m} \rightarrow \text{profundidade do bulbo de tensões}$$

$$\text{NSPT} = 7+20+50+50/4 \rightarrow \text{NSPT} = 31$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \text{NSPT}/50 = 31/50 \rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 0,62 \text{ Mpa}$$

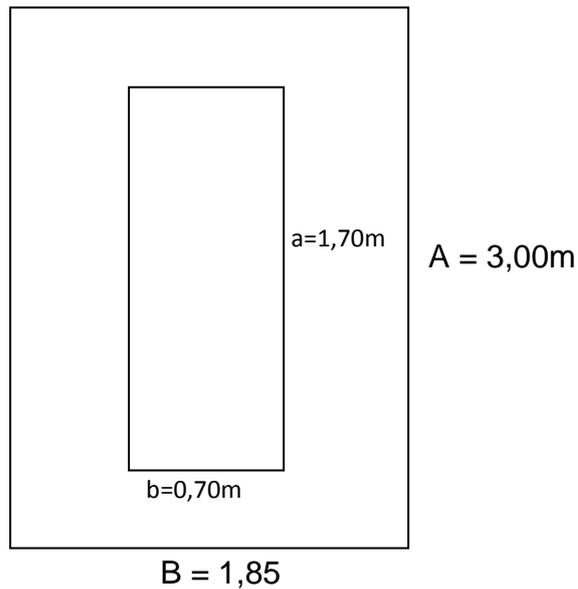
$$\sigma_{\text{adm}} = F/A_{\text{sap}} \rightarrow 620 \text{ KN/m}^2 = 3125 \text{ KN} \times 1,1 / A_{\text{sap}} \rightarrow A_{\text{sap}} = 5,54 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + A_{\text{sap}}} \rightarrow A = \frac{1,70-0,70}{2} + \sqrt{\frac{(1,70-0,70)^2}{4} + 5,54}$$

$$A = 2,96 = 3,00 \text{ m OK!}$$

$$B = A_{\text{sap}} / A \rightarrow B = 5,54 / 3,00 \rightarrow B = 1,84 = 1,85 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 3125}{3,00 \times 1,85} \times 1,85^{0,7} \times \frac{1,71}{31^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,00}{1,85}}{0,25 + \frac{3,00}{1,85}} \rightarrow W = 14,41 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 312,5}{4} \times \left(\frac{300}{3} - \frac{170}{2} \right) \rightarrow M_A = 1\,289,06 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 312,5}{4} \times \left(\frac{185}{3} - \frac{70}{2} \right) \rightarrow M_B = 2\,291,67 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{12,89 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,70}} \rightarrow D_{\min A} = 0,13 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{22,92 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 0,70}} \rightarrow D_{\min B} = 0,28 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{3,00 - 1,70}{2} = 0,65 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{1,85 - 1,05}{2} = 0,57 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 312,5}{2 \times (170 + 70 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,53 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{170 \times 75^2}{1 \ 289,06} \rightarrow k_{6A} = 741,89 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$k_{6B} = \frac{70 \times 75^2}{2 \ 291,67} \rightarrow k_{6B} = 171,82 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,330$$

$$ASA = \frac{0,325 \times 1 \ 289,06}{75} \rightarrow ASA = 5,58 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,330 \times 2 \ 291,67}{75} \rightarrow ASB = 10,08 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\min} = \frac{0,5}{100} \times (170 \times 70) \rightarrow AS_{\min} = 59,5 \text{ cm}^2$$

$$p/ 20.0 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{ BA} = 19 \text{ barras}$$

$$\text{Esp} = \frac{185 - 5}{19} = 9 \text{ cm}$$

Nº BB = 19 barras

$$\text{Esp} = \frac{300-5}{19} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{300-170}{2} = 65$$

$$\text{Aba B} = \frac{185-70}{2} = 57,5$$

Ancoragem \rightarrow LA = 75 - ((65 - 2,5) + (2 x 5)) \rightarrow LA = 2,5 cm

Gancho \rightarrow 5 - 5 = 0

Bloco S27/SP14

Fck do concreto 25Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P27 \rightarrow carga = 473,8 ton

Pilar PP14 \rightarrow carga = 34,7 ton

\rightarrow seção = 25 x 130

\rightarrow seção = 20 x 40

$$X_g = \frac{(12,5 \times 4738) + (12,5 \times 347)}{5085} = 12,5 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(107 \times 4738) + (20 \times 347)}{5085} = 101,06 \text{ cm}$$

a = 2 x (172 - 101,06) \rightarrow a = 145 cm \rightarrow a = 200 cm

b = 2 x (25 - 12,5) \rightarrow a = 25 cm \rightarrow b = 80 cm

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{145}{30} < 2,5 \rightarrow 4,83 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{200}{80} < 2,5 \rightarrow 2,5 < 2,5 \text{ ok}$$

$200 / 2 = 100$ é menor que o $y_g = 101,06$

$a = 101,06 \times 2 = 215$ cm e $b = 12,5 \times 2 = 25$ cm

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{215}{25} < 2,5 \rightarrow 8,6 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{215}{b} < 2,5 \rightarrow b = 90 \text{ cm}$$

$a = 215$ cm e $b = 90$ cm

Profundidade = 2,5 m

$2 \times B = 5,0$ m \rightarrow profundidade do bulbo de tensões

$NSPT = 7+20+50+50+50+50/6 \rightarrow NSPT = 37$

$\sigma_{adm} = NSPT/50 = 37/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 0,74$ Mpa

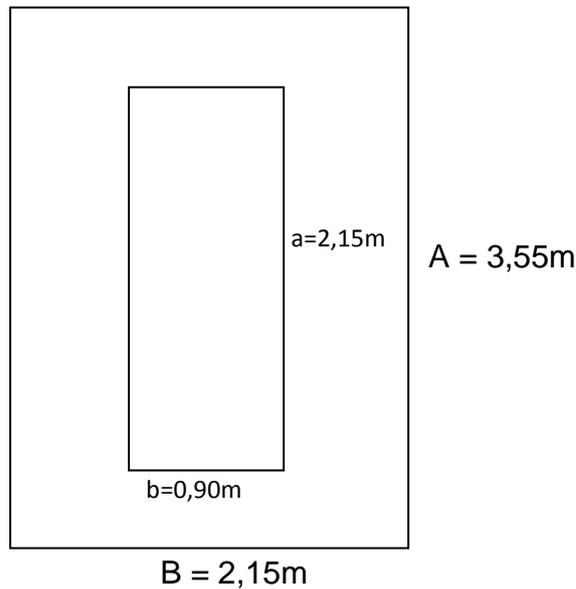
$\sigma_{adm} = F/Asap \rightarrow 740 \text{ KN/m}^2 = 5085 \text{ KN} \times 1,1/ Asap \rightarrow Asap = 7,56 \text{ m}^2$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{2,15-0,90}{2} + \sqrt{\frac{(2,15-0,90)^2}{4} + 7,56}$$

$A = 3,51 = 3,55$ m OK!

$B = Asap/ A \rightarrow B = 7,56/ 3,55 \rightarrow B = 2,12 = 2,15$ m OK!

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 5085}{3,55 \times 2,15} \times 2,15^{0,7} \times \frac{1,71}{37^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,55}{2,15}}{0,25 + \frac{3,55}{2,15}} \rightarrow W = 14,82 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$l_p = 20 \text{ mm}$

$$M_A = \frac{1,1 \times 508,5}{4} \times \left(\frac{355}{3} - \frac{215}{2} \right) \rightarrow M_A = 1\,514,91 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 508,5}{4} \times \left(\frac{215}{3} - \frac{90}{2} \right) \rightarrow M_B = 3\,729,00 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{15,15 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 2,15}} \rightarrow D_{\min A} = 0,13 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{37,29 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 0,90}} \rightarrow D_{\min B} = 0,31 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{3,55 - 2,15}{2} = 0,70 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{2,15 - 0,90}{2} = 0,625 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 508,5}{2 \times (215 + 90 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,75 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{215 \times 75^2}{1 \ 514,91} \rightarrow k_{6A} = 798,31 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$k_{6B} = \frac{90 \times 75^2}{3 \ 729,00} \rightarrow k_{6B} = 135,76 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,332$$

$$ASA = \frac{0,325 \times 1 \ 514,91}{75} \rightarrow ASA = 6,56 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,332 \times 3 \ 729,00}{75} \rightarrow ASB = 16,50 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\min} = \frac{0,5}{100} \times (215 \times 90) \rightarrow AS_{\min} = 96,75 \text{ cm}^2$$

$$p/ \ 20.0 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{ BA} = 31 \text{ barras}$$

$$Esp = \frac{215 - 5}{31} = 7 \text{ cm}$$

N° BB = 31 barras

$$\text{Esp} = \frac{355-5}{31} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{355-215}{2} = 70$$

$$\text{Aba B} = \frac{215-90}{2} = 62,5$$

Ancoragem \rightarrow LA = 75 - ((70 - 2,5) + (2 x 5)) \rightarrow LA = - 2,5 não tem ancoragem

Gancho \rightarrow 5 - 5 = 0

Bloco S28/SP15

Fck do concreto 25Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P28 \rightarrow carga = 454,6 ton

Pilar PP14 \rightarrow carga = 48,5 ton

\rightarrow seção = 25 x 130

\rightarrow seção = 20 x 40

$$X_g = \frac{(12,5 \times 4546) + (12,5 \times 485)}{5031} = 12,5 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(107 \times 4546) + (20 \times 485)}{5031} = 98,61 \text{ cm}$$

a = 2 x (172 - 98,61) \rightarrow a = 150 cm \rightarrow a = 210 cm

b = 2 x (25 - 12,5) \rightarrow a = 25 cm \rightarrow b = 85 cm

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{150}{25} < 2,5 \rightarrow 6,00 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{210}{85} < 2,5 \rightarrow 2,47 < 2,5 \text{ ok}$$

$210 / 2 = 105$ é maior que o $y_g = 98,61$

$85 / 2 = 42,5$ é maior que $12,5$

$a = 210$ cm e $b = 85$ cm

Profundidade = $2,5$ m

$3 \times B = 5,0$ m \rightarrow profundidade do bulbo de tensões

$NSPT = 7+20+50+50+50+50/6 \rightarrow NSPT = 37$

$\sigma_{adm} = NSPT/50 = 37/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 0,74$ Mpa

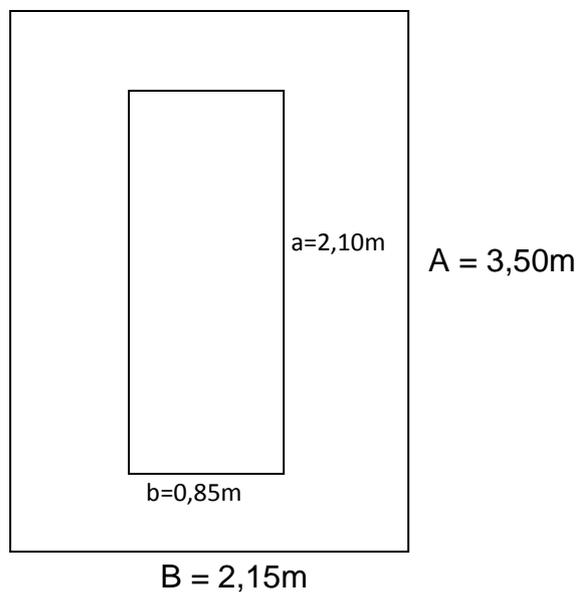
$\sigma_{adm} = F/Asap \rightarrow 740 \text{ KN/m}^2 = 5031 \text{ KN} \times 1,1/ Asap \rightarrow Asap = 7,47 \text{ m}^2$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{2,10-0,85}{2} + \sqrt{\frac{(2,10-0,85)^2}{4} + 7,47}$$

$A = 3,49 = 3,50$ m OK!

$B = Asap/ A \rightarrow B = 7,47 / 3,50 \rightarrow B = 2,13 = 2,15$ m OK!

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 5031}{3,50 \times 2,15} \times 2,15^{0,7} \times \frac{1,71}{37^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,50}{2,15}}{0,25 + \frac{3,50}{2,15}} \rightarrow W = 14,85 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 503,1}{4} \times \left(\frac{350}{3} - \frac{210}{2} \right) \rightarrow M_A = 1\,614,11 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 503,1}{4} \times \left(\frac{215}{3} - \frac{85}{2} \right) \rightarrow M_B = 4\,035,28 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{16,14 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 2,10}} \rightarrow D_{\min A} = 0,14 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{40,35 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 0,85}} \rightarrow D_{\min B} = 0,34 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{3,50 - 2,10}{2} = 0,70 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{2,15 - 0,85}{2} = 0,65 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trab} = \frac{1,1 \times 503,1}{2 \times (210 + 85 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{trab} = 0,76 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{210 \times 75^2}{1\,614,11} \rightarrow k_{6A} = 731,83 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$k_{6B} = \frac{85 \times 75^2}{4\,035,28} \rightarrow k_{6B} = 118,49 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,335$$

$$ASA = \frac{0,325 \times 1\,614,11}{75} \rightarrow ASA = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,335 \times 4\,035,28}{75} \rightarrow ASB = 18,02 \text{ cm}^2$$

$$AS_{min} = \frac{0,5}{100} \times (210 \times 85) \rightarrow AS_{min} = 89,25 \text{ cm}^2$$

p/ 20.0 mm

N° BA = 29 barras

$$Esp = \frac{215-5}{29} = 7 \text{ cm}$$

N° BB = 29 barras

$$Esp = \frac{350-5}{29} = 11 \text{ cm}$$

$$Aba \ A = \frac{350-210}{2} = 70$$

$$Aba \ B = \frac{215-85}{2} = 65$$

Ancoragem $\rightarrow LA = 75 - ((70 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = -7,5$ não tem ancoragem

Gancho $\rightarrow 5 - 5 = 0$

Bloco S29/SP16

Fck do concreto 25Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P26 → carga = 263,6 ton

Pilar PP13 → carga = 37,6 ton

→ seção = 20 x 80

→ seção = 20 x 40

$$Xg = \frac{(10 \times 2636) + (10 \times 376)}{3012} = 10 \text{ cm}$$

$$Yg = \frac{(82 \times 2636) + (20 \times 376)}{3012} = 74,26 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (122 - 74,26) \rightarrow a = 100 \text{ cm} \rightarrow a = 135 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (20 - 10) \rightarrow a = 20 \text{ cm} \rightarrow b = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{100}{20} < 2,5 \rightarrow 5 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{135}{55} < 2,5 \rightarrow 2,45 < 2,5 \text{ ok}$$

$$135 / 2 = 67,5 \text{ é menor que o } yg = 74,26$$

$$a = 74,26 \times 2 = 150 \text{ cm e } b = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{150}{20} < 2,5 \rightarrow 7,5 < 2,5 \text{ não passa}$$

$$\frac{150}{b} < 2,5 \rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

$$a = 150 \text{ cm e } b = 60 \text{ cm}$$

Profundidade = 2,0 m

2 x B = 4,0 m → profundidade do bulbo de tensões

$$NSPT = 7+20+50+50/4 \rightarrow NSPT = 31$$

$$\sigma_{adm} = NSPT/50 = 31/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 0,62 \text{ Mpa}$$

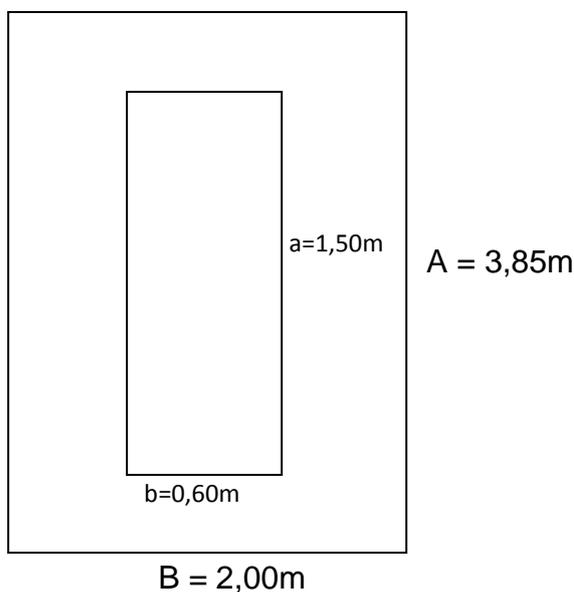
$$\sigma_{adm} = F/Asap \rightarrow 620 \text{ KN/m}^2 = 3012 \text{ KN} \times 1,1 / Asap \rightarrow Asap = 5,34 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{1,50-0,60}{2} + \sqrt{\frac{(1,50-0,60)^2}{4} + 5,34}$$

$$A = 2,85 \text{ OK!}$$

$$B = Asap / A \rightarrow B = 5,34 / 2,85 \rightarrow B = 1,87 = 2,00 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 3012}{2,85 \times 2,00} \times 2,00^{0,7} \times \frac{1,71}{31^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{2,85}{2,00}}{0,25 + \frac{2,85}{2,00}} \rightarrow W = 14,02 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 301,2}{4} \times \left(\frac{285}{3} - \frac{150}{2} \right) \rightarrow M_A = 1\,656,6 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 301,2}{4} \times \left(\frac{200}{3} - \frac{60}{2} \right) \rightarrow M_B = 3\,037,10 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{16,57 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 1,50}} \rightarrow D_{\min A} = 0,16 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{30,37 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 0,60}} \rightarrow D_{\min B} = 0,35 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{2,85 - 1,50}{2} = 0,675 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{2,00 - 0,60}{2} = 0,70 \text{ m}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 301,2}{2 \times (150 + 60 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,55 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_6A = \frac{150 \times 75^2}{1\,656,6} \rightarrow k_6A = 509,33 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$k6B = \frac{60 \times 75^2}{3 \ 037,10} \rightarrow k6B = 111,12 \text{ cm}^2 \rightarrow k3 = 0,337$$

$$ASA = \frac{0,325 \times 1 \ 656,6}{75} \rightarrow ASA = 7,17 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,337 \times 3 \ 037,10}{75} \rightarrow ASB = 13,65 \text{ cm}^2$$

$$AS \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times (150 \times 60) \rightarrow AS \text{ min} = 45 \text{ cm}^2$$

p/ 12.5 mm

Nº BA = 23 barras

$$\text{Esp} = \frac{200-5}{23} = 8 \text{ cm}$$

Nº BB = 23 barras

$$\text{Esp} = \frac{285-5}{23} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{285-150}{2} = 67,5$$

$$\text{Aba B} = \frac{200-60}{2} = 70$$

Ancoragem $\rightarrow LA = 75 - ((70 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = -2,5$ não tem ancoragem

Gancho $\rightarrow 5 - 5 = 0$

Bloco S17/SE2

Fck do concreto 25 Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P17 \rightarrow carga = 1 094,3 ton

Pilar PE2 \rightarrow carga = 23,2 ton

\rightarrow seção = 20 x 194

\rightarrow seção = 40 x 12

190 x 20

$$X_g = \frac{(10 \times 552,85) + (115 \times 541,45) + (190 \times 23,2)}{1117,5} = 64,61 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(97 \times 552,85) + (10 \times 541,45) + (182,06 \times 23,2)}{1117,5} = 56,61 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (210 - 64,61) \rightarrow a = 290,78 \text{ cm} \rightarrow a = 295 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (194 - 56,61) \rightarrow b = 274,78 \text{ cm} \rightarrow b = 275 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{295}{275} < 2,5 \rightarrow 1,07 < 2,5 \text{ ok}$$

$$295 / 2 = 147,5 \text{ é maior que o } x_g = 64,61 \text{ cm}$$

$$275 / 2 = 137,5 \text{ é maior que o } y_g = 56,61 \text{ cm}$$

$$a = 295 \text{ cm e } b = 275 \text{ cm}$$

Profundidade = 4,0 m

$2 \times B = 8,0 \text{ m} \rightarrow$ profundidade do bulbo de tensões

$$NSPT = 50+50+50+50+50+50+50+50/8 \rightarrow NSPT = 50$$

$$\sigma_{adm} = NSPT/50 = 50/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 1 \text{ Mpa}$$

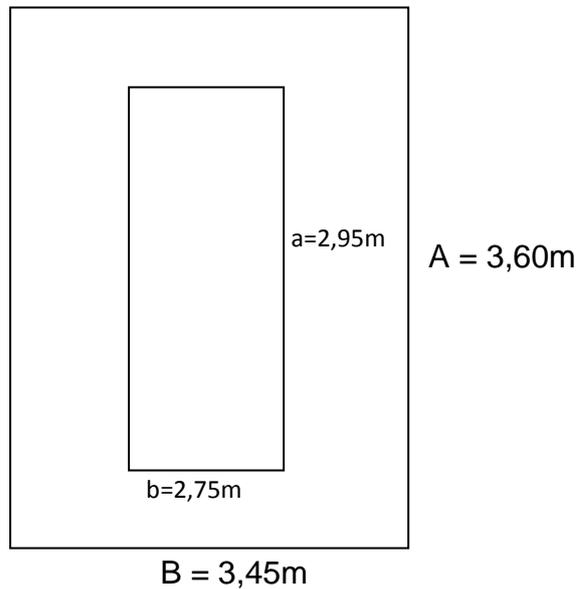
$$\sigma_{adm} = F/Asap \rightarrow 1000 \text{ KN/m}^2 = 11\,175 \text{ KN} \times 1,1 / Asap \rightarrow Asap = 12,29 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{2,95-2,75}{2} + \sqrt{\frac{(2,95-2,75)^2}{4} + 12,29}$$

$$A = 3,60 \text{ OK!}$$

$$B = Asap / A \rightarrow B = 12,29 / 3,60 \rightarrow B = 3,41 = 3,45 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 11\,175}{3,60 \times 3,45} \times 3,45^{0,7} \times \frac{1,71}{50^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,60}{3,45}}{0,25 + \frac{3,60}{3,45}} \rightarrow W = 16,98 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 11\,175}{4} \times \left(\frac{360}{3} - \frac{295}{2} \right) \rightarrow M_A = -8\,451,09 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 11\,175}{4} \times \left(\frac{345}{3} - \frac{275}{2} \right) \rightarrow M_B = -6\,914,53 \text{ tf.cm}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 85 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 85 - 5 \rightarrow D_f = 80 \text{ cm}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trab} = \frac{1,1 \times 1117,5}{2 \times (295 + 275 + 2 \times 85) \times 85} \rightarrow \sigma_{trab} = 0,97 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$AS_{min} = \frac{0,5}{100} \times (7\ 680 \times 480) \rightarrow AS_{min} = 40,8 \text{ cm}^2$$

p/ 16.0 mm

N° BA = 21 barras

$$Esp = \frac{345-5}{21} = 16 \text{ cm}$$

N° BB = 21 barras

$$Esp = \frac{360-5}{21} = 16 \text{ cm}$$

$$Aba \ A = \frac{360-295}{2} = 32,5$$

$$Aba \ B = \frac{345-275}{2} = 35$$

$$\text{Ancoragem} \rightarrow LA = 80 - ((35 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = 57,5$$

$$\text{Gancho} \rightarrow 5 - 5 = 0$$

Bloco S14/SE1**Fck do concreto 25 Mpa****H min = 1,5 m****Junta de dilatação de 2 cm****Pilar P14** → carga = 1 105,7 ton**Pilar PE1** → carga = 27,1 ton

→ seção = 20 x 194

→ seção = 50 x 12

190 x 20

$$X_g = \frac{(10 \times 558,61) + (115 \times 547,09) + (185 \times 27,1)}{1132,8} = 64,90 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(97 \times 558,61) + (10 \times 547,09) + (182,06 \times 27,1)}{1132,8} = 57,02 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (210 - 64,90) \rightarrow a = 290,2 \text{ cm} \rightarrow a = 295 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (194 - 57,02) \rightarrow b = 273,96 \text{ cm} \rightarrow b = 275 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{295}{275} < 2,5 \rightarrow 1,07 < 2,5 \text{ ok}$$

$$295 / 2 = 147,5 \text{ é maior que o } x_g = 64,61 \text{ cm}$$

$$275 / 2 = 137,5 \text{ é maior que o } y_g = 57,02 \text{ cm}$$

$$a = 295 \text{ cm e } b = 275 \text{ cm}$$

Profundidade = 4,0 m

2 x B = 8,0 m → profundidade do bulbo de tensões

$$\text{NSPT} = 50+50+50+50+50+50+50+50/8 \rightarrow \text{NSPT} = 50$$

$$\sigma_{adm} = \text{NSPT}/50 = 50/50 \rightarrow \sigma_{adm} = 1 \text{ Mpa}$$

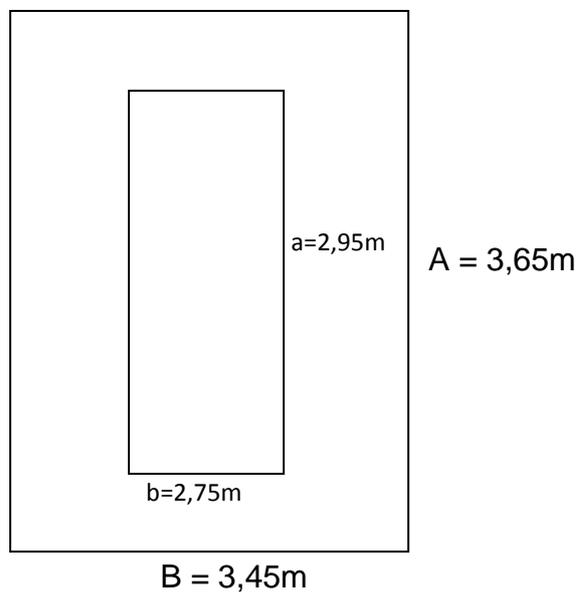
$$\sigma_{adm} = F/A_{sap} \rightarrow 1000 \text{ KN/m}^2 = 11\,328 \text{ KN} \times 1,1 / A_{sap} \rightarrow A_{sap} = 12,46 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Asap} \rightarrow A = \frac{2,95-2,75}{2} + \sqrt{\frac{(2,95-2,75)^2}{4} + 12,46}$$

$$A = 3,65 \text{ OK!}$$

$$B = Asap / A \rightarrow B = 12,46 / 3,65 \rightarrow B = 3,41 = 3,45 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 11\,328}{3,65 \times 3,45} \times 3,45^{0,7} \times \frac{1,71}{50^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,65}{3,45}}{0,25 + \frac{3,65}{3,45}} \rightarrow W = 17,03 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25 mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$MA = \frac{1,1 \times 1\,132,8}{4} \times \left(\frac{460}{3} - \frac{295}{2} \right) \rightarrow MA = 1\,817,2 \text{ tf.cm}$$

$$MB = \frac{1,1 \times 1\,132,8}{4} \times \left(\frac{440}{3} - \frac{280}{2} \right) \rightarrow MB = 2\,076,8 \text{ tf.cm}$$

$$D_{\min A} = 1,768 \times \sqrt{\frac{18,17 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 2,95}} \rightarrow D_{\min A} = 0,12 \text{ m}$$

$$D_{\min B} = 1,768 \times \sqrt{\frac{20,76 \text{ tf.m} \times 1,4}{\frac{2500 \text{ tf.m}^2}{1,4} \times 2,75}} \rightarrow D_{\min B} = 0,13 \text{ m}$$

$$h_A > \frac{3,65 - 2,95}{2} = 0,35 \text{ m}$$

$$h_B > \frac{3,45 - 2,75}{2} = 0,35 \text{ m}$$

ANCP/S = 75 cm

Altura do bloco adotado = 85 cm

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 85 - 5 \rightarrow D_f = 80 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{1,1 \times 1\,132,8}{2 \times (295 + 275 + 2 \times 85) \times 85} \rightarrow \sigma_{\text{trab}} = 0,99 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$k_{6A} = \frac{295 \times 80^2}{1\,817,2} \rightarrow k_{6A} = 1\,038,36 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$k_{6B} = \frac{275 \times 80^2}{2\,076,8} \rightarrow k_{6B} = 847,46 \text{ cm}^2 \rightarrow k_3 = 0,325$$

$$ASA = \frac{0,325 \times 1\,817,2}{80} \rightarrow ASA = 7,38 \text{ cm}^2$$

$$ASB = \frac{0,335 \times 2\,076,8}{80} \rightarrow ASB = 8,43 \text{ cm}^2$$

$$AS \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times (7\,680 + 600) \rightarrow AS \text{ min} = 41,4 \text{ cm}^2$$

p/ 16.0 mm

$$N^\circ \text{ BA} = 21 \text{ barras} \qquad \text{Esp} = \frac{345-5}{21} = 16 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ BB} = 21 \text{ barras} \qquad \text{Esp} = \frac{365-5}{21} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Aba A} = \frac{345-275}{2} = 35 \qquad \text{Aba B} = \frac{365-295}{2} = 35$$

$$\text{Ancoragem} \rightarrow LA = 80 - ((35 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = 57,5$$

$$\text{Gancho} \rightarrow 5 - 5 = 0$$

Bloco S5/8

Fck do concreto 25 Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P5 → carga = 380,7 ton **Pilar P8** → carga = 426,2 ton

→ seção = 20 x 120

→ seção = 25 x 100

$$X_g = \frac{(10 \times 380,7) + (306 \times 426,2)}{806,9} = 166,34 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(110 \times 380,7) + (50 \times 426,2)}{806,9} = 78,31 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (318,5 - 166,34) \rightarrow a = 305 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (170 - 78,31) \rightarrow a = 185 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{305}{185} < 2,5 \rightarrow 1,64 < 2,5$$

305/2 = 152,5 é menor que 166,34 não passa.

185/2 = 92,5 é maior que 78,31 ok!

$$a = 166,34 \times 2 = 335 \text{ cm}$$

$$b = 78,31 \times 2 = 160 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{335}{160} < 2,5 \rightarrow 2,09 < 2,5$$

Profundidade = 3,0 m

2 x B = 6,0 m → profundidade do bulbo de tensões

$$\text{NSPT} = 20+50+50+50+50+50/6 \rightarrow \text{NSPT} = 45$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \text{NSPT}/50 = 45/50 \rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 0,9 \text{ Mpa}$$

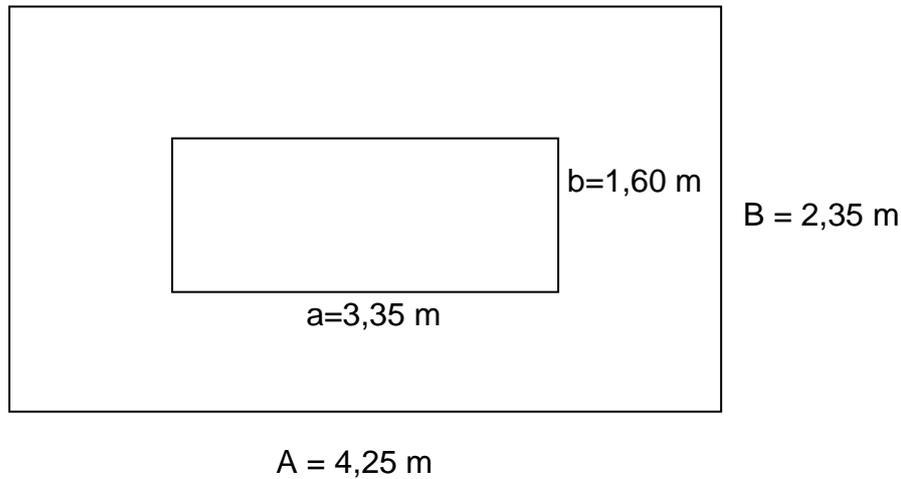
$$\sigma_{\text{adm}} = F/\text{Asap} \rightarrow 900 \text{ KN/m}^2 = 8\,069 \text{ KN} \times 1,1 / \text{Asap} \rightarrow \text{Asap} = 9,86 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + \text{Asap}} \rightarrow A = \frac{3,35-1,60}{2} + \sqrt{\frac{(3,35-1,60)^2}{4} + 9,86}$$

$$A = 4,25 \text{ m OK!}$$

$$B = \text{Asap} / A \rightarrow B = 9,86 / 4,25 \rightarrow B = 2,35 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 8069}{4,25 \times 2,35} \times 2,35^{0,7} \times \frac{1,71}{45^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{4,25}{2,35}}{0,25 + \frac{4,25}{2,35}} \rightarrow W = 14,71 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 806,9}{4} \times \left(\frac{425}{3} - \frac{335}{2} \right) \rightarrow M_A = - 5732,35 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 806,9}{4} \times \left(\frac{235}{3} - \frac{160}{2} \right) \rightarrow M_B = - 369,83 \text{ tf.cm}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trab} = \frac{1,1 \times 806,9}{2 \times (335 + 160 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{trab} = 0,85 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$AS \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times (2 \times 400 + 2 \times 500) \rightarrow AS \text{ min} = 24,5 \text{ cm}^2$$

p/ 16.0 mm

N° BA = 20 barras

$$Esp = \frac{235-5}{20} = 11 \text{ cm}$$

N° BB = 20 barras

$$Esp = \frac{425-5}{20} = 20 \text{ cm}$$

$$Aba \text{ A} = \frac{425-335}{2} = 45$$

$$Aba \text{ B} = \frac{235-160}{2} = 37,5$$

$$\text{Ancoragem} \rightarrow LA = 80 - ((45 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = 47,5 \text{ cm}$$

$$\text{Gancho} \rightarrow 5 - 5 = 0$$

Bloco S10/11

Fck do concreto 25 Mpa

H min = 1,5 m

Junta de dilatação de 2 cm

Pilar P10 → carga = 411,1 ton

Pilar P11 → carga = 422,5 ton

→ seção = 20 x 213

→ seção = 20 x 213

$$X_g = \frac{(10 \times 411,1) + (197 \times 422,5)}{833,6} = 104,78 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(106,5 \times 411,1) + (106,5 \times 422,4)}{833,6} = 106,5 \text{ cm}$$

$$a = 2 \times (213 - 106,5) \rightarrow a = 213 \text{ cm} \rightarrow a = 215 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times (207 - 104,78) \rightarrow b = 204,44 \text{ cm} \rightarrow b = 205 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} < 2,5 \rightarrow \frac{215}{205} < 2,5 \rightarrow 1,04 < 2,5 \text{ ok}$$

$$215 / 2 = 107,5 \text{ é maior que o } x_g = 106,5 \text{ cm}$$

$$205 / 2 = 102,5 \text{ é menor que o } y_g = 104,78 \text{ cm}$$

$$104,78 \times 2 = 210 \text{ cm}$$

$$a = 215 \text{ cm e } b = 210 \text{ cm}$$

Profundidade = 4,0 m

$2 \times B = 8,0 \text{ m} \rightarrow$ profundidade do bulbo de tensões

$$NSPT = 50 + 50 + 50 + 50 + 50 + 50 + 50 + 50 / 8 \rightarrow NSPT = 50$$

$$\sigma_{adm} = NSPT / 50 = 50 / 50 \rightarrow \sigma_{adm} = 1 \text{ Mpa}$$

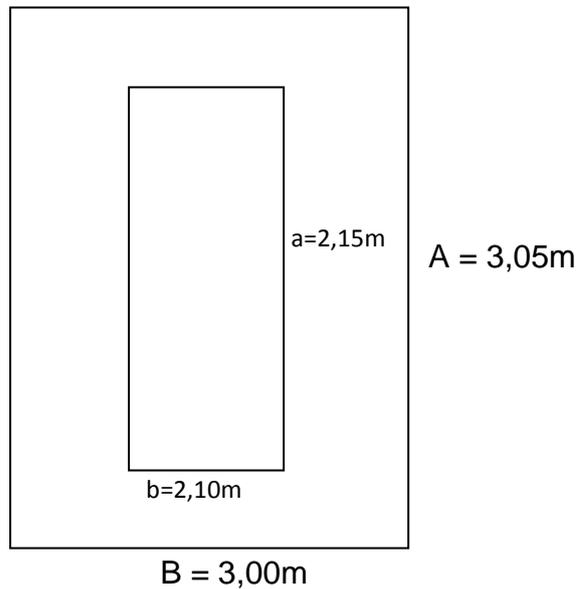
$$\sigma_{adm} = F / A_{sap} \rightarrow 1000 \text{ KN/m}^2 = 8336 \text{ KN} \times 1,1 / A_{sap} \rightarrow A_{sap} = 9,16 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{a-b}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + A_{sap}} \rightarrow A = \frac{2,15-2,10}{2} + \sqrt{\frac{(2,15-2,10)^2}{4} + 9,16}$$

$$A = 3,05 \text{ OK!}$$

$$B = A_{sap} / A \rightarrow B = 9,16 / 3,05 \rightarrow B = 3,00 \text{ m OK!}$$

Dimensionamento geométrico



$$W = \frac{1,1 \times P}{A \times B} \times B^{0,7} \times \frac{1,71}{NSPT^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}}$$

$$W = \frac{1,1 \times 11\,175}{3,60 \times 3,45} \times 3,45^{0,7} \times \frac{1,71}{50^{1,4}} \times \frac{1,25 \times \frac{3,60}{3,45}}{0,25 + \frac{3,60}{3,45}} \rightarrow W = 16,98 < 25 \text{ mm OK!}$$

Obs: O recalque é inferior a 25mm, está aceitável.

Dimensionamento estrutural

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l_p = 20 \text{ mm}$$

$$M_A = \frac{1,1 \times 833,6}{4} \times \left(\frac{305}{3} - \frac{215}{2} \right) \rightarrow M_A = -1\,337,23 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1 \times 833,6}{4} \times \left(\frac{300}{3} - \frac{200}{2} \right) \rightarrow M_B = 0 \text{ tf.cm}$$

$$ANCP/S = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Altura do bloco adotado} = 80 \text{ cm}$$

$$D_f = h - 5 \rightarrow D_f = 80 - 5 \rightarrow D_f = 75 \text{ cm}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{f_{ck}}{25} = \frac{25}{25} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{trab} = \frac{1,1 \times 833,6}{2 \times (215 + 210 + 2 \times 80) \times 80} \rightarrow \sigma_{trab} = 0,97 \text{ Mpa} < 1 \text{ MPa OK!}$$

$$AS_{min} = \frac{0,5}{100} \times (4 \times 260 \times 4 \times 260) \rightarrow AS_{min} = 42,6 \text{ cm}^2$$

p/ 16.0 mm

Nº BA = 22 barras

$$Esp = \frac{300-5}{22} = 13 \text{ cm}$$

Nº BB = 22 barras

$$Esp = \frac{305-5}{22} = 13 \text{ cm}$$

$$Aba \ A = \frac{305-215}{2} = 45$$

$$Aba \ B = \frac{300-210}{2} = 45$$

$$\text{Ancoragem} \rightarrow LA = 75 - ((45 - 2,5) + (2 \times 5)) \rightarrow LA = 42,5$$

$$\text{Gancho} \rightarrow 5 - 5 = 0$$

4.4.1 Dimensionamento das sapatas:

Anexo 2 em folha.

4.5 Planta de fundação

Anexo 3 em folha.

4.6 Discussão de dados de projeto com parâmetro

A tabela abaixo apresenta as sapatas e blocos que foram dimensionados no decorrer do projeto com suas respectivas carga, altura, e profundidade:

SAPATAS							
SAPATA	SEÇÃO DO PILAR	CARGA DO PILAR	RODAPE	A	B	h SAPATA	PROF
	(cm)	(ton)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(m)
S 1	20x180	717	20	290	435	130	2,50
S 2	25x150	742	20	305	425	130	2,50
S 3	150x20	518	20	355	230	110	2,50
S 4	20x120	399	20	245	345	100	2,00
S 5/8	335x160	808	80	425	235	80	3,00
S 6	25x100	373	20	250	315	95	2,00
S 7	25x100	429	20	270	335	100	2,00
S 9	25x100	415	20	260	330	100	2,00
S 10/11	215x210	834	80	305	300	80	4,00
S 12	25x100	430	20	270	345	100	2,00
S 13	25x100	424	20	265	340	100	2,00
S 14/SE 1	275x295	1133	85	365	345	85	4,00
S 15	153x20	474	20	410	255	105	2,00
S 17/SE 2	275x295	1118	85	360	345	85	4,00
S 18	30x150	534	20	255	385	110	2,50
S 19	30x131	535	20	265	370	110	2,50
S 20	25x100	411	20	265	330	100	2,00
S 21	25x100	418	20	260	335	100	2,00
S 22	30x130	666	20	300	385	125	2,50
S 23	30x130	684	20	305	390	125	2,50
S 24/SP 11	110x105	417	80	220	210	80	2,50
S 25/SP 12	110x105	407	80	225	220	80	3,00
S 26/SP 13	70x170	314	80	185	300	80	2,00
S 27/SP 14	90x215	509	80	215	355	80	2,50
S 28/SP 15	85x210	504	80	215	350	80	2,50
S 29/SP 16	60x150	302	80	200	385	80	2,00
SP 1	20x50	68	20	125	155	45	1,50
SP 2	20x50	60	20	115	145	45	1,50
SP 3	20x50	102	20	155	180	55	1,50
SP 4	20x50	111	20	160	190	55	1,50
SP 5	20x50	64	20	120	150	45	1,50
SP 6	20x50	71	20	125	160	45	1,50
SP 7	20x50	63	20	120	145	45	1,50
SP 8	20x50	79	20	130	170	50	1,50
SP 9	20x50	94	20	145	185	55	1,50
SP 10	20x50	90	20	145	175	50	1,50
SP 17	20x50	60	20	115	140	45	1,50
SP 18	20x50	58	20	115	130	45	1,50
SP 19	20x50	92	20	145	260	65	1,50
SP 20	20x50	80	20	135	160	50	1,50
SP 21	20x50	61	20	115	140	45	1,50
SP 22	20x50	77	20	130	160	50	1,50

A tabela apresentada logo abaixo é a do parâmetro do projeto executado, que será discutida com a dimensionada:

SAPATAS						
Sapata	Carga (ton)	Rodapé	A	B	h Sapata	Prof (m)
S1	717	20	430	280	155	3,50
S2	742	20	460	270	155	3,70
S3	518	20	310	280	130	3,70
S4	399	20	320	210	115	3,50
S5/8	808	150	440	310	150	3,70
S6	373	20	290	220	110	1,50
S7	429	20	310	240	120	3,60
S9	415	20	310	230	120	1,50
S10/11/16	1275	160	640	470	160	3,70
S12	430	20	310	240	120	1,50
S13	424	20	310	240	120	1,50
S14/SE1	1018	170	570	360	170	3,70
S15	474	20	330	240	125	3,65
S17/SE2	1099	170	550	370	170	3,70
S18	534	20	400	270	135	3,65
S19	535	20	410	260	135	2,90
S20	411	20	310	230	115	1,50
S21	418	20	310	230	120	1,50
S22	666	20	420	270	150	2,50
S23	684	20	410	280	150	2,50
S24/SP11	417	120	340	210	120	3,50
S25/SP12	407	120	340	200	120	2,85
S26/SP13	314	110	270	200	110	1,50
S27/SP14	509	130	420	240	130	2,50
S28/SP15	504	130	390	240	130	2,50
S29/SP16	302	100	260	200	100	1,50
SP1	68	20	130	100	50	1,50
SP2	60	20	130	100	45	1,50
SP3	102	20	160	120	60	1,50
SP4	111	20	160	120	60	1,50
SP5	64	20	130	100	50	1,50
SP6	71	20	130	100	50	1,50
SP7	63	20	140	100	45	4,45
SP8	79	20	140	100	55	4,95
SP9	94	20	160	120	55	1,50
SP10	90	20	160	120	55	3,00

Na tabela do projeto executado as maiores profundidades são as das sapatas SP7 com profundidade de 4,45 e SP8 com 4,95. Já na tabela dimensionada neste projeto, essas mesmas sapatas apresenta uma profundidade de 1,50 m que é o mínimo, ou seja, não se tem a necessidade de uma profundidade tão elevada para uma carga e seção tão pequena, tendo assim um custo alto.

Outro ponto que é discutido são blocos como exemplo o S10/11/16 que foram dimensionados neste projeto como sapatas. Foi dimensionado dessa forma pelo fato desses pilares estarem muito próximos e aconteceu de uma fundação sobrepor a outra, então nesse projeto ficou dimensionado o bloco S10/11 e a sapata S16.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O solo silte areno-argiloso com pedregulho grosso de laterita variegado é o solo encontrado de acordo com o laudo de sondagem, é um solo que tem grande concentração de hidróxido de cálcio e ferro, seu índice de resistência à penetração foi muito alto sendo um solo muito compactado e de boa consistência.

A fundação escolhida nesse projeto foi de acordo com o tipo de solo e a planta de cargas. Como as cargas não são muito altas e o solo é muito bom à fundação escolhida para o dimensionamento foi rasa feita de blocos e sapatas. O que mais levou em conta na escolha dessa fundação foi o tipo do solo como citado acima ele é um solo muito compactado e de boa consistência. A fundação tem o papel de transferir ao solo as cargas das estruturas em que se encontra apoiada, essa transferência não pode sobrecarrega-lo, pois pode causar recalques excessivos o que danifica as estruturas. Desde modo as tensões admissíveis encontradas em cada pilar foram bem altas, ou seja, bem resistente.

Após o tipo de solo e a capacidade de carga ser encontrada a fundação foi dimensionada como blocos e sapatas. Teve variação entre o dimensionamento desse projeto e o executado, como algumas sapatas que foram executadas com profundidades grandes sem necessidade, pois o solo a já resistia à determinada carga e alguns blocos que foram dimensionados nesse projeto como sapata pelo fato de uma fundação sobrepor à outra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Carolina. **Aula 02 1º semestre/2013 centro tecnológico departamento de engenharia civil fundação teoria**, 2013. Disponível em: <http://www2.anhembi.br/publique/media/tubuloes_professores.pdf> Acesso em: 01/06/2015

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundação**, 2º ed.

BARROS, Carolina. **Apostila de Fundações**, 2011. Disponível em: <<https://edificacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf>> Acesso em: 03/05/2015

BIANCHIN, Denis. **Fundações para bases de silos metálicos de fundo plano**, Ijuí, 2013.

BIZERRIS, Rosimery. **Tipos de fundação: estaca de madeira**, 2013. Disponível em: <<http://blog.construir.arq.br/estaca-madeira/>> Acesso em: 03/05/2015

BOLONHA, Rafael d

e Oliveira. **Sapatas o que são – e qual suprirá cada necessidade?**, 2013. Disponível em < http://blog.construir.arq.br/fundacao_sapata/> Acesso em: 06/05/2015

BRAJA, M Das. **Fundamentos de engenharia geotécnica**, São Paulo, 2011.

BURRATTINO, Silvio Melhado. **Tipos de fundações**, São Paulo, 2003.

CONSTRUINDO. **Infra-estrutura**. Disponível em: <<http://www.construindo.com.br/et/funda.html>> Acesso em: 06/05/2015

CUNHA, Lix. **Blocos e baldrames**. Disponível em: < <http://www.lix.com.br/obras-fotos.aspx?idEtapa=992>> Acesso em: 06/05/2015

CUSTO DA CONSTRUÇÃO. **Fundação alicerce**. Disponível em: <<http://www.custodaconstrucao.com/etapas-obra-e-valor/fundacao-alicerce/>> Acesso em: 03/05/2015

FAZ FÁCIL, Reforma e Construção. **Fundações da casa. O que são? Como se fazem?**. Disponível em: < <http://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/fundacoes-da-casa/2/>> Acesso em: 06/05/2015

MARANGON, M. **Embasamento Técnico – Aspectos Geotécnicos**, 2008. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF01-Reconhecimento-do-Subsolo2008.pdf>> Acesso em: 22/02/2015

MARANGON, M. **Previsão do Comportamento de Fundações**, 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF04-Considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-funda%C3%A7%C3%B5es-diretas-20121.pdf>> Acesso em: 03/05/2015

NAKAMURA, Juliana. **Sapatas de Concreto**, 2008. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/137/artigo286532-2.aspx>> Acesso em: 06/05/2015

NBR 6484:2001 - Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.

PORTAL BOM JARDIM. **Construção da ponte atrai futuros engenheiros**, 2011. Disponível em: <<http://portalbomjardim.blogspot.com.br/2011/09/construcao-da-ponte-atrai-futuros.html>> Acesso em: 03/05/2015

RODRIGO, Alecsandro Nunes. **Dimensionando uma sapata associada**, 2010. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/178/438/pt-br/dimensionando-uma-sapata-associada.html>> Acesso em: 06/05/2015

SAMPAIO, Dennys. **O solo e a construção civil**, 2011. Disponível em: <<http://dennysfs.blogspot.com.br/2011/02/o-solo-e-construcao-civil.html>> Acesso em: 02/05/15.

SETE 35 ENGENHARIA. **Estacas Pré-moldadas.** Disponível em: <<http://sete.eng.br/estacas-reoldadas-1024-servico-1041>> Acesso em: 06/05/2015

SETE 35 ENGENHARIA. **Fundações rasas.** Disponível em: <<http://sete.eng.br/826471-noticia-fundacoes-rasas>> Acesso em: 06/05/2015

TATEOKA, Thays. **Fundações profundas a ar comprimido ou a céu aberto**, 2004. Disponível em: <http://www2.anhemi.br/publique/media/tubuloes_professores.pdf> Acesso em: 06/05/2015

TEIXEIRA, Alberto Henriques. **Fundações: teoria e prática**, São Paulo Pini, 1998.

ANEXOS

Figura 23 – Primeiras sapatas escavadas do projeto executado.



Fonte: PRÓPRIA

Figura 24 – Bloco S5/8 do projeto sendo executado.



Fonte: PRÓPRIA

Figura 25 – Sapata S12 do projeto executado.



Fonte: PRÓPRIA

Figura 26 – Fundação do projeto sendo executada.



Fonte: PRÓPRIA