



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ LEONILO ROMEU DE FIGUEIREDO LIMA

**PROJETO ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS: ANÁLISE CRÍTICA
DA UTILIZAÇÃO DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**

**ARARUNA
2015**

JOSÉ LEONILO ROMEU DE FIGUEIREDO LIMA

**PROJETO ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS: ANÁLISE CRÍTICA
DA UTILIZAÇÃO DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra.

**ARARUNA
2015**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

L732p Lima, José Leonilo Romeu de Figueiredo
Projetos estrutural de fundações superficiais [manuscrito] :
análise crítica da utilização de programas computacionais / José
Leonilo Romeu de Figueiredo Lima. - 2015.
126 p. : il. color.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia
Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências
Tecnologia e Saúde, 2015.

"Orientação: Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Departamento
de Engenharia Civil".

1. Análise de cálculos. 2. Engenharia Civil. 3. Fundações.
I. Título.

21. ed. CDD 515.1

PROJETO ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS: ANÁLISE CRÍTICA DA UTILIZAÇÃO DE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra.

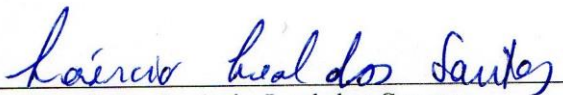
Aprovada em: 18 / 06 / 2015.

uepb

Unive BANCA EXAMINADORA
ESTADUAL DA PARAÍBA



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Maria das Vitórias do Nascimento
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Dedico este trabalho a minha família, minha mãe Eliane, meu pai Nanal e minha irmã Vitória, que sempre estiveram ao meu lado me dando apoio e incentivo e a todos que contribuíram indiretamente para que este sonho se tornasse realidade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao DEUS todo poderoso, criador do céu e da terra, que me deu saúde, força de vontade para lutar e nunca nem jamais pensar em desistir.

Ao meu pai José Solinaldo de Sena Lima, pelo apoio do começo ao fim, um grande homem batalhador a quem devo muito e serei eternamente grato pela sua bondade, paciência, compreensão e ensinamentos.

A minha mãe Eliane Constantino de Figueiredo Lima, batalhadora e guerreira, por ter o maior cuidado com o seu filho, por ter me dado educação e pelo carinho imensurável.

Ao professor Orientador Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, um profissional ético e digno. Agradeço pela sua paciência e compreensão na orientação deste trabalho e foi peça chave para que o mesmo fosse concluído.

Ao professor José Jamilton Rodrigues pela sua grande sabedoria e ensinamentos que levarei comigo para o resto da vida.

Ao meu grande amigo advogado Dr. Diogo Henrique Belmont, que foi fundamental, durante minha formação, me ajudando em vários momentos durante minha vida acadêmica.

A todos os meus amigos que me incentivaram e estiveram do meu lado nas horas boas e ruins.

MUITO OBRIGADO !!!

“O lápis, o esquadro, o papel; o desenho, o projeto, o número: O engenheiro pensa o mundo justo, mundo que nenhum véu encobre.” (João Cabral de Melo Neto)

RESUMO

Os ábacos, rotineiramente utilizados antigamente, foram ao longo do tempo substituídos por poderosas calculadoras gráficas. Essa tendência tecnológica, que vem ocorrendo durante anos, fez com que provocasse mudanças significativas nas formas de executar determinadas tarefas, com o intuito de otimizar o tempo. Na engenharia de estruturas não foi diferente, processos manuais de cálculo vêm sendo substituídos por softwares computacionais e, com isso, a maneira usual e rotineira de se calcular vem sendo, de forma parcial, deixada de lado em substituída por programas potentes capazes de fazer todo o trabalho e gerar o detalhamento de todos os elementos estruturais em muito menos tempo. Fez-se uma análise crítica de um dimensionamento estrutural de fundação superficial em sapatas centradas, levando em consideração os efeitos do vento comparando com os resultados obtidos pelo software computacional Eberick V9. Os métodos utilizados para a comparação foram métodos já consagrados na literatura, que foram o método do CEB-70 e o método das bielas. Para esses métodos foram desenvolvidos rotinas de cálculo no Excel, bem como tabelas e ilustrações. Pôde-se constatar que a área da base tanto pelo método das bielas como do CEB-70, darão as mesmas dimensões, porém o método das bielas possuirá alturas maiores, gerando maior volume de concreto. No entanto, isso é compensado com o peso de aço total que, pelo método das bielas, é menor que o do CEB-70 e suficientes para combater os esforços de tração induzidos na base da sapata. Verificou-se que o dimensionamento usando o Eberick acarretou um aumento de 16,9% para a quantidade de aço em peso quando comparado ao método do CEB-70, e 26,70% quando comparado com o método das bielas.

Palavras-Chave: Software Computacional Eberick V9. Metodo do CEB-70. Método das Bielas.

ABSTRACT

The abacuses, routinely used previously were replaced over time by powerful graphing calculators. This technological trend that has been occurring for years, meant to provoke significant changes in ways of performing certain tasks, in order to optimize time. In structural engineering was no different manual processes of calculation have been replaced by computer software and, therefore, the usual and routine way of calculating has been, partially, left side replaced by powerful programs that can do everything work and generate the details of all structural elements in much less time. There was a critical analysis of a structural design of shallow foundation-centric shoes, taking into account the effects of wind compared to the results obtained by computational software Eberick V9. The methods used for the comparison were established methods in the literature that were CEB-70 method and the method of connecting rods. To these methods have been calculation routines developed in Excel, as well as tables and illustrations. It could be seen that the area of the base by both the method of connecting rods as the CEB-70, will give the same dimensions, but the method of connecting rods possess greater heights, generating greater volume of concrete. However, this is offset against the total weight of steel, the method of the rods is smaller than the CEB-70 and sufficient to counteract the tensile stresses induced in the shoe base. It has been found that the sizing using the Eberick caused an increase of 16.9% to the amount of steel in weight when compared to the method CEB-70, and 26.70% when compared to the method of Bielas.

Keywords: Computer software Eberick V9. Method of CEB-70. Method of Bielas.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1a – Fundação Superficial.	22
Figura 1b – Fundação Profunda.	22
Figura 2 – Execução de sapata.	23
Figura 3 – Sapata isolada.	29
Figura 4 - Sapata corrida.	29
Figura 5 – Sapata associada.	30
Figura 6 – Sapata com viga de equilíbrio.	31
Figura 7 - Sugestão para alguns detalhes construtivos da sapata.	31
Figura 8 – Geometria da sapata.	32
Figura 9 – Sapata sob carga centrada.	34
Figura 10 - Representação dos efeitos de 1° e 2° ordem.	35
Figura 11 - Ponto de aplicação da força dentro do núcleo central de inércia.	36
Figura 12 - Ponto de aplicação da força no limite do núcleo central.	37
Figura 13 - Ponto de aplicação da força fora do núcleo central.	38
Figura 14 - Sapata com excentricidade nas duas direções.	39
Figura 15 - Forças e momentos atuantes na sapata.	39
Figura 16 - Tensões na sapata para $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6}$	40
Figura 17 - Tensões na sapata para $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} > \frac{1}{6}$	41
Figura 18 - Ábaco para determinação das tensões máximas nas sapatas retangulares rígidas para ação com dupla excentricidade (Montoya, 1973).	42
Figura 19 – Bulbo de tensões.	44
Figura 20 – Recalque em edificação.	45
Figura 21 – Recalque Torre de Piza.	45
Figura 22 – Trincas em edifício.	45
Figura 23 – Rachaduras em edifício.	45
Figura 24 - Ângulo β e balanço c.	51
Figura 25 - Notação para a sapata isolada.	52
Figura 26 - Balanço c na sapata isolada.	53
Figura 27 - Reação do solo na base da sapata.	54
Figura 28 - Seção de referência S_1	54
Figura 29 - Diagrama para cálculo do momento fletor na seção de referência S_1	55

Figura 30 - Notações e seção de referência S_1	56
Figura 31 - Áreas de referência.....	57
Figura 32 - Resultante da pressão no solo.	57
Figura 33 - Resultante da pressão no solo	58
Figura 34 - Ancoragem da armadura quando $c > h$	59
Figura 35 - Ancoragem da armadura quando $c < h$	59
Figura 36 - Seções de referência S_{2A} e S_{2B} relativas as duas direções da sapata.....	60
Figura 37 - Seção de referência S_2 em sapata alongada ($c > 1,5B$).....	61
Figura 38 - Dimensão b_{2A} da seção de referência S_{2A}	62
Figura 39 - Sapata submetida à força normal e momento fletor.....	64
Figura 40 - Tensão de cisalhamento na sapata	79
Figura 41 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata	66
Figura 42 - Esquema de forças segundo o método das bielas	67
Figura 43 - Armaduras de flexão da sapata	68
Figura 44 - Mostra a inclinação mínima aceitável pelo método.....	68
Figura 45 - Opção para configuração do F_{ck} dos elementos estruturais.....	70
Figura 46 - Opção para configuração da sapata e dos parâmetros do solo.....	71
Figura 47 - Opção para configuração dos pilares	72
Figura 48 - Planta baixa com as sapatas	73
Figura 49 - Interface das rotinas de cálculo.....	74
Figura 50 - Dados de entrada da peça estrutural.....	75
Figura 51 - Verificação da armadura de flexão.	75
Figura 52 - Verificação ao cisalhamento	76
Figura 53 - Verificação da punção.....	76
Figura 54 - Verificação da ancoragem do pilar e da sapata.....	77
Figura 55 - Detalhamento da armação da sapata	77
Figura 56 - Análise de estabilidade da sapata.....	78
Figura 57 - Rotina para o método das bielas.	79
Figura 58 - Rotina para bitola, espaçamento e quantidade de aço.....	79

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Pressões básicas (admissíveis) da NBR 6122:2010.....	47
Quadro 2 – Dados para o dimensionamento.....	48
Quadro 3 - Valores de K em função de C_1 e C_2	63
Quadro 4 - Resultados geométricos empregando o método do CEB-70	80
Quadro 5 - Resultados da armadura empregando o método do CEB-70.....	80
Quadro 6 - Resultados geométricos empregando o método das bielas.	81
Quadro 7 - Resultados da armadura empregando o método das bielas.....	81
Quadro 8 - Resultados da armadura empregando software.	82
Quadro 9 - Resultados da armadura empregando o Eberick.....	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

CEB Cômite Europeu de Betão

LISTA DE SÍMBOLOS

h	Altura da sapata
h₀	Altura do “calcanhar” da sapata
d	Distancia útil da sapata
F_k	Carga axial na sapata sem momentos fletores
e	Excentricidade da carga
A	Comprimento da sapata
B	Largura da Sapata
σ_{max}	Tensão máxima no solo
σ_{min}	Tensão mínima no solo
N	Carga na sapata com momentos fletores
e_A	Excentricidade na direção do comprimento
e_B	Excentricidade na direção da largura
M_A	Momento fletor em torno do comprimento
M_B	Momento fletor em torno da largura
H_A	Força horizontal na sapata na direção do comprimento
H_B	Força horizontal na sapata na direção da largura
M_A'_{base}	Momento fletor na base da sapata em torno do comprimento
M_B'_{base}	Momento fletor na base da sapata em torno largura
σ₀	Tensão da sapata representando o bulbo de tensões
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
a_p	Comprimento do pilar
b_p	Largura do pilar
β	Ângulo de inclinação da sapata
C_A	Balanço na direção do comprimento
C_B	Balanço na direção da largura
S_{sap}	Área da base da sapata
d₁	Altura útil da sapata
M₁	Menor momento fletor na sapata
M₂	Maior momento fletor na sapata
X_A	Distância da extremidade da sapata mais 15% do comprimento do pilar
X_B	Distância da extremidade da sapata mais 15% da largura do pilar
A_{1A}	Área de referência do comprimento da sapata

A_{1B}	Área de referência da largura da sapata
R_{1A}	Reação na base da sapata na direção do comprimento
R_{1B}	Reação na base da sapata na direção da largura
M_{1A}	Momento fletor de cálculo na direção do comprimento da sapata
M_{1B}	Momento fletor de cálculo na direção da largura da sapata
A_s	Área de aço
f_{yk}	Tensão de escoamento do aço
l_b	Comprimento de ancoragem
S_{2A}	Área de referência na direção do comprimento da sapata
S_{2B}	Área de referência na direção da largura da sapata
p	Carga distribuída no solo que é igual a tensão máxima aplicada
C_{2A}	Largura de referência na direção do comprimento da sapata
C_{2B}	Largura de referência na direção da largura da sapata
V_A	Esforço cortante na direção do comprimento da sapata
V_B	Esforço cortante na direção da largura da sapata
b_{2A}	Largura de referência na direção do comprimento da sapata
b_{2B}	Largura de referência na direção da largura da sapata
$V_{d,lim}$	Esforço cortante limite
γ_c	Coefficiente de minoração do concreto
τ_{sd}	Tensão de cisalhamento de cálculo
W_p	Módulo de resistência plástica do contorno C'
M_{sd}	Momento fletor de cálculo
u_0	Perímetro do pilar
τ_{rd}	Tensão de cisalhamento resistente
T_x	Tensão de tração na direção da largura da sapata
T_y	Tensão de tração na direção do comprimento da sapata
A_{sx}	Área de aço na direção da largura da sapata
A_{sy}	Área de aço na direção do comprimento da sapata

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Generalidades	18
1.2	Conhecendo o Eberick	20
2	ANÁLISE DO PROBLEMA	20
3	OBJETIVOS GERAIS	21
3.1	Objetivos específicos	21
4	FUNDAÇÕES	21
4.1	Conceitos gerais	21
4.2	Investigações geotécnicas no dimensionamento das sapatas	24
4.2.1	<i>Investigações geotécnicas</i>	24
4.2.2	<i>Escolha do tipo de fundação</i>	25
5	CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS	28
5.1	Tipos de sapata	28
5.1.1	<i>Sapata isolada</i>	28
5.1.2	<i>Sapata corrida</i>	29
5.1.3	<i>Sapata associada</i>	30
5.1.4	<i>Sapata com viga alavanca</i>	30
5.2	Detalhes construtivos	31
5.3	Classificação quanto à rigidez	32
5.4	Quanto a solicitação da carga	33
5.4.1	<i>Sapata isolada sob carga centrada</i>	33
5.4.2	<i>Sapata isolada sob carga excêntrica</i>	34
5.4.2.1	<i>Excentricidade em uma direção</i>	35
5.4.2.2	<i>Excentricidade nas duas direções</i>	38
6	RECALQUES	43
7	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	48
8	DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS PARA ANÁLISE DAS SAPATAS	50

8.1	Método do CEB (Cômite Europeu de Betão) – 70.....	50
8.1.1	<i>Introdução</i>	50
8.1.2	<i>Dimensionamento Geométrico – Rotina de cálculo</i>	51
8.1.3	<i>Dimensionamento da Armadura Inferior</i>	54
8.1.4	<i>Momentos fletores em sapatas isoladas com carga centrada</i>	55
8.1.5	<i>Ancoragem da armadura de flexão</i>	58
8.1.6	<i>Força cortante e suas verificações no estado limite</i>	59
8.1.7	<i>Verificação da tensão resistente à compressão diagonal concreto na superfície crítica</i>	63
9	MÉTODO DAS BIELAS	66
10	DESCRIÇÃO DOS FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO SOFTWARE	69
11	ANÁLISE DE CASO PELO SOFTWARE EBERICK V9	69
12	ANÁLISE DE CASO PELOS MÉTODOS PROPOSTOS	73
12.1	Análise de caso pelo método do CEB-70	73
12.2	Análise de caso pelo método das bielas	78
13	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS	82
14	ANÁLISE E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	87
15	CONCLUSÕES	88
16	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	88
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
	APENDICE I – CÁLCULO E DETALHAMENTO PELO MÉTODO DO CEB-70	90
	APENDICE II – CÁLCULO E DETALHAMENTO PELO MÉTODO DAS BIELAS	101
	APENDICE III – RELATÓRIOS DE CÁLCULO PELO EBERICK	109
	ANEXO I – PLANTA BAIXA E DE FÔRMA DO EDIFÍCIO	112
	ANEXO II – SONDAGEM À PERCUSSÃO COM MEDIDA DE SPT	115
	ANEXO III - DETALHAMENTO DO EBERICK	117

1.0 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Os ábacos, rotineiramente utilizados antigamente, foram ao longo do tempo substituídos por poderosas calculadoras gráficas; essa tendência tecnológica vem ocorrendo durante anos, fez com que provocasse mudanças significativas nas formas de executar determinadas tarefas, com o intuito de otimizar o tempo. Na engenharia civil não foi diferente, processos manuais de cálculo vêm sendo substituídos por softwares computacionais, e com isso a maneira usual e rotineira de se calcular vem sendo de forma, parcial, deixada de lado em permuta de super programas capazes de fazer todo o trabalho e gerar o detalhamento de todos os elementos estruturais em muito menos tempo.

A evolução tecnológica vem nos últimos anos revolucionando a engenharia de estruturas. Esta evolução acarretou numa radical e gradativa transformação nos procedimentos de cálculo de uma estrutura. Hoje em dia vê-se que os projetos estruturais são realizados com bem menos tempo do que antes; a facilidade de manuseio desses novos programas computacionais fez com que muitos alunos deixassem para segundo plano o fundamental de uma análise da estrutura. Os cálculos antes realizados “à mão” proporcionava uma análise elemento por elemento da estrutura, a edificação tinha os seus cálculos desenvolvidos para cada elemento da estrutura, separadamente, seguindo a sequência de lajes, vigas, pilares e fundações. Com isso fazia-se o encaminhamento das cargas até as fundações e, no segundo instante, uma análise do comportamento global da estrutura bem como dos efeitos de 2º ordem, sendo suficiente para o cálculo estrutural com segurança, muito embora demorado.

No entanto, uma análise linear para edifícios altos se tornava um fator bastante complicador, pois envolve teorias mais complexas, como por exemplo, uma análise não linear da estrutura, que é indispensável para a estabilidade global da estrutura, para com isso se ter um comportamento aproximadamente real da estrutura com uma análise de suas deformações.

Antigamente, a grande preocupação do calculista era quase que somente com o dimensionamento das seções de concreto e das armaduras. Sem a existência de softwares computacionais, durante anos, representou um sério entrave na evolução e aprimoramento do cálculo dos valores das deformações, especialmente com a consideração do comportamento global da estrutura. Os valores das deformações eram obtidos como se cada elemento estrutural trabalhasse isoladamente, desprezando-se, assim, a importante influência da

contribuição da deformação global, não apenas no regime elástico, mas, e principalmente nos regime plástico e elasto-plástico.

Portanto, os métodos utilizados no cálculo “à mão” é feito através de uma análise linear da estrutura, ou seja, estudando os elementos isoladamente; isso possui uma grande vantagem tendo em vista que o calculista tinha um domínio dos cálculos e um grande controle sobre a modelagem do projeto, propiciando com isso um domínio sobre todas as fases do projeto. Os programas utilizados hoje para o dimensionamento de estruturas em concreto armado fazem uma análise não linear e das deformações nos elementos de toda a estrutura. Tal conhecimento sobre essas teorias é bastante carente na universidade.

É sabido que para o processamento e análise dos elementos estruturais das edificações de hoje em dia, principalmente prédios altos e de grande complexidade estrutural, são utilizados softwares com bastante credibilidade no mercado como por exemplo o CypeCAD, Eberick, TQS, entre outros. No entanto, existe um consenso de que esses programas são muito a favor da segurança, fazendo com que haja superdimensionamentos dos elementos que compõem a estrutura, encarecendo portanto o custo final da obra. As empresas desses softwares garantem que seus programas seguem a rigor todas as normas técnicas envolvida no cálculo estrutural.

Este trabalho terá como intuito o dimensionamento geotécnico e estrutural de uma fundação superficial com sapatas isoladas. Para isso utilizaremos 3 análises distintas: analisaremos as soluções proposta pelo Método das Bielas; método do CEB-70 e a compararemos com a solução proposta pelo software computacional Eberick.

Para a utilização dos métodos serão obedecidas as especificações contidas nas seguintes normas da ABNT:

- Ações e Combinações - NBR 8681/2003
- Barras - NBR 7480/2007
- Fundações - NBR 6122/2010
- Carregamentos - NBR 6120/2000
- Vento - NBR 6123/1988
- Concreto Armado – NBR 6118/2014

1.2 Conhecendo o Eberick

Segundo a Alto QI, que é uma empresa que elabora softwares de engenharia, o Eberick é um software para projeto estrutural em concreto armado, englobando as etapas de lançamento e análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014.

Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados voltado à forma, facilitando o lançamento, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, além de visualização tridimensional da estrutura modelada.

O Eberick é largamente, utilizado para o dimensionamento estrutural em vários locais do país. No entanto, é alvo de várias críticas entre aqueles que calculam de maneira usual, isto é, de maneira convencional as estruturas de concreto armado, principalmente quando dimensionam-se estruturas que terão como seu alicerce, uma fundação superficial em sapatas, os erros chegam a ser grosseiros, ocorrendo superdimensionamentos nas peças estruturais. A análise em questão será de uma fundação superficial com sapatas isoladas. O prédio terá 6 pavimentos.

2 ANÁLISE DO PROBLEMA

Em virtude da facilidade do manuseio das ferramentas desse software computacional, há uma grande despreocupação e conforto por parte dos engenheiros (sendo eles calculistas ou não), principalmente dos recém-formados, em deixar para segundo plano toda a teoria adquirida na universidade e que é indispensável para o entendimento do comportamento de uma estrutura bem como suas formas de calcular e interpretar os resultados.

Engenheiros recém-formados, motivados somente em ganhar dinheiro se lançam a calcular usando os programas, mas sem saber o básico de uma estrutura nem o seu funcionamento do ponto de vista do comportamento estrutural quando submetido às solicitações estáticas, muito menos do comportamento da estabilidade global, quando submetido às solicitações dinâmicas.

Como os softwares mais modernos já fazem o cálculo e geram todo detalhamento, o engenheiro acaba perdendo o senso crítico, principalmente os recém-formados, pois analisar criticamente um projeto estrutural requer certa experiência de projetos feitos da maneira

convencional. Portanto, esses programas devem ser usados com cautela e por aqueles que já têm uma certa experiência profissional, adquirida durante a carreira profissional.

3 OBJETIVOS GERAIS

Fazer uma análise comparativa dos resultados obtidos pelos métodos propostos, verificando a área da base; volume de concreto e o peso de aço empregado em cada sapata analisada, bem como seu detalhamento. E, assim, fazer uma análise da viabilidade do ponto de vista econômico, o dimensionamento das fundações usando o Eberick , que será o programa de referência para a análise.

3.1 Objetivos específicos

É sabido que numa obra civil a análise do custo é algo imprescindível. É visível os superdimensionamentos que o Eberick gera, fazendo com que o custo da obra com as fundações se eleve. O intuito é demonstrar o grau de superdimensionamento que esses programas geram no dimensionamento das sapatas.

4 FUNDAÇÕES

4.1 Conceitos gerais

A fundação é o elemento estrutural que transmite as ações da superestrutura para o solo com segurança, sem ocorrer nenhum problema, como recalques ou ruptura do solo.

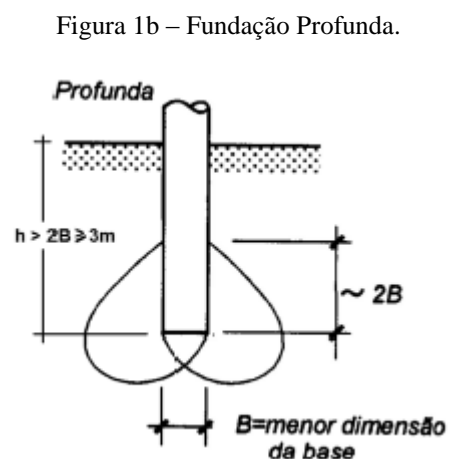
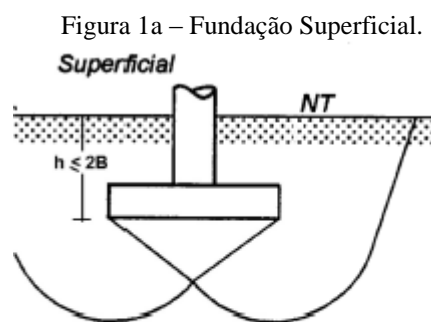
Existem basicamente dois tipos de fundações, as fundações rasas e as profundas; o que distingue uma da outra é basicamente a cota de apoio no terreno e o modo de transmissão das ações da estrutura.

Segundo a NBR-6122/2010, tem-se que:

- **Fundação superficial:** Também denominada como fundação rasa ou direta, a fundação superficial a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo

de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas (**Figura 1a**).

- **Fundação Profunda:** Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (**Figura 1b**).



Fonte: LOPES & VELLOSO, 2004, p. 11.

Para obtenção de um projeto de fundações harmonioso e econômico, são necessários antes, analisar os seguintes elementos:

1. topografia da área;
2. dados geológicos-geotécnicos;
3. dados da estrutura a construir;
4. dados sobre construções vizinhas.

Independentemente do tipo da fundação, seja ela superficial ou profunda, existem cuidados ou requisitos imprescindíveis que elas devem satisfazer para harmonia na utilização da estrutura, tais como:

- deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- segurança adequada ao colapso do solo de fundação (Estabilidade “Externa”);
- segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (Estabilidade “Interna”);
- durabilidade.

Como já citado, neste trabalho nosso objeto de estudo será a sapata isolada centralizada, ou seja, não abordaremos sapatas de divisa nem de canto. Conforme a NBR-6122/2010 a sapata é um elemento de concreto armado dimensionado de tal maneira que as tensões de tração nela produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura; sua carga é distribuída ao terreno pela base da sapata e sua cota de apoio é menor duas vezes que sua menor dimensão (largura).

O formato mais comum para uma sapata isolada centralizada é do tipo cônico piramidal, pois com isso consegue-se otimizar (minimizar) o consumo de concreto (**Figura 2**).

Figura 2 - Execução de sapata.



Fonte: Elaborada pelo autor.

O dimensionamento geométrico da sapata depende, basicamente, da tensão admissível do solo. Para isso faz-se necessário realizar investigações geotécnicas no subsolo do terreno em que as sapatas serão assentes.

Existem vários métodos para determinar, a tensão admissível do solo. São eles:

- Métodos teóricos = $\left\{ \begin{array}{l} \text{Método de Terzaghi} \\ \text{Método de Meyerhof} \\ \text{Método de Hansen} \\ \text{Método de Vésic} \end{array} \right.$

- Provas de carga sobre placas
- Métodos semi – empíricos = $\begin{cases} \text{Correlação de Terzaghi e Peck} \\ \text{Correlação de Meyerhof} \end{cases}$
- Métodos empíricos

Os métodos mais utilizados no Brasil são os métodos semi-empíricos. Para determinarmos a tensão admissível do solo é levado em consideração a cota de assentamento da sapata. Essa cota deve ser a menor possível para evitar grandes escavações. Geralmente a profundidade adotada é em torno de 1,0 m a 1,50 m. Caso se verifique que ao assentar as sapatas em torno dessa profundidade o recalque ultrapasse o recalque admissível, opta-se, dependendo da situação, por um melhoramento de solo, mas não abordaremos este assunto neste trabalho.

4.2 Investigações geotécnicas no dimensionamento das sapatas

No projeto de sapatas, é imprescindível a realização de ensaios geotécnicos para sabermos alguns parâmetros do material no qual a sapata estará assentada. É importante conhecimentos da mecânica dos solos juntamente com uma análise estrutural, ou seja, como a estrutura irá se comportar mediante as cargas e como isso afetará as fundações.

Abaixo, seguem algumas considerações importantes e cuidados que se deve seguir ao dimensionarmos as fundações, de forma a orientar a melhor solução, evitando ou minimizando os recalques, ou afetar o Estalo Limite de Serviço (ELS) da estrutura, bem como evitar um provável colapso estrutural ou perda de desempenho da estrutura.

4.2.1 Investigações geotécnicas

O engenheiro geotécnico deve tentar obter o maior número de informações possíveis a cerca do terreno onde irá se apoiar a superestrutura. A falta de investigações ou a má interpretação dos dados, resulta em projetos inadequados; atrasos na obra; aumento de custos por modificações de última hora; problemas ambientais e até mesmo colapso da obra.

A quantidade de ensaios e investigações geotécnicas realizadas onde será executado a obra são funções do porte e do nível de carga da obra. Quando se usa fundações superficiais tipo investigação mais executada no nosso país é a sondagem a percussão com medida do

Nspt. A partir dessa sondagem temos a noção das sucessivas camadas encontradas ao longo do maciço e também conhecimento do nível de água, bem como é possível extrair amostras ao longo das camadas (que geralmente são realizadas de 1 em 1 m).

Portanto um conhecimento bastante detalhado com ensaios complementares ao de campo são sempre bem vindos, com o fim de evitar futuramente transtornos estruturais e monetários.

4.2.2 Escolha do tipo de fundação

Sempre que se vai construir um novo empreendimento, deve-se analisar qual tipo de fundação é mais adequada, levando em consideração, obviamente, os fatores econômicos e a viabilidade técnica. Para isso o engenheiro de fundações analisa várias situações e possibilidades com o intuito de obter uma solução adequada técnica e financeiramente. É imprescindível o conhecimento profundo acerca do material ao qual será apoiada a estrutura e também conhecimento da superestrutura.

Para fins de projeto e execução, as investigações geotécnicas do terreno de fundação devem seguir as especificações da NBR 6122:2010.

Conforme GIONGO & VANDERLEI (2000, *apud* Alva, 2007) os fatores que mais interferem na melhor alternativa a serem adotadas com relação ao tipo de fundação são:

a. Relativo a Superestrutura

O engenheiro de geotécnico deve explorar, detalhadamente sobre a estrutura que irá se apoiar na fundação, devem ser estudados aspectos como o tipo de material que compõe a superestrutura, por exemplo, concreto armado ou protendido, estrutura pré-fabricada, estrutura de madeira, metálica ou alvenaria estrutural; quanto a função da edificação, edifício residencial, comercial, galpão industrial, ponte, silos; e com relação às ações atuantes, como grandeza, natureza, posição e tipo.

b. Características e propriedades mecânicas do solo

As sondagens são imprescindíveis e de suma importância na escolha da técnica adequada. Extraem-se delas parâmetros importantes do solo, são eles: tipo de solo, granulometria, cor, posição das camadas resistências, compressibilidade, etc.

c. Posição e característica do nível d'água

Informações sobre o lençol freático são indispensáveis para o estudo de um possível rebaixamento. Significativas variações do nível d'água devem ocorrer por causa das chuvas. Um poço de reconhecimento muitas vezes é uma boa solução para observação dessas possíveis variações.

d. Aspectos técnicos dos tipos de fundações

Muitas vezes surgem algumas limitações a certos tipos de fundações em função da capacidade de carga, equipamentos disponíveis, restrições técnicas, tais como: nível d'água, matacões, camadas muito resistentes, repercussão dos prováveis recalques, etc.

e. Edificações na vizinhança

Uma elaboração de um planejamento de prováveis de necessidade proteção dos edifícios ao lado, conforme o conhecimento do tipo e estado de conservação dos mesmos, bem como análise da tolerância aos ruídos e vibrações são imprescindíveis.

f. Custo

Mediante a análise técnica é feito um estudo comparativo entre as alternativas tecnicamente viáveis. Dependendo das dificuldades técnicas que possam elevar os custos, o projeto arquitetônico poderá ser modificado. Um outro ponto referente ao custo é o planejamento de início e execução, pois, algumas vezes, uma fundação mais cara, garante um retorno financeiro mais rápido.

g. Limitações dos tipos de fundações existentes no mercado

Determinadas regiões optam pela utilização mais frequente de alguns poucos tipos que se firmaram como mais convenientes localmente; o mercado torna-se limitado, sendo, portanto, necessária uma análise da viabilidade da utilização de um tipo de fundação tecnicamente indicada, mas não existente na região. O problema é resolvido por eliminação escolhendo-se, entre os tipos de fundações existentes, aqueles que satisfaçam tecnicamente ao caso em questão. A seguir, é feito um estudo comparativo de custos dos diversos tipos selecionados, visando com isso escolher o mais econômico. A escolha de um tipo de fundação deve satisfazer aos critérios de segurança, tanto contra a ruptura (da estrutura ou do solo), como contra recalques incompatíveis com o tipo de estrutura.

Quando o Terreno possui uma camada de solo resistente nas primeiras camadas, a tendência é adotar fundação superficial do tipo sapata, que é o primeiro tipo de fundação a ser considerada. No entanto, existem certas particularidades entre alguns tipos de solo e a alternativa de sapatas isoladas, pela incapacidade desses solos de suportar as ações das estruturas.

ALONSO (1983, *apud* Alva, 2007), indica que, em princípio, o emprego de sapatas só é viável técnica e economicamente quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível. Geralmente, esse tipo de fundação deve ser evitado nos seguintes casos:

- aterro não compactado;
- argila mole;
- areia fofa e muito fofa;
- solos colapsíveis;
- existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica economicamente.

Segundo MELLO (1971, *apud* Alva, 2007), a forma mais coerente e viável para o estudo de uma fundação, após o conhecimento das cargas que irão chegar na infraestrutura e dos parâmetros e características do solo, deve-se atender às seguintes indicações:

Analisa-se inicialmente a possibilidade do emprego de fundações diretas. No caso da não ocorrência de recalques devidos a camadas compressíveis profundas, o problema passa a ser a determinação da cota de apoio das sapatas e da tensão admissível do terreno, nessa cota. No caso de haver ocorrência de recalques profundos, deverá ainda ser examinada a viabilidade da fundação direta em função dos recalques totais, diferenciais e diferenciais de desaprumo (isto é, quando a resultante das ações dos pilares não coincide com o centro geométrico da área de projeção do prédio, ou quando há heterogeneidade do solo).

Verificando a viabilidade do emprego da fundação direta, faz-se portanto a comparação com qualquer tipo de fundação profunda para determinação da solução mais técnica e economicamente viável; geralmente tende-se para a solução com fundações superficiais, nesses casos.

Não sendo viável a solução com fundações superficiais, adotam-se as fundações profundas como as estacas ou tubulões.

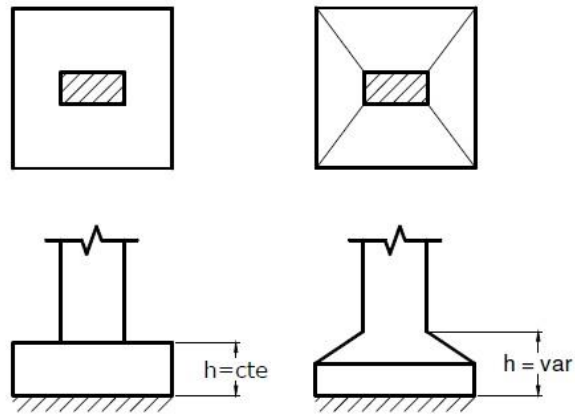
5 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS

5.1 Tipos de sapata

5.1.1 Sapata isolada

Elas podem ser excêntricas ou centradas, transmitem ao solo a carga da estrutura por um único pilar. Podem ter vários formatos, entre os quais estão o formato retangular, quadrada e circular. A altura pode ser constante ou variável, conforme (**Figura 3**).

Figura 3 - Sapata isolada.

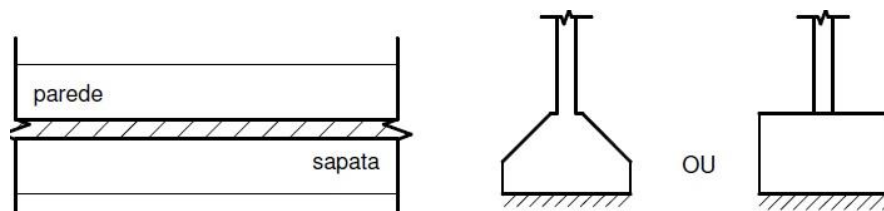


Fonte: BASTOS, 2012, p. 1.

5.1.2 Sapata corrida

É um tipo de sapata que está submetida a ações distribuídas linearmente; é tipicamente usada, em construções de muros ou paredes. O dimensionamento deste tipo de sapata é idêntico ao de uma laje armada em uma direção. Por ela receber as cargas distribuídas linearmente, a verificação da punção é dispensada (**Figura 4**).

Figura 4 - Sapata corrida.



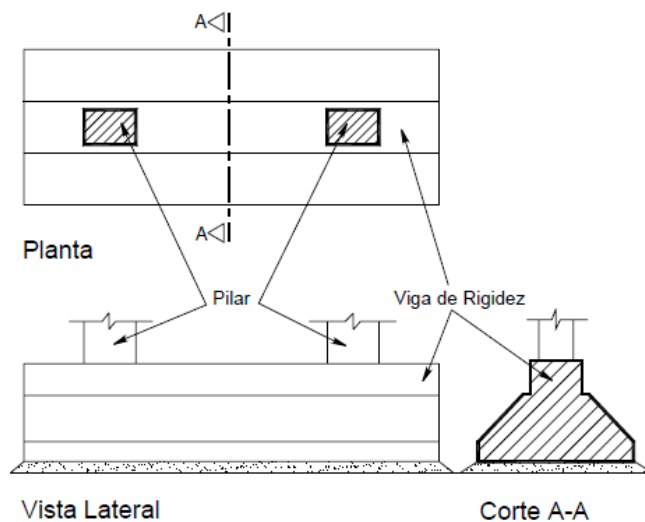
Fonte: BASTOS, 2012, p. 1.

5.1.3 Sapata associada

Também conhecida como sapata combinada ou conjunta, transmite as cargas de dois ou mais pilares. É empregada quando no dimensionamento das sapatas verifica-se que uma se sobrepõe a outra, ou quando a distância entre elas é muito pequena (**Figura 5**).

“O centro de gravidade da sapata normalmente coincide com o centro de aplicação das cargas dos pilares. Para condições de carregamento uniformes e simétricas, as sapatas associadas resultam em uma sapata corrida simples, de base retangular. Entretanto, quando as cargas dos pilares apresentam diferenças relevantes, a imposição de coincidir o centróide da sapata com o centro das cargas dos pilares conduz ou a uma sapata de base trapezoidal (em planta) ou a sapatas retangulares com balanços livres diferentes (em planta)”. (ALVA, GERSON , 2007, p.7)

Figura 5 - Sapata associada.

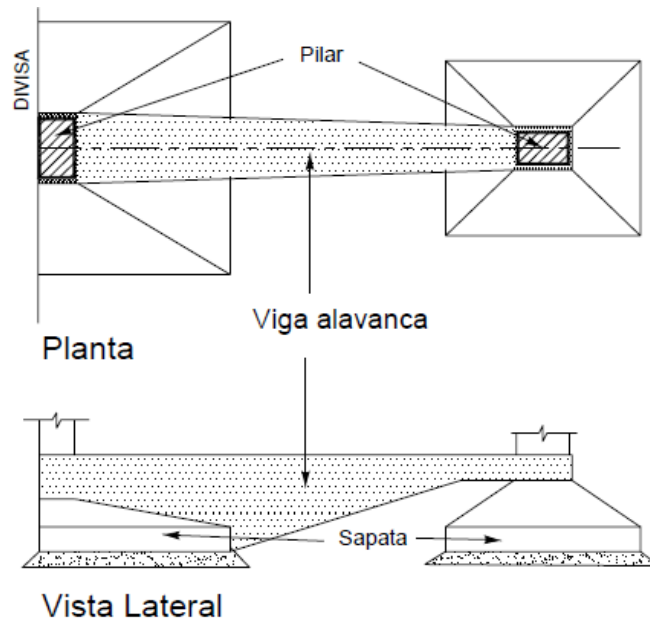


Fonte: BASTOS, 2012, p. 2.

5.1.4 Sapata com viga alavanca

Também conhecida como viga de equilíbrio, é bastante usada nos pilares de divisa. Ela tem a função de transmitir a carga vertical do pilar para o centro de gravidade da sapata de divisa, bem como resistir aos momentos fletores oriundos da excentricidade da carga no pilar com relação ao centro da sapata. **Figura 6**.

Figura 6 - Sapata com viga de equilíbrio.

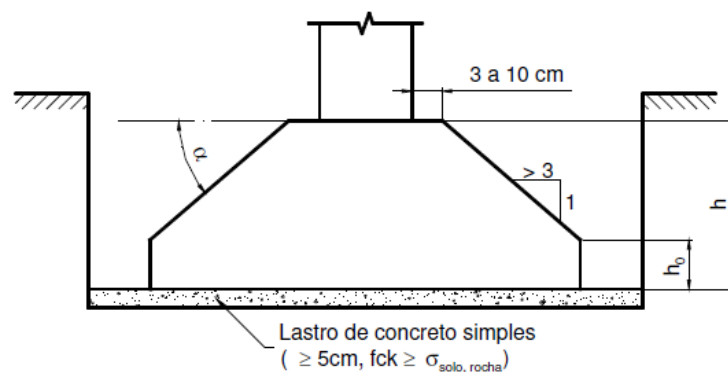


Fonte: BASTOS, 2012, p 2.

5.2 Detalhes construtivos

De acordo com a NBR-6122/2010, “A base de uma fundação deve ser assente a uma profundidade tal que garanta que o solo de apoio não seja influenciado pelos agentes atmosféricos e fluxos d’água. Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, tal profundidade não deve ser inferior a 1,5 m” (**Figura 7**).

Figura 7 - Sugestão para alguns detalhes construtivos da sapata.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 3.

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}; \text{ E ainda } \alpha \leq 30^\circ, \text{ \u00c0 ngulo de talude natural do concreto fresco.}$$

5.3 Classificação quanto à rigidez

De acordo com a NBR-6118/2014, a rigidez das sapatas são classificadas conforme as seguintes expressões:

$$\text{se, } h \leq \frac{(A - a_p)}{3} \Rightarrow \text{Sapata Flexível}$$

$$\text{se, } h > \frac{(A - a_p)}{3} \Rightarrow \text{Sapata Rígida}$$

Onde:

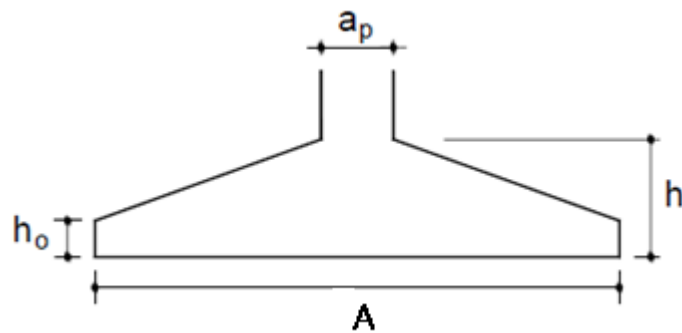
A : é a dimensão da sapata na direção analisada;

a_p : é a dimensão do pilar na direção analisada;

h : é a altura da sapata.

Veja **Figura 8**.

Figura 8 - Geometria da sapata.



Fonte: ALVA, 2007, p. 5.

➤ Sapatas Flexíveis

São raramente empregadas, tendo em vista suas particularidades técnica e estrutural; são mais usadas quando as ações provenientes da estrutura são pequenas. São também indicadas quando o solo possui baixa resistência. De acordo com ANDRADE (1989) as sapatas flexíveis são aconselháveis quando a pressão admissível do solo é em torno de 150 kN/m² ou inferior a isto.

É imprescindível a verificação da punção em sapatas flexíveis, O dimensionamento delas se assemelham a uma laje maciça, utilizando os momentos fletores e os esforços cortante como base para o dimensionamento da armadura. As sapatas flexíveis sofrem flexão nas duas direções, porém as ações de tração em virtude da flexão, no sentido da menor dimensão da sapata não é uniforme, ou seja, na largura.

➤ **Sapatas Rígidas**

São largamente empregadas no meio construtivo. São utilizadas, geralmente, quando o solo possui boa resistência nas camadas ao longo do maciço onde a sapata irá se apoiar.

Logo após o dimensionamento, deve-se analisar as tensões de cisalhamento existentes na sapata com o intuito também de dispensar as armaduras transversais, pois é trabalhosa a execução, bem como verificar também a ruptura diagonal por compressão do concreto na interação sapata – pilar.

Tendo em vista que a sapata rígida está inserida, totalmente, no cone hipotético de punção, logo, sua verificação é dispensável.

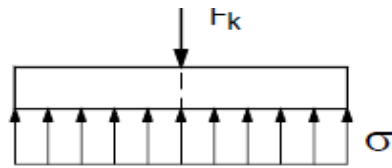
As sapatas rígidas sofrem flexão nas duas direções, os esforços de tração, decorrente da flexão, fazem com que sejam distribuídas, uniformemente, ao longo das dimensões da sapata.

5.4 Quanto a solicitação da carga

5.4.1 Sapata isolada sob carga centrada

Nessa situação a ação vertical que chega no pilar é transmitida à sapata e passa pelo centro de gravidade de tal forma que ocorre uma distribuição uniforme e constante de tensões na base da sapata. A tensão neste caso é dada pela razão entre a carga vertical pela área da base da sapata (em planta) (**Figura 9**).

Figura 9 - Sapata sob carga centrada.



Fonte: ALVA, 2007, p. 8.

$$\sigma = \frac{F_k}{A_s}$$

Onde:

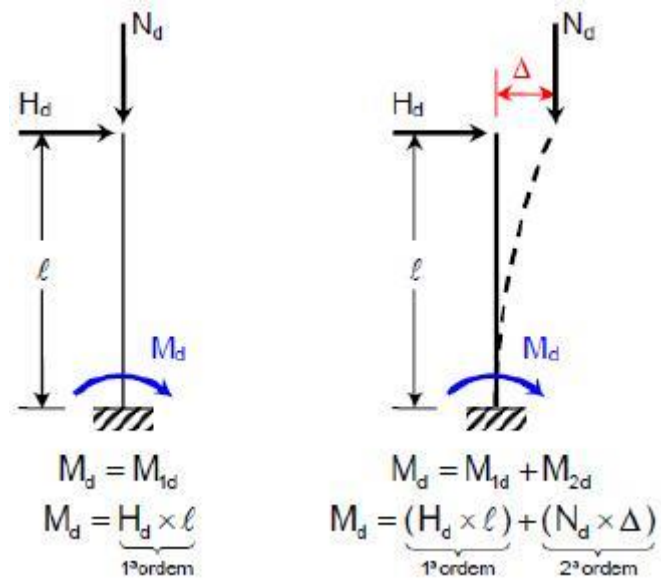
F_k : carga vertical na sapata

A_s : é a área da sapata

5.4.2 Sapata isolada sob carga excêntrica

É muito comum no campo da construção, as cargas que chegam nos pilares serem excêntricas com relação ao centro de gravidade da sapata, fazendo com que surja momentos na base da sapata, gerando solicitação de flexão oblíqua composta ou de flexão normal composta. Essas excentricidades das cargas são devidas, geralmente, ao efeitos do vento, gerando através disso os efeitos de segunda ordem. Para saber se será necessário ou não levar em consideração esses tipos de solicitações, é necessário verificar se a estrutura se comporta como uma estrutura com nós fixos ou móveis, através do parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Porém não abordaremos esse assunto neste trabalho (**Figura 10**).

Figura 10 - Representação dos efeitos de 1° e 2° ordem.



Fonte: CASTRO, 2012, p. 3.

5.4.2.1 Excentricidade em uma direção

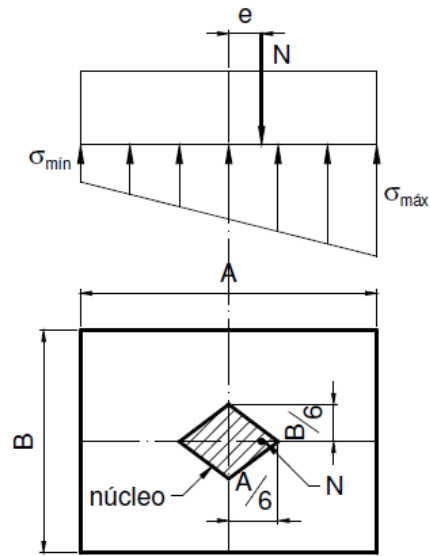
a) Ponto de aplicação da carga dentro do núcleo central de inércia

Ocorre quando, $e < \frac{A}{6}$

Sendo A o comprimento da sapata

Veja **Figura 11**.

Figura 11 - Ponto de aplicação da força dentro do núcleo central de inércia.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 35.

E as tensões nela produzidas são dadas pelas expressões:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A} \right)$$

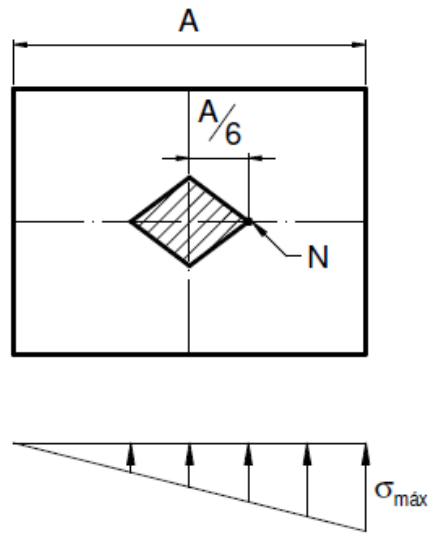
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{A} \right)$$

b) Ponto de aplicação da carga no limite do núcleo central de inércia

Ocorre quando, $e = \frac{A}{6}$

Veja **Figura 12**.

Figura 12 - Ponto de aplicação da força no limite do núcleo central.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 35.

A tensão máxima será dada por:

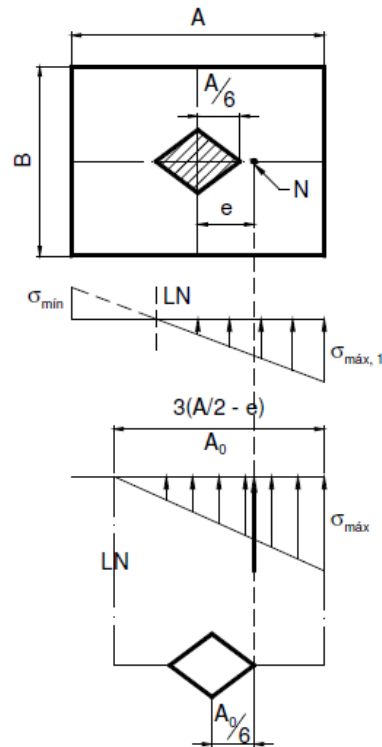
$$\sigma_{\text{máx}} = 2 \frac{N}{A \cdot B}$$

c) **Ponto de aplicação da carga fora do núcleo central de inércia**

Ocorre quando, $e > \frac{A}{6}$

Quando acontece esse tipo de situação, tem-se que ter bastante cuidado pois surge um novo diagrama de tensões indicando que aquela parte do solo está submetida a tensões de tração ($\sigma_{\text{mín}} < 0$), o que deve ser evitado. No entanto para efeitos de dimensionamento, despreza-se a zona tracionada e leva-se somente em consideração a zona comprimida que é o triângulo adotado em que o CG do triângulo coincide com o limite do novo núcleo central. **(Figura 13)**. Logo, teremos:

Figura 13 - Ponto de aplicação da força fora do núcleo central.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 36.

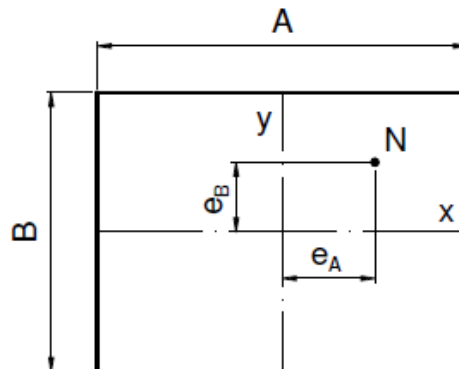
E a tensão máxima será dada por:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2N}{3B \left(\frac{A}{2} - e \right)}$$

5.4.2.2 Excentricidade nas duas direções

A **Figura 14** mostra o desenho de uma sapata em planta, com excentricidade nas duas direções.

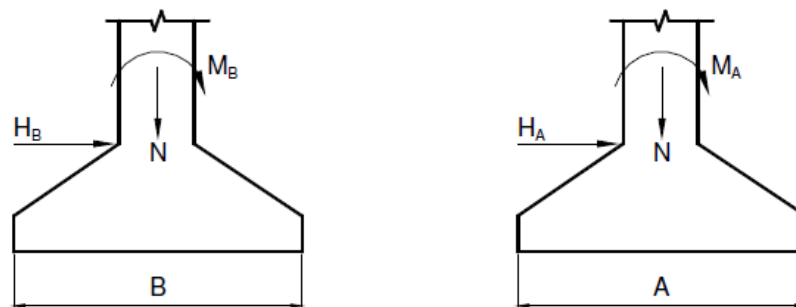
Figura 14 - Sapata com excentricidade nas duas direções.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 36.

Esforços nas sapatas nas duas direções. **Figura 15.**

Figura 15 - forças e momentos atuantes na sapata.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 37.

$$M_{A/base} = M_A + H_A \cdot h$$

$$M_{B/base} = M_B + H_B \cdot h$$

Para se encontrar a excentricidade nas duas direções, tem-se:

$$e_A = \frac{M_A}{N}$$

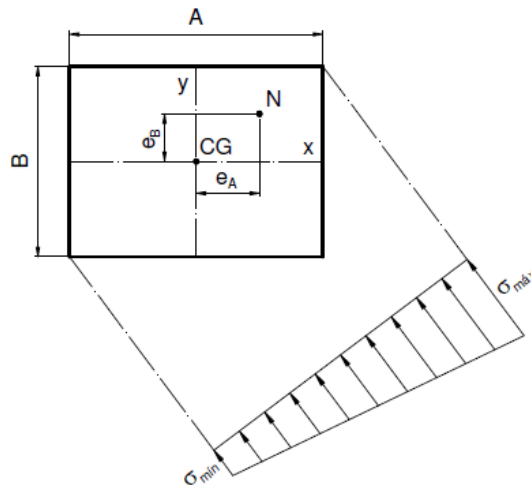
$$e_B = \frac{M_B}{N}$$

Em posse das excentricidades, verifica-se agora a distribuição de tensões no solo para se saber a tensão máxima e mínima que a mesma aplicará no solo e, conseqüentemente, avaliar os riscos quanto à ruptura do solo.

a) Quando, $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6}$

Veja **Figura 16**.

Figura 16 - Tensões na sapata para $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6}$.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 37.

As tensões máximas e mínimas produzidas são dadas pelas expressões:

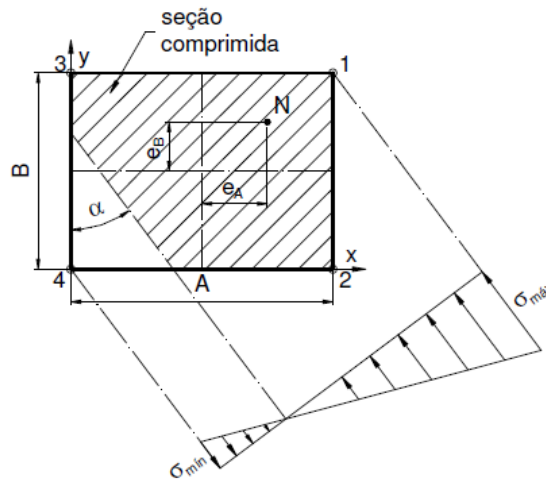
$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_A}{A} + \frac{6 \cdot e_B}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_A}{A} - \frac{6 \cdot e_B}{B} \right)$$

b) Quando, $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} > \frac{1}{6}$

Nesse caso, tem-se a situação indesejada de que o solo estará submetido a tensões de tração, devendo-se evitar tal situação (**Figura 17**).

Figura 17 - Tensões na sapata para $\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} > \frac{1}{6}$.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 38.

Para auxiliar no cálculo das tensões, usa-se o ábaco de MONTROYA (1973), como mostrado na **Figura 18**, e com isso encontram-se as tensões.

$$\sigma_{\text{máx}} = \sigma_1 = \frac{N}{K_1 \cdot A \cdot B}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \sigma_4 = K_4 \cdot \sigma_1, \text{ (Não considerado)}$$

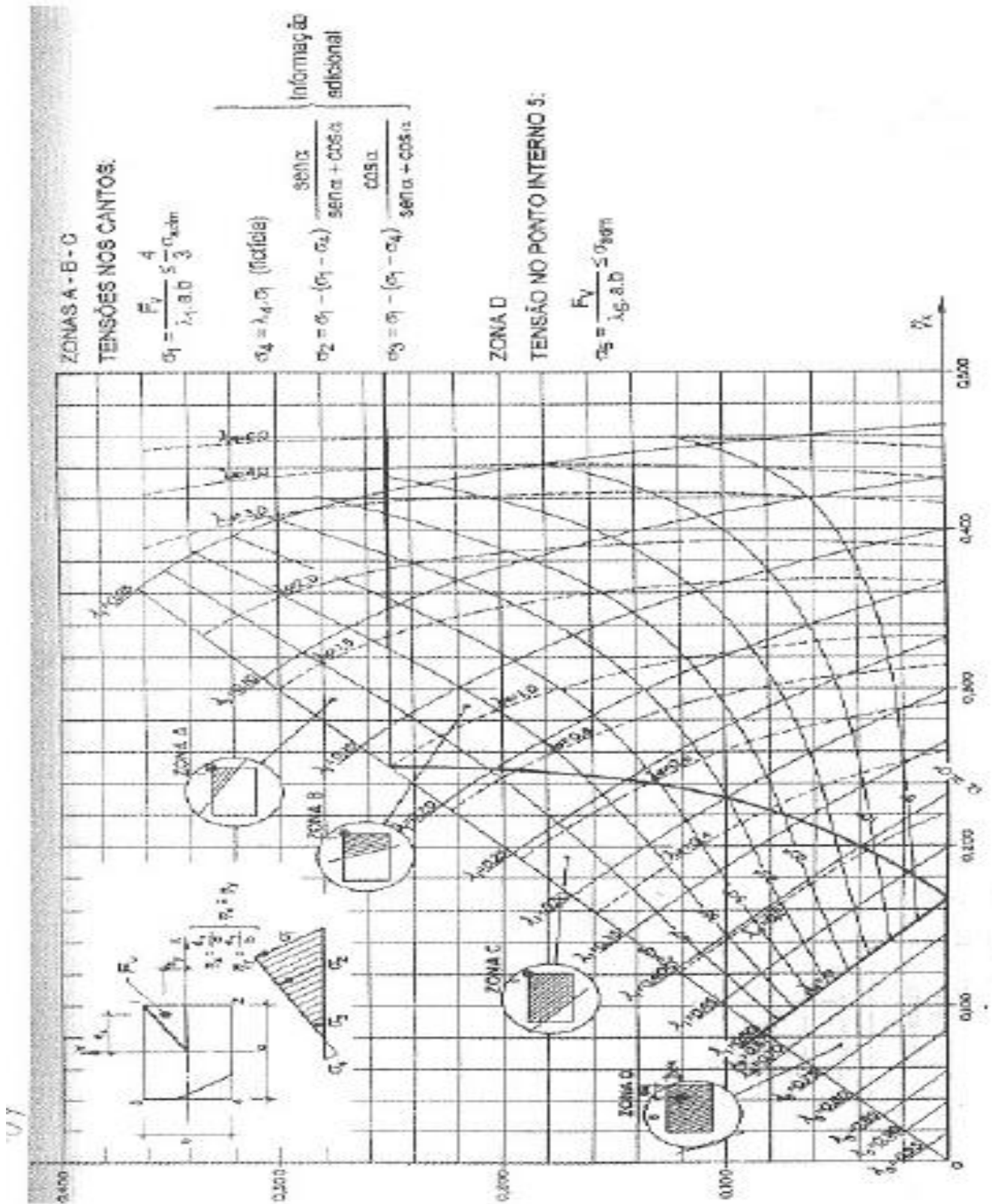
$$\sigma_{\text{mín}} = \sigma_4 < 0$$

K_1 e K_4 , são coeficientes determinados no ábaco como mostra a **Figura 18**.

Em qualquer que seja o ponto na direção x e y a tensão é dada por:

$$\sigma_{\text{mín}} = \sigma_4 + (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{\frac{x}{A} + \frac{y}{B} \left[\frac{B}{A} \text{tg}\alpha \right]}{1 + \frac{B}{A} \text{tg}\alpha}$$

Figura 18 - Ábaco para determinação das tensões máximas nas sapatas retangulares rígidas para ação com dupla excentricidade (Montoya, 1973).



Fonte: BASTOS, 2012, p. 39.

De acordo com BASTOS (2012) Para garantir que a sapata não venha a tombar (girar), na condição mais desfavorável, pelo menos a metade da base da sapata deve está comprimida, essa condição é satisfeita quando:

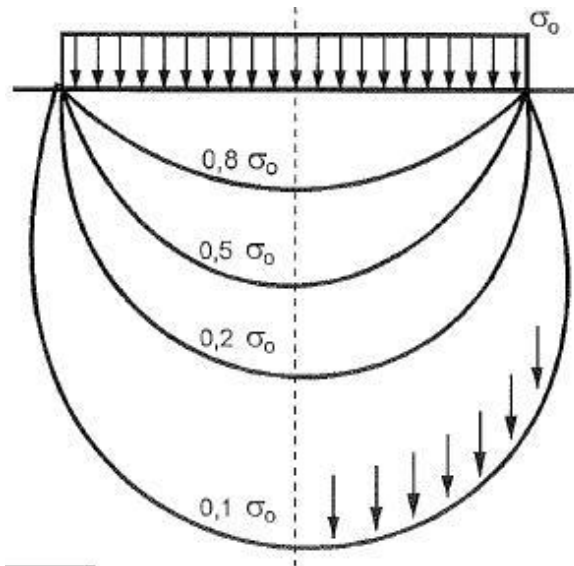
$$\left(\frac{e_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_B}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{9}$$

6 RECALQUES

As teorias relacionadas com as tensões no solo, são de que o solo, hipoteticamente, é um meio elástico, porém isso diverge bastante da realidade, tendo em vista que cada tipo de solo possui uma grande variação no módulo de elasticidade bem como possui compressibilidades diferentes. E também o estado de confinamento do solo cresce com a profundidade mesmo em materiais homogêneos, como é também considerado por hipótese o solo, um material isotrópico e homogêneo. Para solos arenosos o confinamento aumenta com a profundidade, porém de maneira geral em solos argilosos permanece constante com a profundidade.

Ao descarregar a carga da estrutura nas sapatas e estas ao solo, são geradas curvas de tensões chamadas *Isóbaras*, que são curvas de tensões com o mesmo valor, foi verificado que é somente necessário levar em consideração o bulbo correspondente a $0,1\sigma_0$, em que $0,1\sigma_0$ é a carga aplicada na sapata. Veja **Figura 19**.

Figura 19 - Bulbo de tensões.



Fonte: PINTO, 2006, p. 152.

Uma consequência das tensões aplicadas nas sapatas e que são transmitidas ao solo são os famosos, recalques. São deformações verticais que as sapatas sofrem ao serem submetidas ao carregamento da estrutura.

Os recalques podem se desenvolver de forma lenta ou rápida. Segundo SOUSA PINTO (2006) eles podem ser desenvolvidos logo após a construção e que são desenvolvidos de maneira lenta após a aplicação das cargas. Solos arenosos ou argilosos não saturados possuem uma tendência maior a sofrerem recalques mais rápidos; em contrapartida em solos argilosos saturados os recalques são bastante lentos, pois como o índice de vazios desse tipo de solo é bem pequeno a saída da água é dificultada.

➤ Os recalques podem ser classificados como:

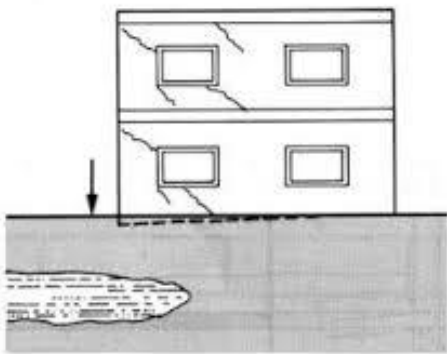
- **Recalques absolutos:** é a deformação vertical da fundação, ou de ponto no conjunto de pontos que representa a quantidade de sapatas.
- **Recalques diferenciais:** é a diferença entre os recalques absolutos, ou seja, entre dois pontos na fundação
- **Recalques distorcionais:** Ou distorção angular, é a relação entre o recalque absoluto e a distância entre esses dois pontos.

Esses três tipos de recalques são bem prejudiciais à estrutura, pois podem acarretar em danos estéticos, funcionais e estruturais. O que se deve ter mais cuidado é com relação ao recalque distorcional, pois se ultrapassar um valor acima do tolerável podem provocar danos enormes à estrutura, pois a estrutura tenderá a girar.

O recalque absoluto pode provocar danos funcionais na estrutura, pois como a fundação deformará verticalmente, as tubulações de hidráulica e esgotos podem mudar de cota, fazendo com que haja danos ou um provável rompimento. Geralmente o recalque admissível de uma fundação é de 25 mm por cada elemento de sapata.

A **Figuras 20**, ilustra o caso de um recalque numa edificação e a **Figura 21** mostra um dos casos mais famosos de recalque no mundo é que o da Torre de Pisa na Itália, ilustram os recalques. As **Figuras 22 e 23** demonstram as consequências dos recalques.

Figura 20 - Recalque em edificação.



Fonte: Retirada do google imagens

Figura 21 – Recalque Torre de Pisa.



Fonte: Retirada do google imagens

Figura 22 - Trincas em edifício.



Fonte: Retirada do google imagens

Figura 23 – Rachaduras em edifício.



Fonte: Retirada do google imagens

➤ Existem três métodos para prever os recalques, são eles:

- **métodos racionais;**
- **semi-empíricos**
- **empíricos**

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou in situ (ensaio pressiométrico e de placa), são combinados a modelos de para previsão de recalques teoricamente exatos.

Os métodos semiempíricos são os mais utilizados, pois usando correlações de parâmetros de deformabilidade obtidos “ in situ”, como ensaios de penetração SPT que é o mais, largamente, empregado no país é possível prever o recalque da fundação.

Entre os métodos mais conhecidos, podemos destacar:

- **Terzaghi e Peck;**
- **Meyerhof;**
- **Barata;**
- **Schmertmann;**
- **Burland e Burbdge.**

Para maiores detalhes sobre os métodos, consultar as literaturas de mecânicas dos solos ou geotécnica.

Os métodos empíricos são baseados em tabelas. A NBR-6122, fornece uma tabela, veja **Quadro 1**, com as tensões para diferentes tipos de solos, em que essas tensões estão associadas aos recalques admissíveis para aquele determinado nível de tensão. Podem ser usadas para análise de um pré dimensionamento de fundações ou para obras relativamente pequenas, em que não se torna economicamente viável a investigação do solo devido seu pequeno porte.

Quadro 1 – Pressões básicas (admissíveis) da NBR 6122:2010.

Classe	Descrição	MPa
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c
4	Solos Granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas Rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros(muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: ABNT, 2010, p. 9.

7 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

➤ Apresentação do Projeto

O projeto consiste em dimensionar as sapatas de um edifício que contém 6 pavimentos, contendo um apartamento por andar e será analisado de três formas distintas, conforme descrito na introdução. No presente trabalho, optou-se por analisar as sapatas centradas.

➤ Dados da Superestrutura

Adotou-se um f_{ck} de 40 MPa para o concreto e aço CA50 e CA60 para as armaduras de todos os elementos estruturais da superestrutura. Entretanto, como não é o foco deste trabalho, não será apresentado nenhum detalhamento dos elementos estruturais da superestrutura. A planta de locação dos pilares se encontra em anexo. Os pilares tem dimensões variadas. A **Quadro 2** mostra os dados adotados para o cálculo.

Quadro 2 – Dados para o dimensionamento.

BASE DE DADOS PARA O DIMENSIONAMENTO					
	bp (cm)	ap (cm)	Nk (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
P1	20	75	1320	10	30
P2	20	80	1400	15	40
P3	30	90	2150	28	36
P4	30	100	2350	23	34
P5	40	40	1600	50	21
P6	25	105	2500	15	54
P7	25	85	1550	26	56
P8	20	60	1305	27	15
P9	20	75	1740	32	12
bp (cm)	Menor dimensão do pilar				
ap (cm)	Maior dimensão do pilar				

Fonte: Elaborada no excell pelo autor.

➤ Dados do solo

Antes de proceder o dimensionamento estrutural das sapatas, é indispensável a sondagem do solo onde o qual irá se apoiar a estrutura. Existem muitos ensaios e

procedimentos de laboratório para se determinar os parâmetros do solo; no entanto no nosso País o mais utilizado é o SPT (Standard Penetration Test). Através dele obtém-se o perfil estratigráfico do terreno e avaliam-se as camadas ao longo da profundidade à medida que se processa o ensaio, assim determina-se o nível de água do sub-solo.

Com o relatório do SPT, é possível fazer uma estimativa da profundidade de assentamento da sapata, bem como a camada de solo no qual irá se apoiar. Em um projeto de fundações é comum que as sapatas fiquem assentadas no mesmo nível, e a profundidade de assentamento tende a ser menor possível, tendo em vista se evitar grandes escavações; porém isso depende muito do tipo de solo ali encontrado, do nível de carga que chegará a infraestrutura, etc. Geralmente a profundidade das sapatas fica em torno de 1,0 a 1,5 m. Sempre que possível o nível de assentamento da sapata deve estar acima do nível de água, com o intuito de evitar rebaixamento do lençol freático.

Avaliando-se o perfil do terreno, que está nos anexos, verifica-se que após o melhoramento do solo o SPT aumentou, significativamente, nas primeiras camadas de solo, logo adotou-se a profundidade de assentamento das sapatas à 1,00 m.

➤ **Dados dos materiais empregados**

Adotou-se um f_{ck} de 40 MPa para o concreto e aço CA50 para as armaduras de todas as sapatas.

➤ **Ação do vento**

Foi considerada a ação do vento, com isso as sapatas estão submetidas aos efeitos de resultante dos momentos de 2º Ordem. Não se aprofunda este assunto. Apenas será levado em consideração os momentos que chegaram nas sapatas em decorrência da ação do vento.

➤ **Combinações**

Todas as combinações foram efetuadas no Estado Limite Último (ELU), conforme prescreve a NBR 8681/2003.

8 DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS PARA ANÁLISE DAS SAPATAS

8.1 Método do CEB (Cômite Europeu de Betão) – 70

8.1.1 Introdução

Como foi visto, segundo a NBR 6118/2014, a sapata possui um comportamento rígido ou flexível, quando satisfaz as seguintes inequações:

$$\begin{aligned} \text{se, } h &\leq \frac{(A - a_p)}{3} && \Rightarrow \text{ Sapata Flexível} \\ \text{se, } h &> \frac{(A - a_p)}{3} && \Rightarrow \text{ Sapata Rígida} \end{aligned}$$

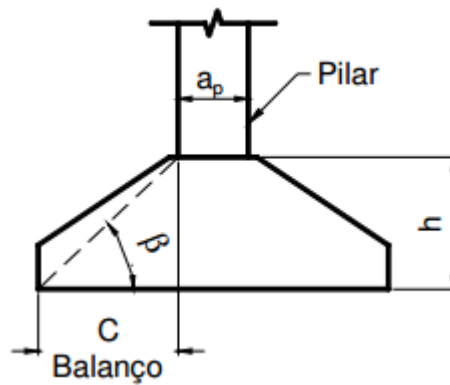
Contudo, pelo CEB-70, a verificação se a sapata é flexível ou rígida, é regida pela expressão:

$$0,5 \leq \text{tg}\beta \leq 1,5, \text{ ou seja, } 26,60^\circ \leq \beta \leq 56,30^\circ \rightarrow \text{ Sapata rígida}$$

Em que,

$$\text{tg}\beta = \frac{h}{c}$$

A **Figura 24**, ilustra as variáveis que são necessárias para verificação da sapata, segundo o comportamento estrutural, rígida ou flexível. Neste trabalho, serão abordadas as sapatas rígidas.

Figura 24 - Ângulo β e balanço c.

Fonte: BASTOS, 2012, p. 5.

Tem-se ainda, que:

$$\begin{cases} \operatorname{tg}\beta < 0,5 \Rightarrow \text{Sapata flexível;} \\ \operatorname{tg}\beta > 1,5 \Rightarrow \text{Bloco de fundação} \end{cases}$$

No bloco de fundação a armadura de flexão é dispensada, pois o próprio concreto resiste aos esforços de tração.

8.1.2 Dimensionamento Geométrico – Rotina de cálculo

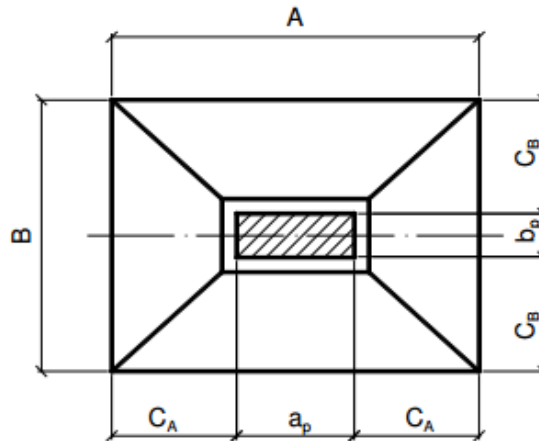
Inicialmente, de posse dos dados da carga que chegam na sapata e da tensão admissível do solo, determina-se a área da base sapata, conforme a expressão abaixo:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,1N}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Em que, 1,1 é um fator de majoração de 10%, estimando o peso próprio da sapata e a massa de solo sobre ela.

Em seguida, encontrarem-se as dimensões da sapata. Para isso faz-se com que os dois balanços das sapatas na direção da largura e comprimento, sejam iguais, pois com isso as tensões de tração desenvolvidas em ambas as direções serão iguais. A **Figura 25** ilustra os balanços (C_A e C_B) e as dimensões geométricas da sapata.

Figura 25 - Notação para a sapata isolada.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 4.

Portanto, tem-se,

$$A = 2C_A + a_p$$

$$B = 2C_B + b_p$$

Como, $C_A = C_B$, então,

$$A - B = a_p - b_p \quad \Rightarrow A_{sx} \approx A_{sy}$$

Se os balanços são iguais, recomenda-se que, $\frac{A}{B} \leq 2,5$

Desenvolvendo,

$$S_{sap} = A \cdot B \Rightarrow A = \frac{S_{sap}}{B}$$

$$\frac{S_{sap}}{B} - B = a_p - b_p$$

Multiplicando por B,

$$S_{sap} - B^2 = (a_p - b_p)B$$

Resolvendo a equação do 2º Grau, teremos como solução, a seguinte expressão:

$$B = \frac{1}{2}(b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + S_{sap}}$$

Com isso, determina-se a largura da sapata e através da expressão $A = a_p - b_p + B$, determina-se o comprimento da sapata

Recomendação: As dimensões da sapata A e B, devem ser múltiplos de 5 cm, pois facilita a execução. Para edificações de pequeno porte, com dois pavimentos, a menor dimensão que pode ser adotado é 60,0 cm; para edifícios a menor dimensão recomendada é 80,0 cm.

Prosseguindo com o desenvolvimento do método proposto pelo CEB-70, temos que ele só pode ser aplicado, se e somente, se:

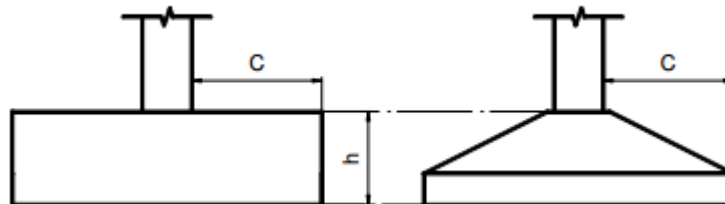
$$\frac{h}{2} \leq C \leq 2h$$

Se,

$$C < \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Bloco de fundação}$$

A **Figura 26** mostra o balanço C da sapata isolada.

Figura 26 - Balanço c na sapata isolada.

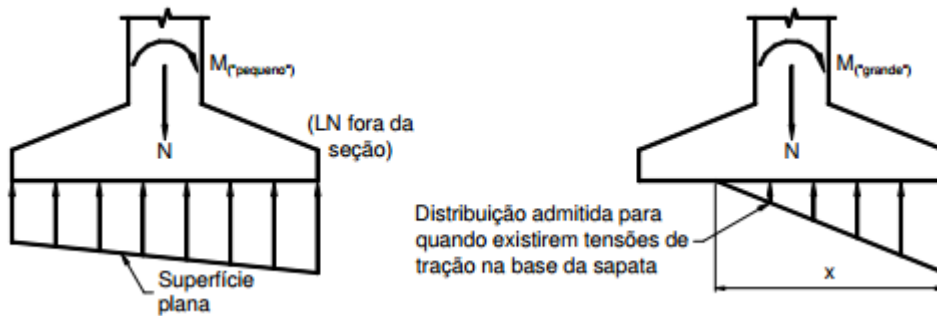


Fonte: BASTOS, 2012, p. 9.

A distribuição de tensões no solo depende de alguns fatores: como o nível de cargas, rigidez relativa fundação–solo e propriedades do solo. Como convencionou-se que o solo possui um comportamento elástico, as reações sobre a superfície de apoio das sapatas se darão de formas distintas. Isso dependerá do grau de intensidade dos momentos que surgirão nas sapatas, provenientes da ação do vento e dos efeitos de segunda ordem. Se a carga for centrada e os momentos forem pequenos, eles são desprezíveis e a reação do solo se dará quase que de maneira uniforme; porém se forem grandes, consideráveis, podem surgir na base da sapata, tensões de tração, o que é indesejado no dimensionamento das sapatas. (**Figura 27**). Para fugir dessa situação, é conveniente que se aumente as dimensões da sapata, até tal

ponto que a carga fique dentro do terço médio da dimensão da sapata. Para isso quando se encontra as dimensões da sapata, como visto a cima, faz-se a verificação se na base surgirão tensões de tração ou não. Mais adiante será descrito esse procedimento.

Figura 27 - Reação do solo na base da sapata.



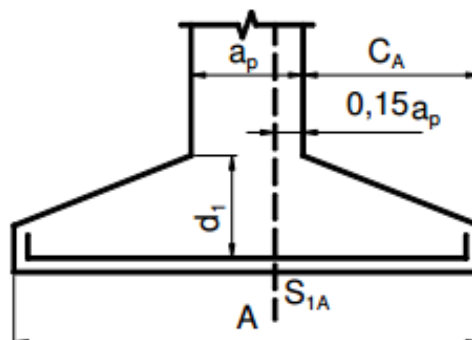
Fonte: BASTOS, 2012, p. 9.

8.1.3 Dimensionamento da Armadura Inferior

Os momentos fletores são analisados nas duas direções da sapata, tomando-se como base uma seção de referência para cada direção, que é distante 0,15 vezes a dimensão do pilar ortogonal à seção de referência, conforme mostrado na **Figura 28**.

$$d_1 = d \leq 1,5C_A$$

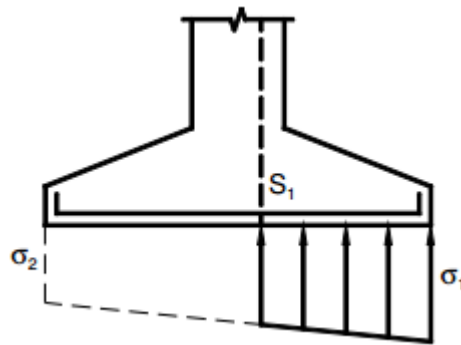
Figura 28 - Seção de referência S_{1A} .



Fonte: BASTOS, 2012, p. 9.

Isolando a seção de referência, o momento fletor é calculado levando em consideração o diagrama de tensões entre a Seção S_{1A} até a extremidade da sapata, como mostra a **Figura 29**.

Figura 29 - Diagrama para cálculo do momento fletor na seção de referência S_1 .



Fonte: BASTOS, 2012, p. 10.

A relação entre os momentos fletores, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_1}{M_2} \geq \frac{1}{5}$$

Onde:

M_1 : momento fletor menor

M_2 : momento fletor maior

8.1.4 Momentos fletores em sapatas isoladas com carga centrada

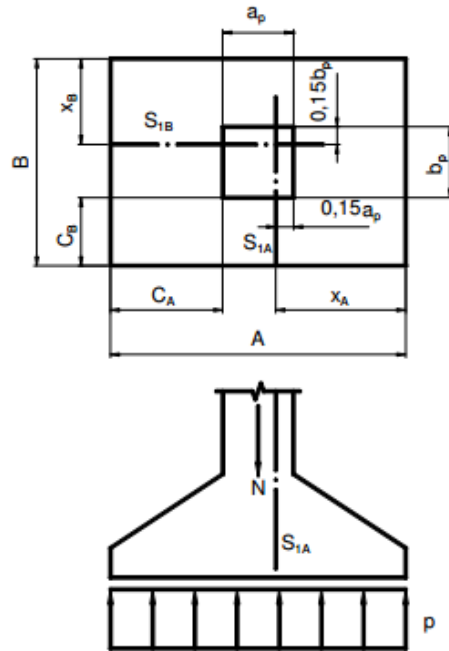
Levando-se em consideração que neste trabalho serão abordados os casos em que as sapatas estão submetidas a cargas centrada.

A expressão abaixo indica que os balanços nas duas direções são iguais portanto obedecendo a relação $\frac{A}{B} < 2,5$, logo com isso, tem-se que:

$$C_A = \frac{A - a_p}{2} = C_B = \frac{B - b_p}{2}$$

Veja **Figura 30**.

Figura 30 - Notações e seção de referência S_1 .



Fonte: BASTOS, 2012, p. 10.

As distâncias X_A e X_B são:

$$X_A = C_A + 0,15a_p$$

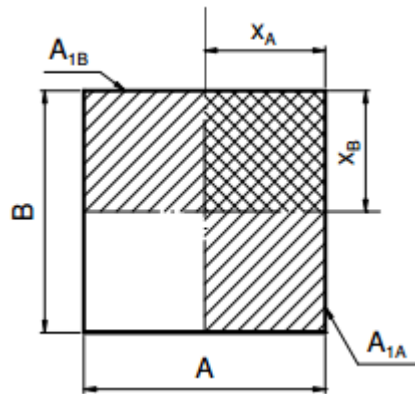
$$X_B = C_B + 0,15b_p$$

As áreas de referência nas duas direções, (**Figura 31**):

$$A_{1A} = X_A \cdot B$$

$$A_{1B} = X_B \cdot A$$

Figura 31 - Áreas de referência.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 11.

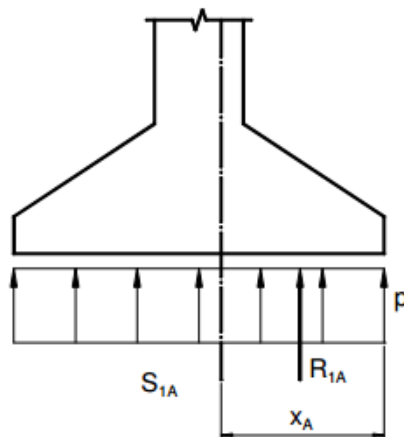
As resultantes da tensão no solo sobre a sapata, são:

$$R_{1A} = p \cdot X_A \cdot B$$

$$R_{1B} = p \cdot X_B \cdot A$$

Veja **Figura 32**.

Figura 32 - Resultante da pressão no solo.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 11.

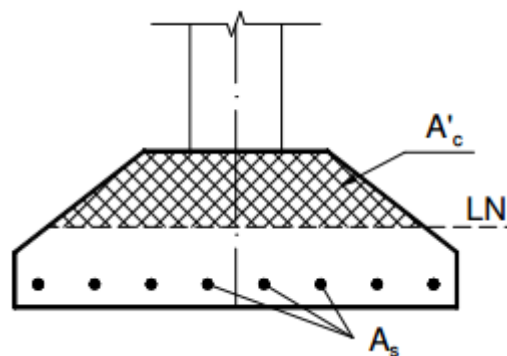
O momento fletor em cada direção é dado pelas seguintes expressões:

$$M_{1A} = R_{1A} \frac{X_A}{2} \Rightarrow M_{1A} = p \cdot B \cdot \frac{X_A^2}{2}$$

$$M_{1B} = R_{1B} \frac{X_B}{2} \Rightarrow M_{1B} = p \cdot A \cdot \frac{X_B^2}{2}$$

Para o cálculo da armadura de flexão, tem-se que, apesar da seção de concreto comprimida na sapata tenha um formato trapezoidal, para efeito de calculo será aproximado considerando-se como uma seção retangular, como mostra a **Figura 33**.

Figura 33 - Área de concreto comprimida pela flexão (A'_c).



Fonte: BASTOS, 2012, p. 12.

Com isso, tem-se que a equação para se achar a armadura para combater a flexão, será:

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d_1 \cdot f_{yd}}$$

A armadura de flexão deve se estender aos pontos extremos da sapata e terminar com gancho. Não esquecendo é claro do cobrimento lateral.

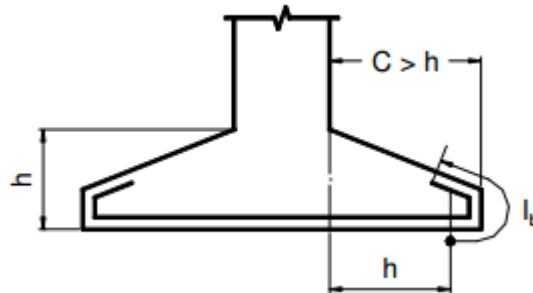
8.1.5 Ancoragem da armadura de flexão

Quando se trata de ancoragem nas sapatas, deve-se analisar dois casos:

➤ 1° Caso

Se o balanço C for maior que a altura h da sapata, a ancoragem da armadura deve partir da seção distante h da face do pilar, e deve seguir até às extremidades da sapata. Como mostra a **Figura 34**. l_b é o comprimento da ancoragem, que é considerado sem gancho.

Figura 34 - Ancoragem da armadura quando $c > h$.

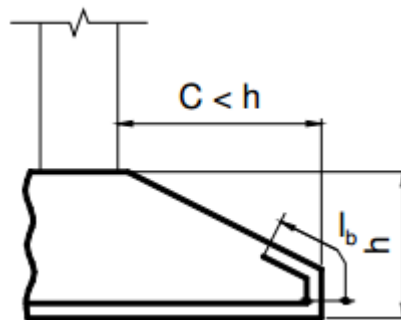


Fonte: BASTOS, 2012, p. 13.

➤ 2º Caso

Se o balanço C , for menor que a altura h da sapata, a armadura deve ser totalmente ancorada na extremidade da sapata, sendo que o comprimento da ancoragem será medido partindo da extremidade retilínea da barra, na borda da sapata. Como indica a **Figura 35**.

Figura 35 - Ancoragem da armadura quando $c < h$.

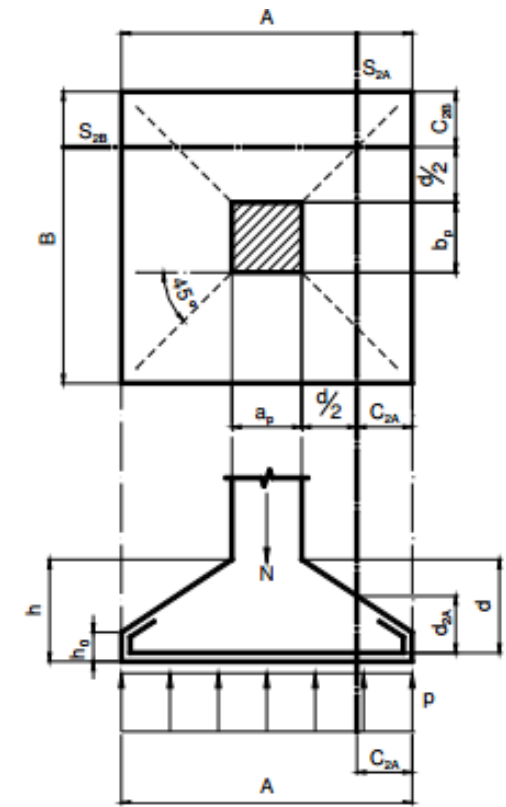


Fonte: BASTOS, 2012, p. 14.

8.1.6 Força cortante e suas verificações no estado limite

Análogo ao dimensionamento da armadura de flexão, para o estudo do esforço cortante também será analisada uma seção de referencia S_2 , nas duas direções da sapata, e é normal à base de apoio da sapata e distante $d/2$ da face do pilar em cada direção, como mostra a **Figura 36**.

Figura 36 - Seções de referência S_{2A} e S_{2B} relativas as duas direções da sapata.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 14.

Para o esforço cortante paralela ao menor lado da sapata S_{2A} , tomando como base a seção de referência, temos que:

$$V_A = p \cdot B \cdot C_{2A}$$

Em que:

$$p = \frac{N}{A \cdot B} \quad \text{e} \quad C_{2A} = \frac{A - a_p - d_{2a}}{2}$$

Da mesma forma,

$$V_B = p \cdot A \cdot C_{2B}$$

E,

$$C_{2B} = \frac{B - b_p - d_{2B}}{2}$$

Onde,

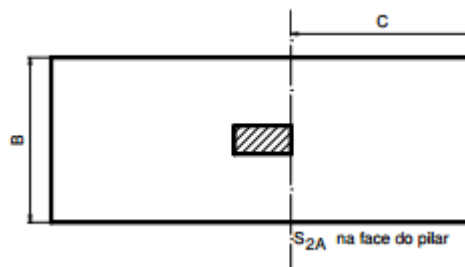
$$d_{2A} = d \left[1 - \frac{h - h_0}{A - a_p} \right] \leq 1,5 \cdot C_{2A}$$

$$d_{2B} = d \left[1 - \frac{h - h_0}{B - b_p} \right] \leq 1,5 \cdot C_{2B}$$

Conclui-se, que $d_{2A} = d_{2B}$.

No caso em que se tiver, sapata muito alongada, em que $C > 1,5B$, a seção S_2 é considerado na face do pilar, como mostrado na **Figura 37**.

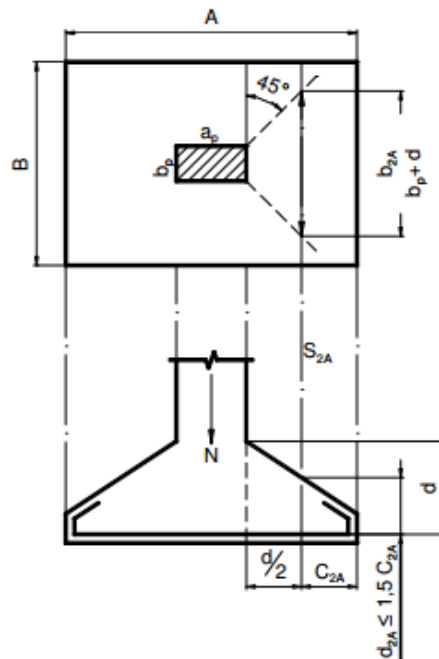
Figura 37 - Seção de referência S_2 em sapata alongada ($c > 1,5B$).



Fonte: BASTOS, 2012, p. 15.

A largura b_{2A} da seção de referencia S_{2A} e que será utilizada na equação do esforços cortantes limites, é mostrado na **Figura 38**.

Figura 38 - Dimensão b_{2A} da seção de referência S_{2A} .



Fonte: BASTOS, 2012, p. 15.

Em que,

$$b_{2A} = b_p + d$$

$$b_{2B} = a_p + d$$

As fórmulas das forças cortantes limites propostas pelo método do CEB-70, são bastante rigorosa (muito baixa); porém para sapatas rígidas, MACHADO (1988) sugere as seguintes fórmulas:

$$V_{d,lim} = 0,63 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_2 \cdot d_2$$

Em que,

$$\rho = \frac{A_s}{b_2 \cdot d_2} \leq 0,01$$

Onde:

$V_{d,lim}$ em kN;

γ_c é o coeficiente de minoração do concreto;

b_2 e d_2 em cm;

ρ é a taxa de armadura longitudinal da seção de referência S_2 ;

A_s é a armadura longitudinal disposta na largura b_2 da seção S_2 .

Portanto,

Se $V_d \leq V_{d,lim}$, a colocação da armadura transversal é dispensável, isso é bastante bem vindo, tendo em vista que a execução desse tipo de ferragem é um pouco complicado, logo, tenta-se fugir dessa situação em que se utilize essa armação. Caso a condição não seja satisfeita, ou seja, a força cortante de cálculo for maior do que a força limite, para fugir da armadura transversal, deve-se aumentar a altura da sapata. Uma possibilidade para resolver este problema e encontrar uma nova altura útil para a sapata é usar a seguinte expressão:

$$d_{novo} = d \sqrt{\frac{V_d}{V_{d,lim}}}$$

Como citado no início deste trabalho, como será abordado somente sapatas com comportamento rígido, logo a sapata está inteiramente dentro do cone de punção, logo sua verificação, segundo a norma é desprezível. Portanto não trataremos este assunto.

8.1.7 Verificação da tensão resistente à compressão diagonal do concreto na superfície crítica.

Para se verificar se haverá esmagamento do concreto faz-se um comparativo entre a tensão de cisalhamento solicitante e a tensão de cisalhamento resistente.

Como os pilares estarão submetidos aos momentos fletores, a tensão de cisalhamento solicitante será dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d}$$

onde:

K = coeficiente que representa a parcela do momento fletor M_{sd} que é transmitida ao pilar por cisalhamento, dependente da relação C_1/C_2 . Ver **Quadro 3**;

C₁ = dimensão do pilar paralela à excentricidade da força, como mostrado na **Figura 39**;

C₂ = dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.

Quadro 3 – Valores de K em função de C_1 e C_2 .

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: BASTOS, 2012, p. 18.

Observação:

- É permitido fazer interpolação dos dados;
- Se $C_1/C_2 > 3,0$, logo $K = 0,8$.

W_p = módulo de resistência plástica do contorno C' . Pode ser calculado desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico por:

$$W_p = \int_0^u |e| dl$$

dl = comprimento infinitesimal no perímetro crítico u ;

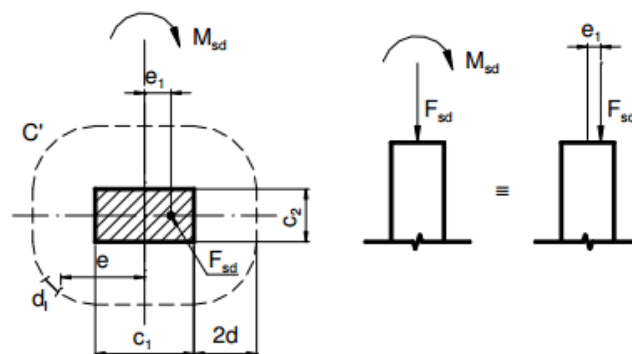
e = distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{sd} .

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 \quad \Rightarrow \quad \text{Pilar Retangular}$$

$$W_p = 4r^2 + 16rd + 16 \quad \Rightarrow \quad \text{Pilar Circular, } r = \text{raio}$$

Veja **Figura 39**.

Figura 39 - Sapata submetida à força normal e momento fletor.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 19.

A tensão de cisalhamento resistente é comparada com a tensão solitante de cálculo. A verificação é feita da seguinte maneira:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Como a sapata é rígida, a verificação à punção é dispensada, no entanto a norma NBR-6118/2014 no Item 19.5.3.1 pede que se faça a verificação, se haverá esmagamento das bielas de compressão do concreto, que é verificada, usando a mesma inequação da verificação à punção.

Portanto, tem-se que a tensão de cisalhamento resistente, é dada por:

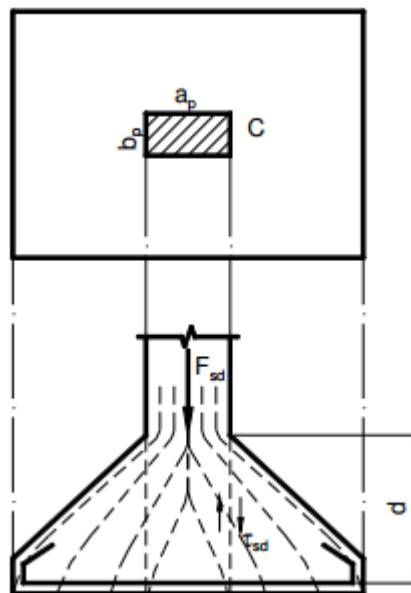
$$\tau_{Rd2} \leq 0,27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd}$$

em que:

$$\alpha_V = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

Esta verificação é realizada na chamada *Superfície crítica C*, que corresponde ao contorno do pilar ou da carga concentrada. Neste caso, faz-se a verificação da tensão de compressão diagonal do concreto. Veja **Figura 40**.

Figura 40 - Tensão de cisalhamento na sapata.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 20.

$u_0 = 2(a_p + b_p)$, perímetro do contorno crítico C

$u_0 \cdot d$ = Área da superfície crítica C

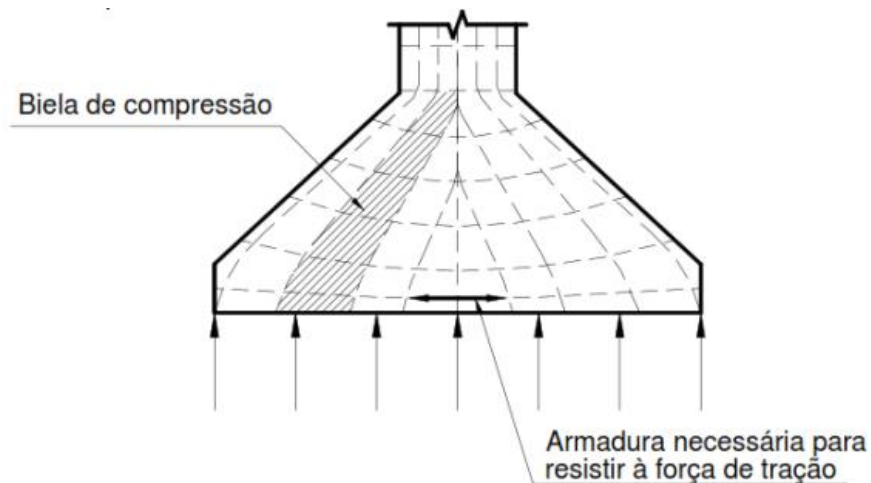
d = Altura útil ao longo do contorno crítico C

9 MÉTODO DAS BIELAS

O método das bielas foi desenvolvido após vários ensaios em laboratório realizados por Lebellet (1936), e se aplica às sapatas rígidas, corridas ou isoladas.

O método das bielas consiste em calcular um elemento estrutural rígido. A carga é transferida do pilar para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimidas, que induzem tensões de tração na base da sapata (**Figura 41**), que devem ser resistidas por armadura.

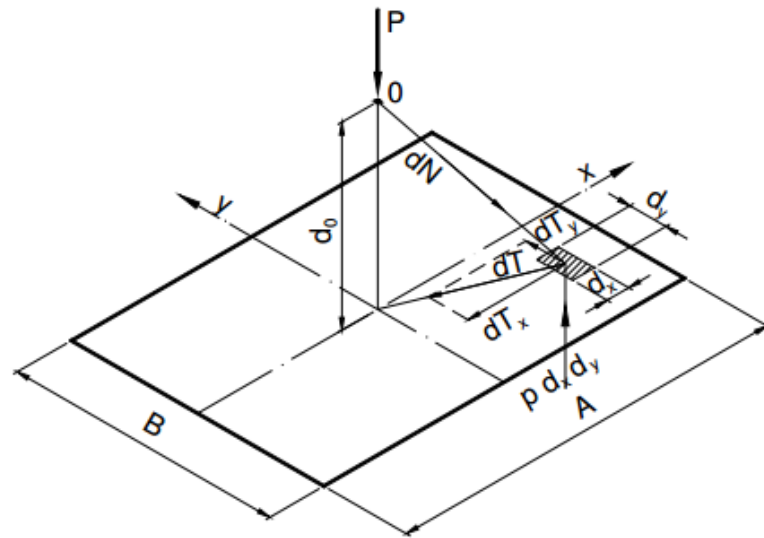
Figura 41 - Caminhamento da carga do pilar em direção à base da sapata.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 30.

A **Figura 42** indica o esquema das forças que são ativadas na sapata, de acordo com o método das bielas, quando submetida ao esforço vindo da superestrutura.

Figura 42 - Esquema de forças segundo o método das bielas.



Fonte: BASTOS, 2012, p. 30

Através de arranjos matemáticos, usando derivadas e integrais, chega-se aos esforços máximos de tração desenvolvidas na base da sapata nas duas direções da sapata, que são dadas pelas seguintes expressões:

$$T_x = \frac{P(A - a_p)}{8d}$$

$$T_y = \frac{P(B - b_p)}{8d}$$

As armaduras para combater esses esforços são dadas por:

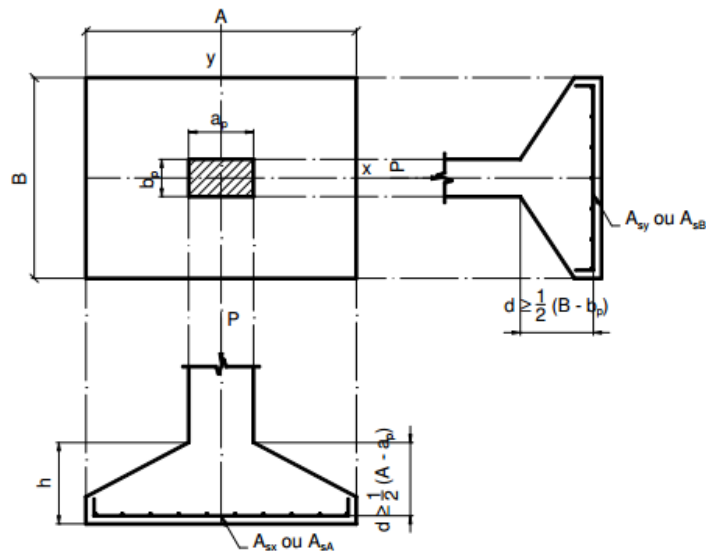
$$A_{sx} = A_{sA} = \frac{1,61T_x}{f_{yd}}$$

$$A_{sy} = A_{sB} = \frac{1,61T_y}{f_{yd}}$$

O valor dos esforços são majorados em 1,61, pois feito o produto de 1,4, que é o valor resultante da combinação no ELU, com 1,15, que é o valor estimado do peso de solo sobre a sapata.

A **Figura 43** indica as armaduras de flexão ao longo do comprimento e largura da sapata, conforme o método das bielas.

Figura 43 - Armaduras de flexão da sapata.

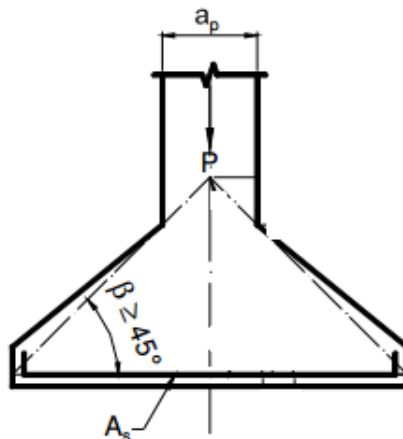


Fonte: BASTOS (2012. p 32)

Vale ressaltar que, como pode-se observar na **Figura 43**, tem-se que efetuar uma verificação na direção x e y da sapata para obtenção do valor da altura útil.

Todas as hipóteses e formulações de cálculo adotadas no método das bielas, supõe que o ângulo formado do tronco da pirâmide é $\beta \geq 45^\circ$ para as sapatas rígidas, como a mostra a **Figura 44**. Logo, satisfazendo essa condição, não ocorrerá esmagamento da diagonal comprimida, ou seja, sua verificação é dispensável.

Figura 44 - Mostra a inclinação mínima aceitável pelo método.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

10 DESCRIÇÃO DOS FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO SOFTWARE

O software Eberick efetua o cálculo de sapatas de concreto armado de dois tipos:

- Sapatas de altura constante;
- Sapatas de altura variável ou em tronco de pirâmide.

1.0 Em planta são classificadas como:

- Quadradas;
- Retangulares centradas;
- Retangulares excêntricas.

2.0 As ações transmitidas a sapata podem ser:

- N: Axial (Esforço Normal);
- Mx: Momento x (Momento fletor em torno de Y);
- My: Momento y (Momento fletor em torno de X);
- Qx: Esforço transverso x (Esforço cortante na direção X);
- Qy: Esforço transverso y (Esforço cortante na direção Y).

3.0 As ações consideradas podem ser:

- Permanente;
- Sobrecarga;
- Vento.

4.0 Os estados verificados são:

- Tensões sobre o terreno;
- Equilíbrio da sapata;
- Concreto (flexão e esforço cortante).

As análises consistem em verificar os aspectos normativos da geometria e armadura da sapata.

11 ANÁLISE DE CASO PELO SOFTWARE EBERICK V9

Lançado e processado a superestrutura com todas as cargas de projeto e as devidas verificações, faz-se o processamento das sapatas. A **Figura 45** mostra as configurações adotadas.

Figura 45 - Opção para configuração do Fck dos elementos estruturais.

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Asfalto

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-40	3 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	3 cm	2.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-40	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-40	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-40	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-40	3 cm		Bitolas...
Muros	C-40	3 cm		Bitolas...
Radier	C-40	3 cm		Bitolas...

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente

Fonte: Retirada do Software Eberick V9

O Fck para todos os elementos estruturais foram de 40 MPa.

A **Figura 46** mostra as configurações das sapatas e os parâmetros do solo. Segundo o relatório de sondagens, que se encontra no Anexo II, pôde-se observar que o solo é predominantemente arenoso, logo utilizando a correlação de GODOY(1983), tem-se que o ângulo de atrito interno para o bulbo de tensão relacionado é de 37°.

Figura 46 - Opção para configuração da sapata e dos parâmetros do solo.

Dimensionamento [Sapatas]

Pilares Vigas Lajes **Sapatas** Blocos Muros

Dimensões

Altura da sapata constante se $h1 < que$ 0.25 m

Dimensões múltiplas de 5 cm

Agrupar com diferença de lados $< que$ 0.05 m

Lado maior inferior a 3 m

Influência do fator de forma 1

Solo

Tipo do solo arenoso

Pressão admissível 495 kN/m² ...

Coesão 10 kN/m² ...

Peso específico 17 kN/m³ ...

Ângulo de atrito 37 ...

Redutor do atrito 0.67

Valores mínimos

Altura maior (h1) 0.25 m

Altura menor (h0) 0.2 m

Balanço mínimo 0.2 m

Altura útil maior que a espera do pilar

Majoração de pressão para cargas excêntricas

Momento mínimo para considerar flexão 0.5 kN.m

Armadura... Coeficientes...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Retirada do Software Eberick V9

A **Figura 47**, ilustra as configurações adotadas nos pilares, perante sua associação com a sapata.

Figura 47 - Opção para configuração dos pilares.

Detalhamento [Pilares]

Pilares Vigas Lajes Sapatas Blocos Muros

Fundações

- Colocar estribos dentro da fundação
- Ancoragem com gancho 90 nas barras longitudinais
- Comprimento da ancoragem reta: 70 cm
- Altura do pilar da fundação: Variável

Pranchas

Alinhamento horizontal dos elementos

- Alinhar pelo topo
- Alinhar pelo nível de referência
- Considerar elevação

Escalas

- Escala seção: 1:20
- Escala corte: 1:25
- Permitir ajuste automático da escala do corte
- Escala barras em corte: 1.50 x

Comprimento das esperas:

- Calculado
- Definido pelo usuario

Pilares por folha: 2

Representação das barras em corte:

- Barra que morre:
- Barra que passa:
- Barra que nasce:

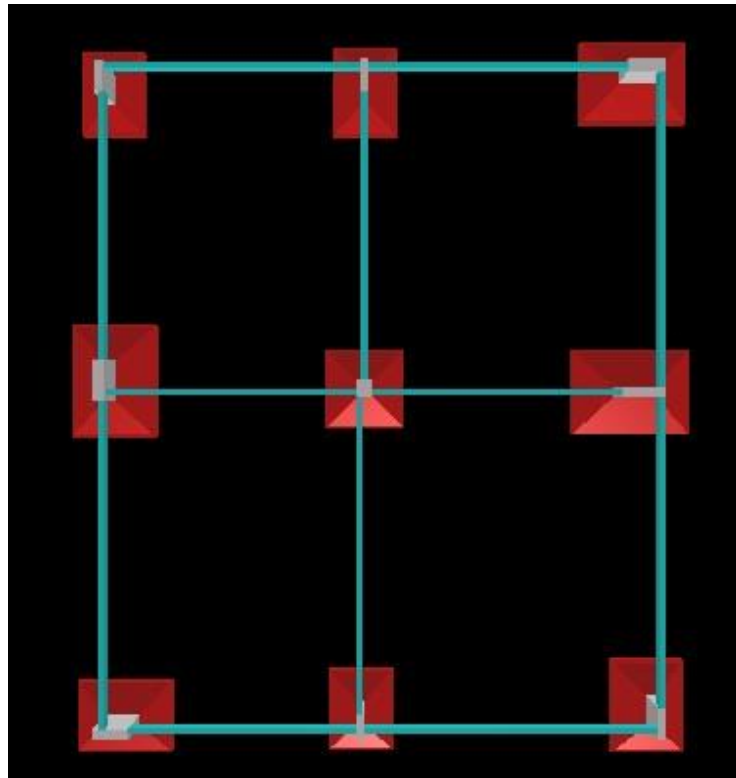
Estribos...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Retirada do Software Eberick V9

A **Figura 48** mostra a planta baixa com as sapatas. O detalhamento e os relatórios de cálculo estão no Anexo III e Apêndice III, respectivamente.

Figura 48 - Planta baixa com as sapatas.



Fonte: Retirada do Software Eberick V9

Depois de efetuada toda a análise da solução apresentada para cada sapata, as plantas são geradas em arquivo .dxf ou .dwg para posterior impressão.

12 ANÁLISE DE CASO PELOS MÉTODOS PROPOSTOS

12.1 Análise de caso pelo método do CEB-70

Para o dimensionamento estrutural pelo método do CEB-70, foi desenvolvido rotinas de cálculo no programa EXCEL, com o intuito dar agilidade nos cálculos.

Para cada sapata foi elaborado o seguinte roteiro:

- Dimensionamento geotécnico para obtenção da área da base da sapata;
- Definição dos lados da sapata pelo critério dos balanços iguais;
- Verificação se há tensões de tração na base da sapata;
- Verificar se a tensão aplicada é menor que a tensão admissível do solo;

- Cálculo do comprimento de ancoragem do arranque do pilar bem como ancoragem na sapata;
- Dimensionamento estrutural pelo método do CEB-70;
- Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície; crítica C da ligação sapata-pilar.

Na planilha foi criada uma interface detalhando as etapas que deveriam ser efetuadas ao longo do dimensionamento, como mostra a **Figura 49**.

Figura 49 - Interface das rotinas de cálculo.

DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS ISOLADAS

Eng. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra - CREA : 2287/D CE
 É com muito carinho que dedico essa planilha ao professor que merece todo respeito e admiração. Um verdadeiro profissional ético e digno de honrarias !!. MUITO OBRIGADO POR TUDO PROFESSOR LEIDIMAR !!!!!.

ETAPA 1: ENTRADA DE DADOS ETAPA 3: CISALHAMENTO ETAPA 5: ANCORAGEM
 ETAPA 2: FLEXÃO ETAPA 4: PUNÇÃO ETAPA 6: DETALHAMENTO

LEGENDA DAS CELULAS

	Tem alguma observação
	Indica se os dados de entrada estão corretos
	Faz a verificação se está tudo "OK !!"
	Valores de entrada / analise e digite
	Possui alguma observação
	Valores dado pelo programa

Todas as etapas devem ser analisadas rigorosamente, obedecendo a ordem, iniciando com a etapa 1 até a etapa 6. O método utilizado foi o CEB-70

As etapas 3, 4, 5 e 6, não precisarão de entrar com nenhum valor, somente analisar as verificações, caso alguma verificação não satisfaça, volte para etapa 2 ou a etapa 1

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

A planilha foi dividida em 6 (seis) etapas:

- **Etapa 1:** Entrada de dados (**Figura 50**).

Figura 50 - Dados de entrada da peça estrutural.

ETAPA 1: DADOS DE ENTRADA DA PEÇA ESTRUTURAL			
Menor dimensão do Pilar	b0 (cm)	20	CLICK PARA IR À ETAPA 2
Maior dimensão do Pilar	a0 (cm)	75	
Diâmetro da armadura do pilar	ϕ , pilar (mm)	25	
Carga axial no pilar	Nk (KN)	1320,0	
Tensão Admissível do solo	σ ,adm (Kpa)	495	
Resistência do concreto	Fck (MPa)	40	
Tensão de escoamento do Aço	Fyk (KN/cm ²)	50	
Coefficiente de minoração do concreto	γ_c	1,4	
Coefficiente de minoração do Aço	γ_s	1,15	
Coefficiente de majoração da carga	γ_f	1,40	
Cobrimento do fundo da sapata	Cobrimento (cm)	5,0	
Cobrimento lateral da sapata	C,nom (cm)	4,0	

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, entra-se com os dados iniciais necessários para o dimensionamento estrutural da sapata.

- **Etapa 2:** Armadura de flexão (**Figura 51**).

Figura 51 - Verificação da armadura de flexão.

ETAPA 2: ARMADURA DE FLEXÃO																			
B (cm)	150	Área da base (m ²)	3,08	CLICK PARA IR À ETAPA 3	CLICK PARA RETORNAR AOS DADOS DE ENTRADA														
A (cm)	205	σ ,apl (KN/m ²)	429,27																
ca = cb = c (cm)	65	cm	43,3																
Para a sapata ser rígida, segundo a NBR-6118	$h \geq (A-a0)/3 \geq$	43,3																	
Pelo CEB-70: $0,5 \leq h/c \leq 1,5$	$32,5 \leq h \leq$	97,5																	
h : Adote a altura (cm)	75,0																		
d: Altura Útil (cm)	70,0																		
Para aplicar o processo do CEB-70, deve-se verificar	$h/2 \leq c$ (cm)	65	$\leq 2h$																
P (KN/cm ²)	0,0463																		
xa (cm)	76,3																		
xb (cm)	68,0																		
CÁLCULO DOS MOMENTOS	M1A (KN.cm)	20189	(M1A/M1B) $\geq 20\%$	92,0%	Verificação	OK !!													
	M1B (KN.cm)	21944																	
Fyd (KN/mm ²)	43,48	cm ² /m	Bitola (mm)	Espaçam. (cm)	Quant.														
A,as (cm ²)	10,9	Na dimensão A	7,28	10,0	11	13													
A,sb (cm ²)	11,9	Na dimensão B	5,79	10,0	14	15													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Bitola (mm)</th> <th>A,sa (cm²/m)</th> <th>A,sb (cm²/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>7,28</td> <td>5,79</td> </tr> <tr> <th>Espaç. (cm)</th> <th>Espaç. (cm)</th> <td></td> </tr> <tr> <td>11</td> <td>14</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>								Bitola (mm)	A,sa (cm ² /m)	A,sb (cm ² /m)	10	7,28	5,79	Espaç. (cm)	Espaç. (cm)		11	14	
Bitola (mm)	A,sa (cm ² /m)	A,sb (cm ² /m)																	
10	7,28	5,79																	
Espaç. (cm)	Espaç. (cm)																		
11	14																		

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, calculam-se os valores das dimensões das sapatas, largura, comprimento e altura, bem como sua armadura.

- **Etapa 3:** Verificação ao cisalhamento (**Figura 52**).

Figura 52 - Verificação ao cisalhamento.

ETAPA 3: VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO				OBSERVAÇÃO	
P (KN/cm ²)	0,0463				
C2a (cm)	30				
C2b (cm)	30				
Va (KN)	208,4				
Vb (KN)	284,7				
Va,d (KN)	291,7	≤	VA,d,lim = 1103,4	Verificação	OK !!
Vb,d (KN)	398,6	≤	VB,d,lim = 1777,7	Verificação	OK !!
b2a (cm)	90,0				
b2b (cm)	145,0				
d2a (cm) =	43,1	≤	C2a (cm) = 45	Verificação	OK !!
d2b (cm) =	43,1	≤	C2b (cm) = 45	Verificação	OK !!

A força cortante limite sugerida pelo CEB-70 é rigorosa (muito baixa), por isso, para sapatas rígidas, Machado (1988) sugere o valor para sapatas isoladas rígidas

CLICK PARA IR À ETAPA 4

CLICK PARARETORNAR AOS DADOS DE ENTRADA

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, analisa-se a necessidade de colocar armadura transversal para combater as tensões cisalhantes, como pode-se observar na **Figura 52**. Não usada a fórmula do método CEB-70 para esta verificação, pois é muito conservadora; utiliza-se a fórmula proposta por MACHADO (1988).

- **Etapa 4:** Verificação da punção (**Figura 53**).

Figura 53 - Verificação da punção.

ETAPA 4 : VERIFICAÇÃO DA PUNÇÃO			
OBSERVAÇÃO			
Como a Sapata é rígida não é necessário verificar a punção. Entretanto, a NBR - 6118 recomenda verificar a tensão na diagonal de compressão (Item 19.5.3.1).			
Per. Pilar (cm)	190,0		
Fsd (KN)	1848		
Tsd (Mpa) =	1,39	≤	Trd,2 (Mpa) = 6,48
			Verificação
			OK !!
CONCLUSÃO			
Portanto, não irá ocorrer o esmagamento das bielas comprimidas			

CLICK PARA IR À ETAPA 5

CLICK PARARETORNAR AOS DADOS DE ENTRADA

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, verifica-se na superfície crítica, se ocorrerá o risco de esmagamento das bielas de compressão.

- **Etapa 5:** Verificação da ancoragem (Figura 54).

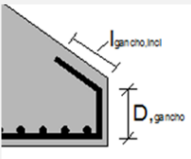
Figura 54 - Verificação da ancoragem do pilar e da sapata.

ETAPA 5: VERIFICAÇÃO DA ANCORAGEM DO PILAR E DA ARMADURA DA SAPATA												
BITOLAS	Fck (Kpa)	40	Anc. Horiz (cm)	Anc. (cm)	D _{ganch} (cm)	Valor (cm)	Adotado (cm)	Tot. Anc. (cm)	Verificação	Ancoragem		
φ _{pil} (mm)	25	lbφ _{pil} (cm)	70,0					67,5	OK !!	Boa Aderência s/ gancho		
φ _{sap} (mm),A	10	lbφ _{sap} (cm),A	56,0	-14	56,0	15	lgancho,A,incl ≥	55,0	55,0	56,0	OK !!	Boa Aderência s/ gancho
φ _{sap} (mm),B	10	lbφ _{sap} (cm),B	56,0	-14	56,0	15	lgancho,B,incl ≥	55,0	55,0	56,0	OK !!	Boa Aderência s/ gancho

TABELA DE ANCORAGEM				
Fck (Mpa)	BOA ADERÊNCIA		MÁ ADERÊNCIA	
	Sem Gancho	Com Gancho	Sem Gancho	Com Gancho
20	44φ	31φ	62φ	44φ
25	38φ	26φ	54φ	38φ
30	33φ	23φ	48φ	33φ
35	30φ	21φ	43φ	30φ
40	28φ	19φ	39φ	28φ
45	25φ	18φ	36φ	25φ
50	24φ	17φ	34φ	24φ

CLICK PARA IR À ETAPA 6

CLICK PARARETORNAR AOS DADOS DE ENTRADA



Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, averigua-se a ancoragem do pilar na sapata e da armadura da sapata. Para todos os casos foi considerada a ancoragem com boa aderência e sem gancho.

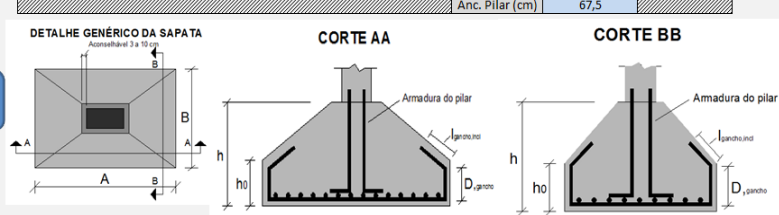
- **Etapa 6:** Detalhamento da geométrico e estrutural sapata (Figura 55).

Figura 55 - Detalhamento da armação da sapata.

ETAPA 6: DETALHAMENTO DA ARMAÇÃO DA SAPATA											
GEOMETRIA			ARMADURA						ANCORAGEM		
B (cm)	150		Peso Linear (kg/m)	Bitola (mm)	Espaçam. (cm)	Quant.	Comp. Unit. (cm)	Comp. Total (cm)	D _{ganch} (cm)	lgancho,incl (cm)	
A (cm)	205	Na dimensão A	0,56	10,0	11	13	337	4440,4	Na dimensão A	15	55
h (cm)	75	Na dimensão B	0,56	10,0	14	15	282	4207,9	Na dimensão B	15	55
ho (cm)	25								Anc. Pilar (cm)	67,5	

CLICK PARA IR AO MENU PRINCIPAL

CLICK PARARETORNAR AOS DADOS DE ENTRADA



Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

Nesta etapa, tem-se um resumo geral das dimensões da sapata e da armadura a ser empregada.

Também está discriminado o volume de concreto a ser utilizado bem como a quantidade de ferro em quilogramas (kg).

No dimensionamento geométrico, na Etapa 2, ao encontrar-se a largura e o comprimento da sapata, elaborou-se outra rotina de cálculo (Figura 51) para verificar se há

tensões de tração na base da sapata, bem como a tensão máxima aplicada. As sapatas estão submetidas à flexão oblíqua composta, ao serem levados em consideração os efeitos do vento. Também se averigua a segurança ao tombamento.

Figura 56 - Análise de estabilidade da sapata.

DADOS DE ENTRADA		DADOS DE SAÍDA	
N :	3572,0	Nd	3750,6
MA :	140,0	eA :	3,7
MB :	15,0	eB :	0,4
A:	355,0	Verificação	
B:	255,0	Não há tensões de tração na base	
bp:	25,0	σ ,máx :	444,35
ap:	125,0	σ ,mín :	384,28
		Segurança ao Tombamento	
		Tudo certo!!!	

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

12.2 Análise de caso pelo método das bielas

Para o dimensionamento estrutural pelo *método das bielas*, também foi elaborada uma rotina de cálculo no programa EXCEL.

O dimensionamento geométrico da sapata pelo método do CEB-70, sido utilizado o método das bielas será o mesmo, pois a metodologia utilizada para obter essas dimensões tanto para um método como para o outro são iguais, porém o que pode vir a alterar é a altura e o “calcanhar” da sapata. Tendo em vista que as medidas da base foram iguais ao método analisado anteriormente, ao calcular pelo método das bielas, as verificações ao tombamento e se haverá trações na base, foram dispensadas, tendo em vista que já foram analisadas no método anterior.

Portanto, na rotina desenvolvida para o método das bielas (**Figura 57**), entra-se com os dados da geometria da sapata, largura e comprimento, e determina-se as tensões de tração na base, bem como a armadura necessária para combater esses esforços.

Figura 57 - Rotina para o método das bielas.

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL PELO MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES							
DADOS DE ENTRADA					Adote		
fyk (KN/cm ²)=	50,0				h (cm) =	105	Verificação
A (cm)=	265,0	Verificação		d (cm) =	100,0	≥	95
B (cm) =	210,0	ARC Tag (h/c)	46,47	≥ 45,0 ^g		≥	95
Gancho (cm) =	53,0						
C (cm) =	5,0						
DADOS DE SAÍDA							
ca = cb = c (cm)	95,0	Adotado					
h0 (cm) >=	35,0	35					
	20,0						
fyd (KN/cm ²)=	43,5						
					Esforço de tração: Tx (KN)=	344,9	
					Esforço de tração: Ty (KN) =	344,9	cm ² /m
					Armadura paralela ao lado A: Asx =	12,77	6,08
					Armadura paralela ao lado B: Asy =	12,77	4,82

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

A bitola de aço a ser utilizada bem como seus espaçamentos e quantidades de aço em ambas as direções foi averiguada em uma outra rotina elaborada, somente com essa finalidade, como mostra a **Figura 58**.

Figura 58 - Rotina para bitola, espaçamento e quantidade de aço.

	cm ² /m	Bitola (mm)	Espaçam.(cm)	Quant.
Na dimensão A	7,28	10,0	11	13
Na dimensão B	5,79	10,0	14	15

Bitola (mm)	A,sa (cm ² /m)	A,sb (cm ² /m)
10	7,28	5,79
5,0		
6,3		
8,0		
10,0		
12,0		
16,0		
20,0		
25,0		

Espaç. (cm)	Espaç. (cm)
11	14

Fonte: Rotina Excel Elaborada pelo Autor.

A **Quadro 4** apresenta os resultados obtidos para a geometria das sapatas calculadas pelo método do CEB-70.

A **Quadro 5** apresenta a armadura calculada, sua bitola, espaçamento e quantidade de ferragens nas duas direções.

Quadro 4 – Resultados geométricos empregando o método do CEB-70.

RESULTADOS OBTIDOS PELO MÉTODO DO CEB-70									
Sapata	a0 (cm)	b0 (cm)	A (cm)	B (cm)	H (cm)	d (cm)	h0 (cm)	Vol. (m ³)	Peso de Aço (kg)
S1	75	20	205	150	45	40	20	0,70	64,80
S2	80	20	210	155	45	40	20	0,73	69,20
S3	90	30	255	195	55	50	20	1,26	132,80
S4	100	30	270	200	60	75	20	1,45	140,40
S5	40	40	200	200	55	50	20	1,00	92,80
S6	105	25	285	205	60	55	20	1,56	165,90
S7	85	25	230	170	50	45	20	0,93	84,40
S8	60	20	200	160	50	45	20	0,76	67,90
S9	75	20	235	180	55	50	20	1,06	98,30

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

Quadro 5 – Resultados da armadura empregando o método do CEB-70.

Definições da Armadura - Método do CEB-70		
Sapata	Arm, A	Arm, B
S1	9 ϕ 16.0 c/16	10 ϕ 16.0 c/20
S2	10 ϕ 16.0 c/15	10 ϕ 16.0 c/20
S3	16 ϕ 16.0 c/12	17 ϕ 16.0 c/15
S4	16 ϕ 16.0 c/12	18 ϕ 16.0 c/15
S5	13 ϕ 16.0 c/15	13 ϕ 16.0 c/15
S6	18 ϕ 16.0 c/11	20 ϕ 16.0 c/14
S7	11 ϕ 16.0 c/15	12 ϕ 16.0 c/18
S8	9 ϕ 16.0 c/16	10 ϕ 16.0 c/19
S9	12 ϕ 16.0 c/14	14 ϕ 16.0 c/17

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

A **Quadro 6** apresenta os resultados obtidos para a geometria das sapatas calculadas pelo método das bielas.

A **Quadro 7** apresenta a armadura calculada, sua bitola, espaçamento e quantidade de ferragens nas duas direções.

Quadro 6 – Resultados geométricos empregando o método das bielas.

RESULTADOS OBTIDOS PELO MÉTODO DAS BIELAS									
Sapata	a0 (cm)	b0 (cm)	A (cm)	B (cm)	H (cm)	d (cm)	h0 (cm)	Vol. (m ³)	Peso de Aço (kg)
S1	75	20	205,0	150,0	75,0	70,0	25,0	1,50	55,50
S2	80	20	210,0	155,0	75,0	70,0	25,0	1,62	62,60
S3	90	30	195,0	255,0	90,0	85,0	30,0	3,22	114,30
S4	100	30	270,0	200,0	90,0	85,0	30,0	3,50	149,80
S5	40	40	200,0	200,0	85,0	80,0	30,0	2,39	65,20
S6	105	25	285,0	205,0	95,0	90,0	35,0	4,25	145,20
S7	85	25	230,0	170,0	80,0	75,0	30,0	2,25	94,60
S8	60	20	200,0	160,0	75,0	70,0	25,0	1,54	74,80
S9	75	20	235,0	180,0	85,0	80,0	30,0	2,52	89,20

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

Quadro 7 – Resultados da armadura empregando o método das bielas.

Definições da Armadura - Método do CEB-70		
Sapata	Arm, A	Arm, B
S1	10 ϕ 12.5 c/14	11 ϕ 12.5 c/19
S2	11 ϕ 12.5 c/13	12 ϕ 12.5 c/17
S3	19 ϕ 12.5 c/10	21 ϕ 12.5 c/12
S4	11 ϕ 16 c/17	131 ϕ 16 c/20
S5	20 ϕ 10 c/10	20 ϕ 10 c/10
S6	12 ϕ 16 c/16	14 ϕ 16 c/20
S7	13 ϕ 12.5 c/13	13 ϕ 12.5 c/17
S8	11 ϕ 12.5 c/14	12 ϕ 12.5 c/17
S9	15 ϕ 12.5 c/11	15 ϕ 12.5 c/15

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

A **Quadro 8** apresenta os resultados obtidos para a geometria das sapatas calculadas pelo método software Eberick.

A **Quadro 9** apresenta a armadura calculada, sua bitola, espaçamento e quantidade de ferragens nas duas direções.

Quadro 8 – Resultados da armadura empregando software.

RESULTADOS OBTIDOS PELO EBERICK									
Sapata	ap (cm)	bp (cm)	A (cm)	B (cm)	H (cm)	d (cm)	h0 (cm)	Vol. (m ³)	Peso do Aço (kg)
S1	75	20	210	155	45	40	20	0,74	72,75
S2	80	20	220	160	50	45	20	0,84	86,13
S3	90	30	265	205	60	55	20	1,46	161,14
S4	100	30	280	210	60	55	20	1,58	178,05
S5	40	40	195	195	55	50	20	0,95	93,09
S6	105	25	290	210	65	60	25	1,93	204,94
S7	85	25	235	175	50	45	20	0,98	106,22
S8	60	20	200	160	50	45	20	0,76	76,35
S9	75	20	230	180	55	50	20	1,04	103,32

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

Quadro 9 – Resultados da armadura empregando o método das bielas.

Definições da Armadura - EBERICK		
Sapata	Arm, A	Arm, B
S1	15 ϕ 12.5 c/10	21 ϕ 12.5 c/10
S2	15 ϕ 16.0 c/15	16 ϕ 12.5 c/10
S3	16 ϕ 20.0 c/17	16 ϕ 16.0 c/13
S4	18 ϕ 20.0 c/16	16 ϕ 16.0 c/13
S5	13 ϕ 16.0 c/15	13 ϕ 16.0 c/15
S6	21 ϕ 20.0 c/14	16 ϕ 16.0 c/13
S7	17 ϕ 16.0 c/14	12 ϕ 16.0 c/15
S8	20 ϕ 12.5.0 c/10	16 ϕ 12.5.0 c/10
S9	16 ϕ 16.0 c/14	12 ϕ 16.0 c/15

Fonte: Planilha Excel Elaborada pelo Autor.

13 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS

A análise comparativa foi feita individualmente para cada sapata, conforme apresentado nas tabelas.

➤ **Sapata do Pilar 1**

	SAPATA 1		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	3,08	0,70	64,80
Método das Bielas	3,08	1,09	55,50
Eberick	3,26	0,74	72,75
Varição 1 (%)	106,0	105,7	112,3
Varição 2 (%)	106,0	67,9	131,1

➤ **Sapata do Pilar 2**

	SAPATA 2		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	3,26	0,73	69,20
Método das Bielas	3,26	1,16	62,60
Eberick	3,52	0,84	86,13
Varição 1 (%)	108,00	115,1	124,5
Varição 2 (%)	108,00	72,4	137,6

➤ **Sapata do Pilar 3**

	SAPATA 3		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	4,98	1,26	132,80
Método das Bielas	4,98	2,26	114,30
Eberick	5,43	1,46	161,14
Varição 1 (%)	109,0	115,9	121,3
Varição 2 (%)	109,0	64,6	141,0

➤ **Sapata do Pilar 4**

	SAPATA 4		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	5,40	1,45	140,40
Método das Bielas	5,40	2,46	149,80
Eberick	5,88	1,58	178,05
Varição 1 (%)	109,0	109,0	126,8
Varição 2 (%)	109,0	64,2	118,9

➤ **Sapata do Pilar 5**

	SAPATA 5		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	4,00	1,00	92,80
Método das Bielas	4,00	1,70	65,20
Eberick	3,80	0,95	93,09
Varição 1 (%)	95,0	95,0	100,3
Varição 2 (%)	95,0	55,9	142,8

➤ **Sapata do Pilar 6**

	SAPATA 6		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	5,84	1,56	165,90
Método das Bielas	5,84	2,93	145,20
Eberick	6,09	1,93	204,94
Varição 1 (%)	104,3	123,7	123,5
Varição 2 (%)	104,3	65,9	141,1

➤ **Sapata do Pilar 7**

	SAPATA 7		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	3,91	0,93	84,40
Método das Bielas	3,91	1,59	94,60
Eberick	4,11	0,98	106,22
Varição 1 (%)	105,1	105,4	125,9
Varição 2 (%)	105,1	61,6	112,3

➤ **Sapata do Pilar 8**

	SAPATA 8		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	3,20	0,76	67,90
Método das Bielas	3,20	1,13	74,80
Eberick	3,20	0,76	76,35
Varição 1 (%)	100,0	100,0	112,4
Varição 2 (%)	100,0	67,3	102,1

➤ **Sapata do Pilar 9**

	SAPATA 9		
	Área da base (m ²)	Volume de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Método do CEB-70	4,23	1,06	98,10
Método das Bielas	4,23	1,79	89,20
Eberick	4,14	1,04	103,32
Varição 1 (%)	97,8	98,11	105,3
Varição 2 (%)	97,8	58,10	115,8

$$\text{Varição 1 (\%)} = \frac{\text{Valor obtido pelo software}}{\text{Valor obtido pelo método do CEB - 70}} \times 100$$

$$\text{Varição 2 (\%)} = \frac{\text{Valor obtido pelo software}}{\text{Valor obtido pelo método das Bielas}} \times 100$$

- **Resumo Geral**

	Área da base (m ²)	Vol. de concreto (m ³)	Peso do aço (kg)
Variação média 1 (%)	103,80	107,55	116,90
Variação média 2 (%)	103,80	64,21	126,75
Desvio padrão 1 (%)	5,08	9,36	9,69
Desvio padrão 2 (%)	5,08	5,08	15,15

14 ANÁLISE E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

Com base nos resultados obtidos, ao comparar o método do CEB-70 com o Software Eberick V9, pode-se observar que é este em média 3,80% maior para o cálculo da área das sapatas, 7,55% maior para o cálculo do volume de concreto e 16,90% maior para o cálculo do peso de aço. Comparando o software com o método das bielas, pode-se verificar que é em média 3,80% maior para o cálculo da área das sapatas, 26,75% maior para o cálculo do peso de aço, porém como o método das bielas, geralmente, possuem altura elevadas, pois o ângulo de inclinação do tronco da pirâmide tem que ser maior que 45°, o volume de concreto das sapatas pelo software correspondem em média a 35,79% menor.

Pôde-se constatar que a área da base tanto pelo método das bielas como do CEB-70, darão as mesmas dimensões, porém o método das bielas possuirá alturas maiores, gerando maior volume de concreto. No entanto, isso é compensado com o peso de aço total que, pelo método das bielas, é menor que o do CEB-70 e suficientes para combater os esforços de tração induzidos na base da sapata.

Portanto, pode-se concluir se ao comparar as soluções obtidas com os métodos utilizados nesta pesquisa com o software Eberick, verifica-se que este conduz a valores superiores de dimensionamento, destaque para o peso do aço, pois é o material mais caro empregado na confecção das sapatas.

15 CONCLUSÕES

1. O dimensionamento usando o Eberick acarretou um aumento de 16,90% para a quantidade de aço em peso quando comparado ao método do CEB-70, e 26,70% quando comparado com o método das bielas;
2. O dimensionamento usando o Eberick levou a um aumento de 7,55% para o volume de concreto quando comparado ao método do CEB-70, porém apresentou redução de 35,79% quando comparado com o método das bielas;
3. O dimensionamento usando o Eberick conduziu um aumento de 3,80% para a área da base sapata tanto comparado ao método do CEB-70 quanto o método das bielas;
4. Os estudantes de Engenharia Civil devem, antes de aprender a manipular o Eberick, compreender e se dedicar às disciplinas base da área de estruturas, que são: mecânica vetorial; resistência dos materiais; estabilidade das construções; teoria das estruturas; concreto armado e outras disciplinas afins. O conhecimento adquirido na faculdade jamais poderá ser deixado para segundo plano, por aqueles que usam esses softwares. O senso crítico só se adquire com experiência e com a obtenção dos resultados feitos “à mão”, o que é dificultado quando se utiliza esses softwares de maneira indiscriminada, sem conhecimento adequado da teoria.

16 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo como intuito o prosseguimento do presente trabalho, são propostos os seguintes temas:

- Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas e centradas, fazendo o mesmo comparativo com os métodos propostos nesse trabalho, porém utilizando outros softwares comerciais.
- Dimensionamento estrutural de sapatas excêntricas, tomando como base as soluções propostas pelo CEB-70 e o software computacional Eberick.
- Dimensionamento estrutural de sapatas corridas calculado por um software comercial com a solução calculada através de um método clássico consagrado na literatura.
- Fazer uma composição de custo levando em consideração todos os materiais e serviços envolvido na execução das sapatas, para uma melhor avaliação do custo global.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Brasil, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2010. *Projeto e execução de fundações*. Brasil, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2003. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Brasil, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480:2007 - *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação*. Brasil, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123:1988 - *Forças devidas ao vento em edificações*. Brasil, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:2000 - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Brasil, 2000.

PINTO, C. S., 2006. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas - 3ª Edição*. Oficina de Textos, São Paulo.

VIEIRA, Wendel. *Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Sapatas Rígida*. 2014. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA. Projeto Estrutural de Sapatas – 2007. Rio Grande do Sul, 2007. 38 p.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE SÃO PAULO. Notas de aula de estruturas de concreto – 2012. São Paulo, 2012. 112 p.

APÊNDICE I
CÁLCULO E DETALHAMENTO PELO MÉTODO
DO CEB-70

➤ **Sapata 1 pilar 1**

Dados:

- $a_p = 75 \text{ cm}$
- $b_p = 20 \text{ cm}$
- $N_k = 1320 \text{ KN}$
- $M_x = 10 \text{ KN.m}$
- $M_y = 30 \text{ KN.m}$
- $F_{ck} = 40 \text{ Mpa}$
- $\varnothing_{\text{pilar}} = 12.5 \text{ mm}$

Inicia-se a rotina de cálculo encontrando as dimensões da base,

$$B = \frac{b_p - a_p}{2} \sqrt{\frac{1}{2}(b_p - a_p)^2 + \left(\frac{1,1 * N_k}{\sigma_{adm}}\right)}$$

$$B = \frac{20 - 75}{2} \sqrt{\frac{1}{2}(20 - 75)^2 + \left(\frac{1,1 \times 1320}{495} * 10000\right)} = 148,13 \text{ cm}$$

Arredonda-se para $B = 150 \text{ cm}$.

Então,

$$A = a_p - b_p + B \Rightarrow A = 75 - 20 + 150 = 205 \text{ cm}$$

Tem-se, que o balanço são iguais, em ambas as direções, largura e comprimento, então..

$$C_a = C_b = C = \frac{A - a_0}{2} = \frac{205 - 75}{2} = 65 \text{ cm}$$

Pelo método do CEB-70, para a sapata ser rígida, tem-se que ter a seguinte condição:

$$0,5 \leq \frac{h}{C} \leq 1,5 = 0,5 * 65 \leq h \leq 1,5 * 65 \Rightarrow 32,5 \leq h \leq 97,5$$

Todavia, tomou-se como referência para encontra a altura da sapata a NBR:6118/2014, que diz que para a sapata ser rígida tem que obedecer a seguinte expressão:

$$h \geq \frac{A - a_0}{3}$$

Logo, tem-se que:

$$h \geq \frac{205 - 75}{3} \geq 43,30 \text{ cm}$$

A altura da sapata deve ser suficiente para permitir a ancoragem da armadura longitudinal do pilar. O comprimento de ancoragem reto de barras comprimidas em zonas de boa aderência para concreto C40 e aço CA-50, vale:

$$l_b = 28\phi = 28 * 1,25 = 35 \text{ cm}$$

Portanto, a altura **h** da sapata deve assumir um valor que cubra 35 cm de ancoragem e mais 5 cm de cobrimento da armadura da sapata na base, logo:

$$h \geq 35 + 5 \geq 40 \text{ cm}$$

Como a expressão proposta pela norma exige que a altura mínima seja 43,30 cm logo, adotaremos **h = 45 cm**.

Para aplicar o método do CEB-70, se deve verificar ainda, se:

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h = \frac{45}{2} \leq c \leq 2 * 45 \Rightarrow 22,5 \leq c = 65 \leq 90, \quad \text{OK !!!!}$$

Cálculo dos momentos fletores nas seções de referência S_{2A} e S_{2B}

$$M_{1A} = p \cdot B \cdot \frac{X_A}{2}$$

$$M_{1B} = p \cdot A \cdot \frac{X_B}{2}$$

$$X_A = C_A + 0,15 * a_p = 65 + 0,15 * 75 = 76,25 \text{ cm}$$

$$X_B = C_B + 0,15 * b_p = 65 + 0,15 * 20 = 68 \text{ cm}$$

A pressão o solo é dado pela fórmula de flexão composta, tendo em vista que considerou-se os momentos na estrutura. Encontrou-se, inicialmente as excentricidades em ambas as direções

$$e_A = \frac{M_A}{Nd} = \frac{30}{1,05 * 1320} = 0,022 \text{ m ou } 2,2 \text{ cm}$$

$$e_B = \frac{M_B}{Nd} = \frac{10}{1,05 * 1320} = 0,0072 \text{ m ou } 0,72 \text{ cm}$$

No entanto, tem-se que averiguar se na base da sapata não terá tensões de tração, para que isso seja satisfeito, logo:

$$\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6}$$

Logo,

$$\frac{2,2}{205} + \frac{0,72}{150} = 0,0155 \leq \frac{1}{6} = 0,17 \quad \text{OK!!!}$$

Portanto, não se tem tensões de tração na base, evita-se esses tipos de caso.

E a fórmula de flexão composta e dada por:

$$\sigma_{\max} = \frac{Nd}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6e_A}{A} + \frac{6e_B}{B} \right)$$

Logo,

$$\sigma_{\max} = \frac{1,05 * 1320}{205 * 150} \left(1 + \frac{6 * 2,2}{205} + \frac{6 * 0,72}{150} \right) = 0,0491 \text{ KN/cm}^2$$

Como,

$$491 \text{ KPa} < \sigma_{adm} = 495 \text{ KPa} \quad \text{OK !!!!}$$

Os momentos, logo serão...

$$M_{1A} = 0,0491 * 150 * \frac{76,25^2}{2} = 21.454,0 \text{ KN.cm}$$

$$M_{1B} = 0,0491 * 205 * \frac{68^2}{2} = 23.318,8 \text{ KN.cm}$$

Tem-se que o menor momento fletor deve ser ao menos 20% do maior, então:

$$\frac{M_{1A}}{M_{1B}} = \frac{21.454,0}{23318,8} = 0,92 \text{ ou } 92 \% \quad \text{OK !!!!}$$

❖ Cálculo da armadura

$$A_{SA} = \frac{M_{1A,d}}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 * 21.454,0}{0,85 * 40 * 43,48} = 20,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{SB} = \frac{M_{1B,d}}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 * 23.319}{0,85 * 40 * 43,48} = 22,1 \text{ cm}^2$$

Tem-se que a armadura ao longo da dimensão da sapata será:

- Na dimensão A:

$$\frac{A_{SA}}{B} = \frac{20,13}{1,50} = 13,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \rightarrow \text{Ø16.0 c/15}$$

- Na dimensão B:

$$\frac{A_{SB}}{A} = \frac{22,1}{2,05} = 10,78 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \rightarrow \text{Ø16.0 c/19}$$

Para encontrar a bitola a ser empregada e o espaçamento adequado, faz-se da seguinte forma:

$$\frac{A_s}{A} = \frac{\pi * d^2}{4 * s}$$

Em que:

d é o diâmetro da bitola que você quer utilizar;

s é o espaçamento entre os ferros, que é aconselhável entre $10 \leq s \leq 20$.

Ou também você pode utilizar uma tabela de aço de lajes, que já tem o diâmetro do aço bem como seus espaçamentos.

❖ Verificação dos esforços cortantes

A verificação das forças cortantes será nas seções de referência S_{2A} e S_{2B}

$$V_A = p \cdot B \cdot C_{2A}$$

$$V_B = p \cdot A \cdot C_{2B}$$

Em que,

$$C_{2A} = \frac{A - a_p - d}{2} = \frac{205 - 75 - 40}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$C_{2B} = \frac{B - b_p - d}{2} = \frac{150 - 20 - 40}{2} = 45 \text{ cm}$$

Então,

$$V_A = 0,0491 \cdot 150 \cdot 45 = 332,1 \text{ KN}$$

$$V_B = 0,0491 \cdot 205 \cdot 45 = 453,9 \text{ KN}$$

As forças cortantes de cálculo são:

$$V_{A,d} = 1,4 \cdot 332,1 = 464,8 \text{ KN}$$

$$V_{B,d} = 1,4 \cdot 453,9 = 635,4 \text{ KN}$$

O “Calcanhar” da sapata é dado pela seguinte expressão:

$$h_0 \geq \left\{ \frac{h}{3} = \frac{45}{3} = 15 \right\}, \text{ logo adotaremos } 20 \text{ cm}$$

Para achar os esforços cortantes limites, faremos da seguinte maneira,

$$d_{2A} = d \left[1 - \frac{h - h_0}{A - a_p} \right] \leq 1,5 \cdot C_{2A}$$

$$d_{2A} = 40 \left[1 - \frac{45 - 20}{205 - 75} \right] = 32,3 \leq 1,5 * 45 = 67,5 \quad \text{OK!!!!}$$

Largura das seções S_2 ,

$$b_{2A} = b_p + d = 20 + 40 = 60 \text{ cm}$$

$$b_{2B} = a_p + d = 75 + 40 = 115 \text{ cm}$$

A força cortante limite sugerida pelo CEB-70 é rigorosa (muito baixa), por isso, para sapatas rígidas MACHADO (1988) sugere a seguinte expressão:

$$V_{d,lim} = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_2 \cdot d_2$$

Logo, tem-se que:

$$V_{Ad,lim} = 0,63 * \frac{\sqrt{40}}{10 * 1,4} * 60 * 32,3 = 551,7 \text{ KN} \geq 464,8 \text{ KN}$$

$$V_{Bd,lim} = 0,63 * \frac{\sqrt{40}}{10 * 1,4} * 115 * 32,3 = 1057,4 \text{ KN} \geq 635,4 \text{ KN}$$

❖ Verificação da diagonal comprimida

Verificou-se se ocorrerá o esmagamento das bielas de compressão, logo temos:

u_0 = perímetro do pilar

$$u_0 = 2 * (20 + 75) = 190 \text{ cm}$$

E o esforço de cálculo será,

$$F_{sd} = 1,4 * 1320 = 1848 \text{ KN}$$

E a tensão cisalhante...

$$\tau_{sd} = \frac{1848}{190 * 40} = 0,243 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ ou } 2,43 \text{ MPa}$$

E a tensão cisalhante resistente...

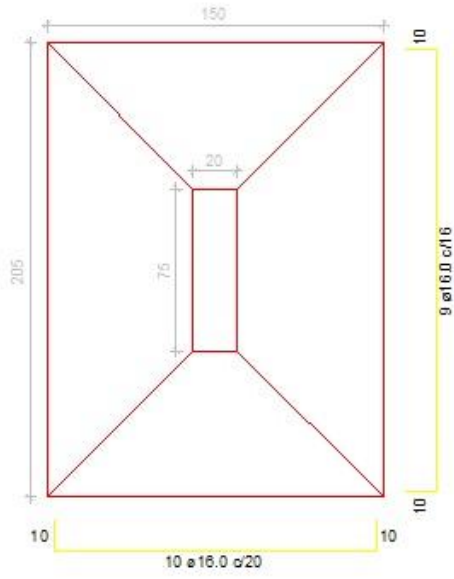
$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = 0,27 \left(1 - \frac{40}{250} \right) \frac{40}{1,4} = 6,48 \text{ MPa}$$

Logo,

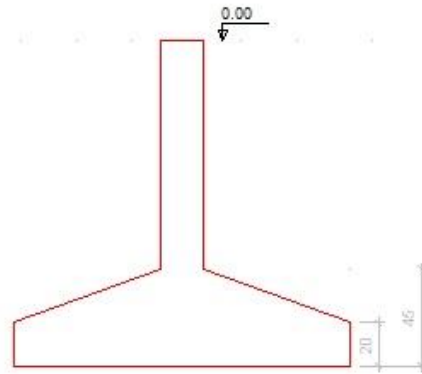
$$2,43 \text{ MPa} < 6,48 \text{ MPa} \quad \text{OK!!!!}$$

Finalizando, tem-se que todas as outras sapatas seguem a mesma rotina.

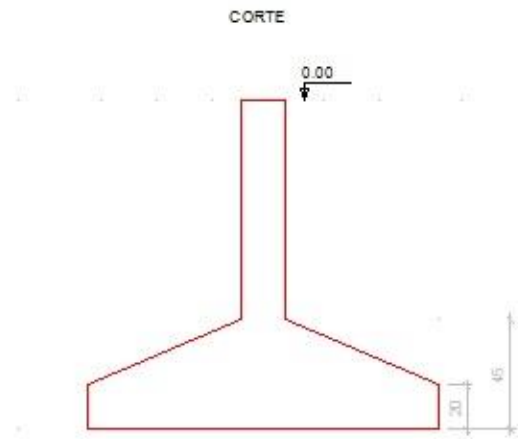
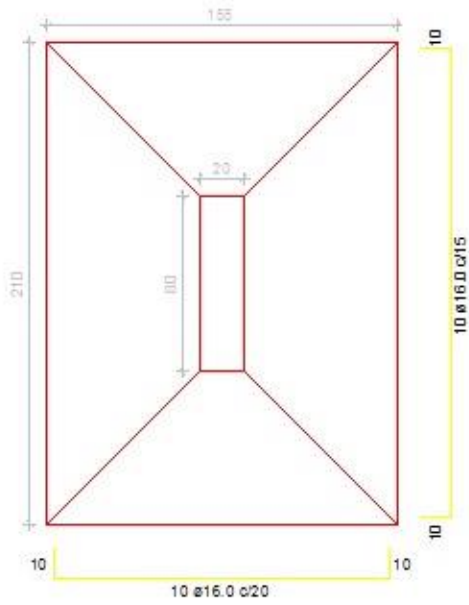
S1
PLANTA



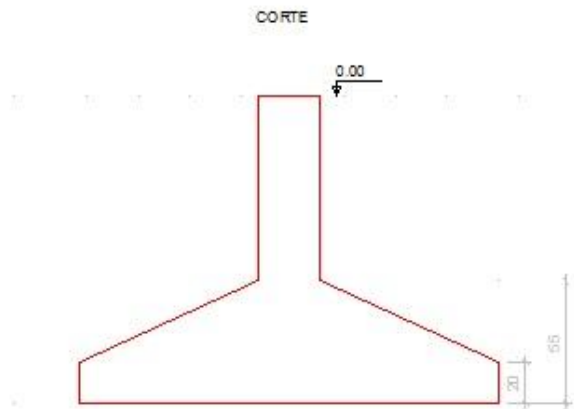
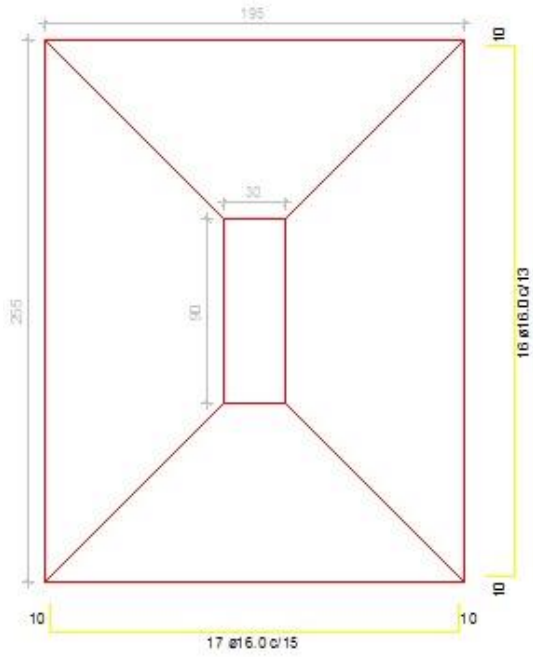
CORTE



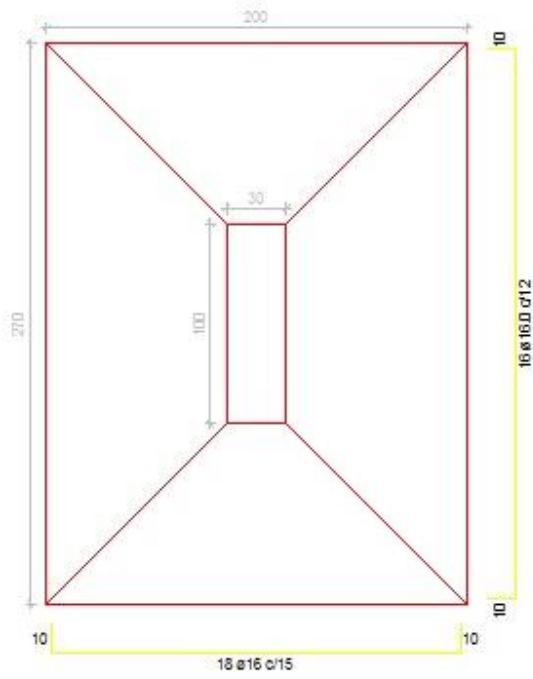
S2
PLANTA



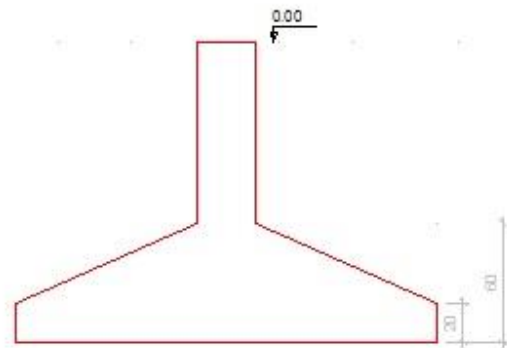
S3
PLANTA



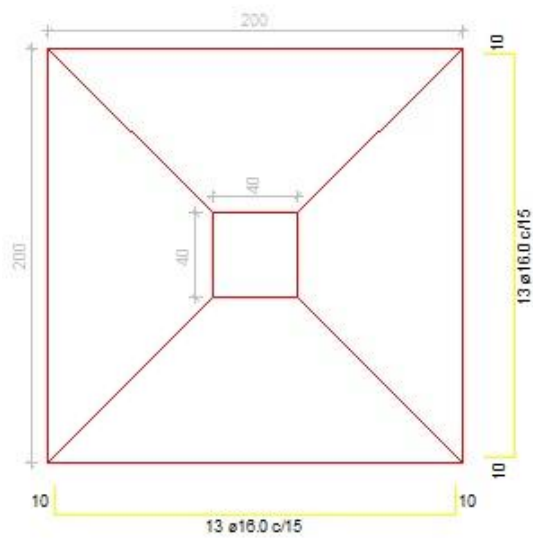
S4
PLANTA



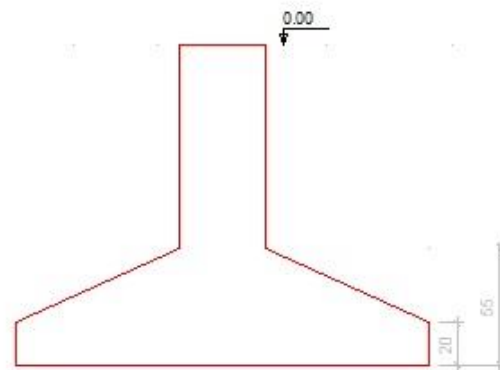
CORTE



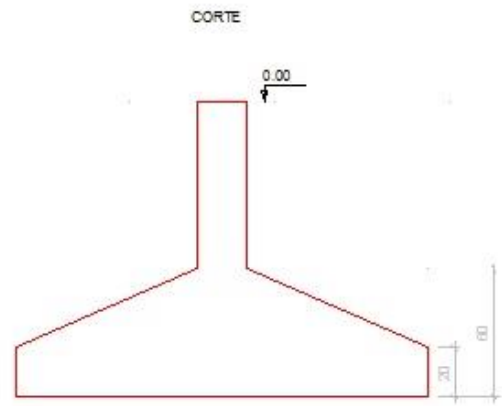
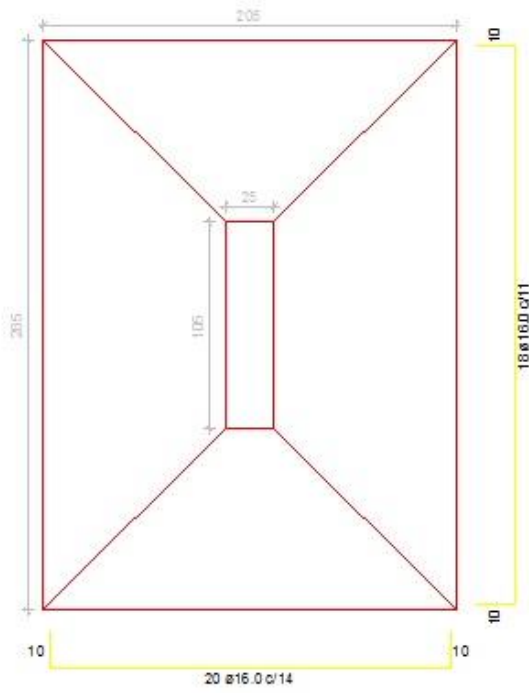
S5
PLANTA



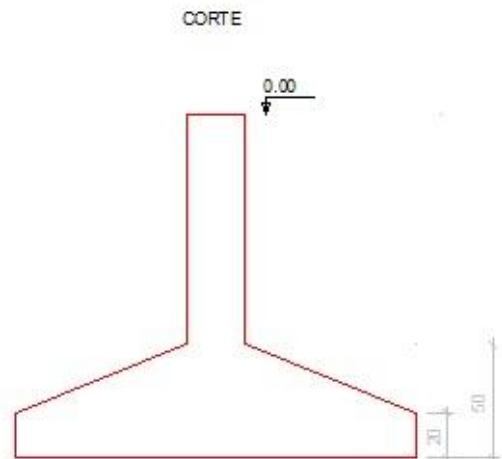
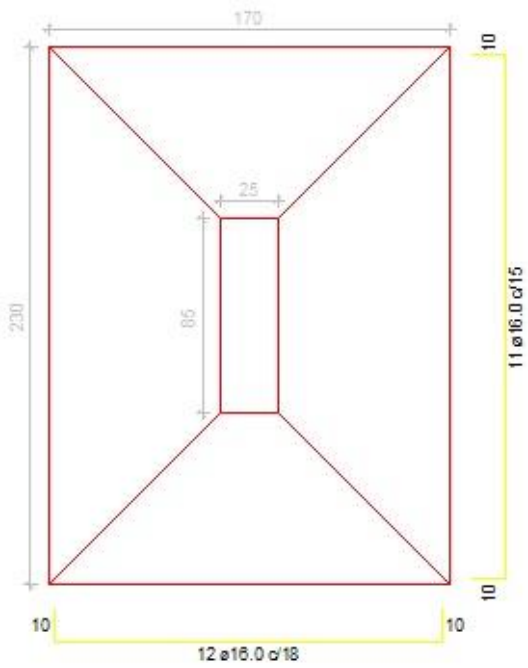
CORTE



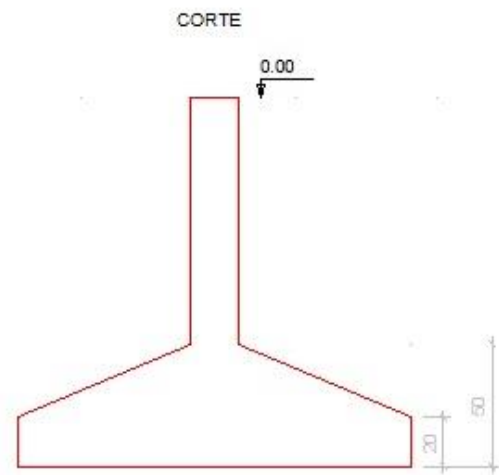
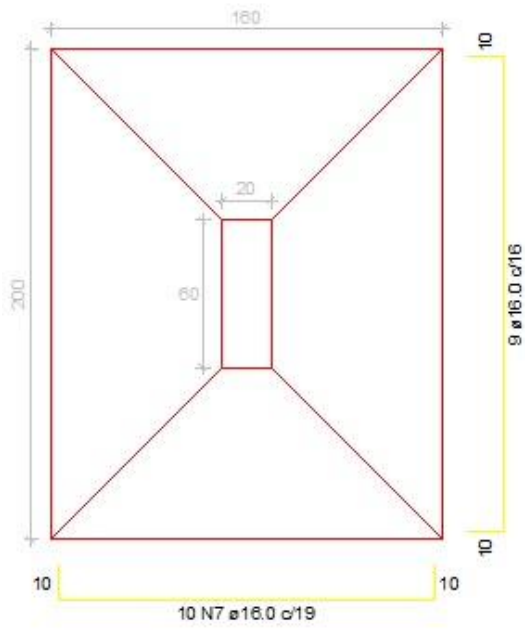
S6
PLANTA



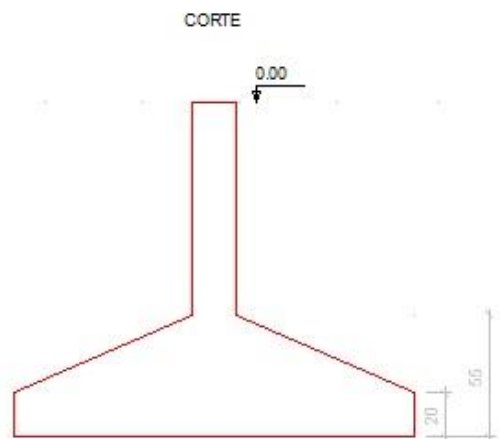
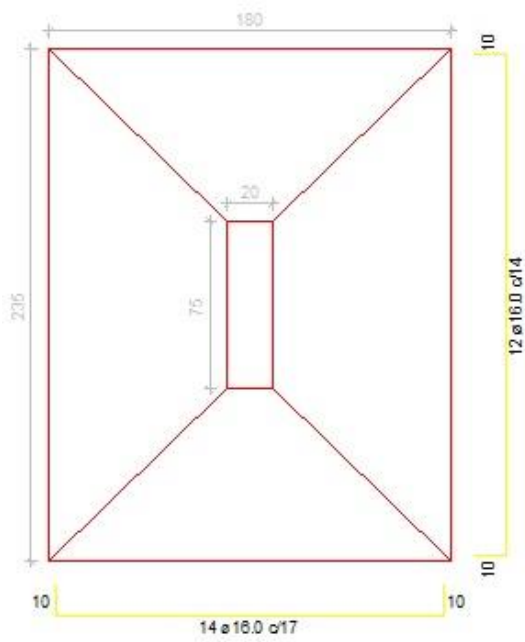
S7
PLANTA



S8
PLANTA



S9
PLANTA



APÊNDICE II
CÁLCULO E DETALHAMENTO PELO MÉTODO
DAS BIELAS

➤ **Sapata 1 pilar 1**

Dados:

- $a_p = 75 \text{ cm}$
- $b_p = 20 \text{ cm}$
- $N_k = 1320 \text{ KN}$
- $M_x = 10 \text{ KN.m}$
- $M_y = 30 \text{ KN.m}$
- $F_{ck} = 40 \text{ Mpa}$
- $\varnothing_{\text{pilar}} = 12.5 \text{ mm}$

Inicia-se a rotina de cálculo encontrando as dimensões da base,

$$B = \frac{b_p - a_p}{2} \sqrt{\frac{1}{2}(b_p - a_p)^2 + \left(\frac{1,1 * N_k}{\sigma_{adm}}\right)}$$

$$B = \frac{20 - 75}{2} \sqrt{\frac{1}{2}(20 - 75)^2 + \left(\frac{1,1 * 1320}{495} * 10000\right)} = 148,13 \text{ cm}$$

Arredonda-se para $B = 150 \text{ cm}$.

Então,

$$A = a_p - b_p + B \Rightarrow A = 75 - 20 + 150 = 205 \text{ cm}$$

A altura será conforme o ângulo formado do talude do concreto e segundo o método das bielas tem que ser maior que 45° , logo não deverá ocorrer esmagamento das bielas de compressão.

A altura que determinou, segundo a rotina de cálculo já mostrada foi 75 cm .

Verificação do ângulo β ...

$$\text{tg}\beta = \frac{d}{\frac{1}{2}(A - a_p)} = \frac{70}{\frac{1}{2}(205 - 75)} = 1,07 \Rightarrow \beta = 47,12^\circ \geq 45^\circ \quad \text{OK!!!!}$$

$$h_0 \geq \left\{ \frac{75}{3} = \frac{75}{3} = 25 \right\}, \text{ logo, adotaremos } 25 \text{ cm}$$

Forças de tração...

$$T_x = \frac{P}{8} \cdot \frac{(A - a_p)}{d} = \frac{1,1 * 1320}{8} * \frac{(205 - 75)}{70} = 337,1 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{P}{8} \cdot \frac{(B - b_p)}{d} = \frac{1,1 * 1320}{8} * \frac{(150 - 20)}{70} = 337,1 \text{ KN}$$

Calculo da armadura...

$$A_{SA} = \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yd}} = \frac{1,61 * 337,1}{43,48} = 12,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{SB} = \frac{1,61 \cdot T_y}{f_{yd}} = \frac{1,61 * 337,1}{43,48} = 12,48 \text{ cm}^2$$

Tem-se que a armadura ao longo da dimensão da sapata será:

- Na dimensão A:

$$\frac{A_{SA}}{B} = \frac{12,48}{1,50} = 8,32 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}12,5 \text{ c}/14$$

- Na dimensão B:

$$\frac{A_{SB}}{A} = \frac{12,48}{2,05} = 6,08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}12,5 \text{ c}/19$$

Para encontrar a bitola a ser empregada e o espaçamento adequado, faz-se da seguinte forma:

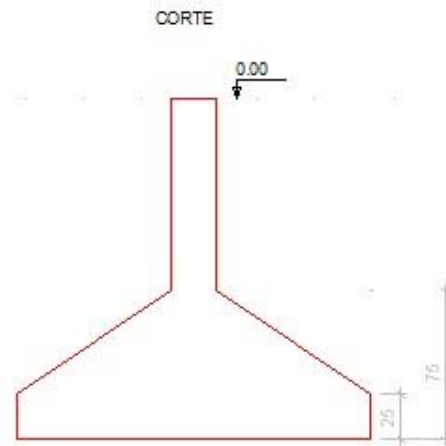
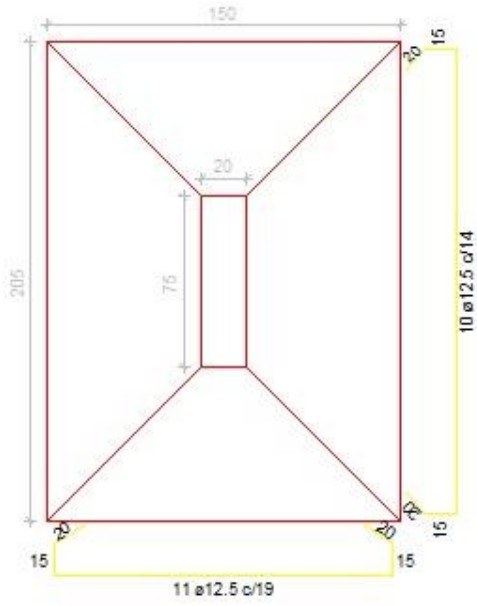
$$\frac{A_s}{A} = \frac{\pi * d^2}{4 * s}$$

Em que:

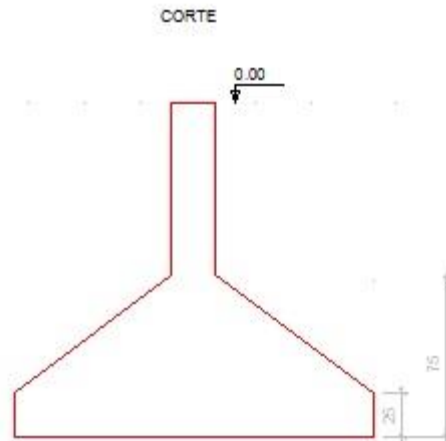
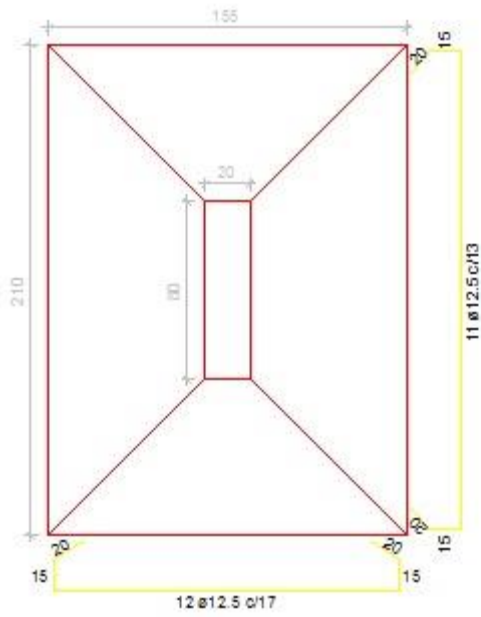
d é o diâmetro da bitola que você quer utilizar;

s é o espaçamento entre os ferros, que é aconselhável entre $10 \leq s \leq 20$.

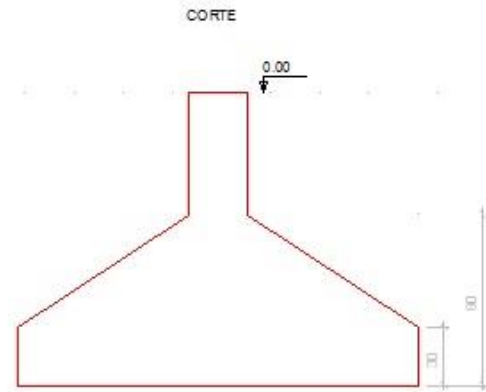
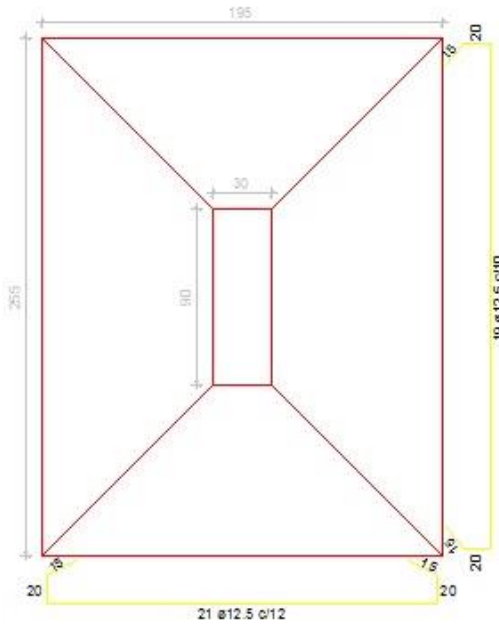
S1
PLANTA



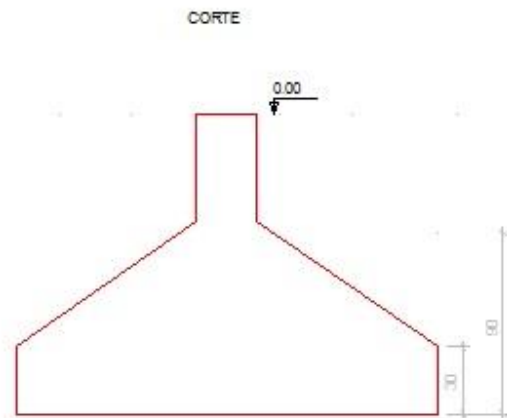
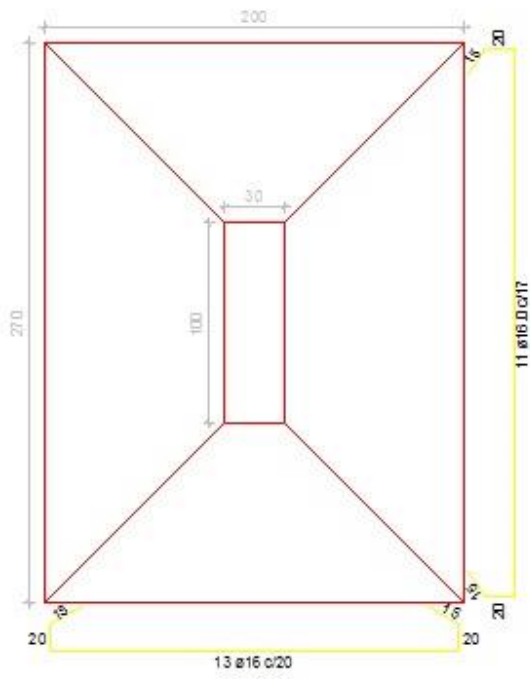
S2
PLANTA



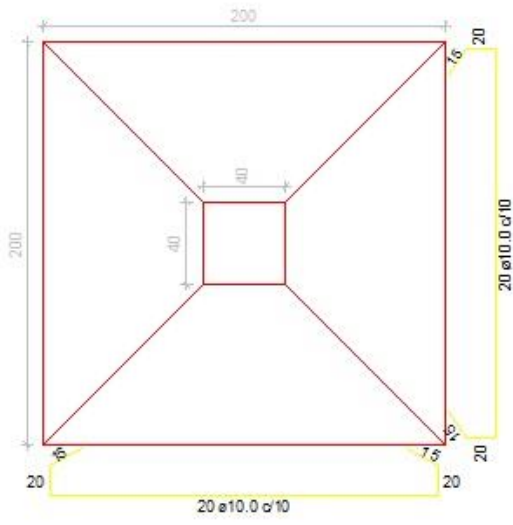
S3
PLANTA



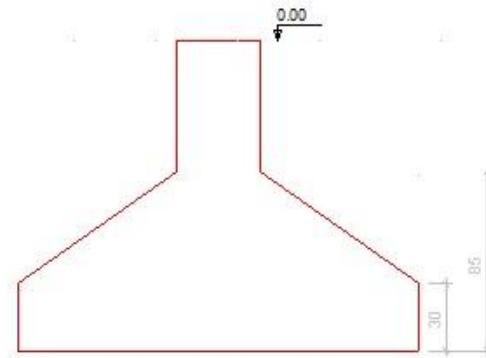
S4
PLANTA



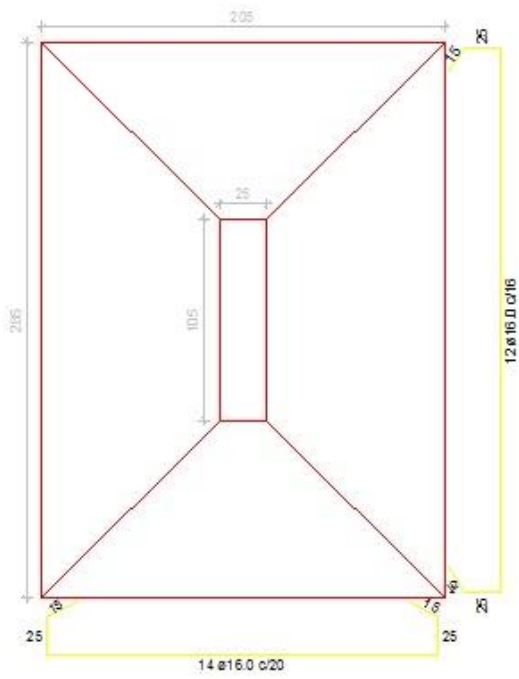
S5
PLANTA



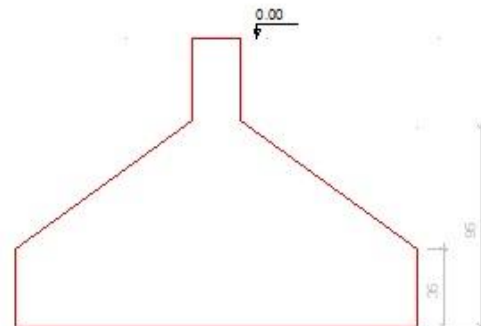
CORTE



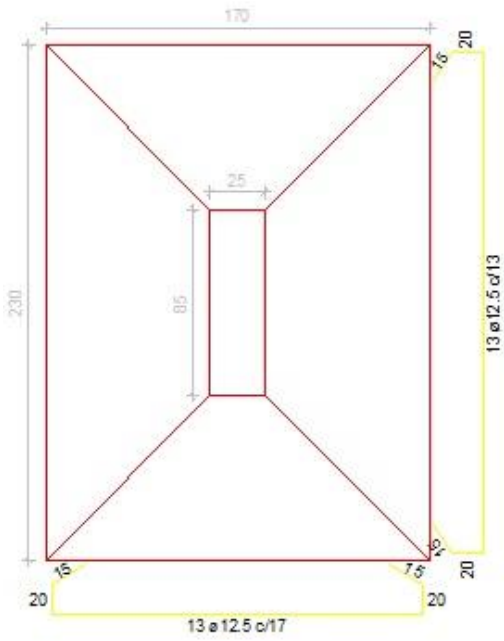
S6
PLANTA



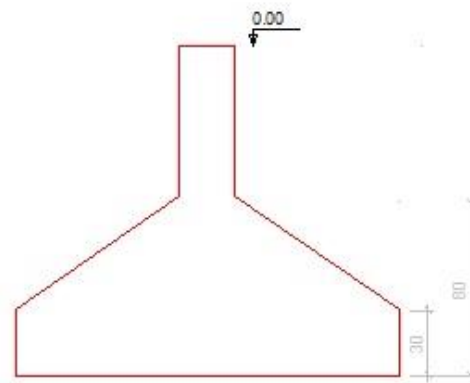
CORTE



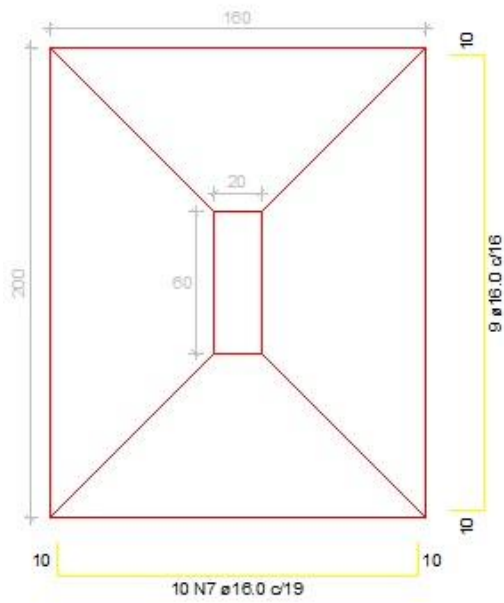
S7
PLANTA



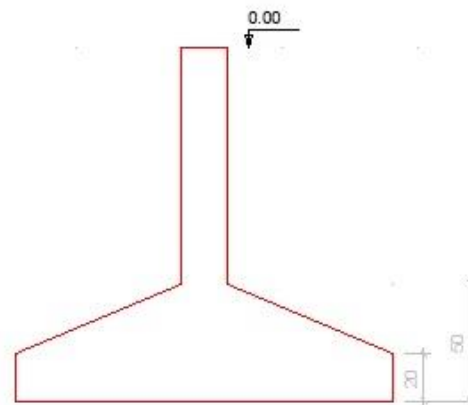
CORTE



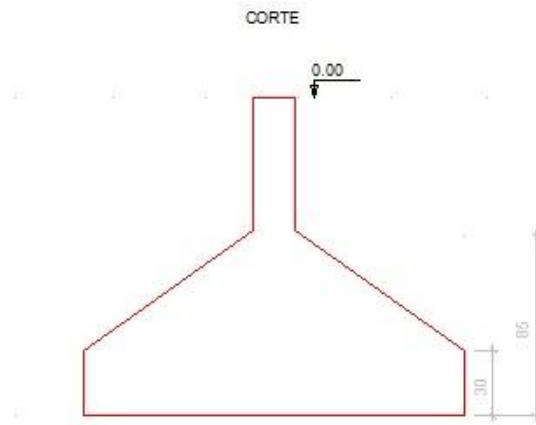
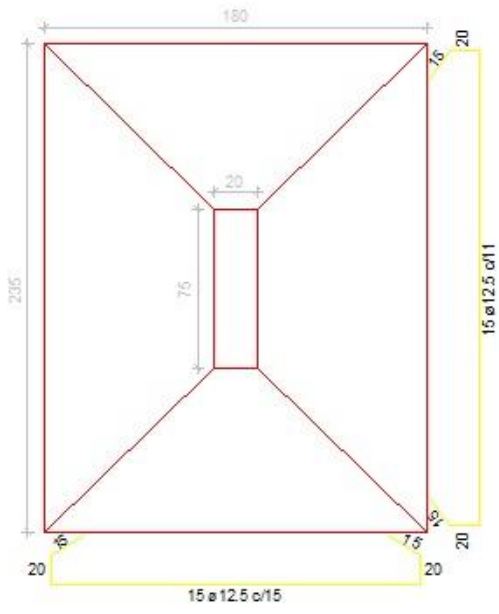
S8
PLANTA



CORTE



S9
PLANTA



APÊNDICE III
RELATÓRIOS DE CÁLCULO PELO EBERICK

Relatório das Sapatas

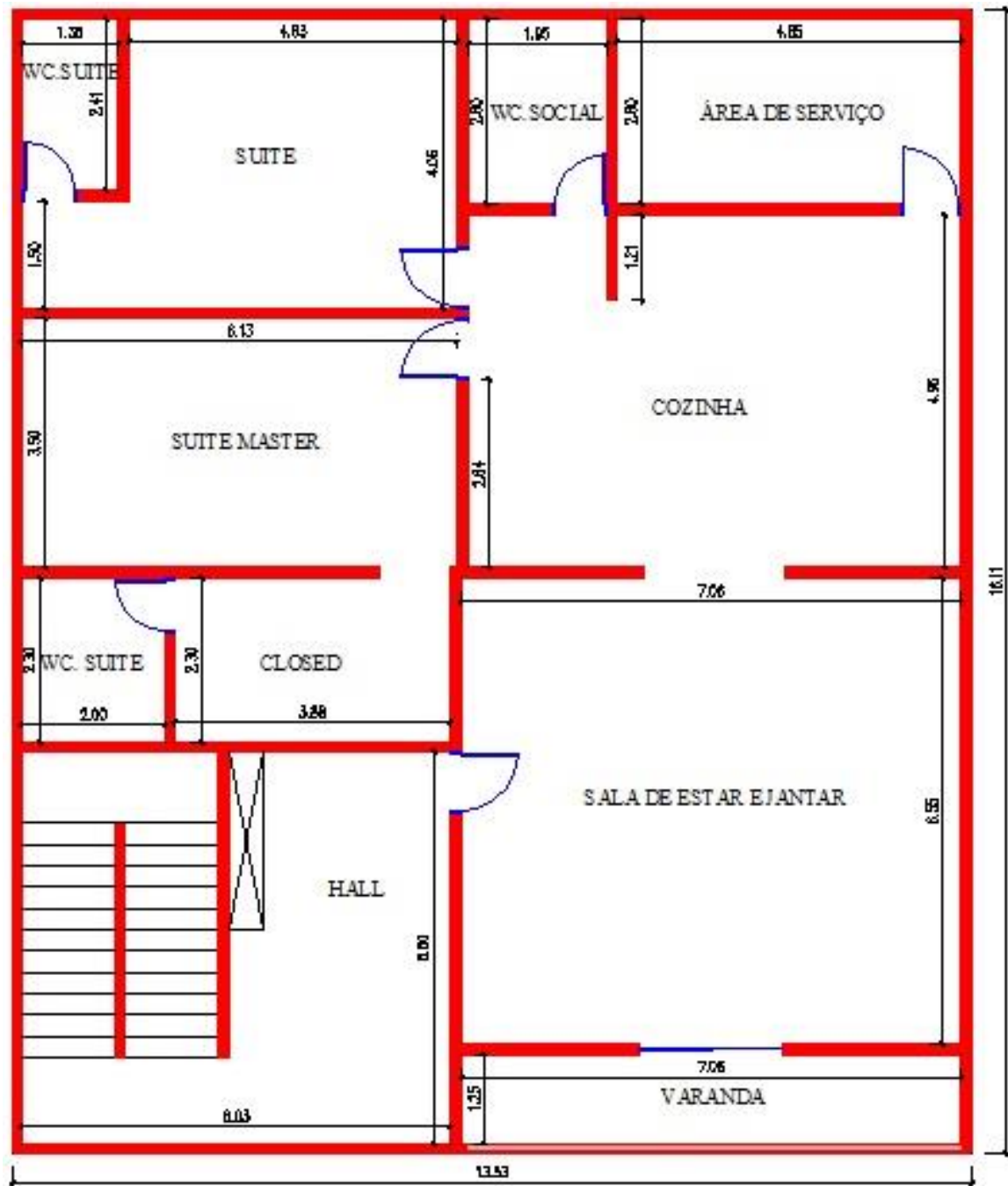
Fundação Lance 1 $f_{ck} = 40.00 \text{ Mpa}$

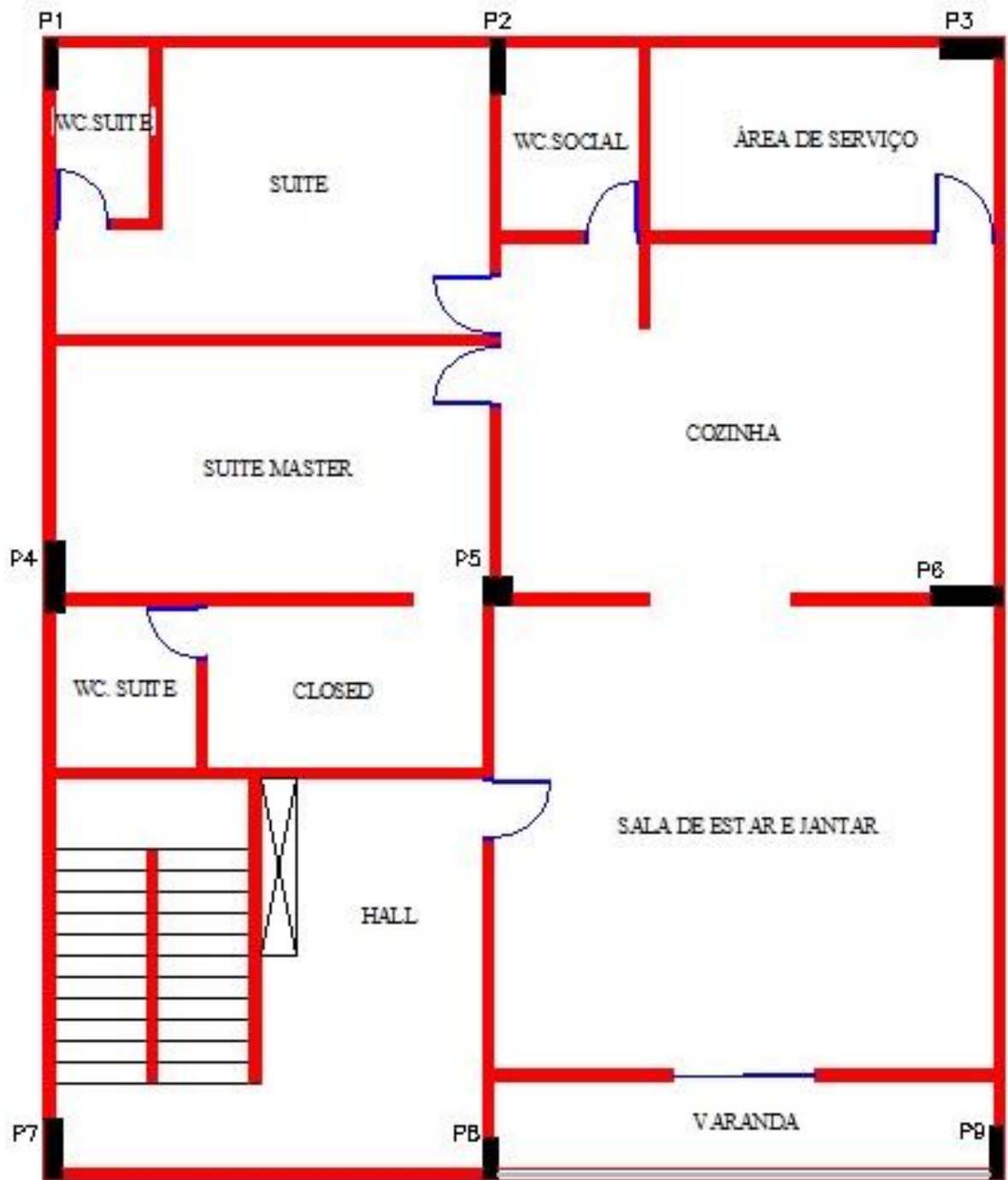
$E = 30105 \text{ MPa}$
 $cobr = 3.00 \text{ cm}$

Peso Espec = 25.00 kN/m^3

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Padm	Solo		Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)		E Solo (kN/m ²) Coesão (kN/m ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	9.74 29.73	17.41 10.05	1331.02 1419.35	495.00	17.00 10.00	37	155.00 210.00	0.20 0.45	21 \varnothing 12.5 c/10 (25.77 cm ²)	15 \varnothing 12.5 c/10 (18.41 cm ²)
S2	5.07 57.40	22.55 26.85	1415.61 1511.91	495.00	17.00 10.00	37	160.00 220.00	0.20 0.50	15 \varnothing 16.0 c/15 (30.16 cm ²)	16 \varnothing 12.5 c/10 (19.63 cm ²)
S3	32.03 103.01	13.76 48.20	2167.20 2317.78	495.00	17.00 10.00	37	205.00 265.00	0.20 0.60	16 \varnothing 20.0 c/17 (50.27 cm ²)	16 \varnothing 16.0 c/13 (32.17 cm ²)
S4	32.75 49.30	15.58 16.13	2372.47 2535.39	495.00	17.00 10.00	37	210.00 280.00	0.20 0.60	18 \varnothing 20.0 c/16 (56.55 cm ²)	16 \varnothing 16.0 c/13 (32.17 cm ²)
S5	15.19 19.00	29.32 7.69	1618.79 1723.68	495.00	17.00 10.00	37	195.00 195.00	0.20 0.55	13 \varnothing 16.0 c/15 (26.14 cm ²)	13 \varnothing 16.0 c/15 (26.14 cm ²)
S6	21.41 91.93	7.83 26.58	2520.19 2692.21	495.00	17.00 10.00	37	210.00 290.00	0.25 0.65	21 \varnothing 20.0 c/14 (65.97 cm ²)	16 \varnothing 16.0 c/13 (32.17 cm ²)
S7	8.76 91.58	11.83 23.25	1565.12 1677.24	495.00	17.00 10.00	37	175.00 235.00	0.20 0.50	17 \varnothing 16.0 c/14 (34.18 cm ²)	12 \varnothing 16.0 c/15 (24.13 cm ²)
S8	2.99 38.44	10.87 11.62	1319.46 1407.34	495.00	17.00 10.00	37	160.00 200.00	0.20 0.50	20 \varnothing 12.5 c/10 (24.54 cm ²)	16 \varnothing 12.5 c/10 (19.63 cm ²)
S9	8.51 52.76	4.20 17.62	1753.24 1867.86	495.00	17.00 10.00	37	180.00 230.00	0.20 0.55	16 \varnothing 16.0 c/14 (32.17 cm ²)	12 \varnothing 16.0 c/15 (24.13 cm ²)

ANEXO I
PLANTA BAIXA E DE FÔRMA DO EDIFÍCIO





ANEXO II
SONDAGEM À PERCUSSÃO COM MEDIDA DE
SPT

FURO: **SP 01** COTA: (-) 2,50 m RN: 0,00 m (Meio fio da R. Juvenal Mirão da Silva) INÍCIO: 23/01/15 TÉRMINO: 23/01/15

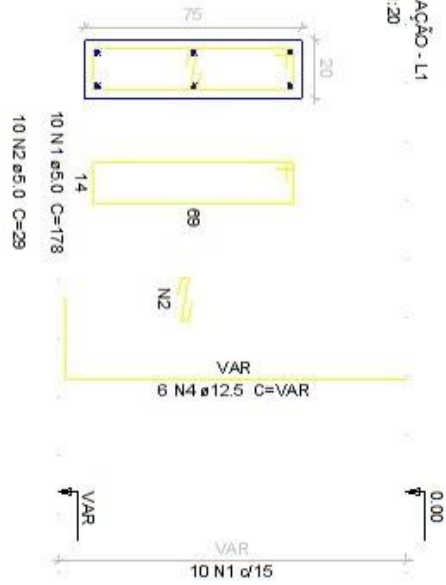
Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostrado	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO					
					golpes/ 15 cm			N _{SPR}	Gráfico	
					1a	2a	3a		10	20
1	Áterro arenoso; cor marrom		0,30	N.A. 1,00 m	3	4	6	10/30		
	Areia fina; cor cinza clara (compacta)		1,20		5	11	11	22/30		
2	Areia fina, siltsosa; cor marrom (compacta)		2,80		5	12	13	25/30		
3	Areia média a grossa, siltsosa, com seixos; cor cinza escura (compacta)		4,30		7	10	15	25/30		
4	Areia fina, siltsosa; cor cinza (compacta)		4,80		7	11	16	27/30		
5	Silt arenoso; cor cinza (medianamente compacto)		6,45		5	7	8	15/30		
6	Limite de Sondagem			4	6	6	12/30			
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										

COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO	PROCESSOS PERFURAÇÃO	OBSERVAÇÕES	SONDADORA
Amostrador { Ø ext: 60,8 mm Padrão { Ø int: 34,0 mm Martelo { Peso: 66 kg Altura queda: 75 cm Revestimento Ø ext: 75 mm	REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 6,45 m ESCALA VERTICAL: 1/100	Pós compactação.	DESENHO; REVISÃO; ENL. RESP.:

ANEXO III
DETALHAMENTO DO EBERICK

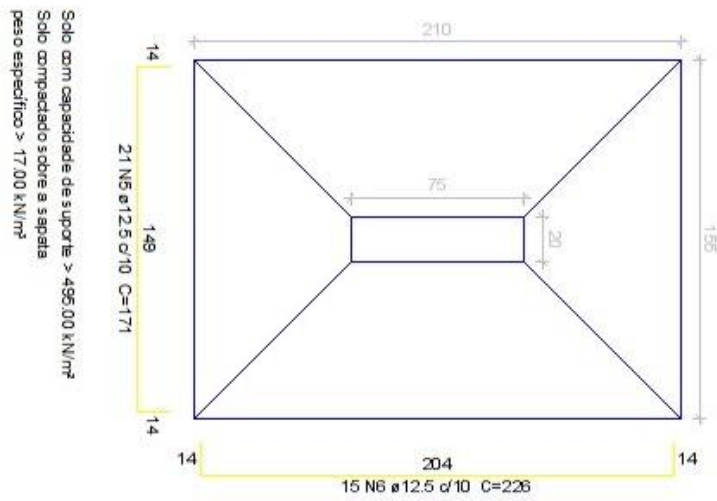
P1

FUNDAÇÃO - L1
ESC 1:20

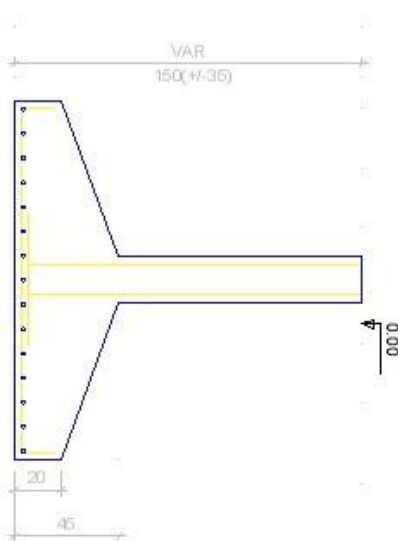


ESC 1:25

S1
PLANTA
ESC 1:25

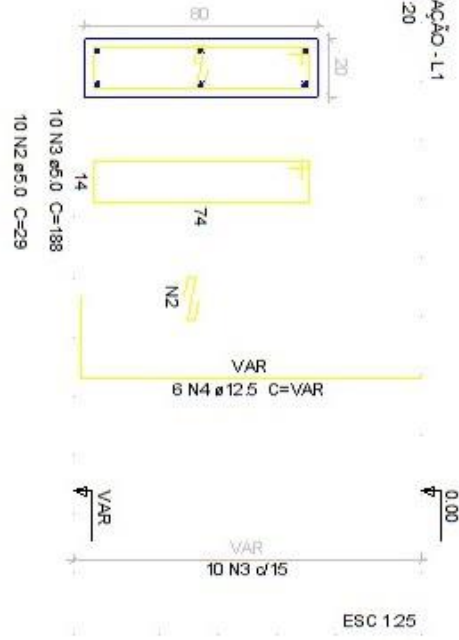


CORTE
ESC 1:25



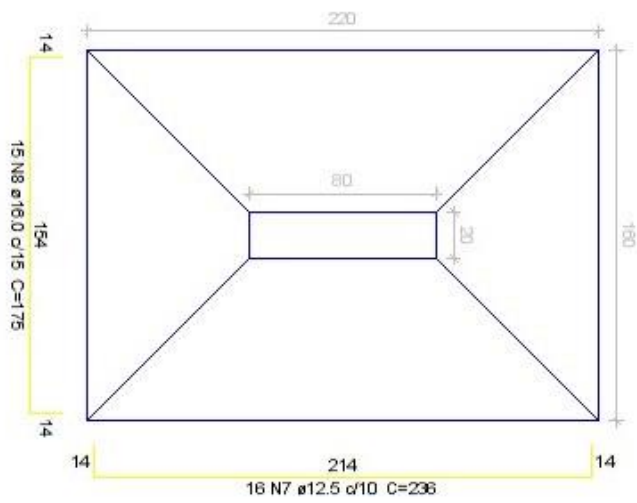
P2

FUNDAÇÃO - L1
ESC 1:20



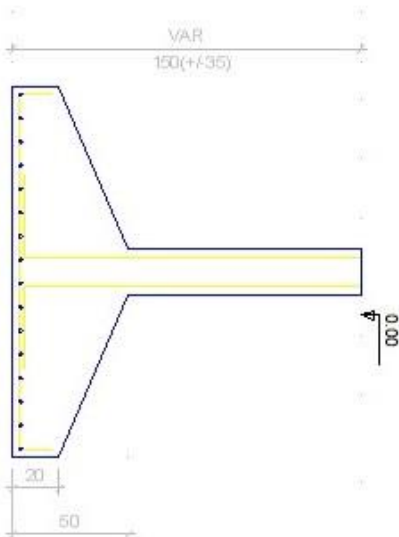
ESC 1:25

S2
PLANTA
ESC 1:25

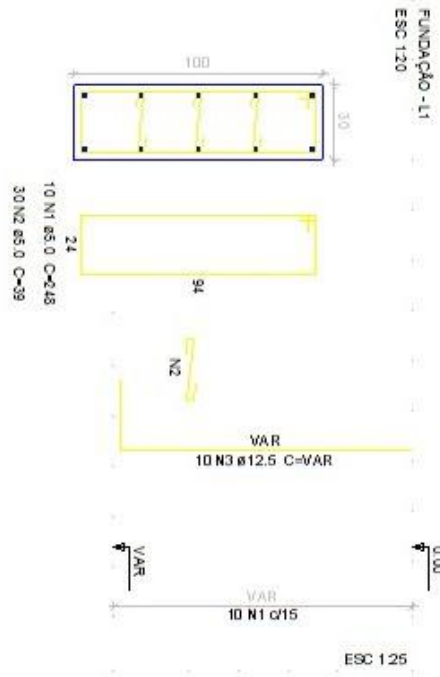


Solo com capacidade de suporte > 495.00 kN/m²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 17.00 kN/m³

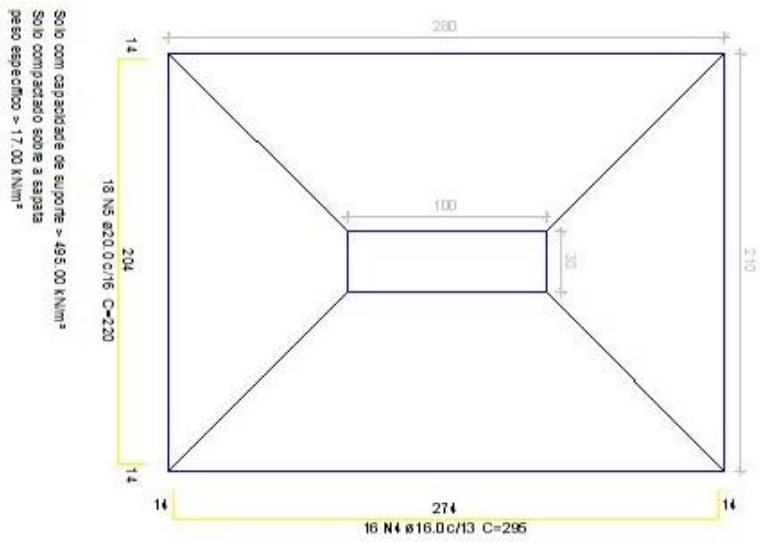
CORTE
ESC 1:25



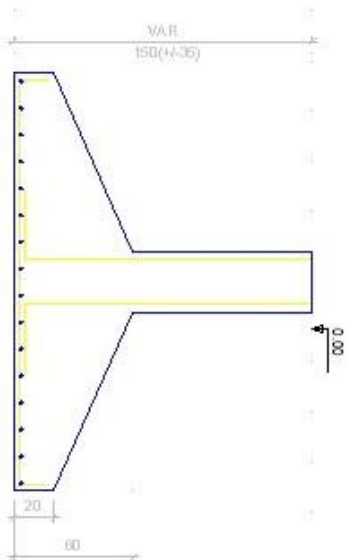
P4



S4
PLANTA
ESC 1:25



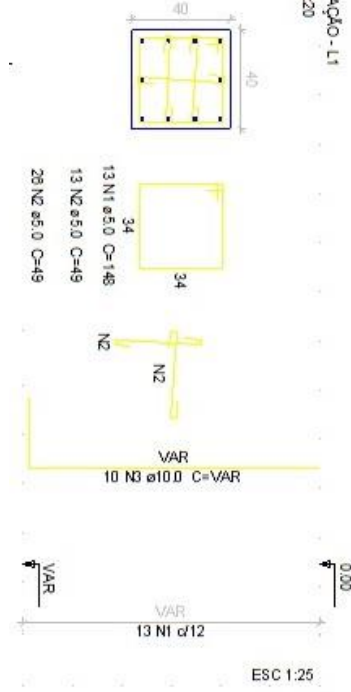
CORTE
ESC 1:25



Solo com capacidade de suporte = 495.00 kN/m²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico = 17.00 kN/m³

P6

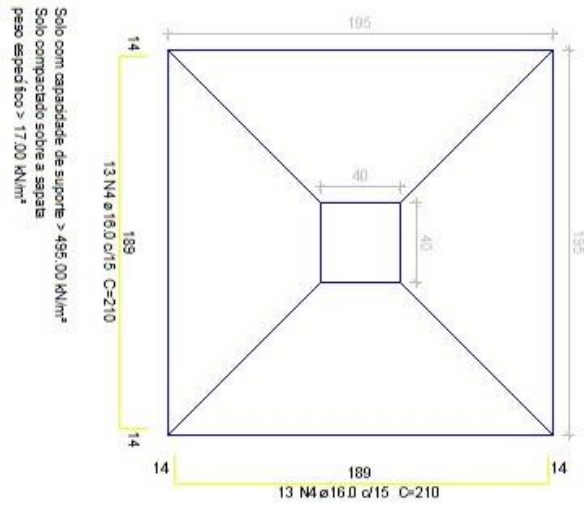
FUNDAÇÃO - L1
ESC 1:20



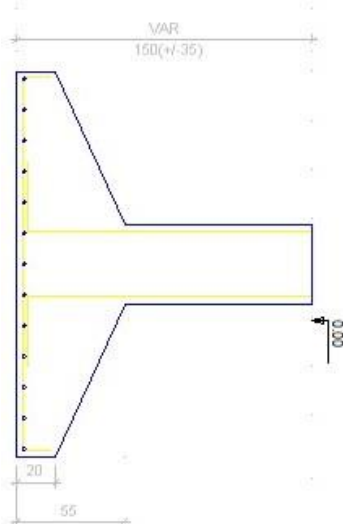
ESC 1:25

S5

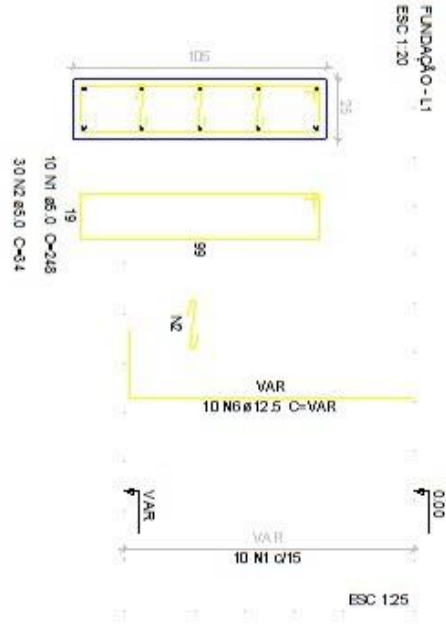
PLANTA
ESC 1:25



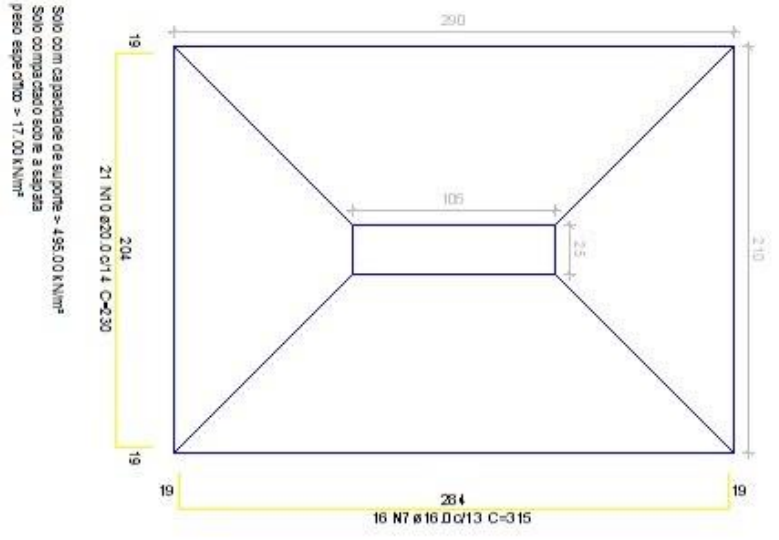
CORTE
ESC 1:25



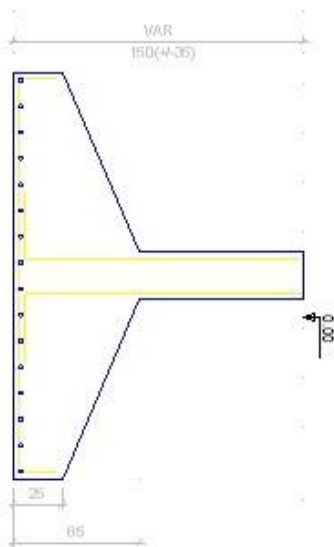
P9



S6
PLANTA
ESC:1/25

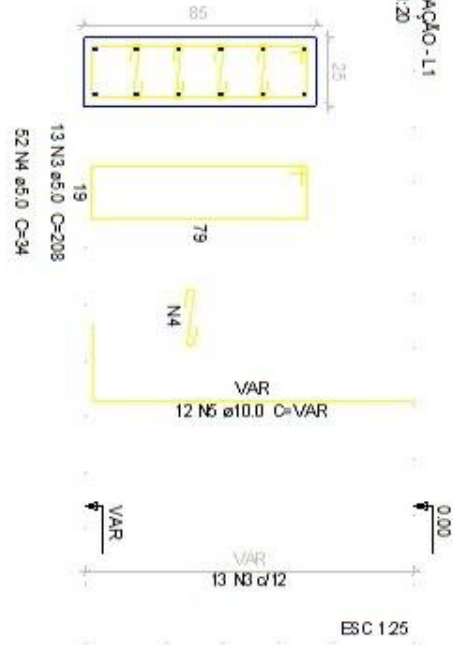


CORTE
ESC:1/25

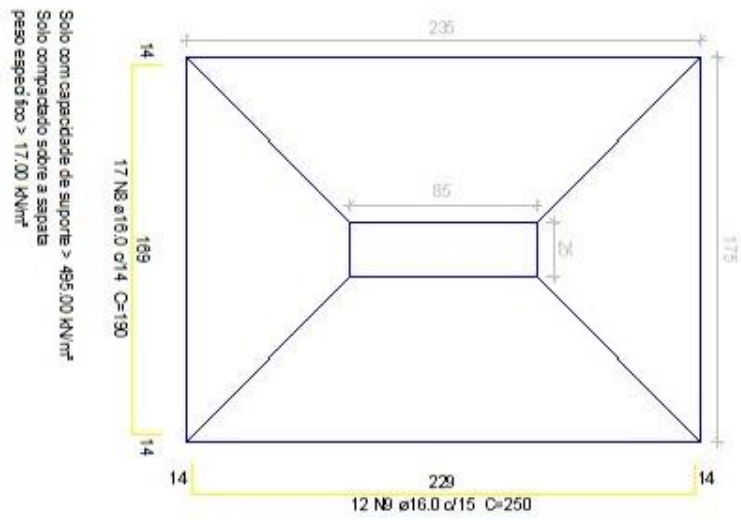


P7

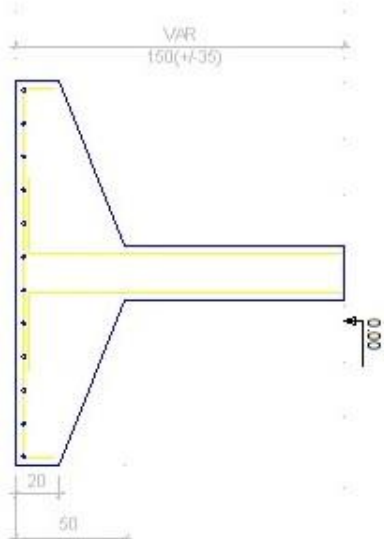
FUNDAÇÃO-L1
ESC 1:20



S7
PLANTA
ESC 1:25

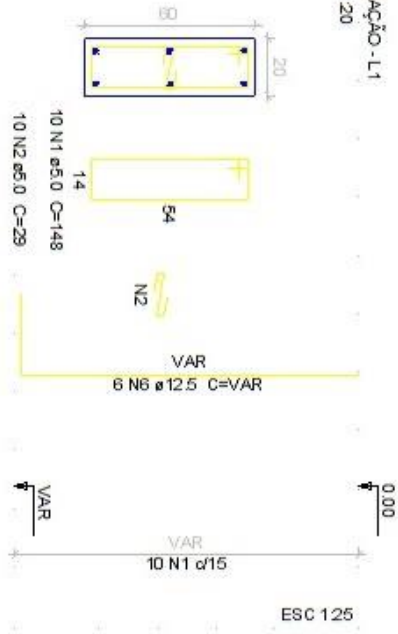


CORTE
ESC 1:25



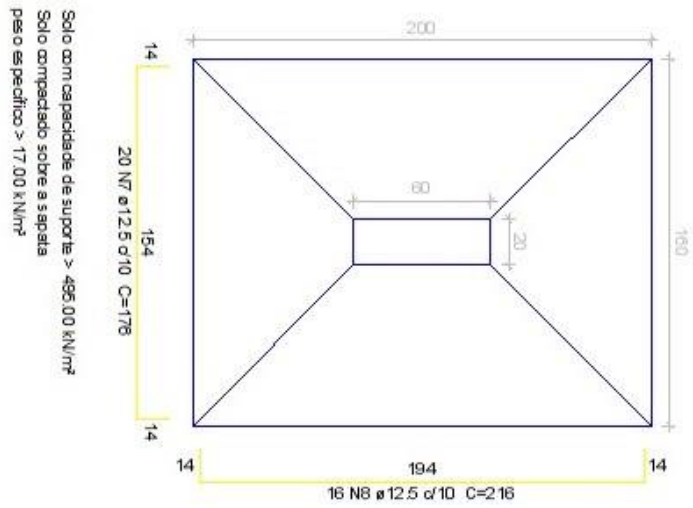
P8

FUNDAÇÃO - L1
ESC:1/20



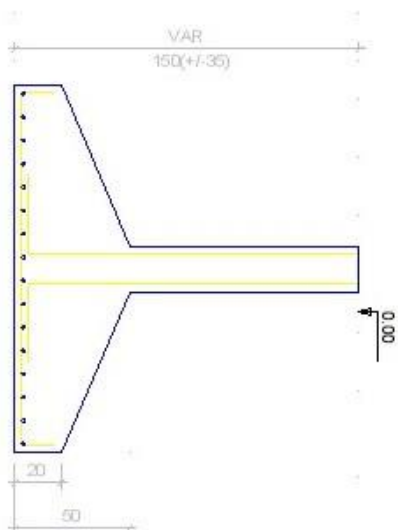
ESC 1/25

S8
PLANTA
ESC:1/25

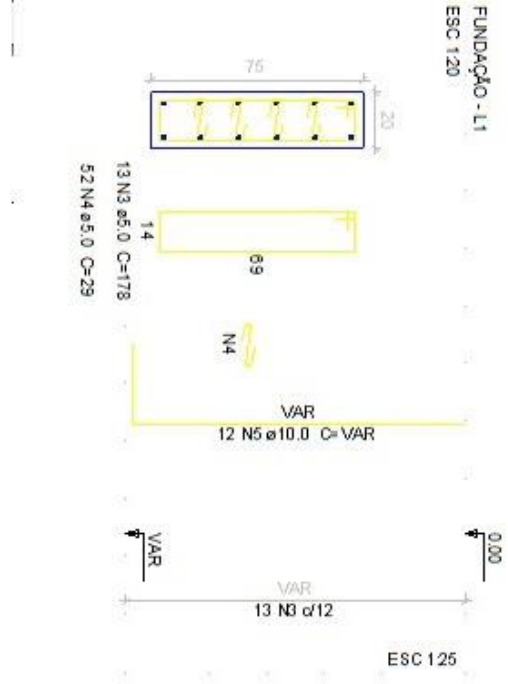


Solo com capacidade de suporte > 495.00 kN/m²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 17.00 kN/m³

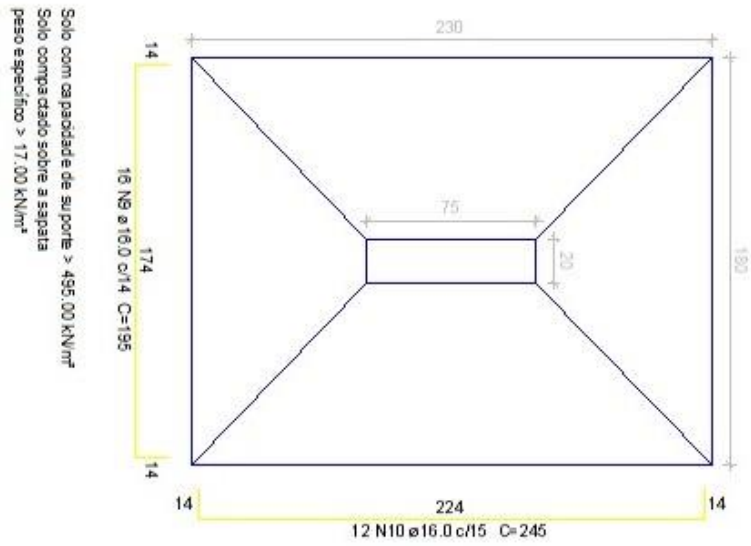
CORTE
ESC:1/25



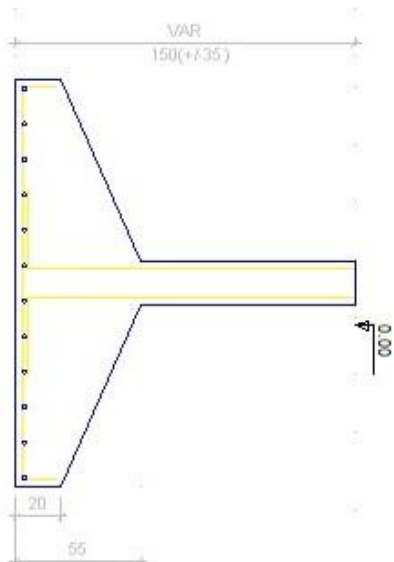
P9



S9
PLANTA
ESC 125



CORTE
ESC 126



Solo com capacidade de suporte > 495,00 kN/m²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 17,00 kN/m³