



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE GOIAS
Unidade Universitária de Ciências Exatas e Tecnológicas
Curso de Engenharia Civil

**ANÁLISE CRÍTICA DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS: SAPATAS ISOLADAS**

MARCOS VINÍCIUS FERREIRA DA CONCEIÇÃO

ANÁPOLIS

2014

MARCOS VINÍCIUS FERREIRA DA CONCEIÇÃO

**ANÁLISE CRÍTICA DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS: SAPATAS ISOLADAS**

**PROJETO FINAL SUBMETIDO AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE GOIÁS COMO REQUISITO NECESSÁRIO PARA
A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

Orientador: Prof. D.Sc. Paulo Márcio Fernandes Viana

ANÁPOLIS

2014

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CONCEIÇÃO, MARCOS. V. F. **Análise Crítica de um Projeto de Fundações Superficiais: Sapatas Isoladas**. Projeto Final, Publicação ENC., Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 65 p., 2014.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Marcos Vinícius Ferreira da Conceição

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE PROJETO FINAL: Análise Crítica de um Projeto de Fundações Superficiais: Sapatas Isoladas.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2014

É concedida à Universidade Estadual de Goiás a permissão para reproduzir cópias deste projeto final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste projeto final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Marcos Vinícius Ferreira da Conceição
Av. da Paz Q-- LT-- C-- Setor Garavelo
CEP 74930-570 – Ap.^a de Goiânia/GO – Brasil
marcosferreirac@outlook.com

FICHA CATALOGRÁFICA

CONCEIÇÃO, MARCOS VINÍCIUS FERREIRA DA
ANÁLISE CRÍTICA DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES
SUPERFÍCIAIS: SAPATAS ISOLADAS / por Marcos Vinícius Ferreira
da Conceição. – 2014.

65 f. : il.

Projeto Final (Graduação) - Universidade Estadual de Goiás. Unidade
Universitária de Ciências Exatas e Tecnológicas - Curso de Engenharia
Civil, Anápolis, 2014.

Orientador: Prof. D.Sc. Paulo Márcio Fernandes Viana

1. Fundações Superficiais 2. Análise 3. Sapatas I. Marcos Vinícius

MARCOS VINÍCIUS FERREIRA DA CONCEIÇÃO

**ANÁLISE CRÍTICA DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS:
SAPATAS ISOLADAS**

**PROJETO FINAL SUBMETIDO AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE GOIÁS COMO REQUISITO NECESSÁRIO PARA
A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:



PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA (UEG - UnUCET)
(ORIENTADOR)



RAPHAELA CHRISTINA COSTA GOMES (UEG - UnUCET)
(EXAMINADOR INTERNO)



VICTOR HUGO MAKI DE SOUZA (Eng. Civil)
(EXAMINADOR EXTERNO)

Anápolis/GO, 26 de Agosto de 2014

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, à quem deposito e confio a minha fé, quem me dá coragem e confiança.

Ao meu pai, Júlio Silo, que proporcionou e confiou na minha formação na Universidade, sempre apoiando e incentivando na minha jornada.

À minha mãe, Maria Aparecida, quem dedicou todo o carinho, atenção e compreensão, possibilitando a minha conclusão no curso de Engenharia Civil.

*“Nossa maior fraqueza está em desistir.
O caminho mais certo de vencer é tentar mais uma vez”*

Thomas Edison

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 3.1: Elementos de uma sapata isolada (Elaborada pelo autor, 2014)..... | 4 |
| Figura 3.2: Dimensões da Sapata (Adaptado - CARVALHO, 2009)..... | 5 |
| Figura 3.3: Altura h da sapata e principais esforços atuantes (CARVALHO, 2009)..... | 6 |
| Figura 3.4: Tensão de cisalhamento na sapata (BASTOS, 2012). | 6 |
| Figura 3.5: Tensões principais na sapata isolada (BASTOS, 2012)..... | 6 |
| Figura 3.6: Ancoragem das armaduras de arranque do pilar (ALVA, 2007). | 8 |
| Figura 4.1: Pilares apoiados em placa, em sapata isolada e em sapata flexível (Adaptado - CARVALHO, 2009)..... | 11 |
| Figura 4.2: Seção de referência S1 (BASTOS, 2012). | 12 |
| Figura 4.3: Diagrama para cálculo do momento fletor na seção de referência S1. (BASTOS, 2012)..... | 12 |
| Figura 4.4: Notações e seção de referência S1 (BASTOS, 2012)..... | 13 |
| Figura 4.5: Áreas de referência (BASTOS, 2012)..... | 14 |
| Figura 4.6: Resultante da pressão no solo (BASTOS, 2012). | 14 |
| Figura 4.7: Área de concreto comprimida pela flexão ($A'c$) (BASTOS, 2012)..... | 15 |
| Figura 4.8: Distribuição de A_s quando $B \geq a_p + 2h$. (BASTOS, 2012). | 16 |
| Figura 4.9: Distribuição de A_s quando $B < a_p + 2h$ (BASTOS, 2012). | 16 |
| Figura 4.10: Ancoragem da armadura quando $c > h$. (BASTOS, 2012). | 17 |
| Figura 4.11: Ancoragem da armadura quando $c < h$ (BASTOS, 2012). | 17 |
| Figura 4.12: Realização de prova de carga sobre placa (ALONSO, 1983)..... | 18 |
| Figura 4.13: Gráfico pressão x recalque (ALONSO, 1983)..... | 19 |
| Figura 4.14: Bulbo de tensões no solo (ALONSO, 1983)..... | 20 |
| Figura 4.15: Fatores de carga em função do ângulo de atrito interno ϕ (ALONSO, 1983)..... | 21 |
| Figura 5.1: Sapata Tipo 1 (Projeto – Anexo)..... | 22 |
| Figura 5.2: Sapata Tipo 2 (Projeto - Anexo) | 22 |
| Figura 5.3: Detalhamento das Sapatas Tipo 1 (Elaborada pelo autor, 2014)..... | 36 |
| Figura 5.4: Detalhamento das Sapatas Tipo 2 (Elaborada pelo autor, 2014). | 42 |
| Figura 6.1: Relação do custo da obra de fundação com a tensão admissível do solo. | 46 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 4.1: Comprimento de ancoragem em função do diâmetro (Adaptado - ALVA, 2007). | 10 |
| Tabela 4.2: Fatores de forma (Adaptado - ALONSO, 1983). | 21 |
| Tabela 5.1: Dimensões das Sapatas Isoladas. | 22 |
| Tabela 5.2: Tensões aplicadas pelas Sapatas Tipo 1. | 24 |
| Tabela 5.3: Tensões aplicadas pelas Sapatas Tipo 2. | 26 |
| Tabela 5.4: Consumo de concreto e volume de escavação do projeto. | 28 |
| Tabela 5.5: Custo das barras de aço CA-50 do projeto. | 28 |
| Tabela 5.6: Estimativa de custos da obra projetada. | 29 |
| Tabela 5.7: Dimensões dos Pilares apoiados nas Sapatas Tipo 1. | 31 |
| Tabela 5.8: Momentos fletores das Sapatas Tipo 1. | 34 |
| Tabela 5.9: Áreas de Aço das Sapatas Tipo 1. | 35 |
| Tabela 5.10: Dimensões dos Pilares apoiados nas Sapatas Tipo 2. | 38 |
| Tabela 5.11: Momentos fletores das Sapatas Tipo 2. | 41 |
| Tabela 5.12: Áreas de Aço das Sapatas Tipo 2. | 41 |
| Tabela 5.13: Consumo de concreto e volume de escavação do projeto recalculados. | 43 |
| Tabela 5.14: Custo das barras de aço CA-50 recalculadas. | 43 |
| Tabela 5.15: Estimativa de custos da obra recalculada. | 44 |
| Tabela 5.16: Comparativo de Custos. | 44 |
| Tabela 6.1: Variação do custo da obra de fundação em relação a Tensão Admissível do solo. | 45 |
| Tabela 6.2: Variação do consumo de concreto, aço e volume de escavação em relação à variação da tensão admissível do solo. | 45 |
| Tabela 6.3: Dimensões das Sapatas em relação às tensões admissíveis. | 46 |

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

- A_s – Área de aço
- a = Dimensão da sapata em uma determinada direção;
- a_p = Dimensão do pilar em uma determinada direção.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- c – Coesão
- C – Comprimento da aba da sapata
- cm – Centímetro
- cm^2 – Centímetro quadrado
- α – Ângulo de inclinação da Sapata
- f_{ck} – Resistência característica de compressão do concreto
- f_{yd} – Tensão de escoamento, de cálculo, do aço
- FS – Fator de segurança para fundações superficiais
- h = Altura da sapata
- kg – Quilograma
- kg/cm² – Quilograma por centímetro quadrado
- kg/cm³ – Quilograma por centímetro cúbico
- kN/m³ – Kilo Newton por metro cúbico
- kPa – Kilo Pascal
- M_d - Momento solicitante de cálculo
- m – Metro
- mm – Milímetro
- m³ – Metro Cúbico
- NBR – Norma Brasileira
- γ – Peso específico
- τ_{sd} – Tensão de cisalhamento de cálculo
- σ_R – Tensão de ruptura
- Qtd - Quantidade
- S_{sap} - Área da base da sapata
- V_l –Força cortante no perímetro do pilar
- σ_{25} - Tensão correspondente a um recalque de 25mm
- σ_{10} - Tensão correspondente a um recalque de 10mm

$\bar{\sigma}_{solo}$ – Tensão admissível do solo

σ_{solo} – Tensão aplicada no solo

φ – Ângulo de atrito interno

\emptyset – Diâmetro

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 2 OBJETIVOS | 2 |
| 2.1 GERAIS..... | 2 |
| 2.2 ESPECÍFICOS | 2 |
| 2.3 LIMITAÇÕES DE ESTUDO | 2 |
| 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 3 |
| 3.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL..... | 3 |
| 3.2 SAPATA ISOLADA | 3 |
| 3.2.1 Elementos da sapata isolada..... | 4 |
| 3.2.2 Classificação quanto à rigidez..... | 4 |
| 3.2.3 Distribuição de esforços na sapata | 5 |
| 3.2.4 Armaduras necessárias na Sapata..... | 7 |
| 3.2.4.1 Armadura de flexão | 7 |
| 3.2.4.2 Armadura de arranque dos pilares: | 7 |
| 4 MÉTODOS DE CÁLCULO | 9 |
| 4.1 MÉTODO DE CÁLCULO ESTRUTURAL..... | 9 |
| 4.1.1 Definição das dimensões em planta | 9 |
| 4.1.2 Determinação da altura da sapata..... | 10 |
| 4.1.3 Tensão de cisalhamento no concreto..... | 11 |
| 4.1.3.1 Tração diagonal (puncionamento) | 11 |
| 4.1.3.2 Compressão diagonal..... | 11 |
| 4.1.4 Dimensionamento da armadura inferior..... | 12 |
| 4.1.5 Momentos fletores em sapatas isoladas com carga centrada | 13 |
| 4.1.6 Ancoragem das barras da armadura | 16 |
| 4.2 MÉTODO DE CÁLCULO GEOTÉCNICO | 17 |
| 4.2.1 Realização de prova de carga sobre placas | 18 |
| 4.2.2 Fórmulas Teóricas | 20 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2.2.1 Fórmula de Terzaghi:..... | 20 |
| 5 ANÁLISE CRÍTICA DO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS: SAPATAS ISOLADAS..... | 22 |
| 5.1 DADOS DA OBRA | 22 |
| 5.1.1 Sapatas Tipo 1 | 23 |
| 5.1.1.1 Tensão aplicada ao solo pela Sapata..... | 23 |
| 5.1.2 Sapatas Tipo 2 | 25 |
| 5.1.2.1 Tensão aplicada ao solo pela Sapata..... | 25 |
| 5.2 ESTIMATIVA DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO..... | 26 |
| 5.3 ESTIMATIVA DOS CUSTOS DA OBRA DE FUNDAÇÃO - PROJETO | 27 |
| 5.3.1 Consumo de Concreto e Volume de Escavação..... | 27 |
| 5.3.2 Consumo de Aço | 28 |
| 5.3.3 Consumo Total..... | 28 |
| 5.4 CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DO DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS | 29 |
| 5.5 RECALCULO DAS SAPATAS ISOLADAS COM OS MÉTODOS APRESENTADOS | 29 |
| 5.5.1 Sapatas de Tipo 1 | 30 |
| 5.5.1.1 Definição das Dimensões em Planta..... | 30 |
| 5.5.1.2 Determinação da nova altura | 30 |
| 5.5.1.3 Dimensionamento da Armadura Inferior..... | 32 |
| 5.5.1.4 Dimensionamento ao cisalhamento (compressão diagonal)..... | 33 |
| 5.5.1.5 Verificação das demais Sapatas do Tipo 1 | 34 |
| 5.5.1.6 Detalhamento das armaduras | 35 |
| 5.5.2 Sapatas de Tipo 2 | 36 |
| 5.5.2.1 Definição das Dimensões em Planta..... | 36 |
| 5.5.2.2 Determinação da nova altura | 37 |
| 5.5.2.3 Dimensionamento da Armadura Inferior..... | 38 |
| 5.5.2.4 Dimensionamento ao cisalhamento (compressão diagonal)..... | 40 |
| 5.5.2.5 Verificação das demais Sapatas do Tipo 2 | 40 |
| 5.5.2.6 Detalhamento das armaduras | 41 |
| 5.6 ESTIMATIVA DOS CUSTOS DA OBRA DE FUNDAÇÃO – RECALCULADA | 42 |

| | |
|--|-----------|
| 5.6.1 Consumo de Concreto e Volume de Escavação..... | 42 |
| 5.6.2 Consumo de Aço | 43 |
| 5.6.3 Consumo total | 43 |
| 5.7 COMPARATIVO DE CUSTOS E CONSIDERAÇÕES SOBRE O RECALCULO DAS SAPATAS DE FUNDAÇÃO | 44 |
| 6 APLICANDO UMA VARIAÇÃO NA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO..... | 45 |
| 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 47 |
| 8 CONCLUSÃO..... | 48 |
| 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 49 |
| ANEXO A..... | 51 |

1 INTRODUÇÃO

A ideia de estudo dos solos para a execução de fundações superficiais será demonstrada e, enfatizada a sua importância, mostrando como o custo pode ser oneroso quando não se tem dados concretos do subsolo a partir de ensaios com execução de provas de carga ou mesmo, quando muito comum no Brasil, nem sequer utilizam de dados de investigação geotécnica para o dimensionamento apropriado das fundações.

O estudo geotécnico para fundações superficiais, não somente em fundações profundas, faz-se necessário e é de grande importância para o bom dimensionamento de qualquer tipo de obra de fundação. Assim sendo, investigando o subsolo do local de uma obra, seja ela de médio ou pequeno porte, evita-se que a fundação seja superdimensionada.

Um superdimensionamento acaba gerando custos desnecessários para uma edificação, tornando a obra cara e até mesmo, quando se é executada uma fundação que não atende às necessidades, gerando problemas de subdimensionamento, que caracterizará uma provável segunda obra, desta vez de reforço.

Neste trabalho será feita uma avaliação formal e metodológica de um projeto de fundações superficiais, basicamente composto por Sapatas Isoladas Rígidas, objetivando avaliar a relação custo/benefício que este tipo de fundação apresenta. O projeto será avaliado quanto ao sucesso quando em uso e se foi obtido numa relação custo/benefício interessante, realizando um estudo sistemático com base nas literaturas de fundações e normas brasileiras no que concerne à execução e dimensionamento das Sapatas de fundação, avaliando a capacidade de atender os requisitos para a qualidade e identificando quaisquer problemas que existam no projeto em questão.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAIS

Será realizada uma análise crítica de um projeto de fundações superficiais, mediante a avaliação do custo x benefício das sapatas isoladas. O objetivo geral do estudo é realizar uma pré-verificação do dimensionamento, o consumo de materiais e serviços, e uma estimativa dos custos finais das sapatas isoladas de um projeto estrutural de fundação superficial.

2.2 ESPECÍFICOS

Mediante métodos de cálculos geotécnicos e estruturais, que foram anteriormente demonstrados, realizar-se-á o estudo do projeto em questão, avaliando o custo x benefício do emprego das sapatas isoladas e seu dimensionamento. Verificar se o objeto estudado irá funcionar com sucesso quando em uso, bem como a possibilidade de ser obtido numa relação de custo/benefício interessante. Uma variação na tensão admissível do solo foi aplicada para demonstrar a importância que esta possui no dimensionamento e o quão oneroso uma obra possa ser, quando se adota uma tensão admissível muito baixa, pela falta de estudo ou ensaios. Será feita então uma estimativa da tensão admissível do solo da obra, para que se possa desenvolver cálculos única e exclusivamente à título de comparação.

2.3 LIMITAÇÕES DE ESTUDO

O estudo se limita a realizar uma avaliação apenas das sapatas isoladas rígidas do projeto. No dimensionamento geométrico foi considerado apenas as cargas centradas, desconsiderando os momentos provocados por cargas excêntricas, se assim houver, com o intuito de realizar um simples comparativo. A falta de dados geotécnicos no projeto e do solo da obra em questão implica na aplicação de cálculos simples para estimar a tensão admissível deste solo, que podem ou não estar fora da realidade. Essa estimativa se faz necessária para que possa ser demonstrada a importância do estudo geotécnico e para a aplicação dos cálculos nas sapatas. Este trabalho se atem a aplicar as variações da tensão admissível e constatar as diferenças no custo, não tendo compromisso na estimativa exata da tensão admissível do solo da obra em questão.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Também chamada de “rasa” ou “direta”, fundação superficial é, segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 6122 (2010), um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Como exemplo típico, têm-se as fundações por sapatas, que geralmente são projetadas pela filosofia de tensão admissível (CINTRA, 2003).

As fundações superficiais são caracterizadas principalmente pela forma como as tensões são distribuídas ao solo, contando apenas com a resistência de base do elemento, desconsiderando o atrito lateral por ser ele muito inferior. Como exemplos de fundações superficiais, além da sapata (esta, podendo ser “isolada”, “associada” ou “corrida”), temos o bloco e o radier.

3.2 SAPATA ISOLADA

Neste trabalho iremos observar apenas as sapatas isoladas do projeto em questão, que são, por definição segundo NBR 6122 (2010), elemento de fundação superficial, de concreto armado dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Elas transmitem ações de um único pilar, que pode estar centrado ou excêntrico; pode ser retangular, quadrada, circular, etc. (BASTOS, 2012).

“No caso de pilares de formato não retangulares, a sapata deve ter seu centro de gravidade coincidindo com o centro de cargas (TÉCHNE, 2004, p.38).”

3.2.1 Elementos da sapata isolada

Para que ocorra uma transmissão de carga satisfatória e de forma homogênea no solo, as sapatas possuem elementos construtivos dispostos de forma a garantir a estabilidade do sistema, principalmente dispersar tensões em sua armadura inferior (flexão) e, elementos que asseguram a ancoragem do pilar no corpo da sapata. Vale destacar ainda a ausência de armadura resistente a esforços cortantes, já que são raros os casos onde é necessário o emprego desse tipo de armadura, assim como nas lajes. Neste contexto, os esforços cortantes são basicamente resistidos pelo próprio concreto.

De modo geral, as Sapatas Isoladas são compostas pelos elementos demonstrados na Figura 3.1:

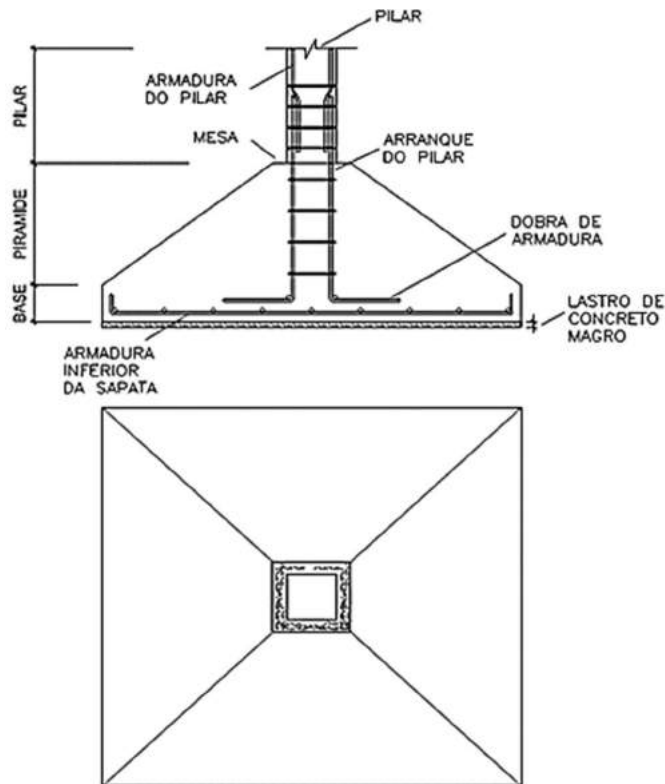


Figura 3.1: Elementos de uma sapata isolada (Elaborada pelo autor, 2014).

3.2.2 Classificação quanto à rigidez

Segundo a NBR 6118 (2007), quando se verifica a equação a seguir, a sapata é considerada rígida, caso contrário, a sapata é considerada como flexível:

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Onde:

h = Altura da sapata;

a = Dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p = Dimensão do pilar na mesma direção da sapata.

Bastos (2012) acrescenta ainda que a classificação acima deve ser verificada segundo as duas direções da sapata, ou seja, segundo as direções dos lados a e b de sapatas retangulares, como mostra a Figura 3.2, bastando que apenas um dos lados seja satisfeito pela equação.

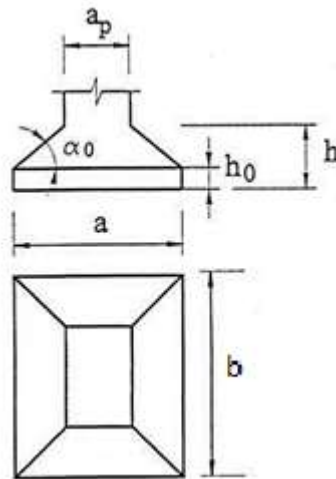


Figura 3.2: Dimensões da Sapata (Adaptado - CARVALHO, 2009).

De acordo com Carvalho (2009), para facilitar a concretagem é conveniente que o ângulo α_0 de inclinação da sapata seja em torno de 30° , que é aproximadamente o ângulo de atrito interno do concreto (ângulo de talude natural) de compactidade média; isso permite usar apenas fôrmas laterais com altura h_0 , pois não haverá deslizamento do concreto. Dessa maneira, para anteprojeto e determinar a altura total h da sapata, considera-se como rígidas as sapatas em que o ângulo α é igual ou superior a 30° , e flexíveis quando menor que 30° .

3.2.3 Distribuição de esforços na sapata

A NBR 6118 (2007) caracteriza o comportamento estrutural das sapatas rígidas como

sendo um trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar.

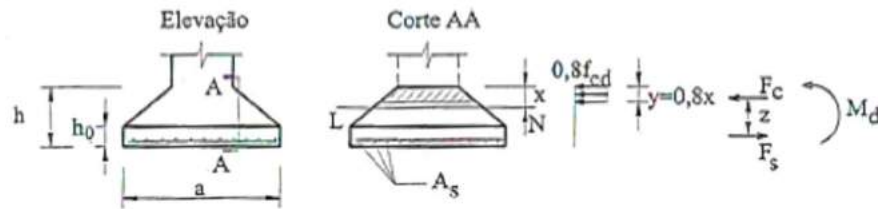


Figura 3.3: Altura h da sapata e principais esforços atuantes (CARVALHO, 2009).

Também ocorre o trabalho ao cisalhamento nas duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal e sim compressão diagonal verificada conforme item 19.5.3.1 da NBR em questão. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.

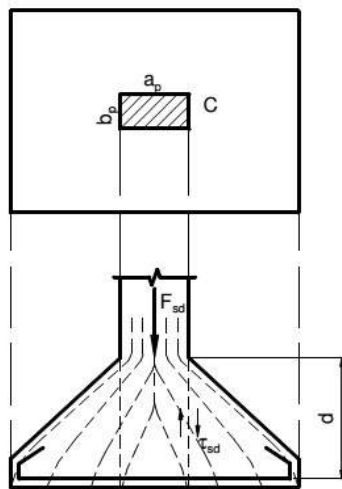


Figura 3.4: Tensão de cisalhamento na sapata (BASTOS, 2012).

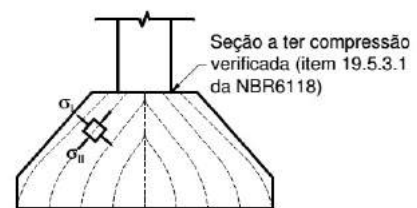


Figura 3.5: Tensões principais na sapata isolada (BASTOS, 2012).

Segundo Bastos (2012), a maior tensão ocorre junto a biela mais inclinada (Figura 3.4) e a tensão máxima ocorre no ponto próximo ao pilar (transição da sapata para o pilar), onde a seção da biela é a menor (Figura 3.5).

3.2.4 Armaduras necessárias na Sapata

A NBR 6118 (2007) faz o detalhamento das armaduras necessárias, dividindo-as em basicamente armadura de flexão e de arranque dos pilares.

3.2.4.1 Armadura de flexão

A armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da mesma e terminando em gancho nas duas extremidades. Para barras com $\emptyset \geq 20\text{mm}$ devem ser usados ganchos de 135° ou 180° . Já para barras com $\emptyset \geq 25\text{mm}$ deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura.

A NBR 6118 (2007) prescreve ainda que as barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento de no máximo igual a $2h$ ou 20 cm , prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.

3.2.4.2 Armadura de arranque dos pilares:

A sapata deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da flexão da sapata.

Um cuidado importante é o de garantir que a umidade do solo não atacará a armadura da sapata. Para isso, é feito um lastro de 5 cm de concreto magro sob a sapata. (TÉCHNE, 2004, p.43).

Alva (2007) discorre acerca da necessidade de que tenha altura suficiente para que as forças nas armaduras do pilar sejam transferidas ao concreto da fundação (ancoragem), incluindo um cobrimento mínimo para a proteção das armaduras:

$$h > l_b + c \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Onde l_b (Figura 3.6) é o comprimento de ancoragem das barras do pilar e c é o cobrimento.

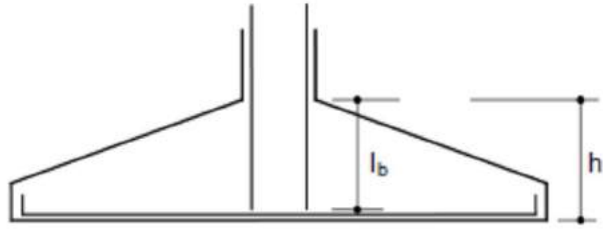


Figura 3.6: Ancoragem das armaduras de arranque do pilar (ALVA, 2007).

4 MÉTODOS DE CÁLCULO

4.1 MÉTODO DE CÁLCULO ESTRUTURAL

4.1.1 Definição das dimensões em planta

Segundo Carvalho (2009), as dimensões da sapata são encontradas inicialmente através da verificação das tensões no solo, que não devem ultrapassar o valor admissível ($\bar{\sigma}_{solo}$), encontrado em ensaios de caracterização. Em uma sapata de área A e peso próprio P , em que o pilar aplica uma carga N , deve-se então ter:

$$\sigma_{solo} = \frac{N + P}{A_{sapata}} \leq \bar{\sigma}_{solo} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

É conveniente também que a base da sapata seja homotética em relação à seção do pilar, ou seja, se o pilar for retangular, a sapata também deve ser retangular e de lados proporcionais aos do pilar. Dessa maneira, é possível definir as dimensões em planta das sapatas isoladas.

Araújo (2010) acrescenta que, para fixar uma relação entre os lados A' e B' da sapata, pode-se adotar:

$$\frac{A'}{a} = \frac{B'}{b} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Onde:

a e b são as dimensões da seção do pilar.

Com essa restrição, resulta:

$$A' = \sqrt{\frac{a}{b}} S ; B' = \sqrt{\frac{a}{b}} S \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Onde:

$$S = A'B' = \text{ÁREA}_{sapata}$$

No caso de pilares de edifícios a dimensão mínima é da ordem de 80cm. Para sapatas corridas adota-se um mínimo de 60cm de largura (TEIXEIRA & GODOY, 1998).

Bastos (2012) faz ainda uma estimativa das dimensões de sapatas isoladas com carga centrada, levando em conta o peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata, sendo a área de apoio estimada como:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,05 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} ; S_{\text{sap}} = \frac{1,1 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Os fatores 1,05 e 1,1 estimam justamente o peso próprio da sapata e do solo sobre ela, ficando a critério do projetista escolher o valor que melhor atende às suas expectativas.

4.1.2 Determinação da altura da sapata

Segundo Carvalho (2009), a altura da sapata deve ser tal de modo que ela seja rígida e, para isso deve ser utilizada a Equação 2.1. Pode-se obter, em geral, uma boa solução atribuindo para α_0 o valor de 30° . Para h_0 recomenda-se um valor mínimo de 10cm.

Alva (2007) apresenta a Tabela 4.1 com os comprimentos de ancoragem em função do diâmetro, para diferentes classes de concreto, aplicáveis a barras nervuradas, aço CA-50 e em zonas de boa aderência (ângulo das armaduras do pilar à 90° graus em relação à horizontal). Os valores da Tabela 4.1 foram obtidos com as expressões apresentadas na NBR 6118 (2007).

Tabela 4.1: Comprimento de ancoragem em função do diâmetro (Adaptado - ALVA, 2007).

| Concreto | Sem gancho | Com gancho |
|----------|----------------|----------------|
| C15 | 53 \emptyset | 37 \emptyset |
| C20 | 44 \emptyset | 31 \emptyset |
| C25 | 38 \emptyset | 26 \emptyset |
| C30 | 33 \emptyset | 23 \emptyset |
| C35 | 30 \emptyset | 21 \emptyset |
| C40 | 28 \emptyset | 19 \emptyset |
| C45 | 25 \emptyset | 18 \emptyset |
| C50 | 24 \emptyset | 17 \emptyset |

Após a definição das dimensões, deve ser feita a verificação da compressão diagonal no concreto, conforme apresentado à seguir.

4.1.3 Tensão de cisalhamento no concreto

4.1.3.1 Tração diagonal (puncionamento)

O ângulo limite para a sapata ser admitida como rígida é de $33,69^\circ$. Como o cone de punção se forma com um ângulo entre 26° e 30° , conclui-se que ele estará sempre fora da sapata (Figura 4.1). Desse modo, nas sapatas rígidas não é preciso verificar a tração diagonal, conforme inclusive prescreve a norma NBR 6118 (2007), em seu item 22.4.2.2, comenta Carvalho (2009).

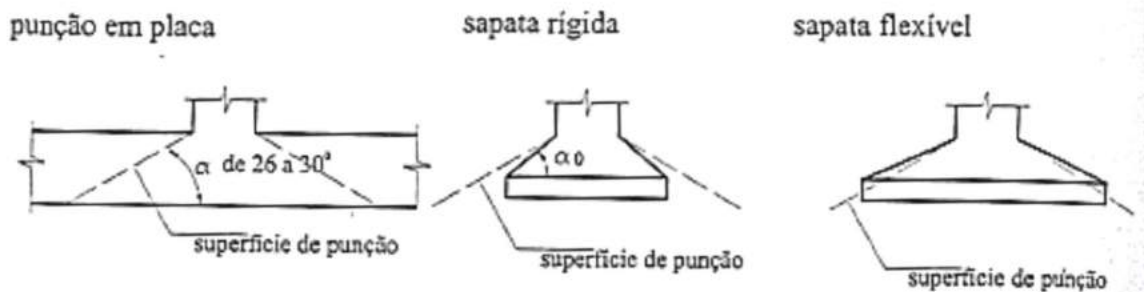


Figura 4.1: Pilares apoiados em placa, em sapata isolada e em sapata flexível (Adaptado - CARVALHO, 2009).

4.1.3.2 Compressão diagonal

A norma NBR 6118 (2007), em seu item 19.5.3.1, exige que seja feita a verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica, que como prescrito no Item 2.2.3 deste trabalho, “a maior tensão ocorre na biela mais inclinada e a tensão máxima ocorre no ponto próximo ao pilar (transição da sapata para o pilar) onde a seção da biela é a menor” (BASTOS, 2012). Para Carvalho (2009), essa verificação só tem lógica se for feita no perímetro do pilar, conforme indicado à seguir:

$$\tau_{sd} \leq \frac{V_l}{u_p \cdot d} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Em que:

τ_{sd} é a tensão de cisalhamento solicitante de cisalhamento de cálculo;

V_l é a força cortante no perímetro do pilar; por segurança pode ser a força normal do pilar;

u_p é o perímetro ao longo do contorno do pilar e d é a altura útil da sapata;

τ_{Rd} é a tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

$\alpha_v = 1 - f_{ck} / 250$, com f_{ck} em MPa.

4.1.4 Dimensionamento da armadura inferior

De acordo com a NBR 6118 (2007), o comportamento estrutural de sapatas rígidas pode ser caracterizado por um trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Para calcular os momentos fletores e dimensionar a armadura inferior para cada direção, segundo Bastos (2012), tem-se uma seção de referência (S_{1A} e S_{1B}), que dista 0,15 vezes a dimensão do pilar normal à seção de referência, e se encontra internamente ao pilar (Figura 4.2).

$$d_1 = d \leq 1,5c_A \quad (\text{Eq. 4.6})$$

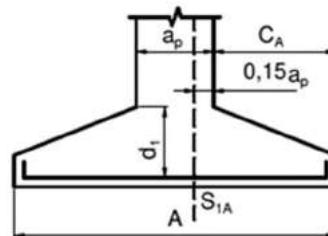


Figura 4.2: Seção de referencia S_1 (BASTOS, 2012).

O momento fletor é calculado levando-se em conta o diagrama de tensões no solo entre a seção S_1 e a extremidade da sapata, como indicado na Figura 4.3.

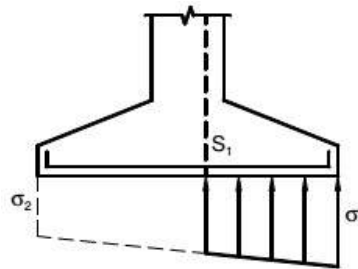


Figura 4.3: Diagrama para cálculo do momento fletor na seção de referência S_1 . (BASTOS, 2012).

No cálculo da armadura de flexão que atravessa a seção S_1 consideram-se as características geométricas da seção de referência S_1 .

O menor momento fletor deve ser pelo menos 1/5 do maior momento fletor, isto é, a relação entre as armaduras de flexão ortogonais deve ser $\geq 1/5$.

4.1.5 Momentos fletores em sapatas isoladas com carga centrada

Os momentos fletores são calculados nas seções de referência S_1 , conforme indicados na Figura 4.4. Supondo balanços iguais, $c_A = c_B$:

$$c_A = \frac{A - a_p}{2} = c_B = \frac{B - b_p}{2} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

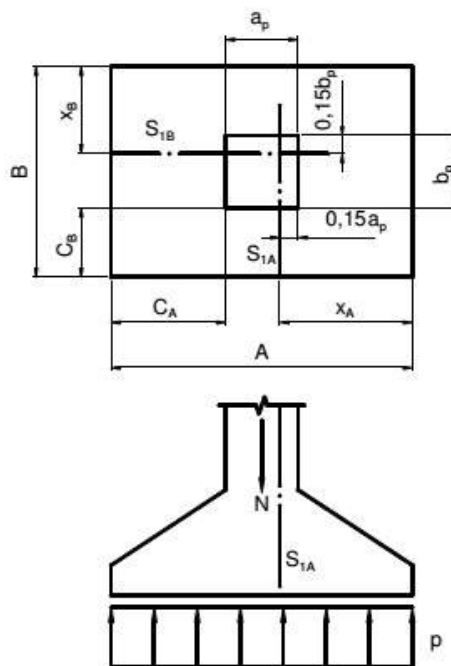


Figura 4.4: Notações e seção de referência S_1 (BASTOS, 2012).

Tensão da sapata no solo:

$$p = \frac{1,05 \cdot N}{A \cdot B} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Onde o fator 1,05 considera o peso próprio e do solo sobre a sapata. Outros valores podem ser adotados, como citado no Item 3.1.2.

As distancias x_A e x_B da Figura 4.5 são dadas por:

$$x_A = c_A + 0,15a_p ; x_B = c_B + 0,15b_p \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Áreas de referência nas duas direções (Figura 4.5):

$$A_{1A} = x_A \cdot B \text{ e } A_{1B} = x_B \cdot A \quad (\text{Eq. 4.10})$$

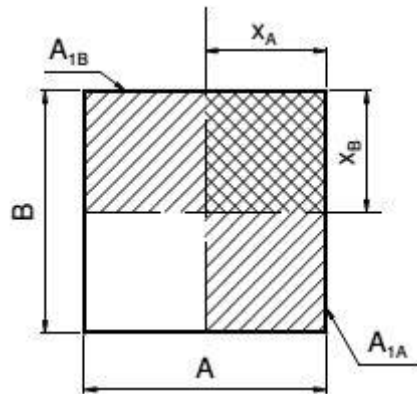


Figura 4.5: Áreas de referência (BASTOS, 2012).

Resultantes da tensão no solo conforme demonstra a Figura 4.6:

$$R_{1A} = p \cdot x_A \cdot B \text{ e } R_{1B} = p \cdot x_B \cdot A \quad (\text{Eq. 4.11})$$

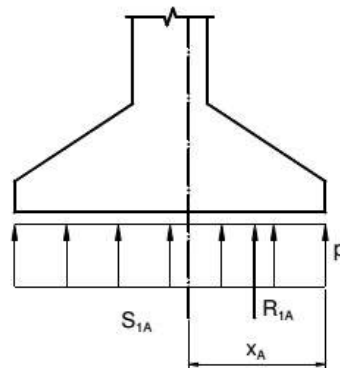


Figura 4.6: Resultante da pressão no solo (BASTOS, 2012).

O momento fletor em cada direção é dado por:

$$M_{1A} = R_{1A} \frac{x_A}{2} \Rightarrow M_{1A} = p \cdot B \frac{x_A^2}{2} \quad (\text{Eq. 4.12})$$

$$M_{1B} = R_{1B} \frac{x_B}{2} \Rightarrow M_{1B} = p \cdot A \frac{x_B^2}{2} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

Ainda, segundo Bastos (2012), No cálculo da armadura de flexão, embora a seção comprimida A'_c seja um trapézio, o cálculo pode ser feito simplificadamente considerando-se a seção retangular (Figura 4.7). Considerando o trapézio deve-se fazer $\sigma_{cd} = 0,8 f_{cd}$.

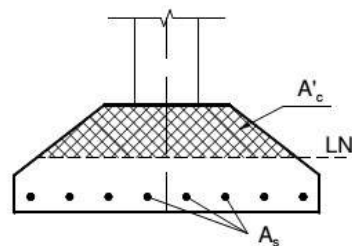


Figura 4.7: Área de concreto comprimida pela flexão (A'_c) (BASTOS, 2012).

Como na flexão simples, com o auxílio dos coeficientes K tabelados:

$K_c = \frac{b_w \cdot d_1^2}{M_d} \Rightarrow$ na tabela de valores de K_c e K_s encontra-se β_x , o domínio e K_s , com $b_w = A$ ou B .

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d_1} \geq A_{s,\text{mín}}$$

Simplificadamente também pode-se fazer:

$$A_s = \frac{M_d}{0,85d_1 \cdot f_{yd}} \geq A_{s,\text{mín}} \quad (\text{Eq. 4.14})$$

Nas sapatas de base quadrada, a armadura de flexão pode ser uniformemente distribuída na largura da sapata. A armadura deve se estender de face a face e terminar com gancho nas duas extremidades como sugere Bastos (2012) e como prescreve a norma NBR 6118 (2007).

Nas sapatas de base retangular, a armadura paralela ao lado menor (B) deve-se obedecer:

- Quando $B \geq a_p + 2h$ (Figura 4.8):

$$A_s = \frac{2B}{A + B} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

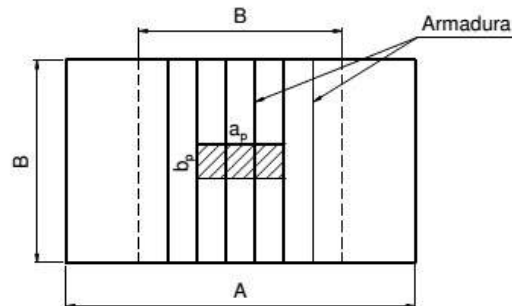


Figura 4.8: Distribuição de A_s quando $B \geq a_p + 2h$. (BASTOS, 2012).

- No caso de $B < a_p + 2h$ (Figura 4.9), a armadura é calculada como sendo:

$$A_s = \frac{2(a_p + 2h)}{A + a_p + 2h} \quad (\text{Eq. 4.16})$$

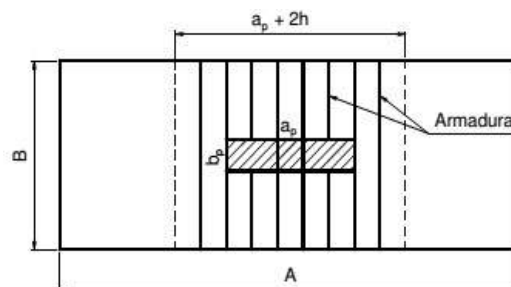


Figura 4.9: Distribuição de A_s quando $B < a_p + 2h$ (BASTOS, 2012).

4.1.6 Ancoragem das barras da armadura

Segundo Silva (2008), todas as barras das armaduras devem ser ancoradas no próprio concreto, transmitindo a este as forças que as sollicitam.

Como prescrito também no Item 2.2.4 deste trabalho, para barras com diâmetros maiores que 20mm, os ganchos precisam ter inclinação de 135° ou 180° , assim como exige a norma NBR 6118 (2007).

Bastos (2012) separa em dois casos para diferenciar a ancoragem da armadura de flexão nas sapatas:

- 1º Caso: se a aba de comprimento c superar a altura h , a armadura deve ser ancorada a partir da seção distante h da face do pilar e deve se estender até as bordas da sapata (Figura 4.10). l_b é o comprimento de ancoragem básico, considerado sem gancho.

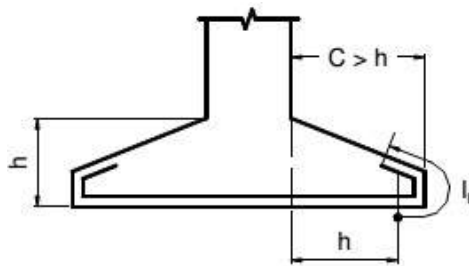


Figura 4.10: Ancoragem da armadura quando $c > h$. (BASTOS, 2012).

- 2º Caso: se o comprimento c da aba for inferior a h , a armadura deve ser totalmente ancorada na vizinhança imediata da borda da sapata, sendo o comprimento de ancoragem medido a partir da extremidade retilínea da barra (Figura 4.11).

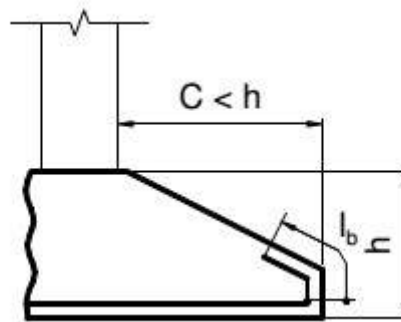


Figura 4.11: Ancoragem da armadura quando $c < h$ (BASTOS, 2012).

4.2 MÉTODO DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Segundo Schnaid (2012), as informações necessárias de campo nem sempre são suficientes e, em determinados casos, as informações suficientes nem sempre são economicamente viáveis, porém as informações geotécnicas do solo em estudo são indispensáveis para determinação de custos decorrentes do projeto atrelado a sua solução.

O projetista de “Estrutura de Fundação” deve ser prudente, rigoroso e criterioso com a utilização de métodos de cálculo, principalmente se considerarmos que, pelo fato da estrutura estar “enterrada”, não há como verificar o surgimento de “trincas” ou “deformações excessivas”, fato este que constitui um sistema de aviso comum das estruturas de concreto armado da superestrutura (Lajes, Vigas, Pilares, etc.), comenta Viana (2007).

Para uma determinada sapata, considerada suficientemente resistente, a capacidade de carga do sistema sapata-solo será a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida (ou apoiada). (CINTRA, 2003, p. 3)

De acordo com a NBR 6122 (2010) – Projeto e execução de fundações, a tensão admissível ou tensão resistente de projeto, pode ser estimada segundo métodos teóricos, semi-empíricos e com provas de carga sobre placa.

Alonso (1983), por sua vez, define alguns destes métodos para estimar a capacidade de carga em fundações rasas, logo à seguir.

4.2.1 Realização de prova de carga sobre placas

Este ensaio procura reproduzir o comportamento da solicitação de uma fundação. O ensaio costuma ser feito empregando-se uma placa rígida de ferro fundido com 80cm de diâmetro, a qual é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra uma caixa carregada ou contra um sistema de tirantes (Figura 4.12). TEIXEIRA & GODOY (1998) acrescentam que a execução de uma prova de carga é regulamentada pela NBR 6489 - Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação.

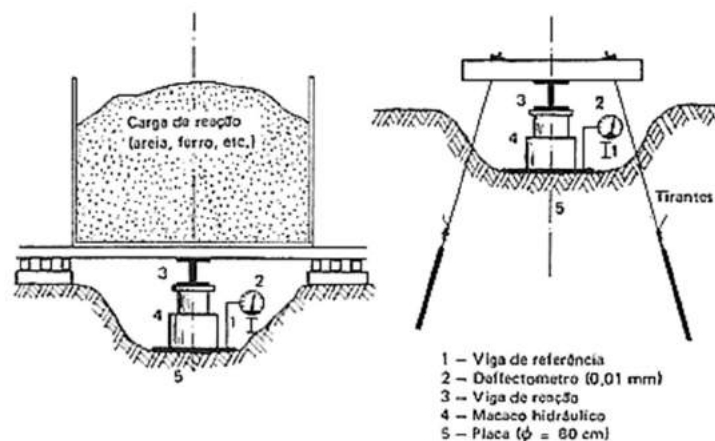


Figura 4.12: Realização de prova de carga sobre placa (ALONSO, 1983).

Com base no valor da pressão aplicada (lida no manômetro acoplado ao macaco hidráulico) e o recalque medido no deflectômetro, é possível traçar a curva pressão x recalque esboçado na Figura 4.13.

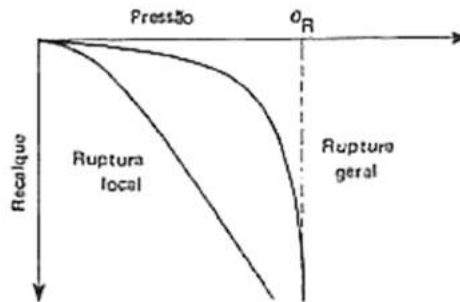


Figura 4.13: Gráfico pressão x recalque (ALONSO, 1983).

Na maioria dos casos, a curva pressão x recalque pode ser representada entre os dois casos extremos indicados na Figura 4.13. Os solos que apresentam curva de ruptura geral, isto é, com uma tensão de ruptura bem definida (σ_R), são solos resistentes (argilas rijas ou areias compactas). Ao contrário disso, os solos que apresentam curva de ruptura local, isto é, que não possuem uma definição do valor da tensão de ruptura, são solos de baixa resistência (argilas moles ou areias fofas).

A ordem de grandeza de tensão admissível do solo, com base no resultado de uma prova da carga (desprezando-se o efeito de tamanho da sapata), é obtida da seguinte maneira:

- Solos com predominância de ruptura geral:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_R}{2} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

- Solos com predominância de ruptura local:

$$\sigma_s \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

em que σ_{25} é a tensão correspondente a um recalque de 25mm (ruptura convencional) e σ_{10} é a tensão correspondente a um recalque de 10mm (limitação de recalque).

Neste sentido, segundo Alonso (1983), antes de se realizar uma prova de carga, é importante conhecer o perfil geotécnico do solo para evitar interpretações erradas. Assim se no subsolo existirem camadas compressíveis em profundidades que não sejam solicitadas pelas tensões aplicadas pela fundação (Figura 4.14), a prova de carga não terá qualquer valor para estimar a tensão admissível da fundação da estrutura, visto que o bulbo de pressões é algumas vezes maior que o da placa.

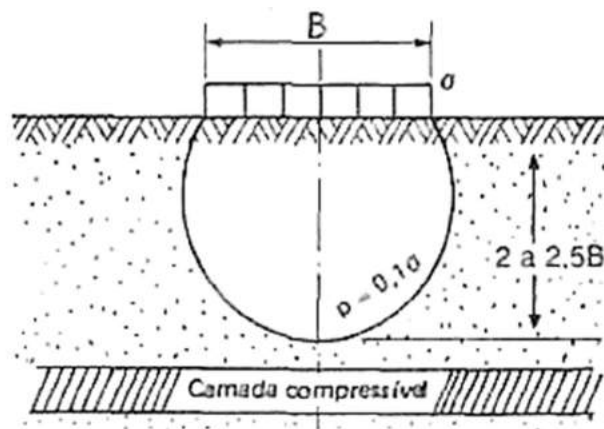


Figura 4.14: Bulbo de tensões no solo (ALONSO, 1983).

4.2.2 Fórmulas Teóricas

4.2.2.1 Fórmula de Terzaghi:

Se o solo apresenta ruptura geral, a tensão de ruptura do mesmo σ_R pode ser obtida por

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \quad (\text{Eq. 4.19})$$

em que c é a coesão do solo; γ o peso específico do solo onde se apoia a fundação; B a menor largura da sapata; q a pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação; N_c , N_γ e N_q os fatores de carga (funções de ângulo de atrito interno ϕ). Seus valores podem ser usados conforme a Figura 4.15 (linhas cheias); e S_c , S_γ e S_q , são os fatores de forma da Tabela 4.2.

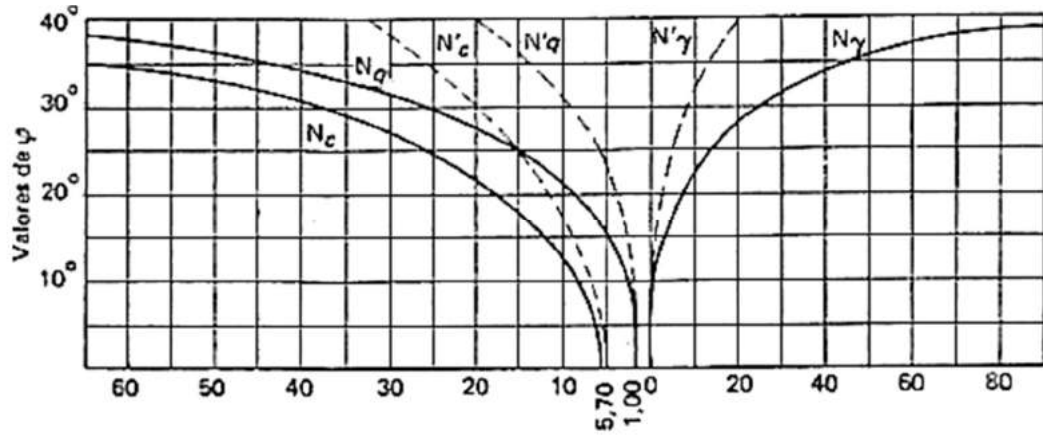


Figura 4.15: Fatores de carga em função do ângulo de atrito interno ϕ (ALONSO, 1983).

Tabela 4.2: Fatores de forma (Adaptado - ALONSO, 1983).

| Forma da fundação | Fatores de forma | | |
|-------------------|------------------|------------|-------|
| | S_c | S_γ | S_q |
| Corrida | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Quadrada | 1,3 | 0,8 | 1,0 |
| Circular | 1,3 | 0,6 | 1,0 |
| Retangular | 1,1 | 0,9 | 1,0 |

Conhecido o valor de σ_R , a tensão admissível $\bar{\sigma}_{solo}$ será dada por:

$$\bar{\sigma}_{solo} = \frac{\sigma_R}{FS} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

em que FS é o fator de segurança, usualmente adotado igual a 3 para fundações superficiais.

5 ANÁLISE CRÍTICA DO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS: SAPATAS ISOLADAS

5.1 DADOS DA OBRA

Os dados da obra foram obtidos a partir da análise do projeto (Anexo), sugerido pelo professor orientador desta obra, fazendo-se um levantamento completo das sapatas isoladas e estimando toda a composição de cada elemento através dos métodos de cálculos apresentados.

Dado o projeto, observa-se a presença de exatamente 24 Sapatas Isoladas, sendo elas de dois tipos de dimensões distintas. Os detalhamentos de cada tipo de sapata estão presentes no projeto, assim como a disposição das armaduras necessárias (item 6 e 7), sendo que para as dimensões principais temos:

Tabela 5.1: Dimensões das Sapatas Isoladas.

| Dimensões | | | | | | |
|-----------|------|--------|--------|--------|---------------------|------------|
| Tipo | Qtd. | a (cm) | b (cm) | h (cm) | h ₀ (cm) | α_0 |
| 1 | 7 | 150 | 150 | 100 | 40 | 59.74 |
| 2 | 17 | 200 | 200 | 200 | 40 | 64.88 |

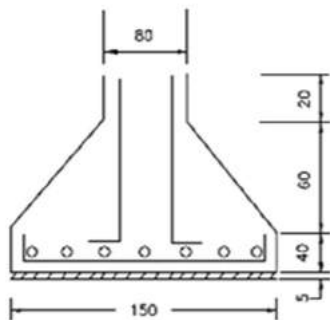


Figura 5.1: Sapata Tipo 1 (Projeto – Anexo).

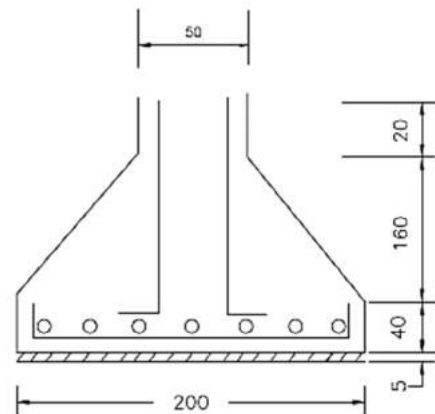


Figura 5.2: Sapata Tipo 2 (Projeto - Anexo)

Como descrito no Item 2.2.2, para facilitar a concretagem é conveniente que o ângulo α_0 de inclinação da sapata seja em torno de 30° . Os ângulos de inclinação destas sapatas estão excessivamente elevados e distantes da proposta feita por Carvalho (2009) neste item.

Grandes ângulos de inclinação acabam por demandar um volume excessivo na forma da sapata, aumentando consideravelmente a sua altura, como pode ser observado na Tabela 5.1.

5.1.1 Sapatas Tipo 1

As Sapatas Tipo 1 possuem as dimensões especificadas na Tabela 5.1 e demonstrada também na Figura 5.1 anteriormente.

5.1.1.1 Tensão aplicada ao solo pela Sapata

Da Equação 3.4, temos que:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,05 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} ; S_{\text{sap}} = \frac{1,1 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}}$$

Entretanto, os valores 1,05 e 1,1 das equações são exatamente para estimar o peso próprio das sapatadas. Podemos então, neste caso, simplesmente calcular o peso próprio das sapatas à partir das suas dimensões:

Para a base retangular:

$$V = A \cdot B \cdot h_0 = 150 \times 150 \times 40 = 900000 \text{ cm}^3 = 0,9 \text{ m}^3$$

Para a parte tronco piramidal da sapata:

$$\begin{aligned} V &= \frac{(h - h_0)}{3} \cdot (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{A \cdot B \cdot a \cdot b}) = \\ &= \frac{(100 - 40)}{3} \cdot (150 \cdot 150 + 80 \cdot 80 + \sqrt{150 \cdot 150 \cdot 80 \cdot 80}) \end{aligned}$$

$$V = 818000 \text{ cm}^3 = 0,818 \text{ m}^3$$

Cálculo do volume da Sapata:

$$V_{\text{total}} = 0,9 + 0,818 = 1,718 \text{ m}^3$$

Para o peso próprio de concreto armado, de acordo com a NBR 6120 (1980), temos 25 kN/m³, portanto:

$$P = 25.1,718 = 42,95 \text{ kN}$$

Agora podemos aplicar a Equação 3.1, onde como descrito no Item 3.1.1, as dimensões da sapata são encontradas inicialmente através da verificação das tensões no solo, que não devem ultrapassar o valor admissível ($\bar{\sigma}_{solo}$), encontrado em ensaios de caracterização. Em uma sapata de área A e peso próprio P, em que o pilar aplica uma carga N.

$$\sigma_{solo} = \frac{N + P}{A_{sapata}} \leq \bar{\sigma}_{solo}$$

Para a carga P aplicada por um pilar, iremos considerar a maior delas encontrada no projeto para este tipo de Sapata (Tipo 1), com valor N = 100 kN, listada na Tabela 5.2 mais adiante:

$$\sigma_{solo} = \frac{100 + 42,95}{2,25} \leq \bar{\sigma}_{solo}$$

Temos uma tensão aplicada no solo:

$$\sigma_{solo} = 63,53 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, para as Sapatas Tipo 1, temos que a maior tensão aplicada ao solo será 63,53 kN/m². As demais tensões podem ser encontradas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Tensões aplicadas pelas Sapatas Tipo 1.

| Tipo 1 | Carga (kN) | Tensão Aplicada |
|--------|------------|-----------------|
| 14 | 80 | 54,64 |
| 21 | 70 | 50,20 |
| 22 | 60 | 45,76 |
| 27 | 100 | 63,53 |
| 28 | 100 | 63,53 |
| 29 | 70 | 50,20 |
| 30 | 70 | 50,20 |

5.1.2 Sapatas Tipo 2

As Sapatas Tipo 2 também possuem as dimensões especificadas anteriormente na Tabela 5.1 e exemplificada na Figura 5.2.

5.1.2.1 Tensão aplicada ao solo pela Sapata

Para a base retangular:

$$V = A \cdot B \cdot h_0 = 200 \times 200 \times 40 = 1600000 \text{ cm}^3 = 1,6 \text{ m}^3$$

Para a parte tronco piramidal da sapata:

$$\begin{aligned} V &= \frac{(h - h_0)}{3} \cdot (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{A \cdot B \cdot a \cdot b}) = \\ &= \frac{(200 - 40)}{3} \cdot (200 \cdot 200 + 50 \cdot 50 + \sqrt{200 \cdot 200 \cdot 50 \cdot 50}) \end{aligned}$$

$$V = 2800000 \text{ cm}^3 = 2,8 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 1,6 + 2,8 = 4,4 \text{ m}^3$$

Para o peso próprio de concreto armado, temos 25 kN/m³, portanto:

$$P = 25 \cdot 4,4 = 110 \text{ kN}$$

Aplicando a Equação 3.1 para obter a tensão no solo, sendo que para a carga P aplicada pelo pilar, iremos considerar a maior delas encontrada no projeto para este tipo de Sapata (Tipo 2), com valor N = 370 kN, que pode ser encontrada na Tabela 5.3.

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{370 + 110}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{solo}}$$

Temos uma tensão aplicada no solo:

$$\sigma_{\text{solo}} = 120 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, para as Sapatas Tipo 2, temos que a maior tensão aplicada ao solo será 120 kN/m².

Tabela 5.3: Tensões aplicadas pelas Sapatas Tipo 2.

| Tipo 2 | Carga (kN) | Tensão Aplicada |
|--------|------------|-----------------|
| 1 | 210 | 80,00 |
| 2 | 230 | 85,00 |
| 3 | 160 | 67,50 |
| 4 | 210 | 80,00 |
| 5 | 240 | 87,50 |
| 6 | 210 | 80,00 |
| 7 | 370 | 120,00 |
| 8 | 170 | 70,00 |
| 13 | 310 | 105,00 |
| 15 | 290 | 100,00 |
| 16 | 150 | 65,00 |
| 17 | 240 | 87,50 |
| 18 | 230 | 85,00 |
| 19 | 270 | 95,00 |
| 20 | 120 | 57,50 |
| 23 | 160 | 67,50 |
| 26 | 115 | 56,25 |

5.2 ESTIMATIVA DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Apenas para efeito de cálculo comparativo, foi estimada a tensão admissível do solo com base nas dimensões das Sapatas e nas tensões que elas aplicam ao solo, já que este deve resistir às tensões que recebe e não se tem nenhuma informação sobre as características geotécnicas.

Com base nos cálculos realizados anteriormente, foram obtidas as maiores tensões que cada um dos tipos de sapatas apresentam na obra em questão, mostradas anteriormente nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Dentre os tipos de Sapatas apresentadas, a maior tensão aplicada ao solo foi encontrada na Sapata de Tipo 2, onde a tensão apresentou um valor de 120 kN/m², exercida pela Sapata 7 do projeto. A suposição da tensão admissível do solo foi realizada com base nas características e roteiros de execução para obras de fundações superficiais, onde da Equação 3.19 temos:

$$\bar{\sigma}_{\text{solo}} = \frac{\sigma_R}{FS}$$

Como descrito no Item 3.2.2, para fundações superficiais adota-se usualmente um valor de 3 para FS, que corresponde ao valor do fator de segurança. Como não se tem dados geotécnicos do projeto, iremos adotar uma Tensão de Ruptura com um valor de 360 kN/m², para que satisfaça a equação:

$$\bar{\sigma}_{\text{solo}} = \frac{360}{3} = 120 \text{ kN/m}^2$$

Logo:

$$\sigma_{\text{solo}} = 120 \text{ kN/m}^2 \leq 120 \text{ kN/m}^2$$

Desta forma, podemos manter as medidas de todas as Sapatas adotando este valor de Tensão de Ruptura e obtendo a Tensão Admissível do solo que satisfaz a maior tensão aplicada, que corresponde a 120 kN/m².

5.3 ESTIMATIVA DOS CUSTOS DA OBRA DE FUNDAÇÃO - PROJETO

5.3.1 Consumo de Concreto e Volume de Escavação

Como calculado anteriormente nos Itens 5.1.1.1 e 5.1.2.1, encontrado o volume de cada tipo de Sapata, podemos então verificar o consumo de concreto para a realização da obra. Com base nos valores em Reais apresentados pela AGETOP (Agência Goiãna de Transportes e Obras, 2013) em seu Relatório de Custos Unitários, podemos ter uma estimativa aproximada dos gastos da obra de fundação, onde foi aplicado o valor correspondente para cada tipo de serviço/material.

Para as Sapatas de Tipo 1, encontrou-se um volume de 1,718 m³ para cada Sapata. Já para as Sapatas de Tipo 2, foi encontrado um valor de 4,4 m³ para cada uma. Para realizar um futuro comparativo, foi considerado que o consumo de concreto seja exatamente o volume da sapata e o volume de escavação para assentamento seja a área da base da sapata vezes a altura da sapata. Encontrando o valor para cada m³ de concreto usinado de 20Mpa, especificado em projeto, e o valor da escavação por m³, podemos montar a Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Consumo de concreto e volume de escavação do projeto.

| Tipo | V./Un. (m ³) | V./Tipo (m ³) | Concreto 20MPa Usinado | | | Escavação | | TOTAL | |
|------|-----------------------------|------------------------------|------------------------|-----------|----------|--------------------|----------|----------|----------|
| | | | R\$/m ³ | R\$/Un. | R\$/Tipo | R\$/m ³ | R\$/Tipo | R\$/Tipo | R\$ |
| 1 | 1,718 | 12,03 | 241,74 | 415,30932 | 2907,16 | 30,25 | 476,44 | 3383,60 | 25579,75 |
| 2 | 4,400 | 74,80 | 241,74 | 1063,66 | 18082,15 | 30,25 | 4114,00 | 22196,15 | |
| | | 86,83 | | TOTAL= | 20989,32 | TOTAL= | 4590,44 | | |

5.3.2 Consumo de Aço

A Estimativa do consumo de aço para cada Tipo de sapata pode ser feita com base nas especificações e detalhamentos do projeto. Para isso foi feita uma contagem das barras longitudinais e das barras de ancoragem dos pilares, dispostas como demonstra a Tabela 5.5.

O consumo de aço nas sapatas, foi estimado por Kg para que se tenha uma maior aproximação nos comparativos deste trabalho.

Tabela 5.5: Custo das barras de aço CA-50 do projeto.

| Barras Longitudinais | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|--------------------|-------------|-----------|-------|----------|--------|---------|---------|
| Tipo | φ (mm) | Comprimento (m) | Qtd./Sapata | Qtd./Tipo | Kg/m | Kg Total | R\$/Kg | R\$ | R\$ |
| 1 | 10 | 2 | 24 | 168 | 0,617 | 207,312 | 3,34 | 692,42 | 3495,08 |
| 2 | 10 | 2,5 | 32 | 544 | 0,617 | 839,12 | 3,34 | 2802,66 | |
| Barras de Ancoragem | | | | | | | | | |
| 1 | 10 | 1,3 | 4 | 28 | 0,617 | 22,4588 | 3,34 | 75,01 | 397,32 |
| 2 | 10 | 2,3 | 4 | 68 | 0,617 | 96,4988 | 3,34 | 322,31 | |
| | | | | | | | | TOTAL= | 3892,40 |

5.3.3 Consumo Total

A estimativa dos custos da obra de fundação teve a intenção de orçar os principais materiais e serviços que fazem parte e compõem as Sapatas Isoladas da obra. Com base nos cálculos e aplicando valores em Reais mais recentes dos materiais e serviços, obteve-se a Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Estimativa de custos da obra projetada.

| Aço CA-50 | | Concreto Usinado 20MPa | | Escavação | | Total |
|-----------|----------|------------------------|-----------|----------------|----------|---------------|
| Kg | R\$ | m ³ | R\$ | m ³ | R\$ | |
| 1.165,39 | 3.892,40 | 86,83 | 20.989,32 | 151,75 | 4.590,44 | R\$ 29.472,16 |

5.4 CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DO DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Temos no Item 3.1.1 deste trabalho, considerações a respeito da estimativa do peso próprio das sapatas isoladas, onde os fatores 1,05 e 1,1 da Equação 3.4 estimam justamente o peso próprio da sapata e do solo sobre ela. Tomando por base estes valores, podemos analisar este ponto como uma relação do peso próprio da sapata com a carga que esta recebe a partir do pilar, podendo então variar de 5% a 10% do valor da carga N que ele exerce, de uma forma geral. Este valor, como descrito, visa apenas estimar o peso próprio que a sapata terá, mas não destoando da realidade.

A sapata, neste caso, foi estimada através de cálculos de volume e relacionada com a sua massa específica, chegando a um valor de 42,95 kN para as Sapatas de Tipo 1, que corresponde exatamente a 42,95% da carga de 100 kN que é aplicada pelo pilar, muito além do valor de 10% proposto para anteprojeto. Pode-se esperar que esta sapata esteja superdimensionada e, portanto, demandando um consumo excessivo de aço e concreto.

As Sapatas Tipo 2 foram estimadas da mesma forma, chegando a um peso próprio no valor de 110 kN cada uma, representando portanto 29,73% da maior carga encontrada, que tem o valor de 370 kN.

5.5 RECALCULO DAS SAPATAS ISOLADAS COM OS MÉTODOS APRESENTADOS

Para que se tenha caráter comparativo, foi mantida a proposta do projeto de ter dois tipos de sapatas isoladas de base quadrada e assim teremos uma imagem mais clara do custo/benefício que o dimensionamento adotado em projeto teve. Para tanto, será adotado para o dimensionamento os métodos de cálculos que foram apresentados neste trabalho. Visando uma aproximação da real situação que o projeto tenha tido em sua elaboração, será adotado a Tensão Admissível do Solo disposta no Item 5.2, já que esta resiste ao limite das tensões que todos os tipos de sapatas exercem.

5.5.1 Sapatas de Tipo 1

5.5.1.1 Definição das Dimensões em Planta

A definição das dimensões em planta é tratada no Item 3.1.1, que resulta na seguinte equação:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,05 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}} ; S_{\text{sap}} = \frac{1,1 \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{solo}}}$$

Como não se tem dados do peso próprio da sapata, ela será estimada com o fator de majoração, que neste caso será adotado como 1,1. A maior carga encontrada nos pilares tem o valor de 100kN, como foi mostrado na Tabela 5.2.

Para definirmos a área da sapata, temos:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,1 \cdot 100}{120} = 0,916 \cong 0,92 \text{ m}^2$$

Como será mantida a forma quadrada da sapata, obtemos os lados:

$$S_{\text{sap}} = 0,92 = A \cdot B = L^2$$

$$L = \sqrt{0,92} = 0,959 \cong 0,96 \text{ m}$$

Para facilitar a construção, será adotado que a Sapata de Tipo 1, tenha então 1m de cada lado, totalizando uma área $S_{\text{sap}} = 1\text{m}^2$.

5.5.1.2 Determinação da nova altura

A altura deve ser suficiente para permitir a ancoragem dos pilares na sapata e respeitar o limite do ângulo α_0 , de 30° para que não seja considerada flexível em anteprojetado, conforme apresentado no Item 3.1.2.

Adotando um cobrimento de 4 cm para as sapatas de fundação e supondo armaduras longitudinais dos pilares com $\phi 10$ mm, podemos aplicar as Equações 2.1 e 2.2.

$$h > l_b + c$$

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

Com $l_b = 31\varphi$, da Tabela 4.1:

$$h > 31.1 + 4$$

$$h > 35\text{cm}$$

Para a segunda verificação, será adotado a_p , como sendo a dimensão da mesa quadrada que acomoda os pilares. Observando que a maior dimensão encontrada na Tabela 5.7 é de 30cm, podemos adotar um valor de 35cm para cada lado da mesa, deixando espaço para que se possa acomodar as formas na execução dos pilares posteriormente.

Tabela 5.7: Dimensões dos Pilares apoiados nas Sapatas Tipo 1.

| Tipo 1 | a_p (cm) | b_p (cm) |
|--------|------------|------------|
| 14 | 30 | 13 |
| 21 | 22 | 17 |
| 22 | 22 | 17 |
| 27 | 30 | 13 |
| 28 | 30 | 13 |
| 29 | 30 | 13 |
| 30 | 30 | 13 |

Portanto, temos:

$$h \geq (100 - 35)/3$$

$$h \geq 21,6 \cong 22\text{cm}$$

Das restrições do comprimento de ancoragem e da rigidez, tem-se a maior:

$$h > 35\text{cm}$$

Pode-se adotar então, um valor de 40cm. Para o valor de h_0 , recomenda-se um valor mínimo de 10cm. Neste caso, será adotado um valor de 15cm. Desta forma, encontramos para o ângulo de inclinação da sapata um valor de 31,61°.

5.5.1.3 Dimensionamento da Armadura Inferior

A armadura inferior será calculada com base na sapata mais solicitada. A Tabela 5.2 anteriormente nos deu as cargas aplicadas em cada sapata, sendo que as Sapatas 27 e 28 possuem as maiores, ambas com 100 kN. Pode-se então dimensionar para uma delas e verificar posteriormente para as demais, tendo em vista que há diferença nas dimensões dos pilares. Os momentos fletores são calculados nas seções de referência S_1 , conforme Item 3.1.5.

Onde da Equação 3.7 temos:

$$c_A = \frac{A - a_p}{2} = c_B = \frac{B - b_p}{2}$$

$$c_A = c_B = \frac{100 - 30}{2} = 35$$

Para a pressão no solo, adotando 1,1 para estimar o peso da sapata:

$$p = \frac{1,1 \cdot N}{A \cdot B}$$

$$p = \frac{1,1 \cdot 100}{100 \cdot 100} = 0,011 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo dos momentos fletores nas seções de referência, como mostrado na Figura 4.4 do Capítulo 4:

$$M_{1A} = p \cdot B \frac{x_A^2}{2} ; M_{1B} = p \cdot A \frac{x_B^2}{2}$$

$$x_A = c_A + 0,15a_p ; x_B = c_B + 0,15b_p$$

$$x_A = 35 + 0,15 \cdot 30 = 39,50 \text{ cm}$$

$$x_B = 35 + 0,15 \cdot 13 = 36,95 \text{ cm}$$

$$M_{1A} = 0,011 \cdot 100 \frac{39,50^2}{2} = 858,14 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B} = 0,011 \cdot 100 \frac{36,95^2}{2} = 750,92 \text{ kN.cm}$$

Das restrições de cálculo, temos que o menor momento fletor deve ser pelo menos 1/5 do maior momento fletor:

$$\frac{M_{1B}}{M_{1A}} = \frac{750,92}{858,14} = 0,88 > \frac{1}{5} \quad \text{ok!}$$

No cálculo das armaduras, pode-se fazer simplificadamente:

$$A_s = \frac{Md}{0,85d_1 \cdot f_{yd}} \geq A_{s,\text{mín}}$$

Onde $d_1 = h - c = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$ (altura útil).

Segundo a dimensão A e B, temos:

$$A_{sA} = \frac{1,4 \cdot 858,14}{0,85 \cdot 31 \cdot 43,48} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{1,4 \cdot 750,92}{0,85 \cdot 31 \cdot 43,48} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_{sA} \text{ e } A_{sB}$$

Portanto, como a área da armadura mínima é maior, será adotado $5,25 \text{ cm}^2$ para as duas direções e para o espaçamento, conforme prescreve a NBR 6118 (2007) e o Item 2.2.4.1 deste trabalho, temos que ele não deve ser maior que 20cm ou maior que $h/8$.

- 11Ø8mm ($A_{\text{sef}} = 5,53 \text{ cm}^2$), para as duas direções.
- $s = \frac{100-4}{11} = 8,36 \text{ cm} < s_{\text{máx}} \begin{cases} 20\text{cm} \\ 2h = 2 \cdot 35 = 70\text{cm} \end{cases} s_{\text{máx}} = 20\text{cm} \quad \text{ok!}$

5.5.1.4 Dimensionamento ao cisalhamento (compressão diagonal)

A tensão resistente é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

Onde $\alpha_v = 1 - f_{ck} / 250$, com f_{ck} em Mpa, dado o Item 3.1.3.2:

$$\alpha_v = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{2,0}{1,4} = 1,429 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot 1,429 = 0,355 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão solitante é obtida a partir de:

$$\tau_{Sd} = \frac{V_l}{u_p \cdot d} \quad \text{com } V_l = 1,1 \cdot 100 = 110 \text{ kN}$$

Sendo u_p o perímetro do pilar, $u_p = 2 \cdot (30 + 13) = 86 \text{ cm}$.

$$\tau_{Sd} = \frac{110}{86 \cdot 31} = \frac{0,0412 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{Rd2} \quad \text{ok!}$$

5.5.1.5 Verificação das demais Sapatas do Tipo 1

Para o cálculo e verificação das demais sapatas do mesmo tipo, os dados foram tabulados no software **Excel**, que são apresentados nas Tabelas 5.8 e 5.9.

Tabela 5.8: Momentos fletores das Sapatas Tipo 1.

| Sapata | Carga (KN) | Pilar (cm) | | | | xa | xb | p | M1a | M1b | |
|--------|------------|------------|----|----|----|------|-------|--------------------|--------|--------|------|
| | | ap | bp | Ca | Cb | | | | | | |
| Tipo 1 | | | | | | cm | | kN/cm ² | kN.cm | kN.cm | >1/5 |
| 14 | 80 | 30 | 13 | 35 | 35 | 39,5 | 36,95 | 0,0088 | 686,51 | 600,73 | ok |
| 21 | 70 | 22 | 17 | 39 | 39 | 42,3 | 41,55 | 0,0077 | 688,88 | 664,66 | ok |
| 22 | 60 | 22 | 17 | 39 | 39 | 42,3 | 41,55 | 0,0066 | 590,47 | 569,71 | ok |
| 27 | 100 | 30 | 13 | 35 | 35 | 39,5 | 36,95 | 0,0110 | 858,14 | 750,92 | ok |
| 28 | 100 | 30 | 13 | 35 | 35 | 39,5 | 36,95 | 0,0110 | 858,14 | 750,92 | ok |
| 29 | 70 | 30 | 13 | 35 | 35 | 39,5 | 36,95 | 0,0077 | 600,70 | 525,64 | ok |
| 30 | 70 | 30 | 13 | 35 | 35 | 39,5 | 36,95 | 0,0077 | 600,70 | 525,64 | ok |

Tabela 5.9: Áreas de Aço das Sapatas Tipo 1.

| Sapata | Asa | Asb | As,min | As, adot. | | | As, ef | S | |
|--------|-----------------|------|--------|-----------|--------|----|-----------------|------|----------|
| Tipo 1 | cm ² | | | | Ø (mm) | N | cm ² | cm | τSd<τRd2 |
| 14 | 0,84 | 0,73 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 21 | 0,84 | 0,81 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 22 | 0,72 | 0,70 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 27 | 1,05 | 0,92 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 28 | 1,05 | 0,92 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 29 | 0,73 | 0,64 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |
| 30 | 0,73 | 0,64 | 5,25 | 5,25 | 8 | 11 | 5,53 | 8,36 | ok |

5.5.1.6 Detalhamento das armaduras

Para a ancoragem das barras da armadura, do Item 3.1.6 temos:

$c = 35\text{cm} = h$, sendo exatamente iguais. Nesta ocasião, será usado o 2º caso para a disposição da ancoragem.

Temos:

Ø8mm, C20, com gancho: $l_b = 24,8\text{ cm}$.

$C_{nom} = 4,0\text{ cm}$ (cobrimento), $\Phi_{l,pil} = 10\text{mm}$ ($l_b = 35\text{ cm}$)

$l_{ganc, incl} \geq 24,8 - (15 - 4 - 4) = 17,8\text{ cm}$

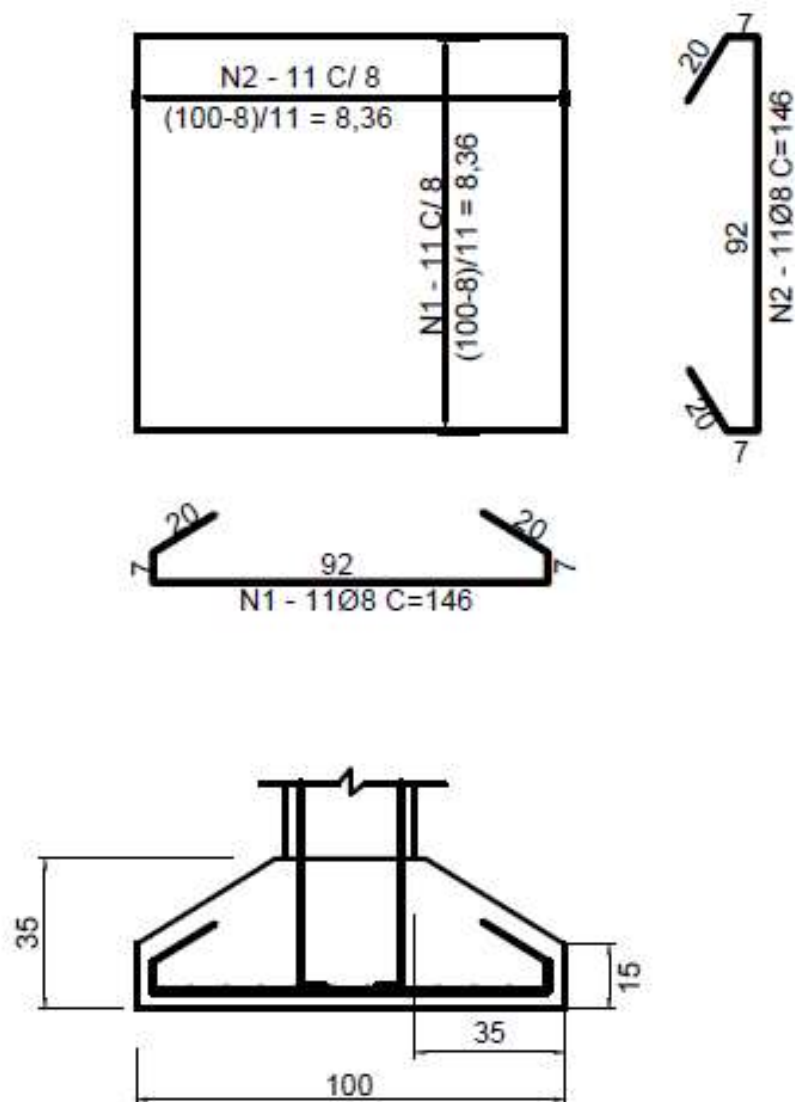


Figura 5.3: Detalhamento das Sapatas Tipo 1 (Elaborada pelo autor, 2014).

5.5.2 Sapatas de Tipo 2

5.5.2.1 Definição das Dimensões em Planta

A maior carga encontrada nos pilares para as Sapatas Tipo 2, tem o valor de 370kN, como foi mostrado na Tabela 5.3. Para definirmos a área da sapata, temos:

$$S_{\text{sap}} = \frac{1,1.370}{120} = 3,39\text{m}^2$$

Mantendo a forma quadrada da sapata, obtemos os lados:

$$S_{\text{sap}} = 3,39 = A \cdot B = L^2$$

$$L = \sqrt{3,39} = 1,84\text{m}$$

Para facilitar a construção, será adotado que a Sapata de Tipo 2 tenha então 1,85m de cada lado, totalizando uma área $S_{\text{sap}} = 3,42\text{m}^2$.

5.5.2.2 Determinação da nova altura

Adotando um cobrimento de 4 cm para as sapatas de fundação e supondo armaduras longitudinais dos pilares com $\varphi 10\text{mm}$, podemos aplicar as Equações 2.1 e 2.2.

$$h > l_b + c$$

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

Com $l_b = 31\varphi$, da Tabela 4.1:

$$h > 31.1 + 4$$

$$h > 35\text{cm}$$

Para a segunda verificação, será adotado a_p como sendo a dimensão da mesa quadrada que acomoda os pilares. Observando que a maior dimensão encontrada na Tabela 5.10 é de 40cm, podemos adotar um valor de 45cm para cada lado da mesa.

Tabela 5.10: Dimensões dos Pilares apoiados nas Sapatas Tipo 2.

| Tipo 2 | ap (cm) | bp (cm) |
|--------|---------|---------|
| 1 | 30 | 15 |
| 2 | 35 | 14 |
| 3 | 30 | 13 |
| 4 | 30 | 13 |
| 5 | 35 | 13 |
| 6 | 40 | 13 |
| 7 | 40 | 13 |
| 8 | 35 | 13 |
| 13 | 35 | 13 |
| 15 | 35 | 13 |
| 16 | 30 | 13 |
| 17 | 30 | 13 |
| 18 | 30 | 17 |
| 19 | 35 | 13 |
| 20 | 30 | 13 |
| 23 | 30 | 13 |
| 26 | 30 | 17 |

Portanto, temos:

$$h \geq (185 - 45)/3$$

$$h \geq 46,67 \cong 47\text{cm}$$

Das restrições do comprimento de ancoragem e da rigidez, tem-se a maior:

$$h > 47\text{cm}$$

Pode-se adotar então um valor de 60cm para que um valor de 15cm de h_0 obtenha um ângulo de inclinação da sapata de $32,74^\circ$, possibilitando apenas o uso de formas laterais.

5.5.2.3 Dimensionamento da Armadura Inferior

Com base na Tabela 5.3, tem-se as cargas aplicadas em cada sapata, sendo que a Sapata 7 possui a maior dentre elas, com um valor de 370kN. Dimensionando para esta e posteriormente verificando as demais, podemos calcular os momentos fletores:

$$c_A = c_B = \frac{185 - 40}{2} = 72,5$$

Para a pressão no solo:

$$p = \frac{1,1.370}{185.185} = 0,0119 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo dos momentos fletores nas seções de referência:

$$x_A = 72,5 + 0,15.40 = 78,50 \text{ cm}$$

$$x_B = 72,5 + 0,15.13 = 74,45 \text{ cm}$$

$$M_{1A} = 0,0119.185 \frac{78,50^2}{2} = 6778,48 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B} = 0,0119.185 \frac{74,45^2}{2} = 6097,08 \text{ kN.cm}$$

Das restrições de cálculo, temos:

$$\frac{M_{1B}}{M_{1A}} = \frac{6097,08}{6778,48} = 0,90 > \frac{1}{5} \quad \text{ok!}$$

Área de aço:

$$A_s = \frac{Md}{0,85d_1 \cdot f_{yd}} \geq A_{s,\text{mín}}$$

Onde $d_1 = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$ (altura útil).

Segundo a dimensão A e B, temos:

$$A_{sA} = \frac{1,4 * 6778,48}{0,85.56.43,48} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{1,4 * 6097,08}{0,85.56.43,48} = 4,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015.185.60 = 16,65 \text{ cm}^2 > A_{sA} \text{ e } A_{sB}$$

Portanto, será adotado $16,65 \text{ cm}^2$ para as duas direções e para o espaçamento:

- $14\emptyset 12,5\text{mm}$ ($A_{\text{sef}} = 17,18 \text{ cm}^2$), para as duas direções.
- $s = \frac{185-4}{14} = 12,64 \text{ cm} < s_{\text{máx}} \begin{cases} 20\text{cm} \\ 2h = 2.35 = 70\text{cm} \end{cases} s_{\text{máx}} = 20\text{cm} \quad \text{ok!}$

5.5.2.4 Dimensionamento ao cisalhamento (compressão diagonal)

A tensão resistente é dada por:

$$\tau_{\text{Rd2}} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{\text{cd}}$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$f_{\text{cd}} = \frac{f_{\text{ck}}}{1,4} = \frac{2,0}{1,4} = 1,429 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{Rd2}} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot 1,429 = 0,355 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão solicitante é obtida a partir de:

$$\tau_{\text{Sd}} = \frac{V_1}{u_p \cdot d} \quad \text{com } V_1 = 1,1.370 = 407 \text{ kN}$$

Sendo u_p o perímetro do pilar, $u_p = 2 \cdot (40 + 13) = 106 \text{ cm}$.

$$\tau_{\text{Sd}} = \frac{407}{106 \cdot 56} = \frac{0,0686 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{\text{Rd2}} \quad \text{ok!}$$

5.5.2.5 Verificação das demais Sapatas do Tipo 2

Para o cálculo e verificação das demais sapatas do mesmo tipo, os dados foram tabulados no software **Excel** da mesma maneira utilizada para as Sapatas Tipo 1, deste modo, são apresentados os valores nas Tabelas 5.11 e 5.12.

Tabela 5.11: Momentos fletores das Sapatas Tipo 2.

| Sapata | | Pilar (cm) | | | | xa | xb | p | M1a | M1b | |
|--------|------------|------------|----|----|----|------|------|--------------------|---------|---------|------|
| Tipo 2 | Carga (KN) | ap | bp | Ca | Cb | Cm | | kN/cm ² | kN.cm | kN.cm | >1/5 |
| 1 | 210 | 30 | 15 | 78 | 78 | 82,0 | 79,8 | 0,0067 | 4197,96 | 3970,74 | Ok |
| 2 | 230 | 35 | 14 | 75 | 75 | 80,3 | 77,1 | 0,0074 | 4403,61 | 4064,69 | Ok |
| 3 | 160 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0051 | 3198,44 | 3002,61 | Ok |
| 4 | 210 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0067 | 4197,96 | 3940,92 | Ok |
| 5 | 240 | 35 | 13 | 75 | 75 | 80,3 | 77,0 | 0,0077 | 4595,07 | 4224,93 | Ok |
| 6 | 210 | 40 | 13 | 73 | 73 | 78,5 | 74,5 | 0,0067 | 3847,24 | 3460,51 | Ok |
| 7 | 370 | 40 | 13 | 73 | 73 | 78,5 | 74,5 | 0,0119 | 6778,48 | 6097,08 | Ok |
| 8 | 170 | 35 | 13 | 75 | 75 | 80,3 | 77,0 | 0,0055 | 3254,84 | 2992,66 | Ok |
| 13 | 310 | 35 | 13 | 75 | 75 | 80,3 | 77,0 | 0,0100 | 5935,30 | 5457,20 | Ok |
| 15 | 290 | 35 | 13 | 75 | 75 | 80,3 | 77,0 | 0,0093 | 5552,38 | 5105,12 | Ok |
| 16 | 150 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0048 | 2998,54 | 2814,95 | Ok |
| 17 | 240 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0077 | 4797,66 | 4503,91 | Ok |
| 18 | 230 | 30 | 17 | 78 | 78 | 82,0 | 80,1 | 0,0074 | 4597,76 | 4381,69 | Ok |
| 19 | 270 | 35 | 13 | 75 | 75 | 80,3 | 77,0 | 0,0087 | 5169,46 | 4753,05 | Ok |
| 20 | 120 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0039 | 2398,83 | 2251,96 | Ok |
| 23 | 160 | 30 | 13 | 78 | 78 | 82,0 | 79,5 | 0,0051 | 3198,44 | 3002,61 | Ok |
| 26 | 115 | 30 | 17 | 78 | 78 | 82,0 | 80,1 | 0,0037 | 2298,88 | 2190,84 | Ok |

Tabela 5.12: Áreas de Aço das Sapatas Tipo 2.

| Sapata | Asa | Asb | As,min | As, adot. | | | As, ef | S | |
|--------|-----------------|------|--------|-----------|--------|----|-----------------|-------|----------|
| Tipo 2 | cm ² | | | | ∅ (mm) | N | cm ² | cm | τSd<τRd2 |
| 1 | 2,84 | 2,69 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 2 | 2,98 | 2,75 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 3 | 2,16 | 2,03 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 4 | 2,84 | 2,67 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 5 | 3,11 | 2,86 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 6 | 2,60 | 2,34 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 7 | 4,59 | 4,12 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 8 | 2,20 | 2,02 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 13 | 4,02 | 3,69 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 15 | 3,76 | 3,45 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 16 | 2,03 | 1,90 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 17 | 3,25 | 3,05 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 18 | 3,11 | 2,96 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 19 | 3,50 | 3,22 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 20 | 1,62 | 1,52 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 23 | 2,16 | 2,03 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |
| 26 | 1,56 | 1,48 | 16,65 | 16,65 | 12,5 | 14 | 17,18 | 12,64 | Ok |

5.5.2.6 Detalhamento das armaduras

$$c = 72,5 \text{ cm} > h = 60 \text{ cm.}$$

$$\emptyset 12,5\text{mm, C20, sem gancho: } l_b = 55 \text{ cm.}$$

$$C_{nom} = 4,0 \text{ cm (cobrimento), com gancho, } \emptyset_{l,pil} = 10\text{mm} (l_b = 35 \text{ cm})$$

$$l_{ganc, incl} \geq 55 - [(72,5 - 4 - 60) + 15)] = 31,5 \text{ cm}$$

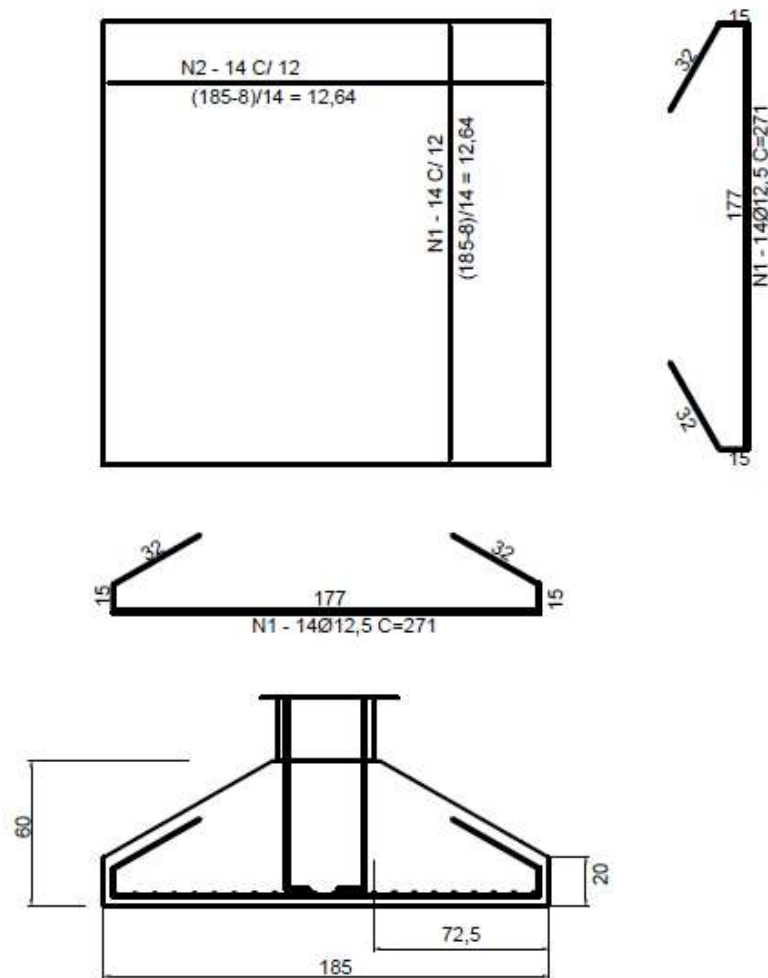


Figura 5.4: Detalhamento das Sapatas Tipo 2 (Elaborada pelo autor, 2014).

5.6 ESTIMATIVA DOS CUSTOS DA OBRA DE FUNDAÇÃO – RECALCULADA

5.6.1 Consumo de Concreto e Volume de Escavação

Para as Sapatas de Tipo 1 calculou-se um volume de 0,248 m³ para cada Sapata. Para as Sapatas de Tipo 2, foi encontrado um novo valor de 1,279 m³ para cada uma. A Tabela 5.13 segue o mesmo padrão adotado para a estimativa de custos do projeto deste trabalho. A altura das sapatas que foi adotada no projeto, mostrou-se responsável pelo grande volume de concreto gasto, elevando os custos da obra consideravelmente.

Tabela 5.13: Consumo de concreto e volume de escavação do projeto recalculados.

| Tipo | V./Un. (m ³) | V./Tipo (m ³) | Concreto 20MPa Usinado | | | Escavação | | TOTAL | |
|------|-----------------------------|------------------------------|------------------------|---------|----------|--------------------|----------|----------|---------|
| | | | R\$/m ³ | R\$/Un. | R\$/Tipo | R\$/m ³ | R\$/Tipo | R\$/Tipo | R\$ |
| 1 | 0,248 | 1,74 | 241,74 | 59,99 | 419,94 | 30,25 | 74,11 | 494,06 | 6805,54 |
| 2 | 1,279 | 21,74 | 241,74 | 309,15 | 5255,47 | 30,25 | 1056,01 | 6311,48 | |
| | | | TOTAL = | | 5675,41 | TOTAL = | 1130,12 | | |

5.6.2 Consumo de Aço

Pode-se observar também que as áreas de aço que foram calculadas estão bem abaixo das áreas mínimas especificadas por norma. Isso sugere que as cargas que são aplicadas às sapatas, pelos pilares, são cargas relativamente pequenas.

Tabela 5.14: Custo das barras de aço CA-50 recalculadas.

| Barras Longitudinais | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------|--------------------|-------------|-----------|-------|-------------|--------|---------|---------|
| Tipo | φ (mm) | Comprimento (m) | Qtd./Sapata | Qtd./Tipo | Kg/m | Kg Total | R\$/Kg | R\$ | R\$ |
| 1 | 8 | 1,46 | 22 | 154 | 0,393 | 88,36 | 3,59 | 317,22 | 4433,79 |
| 2 | 12,5 | 2,71 | 28 | 476 | 0,988 | 1274,48 | 3,23 | 4116,57 | |
| Barras de Ancoragem | | | | | | | | | |
| 1 | 10 | 0,55 | 4 | 28 | 0,617 | 9,50 | 3,34 | 31,74 | 143,84 |
| 2 | 10 | 0,8 | 4 | 68 | 0,617 | 33,56 | 3,34 | 112,11 | |
| | | | | | | | | TOTAL= | 4577,63 |

5.6.3 Consumo total

O custo total preliminar da obra recalculada teve uma diminuição significativa em relação ao levantamento feito à partir do projeto analisado. Das considerações iniciais feitas no Item 5.4, pode-se constatar a grande influência que o volume demandado de concreto tem no custo das sapatas isoladas rígidas e em como a estimativa do peso próprio da peça se relaciona com as cargas aplicadas pelos pilares. Para os dois tipos de Sapatas recalculadas, foram encontradas relações mais próximas da variação de 5% à 10% propostas inicialmente, que correspondem às cargas dos pilares, sendo que para as Sapatas Tipo 1, com um volume aproximado de 0,248 m³ como mostra a Tabela 5.15, obtém-se um peso próprio de 6,2 kN representando 6% da carga N=100kN aplicada pelo pilar mais solicitante. Já para as Sapatas Tipo 2 calculou-se um volume de 1,279m³, que representa um peso próprio de 31,98kN e totalizando cerca de 8,6% da carga N=370kN do pilar principal deste grupo.

Tabela 5.15: Estimativa de custos da obra recalculada.

| Aço CA-50 | | Concreto Usinado 20MPa | | Escavação | | Total |
|-----------|----------|------------------------|----------|----------------|----------|---------------|
| Kg | R\$ | m ³ | R\$ | m ³ | R\$ | |
| 1.405,91 | 4.577,63 | 23,48 | 5.675,41 | 37,36 | 1.130,12 | R\$ 11.383,17 |

5.7 COMPARATIVO DE CUSTOS E CONSIDERAÇÕES SOBRE O RECALCULO DAS SAPATAS DE FUNDAÇÃO

O consumo de aço teve um aumento de 18% em relação ao levantamento feito do projeto. Levando-se em consideração que a armadura de aço adotada no recálculo foi a armadura mínima especificada por norma, podemos levantar uma questão quanto ao dimensionamento da quantidade de armadura nas sapatas do projeto, já que estas sapatas possuíam altura superior ao das recalculadas e no entanto demandavam uma quantidade menor de aço para as armaduras de flexão. A Tabela 5.16 à seguir, mostra um comparativo direto entre as duas situações, de projeto e recálculo.

Tabela 5.16: Comparativo de Custos.

| Serviço / Material | Aço CA-50 | | Concreto Usinado 20MPa | | Escavação | | Custo Total |
|--------------------|-----------|---------------------|------------------------|------------------------|----------------|-----------------------|------------------------|
| | Kg | Custo | m ³ | Custo | m ³ | Custo | |
| Projeto | 1165,39 | R\$ 3.892,40 | 86,83 | R\$ 20.989,32 | 151,75 | R\$ 4.590,44 | R\$ 29.472,16 |
| Recalculo | 1405,91 | R\$ 4.577,63 | 23,48 | R\$ 5.675,41 | 37,36 | R\$ 1.130,12 | R\$ 11.383,17 |
| | | +R\$ 685,23 +18% | | -R\$ 15.313,91 -73% | | -R\$ 3.460,32 -75% | -R\$ 18.088,99 -61% |

O consumo de concreto das sapatas foi decisivo no custo final da obra, apesar do aumento na quantidade de aço, proporcionalmente não trouxe diferenças para o orçamento, já que o valor de custo do aço se comparado à variação do custo do concreto é bem inferior. A escavação manual seguiu o mesmo padrão de economia por estarem especificamente relacionados nesse comparativo com o volume das sapatas de fundação. Chegou-se então a uma economia de 61% do valor de estimativa do projeto, representando R\$ 18.088,99.

6 APLICANDO UMA VARIAÇÃO NA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Foi aplicada uma variação na tensão admissível do solo mantendo-se inicialmente as dimensões que foram recalculadas para as sapatas isoladas rígidas dimensionadas neste trabalho. Com o auxílio do software Excel, foi tabulado os dados encontrados no dimensionamento anterior, relacionando os custos finais da obra em questão com as novas dimensões que foram encontradas, para cada nova tensão admissível adotada. Sabe-se que a tensão admissível do solo influi diretamente na área necessária para a base das sapatas, influenciando diretamente em todas as demais dimensões, assim como nas áreas de aço necessárias para as armaduras de flexão.

As Tabelas 6.1 e 6.2 à seguir, mostram os valores de toda as variações decorrentes da diminuição e do aumento da tensão admissível do solo.

Tabela 6.1: Variação do custo da obra de fundação em relação a Tensão Admissível do solo.

| $\bar{\sigma}_{solo}$ | kN/m ² | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 | 80 | 60 |
|-----------------------|-------------------|----------|----------|-----------|------------------|-----------|-----------|-----------|
| Aço | R\$ | 3.265,51 | 4.189,60 | 4.433,33 | 4.577,63 | 6.151,42 | 8.880,35 | 12.908,80 |
| Concreto | R\$ | 3.344,43 | 4.086,07 | 5.083,99 | 5.675,41 | 7.935,56 | 11.167,65 | 16.369,37 |
| Escavação | R\$ | 665,17 | 777,61 | 1.004,97 | 1.130,12 | 1.680,87 | 2.491,63 | 3.836,06 |
| Obra | R\$ | 7.275,12 | 9.053,28 | 10.522,29 | 11.383,17 | 15.767,85 | 22.539,63 | 33.114,24 |

Tabela 6.2: Variação do consumo de concreto, aço e volume de escavação em relação à variação da tensão admissível do solo.

| $\bar{\sigma}_{solo}$ kN/m ² | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 | 80 | 60 |
|---|--------|---------|---------|----------------|---------|---------|---------|
| Aço (kg) | 977,70 | 1290,77 | 1366,06 | 1405,91 | 1898,50 | 2742,42 | 3995,07 |
| Concreto (m ³) | 13,83 | 16,90 | 21,03 | 23,48 | 32,83 | 46,20 | 67,71 |
| Escavação (m ³) | 21,99 | 25,71 | 33,22 | 37,36 | 55,57 | 82,37 | 126,81 |

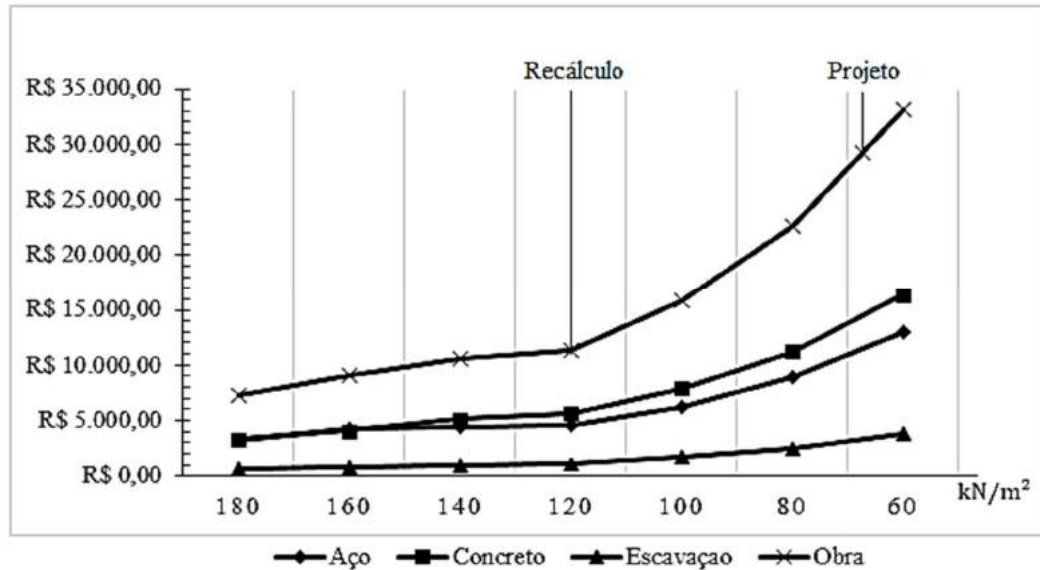


Figura 6.1: Relação do custo da obra de fundação com a tensão admissível do solo.

A variação do custo da obra está basicamente ligada ao redimensionamento da área da base da sapata e a sua nova altura, que acaba aumentando consideravelmente com a diminuição da tensão admissível do solo. Essas dimensões são responsáveis pelo aumento de volume da sapata, demandando um consumo maior de concreto e conseqüentemente uma maior taxa de armadura de flexão. A Tabela 6.3 à seguir, mostra as áreas da base que foram encontradas e adotadas para cada caso de tensão admissível do solo.

Tabela 6.3: Dimensões das Sapatas em relação às tensões admissíveis.

| Tensão Admissível | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 140 | 180 | |
|-------------------|--------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|-------|
| Tipo 1 | a | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | b | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | A | 1,40 | 1,20 | 1,05 | 1,00 | 0,90 | 0,85 | 0,80 |
| | B | 1,40 | 1,20 | 1,05 | 1,00 | 0,90 | 0,85 | 0,80 |
| | h | 0,50 | 0,40 | 0,40 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | h0 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| | Ângulo | 33,69 | 30,47 | 35,54 | 31,61 | 36,03 | 38,66 | 41,63 |
| | Área | 1,96 | 1,44 | 1,10 | 1,00 | 0,81 | 0,72 | 0,64 |
| Tipo 2 | a | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | b | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | A | 2,80 | 2,40 | 2,10 | 1,85 | 1,75 | 1,60 | 1,55 |
| | B | 2,80 | 2,40 | 2,10 | 1,85 | 1,75 | 1,60 | 1,55 |
| | h | 0,90 | 0,80 | 0,70 | 0,60 | 0,60 | 0,55 | 0,50 |
| | h0 | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
| | Ângulo | 30,78 | 31,61 | 31,22 | 29,74 | 31,61 | 31,33 | 32,47 |
| | Área | 7,84 | 5,76 | 4,41 | 3,42 | 3,06 | 2,56 | 2,40 |

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A diversidade dos solos de uma pequena região pode passar despercebida quando analisada visualmente ou mesmo com métodos precários de investigação geotécnica, deixando uma lacuna considerável na base de dados para elaboração de projetos de fundações, tanto superficiais como profundas. Lacuna esta, por exemplo, que se mostrou presente no projeto analisado e dificultou de forma inquestionável o levantamento e dimensionamento da fundação. Mostrou-se que o estudo geotécnico apropriado para cada obra acaba definindo de forma satisfatória os gastos finais de uma fundação, assim como em qualquer projeto de engenharia, sendo úteis previamente, durante e posteriormente a execução da obra. Portanto, o estudo geotécnico acaba estabelecendo limites e as configurações do solo em que se planeja executar uma fundação, permitindo o engenheiro projetista trabalhar de forma segura e minimizando gastos desnecessários.

Revisão de projetos, obras paralisadas e reforço de fundação estão presentes diariamente em obras de fundação, por adoção de parâmetros e dados irreais do terreno que caracterizam sub e superdimensionamento das estruturas colocando edificações às vezes até em risco. O superdimensionamento foi exemplificado neste trabalho de forma clara, mostrando como a tensão admissível do solo pode influenciar determinantemente nas dimensões das sapatas de fundação, nos custos da obra e na segurança.

A adoção de outros tipos de fundação mostrou-se necessária à medida que a tensão admissível do solo diminuiu, fazendo com que o custo das sapatas isoladas rígidas fossem deliberadamente elevados devido às suas dimensões serem cada vez maiores. Pode-se observar também, a influência que o volume de concreto tem nas obras de fundação, podendo elevar ou diminuir gastos, que tornam absolutamente necessários os estudos geotécnicos em obras civis.

8 CONCLUSÃO

- A diferença de custo entre o projeto executado e o projeto recalculado chegou a 61% em relação aos custos de implantação das Sapatas do projeto, representando uma economia de aproximadamente R\$ 18.088,99.
- A variação da tensão admissível teve influência na geometria das sapatas isoladas e no custo final da obra de fundação de forma significativa, chegando a uma diferença de R\$ 25.839,12 entre a máxima e a mínima tensão admissível verificada.
- Para a tensão admissível de 180 kN/m², observou-se que não há uma grande diferença nos custos à medida que se aproxima desta tensão, mostrando que a curva dos custos tende a alcançar um patamar onde não será possível obter uma maior economia, conforme o aumento da tensão admissível.
- Para a tensão admissível de 60 kN/m², mostrou-se necessário a adoção de outros métodos de fundação, tendo em vista que a variação do custo aumentou de forma significativa à medida que a tensão admissível do solo diminuiu, obtendo uma variação de custo entre esta tensão e a adotada no recálculo das Sapatas (120 kN/m²) de R\$ 21.731,07.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA GOIÂNIA DE TRANSPORTES E OBRAS - AGETOP. **Relatório de Custos Unitários**. Tabela 102 - Custos De Obras Cíveis. Goiânia, 2013. Disponível em: <<http://www.sgc.goias.gov.br/upload/arquivos/2013-06/relatorio-de-custos-unitarios.pdf>>. Acesso em: 13 de Agosto de 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

_____. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.

_____. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado** / José Milton de Araújo. Rio Grande: Dunas, 2010. v.4, 3.ed. 323 p.

ALVA, Gerson M. S. **Estruturas de Concreto - Projeto estrutural de sapatas**. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 14 de Agosto de 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula de Estruturas de Concreto III**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2012. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/sapatas.pdf>>. Acesso em: 18 março 2014.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Líbano Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2009. 2 v. 589 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 142 p.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p. il.

SILVA, E.L. (1998) **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. São Carlos, 129p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

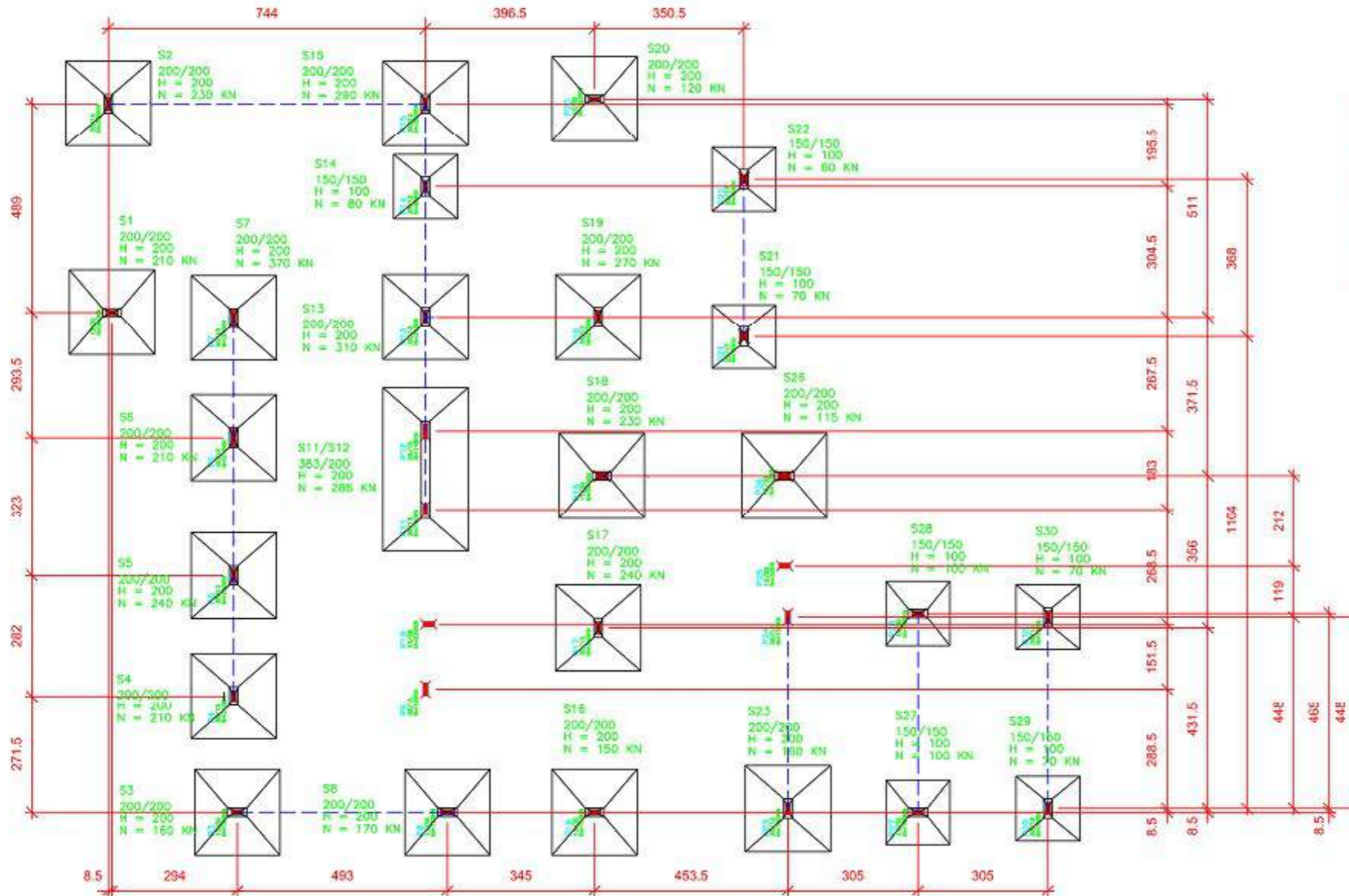
SILVA, E.L.; VANDERLEI, R. D.; GIONGO, J.S. **Concreto armado: projeto estrutural de sapatas isoladas**. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 2008.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p. il.

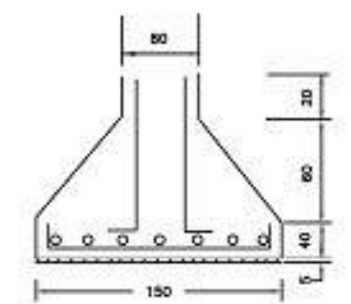
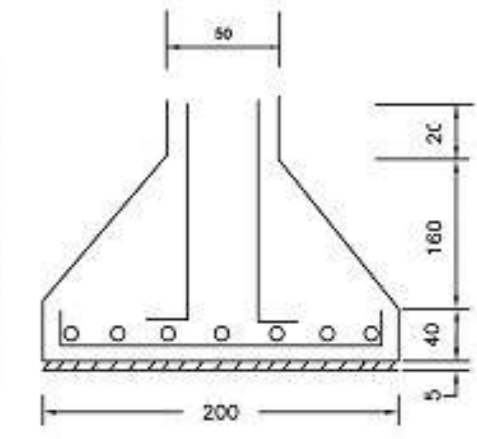
TÉCHNE, Revista. **Fundações: Fundações Rasas**. Fundações, São Paulo, n. 83, p.38-43, 16 fev. 2004. Texto Original de Ubiratan Leal.

VIANA, P.M.F. **Notas de aula do curso de fundações**, Aula 04a - Blocos e Sapatas. 2007.

ANEXO A



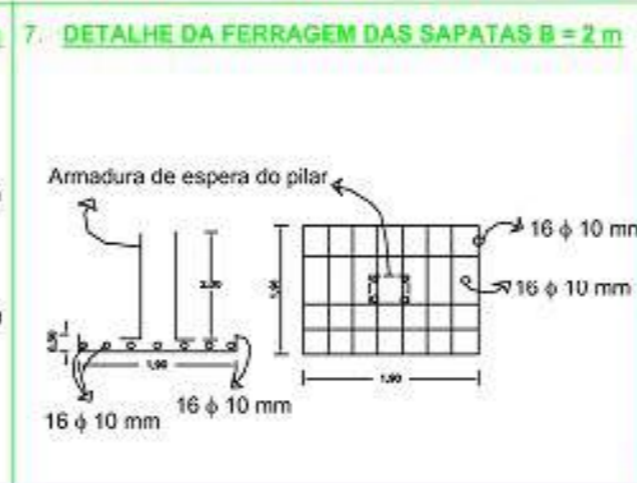
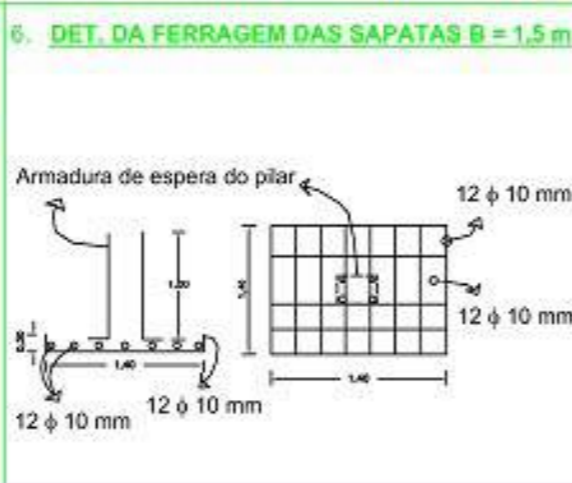
FUNDAÇÃO EM SAPATA



| ITEM | CONSUMO |
|---------------|---------|
| Escavação | m3 |
| Concreto | m3 |
| Aço | Barras |
| Geossintético | m3 |

Obs.:

1. A resistência característica para o concreto das sapatas deverá ser: $F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$
2. A resistência característica para os aços das sapatas deverá ser: $F_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
3. Toda e qualquer locação dos elementos isolados de fundação deverá ser feita pelo CONSTRUTOR através da PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGAS dos pilares.
4. O controle tecnológico das Argamassas deverá ser feito em princípio diariamente ou a critério do contratante CONSTRUTOR.
5. Outras



Projeto de Fundações

CLIENTE: _____
 OBRA: _____
 LOCAL: _____
 ASSUNTO: _____
 AUTOR DO PROJETO: _____

Folha
01/01

Rec: _____ Des: _____ Data: _____ Conf: _____