

FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JEAN PAULO CORREA
LUIS PAULO SILVA

VIABILIDADE ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES TIPO
RADIER EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE

GOIANÉSIA / GO

2017

**JEAN PAULO CORREA
LUIS PAULO SILVA**

**VIABILIDADE ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES TIPO
RADIER EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE
EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA**

ORIENTADOR: CLÉBER JEAN LACERDA

**GOIANÉSIA / GO
2017**

CORREA, JEAN PAULO

SILVA, LUIS PAULO

Viabilidade Econômica de Fundações tipo Radier em Edificações de Pequeno Porte. 37P, 10,1 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Introdução

2. Revisão bibliográfica

3. Projeto das edificações utilizadas na pesquisa

4. Dimensionamento dos elementos de fundação

5. Custos de execução

6. Conclusão

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CORREA J. P.; L. P SILVA Viabilidade Econômica de Fundações tipo Radier em Edificações de Pequeno Porte. TCC, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, GO, 37p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jean Paulo Correa / Luis Paulo Silva

VIABILIDADE ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES TIPO RADIER EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

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

Jean Paulo Correa

E-mail:jeanpaulo23@hotmail.com

Luis Paulo Silva

E-mail: luispaulosilva85@gmail.com

**JEAN PAULO CORREA
LUIS PAULO SILVA**

**VIABILIDADE ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES TIPO
RADIÉR EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.

APROVADO POR:

Prof. Me. CLÉBER JEAN LACERDA, (Faceg)

(ORIENTADOR)

Prof. Esp. LUIZ TOMAZ DE AQUINO NETO , (FACEG)

(EXAMINADOR INTERNO)

Prof. Esp. WELINTON ROSA DA SILVA, (FACEG)

(EXAMINADOR INTERNO)

GOIANÉSIA - GO, 12 DE JUNHO DE 2017

RESUMO

VIABILIDADE ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES TIPO RADIER EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE

A finalidade deste trabalho é abordar um tema ainda pouco difundido no Brasil, embora a utilização de fundação em radier seja algo bem comum em países em desenvolvimento, no nosso país esse modelo de construção é pouco utilizado se comparado a outros tipos de fundações comumente indicadas para construções de pequeno e médio porte. Pensando neste contexto atual foi realizado uma pesquisa quantitativa, buscando o estudo da viabilidade econômica para implantação deste tipo de fundação quando comparado a utilização de vigas baldrames. Para tanto foi feita a escolha de dois projetos distintos buscando a similaridade com a maioria das construções existentes na cidade de Goianésia-Go. Para o dimensionamento dos elementos de ambas as fundações foi utilizado o software de dimensionamento estrutural EBERICK. Além disso será apresentado os quantitativos e os custos de material e mão de obra para execução de ambas as fundações, mostrando a viabilidade de implantação das mesmas.

Palavras Chaves: Viabilidade econômica, radier, fundações.

ABSTRACT***ECONOMIC VIABILITY OF RADIÉR TYPE FOUNDATIONS IN SMALL BUILDINGS***

The purpose of this work is to address a theme that is not widely used in Brazil, although the use of radier foundation is very common in developing countries. In Brazil, this model of construction is little used compared to other types of foundations. Constructions of small and medium size. Thinking in this current context, we carried out a quantitative research, seeking the study of the economic viability for implantation of this type of foundation when compared to the use of baldrays, for which we made the choice of two distinct projects seeking the similarity with the majority of existing constructions in the city Of Goianésia-Go. For the dimensioning of the elements of both foundations, the structural design software EBERICK was used. In addition, we present the quantitative and material costs and labor costs for the execution of both foundations, showing the feasibility of their implementation.

Key words: Economic viability, radier, foundations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sapata isolada.....	8
Figura 2.2 – Bloco.....	8
Figura 2.3 – Viga baldrame.....	8
Figura 2.4 – Sapata associada.....	9
Figura 2.5 – Sapata corrida.....	9
Figura 2.6 – Radier.....	9
Figura 2.7 – Radier liso.....	10
Figura 2.8 – Radier com pedestais ou cogumelos.....	10
Figura 2.9 – Radier nervurado.....	11
Figura 2.10 – Radier em caixão.....	11
Figura 3.1 – Planta baixa – Planta 01.....	13
Figura 3.2 – Fachada frontal – Planta 01.....	14
Figura 3.3 – Corte AB – Planta 01.....	14
Figura 3.4 – Corte CD – Planta 01.....	15
Figura 3.5 – Planta baixa – Planta 02.....	16
Figura 3.6 – Fachada frontal – Planta 02.....	17
Figura 3.7 – Corte AA – Planta 02.....	17
Figura 3.8 – Corte BB – Planta 02.....	18
Figura 4.1 – Locação das sondagens.....	19
Figura 4.2 – Laudo de sondagem SPT 01.....	20
Figura 4.3 – Laudo de sondagem SPT 02.....	21
Figura 4.4 – Laudo de sondagem SPT 03.....	22
Figura 4.5 – Numeração das paredes – Planta 01.....	25
Figura 4.6 – Numeração das paredes – Planta 02.....	26

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 – Tabelas de estado de compactidade e de consistência.....	23
Quadro 4.2 – Pressões básicas em solos.....	24
Quadro 4.3 – Valores das cargas de cada parede (Planta 01).....	25
Quadro 4.4 – Valores das cargas de cada parede (Planta 02).....	26
Quadro 4.5 – Resumo do aço - Sapatas (Planta 01).....	27
Quadro 4.6 – Resumo do aço – Pilares de ligação das sapatas as vigas baldrames (Planta 01).....	27
Quadro 4.7 – Resumo do aço – Vigas baldrames (Planta 01).....	28
Quadro 4.8 – Resumo do aço - Sapatas (Planta 02).....	28
Quadro 4.9 – Resumo do aço – Pilares de ligação das sapatas as vigas baldrames (Planta 02).....	29
Quadro 4.10 – Resumo do aço – Vigas Baldrames (Planta 02).....	29
Quadro 4.11 – Resumo do aço – Radier armado (Planta 01).....	30
Quadro 4.12 – Resumo do aço – Radier armado (Planta 02).....	30
Quadro 5.1 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Viga baldrame - Planta 01.....	31
Quadro 5.2 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Radier – Planta 01.....	32
Quadro 5.3 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Viga baldrame - Planta 02.....	32
Quadro 5.4 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Radier – Planta 02.....	33

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 JUSTIFICATIVA.....	2
1.3 METODOLOGIA	3
1.4 ESTRUTURA DO PROJETO.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 VIABILIDADE ECONÔMICA DO PROJETO	5
2.2 ORÇAMENTO NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	5
2.3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	6
2.4 FUNDAÇÕES.....	7
2.5 SOFTWARE PARA CÁLCULO ESTRUTURAL (EBERICK).....	12
3 PROJETO DAS EDIFICAÇÕES UTILIZADAS NA PESQUISA.....	13
4 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO.....	19
4.1 CARGAS DA EDIFICAÇÃO NO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO	24
4.1.1 Planta 01	25
4.1.2 Planta 02	26
4.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS BALDRAMES	27
4.2.1 Quantitativo de materiais – viga baldrame - Planta 01.....	27
4.2.2 Quantitativo de materiais – viga baldrame - Planta 02.....	28
4.3 DIMENSIONAMENTO DO RADIER ARMADO	29
4.3.1 Quantitativo de materiais – radier – Planta 01	30
4.3.2 Quantitativo de materiais – radier – Planta 02	30
5 CUSTOS DE EXECUÇÃO.....	31
5.1 VIGA BALDRAME - PLANTA 01	31
5.2 RADIER- PLANTA 01	32
5.3 VIGA BALDRAME - PLANTA 02	32
5.4 RADIER- PLANTA 02	33
6 CONCLUSÃO.....	34
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	35
ANEXOS	37

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo analisar a viabilidade econômica e financeira de fundações do tipo radier em edificações de pequeno porte a serem implantadas na cidade de Goianésia – GO.

A análise de viabilidade econômico-financeiro pertence a um conjunto de atividades desenvolvidas pela engenharia econômica, busca traduzir o fato de que os custos gerados na implantação de uma atividade são compensados vantajosamente, pelas receitas e benefícios que se obtêm, no decorrer de um prazo conveniente, o que justifica a realização do investimento.

De acordo com De Francisco (1988) um estudo de análise de investimentos compreende: um investimento a ser realizado; enumeração de alternativas viáveis; análise de cada alternativa; comparação das alternativas e; escolha da melhor alternativa. Esta análise, faz-se necessária para a escolha do tipo de fundação mais adequada para o projeto que será objeto de estudo neste trabalho.

Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (AZEREDO, 1977). Sendo assim as cargas de uma edificação são transmitidas para as camadas resistentes do solo sem provocar ruptura do terreno sendo de suma importância na execução de qualquer construção.

De acordo com a NBR 6122:96 – Projeto e execução de fundações – as fundações podem ser divididas em dois grupos distintos, que são: fundação profunda e fundação superficial (rasa ou direta). As fundações profundas transmitem carga ao terreno pela base e por sua superfície lateral ou por combinação dos dois efeitos, são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 m de profundidade. Neste caso, os mecanismos de ruptura de base não atingem a superfície do terreno a ser considerado no projeto. São exemplos de fundações profundas: estacas, tubulões e caixões. Já as fundações superficiais são divididas nos seguintes tipos: sapatas, blocos, radier, sapata associada, viga de fundação e as sapatas corridas, elementos em que a carga é transmitida ao solo pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, sua profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Segundo Alonso (1983), fundações rasas são as que se apoiam logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base.

Para se escolher a fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações, obtendo assim o tipo de fundação mais adequado, logo não se deixando levar pelas imposições existentes no mercado.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo estudar a viabilidade econômica da implantação de fundações do tipo radier, quando comparadas com fundações do tipo, viga baldrame. Para tanto é preciso especificamente:

- Realizar uma análise de viabilidade econômica, a fim de se observar qual tipo de fundação é mais adequada para a edificação em estudo;
- Analisar o subsolo para adoção de um tipo de fundação que seja tecnicamente e economicamente viável;
- Verificar a dificuldade de implantação de fundações tipo radier na cidade de Goianésia-GO;
- Elaborar planilha orçamentaria para cada sistema de fundação estudada, verificando os custos dos materiais e mão de obra.

1.2 Justificativa

Para determinada escolha de uma solução estrutural, é necessário que o engenheiro civil possua o conhecimento dos variados tipos de fundação, para assim indicar qual seria a solução mais viável economicamente para o cliente, levando em conta a segurança da estrutura.

Estudar a segurança destes elementos é fundamental, pois sua utilização sem o devido conhecimento técnico pode gerar grandes prejuízos tanto no âmbito social quanto no econômico. Tal responsabilidade fica a cargo de profissionais qualificados, como engenheiros, que fazem com que as tarefas sejam executadas com eficiência, trazendo um grande ganho de tempo, o que influencia diretamente na viabilidade econômica de uma obra.

No Brasil, a utilização do radier é cercado de dúvidas, isso faz-se acreditar que o sistema composto por vigas baldrames e estacas seria mais viável economicamente que o radier, isso se deve principalmente, à falta de recomendações específicas que tratam sobre o assunto, tornando difícil o acesso dos profissionais a tais informações.

Ao final de uma construção, as fundações em radier podem se tornar mais baratas, além de proporcionar praticidade, diminuindo assim o tempo de execução. Porém, se faz necessário um estudo detalhado de todos os componentes que compõem a edificação evitando possíveis erros de projeto que possam inviabilizar a utilização destas fundações.

Neste cenário é necessário que se tenha uma maior preocupação com as instalações hidráulicas e elétricas, é preciso marcar as caixas de passagem para essas tubulações antes da realização da concretagem do radier, pois a realização de furos na fundação depois de concluída eleva muito os custos de implantação. Com os estudos apresentados, espera-se que este trabalho possa fornecer o estudo de viabilidade econômica da implantação do radier, orientando os profissionais interessados na escolha do radier como alternativa viável de fundação para suas construções.

1.3 Metodologia

Esta pesquisa terá caráter experimental que, segundo Gil (1991), consiste em determinar um objeto de estudo, selecionar as variáveis que seriam capazes de influenciá-lo e definir as formas de controle e de observação dos efeitos que a variável produz no objeto.

Para dimensionamento das fundações e elaboração dos orçamentos foram utilizados programas computacionais. Para construção de planilhas eletrônicas e detalhamentos dos preços e quantitativos dos materiais foi utilizado o Microsoft Office Excel e a Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (TCPO). Para o dimensionamento dos elementos de fundação foi usado o Eberick, que é um software para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos.

O presente trabalho iniciou-se através de pesquisas bibliográficas sobre o tema escolhido, em seguida foi analisado o projeto arquitetônico e estrutural da obra em estudo para assim comprovar a viabilidade da implantação do radier na edificação. Por fim foram realizados

os orçamentos, a fim de comparar o custo com o uso da fundação em radier e com vigas baldrame, dando assim solução a proposta de estudo.

1.4 Estrutura do projeto

O conteúdo deste trabalho é dividido em 6 (seis) capítulos.

No segundo capítulo foi feita a revisão bibliográfica, mostrando a importância do estudo da viabilidade econômica na construção civil, além de apresentar os principais elementos de fundações contidas na NBR 6122:1996. Também foi enfatizado a importância da realização de estudos geológicos e geotécnicos do solo, como sondagens SPT - *standard penetration test* antes da execução de qualquer tipo de fundação.

No terceiro capítulo contém as plantas das edificações escolhidas para a realização da pesquisa. No quarto capítulo foi realizado o dimensionamento dos elementos de fundação, os resultados obtidos estão contidos no anexo desta pesquisa.

No quinto capítulo é descrito a planilha com os quantitativos de cada fundação e o orçamento dos elementos necessários para cada edificação e custo final da implantação do radier e da viga baldrame em cada edificação apresentada no capítulo três. No sexto capítulo está descrito as considerações finais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Viabilidade econômica do projeto

Na construção civil frequentemente tem-se a preocupação de escolher a melhor forma de se realizar um investimento, para isso são necessários estudos visando a realização dos estudos de viabilidade técnica, econômica e financeira de empreendimentos.

Segundo Keelling (2002), o estudo de viabilidade permite almejar o sucesso do desenvolvimento do projeto, muitas vezes é deixado de lado ou realizado inadequadamente, deixando em risco a adequação para o investimento.

Gehbauer (2002, p.9) complementa que:

O estudo de viabilidade do empreendimento é a comparação entre a estimativa de custo do mesmo e os rendimentos que se espera obter por meio de sua comercialização. Ele compreende todo o planejamento técnico básico necessário, desde a ideia inicial, até a elaboração do anteprojeto.

Tais estudos permitem verificar se há ou não viabilidade de implantação, levando em conta aspectos econômicos, financeiros, técnicos ou do próprio mercado, evitando surpresas para o cliente ou empreendedor.

2.2 Orçamento na construção civil

O orçamento deve ser realizado com bases no levantamento quantitativo de materiais pelo projetos e memorial descritivo e, encargos sociais provenientes do serviço de mão de obra. Sendo assim possível montar a composição de preços unitários, tornando possível calcular todos os custos diretos e indiretos do empreendimento.

Segundo Oliveira, Perez Jr. e Silva (2005) o orçamento mostra o detalhamento das despesas envolvidas na execução de um determinado projeto, indica um planejamento adequado para que se tenha um desempenho planejado anteriormente e possa manter o orçamento dentro do esperado.

Sampaio (1989) apresenta a importância de se realizar um orçamento detalhado contendo os cálculos de todos os custos advindos de uma obra ou um empreendimento, complementa dizendo que quanto mais detalhado, mais se aproximará do custo real.

O orçamento constitui uma representação idealizada dos custos pois possui os valores quantitativos e qualitativos do empreendimento, permite também realizar pesquisas

comparativas a fim de se escolher uma solução que seja mais viável economicamente para a realização do investimento.

Segundo Cordeiro (2007), para elaborar um orçamento, é necessário desenvolver, além do cálculo dos custos, uma série de tarefas sucessivas e ordenadas. Estas tarefas requerem uma abordagem individualizada, que na composição de custos unitários será necessário conhecer os insumos, tais como materiais, mão-de-obra e encargos sociais, como ainda, os benefícios e despesas indiretas. O orçamento e o controle de custos são peças básicas no planejamento e a partir deles é possível concluir:

- Análise de viabilidade econômico-financeira do empreendimento;
- O levantamento de materiais e de serviços;
- O levantamento do número de operários para cada etapa de serviços;
- O cronograma físico ou de execução da obra, bem como o cronograma financeiro;
- O acompanhamento sistemático da aplicação de mão-de-obra e materiais para cada etapa de serviço;
- Controle da execução da obra.

Assim com o auxílio de tais procedimentos orçamentários foi possível a elaboração do nosso trabalho, mostrando a viabilidade econômica do radier ao invés de vigas baldrame como fundação de edificações de pequeno porte na cidade de Goianésia-GO.

2.3 Investigação do subsolo

De acordo com Moraes (1976), o reconhecimento do subsolo para efeito de uma instalação de uma infraestrutura é feito mediante a realização de sondagens do solo, em pontos escolhidos e distribuídos na área da edificação.

Embora seja desconsiderada na grande maioria das construções de edificações de pequeno e médio porte a sondagem do solo é extremamente necessária para que se tenha um conhecimento do subsolo, evitando assim atrasos na obra e problemas futuros que podem vir a surgir devido a escolha de uma fundação inapropriada para o tipo de solo existente na área da construção. Segundo a NBR 6484:2011 as sondagens podem ser divididas em:

Sondagem a trado: Sistema de sondagem mais simples dentre todos os métodos de sondagens, consiste na utilização de um trado constituído de lâminas cortantes podendo ser helicoidal ou espiralado, tem como finalidade coletar amostras, realizar a determinação do nível de água e identificação dos horizontes do terreno.

Sondagem a percussão: Método de investigação no qual é utilizado um amostrador bipartido para obtenção das amostras, diferentemente da sondagem a trado este método de sondagem permite a determinação dos índices de resistência do solo a penetração.

Sondagem rotativa: Utilizada geralmente para realizar sondagens em rochas ou em solos que oferecem grande resistência a penetração, sua operação consiste em um sistema moto-mecanizado permitindo atingir grandes profundidades.

Segundo a NBR 8036:1983 o tipo e as quantidades de sondagens são realizados em função da estrutura a ser implantada e a área de projeção da construção, respectivamente. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo. As sondagens devem ser no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta da edificação, entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias, o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área de projeção em planta da edificação de até 200 m²;
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

2.4 Fundações

Antes de se ter por definitivo a escolha do tipo de fundação a ser implementada deve ser focado pelo engenheiro projetista dados vindos de levantamentos específicos, tais como a topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, dados da estrutura a construir e dados sobre construções vizinhas. (Velloso e Lopes, 1998).

As fundações superficiais (rasa ou direta) são elementos em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. E são divididas nos seguintes tipos, segundo a NBR 6122/96: sapatas, blocos, radier, sapata associada, viga de fundação e as sapatas corridas, as quais são definidas. (NBR 6122/96).

Sapata Isolada – elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração (Figura 2.1).

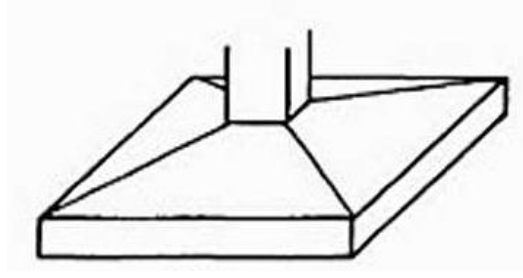


Figura 2.1: Sapata Isolada – Fonte: ABMS/ABEF (1998).

Bloco – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura (Figura 2.2).

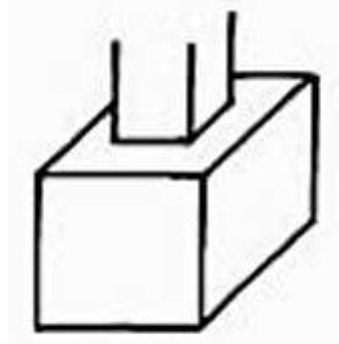


Figura 2.2: Bloco – Fonte: ABMS/ABEF (1998).

Viga de fundação / baldrame – elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal, tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de baldrame, ou tipo sapata, armadas (Figura 2.3).

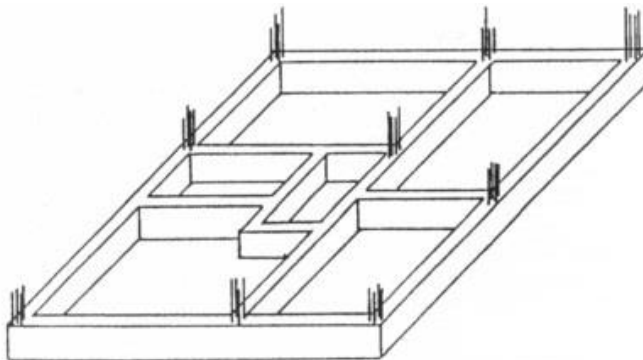


Figura 2.3: Viga Baldrame – Fonte: <http://www.fazerfacil.com.br/Construcao/alicerces.htm>; Acesso em out. 2016.

Sapata associada – elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação (Figura 2.4).

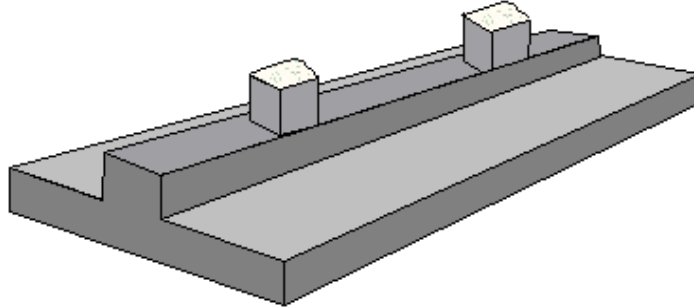


Figura 2.4: Sapata Associada - Fonte: <http://faq.altoqi.com.br/content/260/632/pt-br/dimensionando-uma-sapata-associada.html>; Acesso em out. 2016.

Sapata corrida – sujeita à ação de uma carga distribuídas linearmente ou de pilares distribuídos ao longo do alinhamento (Figura 2.5).

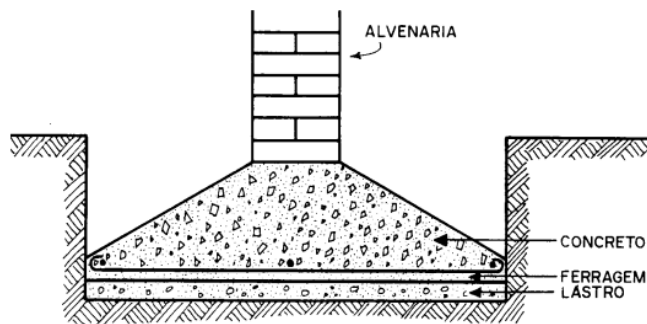


Figura 2.5: Sapata Corrida - Barros, (2003).

Radier – elemento de fundação que recebe todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos (Figura 2.6).

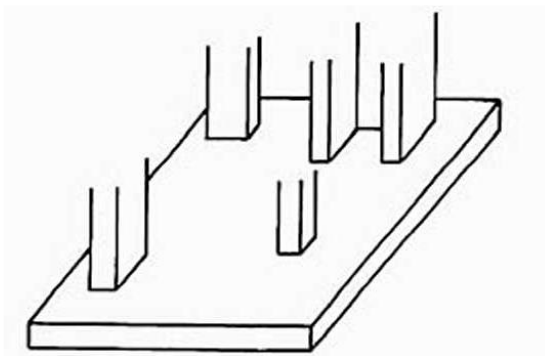


Figura 2.6: Radier – Fonte: ABMS/ABEF (1998).

O radier é uma fundação direta que engloba todas as cargas provenientes da edificação distribuídas sob uma única placa de concreto. Sua principal característica de implantação levando em consideração o tipo de solo é o fato de que podem ser indicados para solos com SPT maior ou igual a 4 (REBELLO, 2008).

Os raders podem ser classificados em quatro tipos principais segundo a sua forma ou sistema estrutural.

- 1) Raders lisos;
- 2) Raders com pedestais ou cogumelos;
- 3) Raders nervurados;
- 4) Raders em caixão.

Dória (2007) explica as principais características destes sistemas construtivos, os tipos citados abaixo estão classificados em ordem crescente quanto a sua rigidez.

- Raders lisos (figura 2.7) – tem a vantagem de proporcionar grande facilidade durante a execução, na realização deste estudo foi considerado a utilização deste tipo de radier.

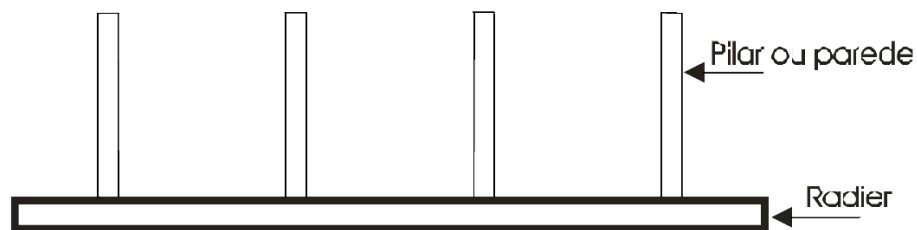


Figura 2.7: Radier liso – Fonte: Dória, (2007).

- Raders com pedestais ou cogumelos (figura 2.8) – Modelo de construção no qual executa-se nervuras secundárias e nervuras principais, colocada sob os pilares, podendo ser superiores ou inferiores. Nas inferiores executa-se sobre a escavação diferentemente do que acontece no caso das nervuras superiores, sendo necessário a utilização de agregado para a regularização da área de aplicação.

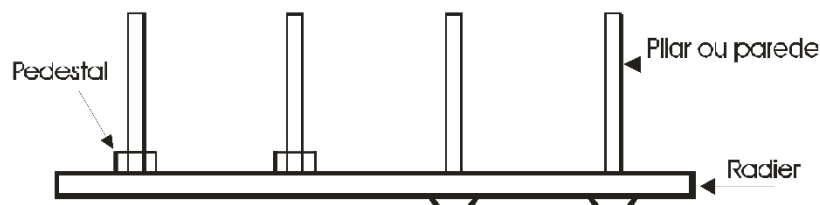


Figura 2.8: Radier com pedestais ou cogumelos – Fonte: Dória, (2007).

- Rádiers nervurados (figura 2.9) - executa-se com nervuras secundárias e nervuras principais, colocadas sob os pilares, podendo ser superiores ou inferiores. No caso de nervuras inferiores executa-se sobre a escavação, o que não acontece no caso das nervuras superiores, sendo necessária a colocação de agregado para deixar a superfície do piso plana.

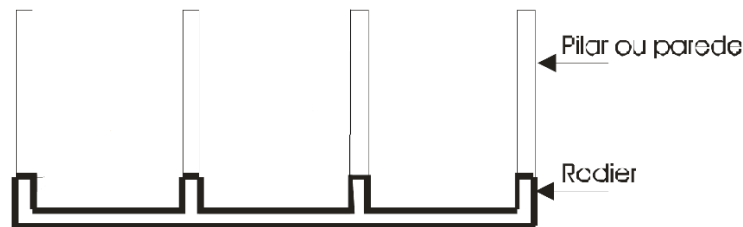


Figura 2.9: Radier nervurado – Fonte: Dória, (2007).

- Radier em caixão (figura 2.10) – caracterizado por possuir grande rigidez e pode ser executado em vários pisos.

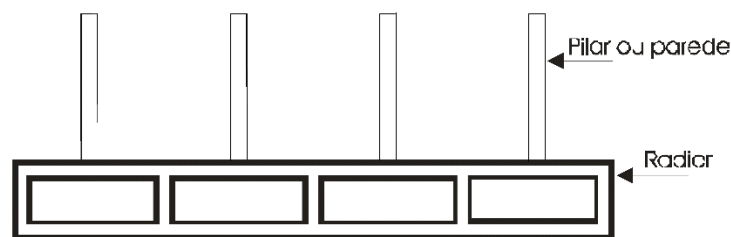


Figura 2.10: Radier em caixão – Dória, (2007).

A fundação do tipo radier em geral, recebe pouca atenção, tanto durante a fase de projeto quanto durante a fase de construção e, até o presente momento não possui uma norma específica, o que dificulta muito a utilização desse sistema de fundação. E ainda como consequência, as recomendações que poderiam evitar muitos problemas são simplesmente ignoradas (ALMEIDA, 2001; SOUZA, 2013).

Segundo Pordeus (2009) e Souza (2013), de maneira geral, no Brasil a maioria dos rádiers são para casas de baixo custo, seja térrea ou sobrado, o que em seu ponto de vista é um preconceito com o sistema, já que, o radier é mais econômico do que as vigas de fundação, as sapatas corridas e bem compatível com o custo dos blocos corridos em pedra argamassada. Em outros países, a primeira opção a se avaliar é o radier; no Brasil, é a última opção. Isso, independentemente do porte da construção.

Entende-se que a escolha do tipo de fundação deve ser fruto da análise de diversas alternativas, dentre fundações do tipo rasas ou profundas e não se deve deixar levar pelas

imposições do sistema que se apresente no mercado. Para solos com resistências admissíveis de solo em torno de $0,7 \text{ kgf/cm}^2$ talvez um radier em concreto armado resultasse mais econômico, o que deve ser questionado, (DÓRIA, 2007).

Frisando que para melhor escolha entre diversos tipos de fundações, deve ser sempre estudado todos os aspectos do anteprojeto e demais, para assim definir a fundação mais apropriada (podendo haver mais de um tipo de fundação no mesmo projeto), para ser executada. Para a execução dos projetos do Programa de Arrendamento Residencial – PAR da Caixa Econômica Federal, fundações tipo radier em concreto protendido, tem sido bastante difundida, (NASCIMENTO, 2002; OLIVEIRA, 2002).

2.5 Software para cálculo estrutural (EBERICK)

Quando bem utilizados, os softwares para dimensionamento de elementos estruturais contribuem significativamente na elaboração de projetos, com a evolução dos microcomputadores e dos softwares ferramentas poderosas foram criadas com a finalidade de auxiliar o engenheiro na elaboração destes projetos.

Um software que está sendo muito empregado é o AltoQi Eberick, principal produto da AltoQi, é um software para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré moldado, que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento final dos elementos.

3 PROJETO DAS EDIFICAÇÕES UTILIZADAS NA PESQUISA

As habitações de pequeno porte são edificações muito comuns, principalmente para fins residenciais e corresponde a grande maioria das residências construídas na cidade de Goianésia/Go.

Neste estudo são apresentadas duas edificações para realização da viabilidade econômica. As escolhas das plantas baixas foram feitas baseando-se na sua área total, assimilando assim com as construções existentes em nossa cidade. A planta 01 corresponde a uma edificação unifamiliar com área total de 50,83 m². As figuras 3.1 à 3.4 mostram a planta baixa, cortes e fachadas correspondentes a esta edificação.

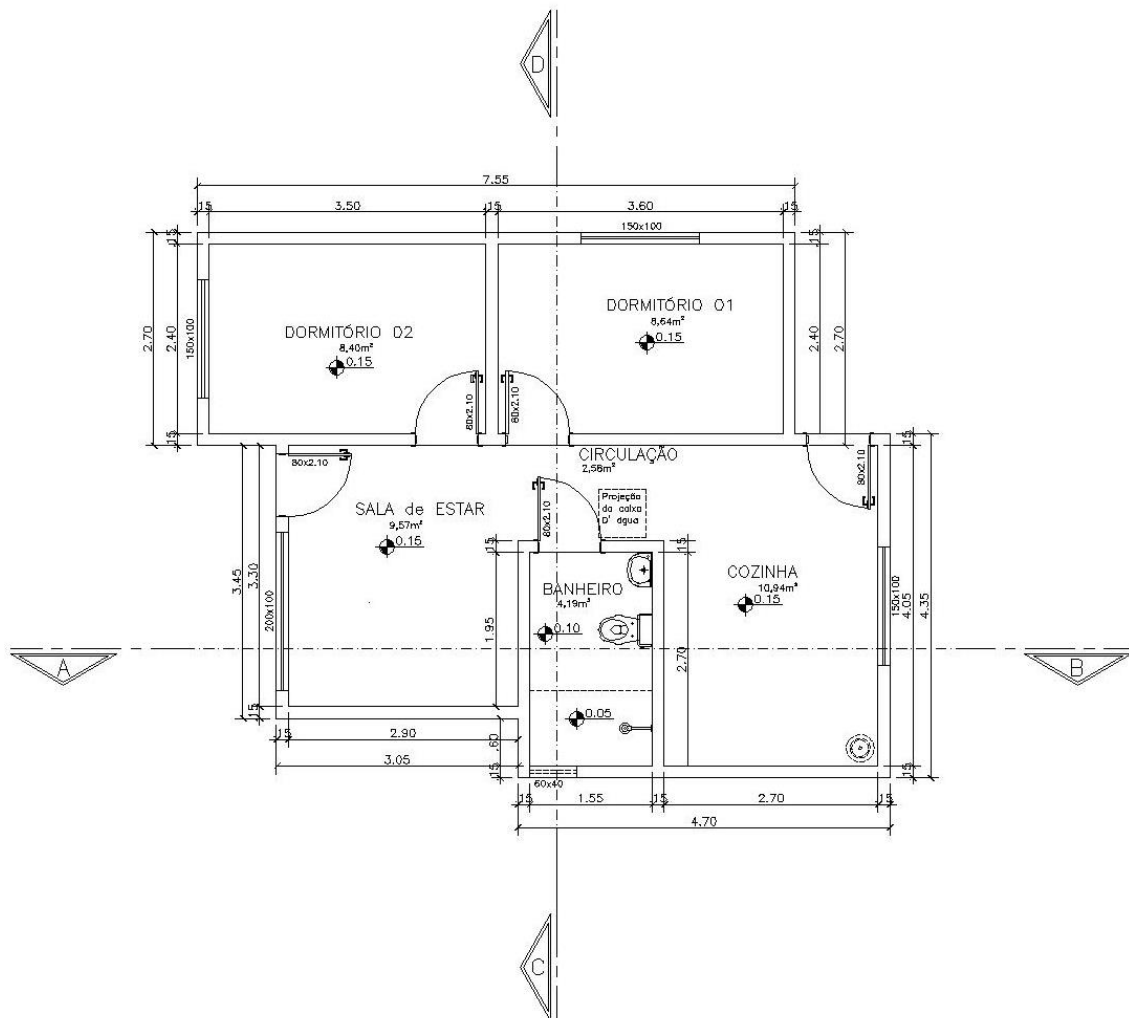
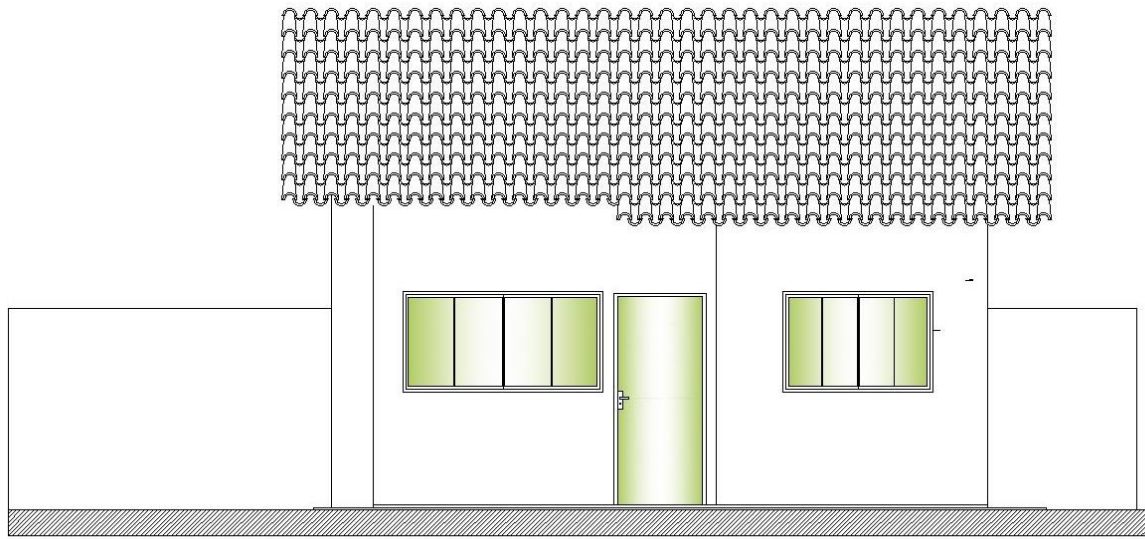


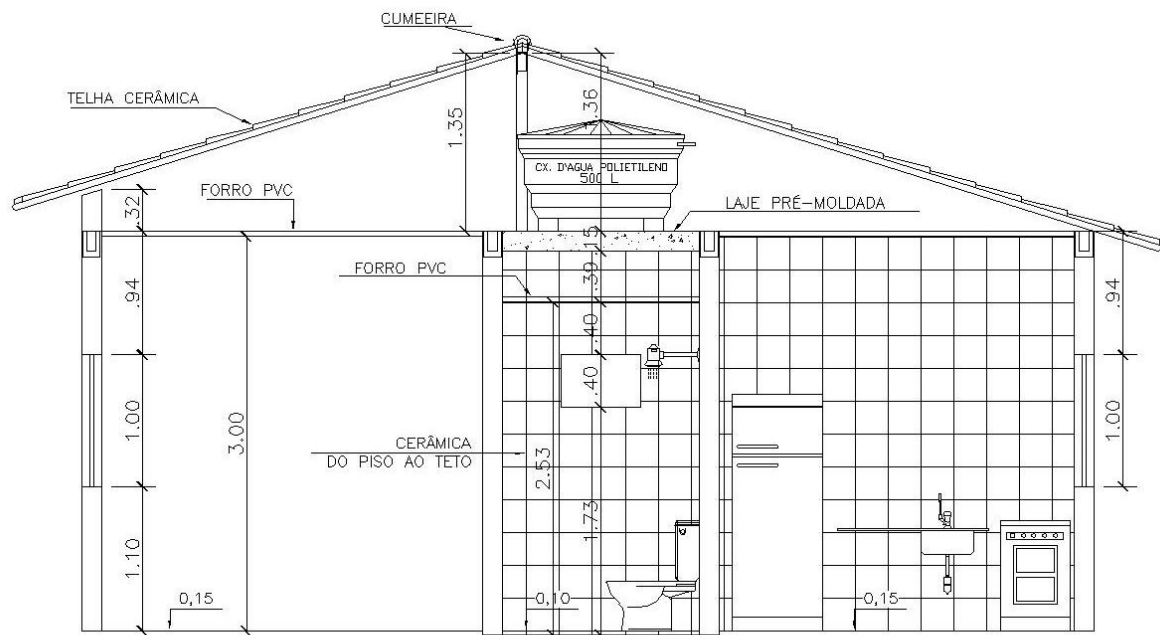
Figura 3.1 – Planta baixa - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).



FACHADA FRONTAL

ESCALA : 1/50

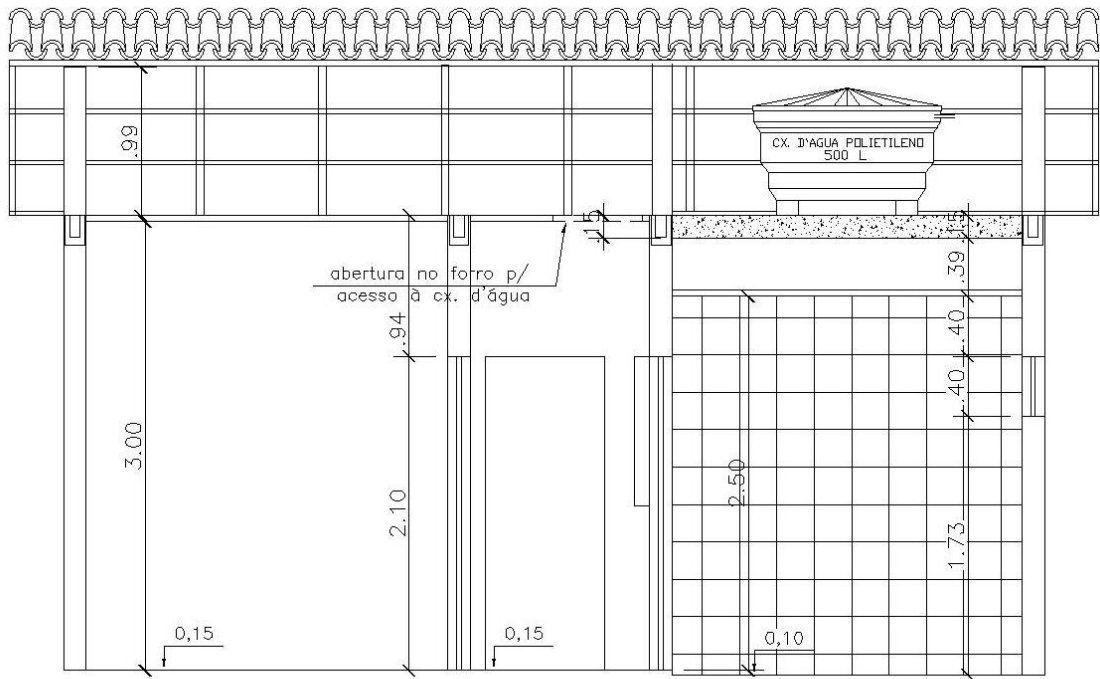
Figura 3.2 – Fachada frontal – Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).



CORTE AB

ESCALA : 1/50

Figura 3.3 – Corte AB – Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).



CORTE CD

ESCALA : 1/50

Figura 3.4 – Corte CD – Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

A planta 02 corresponde a uma edificação unifamiliar com área total de 79,92 m². As figuras 3.5 à 3.8 mostram a planta baixa, cortes e fachadas correspondentes a edificação.

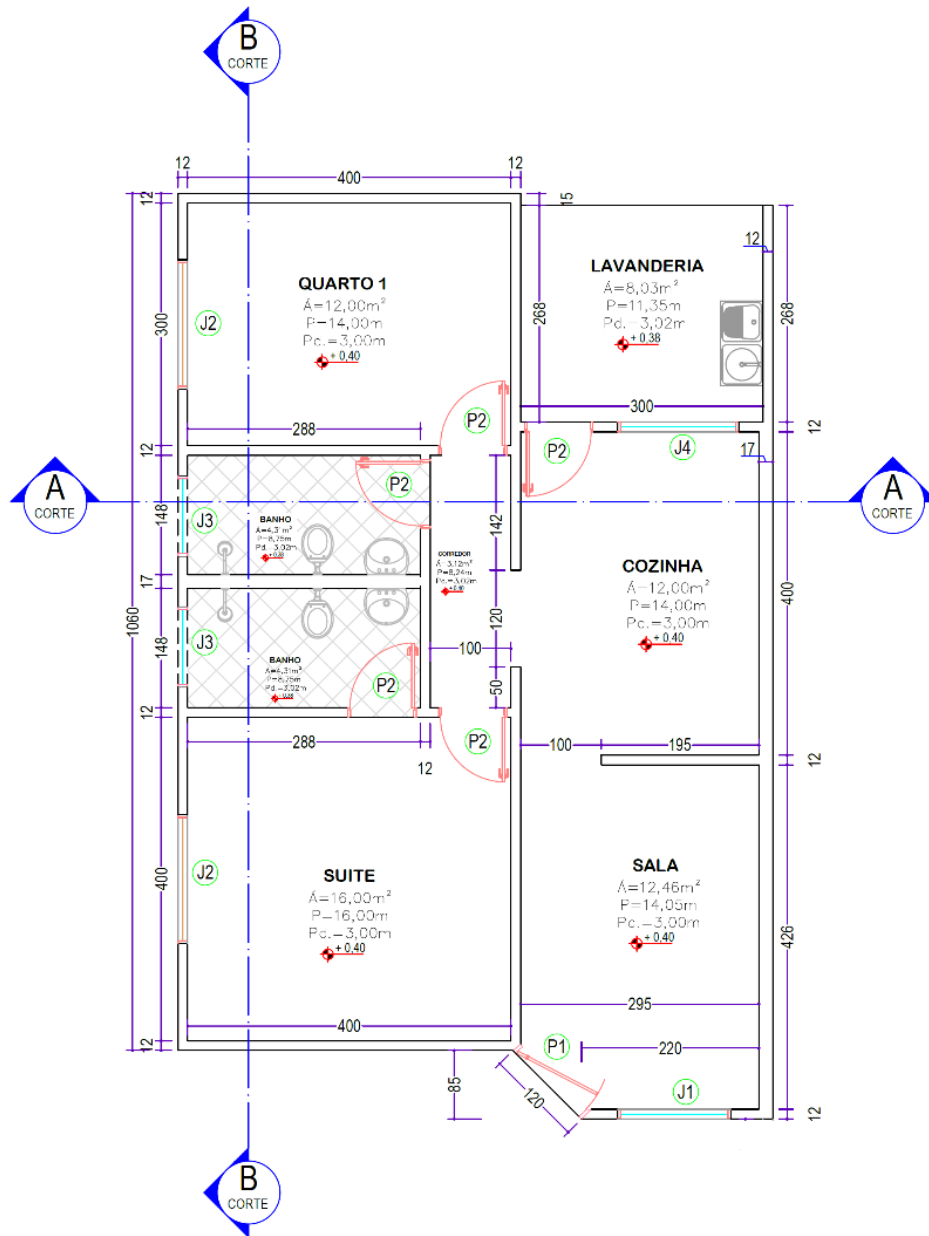


Figura 3.5 – Planta baixa – Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

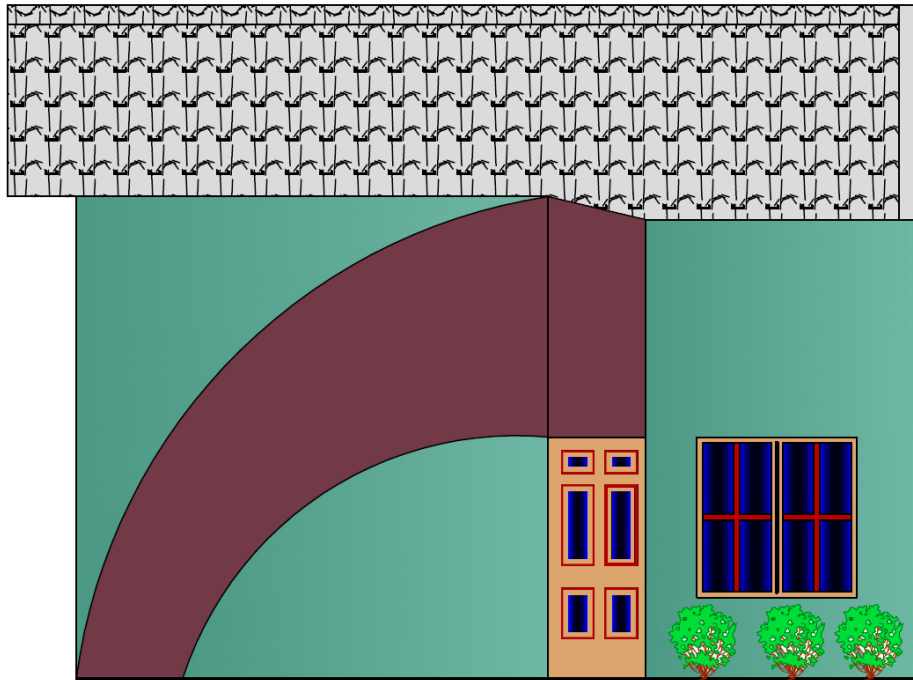


Figura 3.6 – Fachada frontal – Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

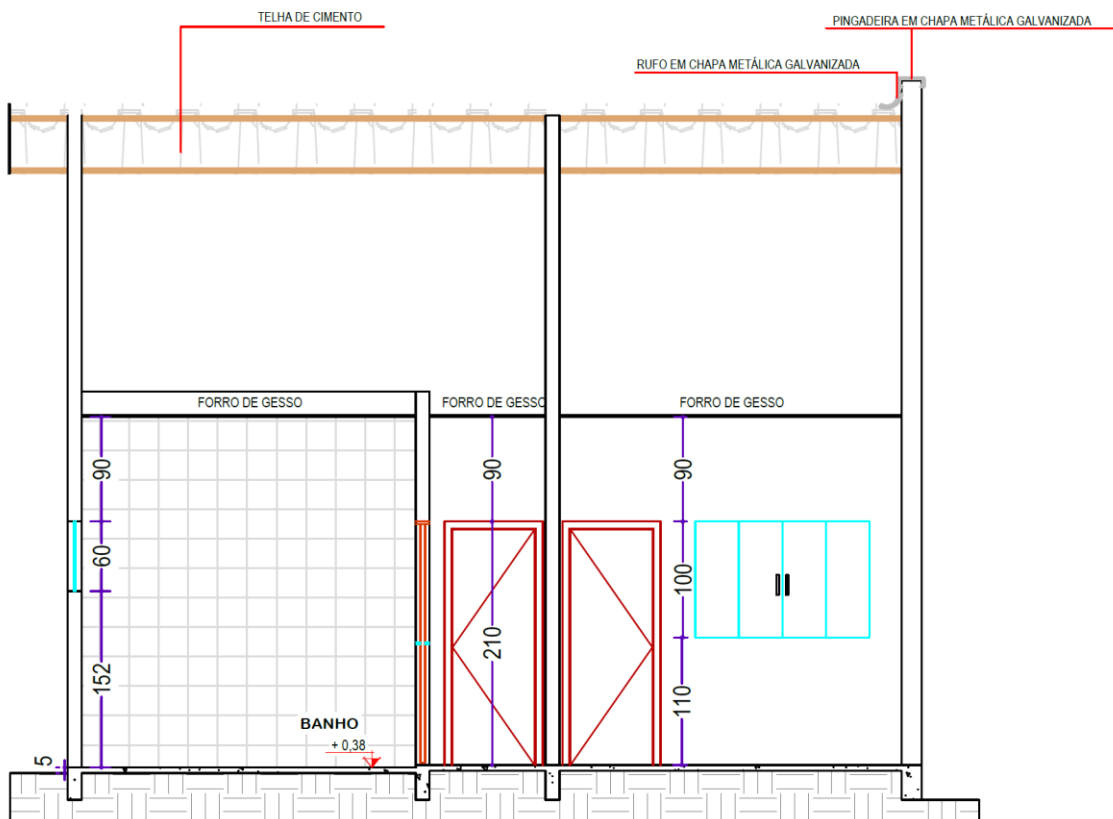


Figura 3.7 – Corte AA – Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

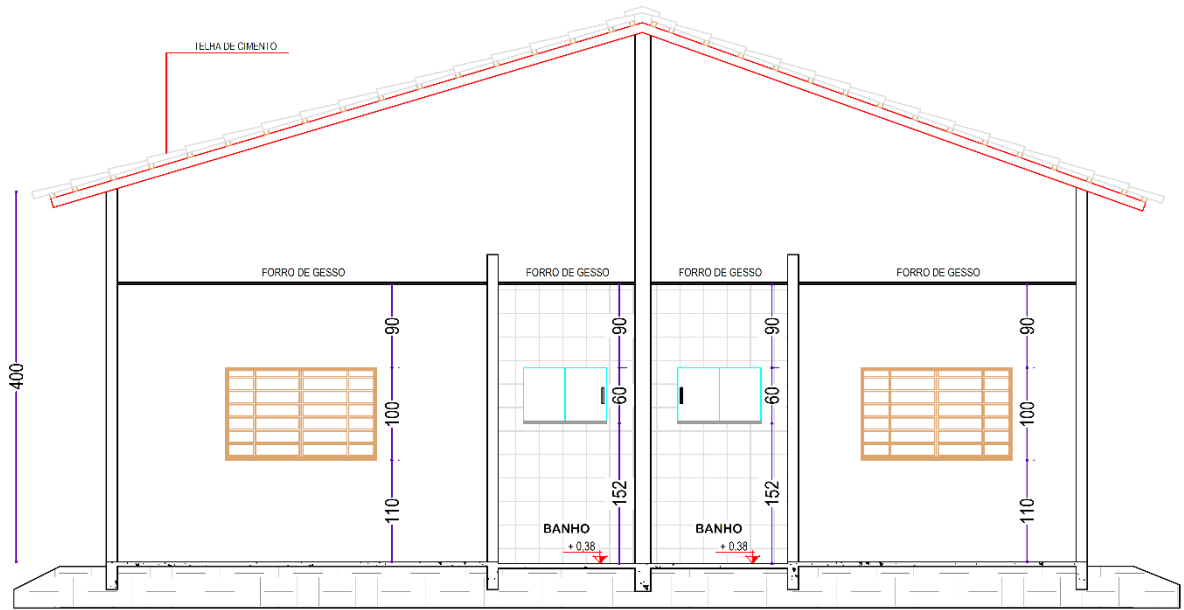


Figura 3.8 – Corte BB – Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

4 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Para início de cálculos de dimensionamento deve-se ter conhecimento do tipo de solo onde a edificação se apoiará. Para isso são necessários ensaios de reconhecimento do solo (laudos de sondagens), onde se obtém as características do solo e a sua resistência a penetração. Para esse estudo de solo serão usados três laudos de sondagem a percussão – SPT (*standard penetration test*) em pontos distintos da cidade de Goianésia-GO (figura 4.1), para se obter um valor médio de resistência ao SPT.

Os laudos de sondagem SPT foram disponibilizados pela empresa Vieira Braga Engenharia e Consultoria. Tais sondagens foram escolhidas buscando uma característica média dos solos encontrados nessa região. Abaixo segue os respectivos laudos:

 Localização das sondagens utilizadas na pesquisa.

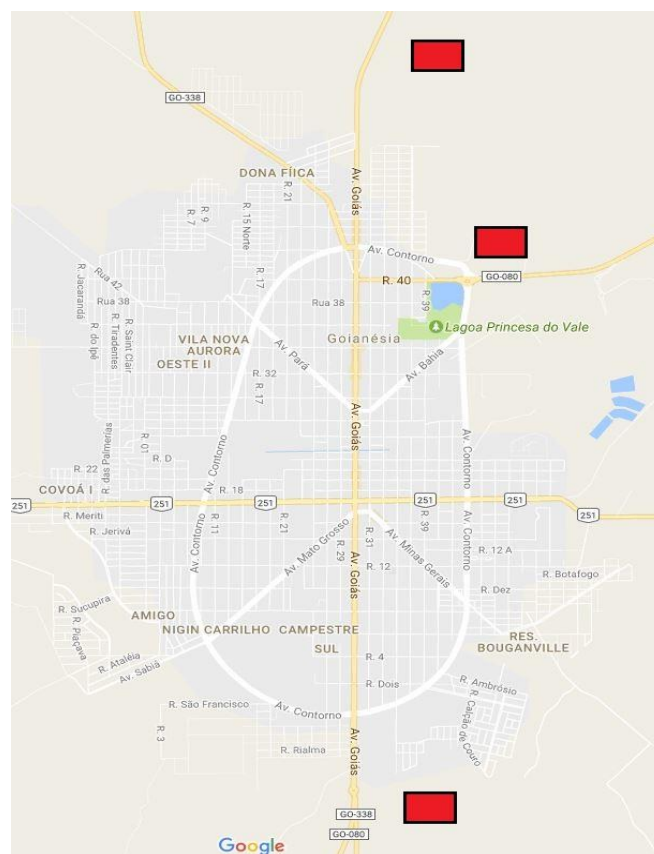


Figura 4.1 - Localização das sondagens - Fonte: Google Maps

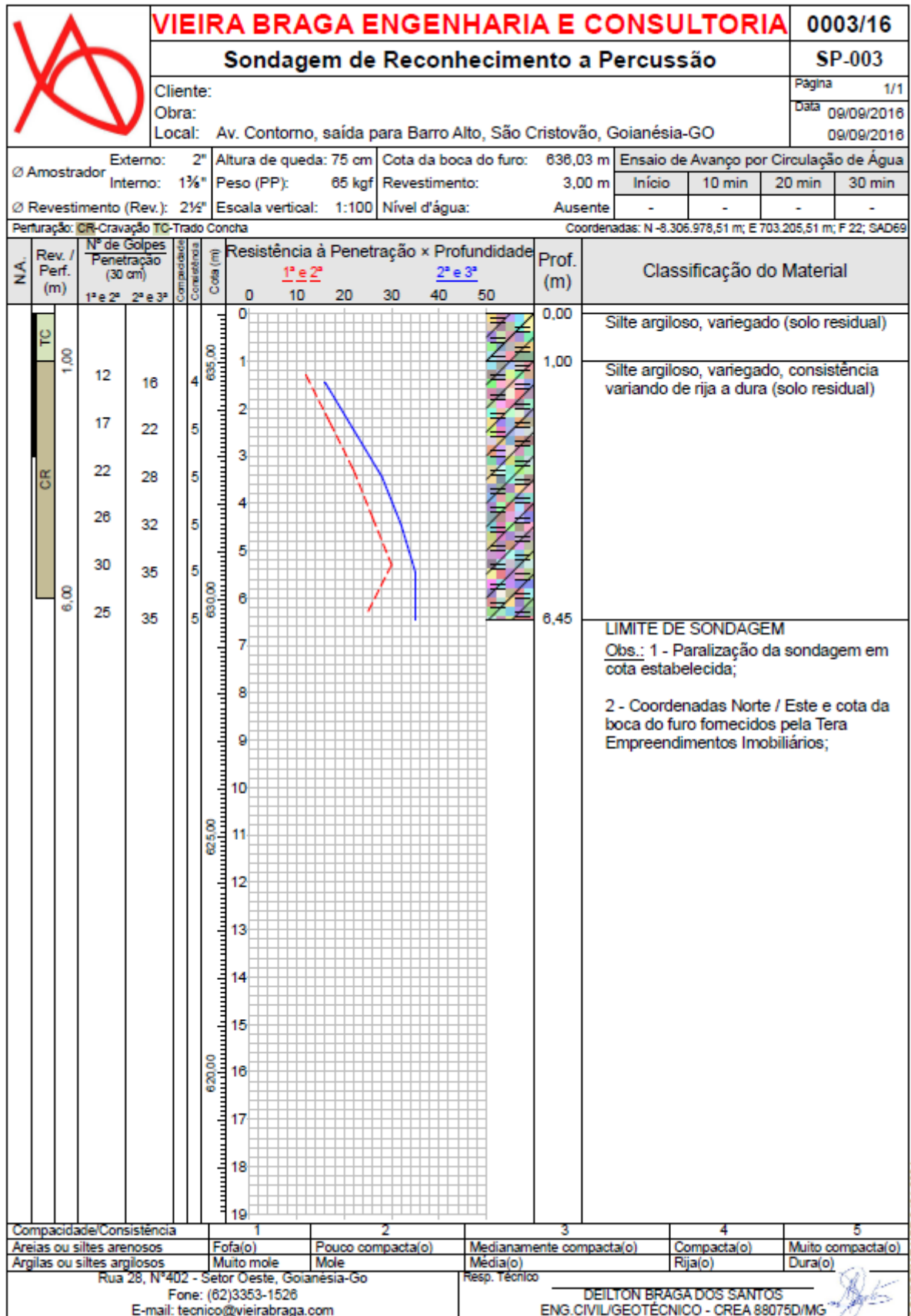


Figura 4.3 – Laudo 02 – SPT/standard penetration test – Fonte: Vieira Braga Engenharia e Consultoria

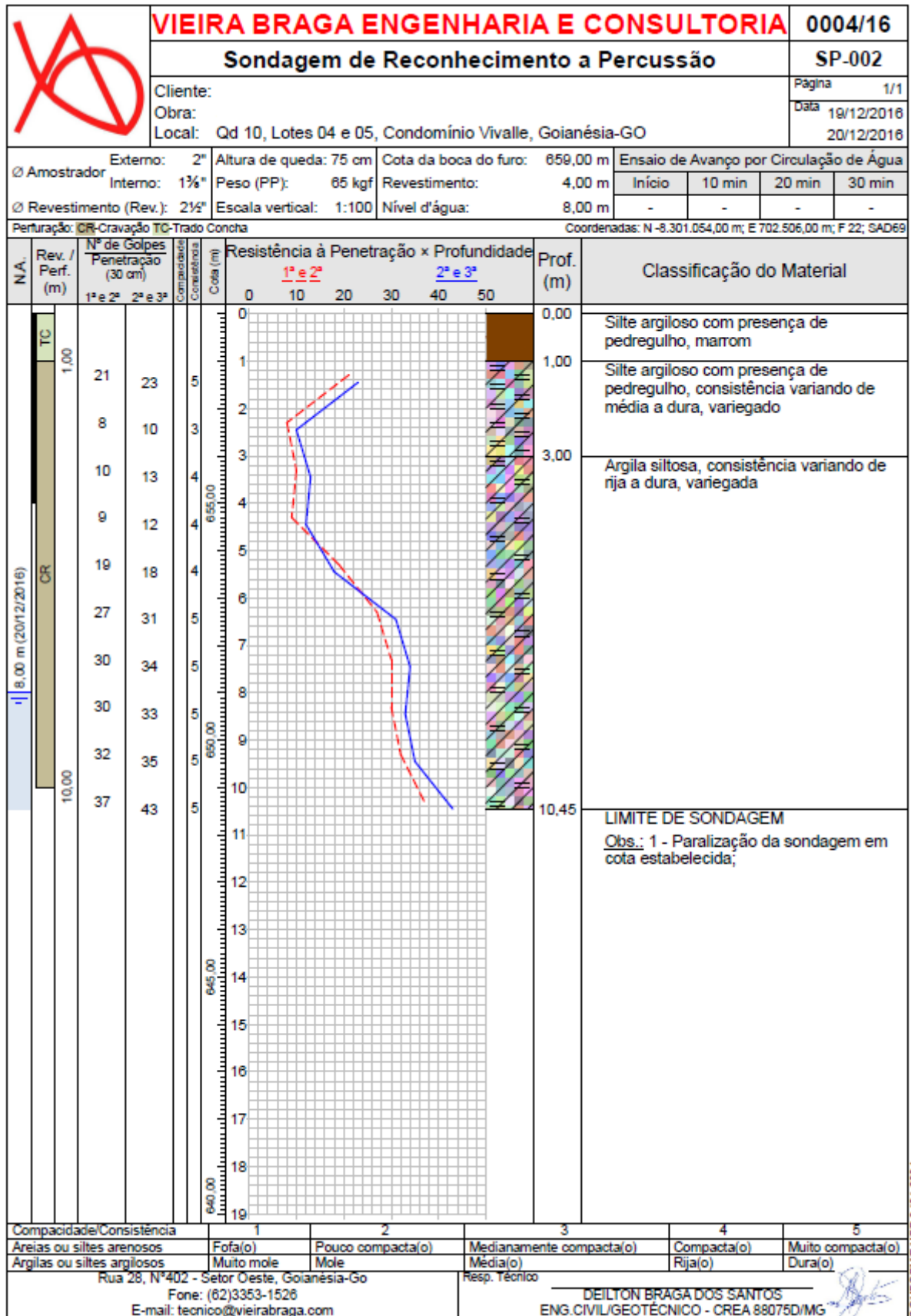


Figura 4.4 – Laudo 03 – SPT/standard penetration test – Fonte: Vieira Braga Engenharia e Consultoria

De acordo com os laudos de sondagens foi observado o solo em suas camadas iniciais variando o SPT - *standard penetration test* de média a rija e com presença de siltes e argilas nestas camadas, tal classificação é obtida através do índice de resistência a penetração retirado da NBR 6484/01 – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, como mostra o quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Tabela de estado de compactidade e de consistência (NBR-6484/01)

Solo	Índice de resistência a penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Mediamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Com estas informações é possível definir as pressões básicas do solo através da NBR-6122/96 – Projeto e execução de fundações.

Quadro 4.2 – Pressões básicas em solos (NBR-6122/96)

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
4	Solos pedregulhos compactos a muito compactos	0,6
5	Solos pedregulhos fofos	0,3
6	Areias muito compactas	0,5
7	Areias compactas	0,4
8	Areias mediamente compactas	0,2
9	Argilas duras	0,3
10	Argilas rijas	0,2
11	Argilas médias	0,1
12	Siltes duros (muito compactos)	0,3
13	Siltes rijos (compactos)	0,2
14	Siltes médios (mediamente compactos)	0,1

Como mostra a quadro 4.2, siltes e argilas mediamente compactas apresentam valores de 0,2 Mpa, o que viabiliza a escolha de sapatas corridas ou radiers nestes solos, parâmetro extremamente importante para a realização deste projeto.

4.1 Cargas da edificação no elemento de fundação

As cargas provenientes das edificações em estudo correspondem as cargas da cobertura e das paredes da edificação incluindo os reservatórios de água, no qual, para as paredes considera-se o peso próprio (tijolos e argamassa) e na cobertura considera-se o peso próprio (madeiramento e telhas) mais a sobrecarga, a caixa d'água utilizada em ambas as

edificações possui capacidade de 500 l (litros), que corresponde a uma massa total de 550 kg (Quilos).

4.1.1 Planta 01

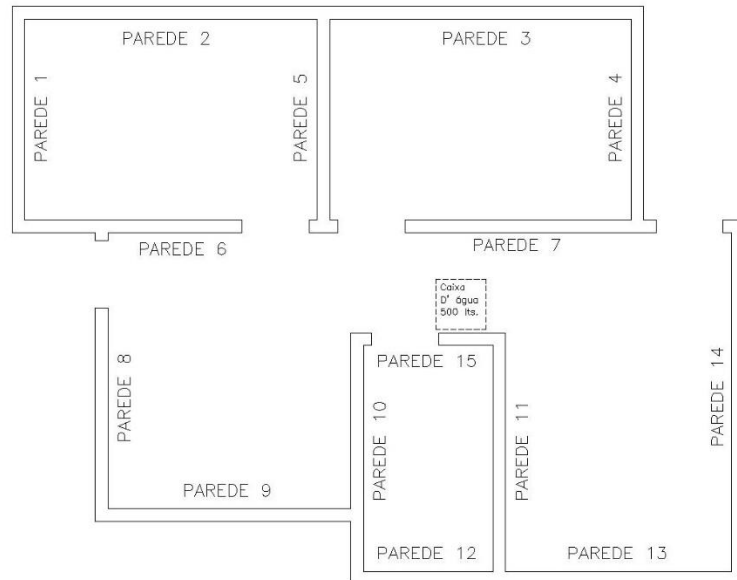


Figura 4.5 – Numeração das paredes – Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

Os valores referentes as cargas na base das paredes existentes na edificação seguem no quadro 4.3, mostrado abaixo:

Quadro 4.3 – Valores das cargas de cada parede (Planta 01) – Fonte: Autor, (2017).

ITEM	DESCRIÇÃO	ESPESSURA (cm)	COMP. (m)	ÁREA (m ²)	VOL. (m ³)	PESO PROPRIO (KN)	CARGA DE TELH. (KN)	CAR. CAIXA D'ÁGUA (KN)	SOBRE CARGA (KN)	PESO PROPRIO (KN/m)
1.1	PAREDE 1	15	2,70	9,92	1,49	19,34	1,58		0,24	8,98
1.2	PAREDE 2	15	3,50	10,50	1,58	20,48	1,58		0,24	7,67
1.3	PAREDE 3	15	3,60	10,80	1,62	21,06	1,58		0,24	7,67
1.4	PAREDE 4	15	2,70	9,92	1,49	19,34	1,58		0,24	8,98
1.5	PAREDE 5	15	2,70	8,10	1,22	15,80				5,85
1.6	PAREDE 6	15	3,50	10,50	1,58	20,48				5,85
1.7	PAREDE 7	15	4,50	13,50	2,03	26,33		0,11		5,96
1.8	PAREDE 8	15	3,45	12,68	1,90	24,73	1,58		0,24	8,98
1.9	PAREDE 9	15	2,90	8,70	1,31	16,97	1,58		0,24	7,67
1.10	PAREDE 10	15	3,00	9,00	1,35	17,55				5,85
1.11	PAREDE 11	15	3,00	9,00	1,35	17,55				5,85
1.12	PAREDE 12	15	1,55	4,65	0,70	9,07	1,58		0,24	7,67
1.12	PAREDE 13	15	2,70	8,10	1,22	15,80	1,58		0,24	7,67

1.12	PAREDE 14	15	4,35	15,99	2,40	31,18	1,58	0,24	8,99
1.12	PAREDE 15	15	1,55	4,65	0,70	9,07		0,11	5,96
SOMATÓRIO			37,10	117,27	17,59	228,68			86,98

4.1.2 Planta 02

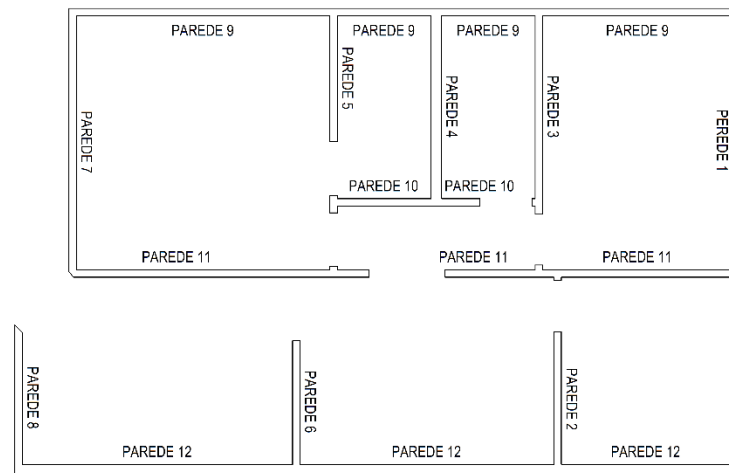


Figura 4.6 – Numeração das paredes – Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

Os valores referentes as cargas na base das paredes existentes na edificação seguem no quadro 4.4, mostrado abaixo:

Quadro 4.4 – Valores das cargas de cada parede (Planta 02) – Fonte: Autor, (2017).

ITEM	DESCRIÇÃO	ESPESSURA (cm)	COMP. (m)	ÁREA (m ²)	VOL. (m ³)	CARGA DE TELH. (KN/m)	CAR. CAIXA D'ÁGUA (KN/m)	SOBRE CARGA (KN/m)	PESO PROPRIO (KN/m)
1.1	PAREDE 1	12	3,93	15,72	1,89	0,76		0,24	7,24
1.2	PAREDE 2	12	2,98	14,45	1,73	0,58		0,24	8,38
1.3	PAREDE 3	12	3,93	12,97	1,56		0,58	0,24	5,97
1.4	PAREDE 4	17	2,83	9,34	1,59	0,55	0,42	0,24	8,50
1.5	PAREDE 5	12	3,93	12,97	1,56				5,15
1.6	PAREDE 6	12	2,98	9,83	1,18				5,15
1.7	PAREDE 7	12	3,93	15,72	1,89	0,76		0,24	7,24
1.8	PAREDE 8	12	3,33	14,25	1,71	0,64		0,24	7,56
1.9	PAREDE 9	12	10,57	51,15	6,14	2,04		0,24	9,83
1.10	PAREDE 10	12	3,1	10,23	1,23				5,15
1.11	PAREDE 11	12	10,57	43,48	5,22				6,42
1.12	PAREDE 12	17	11,28	54,73	9,30	2,18		0,24	13,14
SOMATÓRIO			63,36	264,85	34,98				89,73

4.2 Dimensionamento das vigas baldrames

O dimensionamento das vigas foi realizado através do software estrutural (Eberick), para tanto foi considerado todas as cargas solicitantes da estrutura, como mostra os quadros 4.3 e 4.4. Memorial de cálculo descrito nos anexos A e B.

4.2.1 Quantitativo de materiais – viga baldrame - Planta 01

A quadro 4.5 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção das sapatas que servirão de apoio para as vigas baldrames da planta 01. Memorial de cálculo disponível no anexo A.

Quadro 4.5 – Resumo do aço - Sapatas - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	6.3	196.2		52.8
	10.0	75.9		51.5
CA60	5.0	108.8		18.4
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m³)		Área de forma total (m²)
CA50	104.3	C-25	2.3	22.55
CA60	18.4			

No quadro 4.6 está disposto o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção dos pilares que fazem a ligação das sapatas as vigas baldrames. Memorial de cálculo disponível no anexo A.

Quadro 4.6 – Resumo do aço – Pilares de ligação das sapatas as vigas baldrames - Planta 01 –

Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	10.0	75.9		51.5
CA60	5.0	108.8		18.4
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m³)		Área de forma total (m²)
CA50	51.5	C-25	0.7	12.90
CA60	18.4			

O quadro 4.7 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção das vigas baldrames da edificação. Memorial de cálculo disponível no anexo A.

Quadro 4.7 – Resumo do aço – Vigas baldrames - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	8.0	192.4		83.5
	10.0	9.9		6.7
CA60	5.0	217.9		36.9
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m³)		Área de forma total (m²)
CA50	90.3	C-25	2.2	36.08
CA60	36.9			

4.2.2 Quantitativo de materiais – viga baldrame - Planta 02

O quadro 4.8 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção das sapatas que servirão de apoio para as vigas baldrames. Memorial de cálculo disponível no anexo B.

Quadro 4.8 – Resumo do aço - Sapatas - Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	6.3	263.1		70.8
	10.0	110.4		74.9
CA60	5.0	149.7		25.4
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m³)		Área de forma total (m²)
CA50	145.7	C-25	3.1	30.39
CA60	25.4			

No quadro 4.9 está disposto o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção dos pilares que fazem a ligação das sapatas as vigas baldrames. Memorial de cálculo disponível no anexo B.

Quadro 4.9 – Resumo do aço – Pilares de ligação das sapatas as vigas baldrames - Planta 02 –

Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	10.0	110.4		74.9
CA60	5.0	149.7		25.4
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m ³)		Área de forma total (m ²)
CA50	74.9	C-25	0.8	17.36
CA60	25.4			

O quadro 4.10 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção das vigas baldrames da edificação. Memorial de cálculo disponível no anexo B.

Quadro 4.10 – Resumo do aço – Vigas baldrames - Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA50	8.0	259.1		112.4
	10.0	23.7		16.1
CA60	5.0	311.4		52.8
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m ³)		Área de forma total (m ²)
CA50	128.5	C-25	2.8	50.19
CA60	52.8			

4.3 Dimensionamento do radier armado

Os métodos utilizados para o dimensionamento do radier levam alguns parâmetros em consideração, são eles:

- Avaliação da estabilidade;
- Capacidade de suporte;
- Distribuição das tensões e esforços internos solicitantes.

Nesta pesquisa, o dimensionamento do radier armado, tipo liso, foi realizado através do software estrutural (Eberick), como o foco deste trabalho é mostrar a viabilidade econômica da implantação deste elemento de fundação, não foi detalhado neste estudo as diferentes

maneiras de se realizar este processo, foi calculado apenas as cargas provenientes da edificações (quadros 4.3 e 4.40 e em seguida foram lançadas no software para a realização do dimensionamento e conseqüentemente o levantamento do quantitativo de materiais utilizados. Memorial de cálculo descrito nos anexos C e D.

4.3.1 Quantitativo de materiais – radier – Planta 01

O quadro 4.11 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção do radier referente a edificação 01. Memorial de cálculo disponível no anexo C.

Quadro 4.11 – Resumo do aço – Radier armado - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA60	4.2	1453.9		173.9
	5.0	651.0		110.4
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m ³)		Área de forma total (m ²)
CA60	284.3	C-25	5.1	3.13

4.3.2 Quantitativo de materiais – radier – Planta 02

O quadro 4.12 mostra o resumo do aço, o volume de concreto total consumido e área total de forma necessários para a construção do radier referente a edificação 02. Memorial de cálculo disponível no anexo D.

Quadro 4.12 – Resumo do aço – Radier armado - Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

Aço	Diâmetro	Comprimento Total (m)		Peso + 10 % (kg)
CA60	4.2	3190.0		381.6
	5.0	78.3		13.3
Peso total (kg)		Vol. concreto total (m ³)		Área de forma total (m ²)
CA60	394.9	C-25	8.0	3.71

5 CUSTOS DE EXECUÇÃO

Através dos quantitativos de materiais realizados no capítulo 4, foi feito o custo final da implantação de cada tipo de fundação para as edificações escolhidas. Os quadros 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 mostram estes resultados. Na realização do orçamento das vigas baldrames foi considerado o modelo estrutural no qual as vigas se apoiam sobre sapatas.

5.1 Viga Baldrame - Planta 01

Quadro 5.1 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Viga baldrame - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

VIGAS BALDRAMES					
ITEM	MATERIAIS/SERVIÇOS	UNID.	CUSTO UNID. (R\$)	QUANT.	CUSTOS TOTAIS (R\$)
1	ATERRO E COMPACTAÇÃO	m ³	27,27	50,83	1386,13
2	ESCAVAÇÃO MANUAL SOLO DE 1ª. CAT. PROF. ATÉ 1.50 m	m ³	24,18	6,59	159,35
3	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA DE PINUS P/ FORMAS (E=2cm)	m ²	20,00	71,48	1429,60
4	ARMADURA DE AÇO CA 50/60	kg	3,74	319,80	1196,05
5	CONCRETO USINADO 25 MPA E LANÇAMENTO	m ³	300,00	5,20	1560,00
6	CONCRETO USINADO 20 MPA E LANÇAMENTO	m ³	290,00	2,04	591,60
7	CUSTO DE EXECUÇÃO	-	-	-	1680,00
SOMATÓRIO					8002,73

O concreto de 20 MPa refere-se ao contra-piso que deve ser realizado para regularização piso no qual será colocado o revestimento. O concreto FCK 20 com pedrisco (brita 0) é indicado para contrapiso, calçada e laje, o traço com pedrisco é um pouco mais resistente que o de mesmo FCK feito com brita 1, devido a sua composição ter mais cimento.

O aterro foi calculado tendo como base um volume necessário para regularização do terreno que é de 31,77 m³ acrescido do volume necessário para nivelamento junto o nível superior das vigas baldrames. A tabela de composição de custos de mão de obra esta descrito no anexo E.

5.2 Radier- Planta 01

Quadro 5.2 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Radier - Planta 01 – Fonte: Autor, (2017).

RADIER					
ITEM	MATERIAIS/SERVIÇOS	UNID.	CUSTO UNID. (R\$)	QUANT.	CUSTOS TOTAIS (R\$)
1	ATERRO E COMPACTAÇÃO	m ³	27,27	31,77	866,37
2	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA DE PINUS P/ FORMAS (E=2cm)	m ²	20,00	3,13	62,60
3	LONA PLÁSTICA	m ²	0,50	51,00	25,50
4	ARMADURA DE AÇO CA 50/60	kg	3,74	285,30	1067,02
5	CONCRETO USINADO 25 MPA E LANÇAMENTO	m ³	300,00	5,10	1530,00
6	CUSTO DE EXECUÇÃO	-	-	-	600,00
SOMATÓRIO					4151,49

O aterro foi calculado tendo como base um volume necessário para regularização do terreno que é de 31,77 m³. A tabela de composição de custos de mão de obra esta descrito no anexo E.

5.3 Viga Baldrame - Planta 02

Quadro 5.3 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Viga baldrame - Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

VIGAS BALDRAMES					
ITEM	MATERIAIS/SERVIÇOS	UNID.	CUSTO UNID. (R\$)	QUANT.	CUSTOS TOTAIS (R\$)
1	ATERRO E COMPACTAÇÃO	m ³	27,27	79,92	2179,42
2	ESCAVAÇÃO MANUAL SOLO DE 1ª. CAT. PROF. ATÉ 1.50 m	m ³	24,18	8,85	213,99
3	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA DE PINUS P/ FORMAS (E=2cm)	m ²	20,00	97,94	1958,80
4	ARMADURA DE AÇO CA 50/60	kg	3,74	452,70	1693,10
5	CONCRETO USINADO 25 MPA E LANÇAMENTO	m ³	300,00	6,70	2010,00
6	CONCRETO USINADO 20 MPA E LANÇAMENTO	m ³	290,00	3,20	928,00
7	CUSTO DE EXECUÇÃO	-	-	-	2755,20
SOMATÓRIO					11738,51

Assim como na planta 01, o concreto de 20 MPa refere-se ao contrapiso que deve ser realizado para regularização piso no qual será colocado o revestimento. O concreto FCK 20 com pedrisco (brita 0) é indicado para contrapiso, calçada e laje, o traço com pedrisco é um pouco mais resistente que o de mesmo FCK feito com brita 1, devido a sua composição ter mais cimento.

O aterro foi calculado tendo como base um volume necessário para regularização do terreno que é de 49,95 m³ acrescido do volume necessário para nivelamento junto o nível superior das vigas baldrame. A tabela de composição de custos de mão de obra esta descrito no anexo E.

5.4 Radier- Planta 02

Quadro 5.4 – Quantitativo de materiais e mão de obra – Viga baldrame - Planta 02 – Fonte: Autor, (2017).

RADIER					
ITEM	MATERIAIS/SERVIÇOS	UNID.	CUSTO UNID. (R\$)	QUANT.	CUSTOS TOTAIS (R\$)
1	ATERRO E COMPACTAÇÃO	m ³	27,27	49,95	1362,14
2	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA DE PINUS P/ FORMAS (E=2cm)	m ²	20,00	3,71	74,20
3	LONA PLÁSTICA	m ²	0,50	80,00	40,00
4	ARMADURA DE AÇO CA 50/60	kg	3,74	395,00	1477,30
5	CONCRETO USINADO 25 MPA E LANÇAMENTO	m ³	300,00	8,00	2400,00
6	CUSTO DE EXECUÇÃO	-	-	-	840,00
SOMATÓRIO					6193,64

O aterro foi calculado tendo como base um volume necessário para regularização do terreno que é de 49,95 m³. A tabela de composição de custos de mão de obra esta descrito no anexo E.

6 CONCLUSÃO

A pesquisa do referencial teórico foi de grande importância no estudo dos tipos de fundações disponíveis, nos auxiliando no entendimento das etapas construtivas e dos processos de dimensionamento, assim tornou possível o estudo da viabilidade econômica.

Este estudo teve como objetivo mostrar a viabilidade de implantação de fundações tipo radier em 2 edificações de dimensões diferentes (área construída), em solos com resistência variando de média a rija, solos estes capazes de resistir a execução do radier e das vigas baldrame. As fundações foram dimensionadas, resultando nos quantitativos e os custos finais para implantação.

Os quadros 5.1 e 5.2, dispostas no capítulo 5, apresentam os comparativos de materiais e serviços utilizados na fundação tipo radier e nas vigas baldrame da planta 01. Foram utilizados na viga baldrame, 50,83 m³ de aterro, 71,48 m² de fôrmas, 319,80 Kg de aço e 2,04 m³ de concreto usinado e apresentou um custo de execução de 1.680,00 R\$, já no radier foram utilizados 31,77 m³ de aterro, 3,13 m² de fôrmas, 285,30 Kg de aço e 5,10 m³ de concreto usinado e apresentou um custo de execução de 600,00 R\$. Nestes quatro itens apresentados, que são considerados de maior peso observa-se uma grande variação na quantidade de materiais e serviços, onde de modo geral o radier apresentou uma maior economia.

Os quadros 5.3 e 5.4, dispostas no capítulo 5, apresentam os comparativos de materiais e serviços utilizados na fundação tipo radier e nas vigas baldrame da planta 02. Foram utilizados na viga baldrame, 79,92 m³ de aterro, 97,94 m² de fôrmas, 452,70 Kg de aço e 9,9 m³ de concreto usinado e apresentou um custo de execução de 2.755,20 R\$, já no radier foram utilizados 49,95 m³ de aterro, 3,71 m² de fôrmas, 395,00 Kg de aço e 8,0 m³ de concreto usinado e apresentou um custo de execução de 840,00 R\$. Os resultados observados também apresentam economia significativa assim como na planta anterior.

Em resumo, a planta 01 apresentou uma economia de 48,12% (R\$ 3.851,24) e a planta 02, 47,24% (R\$ 5.544,87), na utilização do radier como elemento de fundação, comprovando a viabilidade econômica de implantação desse elemento de fundação e atingindo o objetivo principal proposto nesse estudo.

Como sugestão para trabalhos futuros pode-se realizar o estudo viabilidade da implantação do radier levando em consideração os diferentes tipos de solos que possam vir a ser apresentados, considerando que estes solos possuem diferentes características de resistência, que interferem diretamente no dimensionamento desse elemento de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ALMEIDA, L.C. **Laje Sobre Solo para Fundação de Residências**. Dissertação de Mestrado da UNICAMP/FEC, 2001.

ALONSO, U. R. (1983). **Exercícios de Fundações**. Ed. Edgard Blücher

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

CORDEIRO, F. R. F. S. **Orçamento e Controle de Custos na Construção Civil**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia UFMG, 2007.

DE FRANCISCO, W. **Matématica financeira**. 5. Ed. São Paulo: Atlas, 1988.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do tipo Radier**. Dissertação de mestrado do Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas. PPGEC/UFAL, 2007.

GEHBAUER, F. **Planejamento e Gestão de Obras: Um Resultado Prático da Cooperação Técnica Brasil – Alemanha**. 1ª edição. Curitiba: Editora CEFET-PR,

2002. 520 p.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 1991.

KEELLING, Ralph. **Gestão de projetos: uma abordagem global**. São Paulo: Saraiva, 2002.

MORAES, Marcello de Cunha. **Estruturas de fundações**. 3 ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

NASCIMENTO, G.S; OLIVEIRA, W.L.A.O. **Estudos de Fundações Tipo Radier em Concreto Protendido**. 2002. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil da UFAL.

OLIVEIRA, Luís Martins; PEREZ JR., José Hernandes; SILVA, Carlos Alberto dos Santos. **Controladoria Estratégica**. 3.ed. São Paulo: Atlas, 2005.

PORDEUS. V. C. **Viabilidade Econômica da Utilização dos Radiers na Construção de Habitações de Pequeno Porte**. 2009. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará. Fortaleza.

REBELLO, Yopanan Canrado Pereira, **Fundações: Guia prático de projetos, execução e dimensionamento**, Zigurate Editora, São Paulo, 2008.

SAMPAIO, F. M. **Orçamento e custo da construção**. Brasília: Hemus, 1989.

SOUZA, F A. Entrevista - **Para projetar e dimensionar esse tipo de laje é preciso fazer o equilíbrio entre cálculo estrutural e análise do terreno onde ele será construído**. 11 de dezembro de 2013.

TCPO 2003 – **Tabelas de Composição de Preços para Orçamentos**. Editora Pini. São Paulo, 2003.

VELLOSO, D. LOPES, F.R. (1998). **Concepção de Obras de Fundações**. Fundações: teoria e prática. Ed. PINI, 2ª. Ed., São Paulo.

ANEXOS

ANEXO A

PLANTA 01 – VIGAS BALDRAMES

Relatório das sapatas

Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm²
Lance 1

E = 238000 kgf/cm²
cobr = 3.00 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Padm	Solo		Dimensões (cm)		Armadura	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)		E Solo (kgf/m ³) Coesão (kgf/cm ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	190.39 212.67	0.52 0.91	2.68 3.45	2.00	1600.00 0.50	30	60.00 75.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S2	108.61 26.63	0.32 0.07	4.02 4.67	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S3	174.08 230.08	0.55 0.98	2.83 3.48	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S4	8.64 79.82	0.03 0.54	1.69 2.34	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S5	364.15 65.88	1.02 0.23	3.08 3.79	2.00	1600.00 0.50	30	60.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S6	97.83 91.97	0.29 0.33	3.34 3.99	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S7	192.04 139.50	0.57 0.59	3.58 4.22	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S8	36.77 469.91	0.06 1.72	2.30 3.33	2.00	1600.00 0.50	30	70.00 85.00	25.00 25.00	9 ø 6.3 c/9 (2.81 cm ²)	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)
S9	27.50 271.03	0.11 0.71	1.70 2.47	2.00	1600.00 0.50	30	60.00 75.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S10	65.81 71.91	0.18 0.48	1.71 2.36	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S11	64.33 142.69	0.59 0.99	3.26 3.91	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S12	190.87 9.05	0.25 0.74	2.28 3.06	2.00	1600.00 0.50	30	60.00 80.00	25.00 25.00	9 ø 6.3 c/9 (2.81 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S13	175.40 33.61	0.48 0.29	3.19 3.84	2.00	1600.00 0.50	30	55.00 70.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	6 ø 6.3 c/9 (1.87 cm ²)
S14	186.23 479.65	0.55 1.70	3.17 4.14	2.00	1600.00 0.50	30	75.00 75.00	25.00 25.00	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)	8 ø 6.3 c/9 (2.49 cm ²)

Relatório de cálculo das sapatas

Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm²
Lance 1

E = 238000 kgf/cm²
cobr = 3.00 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade					Dimensionamento	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizamento		Arranc. Nt Ns Ns>Nt	Dir. B Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Dir. H Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. B Fsd Frd Cond. (1.5)	Dir. H Fsd Frd Cond. (1.5)			
S1	190.39 212.67	0.52 0.91	2.68 3.45	2.00	-0.03 0.80 1.56 0.73	190.39 1033.70 5.43	212.67 1291.76 6.07	0.52 2.02 3.86	0.91 2.02 2.21		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S2	108.61 40.19	0.32 0.07	4.02 4.67	2.00	0.82 1.43 1.61 0.99	108.61 1283.61 11.82	40.16 1632.48 40.65	0.32 1.73 5.46	0.07 1.73 23.65		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S3	174.08 230.08	0.55 0.98	2.83 3.48	2.00	-0.08 0.86 1.88 0.94	174.08 956.08 5.49	230.08 1216.02 5.29	0.55 1.73 3.15	0.98 1.73 1.77		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S4	8.64 79.82	0.03 0.54	1.69 2.34	2.00	0.40 0.45 0.81 0.76	8.64 642.67 74.42	79.82 815.86 10.22	0.03 1.73 50.34	0.54 1.73 3.20		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S5	364.15 65.88	1.02 0.23	3.08 3.79	2.00	-0.08 1.64 1.88 0.17	364.15 1136.91 3.12	65.88 1323.74 20.09	1.02 1.89 1.86	0.23 1.89 8.34		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S6	97.83 91.97	0.29 0.33	3.34 3.99	2.00	0.56 1.10 1.51 0.97	97.83 1094.92 11.19	91.97 1394.90 15.17	0.29 1.73 5.98	0.33 1.73 5.22		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S7	192.04 139.50	0.57 0.59	3.58 4.22	2.00	0.26 1.31 1.93 0.88	192.04 1161.17 6.05	139.50 1474.74 10.57	0.57 1.73 3.04	0.59 1.73 2.92		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S8	36.77 469.91	0.06 1.72	2.30 3.33	2.00	-0.03 0.05 1.15 1.06	36.77 1161.26 31.59	469.91 1413.20 3.01	0.06 2.68 46.62	1.71 2.68 1.56		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S9	27.50 271.03	0.11 0.71	1.70 2.47	2.00	0.02 0.13 1.08 0.97	27.50 740.57 26.93	271.03 924.98 3.41	0.11 2.02 18.34	0.71 2.02 2.84		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S10	65.81 71.91	0.18 0.48	1.71 2.36	2.00	0.29 0.66 0.94 0.57	65.81 649.47 9.87	71.91 826.08 11.49	0.18 1.73 9.40	0.48 1.73 3.59		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S11	64.33 142.69	0.59 0.99	3.26 3.91	2.00	0.53 0.87 1.50 1.16	64.33 1074.88 16.71	142.69 1368.38 9.59	0.59 1.73 2.93	0.99 1.73 1.74		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S12	190.87 30.38	0.25 0.74	2.28 3.06	2.00	0.19 0.99 1.08 0.28	190.87 914.71 4.79	30.38 1223.37 40.27	0.25 2.16 8.65	0.74 2.16 2.92		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S13	175.40 33.61	0.48 0.29	3.19 3.84	2.00	0.44 1.41 1.55 0.58	175.40 1054.28 6.01	33.61 1339.79 39.86	0.48 1.73 3.62	0.29 1.73 5.91		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S14	186.23 479.65	0.55 1.70	3.17 4.14	2.00	-0.16 0.31 1.63 1.16	186.23 1553.91 8.34	479.65 1553.76 3.24	0.55 2.53 4.64	1.68 2.53 1.50		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00

Relatório de cálculo dos pilares (Ligam as sapatas as vigas baldrames)

Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm²
Lance 1

E = 238000 kgf/cm²
cobr = 3.00 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad
P1	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	4.45 3.07 0.06 0.00 0.00	463 185 264 973 293	463 185 264 970 468 284	19 9 19 10 1 5 0	Msd(x) = 578 kgf.m Msd(y) = 1164 kgf.m Mrd(x) = 684 kgf.m Mrd(y) = 1377 kgf.m Mrd/Msd=1.18	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P2	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	6.67 4.68 0.08 0.00 0.00	288 149 64 35	288 115 149 58 25 24	28 14 28 11 1 3 0	Msd(x) = 379 kgf.m Msd(y) = 70 kgf.m Mrd(x) = 1010 kgf.m Mrd(y) = 186 kgf.m Mrd/Msd=2.66	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P3	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	4.70 3.25 0.06 0.00 0.00	522 241 1040 318	522 217 241 1037 499 308	20 10 20 11 1 6 0	Msd(x) = 650 kgf.m Msd(y) = 1244 kgf.m Mrd(x) = 700 kgf.m Mrd(y) = 1341 kgf.m Mrd/Msd=1.08	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P4	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	2.80 1.87 0.03 0.00 0.00	35 11 640 109	32 16 8 640 341 109	14 29 38 4 0 3 0	Msd(x) = 38 kgf.m Msd(y) = 782 kgf.m Mrd(x) = 95 kgf.m Mrd(y) = 1955 kgf.m Mrd/Msd=2.50	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P5	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	5.12 3.55 0.06 0.00 0.00	903 505 221 89	903 361 505 213 97 77	21 11 21 13 2 3 0	Msd(x) = 1110 kgf.m Msd(y) = 256 kgf.m Mrd(x) = 1182 kgf.m Mrd(y) = 273 kgf.m Mrd/Msd=1.07	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.0
P6	15.00	100.00 RR 23.07	5.53 3.86	265 135	265 106 135	23 12 23	Msd(x) = 346 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vînc esb B lih vînc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm²) As h % armad
	X 30.00	100.00 RR 11.53	0.07 0.00 0.00	332 125	326 152 108	9 1 4 0	Msd(y) = 391 kgf.m Mrd(x) = 814 kgf.m Mrd(y) = 921 kgf.m Mrd/Msd=2.36	2 ø 10.0 0.7
P7	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	5.94 4.14 0.07 0.00 0.00	524 265 626 191	524 209 265 618 300 179	25 12 25 13 1 5 0	Msd(x) = 658 kgf.m Msd(y) = 742 kgf.m Mrd(x) = 827 kgf.m Mrd(y) = 933 kgf.m Mrd/Msd=1.26	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P8	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	3.82 2.61 0.05 0.00 0.00	28 50 1738 651	24 19 46 1738 783 651	38 43 16 5 0 5 1	Msd(x) = 29 kgf.m Msd(y) = 2105 kgf.m Mrd(x) = 39 kgf.m Mrd(y) = 2827 kgf.m Mrd/Msd=1.34	2.36 3 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 1.0
P9	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	2.81 1.90 0.04 0.00 0.00	114 37 612 374	114 54 37 610 244 370	12 6 12 5 0 3 0	Msd(x) = 137 kgf.m Msd(y) = 746 kgf.m Mrd(x) = 347 kgf.m Mrd(y) = 1886 kgf.m Mrd/Msd=2.53	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P10	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	2.83 1.91 0.04 0.00 0.00	164 90 568 98	160 64 86 568 302 98	12 6 12 5 0 3 0	Msd(x) = 192 kgf.m Msd(y) = 696 kgf.m Mrd(x) = 491 kgf.m Mrd(y) = 1779 kgf.m Mrd/Msd=2.56	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P11	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	5.42 3.77 0.07 0.00 0.00	731 88 1180 196	731 403 88 1176 633 182	23 11 23 14 2 7 1	Msd(x) = 904 kgf.m Msd(y) = 1412 kgf.m Mrd(x) = 932 kgf.m Mrd(y) = 1456 kgf.m Mrd/Msd=1.03	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.0
P12	20.00 X 40.00	100.00 RR 17.30 100.00 RR	3.14 2.07 0.02	81 263 1010	81 126 263	16 8 16 5	Msd(x) = 81 kgf.m Msd(y) = 1025 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vinc esb B lih vinc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad
		8.65	0.00 0.00	11	1009 606 0	0 3 0	Mrd(x) = 308 kgf.m Mrd(y) = 3916 kgf.m Mrd/Msd=3.82	0.6
P13	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	5.29 3.68 0.07 0.00 0.00	419 242 359 45	419 168 242 351 198 32	22 11 22 11 1 4 0	Msd(x) = 530 kgf.m Msd(y) = 421 kgf.m Mrd(x) = 854 kgf.m Mrd(y) = 678 kgf.m Mrd/Msd=1.61	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P14	15.00 X 30.00	100.00 RR 23.07 100.00 RR 11.53	5.27 3.67 0.07 0.00 0.00	499 258 1688 664	499 199 258 1685 750 654	22 11 22 11 1 7 1	Msd(x) = 625 kgf.m Msd(y) = 2022 kgf.m Mrd(x) = 700 kgf.m Mrd(y) = 2266 kgf.m Mrd/Msd=1.12	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.0

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Resultado dos pilares

Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm²
Lance 1

E = 238000 kgf/cm²
cobr = 3.00 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Dados							Resultados			
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b As h % armad total	Ferros	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.71 2.56	463 264	973 293	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P2 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.56 3.90	288 149	64 35	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P3 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.91 2.71	522 241	1040 318	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P4	15.00	0.00	100.00 RR	2.33	35	640	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07

Dados							Resultados				
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib lih (cm)	vinc vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b As h % armad total	Ferros	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
1:20	X 30.00	100.00	100.00	RR	1.56	11	109	1.57 0.7	2 ø 10.0 4 ø 10.0		11.53
P5 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.26 2.96	903 505	221 89	1.57 2.36 1.0	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P6 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.61 3.22	265 135	332 125	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P7 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.95 3.45	524 265	626 191	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P8 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	3.18 2.17	28 50	1738 651	2.36 1.57 1.0	3 ø 10.0 2 ø 10.0 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P9 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	2.34 1.58	114 37	612 374	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P10 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	2.36 1.59	164 90	568 98	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P11 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.52 3.14	731 88	1180 196	1.57 2.36 1.0	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P12 1:20	20.00 X 40.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	3.14 2.07	81 263	1010 11	1.57 2.36 0.6	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	17.30 8.65
P13 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.41 3.07	419 242	359 45	1.57 1.57 0.7	2 ø 10.0 2 ø 10.0 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53
P14 1:20	15.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 100.00	RR RR	4.39 3.06	499 258	1688 664	1.57 2.36 1.0	2 ø 10.0 3 ø 10.0 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	23.07 11.53

Quadro de carga dos pilares

Pilares	Planta 1		
	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg
P1	15x30	2.68	0.00
P2	15x30	4.02	0.00
P3	15x30	2.83	0.00
P4	15x30	1.69	0.00
P5	15x30	3.08	0.00
P6	15x30	3.34	0.00
P7	15x30	3.58	0.00
P8	15x30	2.30	0.00
P9	15x30	1.70	0.00
P10	15x30	1.71	0.00
P11	15x30	3.26	0.00
P12	20x40	2.28	0.00
P13	15x30	3.19	0.00
P14	15x30	3.17	0.00

Relatório de cálculo – Vigas baldrames

Viga V1

Relatório de Cálculo

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm

$E_{cs} = 238000 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico = 2500.00 kgf/m^3

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 641 kgf.m As = 0.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.10 cm		Fd = 1.26 tf situação: GE Meq = 140 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.35 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 462 kgf.m fiss = 0.06 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 681 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.17 cm		Fd = 1.35 tf situação: GE Meq = 150 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.44 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 491 kgf.m fiss = 0.06 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 978 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm	Fd = 1.26 tf situação: GE Meq = 140 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm		As = 0.89 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.13 mm
2	Md = 1347 kgf.m As = 1.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.38 cm	Fd = 1.35 tf situação: GE Meq = 150 kgf.m As = 1.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.65 cm		As = 1.24 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.34 fiss = 0.11 mm
3	Md = 1050 kgf.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm	Fd = 1.35 tf situação: GE Meq = 150 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.10 cm		As = 0.96 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.15 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.14 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
2 2-2	Vd = 2.19 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.10		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.10		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V2

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.08 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 32 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.17 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.48 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 176 kgf.m fiss = 0.01 mm
3 3-3	retangular bw = 15.00 cm	Md = 622 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ²		Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	h = 30.00 cm	yLN = 1.07 cm		As = 0.47 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm		% armad. = 0.22 M = 449 kgf.m fiss = 0.05 mm
4 4-4	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 0.07 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm	As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 51 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.03 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 0.02 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.06 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.34 tf situação: GE Meq = 38 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.72 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.02 mm
3	Md = 1037 kgf.m As = 0.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.81 cm	Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.86 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm		As = 0.95 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.15 mm
4	Md = 1061 kgf.m As = 0.97 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.85 cm	Fd = 0.73 tf situação: GE Meq = 81 kgf.m As = 0.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.00 cm	Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 0.98 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm	As = 0.98 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.16 mm
5	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.08 tf situação: PE Meq = 9 kgf.m As = 0.01 cm ² A's = 0.01 cm ² yLN = 0.00 cm	As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.83 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 23 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
2 2-2	Vd = 1.40 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 7 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
3 3-3	Vd = 1.82 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11
4 4-4	Vd = 1.23 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 19 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V3

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.15 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.40 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 150 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.24 tf situação: GE Meq = 26 kgf.m As = 0.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.33 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.86 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V4

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 980 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm		Fd = 0.80 tf situação: GE Meq = 89 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.89 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
				yLN = 1.87 cm		M = 707 kgf.m fiss = 0.13 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 738 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.27 cm	Fd = 0.80 tf situação: GE Meq = 89 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.07 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.80 tf situação: GE Meq = 89 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.31 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.02 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V5

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.08 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.32 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 105 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.75 tf situação: GE Meq = 84 kgf.m As = 0.36 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.01 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 365 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.16 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.00 mm
2	Md = 813 kgf.m As = 0.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.41 cm	Fd = 0.75 tf situação: GE Meq = 84 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.56 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.09 mm
3	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.75 tf situação: GE Meq = 84 kgf.m As = 0.35 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.00 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.23 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
2 2-2	Vd = 1.77 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.13		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V6

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 80 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.95 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 340 kgf.m fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 80 kgf.m As = 0.44 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.16 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.05 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.72 tf situação: GE Meq = 80 kgf.m As = 0.32 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.93 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.03 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.71 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V7

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 823 kgf.m As = 0.75 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.42 cm		Fd = 1.39 tf situação: GE Meq = 154 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm		As = 0.75 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 593 kgf.m fiss = 0.09 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1191 kgf.m As = 1.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.09 cm	Fd = 1.39 tf situação: GE Meq = 154 kgf.m As = 0.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.37 cm		As = 1.09 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.34 fiss = 0.09 mm
2	Md = 934 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.62 cm	Fd = 1.39 tf situação: GE Meq = 154 kgf.m As = 0.68 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.85 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		yLN = 1.90 cm		fiss = 0.12 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.35 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V8

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.62 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 228 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ²		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		yLN = 0.94 cm		fiss = 0.03 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.45 tf situação: GE Meq = 50 kgf.m As = 0.20 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.26 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V9

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-2	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 1.05 tf situação: GE Meq = 116 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.87 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 285 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 851 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.47 cm	Fd = 1.05 tf situação: GE Meq = 116 kgf.m As = 0.64 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.68 cm		As = 0.77 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.10 mm
2	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			
3	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 0.40 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.21 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-2	Vd = 2.19 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 76 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.20

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO		
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-2	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.13		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V10

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.28 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.81 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 293 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.84 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.02 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.62 tf situação: GE Meq = 69 kgf.m As = 0.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.36 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		

Viga V11

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²

Ecs = 238000 kgf/cm²

Cobrimento = 3.00 cm

Peso específico = 2500.00 kgf/m³**DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA**

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 82 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.15 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 421 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 82 kgf.m As = 0.39 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.08 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.04 mm
2	Md = 600 kgf.m As = 0.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.74 tf situação: GE Meq = 82 kgf.m As = 0.37 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.04 cm		As = 0.68 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.76 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V12

Relatório de Cálculo

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm

$E_{cs} = 238000 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 15.00 cm h = 30.00 cm	Md = 1011 kgf.m As = 0.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.76 cm		Fd = 2.35 tf situação: GE Meq = 261 kgf.m As = 0.63 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.24 cm		As = 0.92 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.22 M = 728 kgf.m fiss = 0.14 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1643 kgf.m As = 1.54 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.94 cm	Fd = 2.35 tf situação: GE Meq = 258 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.44 cm		As = 1.54 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.35 fiss = 0.20 mm
2	Md = 1622 kgf.m As = 1.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.90 cm	Fd = 2.35 tf situação: GE Meq = 258 kgf.m As = 1.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.40 cm		As = 1.52 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.35 fiss = 0.19 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.70 tf VRd2 = 16.99 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 1004 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 3.01 tf k = 1.12		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.54 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Relatório de cálculo das sapatas

Planta 2 Baldrame
Lance 1

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$

$E = 238000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso Espec = 2500.00 kgf/m^3

$cobr = 3.00 \text{ cm}$

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade					Dimensionamento	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizamento		Arranc. Nt Ns>Nt	Dir. B Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Dir. H Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. B Fsd Frd Cond. (1.5)	Dir. H Fsd Frd Cond. (1.5)			
S1	236.46 51.76	0.74 0.94	3.22 3.87	2.00	0.23 1.55 1.78 0.46	236.46 1064.05 4.50	51.76 1354.32 26.17	0.74 1.73 2.35	0.94 1.73 1.84		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S2	208.45 37.24	0.53 0.30	3.72 4.38	2.00	0.46 1.64 1.81 0.63	208.45 1202.60 5.77	37.21 1530.71 41.13	0.53 1.73 3.27	0.30 1.73 5.79		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S3	160.39 181.25	0.43 0.79	2.58 3.23	2.00	0.00 0.91 1.68 0.77	160.39 888.90 5.54	181.25 1131.39 6.24	0.43 1.73 4.07	0.79 1.73 2.18		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S4	108.75 246.39	0.40 0.83	3.70 4.36	2.00	0.29 0.91 1.97 1.35	108.75 1198.09 11.02	246.39 1522.76 6.18	0.40 1.73 4.37	0.83 1.73 2.09		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S5	121.73 24.08	0.30 0.02	2.41 3.06	2.00	0.40 1.09 1.19 0.50	121.73 840.46 6.90	24.08 1070.99 44.48	0.30 1.73 5.72	0.02 1.73 108.30		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S6	245.00 139.89	0.77 0.54	4.19 4.97	2.00	0.33 1.42 1.88 0.79	245.00 1489.26 6.08	139.89 1861.44 13.31	0.77 2.02 2.64	0.54 2.02 3.74		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S7	278.93 229.41	0.83 0.59	4.69 5.59	2.00	0.26 1.25 1.89 0.90	278.93 1815.73 6.51	229.41 2233.01 9.73	0.83 2.34 2.81	0.59 2.34 3.95		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S8	230.26 72.54	0.72 0.12	2.32 2.98	2.00	-0.02 1.28 1.57 0.26	230.26 818.35 3.55	72.54 1040.54 14.35	0.72 1.73 2.40	0.12 1.73 14.58		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S9	255.49 24.12	0.76 0.02	2.41 3.06	2.00	0.02 1.47 1.57 0.13	255.49 842.67 3.30	24.09 1071.60 44.47	0.76 1.73 2.27	0.02 1.73 102.76		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S10	13.19 34.40	0.01 0.14	2.83 3.48	2.00	0.79 0.86 1.02 0.94	13.19 956.45 72.53	34.40 1217.02 35.38	0.01 1.73 121.40	0.14 1.73 12.17		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S11	65.55 416.52	0.29 1.15	3.38 4.08	2.00	0.02 0.37 1.95 1.61	65.55 1121.23 17.11	416.52 1526.56 3.67	0.29 1.86 6.41	1.15 1.86 1.62		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S12	105.10 23.57	0.22 0.02	2.36 3.01	2.00	0.43 1.03 1.13 0.54	105.10 826.55 7.86	23.57 1053.10 44.69	0.22 1.73 7.80	0.02 1.73 112.95		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S13	27.12 38.01	0.02 0.19	3.80 4.45	2.00	1.00 1.15 1.32 1.16	27.12 1224.74 45.16	37.97 1557.34 41.01	0.02 1.73 85.98	0.19 1.73 9.06		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00

Nome	Esforços			Pressões(kgf/cm ²)		Estabilidade					Dimensionamento	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Padm	Psolo Sig1 Sig2 Sig3 Sig4	Tombamento		Deslizamento		Arranc. Nt Ns>Nt	Dir. B Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)	Dir. H Md As (cm ² /m) A's (cm ² /m)
						Dir. B Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. H Msd Mrd Cond. (1.5)	Dir. B Fsd Frd Cond. (1.5)	Dir. H Fsd Frd Cond. (1.5)			
S14	30.38 40.44	0.03 0.02	4.04 4.70	2.00	1.04 1.22 1.40 1.22	30.38 1291.38 42.50	40.44 1643.58 40.65	0.03 1.73 55.23	0.02 1.73 75.85		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S15	14.31 65.34	0.01 0.11	3.07 3.72	2.00	0.78 0.86 1.15 1.07	14.31 1022.37 71.47	65.34 1301.36 19.92	0.01 1.73 157.52	0.11 1.73 16.01		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S17	74.92 327.26	0.65 1.33	2.90 3.77	2.00	0.11 0.30 1.23 1.05	74.92 1414.26 18.88	327.26 1414.07 4.32	0.65 2.53 3.90	1.33 2.53 1.90		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S18	5.38 20.97	0.01 0.31	0.99 1.64	2.00	0.37 0.39 0.49 0.46	5.38 451.66 83.98	20.97 575.60 27.45	0.01 1.73 263.33	0.31 1.73 5.59		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S19	116.33 97.96	0.31 0.44	2.24 2.90	2.00	0.21 0.86 1.29 0.65	116.33 796.35 6.85	97.96 1013.66 10.35	0.31 1.73 5.63	0.44 1.73 3.96		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00
S20	334.23 170.78	1.33 1.17	3.32 4.20	2.00	0.04 0.99 1.45 0.50	334.23 1574.25 4.71	170.78 1574.15 9.22	1.33 2.53 1.91	1.17 2.53 2.17		1984.79 3.63 0.00	1984.79 3.63 0.00

Relatório de cálculo dos pilares (Ligam as sapatas as vigas baldrames)

Planta 2 Baldrame
Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm²

E = 238000 kgf/cm²

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

cobr = 3.00 cm

Dados					Resultados				
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B lih vínc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad	
P1	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	5.57 3.89	698 328	698 288 328	22 11 22	Msd(x) = 900 kgf.m Msd(y) = 1536 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 3.14	
		100.00 RR 11.53	0.07 0.00 0.00	1233 69	1228 716 52	14 2 7 1	Mrd(x) = 938 kgf.m Mrd(y) = 1600 kgf.m Mrd/Msd=1.04	4 ø 10.0 1.5	
P2	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	6.44 4.52	446 289	446 178 289	26 13 26	Msd(x) = 589 kgf.m Msd(y) = 448 kgf.m	1.57 2 ø 10.0 1.57	
		100.00 RR 11.53	0.09 0.00 0.00	363 49	359 200 39	1 4 0	Mrd(x) = 813 kgf.m	2 ø 10.0 0.7	

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		As h
							Mrd(y) = 619 kgf.m Mrd/Msd=1.38	
P3	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	4.47 3.09	367 221	367 147 221	18 9 18 10 1 5 0	Msd(x) = 481 kgf.m Msd(y) = 1063 kgf.m Mrd(x) = 604 kgf.m Mrd(y) = 1335 kgf.m Mrd/Msd=1.26	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P4	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	6.42 4.49	398 149	398 179 149	26 13 26 13 1 6 0	Msd(x) = 530 kgf.m Msd(y) = 1000 kgf.m Mrd(x) = 677 kgf.m Mrd(y) = 1279 kgf.m Mrd/Msd=1.28	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P5	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	4.16 2.87	250 167	250 100 167	17 8 17 8 0 2 0	Msd(x) = 333 kgf.m Msd(y) = 11 kgf.m Mrd(x) = 852 kgf.m Mrd(y) = 29 kgf.m Mrd/Msd=2.56	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P6	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	7.26 5.11	725 339	725 299 339	29 15 29 17 2 5 0	Msd(x) = 942 kgf.m Msd(y) = 686 kgf.m Mrd(x) = 1011 kgf.m Mrd(y) = 736 kgf.m Mrd/Msd=1.07	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1
P7	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	8.14 5.72	770 386	770 308 386	33 16 33 19 2 5 0	Msd(x) = 1003 kgf.m Msd(y) = 622 kgf.m Mrd(x) = 1054 kgf.m Mrd(y) = 654 kgf.m Mrd/Msd=1.05	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1
P8	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71	4.02 2.77	683 319	683 282 319	16 8 16 11 1 2 0	Msd(x) = 874 kgf.m Msd(y) = 70 kgf.m Mrd(x) = 1059 kgf.m Mrd(y) = 85 kgf.m Mrd/Msd=1.21	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B	Nd máx Nd mín (tf) ni	MBd topo MBd base	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase	Madtopo Madcentro Madbase	Processo de Cálculo	As b(cm ²)
		lih vínc esb H (cm)	Zr	MHd topo MHd base (kgf.m)		MB2d MBcd		As h
P9	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	4.17 2.88 0.06 0.00 0.00	704 354 9 12	704 282 354 3 2 4	17 8 17 11 1 2 0	Msd(x) = 901 kgf.m Msd(y) = 4 kgf.m Mrd(x) = 1081 kgf.m Mrd(y) = 5 kgf.m Mrd/Msd=1.20	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1
P10	14.00 X 30.00	200.00 EL 49.43 100.00 RR 11.53	4.91 3.40 0.07 0.00 0.00	8 12 149 46	8 12 143 71 37	67 63 63 35 0 2 0	Msd(x) = 139 kgf.m Msd(y) = 89 kgf.m Mrd(x) = 785 kgf.m Mrd(y) = 504 kgf.m Mrd/Msd=5.66	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P11	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	5.84 4.08 0.08 0.00 0.00	309 89 1015 576	309 149 89 1009 404 567	23 12 23 12 1 6 0	Msd(x) = 415 kgf.m Msd(y) = 1262 kgf.m Mrd(x) = 568 kgf.m Mrd(y) = 1726 kgf.m Mrd/Msd=1.37	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P12	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	4.06 2.81 0.05 0.00 0.00	160 144 8 12	160 64 144 4 2 5	16 8 16 7 0 2 0	Msd(x) = 221 kgf.m Msd(y) = 5 kgf.m Mrd(x) = 850 kgf.m Mrd(y) = 19 kgf.m Mrd/Msd=3.85	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P13	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	6.57 4.61 0.09 0.00 0.00	12 36 241 21	11 19 25 241 136 21	90 81 76 10 0 4 0	Msd(x) = 126 kgf.m Msd(y) = 302 kgf.m Mrd(x) = 633 kgf.m Mrd(y) = 1516 kgf.m Mrd/Msd=5.02	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P14	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	7.02 4.92 0.09 0.00 0.00	1 40 22 12	1 18 30 11 11 12	106 90 78 11 0 3 0	Msd(x) = 148 kgf.m Msd(y) = 14 kgf.m Mrd(x) = 942 kgf.m Mrd(y) = 89 kgf.m Mrd/Msd=6.35	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7

Dados					Resultados			
Pilar	Seção (cm)	lib vínc esb B lib vínc esb H (cm)	Nd máx Nd mín (tf) ni Zr	MBd topo MBd base MHd topo MHd base (kgf.m)	MBsdtopo MBsdcentro MBsdbase MHsdtopo MHsdcentro MHsdbase (kgf.m)	Madtopo Madcentro Madbase MB2d MBcd MH2d MHcd (kgf.m)	Processo de Cálculo	As b(cm ²) As h % armad
P15	14.00 X 30.00	200.00 EL 49.43 100.00 RR 11.53	5.32 3.70 0.07 0.00 0.00	2 12 59 90	2 2 0 59 36 90	80 80 81 38 0 3 0	Msd(x) = 150 kgf.m Msd(y) = 45 kgf.m Mrd(x) = 850 kgf.m Mrd(y) = 254 kgf.m Mrd/Msd=5.67	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P17	seção L aberto 30.00 30.00 14.00 14.00 90°	100.00 RR 15.45	5.00 3.42 0.04 0.00 0.00	794 102 1391 452	794 436 102 1389 657 441	20 10 20 9 0 8 0	Msd(x) = 1011 kgf.m Msd(y) = 1754 kgf.m Mrd(x) = 1281 kgf.m Mrd(y) = 2222 kgf.m Mrd/Msd=1.27	6.28 8 ø 10.0 1.0
P18	14.00 X 30.00	200.00 EL 49.43 100.00 RR 11.53	1.71 1.10 0.02 0.00 0.00	2 7 401 28	2 3 3 401 229 28	25 23 23 20 0 2 0	Msd(x) = 2 kgf.m Msd(y) = 509 kgf.m Mrd(x) = 7 kgf.m Mrd(y) = 1839 kgf.m Mrd/Msd=3.61	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P19	14.00 X 30.00	100.00 RR 24.71 100.00 RR 11.53	3.89 2.67 0.05 0.00 0.00	265 161 473 135	265 106 161 469 230 127	16 8 16 8 0 4 0	Msd(x) = 351 kgf.m Msd(y) = 586 kgf.m Mrd(x) = 638 kgf.m Mrd(y) = 1066 kgf.m Mrd/Msd=1.82	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7
P20	seção L aberto 30.00 30.00 14.00 14.00 90°	100.00 RR 15.45	5.75 3.95 0.05 0.00 0.00	1375 462 1383 235	1375 640 462 1381 739 224	23 11 23 10 1 9 1	Msd(x) = 1739 kgf.m Msd(y) = 1746 kgf.m Mrd(x) = 1777 kgf.m Mrd(y) = 1785 kgf.m Mrd/Msd=1.02	6.28 8 ø 10.0 1.0

(*) Quantidade de barras alterada pelo usuário (para mais)

Resultado dos pilares

Planta 2 Baldrame
Lance 1

fck = 250.00 kgf/cm²

E = 238000 kgf/cm²
cobr = 3.00 cm

Peso Espec = 2500.00 kgf/m³

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	4.46 3.11	698 328	1233 69	1.57 2 ø 10.0 3.14 4 ø 10.0 1.5 8 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P2 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.15 3.61	446 289	363 49	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P3 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.57 2.47	367 221	854 251	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P4 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.13 3.59	398 149	807 341	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P5 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.32 2.30	250 167	12 9	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P6 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.81 4.09	725 339	556 192	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P7 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	6.51 4.58	770 386	504 318	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P8 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.22 2.21	683 319	63 99	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P9 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.34 2.30	704 354	9 12	1.57 2 ø 10.0 2.36 3 ø 10.0 1.1 6 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P10 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 EL 100.00 RR	3.93 2.72	8 12	149 46	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	49.43 11.53
P11 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	4.67 3.26	309 89	1015 576	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P12 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.25 2.25	160 144	8 12	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53

Dados							Resultados		
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	lib vinc lih vinc (cm)	Nd máx Nd mín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Ferros As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P13 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.26 3.69	12 36	241 21	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P14 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	5.61 3.94	1 40	22 12	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P15 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 EL 100.00 RR	4.26 2.96	2 12	59 90	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	49.43 11.53
P17 1:20	seção L aberto 30.00 30.00 14.00 14.00 Abertura=90°	0.00 100.00	RR	4.00 2.73	794 102	1391 452	6.28 8 ø 10.0 1.0	ø 5.0 c/ 12	15.45
P18 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 EL 100.00 RR	1.37 0.88	2 7	401 28	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	49.43 11.53
P19 1:20	14.00 X 30.00	0.00 100.00	100.00 RR 100.00 RR	3.11 2.13	265 161	473 135	1.57 2 ø 10.0 1.57 2 ø 10.0 0.7 4 ø 10.0	ø 5.0 c/ 12	24.71 11.53
P20 1:20	seção L aberto 30.00 30.00 14.00 14.00 Abertura=90°	0.00 100.00	RR	4.60 3.16	1375 462	1383 235	6.28 8 ø 10.0 1.0	ø 5.0 c/ 12	15.45

Quadro de carga dos pilares

Planta 2 Baldrame			
Pilares	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg
P1	14x30	3.22	0.00
P2	14x30	3.72	0.00
P3	14x30	2.58	0.00
P4	14x30	3.70	0.00
P5	14x30	2.41	0.00
P6	14x30	4.19	0.00
P7	14x30	4.69	0.00
P8	14x30	2.32	0.00
P9	14x30	2.41	0.00
P10	14x30	2.83	0.00
P11	14x30	3.38	0.00
P12	14x30	2.36	0.00
P13	14x30	3.80	0.00
P14	14x30	4.04	0.00
P15	14x30	3.07	0.00
P17	L 30x30x14x14x90°	2.90	0.00
P18	14x30	0.99	0.00
P19	14x30	2.24	0.00
P20	L 30x30x14x14x90°	3.32	0.00

Relatório de cálculo – Vigas baldrame

Viga V1

Relatório de Cálculo

$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$
Cobrimento = 3.00 cm

$E_{cs} = 238000 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico = 2500.00 kgf/m^3

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 863 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.61 cm		Fd = 1.32 tf situação: GE Meq = 146 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.89 cm		As = 0.78 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 622 kgf.m fiss = 0.10 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1259 kgf.m As = 1.21 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.48 cm	Fd = 1.32 tf situação: GE Meq = 134 kgf.m As = 1.04 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.75 cm		As = 1.21 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 fiss = 0.11 mm
2	Md = 1462 kgf.m As = 1.42 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.90 cm	Fd = 1.32 tf situação: GE Meq = 134 kgf.m As = 1.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.18 cm		As = 1.42 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 fiss = 0.14 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.31 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V2

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 261 kgf.m fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1006 kgf.m As = 0.92 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.88 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.85 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.01 cm		As = 0.92 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.14 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.59 tf situação: GE Meq = 65 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.79 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 1.51 tf	Td = 1 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1-1	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 893 kgf.m	

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V3

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 810 kgf.m As = 0.74 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.50 cm		Fd = 1.15 tf situação: GE Meq = 128 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.75 cm		As = 0.74 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 583 kgf.m fiss = 0.09 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 783 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm	Fd = 1.15 tf situação: GE Meq = 128 kgf.m As = 0.56 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm		As = 0.71 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.08 mm
2	Md = 783 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm	Fd = 1.15 tf situação: GE Meq = 128 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.70 cm		As = 0.71 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.08 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.05 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		

Viga V4

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.52 tf situação: GE Meq = 57 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 358 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.02 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 0 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.52 tf situação: GE Meq = 57 kgf.m As = 0.29 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.83 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.02 mm
2	Md = 790 kgf.m As = 0.72 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm	Fd = 0.52 tf situação: GE Meq = 57 kgf.m As = 0.65 cm ²		As = 0.72 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		fiss = 0.09 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.12 tf situação: GE Meq = 13 kgf.m As = 0.03 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.12 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.58 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.10
2 2-2	Vd = 0.99 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 12 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.05		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 2.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V5

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 766 kgf.m As = 0.69 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.42 cm		Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 113 kgf.m As = 0.57 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.64 cm		As = 0.69 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
						M = 552 kgf.m fiss = 0.08 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 691 kgf.m As = 0.62 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.28 cm	Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 113 kgf.m As = 0.49 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.49 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.07 mm
2	Md = 721 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.33 cm	Fd = 1.02 tf situação: GE Meq = 113 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.55 cm		As = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.07 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.99 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15		

Viga V6

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.86 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 309 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.08 tf situação: GE Meq = 9 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.04 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 11 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.63 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.01 mm
2	Md = 788 kgf.m As = 0.71 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.46 cm	Fd = 0.37 tf situação: GE Meq = 41 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.54 cm		As = 0.71 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.09 mm
3	Md = 0 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.00 cm			

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.44 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09
2 2-2	Vd = 1.07 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 17 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.04		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.20		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V7

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 1039 kgf.m As = 0.95 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.95 cm		Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.94 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm		As = 0.95 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 751 kgf.m fiss = 0.15 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.01 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.05 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.00 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.01 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.34 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.09

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V8

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 959 kgf.m As = 0.88 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.79 cm		Fd = 1.62 tf situação: GE Meq = 180 kgf.m As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.14 cm		As = 0.88 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 691 kgf.m fiss = 0.13 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1062 kgf.m As = 0.97 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.99 cm	Fd = 1.62 tf situação: GE Meq = 180 kgf.m As = 0.77 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.34 cm		As = 0.97 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.15 mm
2	Md = 1477 kgf.m As = 1.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.93 cm	Fd = 1.62 tf situação: GE Meq = 165 kgf.m As = 1.23 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.28 cm		As = 1.43 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 fiss = 0.14 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.37 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.15

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V9

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.65 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 222 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.24 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.68 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.01 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.42 tf situação: GE Meq = 47 kgf.m As = 0.18 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.57 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.23 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Arm. à esquerda	Arm. mínima	Arm. à direita	Dados torção	Arm. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V10

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 1077 kgf.m As = 0.99 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.02 cm		Fd = 2.10 tf situação: GE Meq = 234 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.48 cm		As = 0.99 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 774 kgf.m fiss = 0.16 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.10 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 42 kgf.m fiss = 0.00 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.09 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.15 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 65 kgf.m fiss = 0.00 mm
4	retangular	Md = 584 kgf.m As = 0.53 cm ²		Fd = 0.77 tf situação: GE		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²)

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
4-4	bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		Meq = 85 kgf.m As = 0.43 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.24 cm		d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 421 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 1675 kgf.m As = 1.58 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.23 cm	Fd = 2.10 tf situação: GE Meq = 232 kgf.m As = 1.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.72 cm		As = 1.58 cm ² (2ø10.0 - 1.57 cm ²) d = 26.00 cm % armad. = 0.37 fiss = 0.20 mm
2	Md = 1911 kgf.m As = 1.93 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.96 cm	Fd = 2.10 tf situação: GE Meq = 204 kgf.m As = 1.68 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 4.43 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 4 kgf.m As = 1.94 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 3.95 cm	As = 1.94 cm ² (4ø8.0 - 2.01 cm ²) d = 24.70 cm % armad. = 0.48 fiss = 0.14 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.11 cm	As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm
4	Md = 970 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.81 cm	Fd = 0.77 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.79 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.98 cm	Fd = 0.04 tf situação: GE Meq = 5 kgf.m As = 0.89 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.80 cm	As = 0.89 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.13 mm
5	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.77 tf situação: GE Meq = 85 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.14 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.04 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 3.01 tf	Td = 3 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1-1	VRd2 = 15.86 tf	TRd2 = 893 kgf.m	
2 2-2	Vd = 1.26 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.08
3 3-3	Vd = 1.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 3 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.07
4 4-4	Vd = 1.89 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 0 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.10		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V11

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.06 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.13 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 49 kgf.m fiss = 0.00 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm				As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 49 kgf.m fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm
2	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.02 tf situação: GE Meq = 2 kgf.m As = 0.13 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.27 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm			As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.00 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 0.61 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 10 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05
2 2-2	Vd = 0.62 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 8 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.05

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.01		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.00		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V12

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.87 tf situação: GE Meq = 97 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.09 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 355 kgf.m fiss = 0.03 mm
2 2-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 718 kgf.m As = 0.65 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.33 cm		Fd = 1.13 tf situação: GE Meq = 125 kgf.m As = 0.51 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.57 cm		As = 0.65 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 518 kgf.m fiss = 0.07 mm
3 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.22 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.62 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 216 kgf.m fiss = 0.01 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 769 kgf.m As = 0.70 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.43 cm	Fd = 0.87 tf situação: GE Meq = 97 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.61 cm		As = 0.70 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.08 mm
2	Md = 1315 kgf.m As = 1.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.59 cm	Fd = 1.13 tf situação: GE Meq = 115 kgf.m As = 1.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.83 cm		As = 1.27 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 fiss = 0.12 mm
3	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 1.13 tf situação: GE Meq = 125 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.04 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.03 mm
4	Md = 857 kgf.m As = 0.78 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.59 cm	Fd = 1.13 tf situação: GE Meq = 125 kgf.m As = 0.64 cm ²		As = 0.78 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
		A's = 0.00 cm ² yLN = 1.83 cm		fiss = 0.10 mm
5	Md = 1312 kgf.m As = 1.26 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.59 cm	Fd = 1.13 tf situação: GE Meq = 114 kgf.m As = 1.12 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.83 cm		As = 1.26 cm ² (3ø8.0 - 1.51 cm ²) d = 25.17 cm % armad. = 0.36 fiss = 0.12 mm
6	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.39 tf situação: GE Meq = 44 kgf.m As = 0.30 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.79 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.02 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 1.81 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
2 2-4	Vd = 2.13 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 51 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.19
3 5-5	Vd = 1.51 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.11

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1 1-1	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.09		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

Viga V13

Relatório de Cálculo

fck = 250.00 kgf/cm²
Cobrimento = 3.00 cm

Ecs = 238000 kgf/cm²
Peso específico = 2500.00 kgf/m³

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão trechos	Seção	Flexão	Torção	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1 1-1	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.79 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 261 kgf.m fiss = 0.02 mm
2 2-2	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.47 tf situação: GE Meq = 52 kgf.m As = 0.25 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.74 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 253 kgf.m fiss = 0.02 mm
3 3-3	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.48 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.27 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.78 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 268 kgf.m fiss = 0.02 mm
4 4-4	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm		Fd = 0.31 tf situação: GE Meq = 34 kgf.m As = 0.16 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.47 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 160 kgf.m fiss = 0.01 mm
5 5-5	retangular bw = 14.00 cm h = 30.00 cm	Md = 582 kgf.m As = 0.52 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.07 cm		Fd = 1.11 tf situação: GE Meq = 123 kgf.m As = 0.38 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.30 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 M = 418 kgf.m fiss = 0.05 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
1	Md = 560 kgf.m As = 0.50 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.03 cm	Fd = 0.60 tf situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.33 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 0.97 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.03 mm
2	Md = 744 kgf.m	Fd = 0.60 tf		As = 0.67 cm ²

Nó	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Final
	As = 0.67 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.38 cm	situação: GE Meq = 67 kgf.m As = 0.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.51 cm		(2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.08 mm
3	Md = 730 kgf.m As = 0.66 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.35 cm	Fd = 0.48 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.60 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.45 cm		As = 0.66 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.07 mm
4	Md = 680 kgf.m As = 0.61 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.26 cm	Fd = 0.48 tf situação: GE Meq = 54 kgf.m As = 0.55 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.36 cm		As = 0.63 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.06 mm
5	Md = 1047 kgf.m As = 0.96 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.96 cm	Fd = 1.11 tf situação: GE Meq = 123 kgf.m As = 0.82 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 2.20 cm		As = 0.96 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.15 mm
6	Md = 802 kgf.m As = 0.73 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.49 cm	Fd = 1.11 tf situação: GE Meq = 123 kgf.m As = 0.59 cm ² A's = 0.00 cm ² yLN = 1.73 cm		As = 0.73 cm ² (2ø8.0 - 1.01 cm ²) d = 26.10 cm % armad. = 0.24 fiss = 0.09 mm

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo	I
Inclinação bielas	45

Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1 1-1	Vd = 2.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 2 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
2 2-2	Vd = 2.06 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
3 3-3	Vd = 2.09 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.13
4 4-4	Vd = 1.80 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 9 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.12
5 5-5	Vd = 2.54 tf VRd2 = 15.86 tf	Td = 4 kgf.m TRd2 = 893 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0.16

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO			ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção
1	d = 26.10 cm		Vmin = 2.81 tf		

Vão trechos	ARMADURA DE CISALHAMENTO				ARMADURA DE TORÇÃO	
	Dados cisalham	Armad. à esquerda	Armad. mínima	Armad. à direita	Dados torção	Armad. de torção
1-1	Vc0 = 2.81 tf k = 1.08		Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
2 2-2	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
3 3-3	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.06		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
4 4-4	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.07		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			
5 5-5	d = 26.10 cm Vc0 = 2.81 tf k = 1.10		Vmin = 2.81 tf Aswmin = 1.44 cm ² (2 ramos) ø 5.0 c/ 15			

ANEXO C

PLANTA 01 – RADIER ARMADO

Dados do radier

Radier Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm² E = 238000 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1 cobr = 3.00 cm

Seção (cm)				Cargas (kgf/m ²)			
Radier	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	10	0.00	0.00	250.00	250.00 21.00	640.64 0.00	1161.64

Cálculos do Radier

Radier Planta 1 fck = 250.00 kgf/cm² E = 238000 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1 cobr = 3.00 cm

ARMADURAS POSITIVAS (RADIER)												
Radier	Direção	Momento positivo				Momento negativo				Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
L1	X	bw = 100.0 cm	Md = 298 kgf.m/m			bw = 100.0 cm	Md = 179 kgf.m/m			As = 1.01 cm ² /m ø5.0 c/19		vsd = 0.66 tf/m vrd1 = 4.18 tf/m Modelo I

ARMADURAS POSITIVAS (RADIÉR)												
Radiér	Direção	Momento positivo				Momento negativo				Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
		h = 10.0 cm	As = 0.86 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			h = 10.0 cm	As = 0.52 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			(1.03 cm ² /m) fiss = 0.03 mm		vrđ2 = 27.12 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 10.0 cm	Md = 315 kgf.m/m As = 0.99 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			bw = 100.0 cm h = 10.0 cm	Md = 214 kgf.m/m As = 0.67 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			As = 1.19 cm ² /m ø5.0 c/16 (1.23 cm ² /m) fiss = 0.15 mm		vsd = 1.16 tf/m vrđ1 = 3.94 tf/m vrđ2 = 24.95 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

MALHA BASE SUPERIOR		
Laje	As,cal	As,ef
L1	1.01 cm ² /m	ø4.2 c/13 cm (1.07 cm ² /m)

ANEXO D

PLANTA 02 – RADIER ARMADO

Dados do radier

Radier Planta 2 fck = 250.00 kgf/cm² E = 238000 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1 cobr = 3.00 cm

Seção (cm)				Cargas (kgf/m ²)			
Radier	H	Elevação	Nível	Peso Próprio	Acidental Revestimento	Paredes Outras	Total
L1	12	0.00	0.00	300.00	250.00 21.00	566.00 0.00	1137.00

Cálculos do Radier

Radier Planta 2 fck = 250.00 kgf/cm² E = 238000 kgf/cm² Peso Espec = 2500.00 kgf/m³
Lance 1 cobr = 3.00 cm

ARMADURAS POSITIVAS (RADIER)												
Radier	Direção	Momento positivo				Momento negativo				Armadura inferior	Armadura superior	Cisalhamento
		Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)	Seção	Flexão	Verificação axial (compressão)	Verificação axial (tração)			
L1	X	bw = 100.0 cm h = 12.0 cm	Md = 429 kgf.m/m As = 0.96 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			bw = 100.0 cm h = 12.0 cm	Md = 217 kgf.m/m As = 0.48 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			As = 1.21 cm ² /m ø5.0 c/16 (1.23 cm ² /m) fiss = 0.02 mm		vsd = 0.61 tf/m vrd1 = 5.33 tf/m Modelo I vrd2 = 35.80 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m
	Y	bw = 100.0 cm h = 12.0 cm	Md = 429 kgf.m/m As = 1.02 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			bw = 100.0 cm h = 12.0 cm	Md = 112 kgf.m/m As = 0.26 cm ² /m A's = 0.00 cm ² /m			As = 1.21 cm ² /m ø5.0 c/16 (1.23 cm ² /m) fiss = 0.05 mm		vsd = 0.55 tf/m vrd1 = 5.06 tf/m vrd2 = 33.63 tf/m vsw = 0.00 tf/m asw = 0.00 cm ² /m

MALHA BASE SUPERIOR		
Laje	As,cal	As,ef
L1	1.21 cm ² /m	ø4.2 c/10 cm (1.39 cm ² /m)

ANEXO E

PLANTA 01 – TABELA DE COMPOSIÇÃO DE CUSTOS DE MÃO DE OBRA

VIGAS BALDRAMES		
ITEM	SERVIÇOS	CUSTO TOTAL (R\$)
1	ESCAVAÇÃO MANUAL	180,00
2	FORMA	900,00
3	ARMAÇÃO	360,00
4	CONCRETAGEM	240,00
SOMATÓRIO		1680,00

RADIER		
ITEM	SERVIÇOS	CUSTO TOTAL (R\$)
1	FORMA	180,00
2	ARMAÇÃO	180,00
3	CONCRETAGEM	240,00
SOMATÓRIO		600,00

PLANTA 02 – TABELA DE COMPOSIÇÃO DE CUSTOS DE MÃO DE OBRA

VIGAS BALDRAMES		
ITEM	SERVIÇOS	CUSTO TOTAL (R\$)
1	ESCAVAÇÃO MANUAL	295,20
2	FORMA	1476,00
3	ARMAÇÃO	590,40
4	CONCRETAGEM	393,60
SOMATÓRIO		2755,20

RADIER		
ITEM	SERVIÇOS	CUSTO TOTAL (R\$)
1	FORMA	180,00
2	ARMAÇÃO	360,00
3	CONCRETAGEM	300,00
SOMATÓRIO		840,00