

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
MARLON JUNIOR SAVARIS

**COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE MATERIAIS DE UMA EDIFICAÇÃO
UTILIZANDO CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL COM ALVENARIA
ESTRUTURAL**

CASCADEL - PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
MARLON JUNIOR SAVARIS

**COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE MATERIAIS DE UMA EDIFICAÇÃO
UTILIZANDO CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL COM ALVENARIA
ESTRUTURAL**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

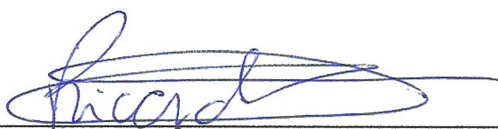
Orientador: Eng. Civil Esp. Ricardo Paganin

CASCADEL - PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG**MARLON JUNIOR SAVARIS****COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE MATERIAIS DE UMA EDIFICAÇÃO
UTILIZANDO CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL COM ALVENARIA
ESTRUTUTURAL**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Eng. Civil Esp. RICARDO PAGANIN.

BANCA EXAMINADORA

Orientador Prof. Esp. Ricardo Paganin
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil



Professor Me. Eduardo Miguel Prata Madureira
Centro Universitário Assis Gurgacz
Economista



Professor Esp. Ronaldo Domingo
Centro Universitário Assis Gurgacz
Administrador

Cascavel, 13 de junho de 2017.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu filho e meus pais, pelo amor infinito e
compreensão, fontes de minha extrema motivação.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, pela força divina em minha vida.

A meus pais, filho e namorada, por entender minha ausência diária durante esta longa caminhada.

A meu professor orientador por ter desempenhado papel exemplar no norteamento deste trabalho.

Agradeço a Empresa Formata Arquitetura + Planejamento, por proporcionar a coleta dos dados necessários para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao Arquiteto Márcio Galvão, por proporcionar auxílio pessoal necessários para o entendimento dos dados coletados.

EPIÍGRAFE

“Aqueles que se sentem satisfeitos sentam-se e nada fazem. Os insatisfeitos são os únicos benfeitores do mundo.”

Walter S. Landor.

RESUMO

Neste trabalho foi apresentado o quantitativo de dois projeto diferentes para uma mesma obra. Qual dos dois projetos é mais viável. Foi comparado o consumo de materiais para a supraestrutura de uma edificação utilizando um projeto com concreto armado convencional e outro com alvenaria estrutural. Foi necessário o desenvolvimento dos dois projetos, um seguindo a NBR 6118/2014 e outro a Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto do Comitê Brasileiro da Construção Civil para que pudesse ser determinado o quantitativo de cada um. Por final foi comparado a diferença entre eles e feito o custo de cada obra. Foi escolhido o projeto mais simples de executar, com menos diversidade de materiais e menos quantidade dos mais utilizados, como concreto e aço, o qual também foi o de menor custo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Projeto Estrutural	17
Figura 2: Alvenaria Estrutural	22
Figura 3: Família 29	24
Figura 4: Família 39	25
Figura 5: Planta Baixa	31

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Quantitativo de materiais de concreto armado	35
Tabela 02: Quantitativo de materiais de alvenaria estrutural	36
Tabela 03: Comparativo de mesmos materiais.....	37
Tabela 04: Custos de materiais de concreto armado	38
Tabela 05: Custos de materiais de alvenaria estrutural	39
Tabela 06: Comparativo de custos mesmos materiais.....	40

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

TCC – Trabalho de Conclusão de Curso

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	13
1.1. INTRODUÇÃO	13
1.2. OBJETIVOS	14
1.2.1. Objetivo Geral	14
1.2.2. Objetivos Específicos	14
1.3. JUSTIFICATIVA	14
1.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	15
1.5. FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	16
1.6. DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	16
CAPÍTULO 2	17
2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1.1. Projeto estrutural	17
2.1.1.1. Análise estrutural	19
2.1.1.2. Modelo estrutural	19
2.1.1.3. Modelo discreto	20
2.1.2. Alvenaria estrutural	22
2.1.2.1. Modulação	23
2.1.2.2. Família 29 = Unidade modular 15	24
2.1.2.3. Família 39 = Unidade modular 20	24
2.1.2.4. Elaboração de Projeto	25
2.1.3. As forças que atuam sobre as estruturas	27
2.1.3.1. Cargas permanentes	28
2.1.3.2. Cargas variáveis	28
CAPÍTULO 3	30
3.1. METODOLOGIA	30
3.1.1. Tipo de estudo	30
3.1.2. Caracterização do projeto arquitetônico	30
3.1.3. Projeto estrutural convencional	31
3.1.4. Projeto alvenaria estrutural	32
3.1.5. Quantitativo	32

3.1.5.1. Estrutura convencional	32
3.1.5.2. Alvenaria estrutural	33
3.1.6. Comparação dos dados.....	33
CAPÍTULO 4	34
4.1. RESULTADOS E DISCUÇÕES	34
4.1.1. Quantitativo.....	34
4.1.1.1. Estrutura convencional	34
4.1.1.2. Alvenaria estrutural	35
4.1.1.3. Comparativo	36
4.1.2. Custos.....	37
4.1.2.1. Alvenaria Convencional	37
4.1.2.2. Alvenaria Estrutural.....	38
4.1.2.3. Comparativo	39
CAPÍTULO 5	42
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
CAPITULO 6	43
6.1. SUGESTOES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	43
REFERÊNCIAS	44
APÊNDICES	45

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é um tipo de estrutura que utiliza armações feitas com barras de aço. Essas barras são utilizadas devido à baixa resistência aos esforços de tração do concreto, que tem alta resistência à compressão. Em uma estrutura de concreto armado, o uso de aço em vigas e pilares torna-se indispensável e o dimensionamento precisa ser feito em conformidade com as normas vigentes dos órgãos reguladores. O projeto de uma estrutura em concreto geralmente é elaborado por um profissional habilitado, muitas vezes denominado de “engenheiro calculista”, sendo que nesta etapa são dimensionadas todos os elementos estruturais que compõe a estrutura, como vigas, pilares, lajes, blocos, sapatas, etc. Para que um projeto seja bem sucedido, a avaliação e comparação de alguns fatores no momento da escolha do tipo de estrutura são indispensáveis para a redução de custos e adaptação técnica para cada projeto.

A partir da metade do século 20, investiu-se na pesquisa e desenvolvimento de materiais, inclusive em materiais que compõe a alvenaria, como os blocos, que passaram a ter melhor qualidade, ganharam maior resistência, dimensões menores e mais exatas, surgindo novas técnicas construtivas como a de alvenaria estrutural. O sistema de alvenaria estrutural é composto, basicamente, de bloco, argamassa, graute e, eventualmente, armações. Apesar de tanto avanço, apesar de ser um sistema simples, deve-se estar atento aos materiais utilizados, pois os blocos utilizados podem ser fabricados de maneiras diferentes, contendo assim características de resistência diferentes, afetando o desempenho da estrutura da edificação (FRANCO, 2009).

Um bom exemplo para comparar a tecnologia de construção em alvenaria estrutural é o edifício Monadnock, em Chicago, Estados Unidos. Construído entre 1889 e 1891, era o maior edifício comercial da época em alvenaria estrutural: 16 pavimentos e 65 m de altura. Para suportar tantos pavimentos, as paredes do térreo possuem 1,80 m de espessura. De acordo com Puga (2009), com a tecnologia atual pode-se construir um edifício com dimensões parecidas com blocos de 15 cm, o que indica um grande desenvolvimento deste tipo de tecnologia construtiva.

Deana (2009) destaca que o Brasil tem produtos de boa tecnologia e qualidade para execução desse tipo de técnica construtiva, o qual deve ser explorado ao máximo. Em relação ao contexto apresentado este trabalho teve como objetivo realizar uma comparação da quantidade de materiais empregados para execução de uma edificação térrea considerando uma estrutura convencional (lajes, vigas e pilares) com uma edificação de mesma tipologia utilizando a tecnologia de alvenaria estrutural, considerando a supraestrutura.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Comparar o consumo de materiais para supraestrutura de uma edificação utilizando um projeto com concreto armado convencional e outro com alvenaria estrutural.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Elaborar os projetos para estrutura convencional de concreto armado e para alvenaria estrutural de uma edificação;
- b) Levantar o quantitativo dos materiais a serem utilizados em ambas as estruturas;

1.3. JUSTIFICATIVA

Um estudo de caso para alvenaria estrutural é importante, pois segundo Deana (2009), este tipo de tecnologia apresenta um tempo de execução menor que uma

estrutura convencional e apresenta também uma menor incidência de manifestações patológicas se for executado de maneira correta.

No caso de uma estrutura de concreto armado as paredes de tijolos são utilizadas para fazer a vedação dos vãos entre pilares e vigas, porém na alvenaria estrutural não há a necessidade de execução de vigas e pilares, sendo os carregamentos resistidos pela alvenaria. Puga (2009) destaca que a redução do custo de uma obra pode ser muito relevante neste caso comparando os dois métodos citados anteriormente, se for analisado todo o conjunto.

Rezende (2010) salienta que a tecnologia de alvenaria estrutural quando utilizada de maneira racionalizada pode gerar uma redução elevada de custos de materiais. Em um estudo realizado pelo autor para uma edificação de 12 pavimentos obteve-se uma redução comparando uma estrutura de concreto convencional com a de alvenaria estrutural de 17%.

Considerando o exposto este trabalho justifica-se pela importância de um estudo de caso para uma edificação térrea, com a finalidade de verificar a economia dos materiais utilizados para a execução da supra estrutura de uma edificação em concreto convencional em comparação com a tecnologia de alvenaria estrutural (REZENDE, 2010).

1.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

A execução de uma edificação térrea utilizando alvenaria estrutural tem um menor gasto de materiais para a supraestrutura em comparação com uma de estrutura convencional de concreto armado?

1.5. FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Considerando o gasto de materiais para a supraestrutura, uma edificação executada com alvenaria estrutural tem uma maior economia quando comparada com uma edificação execução com uma estrutura convencional de concreto armado.

1.6. DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

As propostas deste estudo foram limitadas para um terreno de 250 m², sendo 10 m de frente e 25 m de profundidade localizada na cidade de Toledo – PR, em um bairro residencial novo, recentemente loteado.

Para a edificação limitou-se que será composta de um pavimento, ou seja, térrea, com uma caixa d'água de 1000 litros, com cobertura de telhas de fibrocimento com estrutura em madeira. De acordo com a composição dos ambientes limitou-se uma sala, cozinha, área de circulação, três quartos, um banheiro social e garagem, com área total de 130,25 m², possuindo ainda poço de luz e ventilação.

Para o dimensionamento da estrutural limitou-se a elaboração de planilhas e a execução dos cálculos de forma manual, com base nas normas e recomendações bibliográficas vigentes. Utilizou-se o software EXCEL para a elaboração de planilhas e o FTOLL para a verificação dos diagramas de esforços.

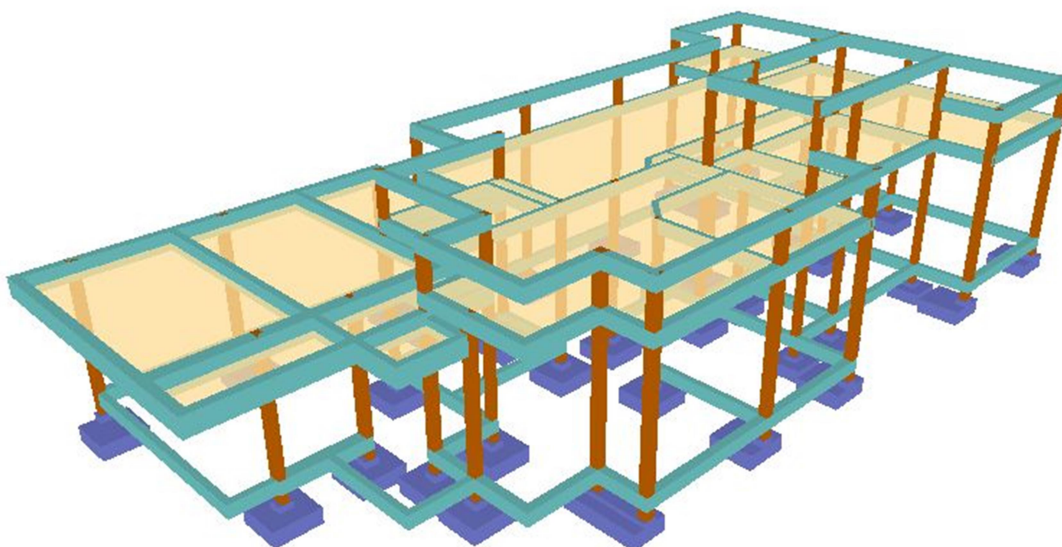
CAPÍTULO 2

2.1.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1. Projeto estrutural

O projeto estrutural, também chamado de cálculo estrutural, é o dimensionamento das estruturas que vão sustentar uma edificação (vigas, lajes e pilares) na Figura 01, sendo responsável pela segurança das edificações, não só evitando o colapso (desmoronamento) como também patologias (trincas, quedas de revestimentos, deslocamentos de pisos, etc.) que podem ocorrer em uma edificação. Trata-se de um estudo fundamental para racionalização das peças e componentes da estrutura, especificação dos tipos e características dos materiais a empregar, e estudo prévio do tipo de fundação mais indicado a ser utilizado em uma determinada obra (BAUER, 1994).

Figura 01: Projeto Estrutural.



Fonte: Rodrigo Lima, 2014.

Desse modo, o projeto estrutural funciona como um tripé composto por três pernas: segurança, economia e durabilidade, juntamente com o conceito de sustentabilidade. Se uma dessas “pernas” não for contemplada, descaracteriza o projeto e perde sua funcionalidade. Uma estrutura pode ser concebida como um empreendimento por si próprio, ou pode ser utilizada como o esqueleto de outro empreendimento. Pode ainda ser projetada e construída em aço, concreto, madeira, pedra, materiais não convencionais, ou novos materiais sintéticos. Ela deve resistir a ventos fortes, a solicitações que são impostas durante a vida útil de uma edificação (BAUER, 1994).

O projeto estrutural representado na Figura 01 tem como objetivo a concepção de uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo questões de segurança, condições de utilização, condições econômicas, estética, questões ambientais, condições construtivas e restrições legais. O resultado final do projeto estrutural é a especificação de uma estrutura de forma completa, abrangendo todos os seus aspectos gerais, tais como locação, e todos os detalhes necessários para a sua construção. Portanto, o projeto estrutural parte de uma concepção geral da estrutura e termina com a documentação que possibilita a sua construção. São inúmeras e muito complexas as etapas de um projeto estrutural. Entre elas está a previsão do comportamento da estrutura de tal forma que ela possa atender satisfatoriamente às condições de segurança e de utilização para as quais ela foi concebida (GILBERT e LEET, 2010).

A análise estrutural é a fase do projeto estrutural em que é feita a idealização do comportamento da estrutura. Esse comportamento pode ser expresso por diversos parâmetros, tais como pelos campos de tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. De uma maneira geral, a análise estrutural tem como objetivo a determinação de esforços internos e externos (cargas e reações de apoio), e das correspondentes tensões, bem como a determinação dos deslocamentos e correspondentes deformações da estrutura que está sendo projetada. Essa análise deve ser feita para os possíveis estágios de carregamentos e solicitações que devem ser previamente determinados (GILBERT e LEET, 2010).

O desenvolvimento das teorias que descrevem o comportamento de estruturas se deu inicialmente para estruturas reticuladas, isto é, para estruturas formadas por barras (elementos estruturais que têm um eixo claramente definido). Estes são os tipos

mais comuns de estruturas, tais como a estrutura de uma cobertura ou o esqueleto de um edifício metálico (BOTELHO e MARCHETTI, 2015).

2.1.1.1. Análise estrutural

A análise estrutural é a etapa do projeto estrutural na qual é feita uma previsão do comportamento da estrutura. Todas as teorias físicas e matemáticas resultantes da formalização da Engenharia Estrutural como ciência são utilizadas na análise estrutural (UANG 2010).

A análise estrutural moderna trabalha com quatro níveis de abstração, para a estrutura que está sendo analisada. O primeiro nível de abstração é o do mundo físico, isto é, esse nível representa a estrutura real tal como é construída (GILBERT e LEET, 2010).

2.1.1.2. Modelo estrutural

O segundo nível de abstração da análise estrutural é o modelo analítico que é utilizado para representar matematicamente a estrutura que está sendo analisada. Esse modelo é chamado de modelo estrutural ou modelo matemático e incorpora todas as teorias e hipóteses feitas para descrever o comportamento da estrutura para as diversas solicitações. Essas hipóteses são baseadas em leis físicas, tais como o equilíbrio entre forças e entre tensões, as relações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações, e as leis constitutivas dos materiais que compõem a estrutura. A criação do modelo estrutural de uma estrutura real é uma das tarefas mais importantes da análise estrutural. Dependendo do tipo de estrutura e da sua importância. Em geral, o modelo deste tipo de estrutura é formado por um conjunto de linhas que representam as vigas e colunas do prédio e pelas superfícies que representam as lajes de seus pavimentos. (REBELLO, 2000).

Na concepção do modelo estrutural é feita uma idealização do comportamento da estrutura real em que se adota uma série de hipóteses simplificadoras. Estas estão baseadas em teorias físicas e em resultados experimentais e estatísticos. A informação tridimensional das barras fica representada por propriedades globais de suas seções transversais, tais como área e momento de inércia. Portanto, no caso de estruturas reticuladas, a consideração da geometria do modelo é uma tarefa simples: os eixos das barras definem os elementos do modelo estrutural (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

Entretanto, a consideração das outras hipóteses simplificadoras que entram na idealização do comportamento da estrutura real pode ser bastante complexa. O mesmo pode ser dito com respeito à consideração do comportamento dos materiais ou do comportamento das fundações (condições de apoio). Questões mostram que existem diversas possibilidades para a concepção do modelo estrutural de uma estrutura. Nessa concepção diversos fatores entram em cena, tais como a experiência do analista estrutural e a complexidade da estrutura e de suas solicitações. Os modelos matemáticos adotados para a idealização do comportamento de estruturas usuais já estão de certa forma consagrados, principalmente no caso de estruturas reticuladas (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

2.1.1.3. Modelo discreto

O nível de abstração utilizado na análise estrutural é o do modelo discreto. Esse modelo é concebido dentro das metodologias de cálculo dos métodos de análise, sendo a concepção do modelo discreto de estruturas reticuladas. De uma forma geral, os métodos de análise utilizam um conjunto de variáveis ou parâmetros para representar o comportamento de uma estrutura. Nesse nível de abstração, o comportamento analítico do modelo estrutural é substituído por um comportamento discreto, em que soluções analíticas contínuas são representadas pelos valores discretos dos parâmetros adotados. A passagem do modelo matemático para o modelo discreto é denominada discretização. Os tipos de parâmetros adotados no modelo discreto dependem do método utilizado. No Método das Forças os parâmetros adotados são forças ou momentos e no Método dos Deslocamentos os parâmetros são deslocamentos ou rotações (REBELLO, 2000).

A configuração deformada do pórtico, denominada elástica, é obtida pela superposição de soluções básicas. A estrutura utilizada nas soluções básicas é uma estrutura isostática obtida da estrutura original pela eliminação dos vínculos excedentes associados aos hiperestáticos. A metodologia de cálculo do Método das Forças determina os valores que os hiperestáticos devem ter para recompor os vínculos eliminados (restrição à rotação no apoio da esquerda e restrição ao deslocamento horizontal do apoio da direita). Dessa forma, a solução do problema fica parametrizada (discretizada). Na solução pelo Método dos Deslocamentos para estruturas reticuladas, a solução discreta é representada por valores de deslocamentos e rotações nos nós (pontos de encontro das barras). Esses parâmetros são denominados deslocabilidades (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

No caso de estruturas contínuas (que não são compostas por barras), o método comumente utilizado na análise estrutural é uma formulação em deslocamentos do Método dos Elementos Finitos. Nesse método, o modelo discreto é obtido pela subdivisão do domínio da estrutura em subdomínios, chamados de elementos finitos, de formas simples (em modelos planos, usualmente triângulos ou quadriláteros). Essa subdivisão é denominada malha de elementos finitos e os parâmetros que representam a solução discreta são valores de deslocamentos nos nós (vértices) da malha (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

Pode-se observar por esse exemplo que a obtenção do modelo discreto para estruturas contínuas é muito mais complexa do que no caso de modelos de estruturas reticuladas (pórticos, treliças ou grelhas). Para estruturas formadas por barras, os nós (pontos onde valores discretos são definidos) são identificados naturalmente no encontro das barras, enquanto que para modelos contínuos os nós são obtidos pela discretização do domínio da estrutura em uma malha (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

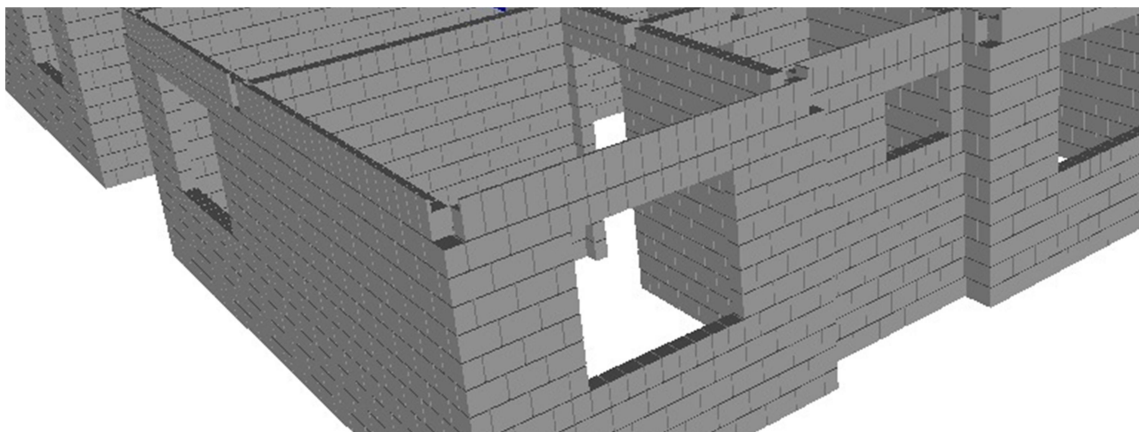
Uma importante diferença entre os modelos discretos de estruturas reticuladas e de estruturas contínuas é que a discretização de uma malha de elementos finitos introduz simplificações em relação à idealização matemática feita para o comportamento da estrutura. Isto ocorre porque as funções de interpolação que definem a configuração deformada de uma malha de elementos finitos não são, em geral, compatíveis com a idealização matemática do comportamento do meio contínuo feito pela Teoria da Elasticidade. Dessa forma, a solução do modelo discreto de elementos

finitos é uma aproximação para a solução analítica da Teoria da Elasticidade, ao passo que a solução do modelo discreto de uma estrutura com barras prismáticas é igual à solução analítica da Resistência dos Materiais (BOTELHO e MARCHETI, 2015).

2.1.2. Alvenaria estrutural

Projetos de edifícios com paredes estruturais exigem posicionamento e encaixe perfeito dos blocos, como na Figura 02, e instalações elétricas e hidráulicas. Os projetos em alvenaria estrutural usam as próprias paredes (feitas com blocos de concreto ou cerâmico) como elemento de sustentação da edificação. Por isso, os desenhos que chegam à obra são muito bem detalhados para que não haja dúvidas e improvisos no momento da execução, o que poderia colocar toda a estrutura em risco (TAVIL e NESSE, 2010).

Figura 02: Alvenaria Estrutural.



Fonte: Bruna Ricardo Franzmann, 2017.

Nesse tipo de projeto, deve-se atentar para a precisão no prumo e no alinhamento das paredes. Como não existem pilares e vigas como pontos de referência, é preciso tomar muito cuidado na hora de fazer o posicionamento dos blocos da primeira fiada, a mais importante de cada pavimento. Para não haver dúvidas de que a

alvenaria será erguida conforme o projeto é extremamente recomendável que um supervisor técnico verifique a execução dessa etapa antes de liberar a execução da segunda fiada. O momento fazer a correção é este caso haja algum erro (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

2.1.2.1.Modulação

Quando se utiliza a alvenaria estrutural, a modulação torna-se imprescindível ao projeto. Modular a alvenaria é projetar utilizando uma unidade modular, que é definida pelas medidas dos blocos, que podem ou não ser múltiplas umas das outras. Quando as medidas não são múltiplas, a modulação é “quebrada” e para compensá-la precisamos lançar mão de elementos especiais pré-fabricados ou fabricados em canteiro, chamados de elementos compensadores da modulação, como as “bolachas” ou blocos cortados, necessários para o ajuste das paredes às cotas. A modulação garante a racionalização da construção e permite o alto índice de produtividade que este processo é capaz de atingir, além de reduzir o desperdício com ajustes e cortes de blocos (TAVIL e NESSE, 2010).

A prática da modulação tem reflexo em praticamente todas as fases do empreendimento, pois simplifica a execução do projeto, permite a padronização de materiais e procedimentos de execução, facilita o controle da produção e aumenta a precisão com que se produz a obra, além de reduzir os problemas de interface entre os componentes, elementos e sistemas (TAVIL e NESSE, 2010).

Para obter as vantagens citadas, deve-se pensar a modulação de um projeto tanto na direção horizontal quanto na vertical, tendo como ponto de partida a definição da unidade modular. Para iniciar a modulação em planta baixa, é necessário definir a família de blocos a ser utilizada e a largura deles. Esta escolha definirá qual unidade modular será usada para o lançamento em planta baixa (CAMACHO, 2006).

2.1.2.2. Família 29 = Unidade modular 15

Utilizar a família 29 é projetar usando unidade modular 15 e múltiplos de 15, onde 15 é a medida do bloco de 14 cm mais 1 cm de espessura das juntas. Neste caso, os blocos têm sempre 14 cm de largura, ou seja, o comprimento dos blocos é sempre múltiplo da largura, o que evita o uso dos elementos compensadores, salvo para ajuste de vãos de esquadrias ilustrado na Figura 03 (REBELLO, 2000).

Figura 03: Família 29.



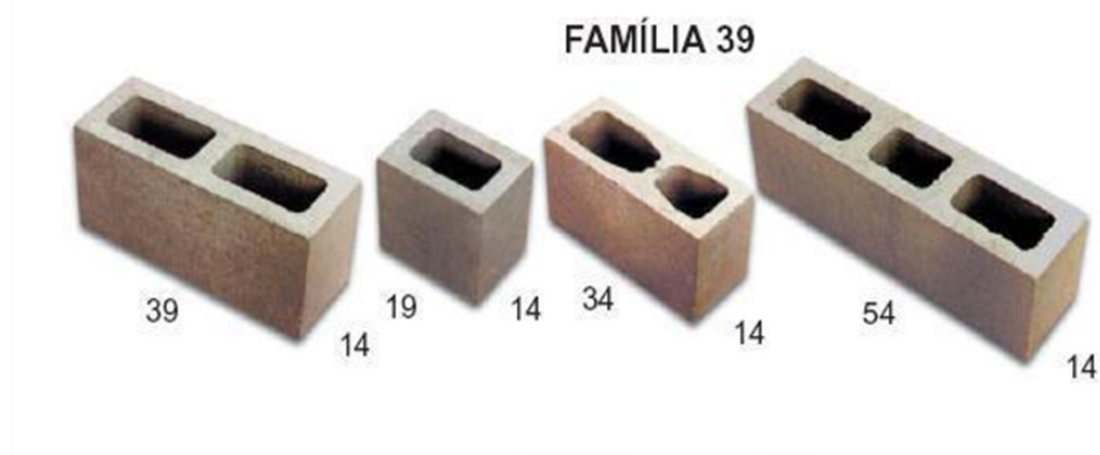
Fonte: Autor, 2017.

2.1.2.3. Família 39 = Unidade modular 20

Já a adoção da família 39 implica em projetar usando a unidade modular 20 e múltiplos de 20, onde 20 é a medida do bloco de 19 cm mais 1 cm de espessura das juntas. Neste caso, os blocos podem ter largura de 14 cm e 19 cm, sendo que os blocos de 14 cm exigem elementos compensadores não só para ajuste de vãos de esquadrias, mas também para compensação da modulação em planta baixa. Quando utilizamos os blocos com largura de 14 cm, precisamos lançar mão de um bloco especial, que é o bloco B34 (34 x 19 x 14 cm), para ajuste da unidade modular nos encontros em “L” e

em “T” para conseguirmos amarração perfeita entre as alvenarias ilustrado na Figura 04 (REBELLO, 2000).

Figura 04: Família 39



Fonte: Autor, 2017.

2.1.2.4. Elaboração de Projeto

O lançamento do projeto deve começar pelos encontros em "L" e em "T", utilizando ou não os blocos especiais que se façam necessários e, em seguida, fecham-se os vãos das alvenarias. Deve-se preocupar em utilizar ao máximo o bloco B29 quando o módulo é 29, e o bloco B39, quando modular com a família 39. Lançam-se, então, os vãos das esquadrias e os shafts e faz-se a avaliação das compensações necessárias (REBELLO, 2000).

O “fechamento” definitivo da modulação em planta baixa, no entanto, só ocorre após a execução das elevações das alvenarias, quando se dá realmente o processo de compatibilização com as instalações. Somente quando inserimos os vãos das janelas, e principalmente os shafts que abrigam as instalações hidro sanitárias, é que concluímos a posição definitiva dos blocos em planta baixa. Com relação às esquadrias, o projetista deve se preocupar com as portas, visto que as janelas possuem uma oferta no mercado

de tamanhos mais variados, facilitando o seu ajuste na coordenação modular (REBELLO, 2000).

Nunca envie para a obra a planta baixa das alvenarias moduladas antes da revisão final das elevações, pois o primeiro lançamento da modulação pode mudar significativamente após a compatibilização (REBELLO, 2000).

Para finalizar a modulação, precisamos definir a utilização de alguns elementos especiais pertinentes a todas as famílias, que são os blocos canaletas, também denominados BUS, os blocos tipo “J”, os BJ’s, e os blocos compensadores, chamados BCP’s. Os blocos canaletas são utilizados para execução das vergas e contra vergas dos vãos das esquadrias, para apoio das lajes ou término das alvenarias sem laje. Os blocos tipo BJ’s, utilizados nas paredes externas, dispensam a necessidade de fôrma na periferia das lajes moldadas in loco e pré-moldadas. Seu emprego na alvenaria aparente é fundamental. Os blocos compensadores, utilizados normalmente nas paredes internas, têm altura igual à altura da aba menor dos BJ’s (REBELLO, 2000).

Quando o número de fiadas abaixo da última fiada de canaletas for ímpar, deve-se sempre utilizar os blocos especiais, como o B44 da família 29 e os B34 e B54 da família 39 na 2ª fiada, pois isso fará diminuir a utilização destes no quantitativo geral. O mesmo vale para os elementos compensadores nos vãos das portas e shafts. (CAMACHO, 2006)

Finalmente, é importante ter em mente que o projeto é a ordem de serviço para a execução da alvenaria, ou melhor, para a montagem da alvenaria. Daí a importância de elaborarmos um conjunto de detalhes compatibilizados também com a técnica construtiva.

Procure sempre avaliar as soluções adotadas e minimize a variabilidade de componentes. Normalmente, as soluções simples de um projeto estão associadas à facilidade na hora de executar a obra (CAMACHO, 2006).

Em prédios de alvenaria estrutural, os projetos de instalações (elétrica, telefônica, hidráulica, sanitária e proteção contra incêndio) seguem algumas etapas no processo de elaboração. Acompanhe esses momentos e algumas particularidades deles (TAVIL e NESSE, 2010).

Após a tomada de decisão a favor da alvenaria estrutural, o arquiteto verifica se os seus desenhos estão modulados nas direções horizontal e vertical, de acordo com a família de blocos estruturais escolhida. Nesse estágio, torna-se indispensável uma

interação estreita entre arquiteto e engenheiro estrutural, para verificar a existência de possíveis implicações desfavoráveis ao bom desempenho estrutural, já que muitas das definições que no edifício de concreto afetam apenas o subsistema de vedação, na alvenaria estrutural passam a afetar a estrutura em si (TAVIL e NESSE, 2010).

De posse dos desenhos de arquitetura, devidamente modulados, o instalador fará uma planta conceitual prevendo todas as passagens de tubulações verticais - de preferência, criando shafts nos banheiros, cozinha ou área de serviço por onde passarão todos os tubos de queda, colunas de água, tubos de gordura e sabão. No hall de serviço deve-se, também, criar shafts para subida de instalações elétricas, telefônicas e TV. Os medidores de gás, caso existam, devem ficar no hall de serviço. No pavimento térreo devem situar-se: o centro de medição elétrica e o quadro geral de telefone (TAVIL e NESSE, 2010).

2.1.3. As forças que atuam sobre as estruturas

Denomina-se força ao resultado de uma massa submetida a uma aceleração. Pode traduzir este fenômeno pela relação $F = M \times A$, onde F é a força, M a massa e A a aceleração. Sendo que a força possui intensidade, direção e sentido. Para o exemplo será utilizado a força gravitacional ou força peso e que muito interessa ao cálculo estrutural. Para se definir a força peso de algum objeto é necessário conhecer sua massa e sua aceleração no caso a da gravidade terrestre em torno de $9,8 \text{ m/s}^2$ para assim aplicar na expressão matemática citada, em geral a força é expressa em Newton (REBELLO, 2000).

- As forças externas que atuam nas estruturas são denominadas cargas.
- Algumas cargas atuam na estrutura durante toda a sua vida útil, enquanto outras ocorrem esporadicamente.
- Denominam-se cargas permanentes as que ocorrem ao longo de toda a vida útil e cargas acidentais as que ocorrem eventualmente.

2.1.3.1.Cargas permanentes

- As cargas permanentes são cargas cuja intensidade, direção e sentido podem ser determinados com grande precisão, pois as cargas permanentes são devidas exclusivamente a forças gravitacionais, ou pesos. São exemplos de cargas permanentes:
- O peso próprio da estrutura. Para determiná-la, basta o conhecimento das dimensões do elemento estrutural e do peso específico (peso/m²) do material de que é feito;
- O peso dos revestimentos de pisos, como contrapisos, pisos cerâmicas, entre outros;
- O peso das paredes. Para determiná-la, é necessário conhecer o peso específico do material.
de que é feita a parede e do seu revestimento (emboço, reboco, azulejo e outros);
- O peso de revestimentos especiais, como placas de chumbo, nas paredes de salas de Raios-X. Para determiná-la, é necessário o conhecimento das dimensões e do peso específico desses revestimentos (REBELLO, 2000).

2.1.3.2.Cargas variáveis

- As cargas acidentais são mais difíceis de ser determinadas com precisão e podem variar com o tipo de edificação.
- Por isso, essas cargas são definidas por Normas, que podem variar de país para país. No Brasil, os valores das cargas acidentais são determinados por normas como a NBR 6120/1980 e NBR 6125/1992, da Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- São exemplos de cargas acidentais, prescritas pelas Normas:
O peso das pessoas, o peso do mobiliário, o peso de veículos, a força de frenagem (freio) de veículos: é uma força horizontal, que depende do tipo de veículo, a força do vento: é uma força horizontal, que depende da região, das dimensões verticais e

horizontais da edificação, o peso de móveis especiais, como cofres, não é determinado pela Norma e deverá ser informado pelo fabricante do mobiliário.

- Obs.: O efeito da chuva, como carregamento, apesar de acidental, é levado em conta no peso das telhas e dos revestimentos, já que são sempre considerados encharcados (REBELLO, 2000).

CAPÍTULO 3

3.1. METODOLOGIA

3.1.1. Tipo de estudo

Este trabalho realizou a comparação de dois projetos estruturais, um projeto de concreto armado convencional e outro de alvenaria estrutural verificando o quantitativo de materiais e a comparação entre ambos. Portanto este trabalho caracterização por ser de cunho quantitativo.

3.1.2. Caracterização do projeto arquitetônico

O projeto arquitetônico consistiu em uma edificação residencial unifamiliar com 130,25 m², composta de garagem, sala, cozinha, lavanderia, circulação, banheiro social e três quartos. Haverá laje na residência. O terreno possui dimensões de 10 m de frente por 25 m de profundidade. A cobertura será de telhas de fibrocimento de oito milímetros de espessura e a estrutura do telhado em madeira, conforme a Figura 5.

3.1.4. Projeto alvenaria estrutural

O projeto alvenaria estrutural seguiu a Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto (CE-02:123.04) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02) anteriores a 21/05/2010.

As paredes deverão ser projetadas capazes de suportar as cargas provenientes a cobertura e da caixa d'água, que serão calculadas dividindo os esforços sobre elas, semelhantes aos carregamentos a uma viga baldrame. Um dos fatores que diferencia este projeto é a abertura de vãos, como janelas e portas, onde deverão ser dimensionados em projeto, não podendo ser alteradas após a execução. Nestas aberturas, foi calculada a utilização de armadura na parte superior dessas.

Neste projeto, a utilização de formas foi desconsiderada, sendo assim, não haverá carpintaria no canteiro de obra. Será necessário saber a quantidade de cada material e o tipo de cada, por exemplo, bloco de concreto, bloco e meio de concreto.

3.1.5. Quantitativo

3.1.5.1. Estrutura convencional

Na estrutura convencional, a estimativa dos custos foi baseada nos preços dos insumos a serem utilizados juntamente com a mão de obra. Nos insumos tivemos o aço a ser utilizado, o preço foi analisado dependendo da bitola e da quantidade necessária. As formas puderam ser utilizadas até três vezes, diminuindo o custo e a quantidade desse material. O concreto foi feito de cimento CP II C25, pedra brita número 1, areia e água. O traço a ser utilizado no concreto foi um saco de cimento, para cinco latas e meia de pedra, para quatro latas de areia, para uma lata e um quarto de água. Nas formas (caixaria) utilizou-se de tabuas de 2,5 metros por 30 centímetro, desmoldante e pregos. A armadura constitui de barras de aço CA-25 de 8, 10 e 12,5 milímetros. No

fechamento das paredes de alvenaria, foi considerada a utilização de tijolo 6 furos de 19cm x 39cm x 11,5cm, massa para assentar os tijolos e massa para o emboço.

3.1.5.2. Alvenaria estrutural

Para a alvenaria estrutural foi calculado os custos dos seguintes materiais, cimento CP II C25, barras de aço e caixaria para execução da base onde foram levantadas as paredes estruturais. A quantidade de tijolos de cimento e o tipo deles, tijolo inteiro, tijolo e meio ou meio tijolo, também precisou ser feito o custo da ferragem que foi utilizada nas vigotas das portas e janelas. Para este tipo de projeto, a massa utilizada para unir os tijolos na parede é especificada pelo fabricante dos blocos.

3.1.6. Comparação dos dados

Com o término dos projetos foram analisados os resultados obtidos e escolhido o projeto mais simples, ou seja, aquele que for executado com menos materiais, menos diversidade e menos tempo. O projeto de alvenaria estrutural utilizou de menos aço e menos concreto, item importantes, pois foram os que possuíram maior quantidade e significativa diferença nos valores.

O concreto teve uma diferença de 19.32m³ para 4,48 no projeto de alvenaria estrutural, mas o material com maior percentual de diferença foi o aço, com 82,39% de diferença o aço se destacou sendo dimensionado 322,15kg no concreto armado para 56,72kg na alvenaria estrutural

CAPÍTULO 4

4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1. Quantitativo

4.1.1.1.Estrutura convencional

A estrutura de concreto armado foi dimensionadas para suportar as forças dos ventos, o peso do telhado e sua estrutura, das lajes, vigas e pilares, detalhado no memorial de calculo no apêndice. O quantitativo foi baseado nos cálculos do memorial chegando como conclusão o desenvolvimento da tabela 01, que compõem todos o materiais necessários para a execução desta obra. Conforme a **Tabela 01**.

Tabela 01: Quantitativo de materiais de concreto armado.

Material	Quantidade
Concreto	19,32m³
Areia Média	16,00m ³
Pedra Brita Nº1	16,15m ³
CPII 25	7090,44kg
Forma	321,21m²
Tabua 2,5 x 30	107,07m ²
Demoldante	32,12l
Prego	32,12kg
Sarrafo	182,13m
Armadura	322,15kg
Espaçadores	220,25unid
Barra de aço 8 mm	123,87kg
Barra de aço 10 mm	76,75kg
Barra de aço 12,5 mm	121,53kg
Arame recozido	6,42kg
Alvenaria	262,11m²
Tijolo	4455,87unid
Massa Para Assentar	2,56m ³
Emboço	524,22m ²
Vergas	44,40m

Fonte: Autor (2017)

4.1.1.2. Alvenaria estrutural

As cargas foram às mesmas do projeto de concreto armado. Neste caso, as cargas do vento, do telhado, sua estrutura e das lajes foram descarregas sobre as paredes. O resultado foi a tabela 02 que compõem o quantitativo de materiais para executar esta obra com esta metodologia. Conforme a **Tabela 02**.

Tabela 02: Quantitativo de materiais de alvenaria estrutural.

Material	Quantidade
Concreto	4,48m³
Areia Média	3,71m ³
Pedra Brita Nº1	3,75m ³
CPII 25	1644,16kg
Blocos	3279
14x19x39	2068
14x19x34	938
14x19x54	215
14x19x19	58
Massa Para Assentamento dos Blocos	1,72m³
Barra de aço 8 mm	56,72kg
Vergas	44,40m

Fonte: Autor (2017)

4.1.1.3.Comparativo

Como à visto as tabelas apresentaram resultados bem diferentes no uso de materiais. Para a mesma obra, e métodos diferentes o uso de concreto foi 19,32m³ para executar em concreto armado e 4,48m³ para executar em alvenaria estrutural. A quantidade aço também teve uma grande diferença. No projeto de concreto armado foram calculados um total de 322,15kg de aço CA-25, tendo em vista que foi necessário o dimensionamento de 3 bitolas diferentes, já para o projeto de alvenaria estrutural foi dimensionado apenas 56,72kg de aço CA-25 de 8mm.

No projeto de alvenaria estrutural houve um diminuição de 76,81% de concreto e 82,39% no aço. A quantidade de vergas e contra vergas foi considerada a mesma. Conforme **Tabela 03**.

Tabela 03: Comparativo de mesmos materiais.

Material	Quantidade	
	Concreto Armado	Alvenaria Estrutural
Concreto	19,32m³	4,48m³
Areia Média	16,00m³	3,71m³
Pedra Brita Nº1	16,15m³	3,75m³
CPII 25	7090,44kg	1644,16kg
Armadura	322,15kg	56,72kg
Espaçadores	220,25unid	
Barra de aço 8 mm	123,87kg	56,72kg
Barra de aço 10 mm	76,75kg	
Barra de aço 12,5 mm	121,53kg	
Arame recozido	6,42kg	
Vergas	44,40m	44,40m

Fonte: Autor (2017)

4.1.2. Custos

4.1.2.1. Alvenaria Convencional

Os custos do concreto armado foram levantados levando em conta a Tabela 01, pagina 35 e a tabela Sinapi de 2017. Com a quantidade de material e o preço de mercado podemos chegar a um valor aproximado de quando curataria para executar esta obra utilizando do projeto de concreto armado, gerando a **Tabela04**. Na tabela, 19,32 m³ de concreto custam R\$4.884,99, as formas custaram R\$3.357,42, lembrando que foi calculada a utilização delas três vezes, os 322,15 kg de aço custaram R\$1.026,42 e a alvenaria 262,11m² custou R\$8.076,73. Sendo assim o custo deste projeto, com estes materiais ficou em R\$17.345,57 para uma residência de 130,25m².

Tabela 04: Custos de materiais de concreto armado.

Planilha de Custos do Projeto Estrutural de Concreto Armado Convencional				
Insumo	Unidade	Quantidade	Custo Unitário	Custo Total
Concreto	m³	19,32		R\$ 4.884,99
Areia Média	m ³	16,00	R\$ 57,50	R\$ 919,83
Pedra Brita Nº1	m ³	16,15	R\$ 39,17	R\$ 632,66
CPII 32	kg	7090,44	R\$ 0,47	R\$ 3.332,51
Forma	m²	321,21		R\$ 3.357,43
Tabua 2,5 x 30	m ²	107,07	R\$ 25,16	R\$ 2.693,88
Demoldante	l	32,12	R\$ 5,47	R\$ 175,70
Prego	kg	32,12	R\$ 7,42	R\$ 238,34
Sarrafo	m	182,13	R\$ 1,37	R\$ 249,51
Armadura	kg	322,15		R\$ 1.026,42
Espaçadores	unid.	220,25	R\$ 0,25	R\$ 55,06
Barra de aço 8 mm	kg	123,87	R\$ 2,97	R\$ 367,89
Barra de aço 10 mm	kg	76,75	R\$ 2,78	R\$ 213,37
Barra de aço 12,5 mm	kg	121,53	R\$ 2,80	R\$ 340,28
Arame recozido	kg	6,42	R\$ 7,76	R\$ 49,82
Alvenaria	m²	262,11		R\$ 8.076,73
Tijolo	um	4455,87	R\$ 0,79	R\$ 3.520,14
Massa Para Acentar	m ³	2,56	R\$ 192,50	R\$ 493,21
Emboço	m ²	524,22	R\$ 6,74	R\$ 3.533,24
Vergas	m	44,40	R\$ 11,94	R\$ 530,14
Custo Total				R\$ 17.345,57

Fonte: Autor (2017)

4.1.2.2. Alvenaria Estrutural

No projeto de alvenaria estrutural os custos foram baseados no quantitativo da Tabela 02, pagina 36 e da tabela Sinapi de 2017. Os materiais calculados para execução deste projeto foram, 4,48m³ de concreto que custaram R\$1.132,75, 3.279 blocos de concreto que custaram R\$7.393,76, 1,72m³ de massa para assentamento de blocos estruturais custou R\$301,86, 56 ,73 kg de barras de aço de 8mm custaram R\$168,59 e os 44,40 m de vergas custaram R\$530,14. Com estes custos é possível estabelecer o custo aproximado desta obra em alvenaria estrutural de R\$9.526,99.

Tabela 05: Custos de materiais de alvenaria estrutural.

Planilha de Custos do Projeto Alvenaria Estrutural				
Insumo	Unidade	Quantidade	Custo Unitário	Custo Total
Concreto	m³	4,48		R\$ 1.132,75
Areia Média	m³	3,71	R\$ 57,50	R\$ 213,29
Pedra Brita N°1	m³	3,75	R\$ 39,17	R\$ 146,70
CPII 32	kg	1644,16	R\$ 0,47	R\$ 772,76
Blocos				R\$ 7.393,76
14x19x39	unid	2068,00	R\$ 2,26	R\$ 4.673,68
14x19x34	unid	938,00	R\$ 2,24	R\$ 2.101,12
14x19x54	unid	215,00	R\$ 2,28	R\$ 490,20
14x19x19	unid	58,00	R\$ 2,22	R\$ 128,76
Massa P/ Assent.				R\$ 301,86
Massa P/ Assent.	m³	1,72	R\$ 175,50	R\$ 301,86
Armadura	kg			R\$ 168,49
Barra de aço 8 mm	kg	56,73	R\$ 2,97	R\$ 168,49
Vergas	m	44,40		R\$ 530,14
Vergas	m	44,40	R\$ 11,94	R\$ 530,14
Custo Total				R\$ 9.526,99

Fonte: Autor (2017)

4.1.2.3.Comparativo

Os materiais calculados no projeto de concreto armado foram diferentes dos materiais do projetos de alvenaria estrutural, sendo diferentes os valores. Os materiais utilizados em ambos os projetos como o concreto, o aço as vergas tiveram diferença em suas quantidades.

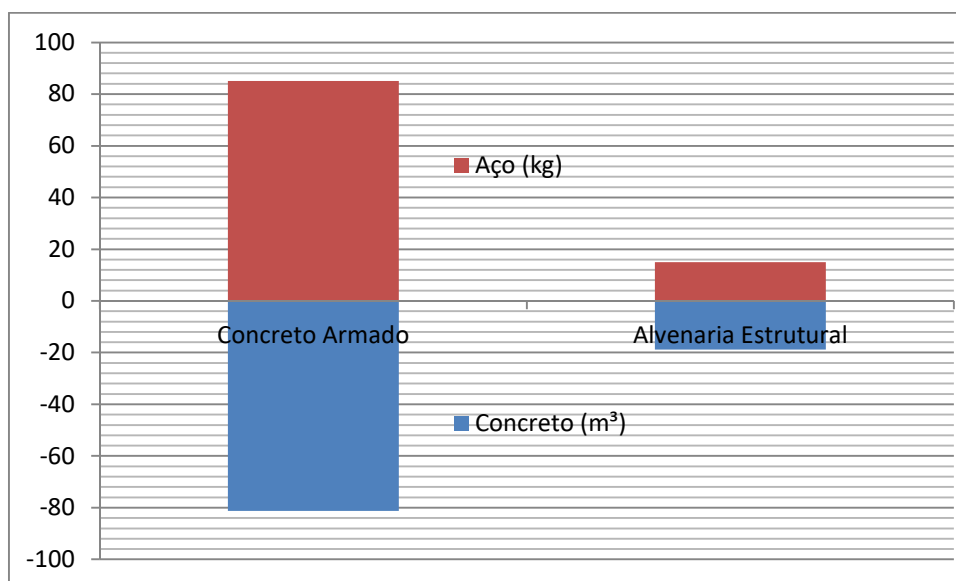
Com o comparativo da Tabela 03, pagina 37 e os custos estimados das Tabelas 04, pagina 38 e 05, pagina 39 foi possível desenvolver a Tabela 06, onde há o comparativo do quantitativo e dos custos dos materiais chegando aos custos de R\$17.345,57 para execução do projeto de concreto armado e R\$9.526,99 para execução do projeto de alvenaria estrutural. O projeto de alvenaria estrutural custa 45,08% menos que o de concreto armado

Tabela 06: Comparativo de custos mesmos materiais.

Planilha Comparativa de Custos do Proj. Esr. de Com. Arm.o com Proj. de Alv. Estr.						
Insumo	Unidade	Conc. Arm. Quant.	Alv. Est. Quant.	Custo Unitário	Conc. Arm. Custo	Alv. Est. Custo
Concreto	m³	19,32	4,48		R\$ 4.884,99	R\$ 1.132,75
Areia Média	m³	16,00	3,71	R\$ 57,50	R\$ 919,83	R\$ 213,29
Pedra Brita Nº1	m³	16,15	3,75	R\$ 39,17	R\$ 632,66	R\$ 146,70
CPII 32	kg	7090,44	1644,16	R\$ 0,47	R\$ 3.332,51	R\$ 772,76
Forma	m²	321,21			R\$ 3.357,43	
Tabua 2,5 x 30	m²	107,07		R\$ 25,16	R\$ 2.693,88	
Demoldante	l	32,12		R\$ 5,47	R\$ 175,70	
Prego	kg	32,12		R\$ 7,42	R\$ 238,34	
Sarrafo	m	182,13		R\$ 1,37	R\$ 249,51	
Armadura	kg	322,15			R\$ 1.026,42	R\$ 168,49
Espaçadores	unid.	220,25		R\$ 0,25	R\$ 55,06	
Barra de aço 8 mm	kg	123,87	56,73	R\$ 2,97	R\$ 367,89	R\$ 168,49
Barra de aço 10 mm	kg	76,75		R\$ 2,78	R\$ 213,37	
Barra de aço 12,5 mm	kg	121,53		R\$ 2,80	R\$ 340,28	
Arame recozido	kg	6,42		R\$ 7,76	R\$ 49,82	
Alvenaria	m²	262,11			R\$ 8.076,73	R\$ 7.923,90
Tijolo	um	4455,87		R\$ 0,79	R\$ 3.520,14	
Massa Para Acentar	m³	2,56		R\$ 192,50	R\$ 493,21	
Emboço	m²	524,22		R\$ 6,74	R\$ 3.533,24	
Vergas	m	44,40	44,40	R\$ 11,94	R\$ 530,14	R\$ 530,14
14x19x39	und.		2068,00	R\$ 2,26		R\$ 4.673,68
14x19x34	und.		938,00	R\$ 2,24		R\$ 2.101,12
14x19x54	und.		215,00	R\$ 2,28		R\$ 490,20
14x19x19	und.		58,00	R\$ 2,22		R\$ 128,76
Massa P/ Assent.						R\$ 301,86
Massa P/ Assent.	m³	1,72		R\$ 175,50		R\$ 301,86
Custo Total					R\$ 17.345,57	R\$ 9.526,99

Fonte: Autor (2017)

Gráfico 01: Comparativo de percentuais de quantitativos de mesmos materiais.



Fonte: Autor (2017)

CAPÍTULO 5

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os objetivos foram alcançados, houve uma diferença significativa na utilização de alguns materiais. No projeto de alvenaria estrutural houve uma diminuição de 76,81% de concreto e 82,39% no aço. A quantidade de vergas e contra vergas foi considerada a mesma.

Apesar dos projetos serem de métodos distintos, a escolha de melhor forma de construção para este tipo de obra é a alvenaria estrutural. Por reduzir a quantidade dos materiais mais utilizados na obra e diminuir a diversidade dos materiais calculados.

Com esse trabalho, é possível escolher o melhor método para o desenvolvimento de uma obra desse porte. Com os custos aproximados estipulados e o quantitativo de cada material, foi possível verificar qual obra custa menos. Em trabalhos futuros, poderá ser calculado valor final da obra com parando os dois projetos com a mão de obra.

CAPITLO 6

6.1. SUGESTOES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, tem-se:

- Estimativa de custo de mão e obra, para comparação;
- Estivação das variações da infraestrutura e comparação de custos;
- Aplicação de estudo de caso para edificação de dois ou mais pavimentos.

REFERÊNCIAS

erguelengenharia. disponível em: <http://www.erguel.com.br/site/index.php/projeto-estrutural>. acessado em 30 de agosto de 2016.

escolaengenharia. disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/concreto-armado/>. acessado em 09 de maio de 2017.

ibracon – instituto brasileiro de concreto. disponível em: <http://site.ibracon.org.br/>. acessado em 22 de agosto de 2016.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção 2**. 5ª edição, 1994, Uberlândia – MG: J C Livros Técnicos e Científicos. Editora LTC.

BOTELHO, M. H. C. MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo Vol. 1**. ed. 7, 2015, São Paulo – SP: Blucher.

CAMACHO J. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 2006, Ilha Solteira – SP.

FRANCO, L. S.; PUGA, C. DEANA D. F. Construção de Mercado Negócios de Incorporações e Construção. **PINI**. Rio de Janeiro, N° 41, 2009.

LEET, K. M.; UANG, C. GILBERT, A. M.; **Fundamentos da Análise Estrutural**. 3ª edição, 2010, Porto Alegre – RS: AMGH.

NETO, B. C. **Tabela de Composição de Preços para Orçamentos**. 13ª edição, 2010, São Paulo, PINI.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projetos de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1ª edição, 2003, São Paulo – SP: PINI.

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**. 2000, São Paulo: Zigurate.

TAVIL, C. A.; NESSE, F. J. M. **Alvenaria Estrutural**. 1ª edição, 2010, São Paulo – SP: PINI.

APÊNDICES

MARLON JUNIOR SAVARIS

**MEMORIAL DE CÁLCULO
CONCRETO ARMADO**

RESIDÊNCIA FAMILIAR

Cascavel – PR

2017

1 Predefinições do Projeto

A Classe de Agressividade ambiental foi definida como Classe II, de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1. Classe de Agressividade ambiental

Macroclima	Microclima			
	Ambientes internos		Ambientes externos e obras em geral	
	Seco UR $\leq$ 65%	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem	Seco UR $\leq$ 65%	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbano	I	II	I	II

Fonte: (tabela 5.1 da NBR 6118/2014).

O Cobrimento foi definido em função da agressividade do meio, com valor de 25mm para lajes ($c=2,5\text{cm}$) e 30mm para Vigas e pilares ($c=3,0\text{cm}$), como ilustrado na Tabela 2.

Tabela 2. Cobrimento Nominal

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental	
	I	II
	Cobrimento nominal (mm)	
Laje	20	25
Viga/Pilar	25	30

Fonte: (tabela 5.2 da NBR 6118/2014).

h = altura útil, utilizando os mínimos adotado pela Norma 6118/2014.

13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Respeitando os valores mínimos sugeridos pela norma, adotou-se os seguintes valores para altura útil das lajes:

$h = 8$ cm para lajes da cobertura.

$H = 10$ cm para lajes de piso.

Para as Vigas e pilares, adotou-se inicialmente seções de 30x15cm, porém algumas seções podem ser alteradas conforme a necessidade e resistência dos materiais envolvidos.

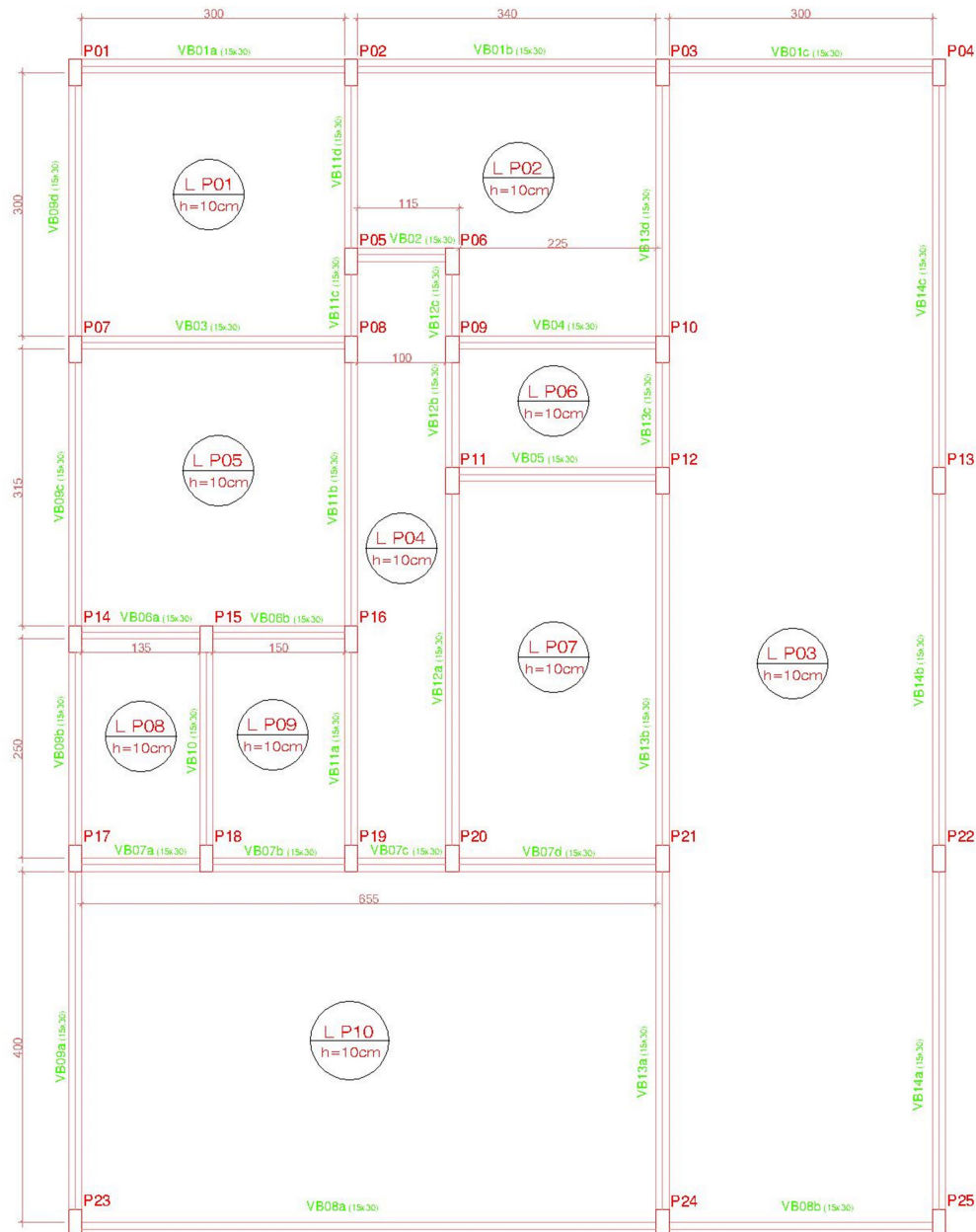
Dimensionamento das Lajes:

$L_x = \text{menor vão (cm)}$

$L_y = \text{maior vão (cm)}$

$$\frac{L_y}{L_x} = \lambda$$

Se $\begin{cases} \gamma \leq 2 \rightarrow \text{laje armada nas duas direções} \\ \gamma > 2 \rightarrow \text{laje armada em uma direção *} \end{cases}$



Laje de Cobertura: (Laje - LC 01)

Classificação da laje quanto a esbeltes

Laje “TIPO 3” (dois lados perpendiculares engastados)

$Lx = 300\text{ cm}$

$$L_y = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{300}{300} = 1,00$$

$$\gamma \leq 2 \rightarrow \text{laje armada nas duas direções}$$

Cargas permanentes:

Os pesos específicos foram considerados de acordo com a NBR 6120:1980 “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”.

$$H=8\text{cm}$$

$$\gamma_{conc.arm.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Peso próprio:

$$P_P = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 0,08 \text{ m}$$

$$\mathbf{P_P = 2 \text{ kN/m}^2}$$

Como terá cobertura em telhas, o descarregamento será feito sobre as vigas e pilares.

Para laje de cobertura tem-se a carga de uso em coberturas sem acesso ao público,

onde:

$$\mathbf{q = 0,5 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{G = 2 \text{ kN/m}^2}$$

Carga total sobre a laje:

$$P = G + q$$

$$P = 2 + 0,5$$

$$\mathbf{P = 2,5 \text{ kN/m}^2}$$

Cálculo das Reações de Apoio nas lajes de cobertura:

Utilizando as tabelas de Reações de apoio em anexo, de Libânio M. Pinheiro, de acordo com a NBR 6118/2014, encontrou-se os valores dos coeficientes adimensionais v_x , v'_x , v_y e v'_y .

Laje – LC01: TIPO 3

Ly= 3,00m Lx= 3,00m $\lambda = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3,00}{3,00}$ $\lambda = 1,00$	<i>COEFICIENTE ADMENSIONAL</i> <i>EM FUNÇÃO DO λ:</i> $v_x = 2,17$ $v'_x = 3,17$ $v_y = 2,17$ $v'_y = 3,17$
$V_x = \frac{v_x * P * L_x}{10}$ $V_x = \frac{2,17 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V_x = 1,63 \text{ kNm}$ $V'_x = \frac{v'_x * P * L_x}{10}$ $V'_x = \frac{3,17 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'_x = 0,61 \text{ kN/m}$	$V_y = \frac{v_y * P * L_x}{10}$ $V_y = \frac{2,17 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V_y = 1,63 \text{ kN/m}$ $V'_y = \frac{v'_y * P * L_x}{10}$ $V'_y = \frac{3,17 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'_y = 2,38 \text{ kN/m}$

Laje – LC02: TIPO 5A

Ly= 3,40m Lx= 3,00m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{3,40}{3,00}$ $\lambda = 1,13$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 1,96$ $v'_x = 2,88$ $v_y = 0,00$ $v'_y = 3,14$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{1,96 * 2,5 * 3,00}{10}$ $Vx = 1,47 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{2,88 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'x = 2,16 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0 * 2,5 * 3,00}{10}$ $Vy = 0,00 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{3,14 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'y = 2,36 \text{ kN/m}$

Laje – LC03: TIPO 2B

Ly= 13,10m Lx= 3,00m $\lambda = \frac{L_y}{L_x} = \frac{13,10}{3,00}$ $\lambda = > 2,00$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $u_x = 4,38$ $v'_x = 6,25$ $u_y = 1,83$ $v'_y = 0,00$
$V_x = \frac{v_x * P * L_x}{10}$ $V_x = \frac{4,38 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V_x = 3,29 \text{ kNm}$ $V'_x = \frac{v'_x * P * L_x}{10}$ $V'_x = \frac{6,25 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'_x = 4,69 \text{ kN/m}$	$V_y = \frac{v_y * P * L_x}{10}$ $V_y = \frac{1,83 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V_y = 1,37 \text{ kN/m}$ $V'_y = \frac{v'_y * P * L_x}{10}$ $V'_y = \frac{0,00 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'_y = 0,00 \text{ kN/m}$

Laje – LC04: TIPO 6

Ly= 6,80m Lx= 1,00m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{6,80}{1,00}$ $\lambda = > 2,00$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 0,00$ $v'_x = 5,00$ $v_y = 0,00$ $v'_y = 2,50$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{0,00 * 2,5 * 1,00}{10}$ $Vx = 0,00 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{5,00 * 2,5 * 1,00}{10}$ $V'x = 1,25 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0,00 * 2,5 * 3,00}{10}$ $Vy = 0,00 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{2,50 * 2,5 * 1,00}{10}$ $V'y = 0,63 \text{ kN/m}$

Laje – LC05: TIPO 5A

Ly= 3,15m Lx= 3,00m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{3,15}{3,00}$ $\lambda = 1,05$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 1,79$ $v'_x = 2,63$ $v_y = 0,00$ $v'_y = 3,08$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{1,79 * 2,5 * 3,00}{10}$ $Vx = 1,34$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{2,63 * 2,5 * 3,00}{10}$ $V'x = 1,97kN/m$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0,00 * 2,5 * 3}{10}$ $Vy = 0,00kN/m$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{3,08 * 2,5 * 3}{10}$ $V'y = 2,31kN/m$

Laje – LC06: TIPO 6

Ly= 2,25m Lx= 1,30m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{2,25}{1,30}$ $\lambda = 1,73$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $u_x = 0,00$ $v'_x = 3,57$ $u_y = 0,00$ $v'_y = 2,50$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{0,00 * 2,5 * 1,30}{10}$ $Vx = 0,00 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{3,57 * 2,5 * 1,30}{10}$ $V'x = 1,16 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0,00 * 2,5 * 1,30}{10}$ $Vy = 0,00 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{2,50 * 2,5 * 1,30}{10}$ $V'y = 0,81 \text{ kN/m}$

Laje – LC07: TIPO 6

Ly= 4,30m Lx= 2,25m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{4,30}{2,25}$ $\lambda = 1,91$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 0,00$ $v'_x = 3,68$ $v_y = 0,00$ $v'_y = 2,50$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{0,00 * 2,5 * 2,25}{10}$ $Vx = 0,00 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{3,68 * 2,5 * 2,25}{10}$ $V'x = 2,07 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0,00 * 2,5 * 2,25}{10}$ $Vy = 0,00 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{2,50 * 2,5 * 2,25}{10}$ $V'y = 1,41 \text{ kN/m}$

Laje – LC08: TIPO 5A

Ly= 2,50m Lx= 1,50m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{2,50}{1,50}$ $\lambda = 1,67$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 2,72$ $v'_x = 3,98$ $v_y = 0,00$ $v'_y = 3,17$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{2,72 * 2,5 * 1,50}{10}$ $Vx = 1,02 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{3,98 * 2,5 * 1,50}{10}$ $V'x = 1,49 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{0,00 * 2,5 * 1,50}{10}$ $Vy = 0,00 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{3,17 * 2,5 * 1,50}{10}$ $V'y = 1,19 \text{ kN/m}$

Laje – LC09: TIPO 3

Ly= 6,55m Lx= 4,00m $\lambda = \frac{Ly}{Lx} = \frac{6,55}{4,00}$ $\lambda = 1,64$	COEFICIENTE ADMENSIONAL EM FUNÇÃO DO λ: $v_x = 3,02$ $v'_x = 4,42$ $v_y = 2,17$ $v'_y = 3,17$
$Vx = \frac{vx * P * Lx}{10}$ $Vx = \frac{2,17 * 2,5 * 4,00}{10}$ $Vx = 3,02 \text{ kNm}$ $V'x = \frac{v'x * P * Lx}{10}$ $V'x = \frac{3,17 * 2,5 * 4,00}{10}$ $V'x = 4,42 \text{ kN/m}$	$Vy = \frac{vy * P * Lx}{10}$ $Vy = \frac{2,17 * 2,5 * 4,00}{10}$ $Vy = 2,17 \text{ kN/m}$ $V'y = \frac{v'y * P * Lx}{10}$ $V'y = \frac{3,17 * 2,5 * 4,00}{10}$ $V'y = 3,17 \text{ kN/m}$

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

CÁLCULO DAS CARGAS NAS VIGAS

Para dotar as vigas foi adotado uma seção inicial de 15cm x 30cm.

$$\gamma_{concreto} = 25kN/m^3$$

Peso próprio das vigas:

$$P_p = 0,15m * 0,30m * 25kN/m^3$$

$$\mathbf{P_p = 1,13kNm}$$

Todas as paredes (platibanda) de alvenaria foram utilizadas com a mesma espessura, tendo largura final com a parede acabada com 15cm. Onde utilizou-se tijolos de 12cm de largura, e revestimento de argamassa com 1,5cm de cada lado, totalizando 3cm de argamassa por parede.

Carga da parede distribuída sobre as vigas:

$$\gamma_{Tijolo\ furado} = 13kN/m^3$$

$$\gamma_{Tijolo\ argamassa} = 21kN/m^3$$

Considerando o pé-direito = 3m, descontando

$$P_{parede} = P_{tijolo} + P_{Revestimento}$$

$$P_{parede} = (0,12m * 2,70m * 13kN/m^3) + (0,03m * 3m * 21kN/m^3)$$

$$\mathbf{P_{parede} = 6,10\ kNm}$$

LANÇAMENTO DOS CARREGAMENTOS NOS PÓRTICOS (FTOOL)

Os carregamentos lançados na estrutura pelo software gratuito educacional FTOOL estão especificados abaixo:

Cargas descarregadas nas Vigas

Cargas a serem descarregadas nas vigas de Cobertura

Carga na Viga

$$= (P. \text{próprio da Viga}) + (Reação de apoio Laje) \\ + (Peso da Platibanda), \text{ quando houver}$$

b = 15cm; h.Viga = 30cm

$$P. \text{Próp} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} = 1,13 \text{ kN/m}$$

$$P. \text{Cob} = 0,23 \text{ KN/m} + 0,17 \text{ KN/m} = 0,40 \text{ KN/m}$$

$$P. \text{Plat} = \text{Peso Tijolo} + \text{Peso Revestimento}$$

$$\text{Peso Tijolo} = 0,11 \text{ m} \times 1,41 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 2,02 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso Revestimento} = 0,04 \text{ m} \times 1,41 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 1,18 \text{ KN/m}$$

$$P. \text{Plat} = 2,02 \text{ KN/m} + 1,18 \text{ KN/m} = 3,20 \text{ kN/m}$$

Pórtico 01:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC01a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,63 \text{ kN/m} = 5,36 \text{ kN/m}$$

$$VC01b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,47 \text{ kN/m} = 5,20 \text{ kN/m}$$

$$VC01c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,37 \text{ kN/m} = 5,10 \text{ kN/m}$$

Pórtico 02:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC02 = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,79 \text{ kN/m} = 7,52 \text{ kN/m}$$

Pórtico 03:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC03 = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,39 \text{ kN/m} = 9,42 \text{ kN/m}$$

Pórtico 04:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC04 = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,32 \text{ kN/m} = 8,05 \text{ kN/m}$$

Pórtico 05:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC05 = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,57 \text{ kN/m} = 7,30 \text{ kN/m}$$

Pórtico 06:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC06a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,31 \text{ kN/m} = 7,04 \text{ kN/m}$$

$$VC06b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,50 \text{ kN/m} = 8,23 \text{ kN/m}$$

Pórtico 07:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC07a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,42 \text{ kN/m} = 9,15 \text{ kN/m}$$

$$VC07b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 5,61 \text{ kN/m} = 10,34 \text{ kN/m}$$

$$VC07c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 5,05 \text{ kN/m} = 9,78 \text{ kN/m}$$

$$VC07d = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 5,83 \text{ kN/m} = 10,56 \text{ kN/m}$$

Pórtico 08:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC08a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,02 \text{ kN/m} = 7,72 \text{ kN/m}$$

$$VC08b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,37 \text{ kN/m} = 6,07 \text{ kN/m}$$

Pórtico 09:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC09a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,17 \text{ kN/m} = 6,90 \text{ kN/m}$$

$$VC09b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 0,00 \text{ kN/m} = 4,73 \text{ kN/m}$$

$$VC09c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,34 \text{ kN/m} = 6,07 \text{ kN/m}$$

$$VC09d = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,63 \text{ kN/m} = 6,36 \text{ kN/m}$$

Pórtico 10:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC10 = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 1,02 \text{ kN/m} = 5,75 \text{ kN/m}$$

Pórtico 11:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC11a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,74 \text{ kN/m} = 7,47 \text{ kN/m}$$

$$VC11b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,22 \text{ kN/m} = 7,95 \text{ kN/m}$$

$$VC11c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,63 \text{ kN/m} = 8,36 \text{ kN/m}$$

$$VC11d = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,74 \text{ kN/m} = 9,47 \text{ kN/m}$$

Pórtico 12:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC12a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,32 \text{ kN/m} = \mathbf{8,05 \text{ kN/m}}$$

$$VC12b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 2,46 \text{ kN/m} = \mathbf{7,19 \text{ kN/m}}$$

$$VC12c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 3,61 \text{ kN/m} = \mathbf{8,34 \text{ kN/m}}$$

Pórtico 13:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC13a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 9,42 \text{ kN/m} = \mathbf{14,15 \text{ kN/m}}$$

$$VC13b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 8,32 \text{ kN/m} = \mathbf{13,05 \text{ kN/m}}$$

$$VC13c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 7,06 \text{ kN/m} = \mathbf{11,79 \text{ kN/m}}$$

$$VC13d = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 8,61 \text{ kN/m} = \mathbf{13,34 \text{ kN/m}}$$

Pórtico 14:

$$\text{Carga no Vão} = P_{Prop} + P_{Cob} + P_{Plat} + \text{Reação Apoio Laje}(s)$$

$$VC14a = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,38 \text{ kN/m} = \mathbf{9,11 \text{ kN/m}}$$

$$VC14b = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,38 \text{ kN/m} = \mathbf{9,11 \text{ kN/m}}$$

$$VC14c = 1,13 \text{ kN/m} + 0,40 \text{ kN/m} + 3,20 \text{ kN/m} + 4,38 \text{ kN/m} = \mathbf{9,11 \text{ kN/m}}$$

DIMENSIONAMENTO ARMADURAS VIGA DE COBERTURA

Esforços Solicitantes:

Diagrama de Esforço Cortante:

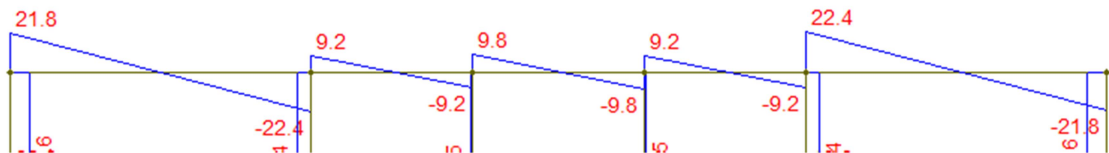
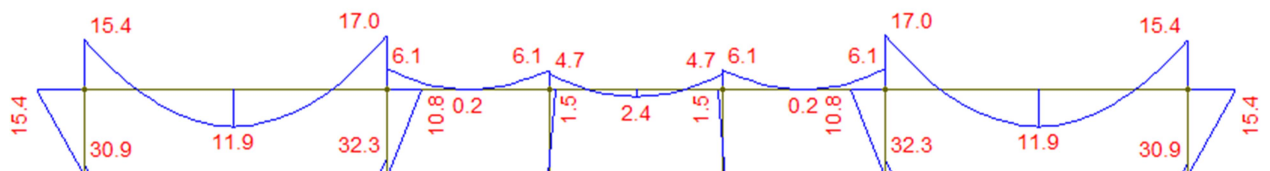


Diagrama de Momento Fletor:



Dados Gerais para cálculo

$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	$f_{ck} = 25 \text{ MPA} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15}$	$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{2,5}{1,4}$
$F_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cd} = 1,788 \text{ kN/cm}^2$

Cobrimento ($c = 3,00 \text{ cm}$)

$$d'' = 3 + 0,5 + 1$$

$$d'' = 4,5 \text{ cm}$$

Armadura mínima

Para aço CA-50A:

A armadura longitudinal mínima será calculada de acordo com a NBR 6118:2014 onde apresenta uma tabela de percentual (Taxa) de armadura mínima para as seções de concreto, dimensionadas para aço CA-50A,

Tabela 3. Taxas mínima de armadura de flexão para Vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) %							
	f_{ck} ω_{min}	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

$$As\ mín = \frac{(\rho_{min})}{100} * b * h$$

onde:

$$\rho_{min} = 0,150$$

b[cm];

h[cm];

$$As\ mín = \frac{0,150}{100} * 15 * 30$$

$$As\ mín = 0,675cm^2$$

Armadura longitudinal calculada

A tabela a baixo foi utilizada para o cálculo do número de barras para qualquer bitola de aço comercial em função da área necessária de aço calculada.

ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS A_s (cm ²) LARGURA MÍNIMA PARA UMA CAMADA b_w (cm)													
DIÂMETRO		MASSA NOMINAL (kg/m)	A_s (cm ²) e b_w (cm)	NÚMERO DE BARRAS									
NOMINAL (mm)	APROX. (POL.)			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	$\frac{3}{16}$	0,154	A_s	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
			b_w	Br.1	-	10	12	15	18	21	23	26	29
				Br.2	-	10	14	17	21	24	28	31	35
6,3	$\frac{1}{4}$	0,245	A_s	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	21	24	27	30
				Br.2	-	11	14	18	21	25	29	32	36
8	$\frac{5}{16}$	0,395	A_s	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	22	26	29	32
				Br.2	-	11	15	18	22	26	30	34	37
10	$\frac{3}{8}$	0,617	A_s	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
			b_w	Br.1	-	11	14	17	20	24	27	30	34
				Br.2	-	11	15	19	23	27	31	35	39
12,5	$\frac{1}{2}$	0,963	A_s	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27
			b_w	Br.1	-	11	15	18	22	25	29	32	36
				Br.2	-	12	16	20	25	29	33	37	42
16	$\frac{5}{8}$	1,578	A_s	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
			b_w	Br.1	-	12	16	20	23	27	31	35	39
				Br.2	-	12	17	22	26	31	35	40	45
20	$\frac{3}{4}$	2,466	A_s	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
			b_w	Br.1	-	13	17	21	25	30	34	38	43
				Br.2	-	13	18	23	28	33	38	43	48
22	$\frac{7}{8}$	2,984	A_s	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
			b_w	Br.1	-	13	17	22	26	31	35	40	44
				Br.2	-	14	19	24	29	34	40	45	50
25	1	3,853	A_s	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
			b_w	Br.1	-	14	19	24	29	34	39	44	49
				Br.2	-	14	20	25	31	36	42	47	53
32	$1\frac{1}{4}$	6,313	A_s	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
			b_w	Br.1	-	16	22	29	35	41	48	54	61
				Br.2	-	16	22	29	35	41	48	54	61
40	$1\frac{1}{2}$	9,865	A_s	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7
			b_w	Br.1	-	18	26	34	42	50	58	66	74
				Br.2	-	18	26	34	42	50	58	66	74

Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.
De acordo com a NBR 7480:1996; b_w conforme item 18.3.2.2 da NBR 6118:2003.

Br.1 = Brita 1 ($\phi_{\max} = 19$ mm) Br.2 = Brita 2 ($\phi_{\max} = 25$ mm)

Valores adotados: $\phi_t = 6,3$ mm e $c = 2,5$ cm.

Para $c = 3,0$ (3,5) cm, somar 1 (2) cm aos valores de b_w .

e_h : 2cm; ϕ_t : 1,2 $\phi_{\max}$; e_v : 2cm; ϕ_l : 0,5 $\phi_{\max}$ (maiores valores)

Dimensionamento de armadura em cada vão:

VC01	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,8 * 1,4$ $Md = 3,92 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,92}$ $Kc = 24,88 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,92}{0,255}$ $As = 0,36 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$

Diagrama de Esforço Cortante:

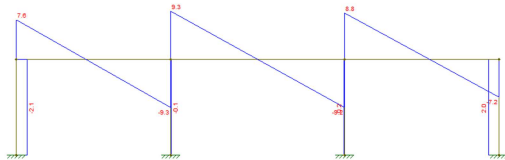
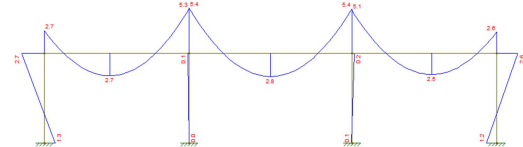


Diagrama de Momento Fletor:



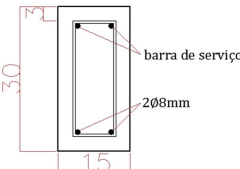
VC02	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 0,8 * 1,4$ $Md = 1,12 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{1,12}$ $Kc = 87,09 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{1,12}{0,255}$ $As = 0,101 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

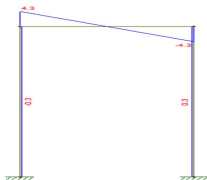
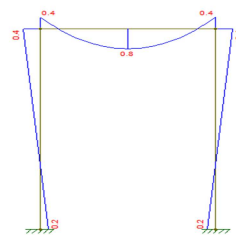


Diagrama de Momento Fletor:



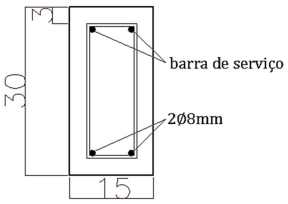
VC03	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 5,8 * 1,4$ $Md = 8,12 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{8,12}$ $Kc = 12,01 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{8,12}{0,255}$ $As = 0,73 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\varnothing 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

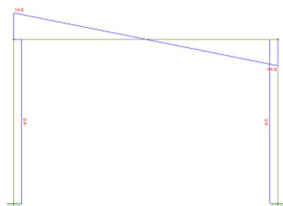
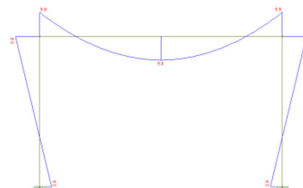


Diagrama de Momento Fletor:



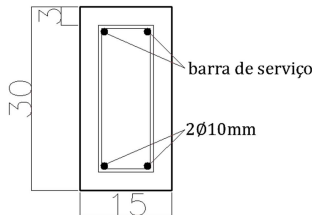
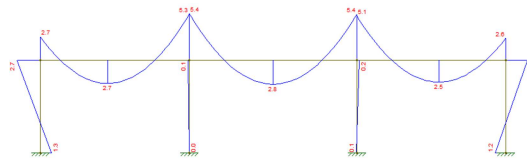
VC04	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 3,1 * 1,4$ $Md = 4,34 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{4,34}$ $Kc = 22,47 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{4,34}{0,255}$ $As = 0,39 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\varnothing 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:



Diagrama de Momento Fletor:



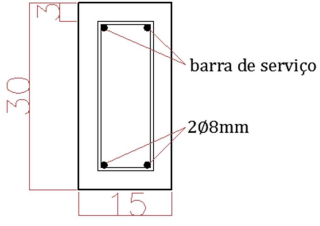
VC05	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,8 * 1,4$ $Md = 3,92 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,92}$ $Kc = 24,88 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,92}{0,255}$ $As = 0,36 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

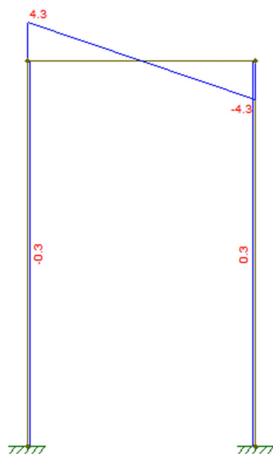
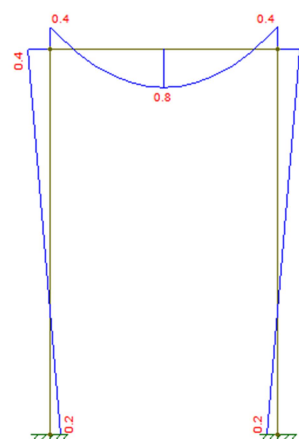


Diagrama de Momento Fletor:



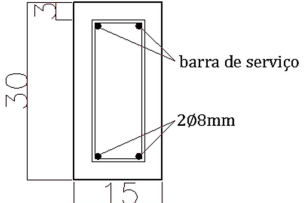
VC06	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 1,3 * 1,4$ $Md = 1,82 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{8,12}$ $Kc = 53,59 \text{ m}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{1,82}{0,255}$ $As = 0,164 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\varnothing 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

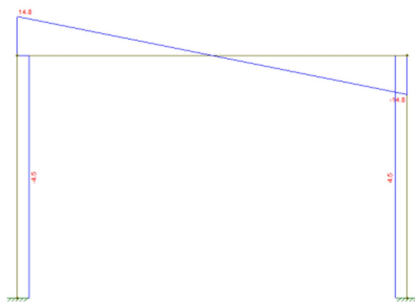
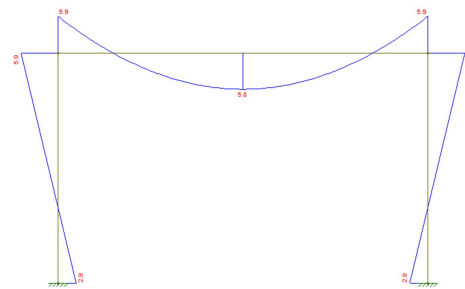


Diagrama de Momento Fletor:



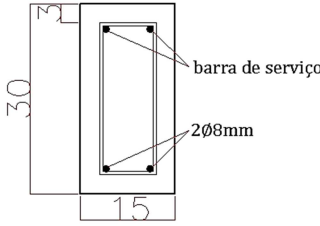
VC07	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 3,6 * 1,4$ $Md = 5,04 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{5,04}$ $Kc = 19,35 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{5,04}{0,255}$ $As = 0,454 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

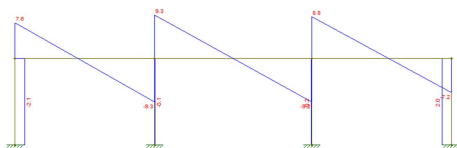
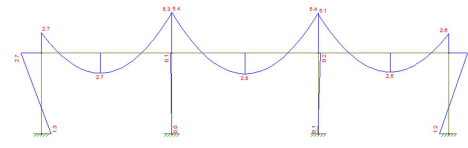


Diagrama de Momento Fletor:



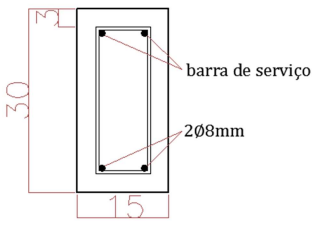
VC08	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 17,5 * 1,4$ $Md = 24,50 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{24,50}$ $Kc = 3,89 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{24,50}{0,255}$ $As = 2,21 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 12,5 \text{ mm} = 2,45 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

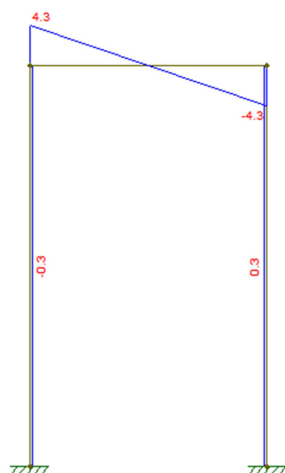
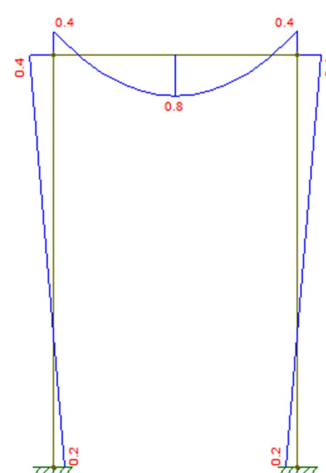


Diagrama de Momento Fletor:



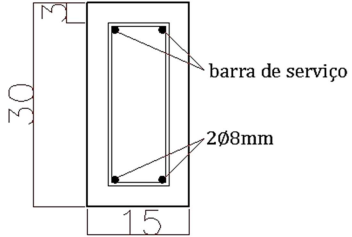
VC09	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 6,4 * 1,4$ $Md = 8,96 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{8,96}$ $Kc = 10,88 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{8,96}{0,255}$ $As = 0,81 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

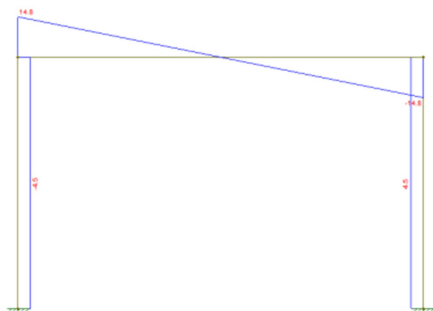
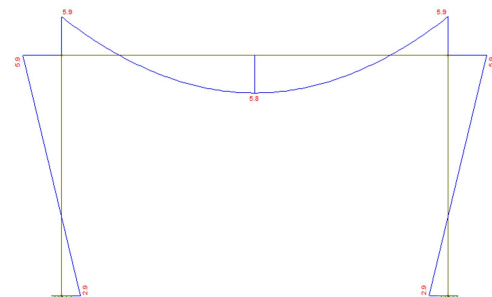


Diagrama de Momento Fletor:



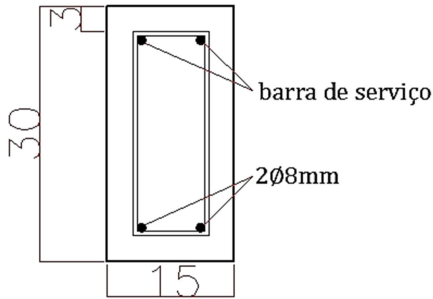
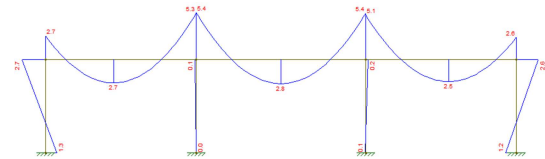
VC10	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,6 * 1,4$ $Md = 3,64 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,64}$ $Kc = 26,80 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,64}{0,255}$ $As = 0,33 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\varnothing 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:



Diagrama de Momento Fletor:



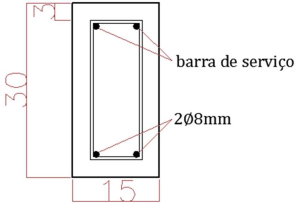
VC11	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 4,2 * 1,4$ $Md = 5,88 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{5,88}$ $Kc = 16,59 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{5,88}{0,255}$ $As = 0,53 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

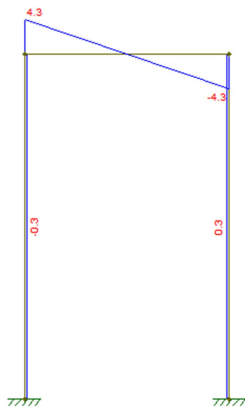
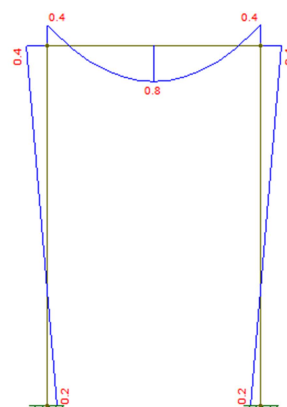


Diagrama de Momento Fletor:



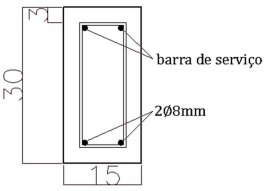
VC12	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 5,8 * 1,4$ $Md = 8,12 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{8,12}$ $Kc = 12,01 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{8,12}{0,255}$ $As = 0,73 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

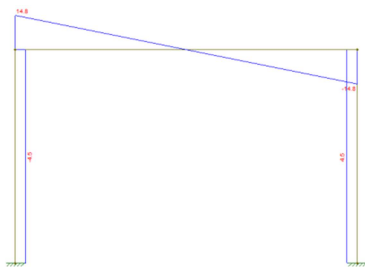
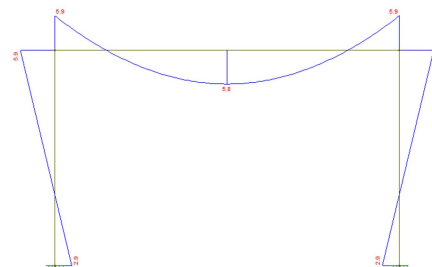


Diagrama de Momento Fletor:



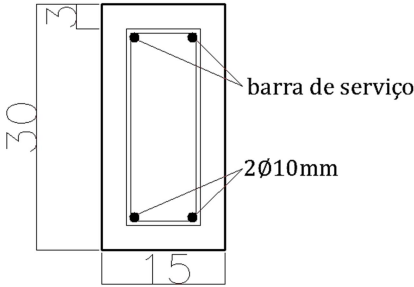
VC13	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 12,1 * 1,4$ $Md = 16,94 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{16,94}$ $Kc = 5,76 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{16,94}{0,255}$ $As = 1,53 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

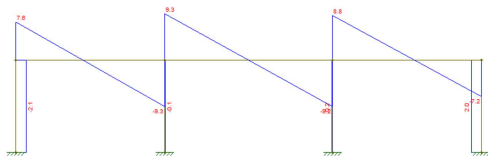
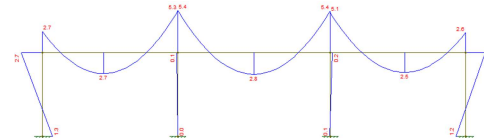


Diagrama de Momento Fletor:



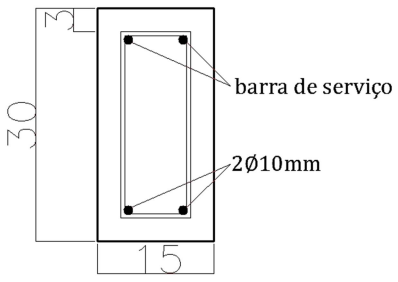
VC14	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 10,2 * 1,4$ $Md = 14,28 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} = \frac{0,15 * 25,5^2}{14,28}$ $Kc = 6,83 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-25 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{14,28}{0,255}$ $As = 1,29 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2$ 

Diagrama de Esforço Cortante:

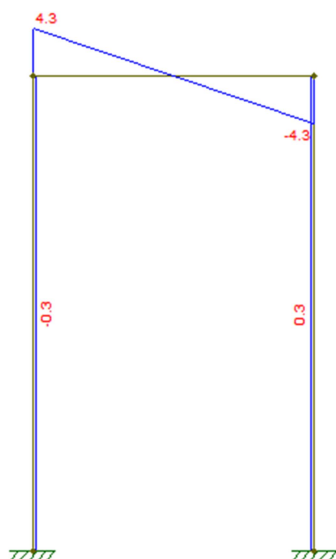
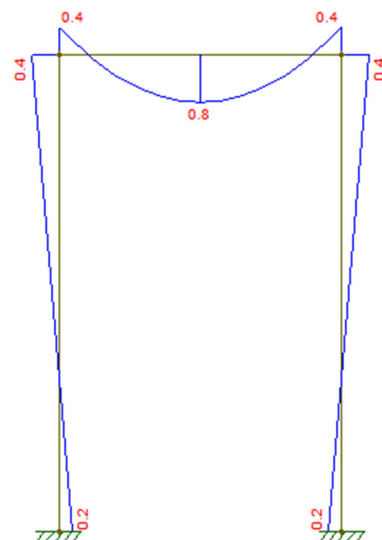


Diagrama de Momento Fletor:



Apoio P01 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 9,9 * 1,4$ $Md = 13,86 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b \cdot d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 \cdot 25,5^2}{13,86}$ $Kc = 7,04 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{13,86}{0,255}$ $As = 1,25 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø10(1,57 cm²)

Apoio P02 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,4 * 1,4$ $Md = 3,36 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b \cdot d^2}{Md}$ $Kc = \frac{0,15 \cdot 25,5^2}{3,36}$ $Kc = 29,03 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,36}{0,255}$ $As = 0,30 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P03 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 4,3 * 1,4$ $Md = 6,02 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b \cdot d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 \cdot 25,5^2}{6,02}$ $Kc = 16,25 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{6,02}{0,255}$ $As = 0,54 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)
Apoio P04 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 14,8 * 1,4$ $Md = 20,72 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b \cdot d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 \cdot 25,5^2}{20,72}$ $Kc = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{20,72}{0,255}$ $As = 1,87 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø12,5 (2,45 cm²)

Apoio P05 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 1,9 * 1,4$ $Md = 2,66 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{2,66}$ $Kc = 36,67 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{2,66}{0,255}$ $As = 0,24 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P06 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 1,5 * 1,4$ $Md = 2,10 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{2,10}$ $Kc = 46,45 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{2,10}{0,255}$ $As = 0,19 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P07 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 6,00 * 1,4$ $Md = 8,40 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{8,40}$ $Kc = 11,61 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{8,40}{0,255}$ $As = 0,76 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 8(1,01 \text{ cm}^2)$

Apoio P08 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 8,40 * 1,4$ $Md = 11,76 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{23,80}$ $Kc = 8,29 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{11,76}{0,255}$ $As = 1,06 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. $2\phi 10(1,57 \text{ cm}^2)$

Apoio P09 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 3,00 * 1,4$ $Md = 4,20 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{4,20}$ $Kc = 23,22 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{4,20}{0,255}$ $As = 0,38 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P10 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 8,00 * 1,4$ $Md = 11,20 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{11,20}$ $Kc = 8,71 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{11,20}{0,255}$ $As = 1,01 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8(1,01 cm²)

Apoio P11 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 8,50 * 1,4$ $Md = 11,90 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{11,90}$ $Kc = 8,20 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{11,90}{0,255}$ $As = 1,07 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø10(1,57 cm²)
Apoio P12 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 11,40 * 1,4$ $Md = 15,96 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{15,96}$ $Kc = 6,11 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{15,96}{0,255}$ $As = 1,44 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø10 (1,57 cm²)

Apoio P13 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 3,4 * 1,4$ $Md = 4,76 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{4,76}$ $Kc = 20,49 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{4,76}{0,255}$ $As = 0,43 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P14 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,30 * 1,4$ $Md = 3,22 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,22}$ $Kc = 30,29 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,22}{0,255}$ $As = 0,29 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P15 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,80 * 1,4$ $Md = 3,92 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,92}$ $Kc = 24,88 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,92}{0,255}$ $As = 0,35 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P16 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,10 * 1,4$ $Md = 1,50 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{1,50}$ $Kc = 65,03 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{1,50}{0,255}$ $As = 0,14 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P17 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 5,70 * 1,4$ $Md = 7,89 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{7,89}$ $Kc = 12,36 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{7,89}{0,255}$ $As = 0,71 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8(1,01 cm²)

Apoio P18 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,90 * 1,4$ $Md = 4,06 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{4,06}$ $Kc = 24,02 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{4,06}{0,255}$ $As = 0,37 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P19 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 2,80 * 1,4$ $Md = 3,92 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{3,92}$ $Kc = 24,88 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{3,92}{0,255}$ $As = 0,35 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P20 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 10,90 * 1,4$ $Md = 15,26 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{15,26}$ $Kc = 6,39 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{15,26}{0,255}$ $As = 1,38 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø10(1,57 cm²)

Apoio P21 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 3,70 * 1,4$ $Md = 5,18 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{5,18}$ $Kc = 18,83 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{5,18}{0,255}$ $As = 0,47 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P22 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 1,1 * 1,4$ $Md = 1,54 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{1,54}$ $Kc = 63,34 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{1,54}{0,255}$ $As = 0,15 \text{ cm}^2 < As_{min}$ Então usa-se $As = As_{min} = 0,675 \text{ cm}^2$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø8 (1,01 cm²)

Apoio P23 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 30,00 * 1,4$ $Md = 42,00 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{42,00}$ $Kc = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{42,00}{0,255}$ $As = 3,79 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 4Ø12,5(4,91 cm²)

Apoio P24 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 30,10 * 1,4$ $Md = 42,14 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{42,14}$ $Kc = 2,31 \text{ m}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{42,14}{0,255}$ $As = 3,80 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (ϕ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 4Ø12,5(4,91 cm²)

Apoio P25 (mom. Negativo)	
$Md = Mk * 1,4$ $Md = 11,60 * 1,4$ $Md = 16,24 \text{ kNm}$ $d'' = 4,5 \text{ cm}$ $d = h - d''$ $d = 30 - 4,5$ $d = 25,5 \text{ cm} = 0,255 \text{ m}$ $Kc = \frac{b * d^2}{Md} \quad Kc = \frac{0,15 * 25,5^2}{16,24}$ $Kc = 6,01 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Na tabela 1.1 de Flexão simples em seção Retangular para vigas, nos anexos, temos os valores de Kc para Kc_{lim} para $Kc_{lim} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Verificação: $Kc > Kc_{lim} - \text{Armadura Simples}$	Ainda na tabela 1.1 dos Anexos, para aço CA-50A e concreto C-30 temos: $Ks = 0,023 \text{ cm}^2 / \text{kN}$ Área de aço calculada: $As = Ks \frac{Md}{d}$ $As = 0,023 * \frac{16,24}{0,255}$ $As = 1,46 \text{ cm}^2 > As_{min} \rightarrow ok!$ Olhar n° de barras e bitolas (φ) na tabela 1.3a: mencionada a cima. 2Ø10(1,57 cm²)