

**UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**CHRISTIAN CARLOS HANSEN**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE CONCRETO  
ARMADO PARA A EXECUÇÃO DE UMA AMPLIAÇÃO DE UM CASO REAL.**

**Santos**  
**Novembro – 2016**

**CHRISTIAN CARLOS HANSEN**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE CONCRETO  
ARMADO PARA A EXECUÇÃO DE UMA AMPLIAÇÃO DE UM CASO REAL.**

**Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como exigência parcial para  
obtenção do título de Engenheiro à  
Faculdade de Engenharia da Universidade  
Santa Cecília, sob a orientação do Professor  
Sydnei Augusto dos Santos.**

**Santos – SP**

**Novembro / 2016**

**CHRISTIAN CARLOS HANSEN**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE CONCRETO  
ARMADO PARA A EXECUÇÃO DE UMA AMPLIAÇÃO DE UM CASO REAL.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para  
obtenção do título de Engenheiro Civil à Faculdade de Engenharia da Universidade  
Santa Cecília.

Data de aprovação: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_ Nota: \_\_\_\_\_

Banca Examinadora

---

Prof. Sydney Augusto dos Santos  
Orientador

---

Prof. Hildebrando Pereira dos Santos Junior  
Co-orientador

---

Prof. Sergio Massao Adati

## **DEDICATÓRIA**

*Eu dedico este trabalho aos meus familiares, especialmente a minha mãe, por sempre acreditarem em mim e nas minhas escolhas. Também gostaria de dedicar este trabalho ao meu falecido pai, que eu espero esteja orgulhoso.*

## AGRADECIMENTOS

Eu, primeiramente, gostaria de agradecer a minha mãe, **Thais Hansen**, meu **tio Homero Mamede e a todos** que sempre me ajudaram em tudo! Sem eles este trabalho não teria sido concluído. Agradeço também a faculdade **Santa Cecília**, o meu orientador **Sydnei Augusto dos Santos e Co-orientador Hildebrando** por terem me ajudado nos meus primeiros passos a vir a ser um Engenheiro. Por fim agradeço meus amigos, amigas especialmente a **Jessica, Joana, Maria, Miguel** e o **Milton**.

## RESUMO

Este projeto tem como finalidade demonstrar as vantagens e desvantagens na utilização de estruturas metálicas, quando são comparadas com as mais tradicionais estruturas de concreto armado. O trabalho apresentará características e histórico de ambos os elementos e também serão realizados cálculos e planejamento de uma obra em concreto armado. A cada dia, as estruturas metálicas se tornam mais frequentes, devido a sua rapidez e leveza; além de serem em casos específicos uma das únicas soluções possíveis. Por exemplo onde há grandes vãos ou alturas muito elevadas esse tipo de estrutura leva vantagem. Porém, o seu custo/benefício comparado ao concreto motiva a utilização da estrutura de concreto armado. Será apresentada uma comparação entre esses dois tipos de projetos, relacionando: os materiais, as características e a própria execução. No decorrer do trabalho será estudado um caso real, que é a ampliação de um andar em um edifício localizado na cidade de Santos. O edifício foi inicialmente projetado para sustentar o acréscimo de mais um andar com pilares, vigas e lajes de concreto armado. Porém, a decisão foi de utilizar uma estrutura metálica. Os motivos dessa decisão serão justificados em detalhes no decorrer do trabalho.

**Palavras chaves:** Estrutura metálica, Ampliação, Estrutura de concreto armado, Comparativo.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Estrutura metálica.....	15
FIGURA 2 – Torre Eiffel.....	17
FIGURA 3 – Ponte de Panjiang.....	17
FIGURA 4 – Coeficiente de Poisson.....	18
FIGURA 5 – Teste de Impacto Charpy.....	20
FIGURA 6 – Escombros de edifício.....	21
FIGURA 7 – Marcas de praia.....	22
FIGURA 8 – Estrutura com corrosão.....	23
FIGURA 9 – Ensaio de Compressão Axial.....	31
FIGURA 10 – Slump test.....	31
FIGURA 11 – Organograma equipe aço.....	35
FIGURA 12 – Organograma equipe padrão.....	35
FIGURA 13 – Laje L501.....	40
FIGURA 14 – Viga V501-1.....	44
FIGURA 15 – Organograma equipe concretagem.....	52

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Características do aço estrutural.....	18
TABELA 2 – Porcentagem dos elementos do aço.....	25
TABELA 3 – Relação dos carbonos.....	25
TABELA 4 – Dimensões do perfil W200x26,6.....	33
TABELA 5 – Dimensões do perfil W200x31,3.....	34
TABELA 6 - Tabela 6 – Quinhões da laje L501.....	41
TABELA 7 – Momentos positivos e negativos da laje L501.....	41
TABELA 8 - Linha Neutra dos momentos positivos e negativos do eixo x e y.....	42
TABELA 9 – Armadura da laje L501.....	43
TABELA 10 – Armadura da laje L501.....	43
TABELA 11 – Dados previamente calculados dos esforços solicitantes.....	44
TABELA 12 – Armação longitudinal da viga V501-1.....	45
TABELA 13 - Cálculo do volume e peso total dos pilares da estrutura.....	46
TABELA 14 - Cálculo do volume e peso total das lajes da estrutura.....	47
TABELA 15 - Cálculo do volume e peso total das vigas da estrutura.....	47
TABELA 16 – Massa nominal para cada bitola utilizada no projeto.....	48
TABELA 17 – Peso total do aço.....	49
TABELA 18 – Valores das bitolas de aço.....	50
TABELA 19 – Custo adicional dos funcionários para o empreendimento.....	52
TABELA 20 – Orçamento dos testes da concretagem.....	53
TABELA 21 – Orçamento final para execução da obra em concreto armado.....	56

## **LISTA DE GRÁFICOS**

GRÁFICO 1 – Relação Tensão-Deformação.....	19
GRÁFICO 2 – Gráfico de Gantt para execução do aço.....	36
GRÁFICO 3 – Gráfico de Gantt para concretagem.....	54

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Alfabeto Latino

AC = Área de concreto armado

As = Área de aço

Asmin = Área de aço mínima

Asw = Área de aço para armadura do estribo

Asw,min = Área de aço mínima para armadura do estribo

b = base utilizada para cálculo

bw = base inferior da peça

d = Altura útil

E = módulo de elasticidade

fcd = resistência de cálculo à compressão do concreto

fyd = resistência de cálculo ao escoamento do aço

lx = Menor comprimento da laje

ly = Maior comprimento da laje

Md = Momento de projeto

Mk = Momento calculado

p = peso total (soma da carga permanente e acidental)

PP = Peso próprio

Qx = Carga dos quinhões no eixo x da laje

Qy = Carga dos quinhões no eixo y da laje

v = Coeficiente de Poisson

Vc = Parcela resistente do concreto

Vsd = Força cortante solicitante de projeto

Vsw = Parcela resistente do aço

x = Linha Neutra

### Alfabeto Grego

$\Phi$  – Diâmetro das barras de aço

$\alpha$  – Coeficiente variável para determinação de momento fletor em lajes

$\beta$  - Coeficiente variável para determinação de momento fletor em lajes

$\beta_a$  – Coeficiente de dilatação térmica

$\gamma$  – Peso específico

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>13</b>
1.1	HIPÓTESES.....	14
1.2	OBJETIVO.....	14
<b>2.</b>	<b>ESTRUTURAS EM AÇO.....</b>	<b>15</b>
2.1	INTRODUÇÃO.....	15
2.2	NOMENCLATURAS E NORMAS.....	16
2.3	HISTÓRICO E ATUALIDADE.....	16
2.4	CARACTERÍSTICAS DO AÇO.....	18
2.4.1	DUCTILIDADE.....	19
2.4.2	FRAGILIDADE.....	19
2.4.3	RESILIÊNCIA.....	20
2.4.4	TENACIDADE.....	20
2.4.5	DUREZA.....	21
2.4.6	TEMPERATURAS ELEVADAS.....	21
2.4.7	FADIGA.....	22
2.4.8	CORROSÃO.....	23
2.5	ENSAIOS.....	23
2.5.1	ENSAIO DE TRAÇÃO.....	24
2.5.2	ENSAIO DE DOBRAMENTO.....	24
2.6	TIPO DE AÇO.....	25
2.6.1	AÇOS-CARBONO.....	25
2.6.2	AÇOS DE BAIXA LIGA.....	26
<b>3.</b>	<b>CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>27</b>
3.1	INTRODUÇÃO.....	27
3.2	HISTÓRICO E ATUALIDADE.....	27
3.3	CARACTERÍSTICAS.....	29
3.3.1	CONCRETO.....	28
3.3.2	AÇO DE ARMAÇÃO.....	28
3.4	OUTRAS PROPRIEDADES.....	29

3.5	ENSAIOS.....	30
3.5.1	ENSAIOS DE COMPRESSÃO.....	30
3.5.2	SLUMP TEST.....	31
3.5.2.1	SLUMP E TRABALHABILIDADE.....	32
3.6	ÁGUA.....	32
<b>4.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODO PARA EXECUÇÃO EM AÇO.....</b>	<b>33</b>
4.1	INTRODUÇÃO.....	33
4.2	PROJETO CASO REAL.....	33
4.2.1	PROJETO DE PILARES E VIGAS.....	33
4.2.2	PASSARELA TÉCNICA E TESOURAS.....	34
4.3	ORÇAMENTO E EQUIPE DE EXECUÇÃO.....	34
4.3.1	EQUIPE TÉCNICA.....	35
4.4	EXECUÇÃO.....	36
4.5	OUTROS DETALHES PÓS-EXECUÇÃO.....	37
<b>5.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODO PARA EXECUÇÃO EM CONCRETO.....</b>	<b>38</b>
5.1	INTRODUÇÃO.....	38
5.2	DADOS E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PROJETO.....	38
5.2.1	PROJETO E ARMAÇÃO DOS PILARES.....	38
5.2.2	LAJE TÉCNICA E TESOURAS.....	39
5.3	DIMENSIONAMENTO E CÁLCULOS ESTRUTURAIS.....	40
5.3.1	CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DA LAJE.....	40
5.3.2	CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	43
5.3.2.1	ARMADURA TRANSVERSAL.....	45
5.3.2.2	ARMADURA LONGITUDINAL.....	45
5.4	VOLUME E PESO TOTAL DO CONCRETO ARMADO.....	46
5.4.1	VOLUME DE CONCRETO SIMPLES.....	46
5.4.2	PESO DO AÇO.....	48
5.5	ORÇAMENTO CONCRETO E AÇO.....	49
5.6	ESTRUTURA E ORÇAMENTO DO TELHADO.....	50
5.7	DEFINIÇÃO E ORÇAMENTO DAS FORMAS.....	51
5.8	EQUIPE TÉCNICA, EQUIPAMENTOS E CUSTOS ADICIONAIS.....	51

5.9	EXECUÇÃO.....	54
6.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	56
7.	CONCLUSÃO.....	57
8.	REFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	58
9.	ANEXO A.....	60
10.	ANEXO B.....	61
11.	ANEXO C.....	62
12.	ANEXO D.....	63
13.	ANEXO E.....	64
14.	ANEXO F.....	65
15.	ANEXO G.....	66
16.	ANEXO H.....	67
17.	ANEXO I.....	68
18.	ANEXO J.....	69
19.	ANEXO K.....	70
20.	ANEXO L.....	71
21.	ANEXO M.....	72
22.	ANEXO N.....	73

## 1 INTRODUÇÃO

Estruturas metálicas são mais leves do que estruturas de concreto armado. As ampliações de edifícios antigos tornam-se mais seguras utilizando esse material, mesmo que os edifícios tenham sido inicialmente projetados para suportar acréscimos de concreto armado. A estrutura em caso foi projetada para aguentar a extensão de mais um andar de concreto armado. Todavia, a decisão foi utilizar uma estrutura metálica para a ampliação de mais um andar do edifício.

Uma estrutura metálica é composta por ligações parafusadas e soldadas. Essa estrutura pode ser na forma de treliça conectada por pinos ou pode ser uma estrutura rígida (LIANG, Q. Q 2015).

O tipo de aço utilizado para estruturas metálicas está definido pela NBR 8800.

Conforme a NBR 8800/2008 (item 1.3) define:

Os perfis de aço devem ser fabricados obedecendo-se às Normas Brasileiras aplicáveis ou, na ausência destas, às normas da ASTM aplicáveis. Os perfis soldados podem ser fabricados por deposição de metal de solda ou por eletrofusão conforme os requisitos da ABNT NBR 15279.

O que motivou a escolha deste tema, foi o fato de eu ter realizado o estágio em uma obra que utilizou estruturas metálicas. Como já havia estagiado e trabalhado em outras obras, percebi que o tipo de estrutura metálica muda o formato da obra completamente. Acredito que as estruturas de aço têm um grande potencial no futuro, devido a alguns fatores que realçarei neste trabalho.

## 1.1 HIPÓTESES

- Seria possível a utilização de uma estrutura de concreto armado ao invés de uma estrutura metálica na ampliação do caso estudado?
- Qual seria o motivo de escolher a utilização de uma estrutura metálica ao invés de concreto armado?
- Qual seria o motivo das estruturas metálicas estarem se tornando mais utilizadas?

## 1.2 OBJETIVO

O principal objetivo do estudo é comprovar o motivo da utilização de uma estrutura metálica ao invés de concreto armado em um caso real. Outro objetivo é mostrar o porquê dessas estruturas estarem se tornando cada vez mais frequentes.

## 2 ESTRUTURAS EM AÇO

### 2.1 INTRODUÇÃO

Nesta seção será revisado o histórico e a atualidade do aço na construção civil, incluindo suas características.

A Figura 1 mostra uma estrutura metálica após sua execução.



Figura 1 – Estrutura metálica - Início da execução da alvenaria. Foto tirado “in loco” no dia 06/09/2015 em Santos.

## 2.2 NOMENCLATURAS E NORMAS

A nomenclatura dos aços é dada a partir do elemento ou elementos de liga característicos do aço (ver seção 2.5.1 e 2.5.2), tais como aço-carbono, aço-níquel, aço-níquel-manganês e aço-cromo-vanádio.

Todos os aços utilizados e mencionados neste projeto seguem a norma ABNT NBR7007

Segundo a especificação EB558/NBR7007 - Aços para perfis laminados para uso estrutural da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), os aços podem ser enquadrados nas seguintes categorias, designadas a partir do limite de escoamento do aço  $f_y$ :

MR250, aço de média resistência ( $f_y = 250$  MPa;  $f_u = 400$  MPa)

AR290, aço de alta resistência ( $f_y = 290$  MPa;  $f_u = 415$  MPa)

AR 345, aço de alta resistência ( $f_y = 345$  MPa;  $f_u = 450$  MPa)

AR-COR-345 A ou B, aço de alta resistência ( $f_y = 345$  MPa;  $f_u = 485$  MPa), resistente à corrosão.

O aço MR250 corresponde ao aço ASTM A36. (PFEIL. W e PFIEL. M, 2000)

## 2.3 HISTÓRICO E ATUALIDADE

Com o surgimento de ferrovias pelo mundo, o aço teve em torno de 1827 um grande impulso para o seu desenvolvimento. Alguns anos depois foram aparecendo processos para a obtenção do aço em escala industrial, tais como: Siemens Martin (1865), Bessemer (1870) e Thomas (1888).

As estruturas de aço começaram a aparecer entorno de 1880, sendo um dos principais pioneiro na área o engenheiro francês Gustave Eiffel.

Um dos pioneiros da construção metálica foi Gustave Eiffel (1832-1923), engenheiro francês cujo arrojo tecnológico assustou o mundo, através de obras inteiramente inéditas para a época. Após construir em Bordeaux uma grande ponte, unindo as redes ferroviárias de Midi e Orleans, adquiriu renome internacional, sendo chamado para construir em Portugal, nos Estados Unidos e na Itália. Dentre suas obras destacam se:

- Viaduto de Garabit, entre Meargevol e Saint-Flour, 550m de extensão, vão central de 180m, pilares maiores com 134 m de altura (1882)
- Ponte sobre o Rio Douro, em Portugal, vão central de 180m e de altura 66m (1887)
- Edifícios para exposição de Paris dos anos 1867, 1878 e 1889
- Torre Eiffel – 312 m de altura – símbolo da capital francesa
- Estrutura de sustentação da Estátua da Liberdade – New York (QUEIROZ, 1988, p. 3)

Na Figura 2, uma das primeiras grandes estruturas feitas de aço.



Figura 2 – Torre Eiffel - A torre Eiffel. Construída pelo engenheiro francês Gustave Eiffel. Fonte: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Eiffel\\_Tower\\_and\\_park,\\_Paris,\\_France\\_c.a.\\_1909.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/ba/Eiffel_Tower_and_park,_Paris,_France_c.a._1909.jpg)

A segunda guerra também foi marcante na história do aço mundial. Nesse período ocorreu o desenvolvimento da solda elétrica, criação de parafusos de alta resistência e melhorias das propriedades químicas do aço.

Atualmente a utilização de estruturas de aço e estruturas mistas se tornam mais frequentes e especialmente em casos de obras especiais. Em setembro deste ano a China concluiu as obras da ponte mais alta do mundo, utilizando uma estrutura mista como vemos na figura 3.



Figura 3 – Ponte de Beipanjiang – Ponte mais alta do mundo – Fonte:

<http://g1.globo.com/mundo/noticia/2016/09/china-conclui-obras-da-ponte-mais-alta-do-mundo.html>

## 2.4 CARACTERÍSTICAS DO AÇO

As características do aço normalmente são examinadas segundo os requisitos: Ductilidade, Fragilidade, Resiliência e Tenacidade, Dureza, Temperatura Elevada, Fadiga e Corrosão. Independentemente do resultado desses testes, todos os tipos de aço estrutural possuem as mesmas características físicas. Verificar na tabela 1:

Características	Valor	Und.
Módulo elasticidade $E$	200.000	MPa
Coef. de Poisson $\nu$	0,3	
Coef. de dilatação térmica $\beta_a$	$12 \times 10^{-6}$	/C°
Peso Específico $\gamma_a$	77	kN/m <sup>3</sup>

Tabela 1 – Características do aço estrutural – Fonte: PFEIL Walter; PFEIL Michèle. Estruturas de aço. 7 ed. rev. ampl., 2000

A relação entre a deformação transversal e longitudinal é denominada *coeficiente de Poisson*. A Figura 3 exemplifica a teoria mencionada.

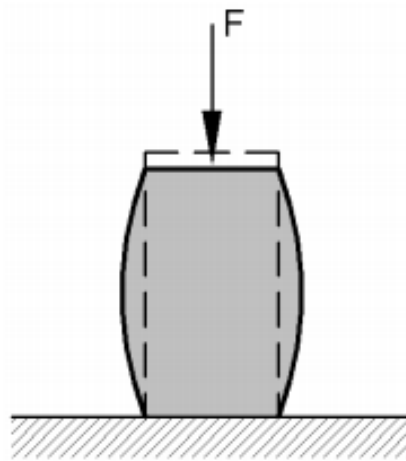


Figura 4 – Coeficiente de Poisson – Deformação longitudinal devido a uma força uniaxial.

Fonte: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Concreto.pdf>

O módulo de elasticidade é definido pela razão entre a tensão e a deformação na direção da carga aplicada dentro do regime elástico.

### 2.4.1 Ductilidade

Ductilidade é a capacidade do material de se deformar durante cargas ou ações solicitantes. Esse comportamento plástico permite que quando se utiliza uma ligação parafusada em quatro partes, o peso será igualmente distribuído entre eles. A ductilidade também permite à estrutura deformações, que são importantes para a segurança, fornecendo avisos de possíveis rupturas devido às cargas elevadas. A ductilidade pode ser medida através de um ensaio de ruptura, onde se pode medir a deformação unitária residual do material.

### 2.4.2 Fragilidade

A fragilidade determina o momento em que se inicia a fratura e sua propagação até a ruptura do aço. Muitos acidentes com pontes e navios foram causados pela falta de ductilidade - o que torna o material frágil. Quando o aço começa a mostrar algumas fraturas, ele pode se romper bruscamente sem aviso, caso a tenacidade dele seja baixa. Isso ocorre quando a peça sofre tensões, tais como efeito de encruamento, temperaturas baixas etc. O gráfico 1 mostra a comparação entre um material dúctil e um frágil conforme uma curva Tensão-Deformação

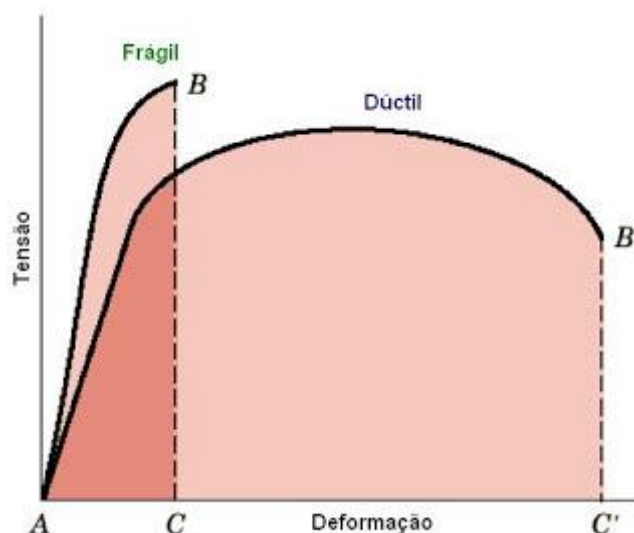


Gráfico 1 – Relação Tensão-Deformação – Curva mostrando deformação conforme tensão de um material frágil e dúctil. – Fonte: [https://1.bp.blogspot.com/\\_hMVs2eO6oSM/SlaLLEm7S-I/AAAAAAAAAHs/b6SHugpgR90/s320/fr%C3%A1gil-d%C3%BActil.bmp](https://1.bp.blogspot.com/_hMVs2eO6oSM/SlaLLEm7S-I/AAAAAAAAAHs/b6SHugpgR90/s320/fr%C3%A1gil-d%C3%BActil.bmp)

### 2.4.3 Resiliência

A resiliência é a quantidade de energia mecânica que o metal tracionado consegue absorver por  $m^3$  em regime elástico até a sua ruptura. O processo também é chamado de módulo de resiliência.

### 2.4.4 Tenacidade

É a capacidade do material de absorver a energia total, sendo ela elástica ou plástica, por unidade de volume. Um dos tipos mais utilizados de ensaios para encontrar a tenacidade e resiliência é o “*Teste de Impacto Charpy*”. Para aços estruturais normalmente o valor de energia à ruptura é dada por 2,1 kgf.

Figura 5 mostra como é realizado o Teste de Impacto Charpy.

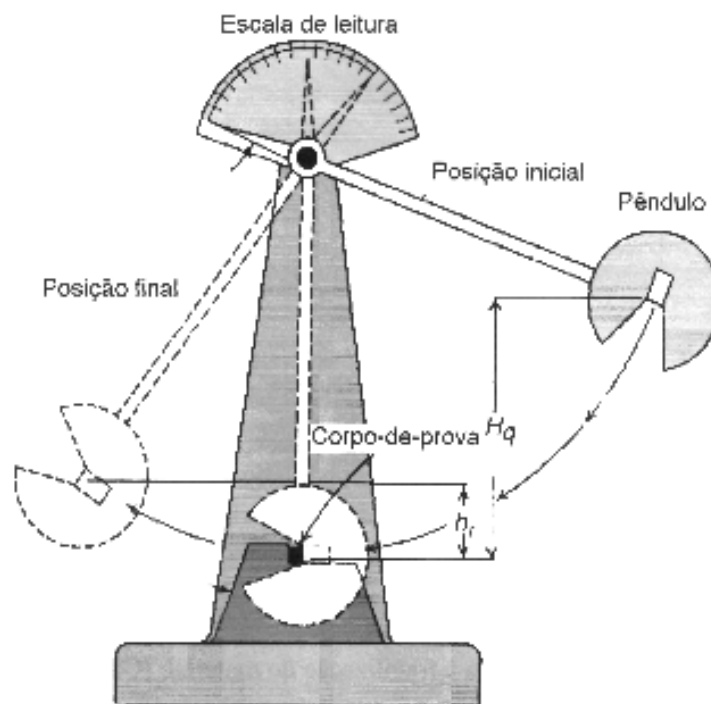


Figura 5 – Teste de Impacto Charpy- Um pêndulo rompendo um corpo de prova. Fonte: <http://s3.amazonaws.com/magoo/ABAAfyTsAG-1.jpg>

### 2.4.5 Dureza

A dureza é medida pela resistência que a superfície do material oferece à penetração de um material com maior resistência. Para a medição da dureza existem vários processos, tais como Brinell, Rockwell e Shore. Há uma relação física entre a dureza e resistência do aço.

### 2.4.6 Temperaturas Elevadas

Quando a temperatura chega entorno de 100°C, o limite de escoamento tende a se eliminar. Conforme se aumenta a temperatura, a resistência ao escoamento  $f_y$ , à ruptura  $f_u$  e ao módulo de resistência  $E$  são reduzidos. Por isso, é de extrema importância analisar o comportamento do aço em situações de incêndio. A Figura 6 demonstra um caso de incêndio numa estrutura metálica.



Figura 6 – Escombros de edifício – Estrutura metálica que cedeu devido a um incêndio. –

Fonte: <https://blogsegurancacontraincendio.files.wordpress.com/2012/12/vigas-metc3a1licas.jpg?w=300&h=240>

### 2.4.7 Fadiga

Quando a estrutura é repetitivamente solicitada, podem haver rupturas na peça antes que ela atinja o valor encontrado pelo ensaio estático de resistência. Para o dimensionamento de peças para pontes, máquinas ou peça que sofrerão variações bruscas na sua seção esse teste é de grande importância.

A patologia por fadiga é vista por aparecimento de fraturas que se propagam com a repetição do carregamento. As fraturas são iniciadas nos pontos de maior concentração de tensões. Com o decorrer das variações de carregamento, a peça começa a aparentar “*marcas de praia*”. Essas marcas representam inúmeros ciclos de carregamento e apontam para o local de origem da fratura. A Figura 7 representa as marcas de praia de uma peça de aço rompida.

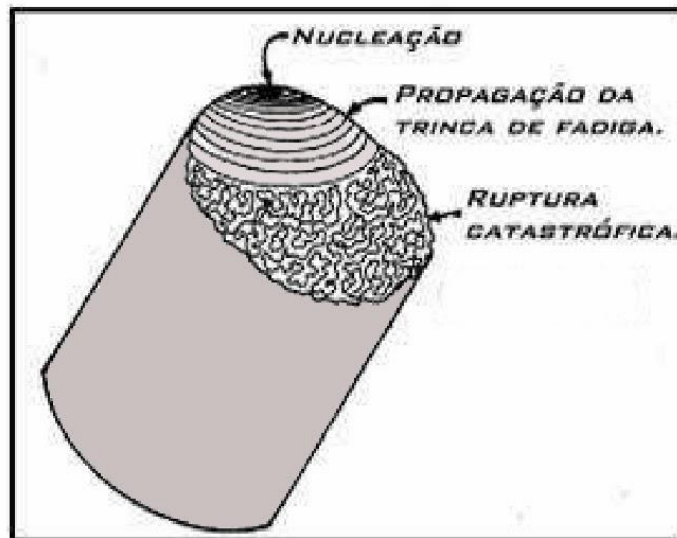


Figura 7 – Marcas de praia – Fonte: <http://4.bp.blogspot.com/-hwS5rOGoplo/UwC5c7gN0gl/AAAAAAAAADB4/9xZBs1JzNjl/s1600/FADIGA6.jpg>

### 2.4.8 Corrosão

Alguns elementos presentes no ambiente podem iniciar reações químicas no aço. O processo é chamado de corrosão. A corrosão causa a diminuição da seção das peças e pode ser uma das causas principais do colapso. A proteção contra a corrosão pode ser feita por pintura ou galvanização do aço. A vida útil do aço que foi

pintado depende muito do método executado, da limpeza das superfícies e das especificações da tinta.

O processo de galvanização é feito por imersão das peças, após a limpeza da sua superfície numa camada de zinco. Outra alternativa é a adição de cobre na composição química do aço que aumenta a sua resistência à corrosão.

O aço que tem resistência à corrosão desenvolve uma película de proteção, produzida pela própria corrosão. Essa película se transforma em uma barreira reduzindo a evolução do processo corrosivo. Algumas precauções de projeto podem ajudar a evitar a corrosão, tais como evitar pontos de retenção de umidade e sujeira.

A Figura 8 mostra pontos de corrosão localizados em um estrutura metálica.



Figura 8 – Estrutura com corrosão – Fonte: [http://www.conerge-engenharia.com.br/datafiles/suite/escritorio/aplicativo/conteudo/album\\_fotografico/482.jpg](http://www.conerge-engenharia.com.br/datafiles/suite/escritorio/aplicativo/conteudo/album_fotografico/482.jpg)

## 2.5 ENSAIOS

Embora não exista um ensaio que possa prever o real desempenho mecânico do aço, o ensaio de tração é considerado o teste que melhor apresenta resultados. O

corpo de prova varia conforme a sua origem. Além deste ensaio, também será abordado o ensaio de dobramento.

Conforme ABNT NBR 6892, 2002 em relação aos corpos de prova

#### 6.1.1 Geral

A forma e dimensões dos corpos de prova dependem da forma e dimensões dos produtos metálicos dos quais os corpos de prova são retirados.

O corpo de prova é, usualmente, obtido pela usinagem de uma amostra do produto ou obtida por forjamento ou fundição. Entretanto, produtos de seção constante (barras, fios, etc.) e também corpos de prova fundidos (ferro fundido maleável, ferro fundido branco, ligas não ferrosas) podem ser ensaiados sem serem usinados.

### 2.5.1 Ensaio de tração

A realização do ensaio é relativamente simples. A peça é prendida nas suas extremidades. Em seguida, as extremidades começam a serem afastadas lentamente. Conforme o decorrer da flambagem, a peça chegará num momento de ruptura. Essa será a sua resistência à tração. Com a realização desse teste define-se também o módulo de elasticidade da peça.

### 2.5.2 Ensaio de dobramento

Existem 3 tipos principais de ensaios de dobramento:

- Semi Guiado
- Guiado
- Dobramento Livre.

O mais utilizado para a engenharia civil é o Semi Guiado. O perfil do aço é dobrado até atingir um ângulo de 180° e depois examinado. Caso não haja surgimentos de fissuras ou fendas na zona tracionada, o material é aprovado.

*Obs.:* Os dois testes não são somente feitos para estruturas de aço, mas também para os aços de armação de pilares, vigas e laje.

## 2.6 TIPOS DE AÇO

Existem dois tipos de aço utilizados em estruturas: os de aços-carbono e os aços de baixa liga. Ambos podem receber tratamentos térmicos, que resultam na mudança de suas propriedades mecânicas.

### 2.6.1 Aços-carbono

Entre os dois, os mais utilizados são os de aços-carbono, onde a sua resistência é maior comparada a do ferro. A resistência maior é devido ao carbono, e em menor escala, devido ao manganês. Segue a Tabela 2 com a porcentagem máxima dos elementos adicionais.

MATERIAL	PORCENTAGEM (%)
CARBONO	2,0
MANGANÊS	1,65
SILÍCIO	0,6
COBRE	0,6

Tabela 2 – Porcentagem dos elementos do aço – Fonte: PFEIL Walter; PFEIL Michèle. Estruturas de aço. 7 ed. rev. ampl., 2000

Como visto, com o acréscimo do teor de carbono, a sua resistência também é aumentada. Mas também há desvantagem no aumento de carbono. Conforme o nível de carbono sobe, a sua ductilidade diminui. Normalmente se utilizam aços com teor de carbono baixo e até moderado, pois podem ser soldados sem grandes precauções. Abaixo a Tabela 3 exemplifica as três categorias que se divide o teor de carbonos

CATEGORIA	RELAÇÃO
BAIXO CARBONO	$C < 0,29\%$
MÉDIO CARBONO	$0,3 < C < 0,59$
ALTO CARBONO	$0,6\% C < 1,7\%$

Tabela 3 – Relação dos carbonos – Relação entre o nível de carbono e sua porcentagem

O tipo mais utilizado de aço em estruturas é o A36 que segue o padrão ASTM. Esse aço tem um teor de carbono entre 0,25-0,29%, um limite de escoamento  $f_y$  de 250 MPa e uma resistência à ruptura  $f_u$  de 400-500 MPa. Outra curiosidade são os aços ASTM A307 e A325, que são usados para parafusos comuns e de alta resistência respectivamente.

### **2.6.2 Aços de baixa liga**

Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas das propriedades mecânicas. (W. PFEIL e M. PFEIL, 2000). Assim, pode-se ter um aço com 0,20% de carbono e ainda ter um bom nível de resistência. Com esse teor de carbono, pode-se realizar uma solda sem grandes preocupações. Algumas indústrias, tais como Usiminas e Cosipa fabricam aços de baixa liga. Não há diferença visual entre o aço-carbono e o de baixa liga.

### 3 CONCRETO ARMADO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Nesta seção, o modelo estrutural de concreto armado será comparado à estrutura de aço. Será estudado o histórico, as características e os materiais do concreto armado.

O concreto armado é o método mais utilizado em construções devido ao seu custo/benefício. Porém, nem todas as obras podem utilizar concreto armado. Comparado ao aço, o peso do concreto é bem superior e a obra pode se tornar mais “suja”, por isso em casos como ampliações ou obras especiais em geral não é recomendável o uso desse material.

#### 3.2 HISTÓRICO E ATUALIDADE

Um material é considerado bom para construções quando ele apresenta resistência e durabilidade. Os primeiros materiais utilizados para construções eram madeiras e pedras. Posteriormente surgiu o aço. A pedra apresenta grande resistência à compressão e durabilidade, porém tem baixa resistência à tração. A madeira por sua vez tem uma razoável resistência, mas tem a sua durabilidade limitada. O aço possui uma alta resistência, mas a sua durabilidade também é limitada devido à corrosão. O concreto armado surgiu quando houve a necessidade de juntar a resistência e a durabilidade simultaneamente.

No ano de 1770, em Paris, associou-se ferro com pedra para formar vigas como as modernas, com barras longitudinais na tração e barras transversais ao cortante. Considera-se que o concreto armado surgiu na França, no ano de 1849, com o primeiro objeto do material registrado pela História sendo um barco, do francês Lambot, o qual foi apresentado oficialmente em 1855 (BASTOS. P, 2006)

Nessa época o material era chamado de “*Cimento Armado*”. O termo “*Concreto Armado*” surgiu em 1920. Foi em 1901 que as primeiras obras de concreto armado foram executadas no Brasil.

Nos dias de hoje o concreto armado é o material mais utilizado para estruturas, exatamente pela sua resistência, custo/benefício, trabalhabilidade e durabilidade.

### 3.3 CARACTERÍSTICAS

#### 3.3.1 Concreto

O concreto é considerado, por si só, um material frágil sendo composto por cimento, agregados, miúdos, água, aditivos e graúdos. Uma característica a ser citada é a consistência, que também irá definir a sua trabalhabilidade. Para a realização dos testes de consistência usa-se o método “*Slump*”, que será explicado na seção 3.5.2. O concreto é um material extremamente resistente à compressão, porém nos testes de tração a sua resistência é delimitada. A ligação entre argamassa e agregados tem uma resistência à tração bem inferior comparada a da argamassa em si, sendo esse o principal motivo da fragilidade do concreto para testes de tração. Quando há esse tipo de esforço, os elementos tendem a se romper.

#### 3.3.2 Aço de armação

Para a armação utilizam-se barras e fios de aço. Os fios têm uma bitola entre 3,2 a 12,5mm. As barras começam a serem feitas a partir dos 5mm e possuem a bitola máxima de 40mm padronizada pela NBR 7480 de 2007. As características do aço variam conforme o seu limite de escoamento à tração,  $f_{yk}$ , e por categoria, “A” ou “B”. As categorias normalizadas para barras e fios da mesma NBR 7480 são: CA-25, CA-40, CA-50 e CA-60(a última apenas para fios). As categorias A e B por sua vez são determinadas de acordo com seu processo de fabricação. As barras produzidas por laminação a quente sem posterior deformação a frio pertencem ao grupo A, enquanto as barras obtidas por processos que provocam encruamento a frio, por exemplo, relaminação a frio pertencem ao grupo B. Ambos processos influenciam no alongamento das barras e fios nos ensaios de tração. Por isso, no momento de especificar o tipo de aço que será utilizado no projeto, é importante denominar, além do seu limite de escoamento, em que categoria ele pertence. Como exemplos de categoria, têm-se o CA-40A ou CA-50B.

Alguns tipos de aço, CA-25 e CA-60 só possuem uma categoria respectivamente, sendo A e B, dispensando assim a repetição da nomenclatura da categoria. A escolha do tipo que se utilizará no projeto varia conforme as condições econômicas. Na maioria dos casos utiliza-se o CA-50A devido ao custo/benefício.

Outro detalhe das barras de aço são as nervuras, que geram aderência. A aderência influencia no aumento da resistência em relação à fadiga da peça, e não diretamente na aderência entre as barras e o concreto em si. As barras CA-25 não possuem nervuras. Os fios CA-60 com diâmetro nominal inferior a 10mm também podem ser lisos. O seu coeficiente de conformação será considerado  $\eta_b=1,00$ . O CA-40, que foi um aço muito utilizado antigamente na construção civil, possui apenas duas nervuras helicoidais, aumentando assim o seu coeficiente de conformação em 20%, comparado às barras lisas. Os aços do tipo CA50 de alta aderência com o valor de seu  $\eta_b=1,50$  são obrigatoriamente definidos pela NBR 7480.

De acordo com a NBR 7480 permite-se admitir o coeficiente de conformação superficial  $\eta_b = 1,5$ , desde que a configuração geométrica das barras, Fig. (1.1-b), atenda às seguintes exigências:

1. Os eixos das nervuras transversais ou cristas devem formar com a direção do eixo da barra um ângulo igual ou superior a  $45^\circ$ .
2. As barras devem ter pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas, exceto no caso em que as nervuras transversais estejam dispostas de forma a se oporem ao giro da barra dentro do concreto.
3. A altura média das nervuras ou cristas, ou a profundidade das mossas, deve ser igual ou superior a 0,04 do diâmetro nominal.
4. O espaçamento médio das nervuras transversais, cristas ou mossas, medido ao longo da mesma geratriz, deve estar entre 0,5 e 0,8 do diâmetro nominal.
5. As saliências devem abranger pelo menos 85% do perímetro nominal da seção transversal da barra ou do fio. (FUSCO. P. B., 2013, p. 7)

### 3.4 OUTRAS PROPRIEDADES

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. (LIBÂNIO M. 2007). Conforme normas, a massa específica do concreto armado simples deve estar entre  $2000 \text{ kg/m}^3$  e  $2500 \text{ kg/m}^3$  armado. Para efeito de cálculo esse valor pode ser adotado para  $2400 \text{ kg/m}^3$  de concreto simples e  $2500 \text{ kg/m}^3$  para o concreto-armado (NBR 6120, 1980). O coeficiente de dilatação térmica à temperatura ambiente  $10^{-5}/^\circ\text{C}$ . O peso específico do concreto,  $\gamma_c$  é de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 3.5 ENSAIOS

Existem inúmeros ensaios para definição da resistência à compressão e tração, consistência etc. Este trabalho concentra-se nos ensaios de Compressão e Slump.

#### 3.5.1 Ensaio de Compressão.

Para controlar a resistência do concreto, é necessário realizar ensaios em “Corpos de Prova” também conhecido como CP’s. Os CP’s devem ser cilíndricos, com 15 cm. de diâmetro e 30 cm. de altura. Por padrão são rompidos 4 CP’s por caminhão betoneira, sendo 2 CP’s depois de 14 dias da coleta e 2 CP’s depois de 28 dias depois da coleta. Os Corpos de Prova são geralmente analisados por três estágios diferentes durante os ensaios.

No primeiro estágio a ser estudado, as fissuras que já estavam presentes no Corpo de Prova, antes do carregamento permanente, permanecem intactas. O material apresenta uma elasticidade linear.

No segundo estágio, as fissuras entre a argamassa e os agregados graúdos começam a aumentar em largura, comprimento e quantidade. Com o decorrer deste processo, algumas fissuras vizinhas começam a se unir. O material já não apresenta mais um comportamento linear, porém a propagação das fissuras ainda é estável.

No terceiro e último estágio, ocorrem falhas progressivas no concreto, que por fim formam macro fissuras paralelas à direção da carga, causando colapso do Corpo de Prova.

O ensaio mais realizado para testar a resistência do concreto é o de “Compressão Axial”, conforme a figura 9.



Figura 9 – Ensaio de Compressão Axial - Corpo de prova em teste de compressão, mostrando as fissuras antes do estado de ruína – Fonte: <http://www.lem.ep.usp.br/pef2604/TerceiraAulaPEF2604.pdf>

### 3.5.2 Slump test

O ensaio de consistência conhecido como Slump, conforme a ABNT NBR 12665 de 2006, é realizado colocando o concreto fresco dentro de uma fôrma tronco cônica em três camadas. Cada camada recebe 25 golpes antes da adição da próxima. Em seguida, o molde é retirado lentamente e, então, é medida a altura do concreto. O valor encontrado é comparado ao do molde. Por exemplo, se a diferença entre os dois for de 70mm este valor será o seu Slump. A figura 10 mostra o processo para encontrar o Slump do concreto.

Um detalhe importante é que não existe relação entre o Slump e a resistência do concreto.

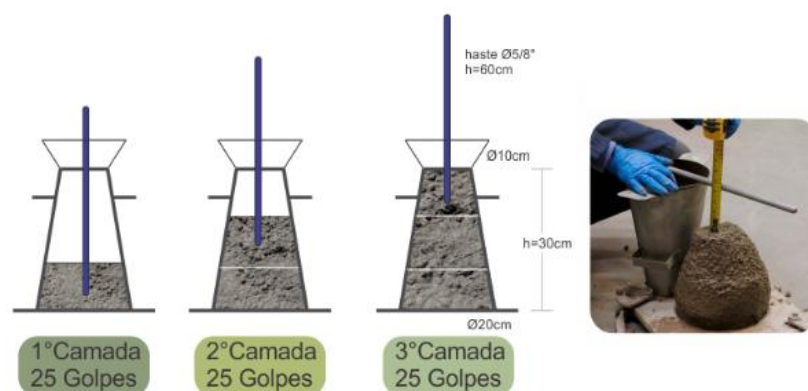


Figura 10 – Slump test – Concreto sob ensaio de Slump durante a concretagem. – Fonte: <http://pedreiro.com.br/wp-content/uploads/2014/02/Slump-Test-Concreto.png>

### 3.5.2.1 *Slump e trabalhabilidade*

Há muita confusão na relação entre Slump e trabalhabilidade. Para poder entender isso, será feito uma comparação. Uma laje foi concretada utilizando um concreto com Slump 60mm, e o processo ocorreu sem grandes dificuldades. Entretanto, o mesmo concreto utilizado na laje pode apresentar problemas em relação a concretagem de um pilar. Para definir uma boa trabalhabilidade, deve-se ficar atento ao que os operadores pedem durante a concretagem.

## 3.6 ÁGUA

A água é um fator muito importante para a resistência do concreto. Não somente a quantidade, mas também a qualidade. Algumas impurezas contidas na água, durante o amassamento ou no concreto endurecido, podem influenciar negativamente a resistência do concreto.

A água utilizada no amassamento não deve conter matérias orgânicas indesejáveis nem substâncias inorgânicas em teores excessivos. (GIAMUSSO. S, 1997). Normalmente, a água utilizada deve ser potável. O pH deve estar entre 6,0 e 8,0. Outro fator de grande importância é a relação água/cimento, que descreve a quantidade de água colocada em relação a cimento.

## 4 MATERIAIS E MÉTODO PARA EXECUÇÃO EM AÇO

### 4.1 INTRODUÇÃO

Este trabalho contém pesquisas teóricas, dados, projetos, estudos “in loco” (de uma obra onde foram utilizadas estruturas metálicas), revisões bibliográficas e monografias. A obra estudada iniciou-se em março de 2015 e foi entregue no mês de maio deste ano (2016).

### 4.2 PROJETO DE CASO REAL

O caso real estudado é de uma estrutura metálica para ampliação de um edifício. Era uma estrutura de quatro pavimentos inicialmente. Para o acréscimo de mais um pavimento foi feito um novo projeto. No anexo A pode se ver a distribuição dos pilares, vigas e partes da estrutura existente. O prédio citado já era utilizado na área de saúde na cidade de Santos e não pôde sofrer interferência na sua operação diária. Esse foi um fator determinante para certas decisões tomadas.

#### 4.2.1 Projeto de pilares e vigas

A maioria das vigas e pilares utilizados possuem as mesmas dimensões, um perfil laminado A36 W200x26,6. Conforme a tabela 4 de aço da ASTM, seguem as dimensões referentes desse perfil:

W200x26,6 A-36 (em mm)						
Altura total (d)	Largura da mesa (bf)	Espessura da mesa (tf)	Espessura da alma (tw)	Altura da alma (d')	Raio giração (R)	Área (A)
207	133	8,4	5,8	170	10,1	33,38

Tabela 4 – Dimensões do perfil W200x26,6 – Fonte: ASTM Internacional – Standards Worldwide

Os únicos pilares que não possuem esse perfil são do canto interno das tesouras 3 conforme o Anexo F. Esses pilares têm o perfil maior devido ao carregamento da laje técnica que está em balanço, sendo então o perfil de

W200x31,3. A tabela 5 mostra as dimensões do perfil W200x31,1, de acordo com a mesma tabela de aço:

W200x31,3 A-36 (em mm)						
Altura total (d)	Largura da mesa (bf)	Espessura da mesa (tf)	Espessura da alma (tw)	Altura alma (d')	Raio giração (R)	Área (A)
210	134	10,2	6,4	170	9,8	39,47

Tabela 5 – Dimensões do perfil W200x31,3 – Fonte: ASTM Internacional – Standards Worldwide

Utilizam-se chapas de aço que são chumbadas nos arranques existentes. Os pilares, por sua vez, são soldados sobre estas chapas de aço. As características das chapas e o tipo de solda podem ser consultados no anexo C.

#### 4.2.2 Passarela técnica e tesouras.

Há 6 tipos diferentes de tesouras para a sustentação do telhado e terças, conforme a localização no anexo B. Como as tesouras são soldadas diretamente nos pilares, torna-se possível a instalação de uma passarela técnica diretamente no vão entre os pontaletes das tesouras. Na passarela técnica passam as redes elétricas, as hidráulicas, as de gás e as de ar comprimido. Eventualmente, passam também a equipe técnica, a equipe de manutenção e os colaboradores. As terças e base dos beirais metálicos entre as tesouras têm um perfil C com as dimensões de 150 x 60 x 20mm x 1/8", distribuídas a cada 2.00 m.

#### 4.3 ORÇAMENTO E EQUIPE DE EXECUÇÃO

O orçamento para qualquer tipo de aço é feito a partir do peso total estimado. Para a execução dessa estrutura foi utilizado um peso estimado de 36.400 kg. de aço, totalizando R\$ 458.640. Com esses dados, conclui-se que o preço por peso do orçamento fica 12,60 R\$/kg. Conforme Anexo C, o orçamento da empresa terceirizada já engloba o fornecimento, o transporte do material até a obra, a locação de guindaste e a equipe técnica para instalação. A figura 11 mostra o organograma de como era composta a equipe técnica para essa execução.

### Equipe para execução da estrutura de aço

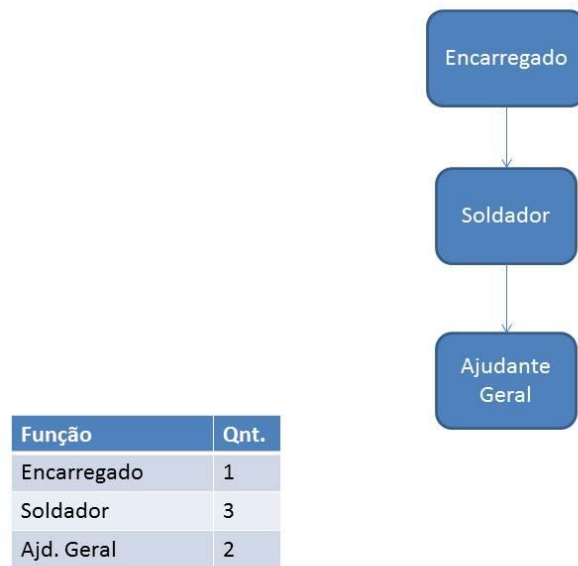


Figura 11 – Organograma equipe aço – Equipe executiva para instalação da estrutura de aço. – Fonte: Diários de obra.

### 4.3.1 Equipe técnica

A equipe técnica da empresa foi praticamente a mesma durante toda a execução da estrutura, sendo composta de acordo com a figura 12:



Figura 12 – Organograma equipe padrão – Equipe técnica padrão para execução – Fonte: Diários de obra

Além dos gastos com a equipe técnica, também há gastos com serras, containers na área de vivência e outros tipos de equipamentos necessários para a execução do serviço. Esses valores não são inclusos, pois o objetivo do trabalho é fazer uma comparação entre a execução de uma obra de aço e de um de concreto. Esses gastos são praticamente iguais para ambos os casos.

#### 4.4 EXECUÇÃO

Como o caso aborda a estrutura em si, são analisados a execução e o andamento da parte estrutural do início ao término. Após as instalações prévias, as equipes são divididas para acelerar os processos. Como por exemplo, antes do término da demolição da estrutura existente já tinha se dado o início da colocação da estrutura metálica. Como se demonstra no gráfico 2, iniciou-se a instalação da estrutura no dia 14/05 e terminou no dia 25/08. Todas as datas citadas no cronograma são referentes ao ano de 2015.

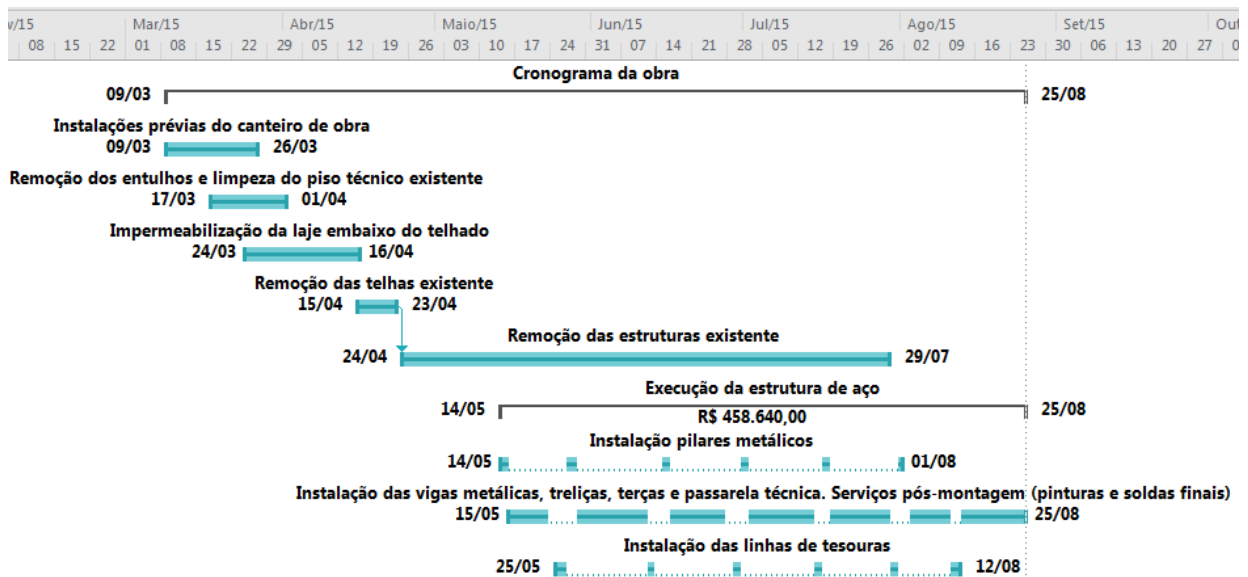


Gráfico 2 – Gráfico de Gantt para execução do aço – Cronograma da execução da estrutura de aço iniciando 09/03 e terminando 25/08:

*Instalações prévias do canteiro de obra (tapume, proteções, base de concreto para guincho, locação e instalação guincho, containers, rampas de acesso) – 09/03 até 26/03;*

*Remoção dos entulhos e limpeza do piso técnico existente – 17/03 até 01/04;*

*Impermeabilização da laje embaixo do telhado – 24/03 até 16/04;*

*Remoção das telhas existentes – 15/04 até 23/04;*

*Remoção das estruturas existentes (tesouras, beiral, cintas, paredes) – 24/04 até 29/07;*

*Execução da estrutura metálica - 14/05 até 25/08;*

- *12 pilares metálicos PM(26;27;28;39;40;41;52;53;54;64;65;66) - 14/05 até 15/05;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) - 15/05 até 25/05;*
- *Instalações de 3 linhas de tesouras – 25/05 até 26/05;*
- *16 pilares metálicos PM(22;23;24;25;35;36;37;38;48;49;50;51;60;61;62;63) – 27/05 até 28/05;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 29/05 até 11/06;*
- *Instalações de 4 linhas de tesouras – 12/06 até 13/06;*
- *12 pilares metálicos PM(19;20;21;32;33;34;45;46;47;58;59;60\*) - 15/06 até 16/06;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 16/06 até 27/06;*
- *Instalação de 3 linhas de tesouras – 29/06 até 30/06;*
- *12 pilares metálicos PM(16;17;18;29;74;30;31;42;43;44;55;56;57) – 30/06 até 01/07;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 02/07 até 14/07;*
- *Instalação de 3 linhas de tesouras – 15/07 até 16/07;*
- *12 pilares metálicos PM(13;14;15;10;11;12;7;8;9;4;5;6) 16/07 até 17/07;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 18/07 até 29/07;*
- *Instalação 4 linhas de tesouras – 30/07 até 31/07*
- *9 pilares metálicos PM(1;2;3;67;68;69;70;71;72) – 31/08 até 01/08;*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 03/08 até 10/08;*
- *Instalação 3 linhas de tesouras – 11/08 até 12/08*
- *Vigas metálicas entre os pilares instalados, execução da solda das treliças, terças e passarela técnica e serviços pós-montagem (pinturas e soldas finais) – 13/08 até 25/08; - Fonte: Diários de obra.*

#### 4.5 OUTROS DETALHES PÓS-EXECUÇÃO

O pé-direito após execução ficou em 2,85m. No vão entre o forro e a estrutura foi instalada “*telha sanduíche*” para manter a temperatura ambiente mais estável. As paredes externas e as paredes dos corredores foram executadas com alvenaria e as paredes de divisória com “*drywall*”. Os resultados da comparação entre as estruturas podem ser vistos nos itens 6 e 7, após a descrição do método para execução em concreto armado.

## 5 MATERIAIS E MÉTODO PARA EXECUÇÃO EM CONCRETO

### 5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão ressaltados os fatores determinantes que resultaram na decisão de não utilizar uma estrutura de concreto armado. Serão realizados os cálculos estruturais e financeiros de uma obra de concreto e como seria realizada a obra caso fosse utilizado concreto armado.

O grande problema da utilização do concreto neste projeto é devido ao seu peso. Não se sabia como os pilares inferiores estavam armados, devido à falta de projetos estruturais. Para descobrir isso seria necessário interditar a área em volta dos pilares interferindo e, provavelmente, interditando os processos diários do local. Para a realização deste projeto será considerado que os pilares inferiores aguentassem as cargas solicitantes da nova laje.

### 5.2 DADOS E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Para o dimensionamento do projeto, adota-se certos dados e valores:

- Adotar concreto C30
- Adotar aço CA-50A.
- Cobrimento das barras de 3cm.

As cargas de cálculo adotadas e o dimensionamento para os pilares, para as vigas e para as lajes serão inclusas em seu tópico.

#### 5.2.1 Projeto e armação dos pilares.

No projeto executivo de concreto armado, reaproveitam-se os arranques de 4 barras de 12,5mm para a armação e os dimensionamentos dos pilares existentes, 40x40 cm..

Para o dimensionamento dos estribos, consultar a NBR 6118.

Conforme NBR 6118/2014, item 18.4.3 Armaduras transversais

*A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamentos com vigas e lajes.*

*O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.*

*O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:*

- 200mm;
- menor dimensão da seção;
- $24\phi$  para CA-25,  $12\phi$  para CA-50.

Com esses dados é permitido adotar o diâmetro do estribo de 5mm com o espaçamento de 15 cm.

Os arranques existentes foram deixados justamente para a execução de uma ampliação. Aqui já começam a surgir os primeiros problemas em relação à estrutura de concreto arm

ado. O edifício ampliado é antigo, construído 1931, e os arranques expostos para armação não possuíam uma superfície nervurada. Com esses dados conclui-se que o aço era do tipo CA-25 ou CA-40 (com suas nervuras desgastadas), tornando-se assim um edifício com sua resistência à fadiga reduzida. Na realização desse empreendimento o aço usado é o CA-50A que possui essas nervuras.

### **5.2.2 Laje técnica e tesouras**

Em cima dos pilares é colocada uma laje para a sustentação das tesouras. A laje também serve como uma passarela técnica para as tubulações de elétrica, hidráulica e outras tubulações de equipamentos específicos. As tesouras existentes estão em excelentes condições e serão reutilizadas. Apenas, as ripas, caibros e terças serão trocadas. As tesouras terão que ser apoiadas na laje técnica, fazendo com que a laje fique “inteira”, diferente da estrutura de aço. Isso irá influenciar no peso total da estrutura, aumentando mais ainda a carga nos pilares inferiores.

São necessários os seguintes itens para o cálculo do dimensionamento da armação da laje:

- Altura da laje 15cm;
- Peso próprio da laje de projeto (3,75 kN/m<sup>2</sup>);
- Reboco e alvenaria da laje (0,25 kN/m<sup>2</sup>);
- Carga acidental em forros não destinados a depósitos (0,50kN/m<sup>2</sup>);
- Telhado com estrutura de madeira (0,30kN/m<sup>2</sup>);
- Carga acidental em terraço sem acesso as pessoas (0,5 kN/m<sup>2</sup>);

Com esses dados concluiu-se um peso total, sendo ele a soma das cargas acidentais e cargas permanentes, de 5,30 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.3 DIMENSIONAMENTO E CÁLCULOS ESTRUTURAIS

#### 5.3.1 Cálculo e dimensionamento da laje

A laje é calculada a partir dos dados acima. Conforme a figura 13 a seguir, a laje L501 demarcada em vermelho para exemplificar como foram realizados os cálculos de armação.

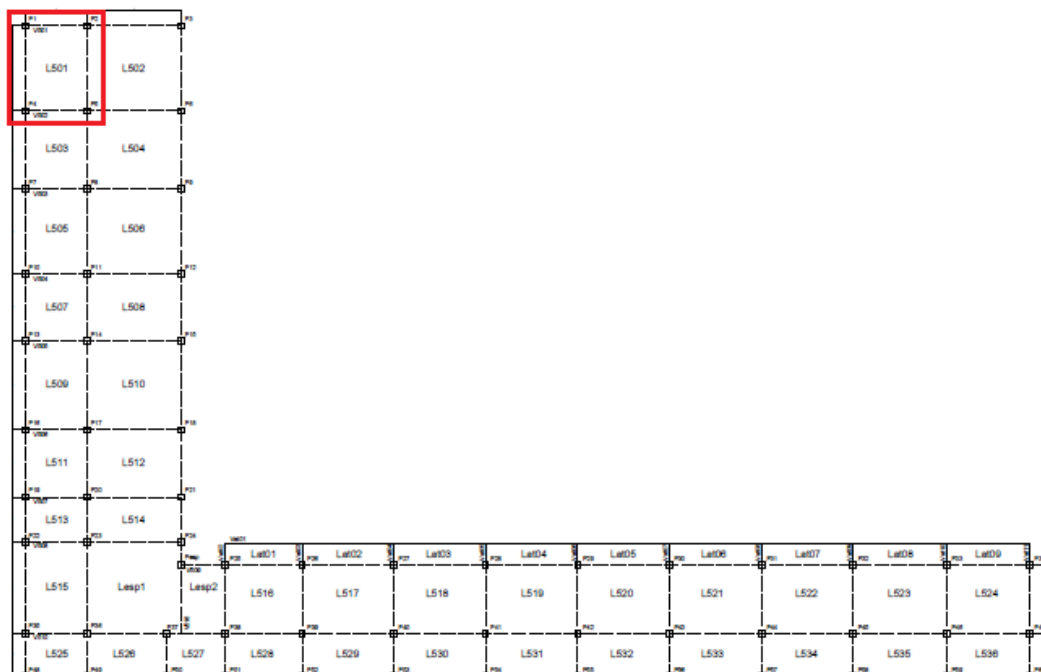


Figura 13 – Laje L501 - Laje 501 demarcada em vermelho para exemplificar o cálculo da armação da laje. – Fonte: Projeto executivo baseado no projeto real.

A laje demarcada têm então os eixos  $l_x$  e  $l_y$  e carga de quinhões  $Q_x$  e  $Q_y$  conforme a tabela 6 a seguir.

Quinhão das Lajes					
Laje	$l_y$ (cm)	$l_x$ (cm)	$l_y/l_x$	$Q_x$ (kN/m)	$Q_y$ (kN/m)
L501	576,30	425,00	1,36	5,63	7,11

Tabela 6 – Quinhões da laje L501 – Fonte: Planilha de cálculo.

O  $PP_{Laje}$  é calculado pela altura da laje multiplicado pelo  $\gamma_c$ . O quinhão do eixo  $x$ , conforme o tipo da laje do anexo M, é calculado conforme a equação 1. :

$$Q_x = PP_{Laje} * \frac{l_x}{4} \quad \text{Quinhão do eixo } x \quad (1)$$

E o do eixo  $y$  conforme a equação 2:

$$Q_y = Q_x * \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right) \quad \text{Quinhão do eixo } y \quad (2)$$

Os cálculos dos momentos positivos e negativos da laje podem ser vistos na tabela 7.

Momentos Positivos e Negativos da Laje								
Tipo de laje	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	$MkL^-_x$ (kNm)	$MkL^-_y$ (kNm)	$MkL^+_x$ (kNm)	$MkL^+_y$ (kNm)
Tipo 6	30,70	53,30	14,00	17,50	3,12	1,80	6,84	5,47

Tabela 7 – Momentos positivos e negativos da laje L501 – Fonte: Planilha de cálculo.

As letras gregas  $\alpha$  e  $\beta$  são obtidas através da “Tabela Czerny”, Anexo M, onde primeiro é encontrado qual o tipo de laje conforme seus apoios e em seguida a relação de  $l_y/l_x$ . Nesse caso, o tipo 6 é uma laje com engastamento em todos os seus apoios.

Com os “ $\alpha$ ” e “ $\beta$ ” definidos, calcula-se os momentos solicitantes. O cálculo dos momentos positivos é calculado conforme a equação 3:

$$Mk^+_{x,y} = \frac{p \cdot l_x}{\alpha_{x,y}} \quad \text{Momento positivo da laje} \quad (3)$$

E para os momentos negativos, a fórmula utilizada é:

$$Mk^-_{x,y} = \frac{PP_{Laje} \cdot l_x}{\beta_{x,y}} \quad \text{Momento negativo da laje} \quad (4)$$

Antes de definir a área necessária de aço para a armadura, define-se a Linha Neutra,  $x$ . A Linha Neutra é calculada conforme a equação 5.

$$x^{\pm}_{x,y} = 1,25 * d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Md^{\pm}_{x,y}}{(0,425 * b * d^2 * fcd)}} \right] \quad \text{Linha Neutra dos eixo x e y} \quad (5)$$

A tabela 8 mostra a Linha Neutra dos lugares mais solicitados da laje.

Linha Neutra			
$x^-_x$ (cm)	$x^-_y$ (cm)	$x^+_x$ (cm)	$x^+_y$ (cm)
0,263	0,151	0,583	0,465

Tabela 8 – Linha Neutra dos momentos positivos e negativos do eixo x e y – Fonte: Planilhas de cálculo

Utiliza-se em lajes o  $d$  como: espessura da laje-cobrimento-0,5cm. Com a definição da Linha Neutra, será possível calcular as armaduras necessárias da laje L501. Para a realização desses cálculos foi usada a equação 6:

$$As^{\pm}_{x,y} = \frac{Md^{\pm}_{x,y}}{[fyd * (d - 0,4 * x^{\pm}_{x,y})]} \quad \text{Armadura da laje} \quad (6)$$

O resultado obtido através dessa fórmula nos fornece a área de aço necessária para a armação. O valor é comparado com a área mínima de aço definida pela equação 7. Os dois resultados obtidos, são comparados e o maior número é utilizado.

$$As_{min} = 0,67 * 0,15\% * AC \quad \text{Área mínima de aço} \quad (7)$$

A tabela 9 mostra a comparação entre os resultados obtidos dos  $As$  com o  $As_{min}$ .

<b>Armadura da laje</b>				
$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s^-_x}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s^-_y}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s^+_x}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s^+_y}$ (cm <sup>2</sup> )
1,51	0,88	0,51	1,95	1,56

Tabela 9 – Armadura da laje L501 medidas em cm<sup>2</sup> – Fonte: Planilha de cálculo.

É utilizada a armadura mínima para a armadura negativa de ambos os eixos. De acordo com a tabela de aço no anexo J, conclui-se que a laje L501 é armada conforme a tabela 10.

<b>Detalhamento</b>		
<b>Armadura</b>	<b><math>\phi</math> (mm)</b>	<b>Espaçamento (cm)</b>
Negativa eixo x	6,3	20
Negativa eixo y	6,3	20
Positiva eixo x	6,3	15
Negativa eixo y	6,3	20

Tabela 10 – Armadura da laje L501 – Fonte: Planilha de cálculo.

### 5.3.2 Cálculo e dimensionamento das vigas

Para o dimensionamento das vigas longitudinais e transversais de sustentação da laje superior utilizadas no projeto são usados os seguintes dados:

- Seção das vigas de projeto (20cmx50cm)
- Peso próprio das vigas (2,5 kN/m)

- Descarregamento dos quinhões da laje
- Platibanda nas vigas de borda (1,80 kN/m)

Com os dados acima, iniciam-se os cálculos dos momentos e em seguida os cálculos das armaduras.

Para as armaduras e dimensionamento das vigas, são demonstrados os cálculos com a viga V501-1(demarcada na figura 14). O mesmo procedimento é realizado em todas as vigas da laje.

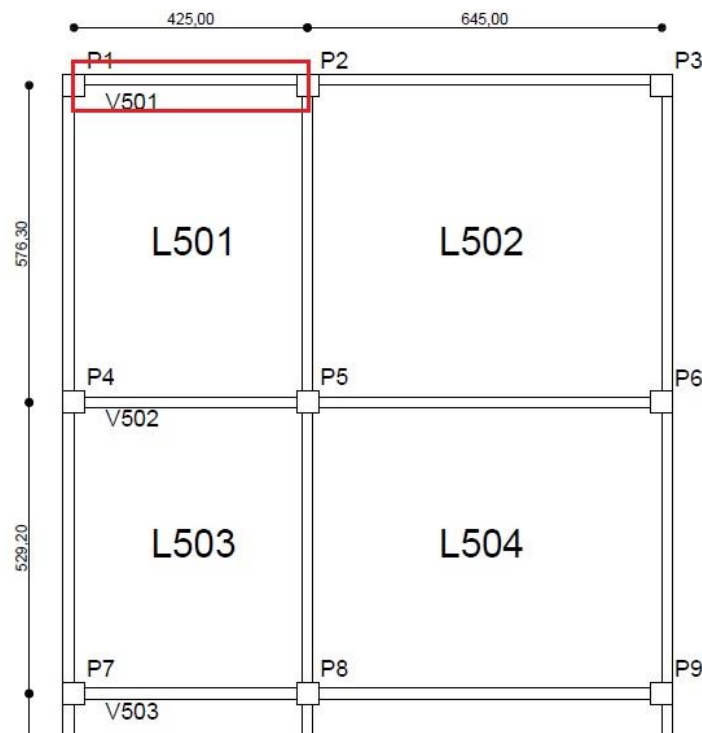


Figura 14 – Viga V501-1 – V501-1 demarcado em vermelho – Fonte: Projeto executivo baseado no projeto real.

Na tabela 11 encontram-se as forças cortantes e os momentos, que foram previamente calculadas

Dados iniciais			
Viga	Md <sup>-</sup> (kNm)	Md <sup>+</sup> (kNm)	Vsd (kN)
V501-1	39,89	7,63	36,71

Tabela 11 – Dados previamente calculados dos esforços solicitantes – Fonte: Planilha de cálculo

O momento negativo de projeto deste caso é maior do que o positivo. A explicação disso pode ser dada por:

Considerando as ligações com os pilares, obtém-se uma redução dos momentos positivos nos vãos, como uma consequência do surgimento de momentos negativos nos apoios de extremidade. Conforme se verifica na fig. 5.5.13, o momento negativo no apoio de extremidade pode superar o momento positivo no vão, dependendo da rigidez dos pilares. (DE ARAÚJO. J, 2014).

### 5.3.2.1 Armadura transversal

A área de aço utilizada nos estribos depende da parcela resistente do concreto,  $V_c$ . A parcela é dada pela equação 8.

$$V_c = 0,6 * \left(0,15 * \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{10}\right) * b_w * d \quad \text{Parcela resistente do concreto} \quad (8)$$

O valor do  $V_c$  obtido é comparado diretamente com o  $V_{sd}$ . Se o  $V_c$  for maior que  $V_{sd}$  conclui-se que a viga será armada com armadura mínima,  $A_{sw_{min}}$ . É o caso da viga V501-1. Para o cálculo da  $A_{sw_{min}}$  é dada a equação 9.

$$A_{sw_{min}} = 20 * \frac{0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yw}} * b_w \quad \text{Equação armadura transversal mínima} \quad (9)$$

O resultado de  $A_{sw_{min}}$  da viga V501-1 foi de 2,32 cm<sup>2</sup> e com base da tabela de aço no Anexo J, pode-se concluir que para a armadura transversal são usadas barras com  $\phi$  de 6,3 mm e espaçamento de 12,5 cm.

### 5.3.2.2 Armadura longitudinal

Para a realização do cálculo das armaduras longitudinais, é necessário achar a Linha Neutra novamente para os momentos positivos e negativos, que é calculada pela equação 5.

Após encontrar a Linha Neutra, inicia-se o cálculo de áreas de aço, segundo a equação 6. O valor é comparado novamente com o valor do  $A_{s_{min}}$ , encontrado na equação 7. O maior dos dois valores é o utilizado. No caso da viga V501-1 segue na tabela 12 de como ficou a distribuição da armadura longitudinal.

Viga	$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^-$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^+$ (cm <sup>2</sup> )
V501-1	1,5	2,12	0,39

Tabela 12 – Armação longitudinal da viga V501-1 – Fonte: Planilha de cálculo

No caso da armadura superior usa-se o  $A_{s_{min}}$ .

## 5.4 VOLUME E PESO TOTAL DO CONCRETO ARMADO

### 5.4.1 Volume de concreto.

Para a realização dos cálculos de volume do concreto algumas medidas devem ser tomadas para não calcular a mesma seção duas vezes. É o caso das vigas, por exemplo, onde é adotada a altura delas como 35cm, ao invés de 50 cm. Os últimos 15cm. são calculados juntamente com a laje. O motivo para isto é simplesmente facilitar o cálculo do volume total. As tabelas 13, 14 e 15 a seguir mostram os volumes de concreto calculados para cada seção.

<b>Item</b>	<b>Pilar (40cmx40cm)</b>
Quantidade	74,00
Base (m)	0,40
Comprimento (m)	0,40
Altura (m)	3,62
Volume Un. (m <sup>3</sup> )	0,58
Volume total (m <sup>3</sup> )	42,86
Volume total +10% de perda	47,15
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	2500,00
Peso total (kg)	117.875,00

Tabela 13 - Cálculo do volume e peso total dos pilares da estrutura. – Fonte: Projeto do anexo A até I

<b>Item</b>	<b>Laje técnica 1</b>	<b>Laje técnica 2</b>	<b>Laje técnica externa</b>
Quantidade	1,00	1,00	1,00
Base (m)	12,20	10,70	1,43
Comprimento (m)	68,66	35,00	55,04
Altura (m)	0,15	0,15	0,1
Volume Un. (m <sup>3</sup> )	125,65	56,18	11,78
Volume total (m <sup>3</sup> )	125,65	56,18	11,78
Volume total +10%	138,21	61,8	12,96
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	2500,00	2500,00	2500,00
Peso total (kg)	314.125,00	138.450,00	29.450,00

Tabela 14 - Cálculo do volume e peso total das lajes da estrutura. – Fonte: Projeto do anexo A até I

<b>Item</b>	<b>Vigas (20cmx35cm)</b>	<b>Vigas (20cmx40cm)</b>
Quantidade	120,00	19,00
Base (m)	0,20	0,20
Comprimento (m)	619,90	69,29
Altura (m)	0,35	0,40
Volume Un. (m <sup>3</sup> )	43,39	5,54
Volume total (m <sup>3</sup> )	43,39	5,54
Volume total +10% de perda	47,73	6,10
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	2500,00	2500,00
Peso total (kg)	108.475,00	13.850,00

Tabela 15 - Cálculo do volume e peso total das vigas da estrutura. – Fonte: Projeto do anexo A até I

Com os dados da tabela, conclui-se que o volume total para a concretagem é de 314m<sup>3</sup>. Sabendo que cada caminhão suporta 8m<sup>3</sup>, são necessárias 40 viagens

para a concretagem. Assim, o peso total da estrutura de concreto fica em 785.000 kg, aproximadamente 20 vezes maior do que a de aço.

#### 5.4.2 Peso do aço para armação.

Para efeito de cálculo do orçamento deve-se separar o peso total de cada bitola utilizada, pois o valor do peso do aço varia de diâmetro para diâmetro. Depois de separar as bitolas, calcula-se a metragem total de aço e multiplica-se pela “*Massa nominal*”. Os valores da Massa Nominal de cada barra são obtidos através da tabela da NBR 7480 de 2007 no ANEXO B.1 e B.2, que também seguem como os anexos K e L. Os dados para os cálculos do peso de cada barra estão resumidos na tabela 16.

<b>Bitola (mm)</b>	<b>Massa Nominal (kg/m)</b>
5,0	0,154
6,3	0,245
8,0	0,395
10,0	0,617
12,5	0,963

Tabela 16 – Massa nominal para cada bitola utilizada no projeto. – Fonte: NBR 7480, anexo B.1 e B.2.

Definida a Massa Nominal calcula-se o peso total de cada bitola. A realização do cálculo é feito conforme a tabela 17, onde são somadas todas as áreas de aço e multiplicadas com o seu valor de Massa Nominal. A partir desse peso define-se o valor estimado para orçamento.

<b>Bitola (mm)</b>	<b>Pilares (m)</b>	<b>Vigas (m)</b>	<b>Laje (m)</b>	<b>Peso (kg)</b>
5,0	2628,48	0	0	404,79
6,3	0	5697,92	25616,23	7671,97
8,0	0	2748,45	0	1085,64
10,0	0	1958,322	0	1208,28
12,5	1071,52	658,69	959,03	2589,74

Tabela 17 – Peso total do aço – Fonte: Planilha de cálculo.

Além dos aços do projeto, também é necessária a compra de arame recozido para a amarração e de uma treliça espaçadora para facilitar a separação da armadura positiva e negativa da laje. São estipulados 100kg de cada material para o orçamento.

#### 5.5 ORÇAMENTO CONCRETO ARMADO

O volume de 314m<sup>3</sup> é multiplicado pelo valor de 250R\$/m<sup>3</sup>, que foi o preço de mercado encontrado para o C30 em 2015. Além desse custo, também é necessária a locação de uma bomba de concreto. O valor da locação da bomba é de 1.500 R\$/dia. Sendo dois dias de concretagem, o valor da locação fica em 3.000R\$. O custo final do concreto é de R\$ 81.500.

O valor do aço varia conforme o diâmetro das barras. Utiliza-se a tabela 18 que mostra os valores de mercado para o orçamento de cada bitola de aço.

<b>Tipo do aço</b>	<b>Valores (R\$/kg)</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Valor final (R\$)</b>
Arame recozido p/ amarração	4,43362	100	443,36
Treliça espaçador 6,3mm x 6cm x 6m	3,4344	100	343,44
Barra com $\phi$ de 5mm	2,23043	404,79	902,86
Barra com $\phi$ de 6,3	2,43118	7671,97	18651,93
Barra com $\phi$ de 8	2,43118	1085,64	2639,38
Barra com $\phi$ de 10	2,32067	1208,28	2804,03
Barra com $\phi$ de 12,5	2,21016	2589,74	5723,74
<b>Total R\$</b>			<b>31.508,74</b>
<b>Total +10% de perda R\$</b>			<b>34.660.00</b>

Tabela 18 – Valores das bitolas de aço de 2015 – Fonte: Pesquisa de mercado.

Os valores citados já englobam o transporte do material, porém não foi realizado o “*corte e dobra*”. Esse processo é realizado na obra pelos armadores da empresa. O valor final arredondado para o orçamento de aço fica em R\$34.660.

Além desses valores, adota-se R\$ 741.500 para espaçadores do tipo “*centopeia*” e “*cadeirainha*” e outros tipos de materiais tais como pregos e parafusos. Com os valores definidos, conclui-se que o valor total, sem a mão de obra, para a execução da obra fica em 117.660R\$.

## 5.6 ESTRUTURA E ORÇAMENTO DO TELHADO.

Como previamente citado, as tesouras são reaproveitadas devido ao seu estado de conservação e por não apresentarem nenhum tipo de patologia. São utilizadas as mesmas dimensões como a da estrutura existente para terças e cumeeiras, porém as madeiras são trocadas. A madeira utilizada para essas peças são do tipo dicotiledônea com dimensões de (6x16)cm. O valor encontrado por meio de pesquisa de mercado, para especificamente a madeira “*Peroba Rosa*”, foi de 23.00 R\$/metro linear.

O projeto de telhados, conforme os anexos D até I, conta com um espaçamento entre as terças de 1,6m. Para realizar o orçamento é considerado um total de 11 linhas em ambas as lajes. A menor laje tem um comprimento de 35m, que

resulta em 385 metros lineares de madeira. Já a maior possui um comprimento de 68.6m e utiliza 755 metros lineares. Com esses dois valores, pode-se concluir que é necessário o uso de 1140 metros lineares de madeira. Adicionando 10% de perda, resulta em 1250 metros lineares e que cada metro custa 23R\$ tem-se um valor estimado de R\$ 28.750.

No anexo B estão os projetos de distribuição das tesouras e nos anexos D a I as terças.

## 5.7 DEFINIÇÃO E ORÇAMENTO DAS FÔRMAS

O madeirite plastificado que é usado tem as dimensões de (1,2x2,4)m com uma espessura de 18mm. Para a cotação das fôrmas usa-se um método de cálculo mais prático do que teórico: multiplica-se a área total da laje por 1,5 e divide-se pela área de cada madeirite, 2,88m<sup>2</sup> (arredondado 2,9m<sup>2</sup>). Fazendo isso, chega-se a um valor bem próximo da quantidade do material que é usado para as fôrmas das lajes, vigas e pilares. A maior laje conta com uma área de 837m<sup>2</sup> e a menor 375m<sup>2</sup>. Somando os dois valores e multiplicando por 1,5, tem-se um valor de 1818m<sup>2</sup>. Dividindo esse valor pela área de cada placa, chega-se a um total de 627 placas. O valor encontrado no mercado para cada placa é de R\$ 100, resultando em um valor de R\$ 6270.

## 5.8 EQUIPE TÉCNICA, EQUIPAMENTOS E CUSTOS ADICIONAIS.

Para a execução da concretagem é necessário aumentar a equipe de carpinteiros e ajudantes de carpintaria. Também é preciso adicionar uma equipe de armação composta de armadores e seus ajudantes. São adicionados mais 4 carpinteiros e 2 ajudantes, totalizando 7 carpinteiros e 4 ajudantes de carpintaria. Para a equipe de armação, são adicionados mais 3 profissionais e 2 ajudantes. A equipe de armação só trabalha no empreendimento por 15 dias e a equipe de carpintaria por um mês completo devido à instalação das tesouras, conforme o cronograma da página 52 figura 15. Assim, a equipe técnica completa para a execução da concretagem fica de acordo com o organograma da figura 15.

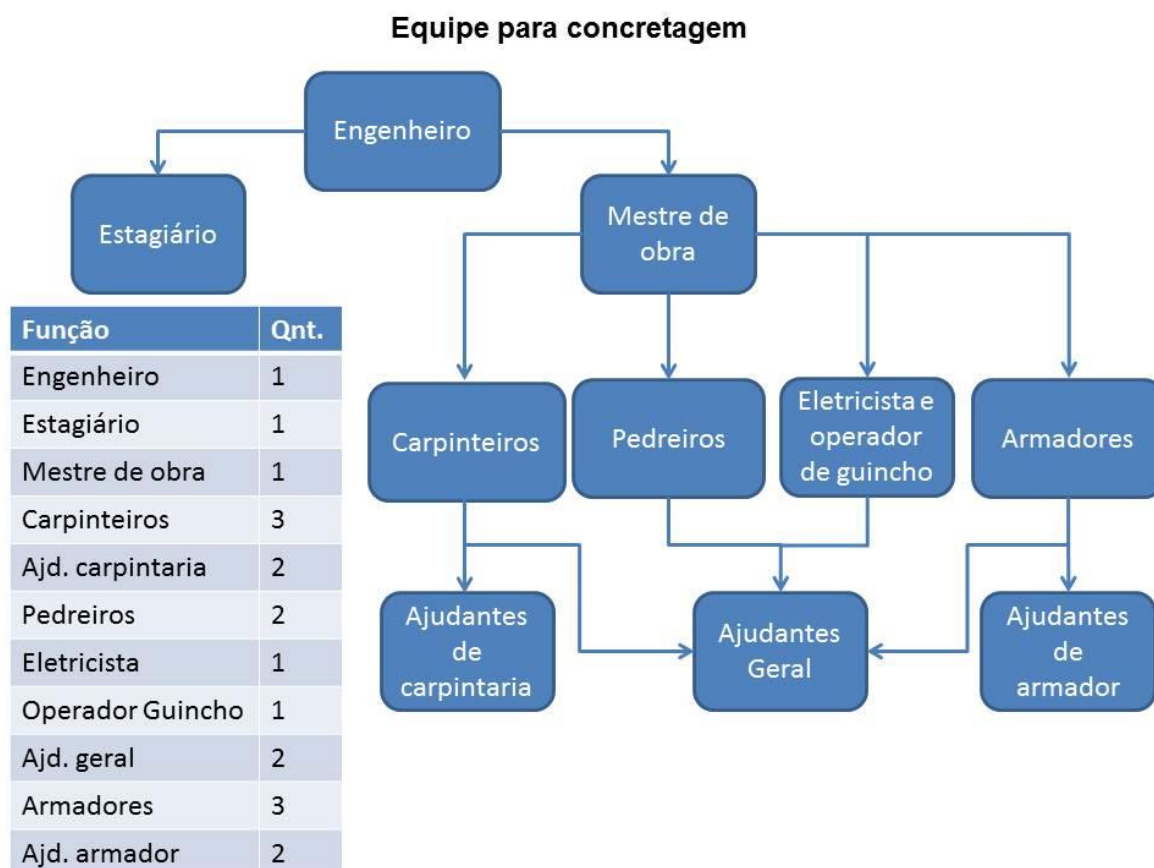


Figura 15 – Organograma equipe concretagem – Equipe para a execução do serviço – Fonte: Diários de obra

Conforme a CLT, são consideradas 220 horas/mês trabalhadas e adotando o valor dos armadores e carpinteiros de 9,00 R\$/hora e dos ajudantes 7,00 R\$/hora, tem-se o seguinte gasto com o empreendimento conforme a tabela 19.

Função	Valor/hora	Horas trabalhadas (CLT)	Salário/ Funcionário	Qty. adicional funcionário	Gasto mensal adicional
Armador	R\$ 9,00	110	R\$ 990,00	3	R\$ 2.970,00
Ajudante armador	R\$ 7,00	110	R\$ 770,00	2	R\$ 1.540,00
Carpinteiro	R\$ 9,00	220	R\$ 1.980,00	4	R\$ 7.920,00
Ajudante carpintaria	R\$ 7,00	220	R\$ 1.540,00	2	R\$ 3.080,00
				<b>Total</b>	<b>R\$ 15.510,00</b>

Tabela 19 – Custo adicional dos funcionários para o empreendimento – Fonte: Dados da empresa.

Além do aumento da equipe técnica, é necessária a locação de uma “*mini grua*” para poder subir as ferragens e os componentes da estrutura das tesouras. O

guincho cremalheira instalado na obra não era dimensionado para subir tais materiais. O valor estimado para a locação de uma mini grua é de 3.000 R\$/mês.

Para a concretagem contrata-se obrigatoriamente uma empresa para as realizações de testes de corpos de prova e barras de aço. Conforme pesquisas de mercado, uma simulação de orçamento ficaria parecida com a tabela 20.

Item	Serviço	Und.	Qnt.	Valor Unit.	Valor total
1	Mobilização e Desmobilização de equipe em concretagem Dias 30/07 e 07/08	Mob.	2	R\$ 80,00	R\$ 160,00
2	Coleta de materiais na obra Dias 30/07 e 07/08	Col.	2	R\$ 80,00	R\$ 160,00
3	Ruptura de CP's	CP.	160	R\$ 13,50	R\$ 2.160,00
4	Equipe moldagem período manhã	Per.	2	R\$ 125,00	R\$ 250,00
5	Equipe moldagem período tarde	Per.	2	R\$ 99,00	R\$ 198,00
6	Ensaio de tração em aço	Un.	16	R\$ 25,00	R\$ 400,00
7	Ensaio de verificação de bitolas	Un.	16	R\$ 11,00	R\$ 176,00
8	Ensaio de módulo de elasticidade	Un.	16	R\$ 12,50	R\$ 200,00
9	Ensaio dobramento	Un.	16	R\$ 12,50	R\$ 200,00
10	<b>Total</b>				R\$ 3.904,00
11	<b>Reajuste</b>				6,8%
12	<b>Sub Total + Reajuste</b>				R\$ 4.169,47
13	<b>ISS 3%</b>				R\$ 125,08
14	<b>Total Fatura</b>				<b>R\$ 4295,00</b>

Tabela 20 – Orçamento dos testes da concretagem – Fonte: Pesquisa de mercado no anexo D

## 5.9 EXECUÇÃO

O cronograma executivo para a concretagem é parecido com o da estrutura de aço. A grande diferença começa a partir do término do item: “Remoção das estruturas existentes”. Com a estrutura de aço os serviços estruturais já tinham se iniciado meses antes do término da remoção das estruturas existentes. Com a estrutura de concreto tem que aguardar até quase o término da remoção para dar início à execução das fôrmas e armação. O cronograma por sua vez é parecido com o gráfico 3.

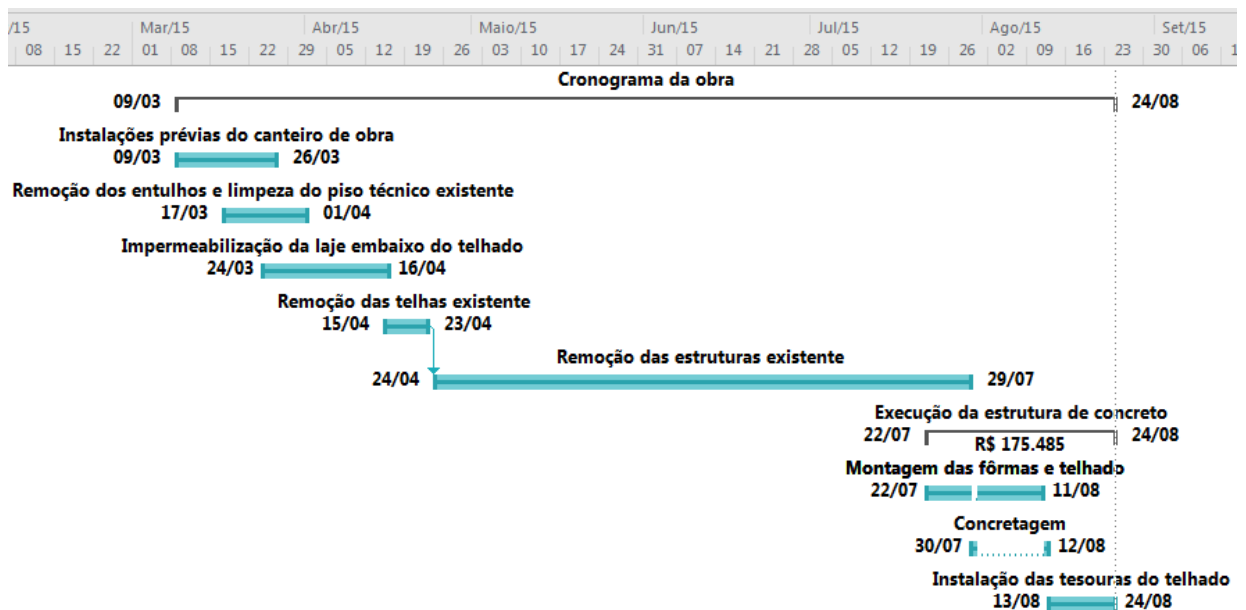


Gráfico 3 – Gráfico de Gantt para concretagem – Tempo estimado para a execução da concretagem – *Instalações prévias do canteiro de obra (tapume, proteções, base de concreto para guincho, locação e instalação do guincho, containers e rampas de acesso) – 09/03 até 26/03;*

*Remoção dos entulhos e limpeza do piso técnico existente – 17/03 até 01/04;*

*Impermeabilização da laje embaixo do telhado – 24/03 até 16/04;*

*Remoção das telhas existentes – 15/04 até 23/04;*

*Remoção das estruturas existentes (tesouras, beiral, cintas, paredes etc.) – 24/04 até 29/07;*

*Execução da estrutura de concreto e telhado – 22/07 até 24/08*

- *Montagens das fôrmas e armação para concretagem (Pilar, viga e laje) – 22/07 até 11/08*
- *Concretagem dos pilares – 30/07*
- *Concretagem das vigas e da laje – 12/08*
- *Instalação das tesouras do telhado - 13/08 até 24/08 - Fonte: Diários de obras.*

Os valores e datas utilizados são estipulados e, caso realmente fossem executados, poderiam haver mudanças.

As tesouras podem ser vista nos Anexos D até J.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Adicionando todos os valores encontrados dos itens 5.5 até 5.7, conclui-se que o orçamento fica em R\$ 175.485,00 para a execução da obra em concreto, conforme a tabela 21.

<b>Serviço</b>	<b>Valor (R\$)</b>
Concreto armado	117.660
Formas	6.270
Equipe adicional	15.510
Madeira para o telhado	28.750
Mini grua	3.000
Teste do aço e concreto	4.295
<b>Total</b>	<b>175.485,00</b>

Tabela 21 – Orçamento final para execução da obra em concreto armado. – Fonte: Planilha de cálculo.

Além de tudo citado, algumas complicações podem surgir na hora da execução. Obras de concreto, por natureza, costumam se tornar mais sujas comparadas com as de aço. Independentemente de cuidados e limpezas, a utilização de betoneiras e bombas de concreto acabam sujando mais o local. A obra foi realizada em um edifício da área de saúde que não teve seus processos interditados durante toda a execução. Este fator foi de extrema importância na decisão de qual material utilizar, dando mais uma vantagem para o aço.

Caso se utilizasse o concreto armado, outra complicação seria o acesso dos 40 caminhões betoneira mais o caminhão com a bomba de concreto. A área do canteiro de obra é bem reduzida e o único acesso é um portão com largura de 3,5 metros. A via de acesso para o canteiro é mão única e estreita também.

Estes detalhes aumentam a possibilidade de imprevistos que possivelmente causariam atrasos durante a concretagem. Isso, por si só, não seria um fator determinante, mas acabou contribuindo na decisão de utilizar a estrutura de aço.

## 7 CONCLUSÃO

Fazendo uma comparação final do caso real, conclui-se realmente que as obras de concreto armado são muito mais baratas do que as de aço. Como vimos, o caso estudado poderia ter sido feito com uma estrutura de concreto armado, caso houvesse a possibilidade de realizar os testes da estrutura existente. A falta de informação complementar dos dimensionamentos e armações dos pavimentos inferiores impossibilitou a utilização do concreto armado. O peso da estrutura de aço ficou mais de 50% mais leve comparada com a estrutura de concreto armado, sendo esse o principal motivo da escolha do material utilizado. Comparando os valores dos orçamentos finais, o valor da obra em concreto foi menor do que a metade do valor orçado para a estrutura de aço.

Na maioria das vezes, o andamento da estrutura de aço é muito mais ágil do que na estrutura de concreto, algo que não aconteceu no caso. O motivo para isto é a complexidade do projeto de aço comparado com a de concreto armado. O aço é um material muito mais maleável para estruturas especiais, em relação a peso e complexidade. Os projetistas e calculistas podem ser mais criativos para projetar estruturas comparadas ao tradicional e robusto concreto armado. Esses são os motivos para o uso mais frequente de estrutura metálica.

## 8. REFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: **Ensaio de tração a temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7007: **Aços carbono e micro-ligados para uso estrutural em geral**. Rio de Janeiro, 2002.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto e execução de Estruturas de Aço em Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12665: **Concreto – Preparo, controle e recebimento**. Rio de Janeiro, 2008

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Pilares de concreto armado. **Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado**, São Paulo 2015.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**, 2 ed. rev. ampl. São Paulos : Pini 2013

HENDY, C.R; JOHNSON, R.P. **Desginers' guide to EN 1994-2**, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 2: General rules and rules for bridges, Londres, EN: Editora MPG Books, 1994.

LIANG, Qing Quang. **Analysis and Design of Steel and Composite Structures**. Boca Raton, FL: Editora Taylor & Francis Group, 2015.

LIBÂNIO M.P; CASSIANE D. M; SANDRO P. S. **Estruturas de concreto**. São Paulo, 2004. Disponível em  
<<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Concreto.pdf>> Acesso em 11 de maio 2016.

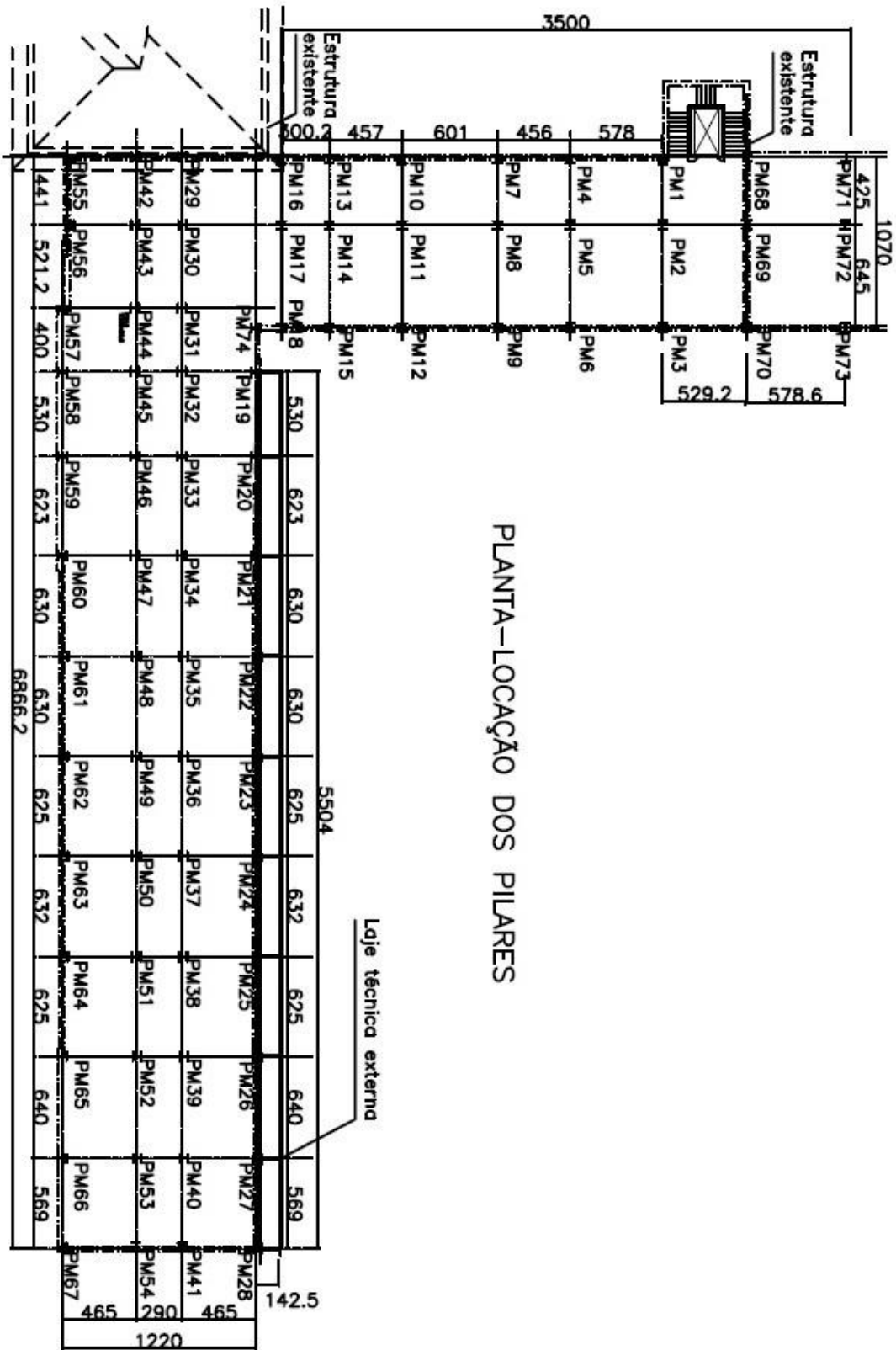
NEVILLE, Adam. **Propriedades do Concreto**. Tradução por Eng. Salvador E. Giammusso, 2. ed. rev. ampl. São Paulo: Pini, 1997.

PFEIL Walter; PFEIL Michèle. **Estruturas de aço**. 7 ed. rev. ampl. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2000

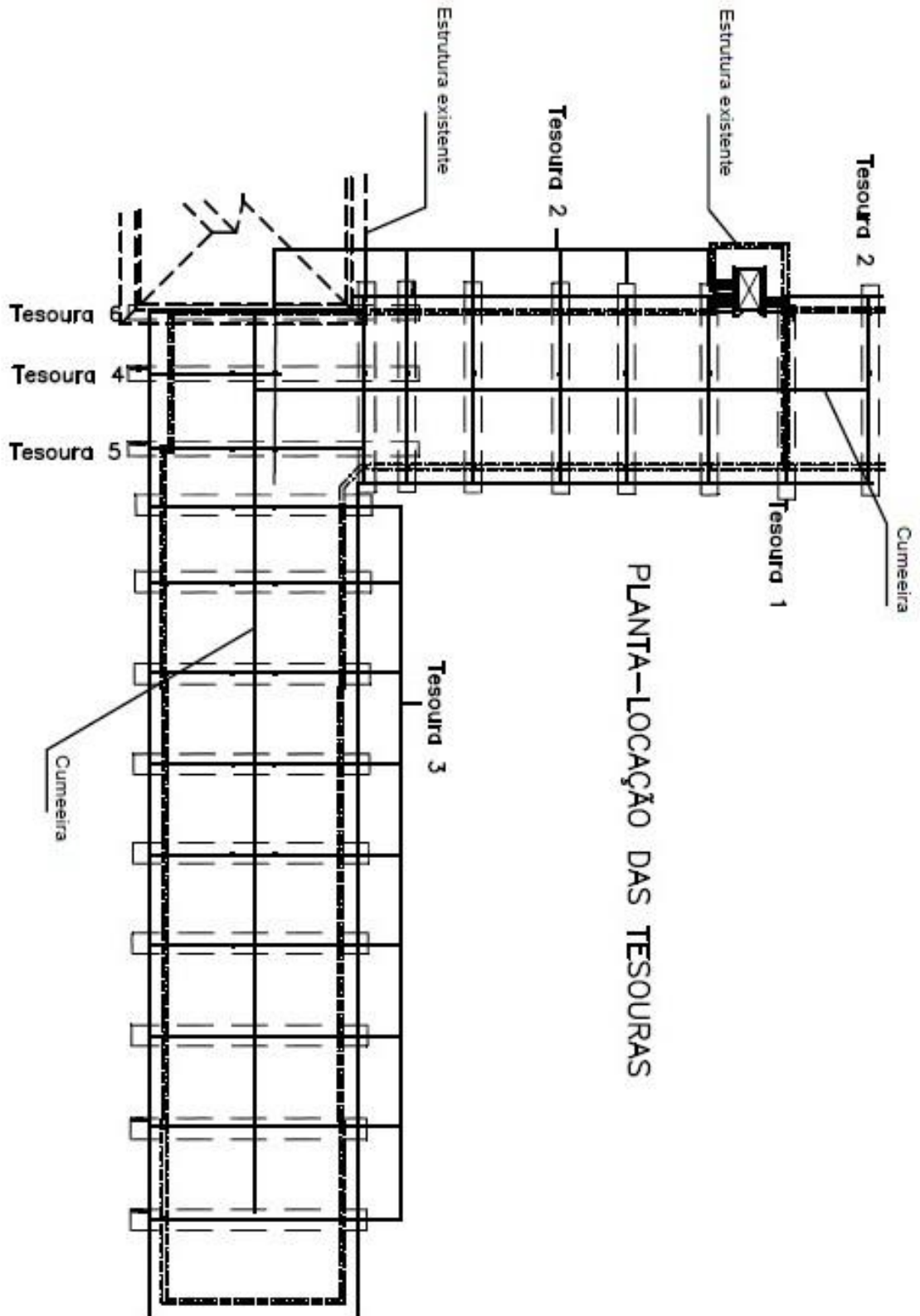
QUEIROZ, Gilson. **Elementos das estruturas de aço**. 2. ed. rev. Ampl, Belo Horizonte, 1988.

TEATINI , J. Carlos. **Estruturas de concreto armado**. Brasília: Editora Universidade de Brasília 2005

9. ANEXO A – PLANTA DA LOCAÇÃO DOS PILARES



10. – ANEXO B – PLANTA DA LOCALIZAÇÃO DAS TESOURAS



## 11 ANEXO C – ORÇAMENTO DA ESTRUTURA DE AÇO

### Escopo dos serviços:

- Chapas base para colunas medidas variadas para aproveitamento dos arranques existente que serão furadas e soldadas nos arrenques, caso do não aproveitamento serão fixados com chumbadores quimicos de 5/8".
- Pilar metalico de vigas W 200 x 26,6 Kg/m., totalizando 21 unidades .
- Tesouras de vigas metalica com base de W 200 x 26,6 Kg/m. Com largura de 12.95 m. treliçadas com cantoneiras duplas de 2" x 2" x 1/4", com inclinação de 44 %, e chapas de ligação dos nós de 1/4", totalizando 06 unidades.
- Terças de perfis tipo C enrijecido de 150 x 60 x 20 mm. x 1/8", destribuido à cada 2.00 m.
- Contraventamentos com ferro redondo de 5/8", e correntes com 3/8", e cantoneiras de 1 1/2" x 3/16".
- Base do beiral em perfis tipo C enrijecido de 150 x 60 x 20 mm. x 1/8, distribuido a cada 54 cm. Com ligações de perfis tipo C de 75 x 40 mm. x 1/8", para receber chapas cimentícia.
- Base para o forro nas mesmas características do beiral.
- Piso técnico com vigas W 150 x 18,0 Kg/m. Divididos à cada 65 cm. Com ligações de perfis tipo C de 75 x 40 mm x 1/8".
- Piso tecnico de chapas expandida de 3/16", galvanizada à fogo.
- Proposta incluem locação de guindastes.
- Peso total estimado de 36.400 Kg.

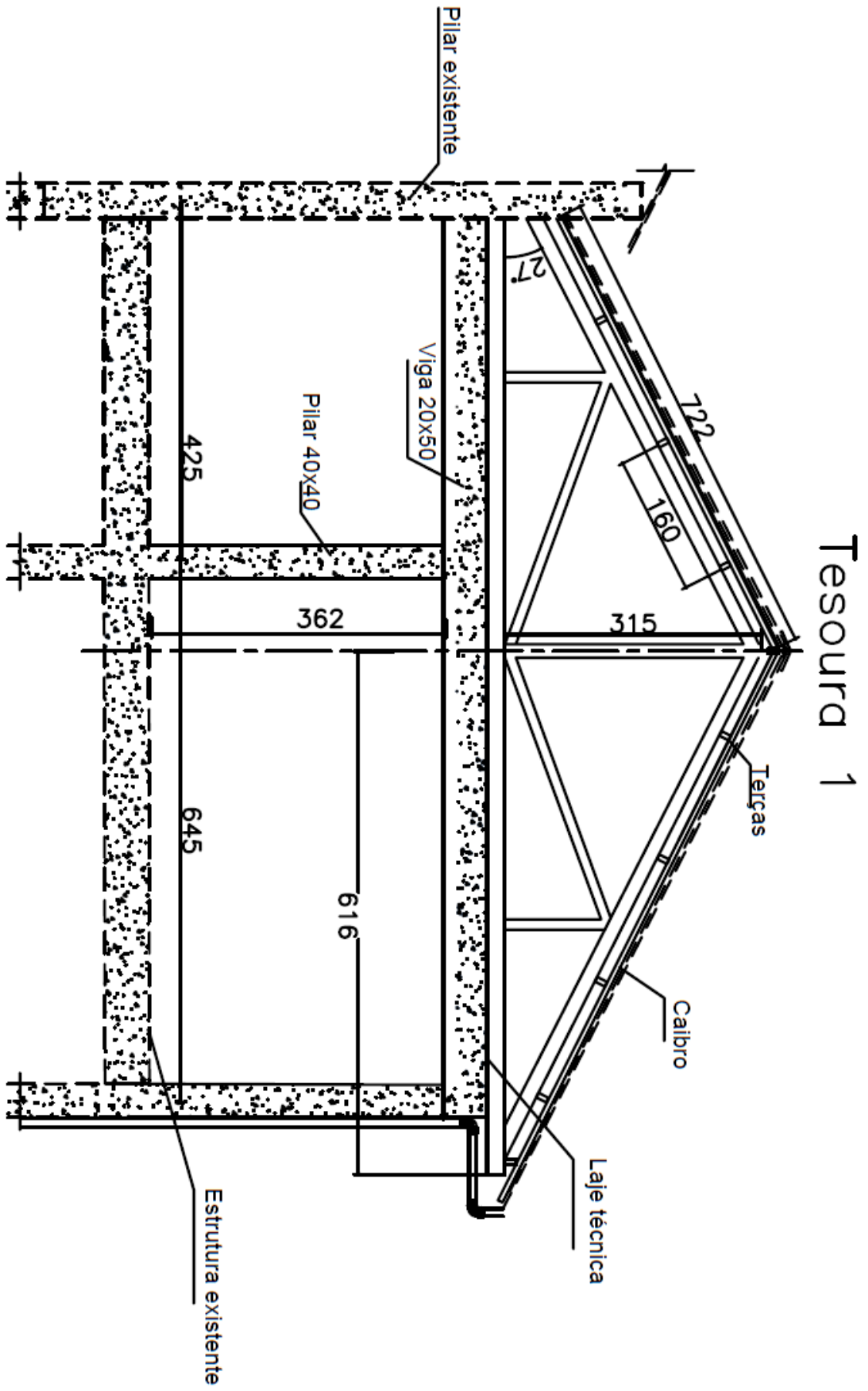
Valor total estimado R\$ 458.640,00

## 12 ANEXO D – ORÇAMENTO DOS TESTES DE CONCRETO E AÇO

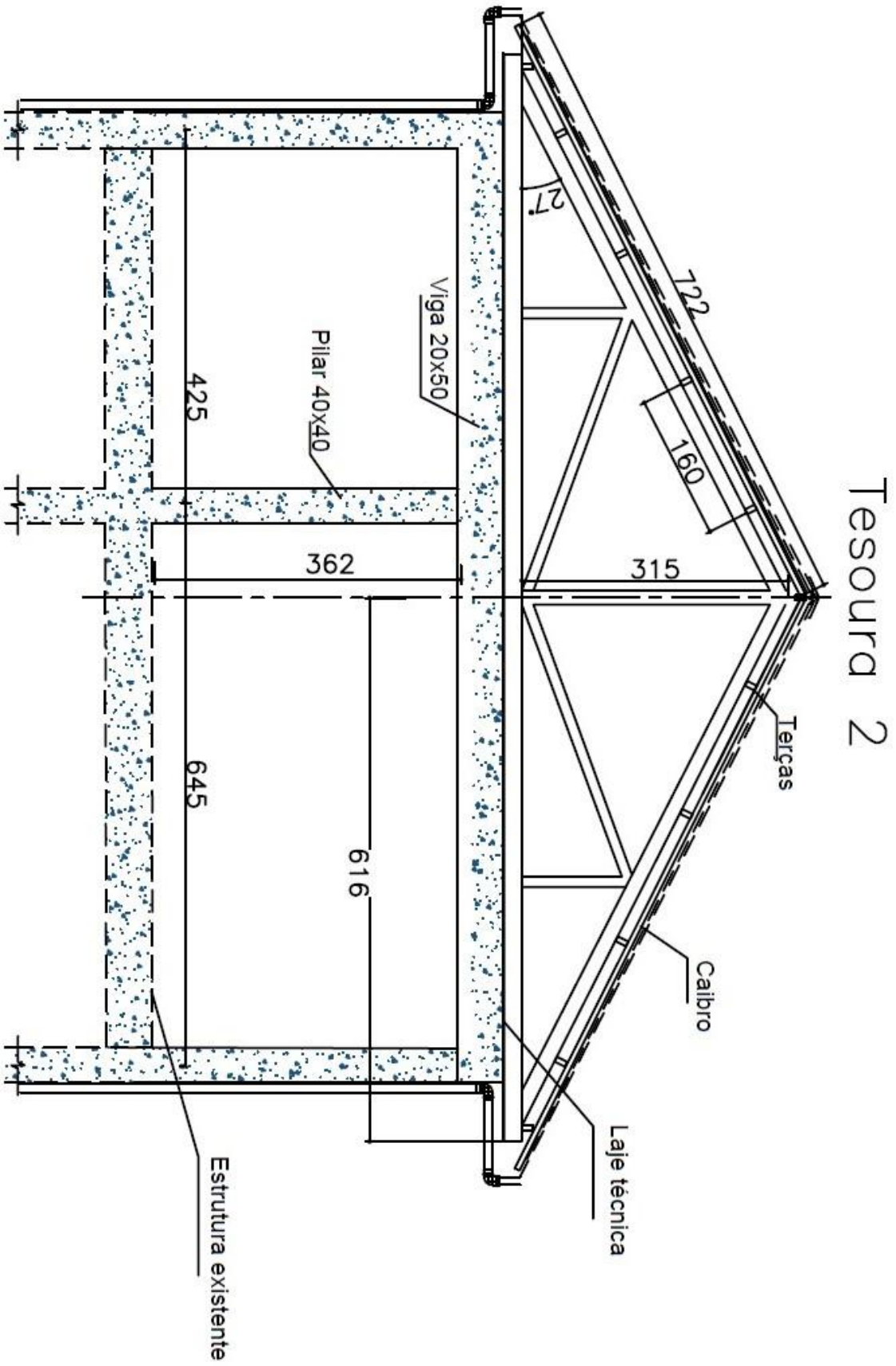
Codigo	Serviço	Unidade	Quant.	Valor Unit.	Valor Total
01	Mobilizacao e Desmob de equipe em concretagem Dias 06 ,14 ,23	Mob	3	80,00	240,00
11	Coleta de materiais na obra Dias 06 ,14 ,23	Col	3	80,00	240,00
26	Ruptura de CPs 54cps 06/06 - 54cps 14/06 - 36cps 23/06	CP	144	13,50	1.944,00
03	Manutencao equipe moldagem periodo 11:30 as 16:00h Dias 06, 14, 23	Per	3	125,00	375,00
04	Manutencao equipe moldagem periodo 16:00 as 18:00h Dias 06, 14, 23	Per	3	99,00	297,00
28	Ensaio de tracao em aco tipo A 18cert.38801	Un	18	25,00	450,00
32	Ensaio de verificacao de bitola 18cert.38801	Un	18	11,00	198,00
31	Ensaio de modulo de elasticidade 18cert.38801	Un	18	12,50	225,00
30	Ensaio de dobramento 18cert.38801	Un	18	12,50	225,00

<b>Sub Total</b>	R\$4.194,00
<b>Reajuste</b>	6.8%
<b>Sub Total+ Reajuste</b>	R\$4.479,19
<b>ISS 3 %</b>	R\$134,38
<b>Total fatura</b>	R\$4.613,57

13 ANEXO E - PLANTA DA TESOURA 1

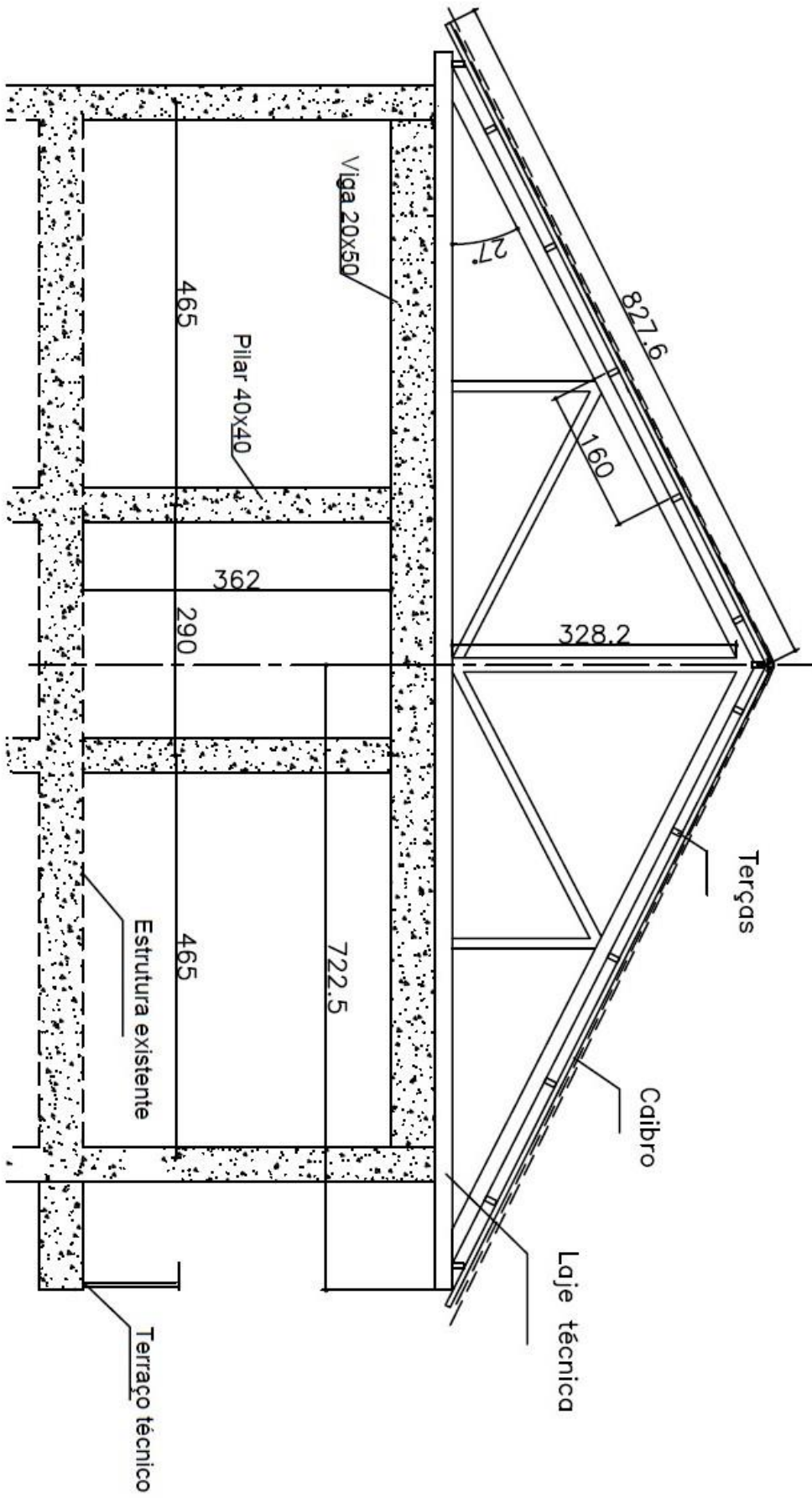


14 ANEXO F - PLANTA DA TESOURA 2

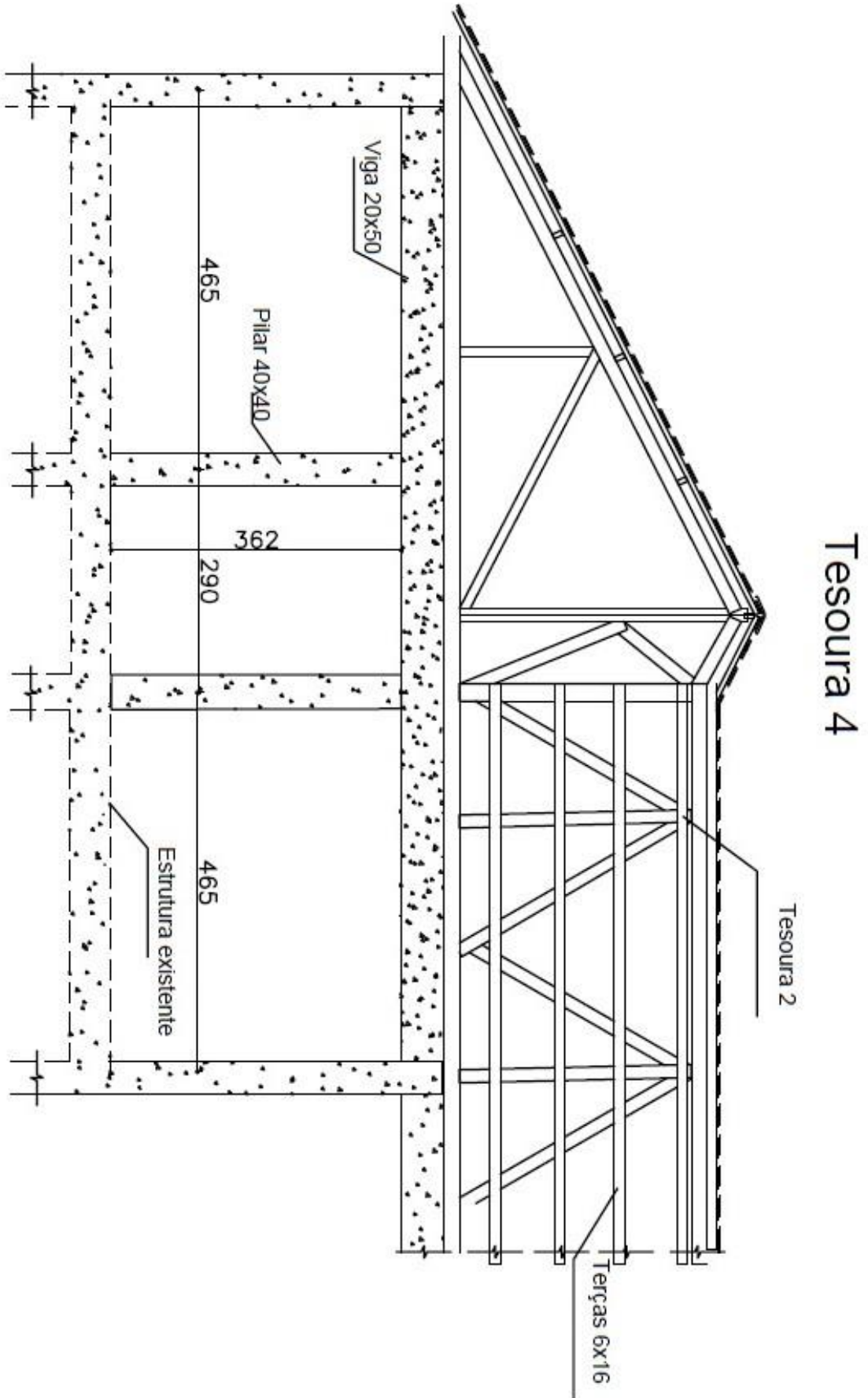


15 ANEXO G - PLANTA DA TESOURA 3

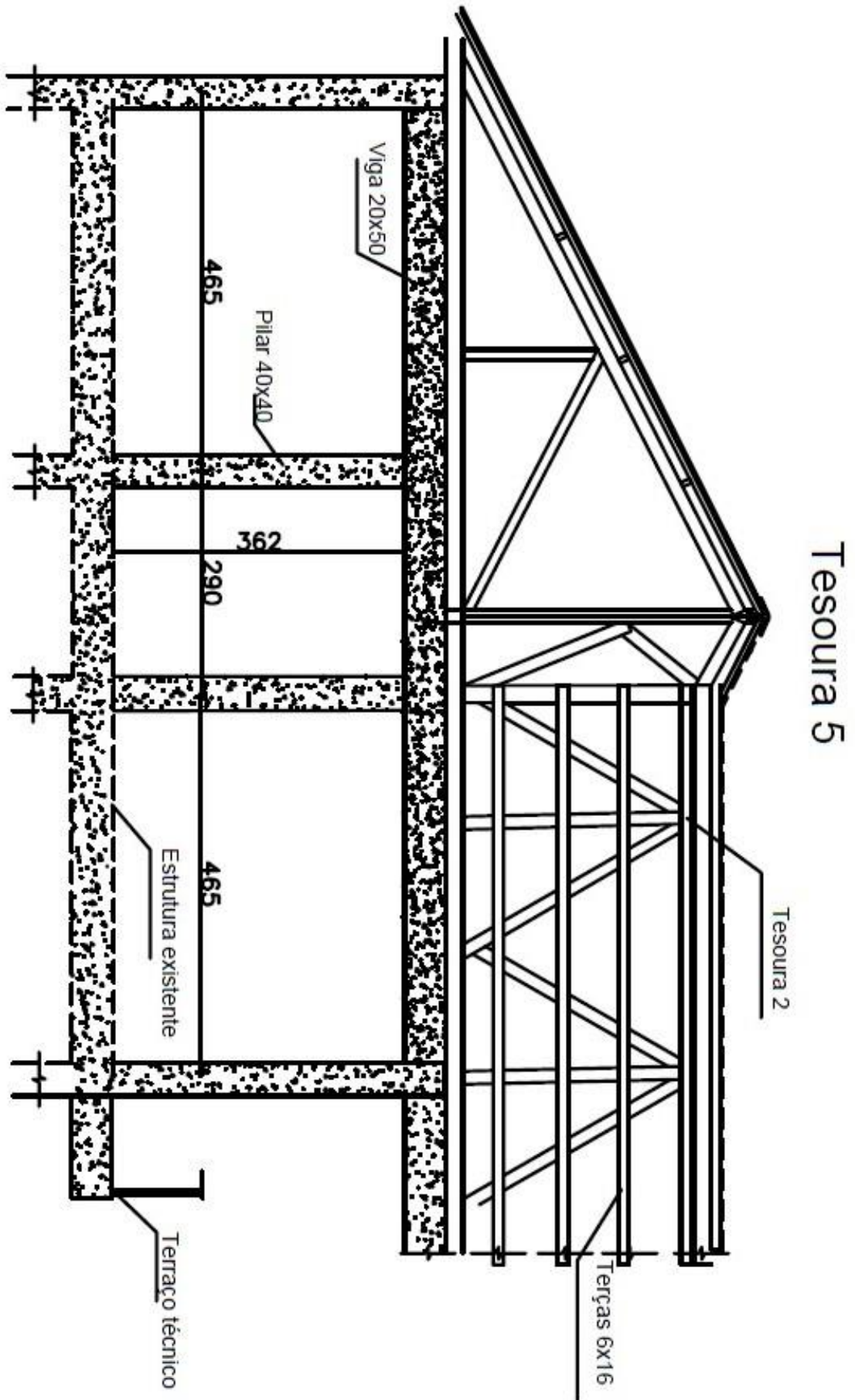
Tesoura 3



16 ANEXO H - PLANTA DA TESOURA 4



17 ANEXO I - PLANTA DA TESOURA 5





## 19 ANEXO K – TABELA DE AÇO

CONSTRUÇÕES DE CONCRETO ARMADO I

TABELA

Barras de aço destinadas a armaduras de concreto armado

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]									
$\phi$ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	65,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Área de aço da seção conforme espaçamento – $A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]						
Espaçamento (cm)	$\phi$ diâmetro (mm)					
	5	6,3	8	10	12,5	16
7,5	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67	26,67
10,0	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00
12,5	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00
15,0	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,33
17,5	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14	11,43
20,0	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25	10,00
22,5	0,89	1,40	2,22	3,56	5,56	8,89
25,0	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	8,00
27,5	0,73	1,15	1,82	2,91	4,55	7,27
30,0	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17	6,67

## FORMULÁRIO

Área de aço por metro –  $A_s$ Área de aço de uma barra –  $A_{s1}$ Número de barras por metro –  $n$ Espaçamento –  $s$ 

$$n = \frac{A_s}{A_{s1}} \quad , \quad s = \frac{100}{n} \quad [\text{cm}]$$

## 20 ANEXO L – TABELA DAS BARRAS DE AÇO B.1

Tabela B.1 — Características das barras

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Barras	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

## 21 ANEXO M – TABELA DOS FIOS DE AÇO B.2

Tabela B.2 — Características dos fios

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Fios	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>
2,4	0,036	± 6%	4,5	7,5
3,4	0,071	± 6%	9,1	10,7
3,8	0,089	± 6%	11,3	11,9
4,2	0,109	± 6%	13,9	13,2
4,6	0,130	± 6%	16,6	14,5
5,0	0,154	± 6%	19,6	15,7
5,5	0,187	± 6%	23,8	17,3
6,0	0,222	± 6%	28,3	18,8
6,4	0,253	± 6%	32,2	20,1
7,0	0,302	± 6%	38,5	22,0
8,0	0,395	± 6%	50,3	25,1
9,5	0,558	± 6%	70,9	29,8
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4

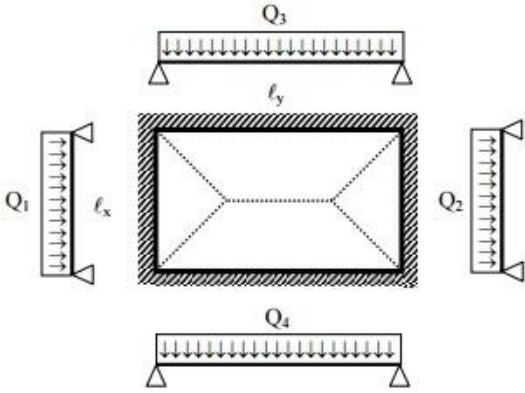
<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

## 22 ANEXO N – TIPO DE QUINHÃO E TABELA DE CZERNY

**LAJE TIPO 6**

$$Q_1 = Q_2 = \frac{p \cdot \ell_x}{4}$$

$$Q_3 = Q_4 = Q_1 \cdot \left( 2 - \frac{\ell_x}{\ell_y} \right)$$


$l_y/l_x$	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\beta_x$	$\beta_y$	$\alpha_2$
1,00	47,3	47,3	19,4	19,4	68,5
1,05	43,1	47,3	18,2	18,8	62,4
1,10	40,0	47,8	17,1	18,4	57,6
1,15	37,3	48,3	16,3	18,1	53,4
1,20	35,2	49,3	15,5	17,9	50,3
1,25	33,4	50,5	14,9	17,7	47,6
1,30	31,8	51,7	14,5	17,6	45,3
1,35	30,7	53,3	14,0	17,5	43,4
1,40	29,6	54,8	13,7	17,5	42,0
1,45	28,6	56,4	13,4	17,5	40,5
1,50	27,8	57,3	13,2	17,5	39,5
1,55	27,2	57,6	13,0	17,5	38,4
1,60	26,6	57,8	12,8	17,5	37,6
1,65	26,1	57,9	12,7	17,5	36,9
1,70	25,5	57,8	12,5	17,5	36,3
1,75	25,1	57,7	12,4	17,5	35,8
1,80	24,8	57,6	12,3	17,5	35,4
1,85	24,5	57,5	12,2	17,5	35,1
1,90	24,2	57,4	12,1	17,5	34,7
1,95	24,0	57,2	12,0	17,5	34,5
2,00	24,0	57,1	12,0	17,5	34,3
> 2	24,0	57,0	12,0	17,5	32,0

