

GALPÃO INDUSTRIAL – COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURA DE AÇO E CONCRETO

LEITE, Rebeca¹

Faculdades Integradas Maria Imaculada
reweite@hotmail.com

PEREIRA, Leonardo Domingos²

Faculdades Integradas Maria Imaculada
leonardodomingos@live.com

CHIARELLI, Luis Renato³

Faculdades Integradas Maria Imaculada
luisrenato_c@hotmail.com

RESUMO

Um galpão é uma estrutura, geralmente de um pavimento, destinada a ocupar grandes áreas e apresenta diversos sistemas construtivos em vários segmentos (FULL ESTRUTURAS, 2017). Devido a essa diversidade foi se notado a necessidade de serem estudados os principais empregos de material envolvidos nesse tipo de edificação, o aço e o concreto. Os sistemas de estruturas de concreto e as estruturas metálicas não devem ser comparadas de modo competitivo mas sim a de tirar proveito do melhor de cada um dos sistemas portanto são apresentadas as vantagens e desvantagens de cada um dos tipos construtivos. No estudo apresentado neste trabalho, foi elaborado uma media entre os orçamentos das peças pré-dimensionadas de ambas estruturas, onde constatou-se que o aço ainda tem um custo muito elevado em relação ao concreto.

Palavras-chaves: Galpão. Aço. Concreto.

1 INTRODUÇÃO

Um galpão é uma estrutura, geralmente de um pavimento, destinada a ocupar grandes áreas utilizadas para armazenamento, fabricação e movimentação de materiais. O projeto de

¹ Bacharel em Engenharia Civil pelas FIMI.

² Bacharel em Engenharia Civil pelas FIMI.

³ Doutor em engenharia mecânica pela Universidade de Campinas (UNICAMP), subárea mecânica de sólidos e projetos mecânicos. Livros publicados nas áreas de mecânica da fratura, análise em elementos finitos e dinâmica de rotores. Consultor e perito em projetos de máquinas e estruturas metálicas.

galpão é uma atividade de grande complexidade que não dispensa a contratação de um profissional. (FULL ESTRUTURAS, 2017)

Atualmente estima-se que grande parte das construções em aço no Brasil seja de estruturas simples, como as coberturas e as estruturas de um único pavimento (PINHO, 2012). Este segmento tem como líder de construções os galpões, que se apresentam como soluções econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e com aplicações diversas na construção e na indústria, como: uma pequena fábrica, um depósito, uma loja, uma academia, um ginásio coberto, uma garagem, etc.

O pré-fabricado de concreto se relaciona a economia, durabilidade e segurança estrutural. A indústria de pré-fabricados está continuamente fazendo esforços para atender as demandas da sociedade, como por exemplo: economia, eficiência, desempenho técnico, segurança, condições favoráveis de trabalho e de sustentabilidade. (ACKER, 2002).

A comparação entre os sistemas de estruturas de concreto armado e as estruturas metálicas, segundo Andrade (2000) existe para cada tipo de construção, não devendo existir uma mentalidade competitiva, mas sim a de se tirar proveito do melhor de cada um dos sistemas, podendo ainda as soluções mistas serem as mais proveitosas, onde cada material é adequadamente utilizado num trabalho conjunto. Cada caso deve ser examinado tecnicamente, visando o satisfatório resultado custo-benefício.

2 MATERIAL E MÉTODOS

As relações entre os materiais, os esforços atuantes e a geometria se da pela composição molecular dos materiais, que define características próprias.

As propriedades físicas dos materiais podem variar conforme a direção em que sejam analisadas ou, em casos mais drásticos, de ponto para ponto. Os materiais são divididos em categorias: Isótropos os materiais que apresentam propriedades iguais em todas as direções, ortótropicos os com propriedades iguais em duas direções e diferentes em uma terceira, anisotrópicos os que apresentam propriedades diferentes em todas as direções, homogêneos apresentam propriedades iguais em todos os pontos e os que não apresentam são chamados de heterogêneo. (REBELLO, 2005)

Além de ter resistência suficiente para suportar os esforços aos quais estão submetidos, os materiais que são dúcteis, ou seja, capazes de deformar consideravelmente e de forma visível antes de atingir seu limite de resistência, nos dá a possibilidade de identificar problemas que possam estar ocorrendo na estrutura.

Para que um material seja devidamente aplicado em uma estrutura de forma técnica e econômica devem-se conhecer bem algumas propriedades como a tensão de ruptura que indica o limite máximo de deformação do material, a tensão admissível indica o limite seguro de uso do material, o módulo de elasticidade mostra como se deforma o material quando sujeito a esforços, o coeficiente de dilatação térmica permite a associação de materiais de forma que não ocorram esforços imprevistos causados por diferentes valores de temperatura. Há também um índice bem indicativo do melhor ou pior desempenho do material quanto a economia é o índice de eficiência, que segundo Rebello (2005) é dado pela seguinte equação:

$$K = \sigma / \gamma \quad (1)$$

Onde,

K: Índice de eficiência;

σ : Tensão de resistência do material;

γ : Peso específico do material.

Quanto maior o valor de k, ou seja, quanto mais resistir o material, com menos peso, mais eficiente será sua utilização.

2.1 O aço

O aço é um material isótropo e homogêneo possui o mesmo comportamento em todos os pontos e em todas as direções, assim este não exige uma preocupação quanto à direção em que é solicitado por uma força.

Por ser uma liga obtida industrialmente sob-rígido controle, o aço possui características bem confiáveis. Com isso os coeficientes de segurança podem ser baixos, o que implica o uso de uma quantidade de material muito próxima daquela exigida pelos esforços.

O aço se adapta melhor a tração simples, já que além de produzir seções esbeltas, não apresenta nenhuma dificuldade nos vínculos, seja em emendas ou em ligações com outras partes da estrutura, por tal motivo se tornou comum o uso do aço de alta resistência nas estruturas em que predominam os esforços de tração simples. Porém mesmo apresentando resistências iguais tanto para tração quanto para compressão, a esbeltez das seções pode influenciar na ocorrência da flambagem, para se prevenir as dimensões das seções das peças submetidas a compressão devem ser aumentadas para que trabalhem com tensões inferiores a flambagem.

Quando submetido a flexão, este apresenta um bom desempenho, já que tem a mesma resistência apresentada aos outros esforços. Entretanto esforços de flexão exigem seções que apresentam concentração de material em posições afastadas do centro de gravidade, para as peças estruturais de aço essa exigência é facilmente atendida com o uso de seções em I.

É um material que aceita muito bem os esforços de tração simples e de flexão, sendo obviamente melhor no primeiro, mas com a flambagem, em consequência da esbelteza das peças, diminui a vantagem do uso deste nas peças submetidas a esforços de compressão simples.

Para cada tipo de esforço existe uma distribuição mais adequada de material na seção da peça estrutural. Seções submetidas a esforço de tração simples podem ter sua massa concentrada próximo ao centro, seções submetidas a esforço de compressão simples, para trabalhar melhor, devem ter suas massas igualmente afastadas do centro de gravidade da seção e quando sujeitas a flexão, devem ter suas massas concentradas longe do eixo do centro de gravidade contido no plano ortogonal ao de ocorrência desse esforço.

Apesar de algumas seções serem mais vantajosas do que outras para um tipo de esforço, nem sempre serão para um determinado material, em razão das dificuldades de sua execução.

É esse aspecto, de maior ou menor facilidade e, às vezes até da impossibilidade de se executar determinada seção com certo material.

As seções de aço podem ser obtidas por laminação de tarugos de aço, pelo dobramento e/ou soldagem de chapas. Essas possibilidades permitem dispor das mais variadas formas de seção de aço por meio de procedimentos bastante simples e corriqueiros.

As seções ideais para esforços de tração axial são facilmente obtidas com o aço; são elas fios ou conjunto de fios: os cabos.

Qualquer seção industrializada, que por meio de laminação, de dobramento ou de soldagem de chapas, serve para absorver esse tipo de esforço, ficando a escolha subordinada a fatores estéticos e de ordem econômica. As seções para esforços de compressão simples, desde a ideal –o tubo circular- até o perfil H, são facilmente obtidas com aço.

A seção ideal para o momento fletor, a I, é bastante corriqueira, seja laminada ou de chapas soldadas.

As seções tubulares também podem ser obtidas sem dificuldades e são bem resistentes a este tipo de esforço.

Podem executar, com bastante facilidade, as mais variadas e complexas formas de seções com aço, que respondem bem a todos os tipos de esforços.

2.2 O concreto armado

O concreto armado nos obriga a utilizar coeficientes de segurança mediantemente elevados, por ser um composto de vários outros, como cimento, areia, pedra água e barra de aço, e mesmo que tenha um rígido controle em sua execução, não apresenta características precisas. Neste aspecto o concreto armado pode ser considerado um material confiável.

Sua armação de aço resiste a toda tração simples, já que o concreto sozinho apresenta uma resistência quase desprezível a esse esforço.

Quanto à compressão o concreto armado responde perfeitamente, devido a boa resistência do concreto e aço a este esforço. E por suas peças serem robustas o problema de flambagem das peças é reduzido consideravelmente.

Este tipo de estrutura responde bem a flexão, já que apresenta boa resistência a tração devida a sua porcentagem de aço, e a compressão com sua parte em concreto.

Pode-se concluir que o concreto armado, ao contrario do aço, não apresenta vantagens de uso quando predominam esforços de tração simples, mas é bastante vantajoso quando solicitado a esforços de compressão simples e a momento fletor, principalmente o primeiro.

2.3 Tipos de ações consideradas

As forças que atuam na estrutura são basicamente as gravitacionais e do vento. Podem ocorrer ocasionalmente ou durante toda a vida útil da estrutura, as ocasionais são denominadas cargas variáveis e as segundas, cargas permanentes.

2.3.1 Ações permanentes

É considerado o peso próprio de os elementos constituintes da estrutura, incluindo peso de equipamentos e instalações permanentes suportados pela estrutura. As ações geradas por diferentes agentes são encontradas na ABNT NBR 6120 (1980), na ausência de informações mais precisas na norma deve-se consultar catálogos de fabricantes.

2.3.2 Ações Variáveis

Deve-se considerar uma ação variável que englobe as cargas resultantes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente

fixadas na cobertura. Esta ação é considerada como uma carga uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado. O valor da sobrecarga na cobertura deve ser especificado de acordo com sua finalidade, porém com o valor mínimo de 0,25 KN/m².

Também se considera a ação do vento conforme orientação da norma brasileira NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações – (1988) estabelece todas as condições que devem ser consideradas para o correto dimensionamento das estruturas de um edifício.

Considera uma série de fatores como a região do Brasil que mais venta, se o terreno no entorno do prédio é plano ou acidentado e a própria forma do edifício.

2.4 Pré- dimensionamento

Os pórticos devem ser avaliados quanto à sua deslocabilidade lateral. Estes são estruturas hiperestáticas. Há vários métodos de resolvê-las, como o método de deslocamento e o processo de cross. Na atualidade se usa muitos sistemas computacionais para tais cálculos como exemplo é o FTOOL, que é um programa destinado ao estudo do comportamento estrutural de pórticos planos.

É importante antes desta análise já se conhecer todas as cargas atuantes na estrutura, para que sejam levadas em consideração na hora do cálculo.

No fim desse processo teremos todas as reações nos apoios todos os esforços máximos em cada elemento da estrutura.

2.4.1 Das estruturas em Aço

O dimensionamento de peças de tração se faz pela determinação da área necessária da peça, de maneira que não ultrapasse a tensão admissível do material.

$$A_{\text{necessária}} = \frac{F}{\sigma_{t, \text{aço}}} \quad (2)$$

$\sigma_{t, \text{aço}}$ corresponde a tensão admissível do aço.

A tensão admissível é determinada a partir da tensão de escoamento do aço, cuja sigla é f_y , aplicando-se um coeficiente de segurança igual a 1,7. Para aço A-36:

$$\sigma_{t, \text{aço}} = \frac{f_y}{1,7} \rightarrow \sigma_{t, \text{aço}} = \frac{2500 \text{ Kgf/cm}^2}{1,7}$$

$$\sigma_{t, \text{aço}} = 1470 \text{ kgf/cm}^2$$

Uma vez determinada a área necessária do perfil, procura-se na tabela de perfis aquele cuja área da seção transversal seja mais próxima. Verifica-se em seguida a esbeltez do perfil.

A norma exige que se obedeça a seguinte relação:

$$\lambda = \frac{l}{r} \leq 400 \quad (3)$$

Onde, λ = índice de esbeltez da peça

l = comprimento da flambagem

r = raio de giração da seção

É fornecido nas tabelas dos perfis o raio de giração para os eixos x e y , r_x e r_y , usa-se o menor dos raios para verificar a esbeltez da peça.

Para o dimensionamento de barras comprimidas a tabela apresentada a seguir simplificada os cálculos, fornecendo as tensões admissíveis às flambagem em função do índice de esbeltez (λ), para aço ASTM A-36.

Tabela com as tensões admissíveis (σ_{fl}) à compressão axial kgf/cm^2 , em função da esbeltez $\lambda = l/i$, de acordo com Especificações AISC/78 para peças de aços com limite de escoamento de 2500 kgf/cm^2 (ASTM-A36):

Tabela1: Tensões admissíveis

| 106 < λ < 200 | |
|-----------------------|---------------------|
| λ | Kgf/cm ² |
| 168 | 367 |
| 169 | 363 |
| 170 | 359 |

Fonte: Rebello, 2005

Esta segue valores de tensão admissível para flambagens de 1 a 200.

O dimensionamento de peças comprimidas é feito por tentativa, ou seja, o que se faz não é exatamente um dimensionamento, mas uma verificação. Dados a força de compressão atuante na barra e o seu comprimento, deve-se inicialmente encontrar uma seção em que a

tensão atuante não supere a tensão admissível a flambagem. Calcula-se então a tensão de compressão atuante pela área da seção do perfil adotado.

Portanto deve-se ter:

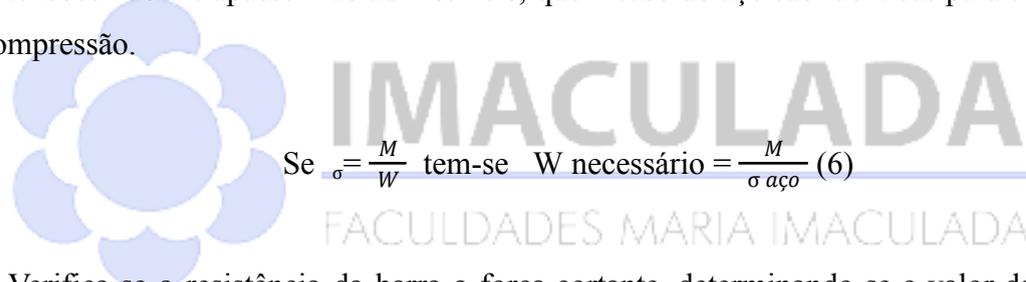
$$\sigma_{atuante} = \frac{F}{A} \leq \sigma_{fl} \quad (4)$$

Para o momento fletor nas barras, se a seção for simétrica, tem-se:

$$\sigma_{\max_{\text{compr}}} = \sigma_{\max_{\text{traç}}} = \frac{M}{W} \quad (5)$$

Nas tabelas dos perfis metálicos, são fornecidos os módulos W_x e W_y , respectivamente, em relação aos eixos x e y da seção.

Portanto dado o momento fletor máximo que atua na seção da barra, o dimensionamento consiste em encontrar um perfil com modulo de resistência W , de maneira que as tensões não ultrapassem as admissíveis, que no caso do aço são idênticas para tração ou para compressão.



Verifica-se a resistência da barra a força cortante, determinando-se o valor da tensão máxima de cisalhamento na seção e compara-se com a tensão admissível do aço. A tensão de cisalhamento admissível é dada por Norma em função da tensão de escoamento do aço. Usando a recomendação da Norma AISC, tem-se:

$$\tau = 0,4 \times f_y \quad (7)$$

Para aço ASTM A-36, a tensão mínima de escoamento é 2500 kgf/cm², tem-se a tensão admissível para o cisalhamento:

$$\tau = 0,4 \times 2500 = 1000 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão atuante se dá pela relação

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot (Q / b_1 \cdot h) \quad (8)$$

Onde b_1 é a largura da alma e h a altura do perfil

2.4.2 Das Estruturas em Concreto Pré Moldado

O primeiro passo é estipular a seção transversal das vigas e dos pilares, neste dimensionamento será adotada vigas com 50 cm de largura e 150 cm de altura e pilares de 50 cm de largura por 50 cm de altura.

Para o dimensionamento das vigas algumas considerações devem ser tomadas de acordo com a norma NBR 6118 (2014), que exige a utilização de coeficientes de segurança que majorem os esforços aplicados na estrutura e minorem as resistências dos materiais utilizados para a confecção do projeto.

Para os esforços o coeficiente de majoração é de 1,4, para a resistência do concreto o coeficiente de minoração também é de 1,4 e para a resistência do aço o coeficiente de minoração é 1,15.

Para o dimensionamento das peças será seguindo o roteiro de dimensionamento escrito por Rebelo (2005).

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, que resistira ao momento fletor que esta sendo aplicada a peça, deve-se verificar a compressão no concreto produzida por tal esforço.

Essa verificação certifica se a seção resiste a compressão que na viga é imposta pelo carregamento, para isto, segundo Rebelo (2005), a seguinte relação deve ser respeitada:

$$C = \frac{M_k}{b \cdot d} < 0,14 \cdot f_{ck} \quad (9)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência do concreto, que neste dimensionamento será utilizado 30 MPa, dividida pelo coeficiente de minoração;

M_k é momento fletor multiplicado pelo coeficiente de majoração;

b é a largura da viga;

d é a altura útil da viga dada pela seguinte equação:

$$d = h - d' \quad (10)$$

Onde:

h é a altura da viga;

d' é a distancia da linha central da armação resistente da viga até o fim da peça.

Com esta verificação concluída, sabe-se a seção resistira ou não a compressão nela exercida pelo momento fletor.

Caso a seção não resista deve aumentar o seu tamanho, caso resista o calculo de sua área de aço é dada por:

$$As = \frac{2.Mk}{f_{yk}.d} \quad (11)$$

Onde:

f_{yk} é a resistência do aço, que neste dimensionamento é adotado como 50 KN/cm², dividido pelo seu coeficiente de minoração.

Esta área deve ser maior ou igual a área de armadura mínima estipulada pela norma NBR 6118 (2014), que para o concreto de 30 MPa utilizado neste dimensionamento será de 0,15% da área de concreto da seção transversal da viga.

Para a armadura transversal, que resistira à força cortante, deve-se verificar se a seção adotada no começo do dimensionamento resiste à tensão causada por tal força.

Para que a seção resista, ela deve obedecer a seguinte condição:

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \frac{Q}{b.d} < \tau' = 0,2 \cdot f_{ck} \quad (12)$$

Onde:

τ_{\max} é a tensão máxima ocasionada pelo esforço cortante;

τ' é a tensão permitida máxima permitida ao concreto;

Q é a força cortante multiplicada pelo seu coeficiente de majoração.

Caso essa condição não seja respeitada deve-se aumentar a área da seção transversal, caso seja, a formula para a área de aço necessário para os estribos é:

$$\text{área de estribos} = \frac{Q}{d.f_{ck}} \quad (13)$$

Esta equação mostrara a área de aço necessária para uma 1m da viga.

A quantidade de estribos necessária é dada por:

$$N^{\circ} \text{ de estribos} = \frac{\text{área de estribos}}{\text{área equivalente do estribo adotado}} \quad (14)$$

Esta será a quantidade para um metro de viga, deve-se multiplicar esse valor pelo comprimento total da viga para ter o numero total de estribos.

Para o espaçamento, a relação utilizada é o comprimento, neste caso um metro ou 100 centímetros, pelo intervalo de estribos ou, o numero de estribos menos um:

$$\text{Espaçamento} = \frac{100}{N^{\circ} \text{ de estribos} - 1} \quad (15)$$

Para o dimensionamento dos pilares é utilizado a formula para encontrar a porcentagem da área de aço em relação a área de concreto da seção transversal do pilar:

$$\text{Porcentagem de aço} = \frac{NR - \text{área de concreto} \cdot f_{ck}}{f_{yk} \cdot \text{area de concreto}} \quad (16)$$

Onde:

NR é o valor da força normal, que comprime a peça, multiplicado pelo seu coeficiente de majoração.

Esse valor tem que ser maior que a porcentagem de aço mínima exigida pela norma NBR 6118 (2014) que é de 0,8% da área de concreto da seção transversal.

Para o dimensionamento dos estribos do pilar deve-se usar a seguinte relação:

$$\emptyset \text{ estribos} = \frac{\emptyset \text{ das barras adotadas}}{4} \quad (17)$$

Onde:

O diâmetro das barras adotadas refere-se às barras escolhidas para suprir a área de aço calculada para a força normal atuante na peça.

E para o espaçamento dos estribos utiliza-se:

$$\text{Espaçamento} = 12 \cdot \varnothing \text{ das barras adotadas} \quad (18)$$

Com isso determina-se a distancia em centímetros de um estribo a outro.

3 RESULTADOS

As definições dos pré-requisitos para a escolha adequada do projeto do galpão foram:

1. Custo,
2. Eficiência

Beleza não estaria inclusa, uma vez, que será desenvolvido o mesmo pórtico para ambos.

Para que seja feita a comparação os dois galpões irão apresentar a mesma geometria com as seguintes medidas:

- 20m de altura pilar de um lado;
- 20m de largura

Para coberturas metálicas é recomendável usar uma inclinação a partir de 5%, segue o calculo para definição da altura do pilar direito:

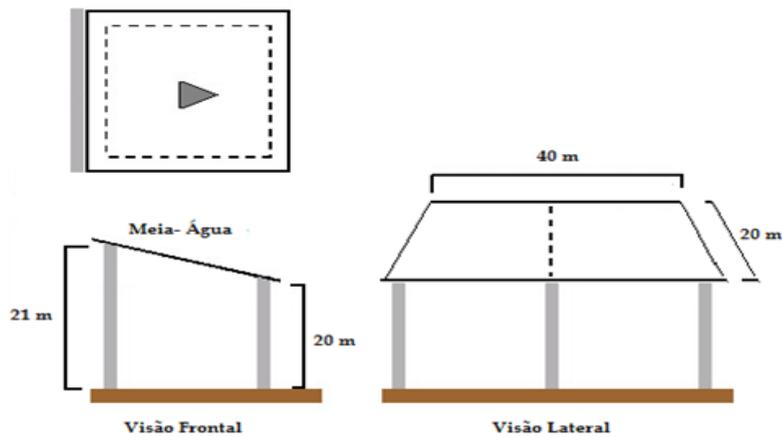
$$I = (h \cdot 100) / B \rightarrow 5 = (h \cdot 100) / 20 \rightarrow h = 1$$

$$20 + h = \text{Altura do pilar} \rightarrow 20 + 1 = 21 \text{ metros}$$

Logo o comprimento da viga inclinada pertencente a cobertura será a resultante da formula de Pitágoras, do triângulo:

$$\text{Hip}^2 = \text{cat}^2 + \text{cat}^2 \rightarrow \text{hip}^2 = 20^2 + 1^2 \rightarrow \text{hip} = \sqrt{401} \rightarrow \text{hip} = 20 \text{m aproximadamente.}$$

Figura 1: Desenho simplificado com as metragens do galpão



Fonte: AUTOR, 2017

3.1 Definição dos Esforços

A cobertura será composta por telhas de alumínio e a estrutura também, ambas apresentam um valor de peso específico igual a 15 Kg/m^2 , resultando em uma força de 30 Kg/m^2 .

A área das telhas será $40 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 800 \text{ m}^2$, logo:

- Área.Força=Força total distribuída pela area $\rightarrow 800 \cdot 30 = 24000 \text{ KN}$

Agora: $24000/20 = 1200 \text{ KN/m}$

- A carga acidental será definida:

$$0,25 \cdot 800 = 200 \text{ KN} \rightarrow 200/20 = 10 \text{ KN/m}$$

- A força do vento:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \rightarrow V_k = 40 \cdot 1 \cdot 0,91 \cdot 1 \rightarrow V_k = 36,4 \text{ m/s}$$

$$\text{Logo, } q = 0,613 \cdot V_k^2 \rightarrow q = 0,613 \cdot 36,4^2 \rightarrow q = 812,2 \text{ N/m}^2 \rightarrow 0,8122 \text{ KN/m}^2$$

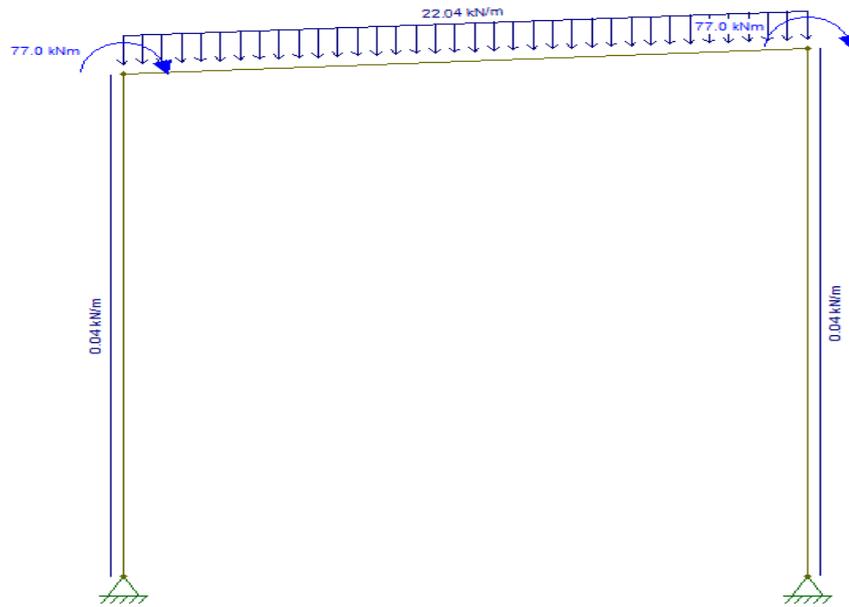
$$0,8122/20 \rightarrow 0,041 \text{ KN/m}$$

Há um momento no qual vai ser gerado por causa da viga lateral não estar apoiado diretamente sobre o eixo central do pilar gerando assim uma excentricidade, que multiplicada pela reação que a viga gera no pilar, resulta no momento apresentado no gráfico de forças

3.2 Diagramas dos esforços

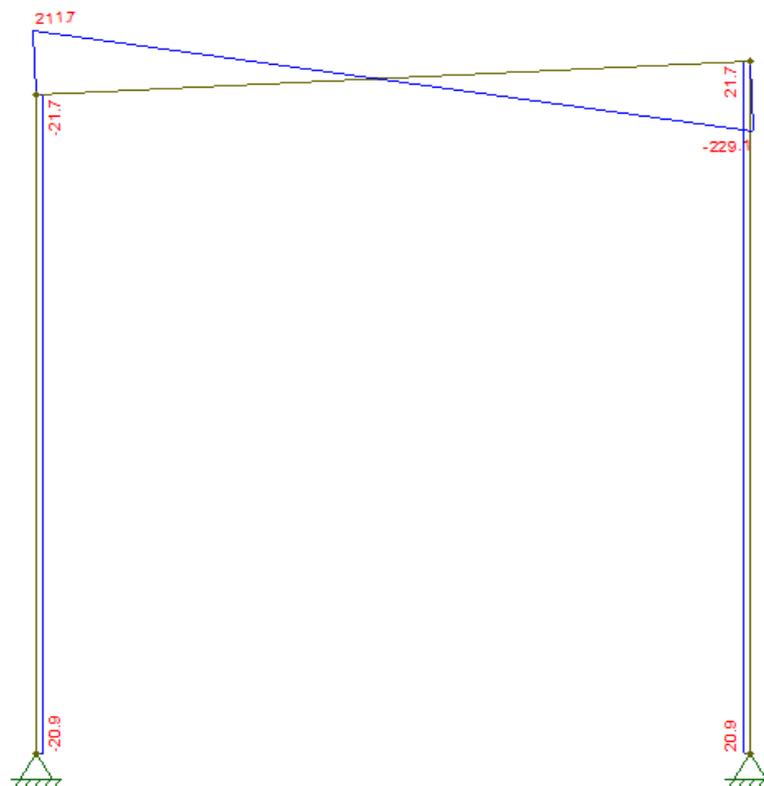
Com auxílio do programa FTOOL, segue os diagramas resultantes da estrutura de pórtico desenvolvida.

Figura 2: Diagrama dos esforços atuantes.



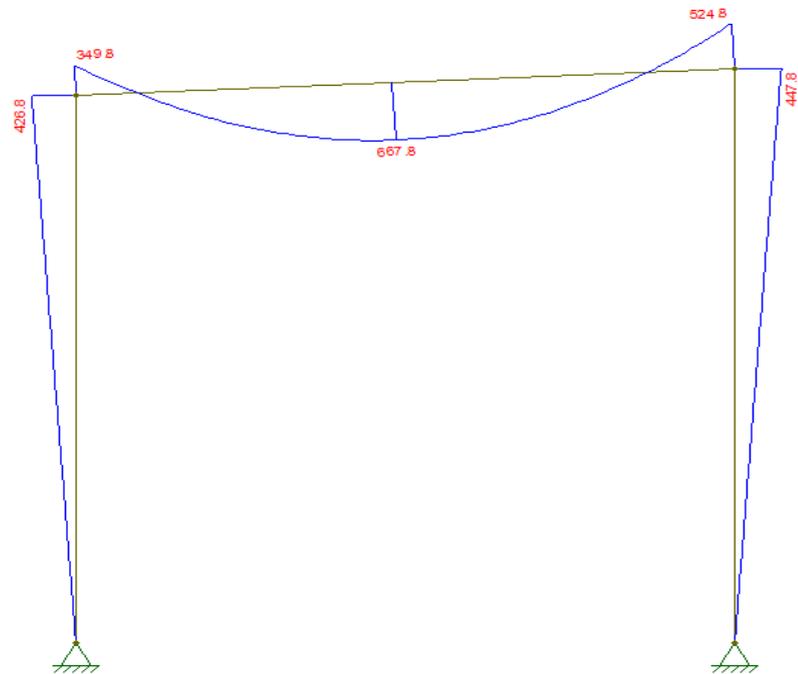
Fonte: AUTOR,2017.

Figura 3: Diagrama de esforço cortante

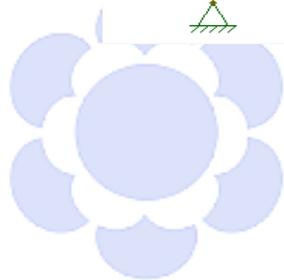


Fonte: AUTOR,2017.

Figura 4: Diagrama de Momento Fletor

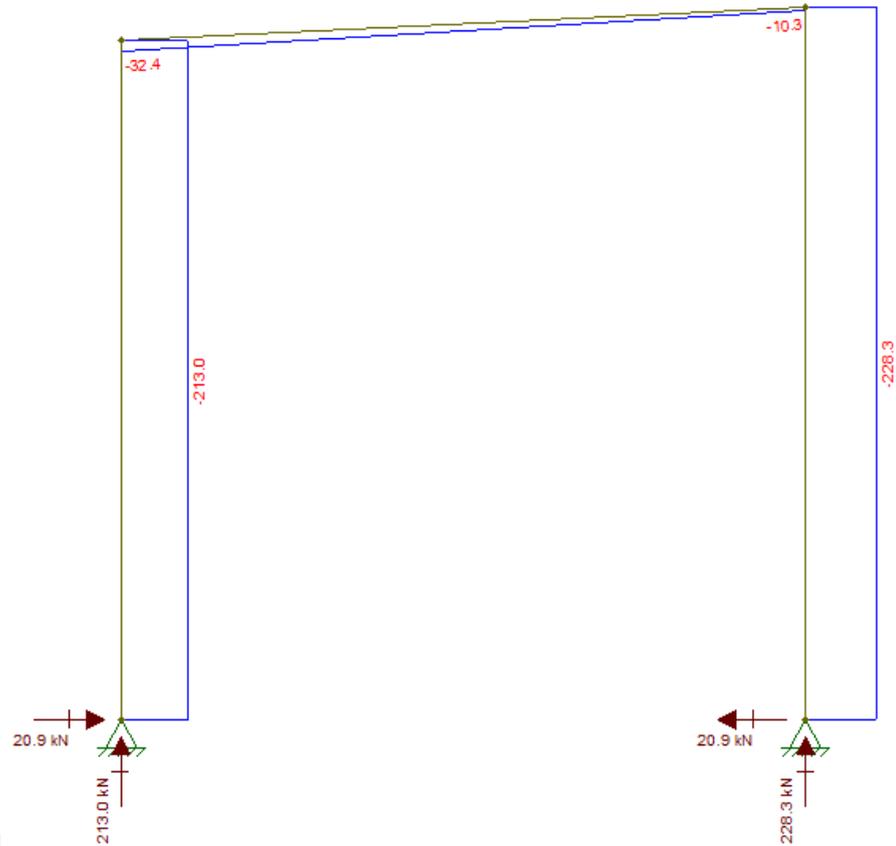


Fonte: AUTOR,2017.



IMACULADA
FACULDADES MARIA IMACULADA

Figura 5: Diagrama de Força normal



Fonte: AUTOR,2017.

3.3 Pré dimensionamento

Com os dados já estabelecidos, efetua-se o pré dimensionamento.

3.3.1 Aço

Dimensionamento de barras tracionadas

Aço A-36, com coeficiente de segurança igual a 1,7. Tensão admissível:

$$\sigma_{t,aço} = f_y / 1,7$$

$$\sigma_{t,aço} = 2500 / 1,7 = 1470 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Área necessária} = 22910 / 1470 = 15,585 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

Perfil adotado – Soldados Serie VS para Vigas

| Perfil VS | Raio de Giração | Alm a | Mass a | Altur a | Area | Eixo X-X | | | | Eixo Y-Y | | |
|-----------|-----------------|-------|--------|---------|------|-----------------|-----------------|------|-----------------|-----------------|-----------------|------|
| | cm | mm | Kg/m | mm | | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ⁴ | cm ³ | cm |
| 1400x42 | | | | | 540, | 198313 | 2833 | 60,5 | 3103 | 7814 | 312 | 12,0 |
| 4 | 13,48 | 12,5 | 424,4 | 1400 | 6 | 3 | 0 | 7 | 3 | 7 | 6 | 2 |

Verifica-se esbeltez:

$$\lambda = 2000 \text{ cm} / 13,48 = 148,36 < 400 \quad \text{OK!} \quad (3)$$

- Peso estimado: $424,4 \text{ Kg/m} \cdot 20\text{m} = 8488 \text{ Kg}$ ou $8,5 \text{ tn}$
- Eficiência: $22910/8488 = 2,7 \quad (1)$

Verifica-se Cisalhamento (cortante):

$$\tau = 1000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ para A-36}$$

$$\tau_{\max} = [22910 / (140 \cdot 1,25)] \cdot 1,5 = 196,37 \quad (8)$$

$\tau > \tau_{\max}$, então o perfil satisfaz.

Em relação ao momento fletor:



IMACULADA

FACULDADE DE ENGENHARIA MARIA IMACULADA

$$W_{\text{necessario}} = M / \sigma_{t,\text{aço}}$$

$$W_{\text{necessario}} = 66780 / 1470 = 45,42 \text{ cm}^3$$

Os valores para o perfil se apresentam maiores, portanto esta OK!

Dimensionamento de barras comprimidas

Aço A-36, com coeficiente de segurança igual a 1,7. Tensão admissível:

$$\sigma_{t,\text{aço}} = f_y / 1,7$$

$$\sigma_{t,\text{aço}} = 2500 / 1,7 = 1470 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Área necessária} = 22830 / 1470 = 15,53 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

Perfil adotado – Soldados CVS para vigas e colunas

| Perfil CVS | Raio de Giração | Alm a | Mass a | Altur a | Áre a | Eixo X-X | | | | Eixo Y-Y | | |
|------------|-----------------|-------|--------|---------|-------|-----------------|-----------------|----|-----------------|-----------------|-----------------|------|
| | | | | | | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ⁴ | cm ³ | cm |
| 650x461 | 12,38 | 25 | 416,2 | 650 | 587,5 | 440599 | 7 | 9 | 1 | 7600 | 337 | 11,3 |

Verifica-se esbeltez:

Como o pilar é travado em sua base e no nível das vigas, seu comprimento de flambagem será considerado o pé direito de 21m que corresponde a 2100 cm, uma vez que este pilar possui maior altura e maior tendência para deformação.

$$\lambda = 2100 \text{ cm} / 12,38 = 169,6 \quad (3)$$

O valor se encontra na tabela, flambagem escolhida 169 que resulta a uma tensão de:

$$\sigma_{\text{atuante}} = 22830 / 587,5 = 38,8$$

Logo, o perfil é suficiente uma vez que a tensão admissível à compressão axial é maior que a tensão atuante.

- Peso estimado: $416,2 \text{ Kg/m} \cdot 20\text{m} = 8324 \text{ Kg}$ ou 8,4 tn
 $416,2 \text{ Kg/m} \cdot 21\text{m} = 8740,2 \text{ Kg}$ ou 8,7 tn
- Eficiencia: $22830 / 8324 = 2,74 \quad (1)$
 $22830 / 8740 = 2,61$

3.3.2 Concreto

Para o dimensionamento das vigas primeiro encontraremos a armadura longitudinal. O primeiro passo é verificar a compressão do concreto produzida pelo momento fletor

Calculo do M_k :

$$M_k = 670.1,4$$

$$M_k = 938 \text{ KN.m}$$

Calculo do d:

$$d = 150 - 4 \quad (10)$$

$$d = 146 \text{ cm}$$

Então:

$$C = \frac{938}{50.146^2} \quad (9)$$

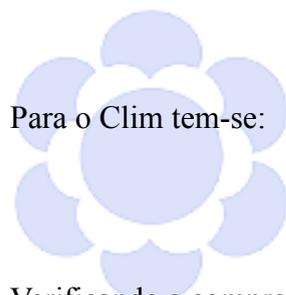
$$C = 0,0008 \text{ KN/cm}^2$$

]Para que a seção de concreto seja resistente ao momento fletor, C deve ser menor que o valor da resistência do concreto multiplicado por 0,14.

Resistência do concreto, adotado concreto de 30 MPa ou 3 KN/cm², esse valor deve ser dividido pelo coeficiente de segurança imposto pela norma de 1,4

$$fck = 3.1,4$$

$$fck = 2,14 \text{ KN/cm}^2$$



Para o Clim tem-se:

$$\text{Clim} = 2,14.0,14 \quad (9)$$

$$\text{Clim} = 0,29 \text{ KN/cm}$$

IMACULADA
FACULDADES MARIA IMACULADA

Verificando a compressão:

$$0,0008 \text{ KN/cm}^2 < 0,29 \text{ KN/cm}^2$$

Obedecendo a essa relação a seção de concreto analisada resiste a compressão, inclusive poderia ser menor.

Para encontrar a área de aço necessária deve levar em consideração o valor de fyk, que é dado pela resistência do aço adotado que é de 50 KN/cm² dividido pelo coeficiente de segurança imposto pela NBR 6118 (2014) que vale 1,15, então:

$$fyk = \frac{50}{1,15}$$

$$fyk = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Com esse valor podemos encontrar a área de aço:

$$As = \frac{2.938}{43,48.146} \quad (11)$$

$$A_s = 0,29 \text{ cm}^2$$

Com um valor tão baixo de aço como este, deve-se calcular a área de aço mínima que a NBR 6118 (2014) prevê, então:

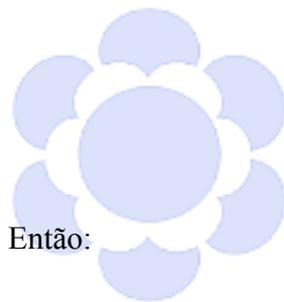
$$A_{smin} = 0,0015 \cdot \text{área de concreto}$$

$$A_{smin} = 0,0015 \cdot 150 \cdot 50$$

$$A_{smin} = 11,25 \text{ cm}^2$$

Será adotado barras de 20 mm, cada uma delas tem 2,85 cm² então serão necessárias quatro barras de 20 mm para suprir essa necessidade.

Para a armadura transversal deve-se verificar se a seção suporta a tensão máxima que lhe será aplicada pela cortante Q multiplicado pelo coeficiente de segurança, aqui utilizado 1,4 como diz a norma:



Então:

$$Q = 230 \cdot 1,4$$

$$Q = 322 \text{ KN}$$

IMACULADA
FACULDADES MARIA IMACULADA

$$\tau_{max} = 1,5 \cdot \frac{322}{50 \cdot 146} \quad (12)$$

$$\tau_{max} = 0,04 \text{ KN/cm}^2$$

Este valor deve ser menor que τ' , que representa 20% do fck do concreto:

$$\tau' = 0,2 \cdot 2,14 \quad (12)$$

$$\tau' = 0,43 \text{ KN/cm}^2$$

Sendo assim:

$$0,04 \text{ KN/cm}^2 < 0,43 \text{ KN/cm}^2$$

Com isso não há necessidade de alterar a seção da viga.

A área de aço necessária na armadura transversal é calculada para um metro da viga pela seguinte equação:

$$\text{área de estribos} = \frac{322}{146,0,214} \quad (13)$$

$$\text{área de estribos} = 10,3 \text{ cm}^2$$

Adotando-se estribos com diâmetro de 8 mm, que possui área de 0,5 cm², e como um estribo possui duas áreas seu equivalente é de 1 cm², então para o numero de estribos tem-se:

$$N^{\circ} \text{ de estr} = \frac{10,3}{1} \quad (14)$$

$$N^{\circ} \text{ de estr} = 11 \text{ estribos}$$

Para o espaçamento:

$$\text{Espaçamento} = \frac{100}{10} \quad (15)$$

$$\text{Espaçamento} = 10 \text{ cm}$$

Para encontrar o numero total de estribos deve-se multiplicar os estribos necessários para um metro pelo comprimento total da viga

$$11 \cdot 20 = 220 \text{ estribos}$$

Serão necessários 220 estribos distribuídos a uma distancia de dez centímetros entre eles.

- Peso estimado: $0,5 \cdot 1,5 \cdot 20 \cdot 2500 = 37500 \text{ kg} \rightarrow 37,5 \text{ tn}$
- Eficiencia: $22910 / 37500 = 0,6$

A área de aço do pilar é calculada para suportar o valor da força normal , NR, que o pilar resiste e multiplicar pelo coeficiente de segurança 1,4:

$$NR = 230 \cdot 1,4$$

$$NR = 322 \text{ KN}$$

Para a área de concreto será utilizado 2500 cm², pois foi adotado um pilar de 50 cm por 50 cm.

Então:

$$\text{porcentagem de concreto} = \frac{322 - 2500 \cdot 2,14}{43,48 \cdot 2500} \quad (16)$$

$$\text{porcentagem de aço} = -0,04$$

Por ser uma porcentagem negativa isso indica que somente a seção de concreto resistiria a força nela aplicada sem necessidade de possuir uma área de aço. Neste caso deve-se adotar a área mínima de aço imposta pela norma que é de 0,8%:

$$A_s = 0,008 \cdot 2500$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Oito barras de 20 mm suprem essa necessidade por cada uma ter 2,85cm².

Para o dimensionamento dos estribos:

$$\phi_{estribo} = \frac{20}{4} \text{ (17)}$$

$$\phi = 5 \text{ mm}$$

Para o espaçamento:

$$\text{espaçamento} = 12 \cdot 2 \text{ (18)}$$

$$\text{espaçamento} = 24 \text{ cm}$$

Então, serão necessários 83 estribos nos pilares de 20 metros e 87 nos pilares de 21 metros, e em ambas as peças o espaçamento dos estribos deve ser de 24 cm.

$$\text{Peso estimado: } 0,5 \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 2500 = 12500 \text{ kg} \rightarrow 12,5 \text{ tn}$$

$$0,5 \cdot 0,5 \cdot 21 \cdot 2500 = 13125 \text{ kg} \rightarrow 13,13 \text{ tn}$$

$$\text{Eficiência: } 22910/12500 = 1,8$$

$$22910/13125=1,7$$

3.4 Índice de Eficiência

Assim que dimensionada as estruturas, determinamos o seu peso e eficiência. Segue abaixo o desenvolvimento da tabela comparativa do índice:

| Índice de Eficiência | | |
|----------------------|------|----------|
| | Aço | Concreto |
| Vigas | 2,7 | 0,6 |
| Pilar de 20 m | 2,74 | 1,8 |
| Pilar de 21 m | 2,61 | 1,7 |

3.5 Cotação

Depois de pré-dimensionado nosso galpão, foi elaborado um orçamento em três lugares diferentes, e depois foi feito uma média entre elas:

Para aço:

| | |
|--------------------------|-----------------------|
| Dinamica Estruturas | R\$ 1.318.500,00 |
| VN construções metálicas | R\$ 857.249,90 |
| Sinapi,2017 | R\$ 804.631,89 |
| | |
| MEDIA | R\$ 993.460,60 |

Para concreto:

| | |
|---------------------|-----------------------|
| Tulipa | R\$ 494.827,90 |
| HABITISSIMO | R\$256.000,00 |
| Cajamar Construtora | R\$418.410,25 |
| | |
| MEDIA | R\$ 389.746,05 |

4 DISCUSSÃO

Em relação aos orçamentos levantados percebe-se a grande diferença de valores que as estruturas apresentam, aonde o aço chega a ser no mínimo, o dobro da estrutura em pré moldado, concordando com o Trabalho de Conclusão de curso desenvolvido na CEDTEC, como requisito parcial para obtenção de título de Técnico em edificações, no qual relata que o aço mesmo com seu grande crescimento ainda está longe de acompanhar o concreto em produtividade, com grande resistência, beleza e rapidez de construção, as estruturas metálicas ainda tem um custo elevado.

A escolha do pré-moldado se deu por proporcionar um custo mais baixo em relação ao concreto armado, porem o custo de uma estrutura metálica é tão alto que o Estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado: estudo de caso, 2015

tendo como base uma edificação comercial, o Laboratório de Conforto da UNIFRA demonstrou em termos financeiros, que a utilização de estrutura metálica apresenta custo mais elevado, em um percentual de 330%, aproximadamente, em relação à estrutura de concreto armado. Enquanto ao concreto pré-moldado apresentou 254%.

Grafico1: Estudo de caso, 2015

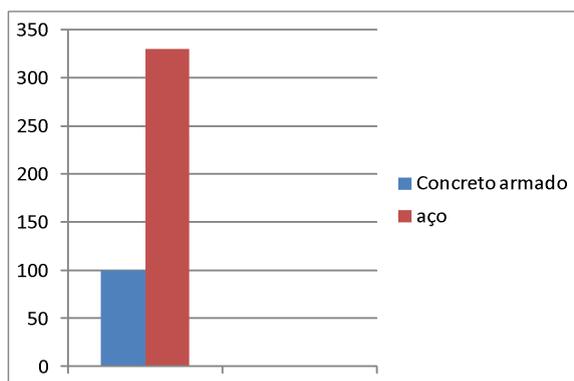
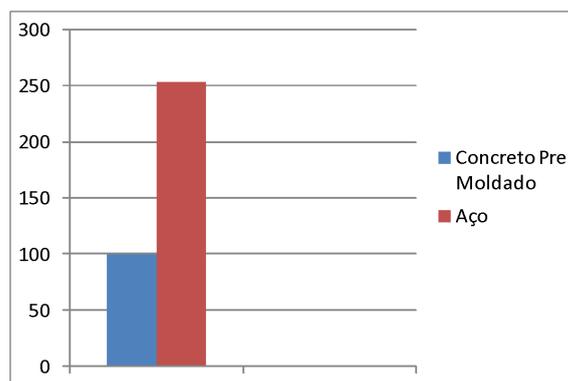


Grafico2: Estudo de caso, 2017



Fonte: AUTOR, 2017

5 CONCLUSÃO

Conhecer bem o material com o qual vamos trabalhar permite que se tire o melhor proveito de suas características e que se evite usa-lo de maneira inadequada, não só pondo em risco a estrutura projetada como tornando a antieconômica.

Para a elaboração de uma estrutura de um galpão industrial foi-se concluído com base nos estudos e comparações levantadas que apesar da estrutura metálica constar mais eficiência apresentando um menor peso, o concreto pré moldado trouxe vantagens em relação ao custo.

Conclui-se que o pré moldado é alternativa mais viável para elaboração de um projeto de galpão industrial e que um dia as estruturas metálicas atinjam o mesmo patamar do concreto no mercado da construção civil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKER, A.V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. Disponível em: <

<http://www.ft.unicamp.br/~cicolin/ST%20725%20A/mpf.pdf>> Acesso em 11 de Abril de 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120:1980. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto de estruturas de aços e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.

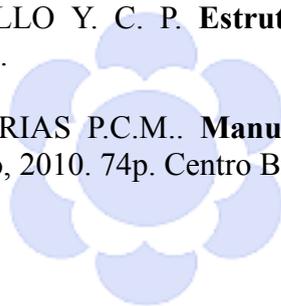
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. NBR 9062. Rio de Janeiro, 2001.

FULL ESTRUTURAS. **Projeto De Galpão Em Estrutura Metálica**. Disponível em: <<http://fullestruturas.com.br/projeto-de-galpao-em-estrutura-metalica/>> Acesso em 10 de Maio de 2017.

REBELLO Y. C. P. **Estruturas de aço, concreto e madeira**. São Paulo, 2005. Zigurate editora.

ZACARIAS P.C.M.. **Manual de construção em aço: galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro, 2010. 74p. Centro Brasileiro de Construção em Aço.



IMACULADA
FACULDADES MARIA IMACULADA