

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

Lisiane Assis Brasil de Oliveira

**Influência da Vinculação entre Pilares e
Fundações em Pórticos Metálicos**

Porto Alegre
Julho 2019

LISIANE ASSIS BRASIL DE OLIVEIRA

**Influência da Vinculação entre Pilares e
Fundações em Pórticos Metálicos**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Alexandre R. Pacheco

Porto Alegre
Julho 2019

LISIANE ASSIS BRASIL DE OLIVEIRA

**Influência da Vinculação entre Pilares e
Fundações em Pórticos Metálicos**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre R. Pacheco (UFRGS)
PhD. pela The Pennsylvania State University, PSU, EUA
Orientador

Prof. Ênio Carlos Mesacasa Júnior (UFRGS)
Dr. Pela Universidade de São Paulo, USP

Eng. Guilherme Granata Marques (UFRGS)
MSc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

Dedico este trabalho à memória de minha mãe, Luiza,
por estar sempre me guiando e iluminando.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu pai pelo apoio e por ser um dos meus maiores exemplos de garra e de perseverança.

Agradeço à minha família que sempre torceu pela minha vitória.

“Faça o que for necessário para ser feliz, mas não se esqueça que a felicidade é um sentimento simples, você pode encontrá-la e deixá-la ir embora por não perceber sua simplicidade.”

RESUMO

Neste trabalho foi realizada a análise da influência da vinculação da base dos pilares de pórticos rígidos metálicos na massa de estrutura metálica e no volume de concreto da fundação, a fim de avaliar qual o tipo de vinculação da base dos pilares torna a obra mais econômica. Para isto, foram dimensionados pórticos metálicos, sob diferentes incidências de vento e variando a vinculação de extremidade dos pilares entre engaste e rótula. A seguir foram dimensionadas fundações para cada caso considerando um solo hipotético e analisado o preço global do conjunto pórtico e fundação de acordo com os preços praticados pelo mercado no Rio Grande do Sul - Brasil. A opção de vinculação engastada se mostrou, em média, 47% mais barata do que a opção de bases rotuladas.

Palavras-chave: estrutura metálica, fundações, vinculação

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vista em 3D do modelo da edificação.....	14
Figura 2 - Elevação do pórtico padrão.	14
Figura 3 - Analogia de viga bi apoiada com altura h_0	19

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de pressão dinâmica obtidos para cada isopleta.....	17
Tabela 2 - Carga Admissível em estacas de concreto protendido.....	20
Tabela 3 – Valores de α e β do método de Décourt-Quaresma.....	20
Tabela 4 - Influência da vinculação na massa dos pórticos.....	22
Tabela 5 - Influência da carga de vento na massa dos pórticos.....	22
Tabela 6 - Influência da carga de vento no volume dos blocos de concreto.	23
Tabela 7 – Influência da vinculação no volume dos blocos de concreto.	24
Tabela 8 – Influência da carga de vento no volume das sapatas.....	24
Tabela 9 - Influência da carga de vento no volume das estacas.....	25
Tabela 10 - Influência da carga de vento nos blocos de coroamento.....	26
Tabela 11 - Influência da carga de vento no volume das fundações profundas.....	26
Tabela 12 - Comparação de custos dos pórticos estudados.....	27

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_f – Área de fuste (m^2)

A_p – Área de ponta (m^2)

F_d - Carga de projeto (kN)

$F_{Gi,k}$ - Valores característicos das ações permanentes (kN)

$F_{Qi,k}$ - Valor característico da ação variável principal (kN)

$F_{Qj,k}$ - Valor característico das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (kN)

\emptyset – Diâmetro (mm)

q – Pressão dinâmica do vento (kgf/m^2)

q_f - Resistência de fuste (kN/m^2)

q_p - Resistência de ponta (kn/m^2)

S_1 – Fator topográfico (adimensional)

S_2 – Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno (adimensional)

S_3 – Fator baseado em conceitos probabilístico (adimensional)

V_0 – Velocidade básica do vento (m/s)

V_k – Velocidade característica do vento (m/s)

α - parâmetro de majoração ou de minoração para a resistência de ponta da estaca (adimensional)

β - Parâmetro de majoração ou de minoração para a resistência de fuste (adimensional)

γ_{gi} - Coeficiente de ponderação da carga permanente (adimensional)

γ_{q1} - Coeficiente de ponderação da ação variável principal (adimensional);

γ_{qj} - Coeficiente de ponderação das ações variáveis secundárias (adimensional);

ψ_{0j} - Fator de combinação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional)

ψ_{2j} - Fator de combinação para cargas variáveis quase permanentes (adimensional)

SUMÁRIO

1. Introdução	13
2. Metodologia	13
2.1. Dimensionamento dos Pórticos Metálicos	15
2.1.1. Ações atuantes.....	16
2.1.1.1. Cargas Permanentes	16
2.1.1.2. Cargas Variáveis	16
2.1.2. Combinações de Cargas	17
2.1.2.1. Combinações Últimas	17
2.1.2.2. Combinações de Serviço	18
2.2. Dimensionamento das Fundações	18
2.2.1. Blocos não armados	18
2.2.2. Sapatas.....	19
2.2.3. Estacas Cravadas de Concreto e Blocos de Coroamento	20
3. Resultados e Análises.....	21
3.1. Influência da Vinculação na Quantidade de Aço do Pórtico.....	21
3.2. Influência da Carga de Vento na Quantidade de Aço do Pórtico.....	22
Tabela 5 - Influência da carga de vento na massa dos pórticos.....	22
3.3. Influência da Vinculação e das Cargas de Vento nos Blocos	23
Tabela 7 – Influência da vinculação no volume dos blocos de concreto.	24
3.4. Influência das Cargas de Vento nas Sapatas	24
3.5. Influência das cargas de vento nas fundações profundas	25
3.6. Análise de custo	26
4. Conclusões	27
5. Referências Bibliográficas	28

1. Introdução

Segundo Bellei (2010), a escolha do sistema estrutural de uma edificação é fundamental para a otimização dos custos. O mesmo autor também defende que o conhecimento do solo, no momento de definição do projeto, é imprescindível, pois:

Se o solo é de má qualidade o calculista da estrutura deve evitar engastá-las às fundações, o que as tornaria muito onerosas. Porém, se o solo for de boa qualidade, poder-se-ia perfeitamente engastá-las. (BELLEI, 2010, p. 10).

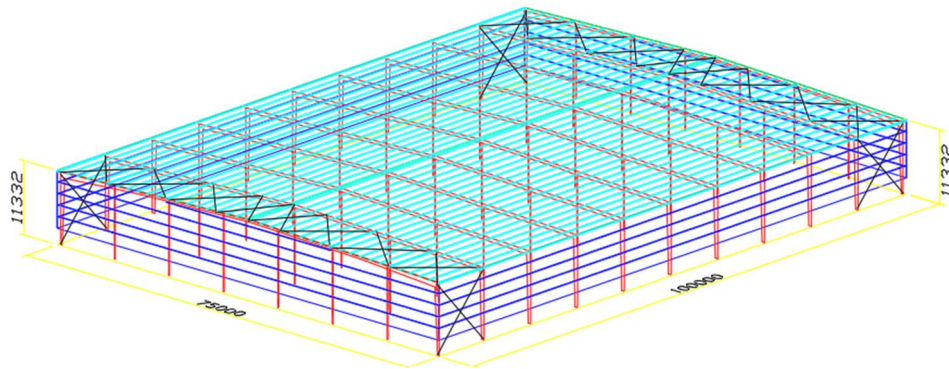
Normalmente quando se faz a cotação para a construção de edificações industriais, é muito raro que se faça uma análise global da superestrutura e da fundação, mesmo estes dois itens sendo os principais custos em uma obra. Via de regra, a empresa responsável pela estrutura metálica considera a vinculação da base dos pilares como engastada, pois desta maneira os gastos com a estrutura metálica são reduzidos e, conseqüentemente, se obtém um preço mais competitivo no mercado. Todavia, desta maneira, são transmitidos maiores esforços às fundações do que com bases rotuladas, o que tende a encarecer a etapa de fundações.

Neste trabalho é feita a análise do impacto da vinculação das bases dos pilares no custo do conjunto pórtico metálico e fundação.

2. Metodologia

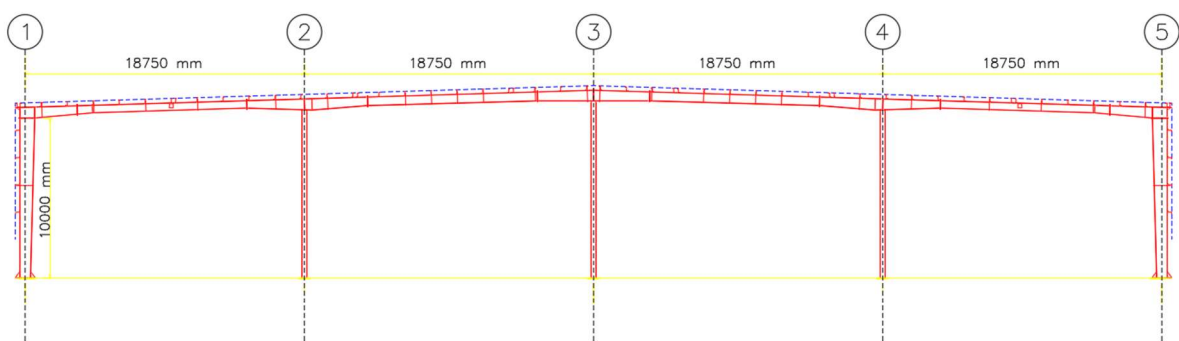
Para a realização do estudo, foi idealizada uma edificação hipotética com projeção horizontal retangular, tendo uma largura total de 75m, um comprimento total de 100m e um pé direito livre de 10m.

A cobertura possui duas águas simétricas com inclinação de 3%, respeitando a inclinação mínima da telha de cobertura. Na figura 1, encontra-se o modelo 3D realizado para a edificação e, na Figura 2, a elevação do pórtico dimensionado.



(Fonte: elaborada pelo autora)

Figura 1 - Vista em 3D do modelo da edificação.



(Fonte: elaborada pela autora)

Figura 2 - Elevação do pórtico padrão.

A estrutura principal é considerada como um pórtico rígido com vigas e pilares em perfis soldados de seção I variável formados por chapas de alta resistência mecânica e baixa liga (ASTM A572 – Grau 50). A viga de cobertura é engastada junto aos pilares de extremidade (eixos 1 e 5) e apoiada nos pilares internos (eixos 2, 3 e 4), com apoios distantes a cada 18,75m. Os pilares também fazem parte da estrutura do pórtico, e possuem ligação rotulada nas bases.

As estruturas secundárias de cobertura e de fechamento são formadas por terças de cobertura com vãos de 10m. Para o fechamento lateral, foi considerado fechamento metálico a partir de 2 m de altura, sendo em alvenaria abaixo disto.

Para a realização da análise, foram dimensionados pórticos metálicos submetidos às velocidades básicas de vento (V_0) de 30 m/s, 35 m/s, 40 m/s, 45 m/s e 50 m/s, variando-se a vinculação da base dos pilares externos entre engaste e rótula.

Quanto às fundações, foram utilizados três modelos:

- a) blocos rígidos não armados de concreto para os pilares internos dos pórticos (pilares dos eixos 2, 3 e 4);
- b) sapatas flexíveis para os pilares externos dos pórticos (eixos 1 e 5), quando modelados na opção de base rotulada; e
- c) estacas cravadas de concreto protendido para os pilares externos dos pórticos (eixos 1 e 5), quando modelados na opção de base engastada.

Para o dimensionamento de todos os elementos de fundação, foi considerado um solo hipotético homogêneo, sem a presença de lençol freático e com uma capacidade de carga constante de 250 kN/m² (0,25 MPa).

2.1. Dimensionamento dos Pórticos Metálicos

Todos os pórticos foram dimensionados com o auxílio de software comercial tipicamente empregado em empresas do ramo, utilizando o Método dos Estados Limites segundo as premissas da NBR 8800 (ABNT, 2008) e levando em consideração os requisitos presentes no Anexo J – Requisitos para barras de seção variável da mesma norma.

Durante o dimensionamento foram feitas as seguintes verificações:

- a) força axial de tração, conforme o item 5.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008);
- b) força axial, conforme o item 5.3 da NBR 8800 (ABNT, 2008);
- c) momento fletor e força cortante, conforme o item 5.4 da NBR 8800 (ABNT, 2008);
- d) combinação de esforços solicitantes, conforme item 5.5 da NBR 8800 (ABNT, 2008);

- e) amplificação dos esforços solicitantes, conforme anexo D da NBR 8800 (ABNT, 2008); e
- f) esbeltez dos elementos, para qualquer estado limite, utilizando como referência a seção de maior altura.

As escolhas dos perfis visaram uma otimização máxima da estrutura projetada, respeitando-se a resistência oferecida pelos perfis de acordo com o Estado Limite Último e verificando-se a estrutura de acordo com o Estado Limite de Serviço.

No que tange à estrutura metálica, o principal resultado do dimensionamento dos pórticos foi a quantidade de aço utilizado e, por este motivo, elementos que não contribuiriam de maneira significativa no montante total, tais como chapas de ligação, parafusos, chapas de base e chumbadores, foram apenas estimados, simplificarmente, de forma aproximada.

2.1.1. Ações atuantes

2.1.1.1. Cargas Permanentes

Como cargas permanentes da edificação, foram considerados o peso próprio da estrutura metálica, o peso estimado das terças e o peso próprio da telha de cobertura. As terças de cobertura consideradas foram de aço formado a frio galvanizado do tipo “Z” com altura de 292mm e espessuras variando entre 1,55mm e 3mm, cujo peso próprio estimado foi de 0,07 kN/m². Já para as telhas de cobertura, foi escolhido um modelo de telha não perfurada do tipo zipada com espessura de 0,50mm, tendo como peso próprio 0,05 kN/m².

2.1.1.2. Cargas Variáveis

Relativamente à sobrecarga de utilidades da cobertura, foi considerada somente a sobrecarga mínima de 0,25 kN/m² exigida no item B.5.1 da NBR 8800 (ANBT, 2008).

Para esforços provenientes do vento, foram calculadas as pressões dinâmicas equivalentes a cada linha de isopleta que passa pelo território brasileiro de acordo com as exigências da norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

Por se tratar de uma edificação hipotética, foi considerado um terreno plano, onde o fator topográfico S_1 foi tomado igual a 1 e, por não ter uma utilização definida, foi adotado um fator estatístico S_3 também igual a 1.

Devido à maior dimensão do prédio ser superior a 50m, classificou-se a edificação como sendo da Classe C e, por estar supostamente localizada em um terreno com obstáculos de baixa altura, a mesma foi considerada como de Categoria III. Desta forma, obteve-se um Fator de Rugosidade S_2 igual a 0,903. Na Tabela 1 estão apresentados os valores considerados.

Tabela 1 - Valores de pressão dinâmica obtidos para cada isopleta

Cargas Devidas ao Vento – Conforme NBR 6123					
Velocidade básica - V_0 (m/s)	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
Velocidade Característica - V_k (m/s)	27,10	31,60	36,10	40,60	45,10
Pressão Dinâmica - q (kgf/m ²)	45,90	62,40	81,50	103,20	127,40

(Fonte: elaborada pela autora)

2.1.2. Combinações de Cargas

2.1.2.1. Combinações Últimas

Para o dimensionamento dos pórticos, foram utilizadas as combinações últimas normais, conforme o item 4.7.7.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008), obedecendo-se a Equação 1.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

- F_d é a carga de projeto (kN);
- $F_{Gi,k}$ são os valores característicos das ações permanentes (kN);
- $F_{Qi,k}$ é o valor característico da ação variável principal (kN);
- $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (kN);
- γ_{gi} é o coeficiente de ponderação da carga permanente (adimensional);
- γ_{q1} é o coeficiente de ponderação da ação variável principal (adimensional);
- γ_{qj} é o coeficiente de ponderação das ações variáveis secundárias (adimensional);

- h) ψ_{0j} é o fator de combinação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional).

2.1.2.2. Combinações de Serviço

Consideraram-se os limites de deflexão dados por $L/250$ para as vigas de cobertura e por $L/300$ para as colunas dos pórticos, fazendo-se as verificações do Estado Limite de Serviço com a utilização das combinações quase permanentes de serviço, conforme previsto no item 4.7.7.3 da NBR 8800 (ABNT, 1988).

Devido à altura da alvenaria ser de 2m, o fator de combinação ψ_2 para as cargas variáveis no Estado Limite de Serviço foi considerado igual a 1, pois deslocamentos excessivos tenderiam a causar danos visuais na parede. Sendo assim, foram consideradas as combinações segundo a Equação 2.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

- a) F_d é a carga de projeto (kN);
- b) $F_{G_{i,k}}$ são os valores característicos das ações permanentes (kN);
- c) $F_{Q_{i,k}}$ é o valor característico da ação variável principal (kN);
- d) ψ_{2j} é o fator de combinação para cargas variáveis quase permanentes (adimensional).

2.2. Dimensionamento das Fundações

2.2.1. Blocos não armados

Blocos de fundação não armados, além de conferirem grande rapidez de execução, tendem a ser mais econômicos que sapatas, justamente por não demandarem armaduras. Para pequenas obras ou para pilares pouco solicitados, este tipo de fundação tende a ter uma excelente relação custo/benefício. Por este motivo, foram dimensionados blocos não armados de concreto, respeitando as premissas presentes na NBR 6122 (ABNT, 2018) para todos os pilares internos dos pórticos (eixos 2, 3 e 4), pois tais pilares receberiam somente cargas verticais e de pequena intensidade.

No dimensionamento foi feita a verificação dos esforços de tração no concreto na base do bloco, pois, como não se tem armadura na estrutura, o concreto se torna o único elemento responsável por resistir a estes esforços. Além disso, foi verificada a tensão na base da sapata de modo que não fosse superior à tensão admissível do solo. Para o dimensionamento dos blocos de concreto foi considerado um concreto com resistência característica (f_{ck}) de 20 MPa.

2.2.2. Sapatas

Para os pilares externos dos pórticos de base rotulada, por receberem somente cargas verticais e uma pequena parcela de carga horizontal, foram consideradas sapatas do tipo flexível. Para a determinação de uma geometria otimizada dessas sapatas, buscou-se manter a proporção das dimensões dos pilares metálicos nas dimensões da sapata. Além disso, foi levada em conta a dimensão dos chumbadores utilizados nos pilares para que a altura da sapata fosse suficiente para garantir a ancoragem da estrutura metálica na fundação em concreto.

No dimensionamento das sapatas, primeiramente foi feita a verificação da excentricidade gerada pelas cargas horizontais, de modo que a excentricidade se mantivesse dentro dos limites do “núcleo central” e, então, a verificação da tensão máxima do solo de modo que não fosse ultrapassado os limites de tensão admissível do mesmo.

Todas as sapatas foram dimensionadas conforme a NBR 6122 (ANBT, 2018) considerando-se concreto de resistência característica (f_{ck}) igual a 20 MPa, sendo assentadas a uma profundidade de 1m. As armaduras das sapatas não foram dimensionadas, pois o preço de referência utilizado para realizar este serviço foi obtido junto a empresas especializadas em função apenas do volume dos elementos.

2.2.3. Estacas Cravadas de Concreto e Blocos de Coroamento

Para resistir aos momentos dos pórticos engastados, foram dimensionadas estacas pré-moldadas de concreto de seção quadrada e blocos de coroamento. Para o cálculo da solicitação nas estacas, foi feita uma analogia com uma viga bi apoiada com altura h_0 , conforme a Figura 1 e Figura 3.

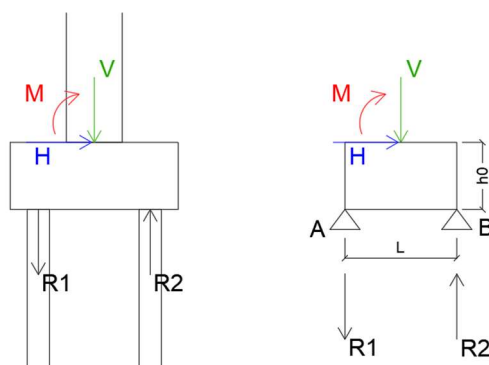


Figura 3 - Analogia de viga bi apoiada com altura h_0

(Fonte: elaborada pela autora)

Realizando o somatório de momentos nos apoios A e B, foi possível definir, por equilíbrio, quais as cargas normais de tração, R_1 , e de compressão, R_2 , que atuariam nas estacas. Devido aos esforços de momento fletor serem muito altos nos pórticos engastados, foram obtidos esforços de tração na R_1 em todos os casos.

Para o cálculo da quantidade de estacas necessárias para resistir às solicitações R_1 e R_2 , foram consideradas as cargas admissíveis das estacas, conforme a Tabela 2 e, para a determinação da profundidade das estacas, foram feitas as verificações conforme o método clássico de Décourt-Quaresma, onde a carga de ruptura é dada pela Equação 3.

Tabela 2 - Carga Admissível em estacas de concreto protendido.

Estaca	Compressão (kN)	Tração (kN)
20x20	520	75
23x23	700	87
26x26	920	116
30x30	1240	149
35x35	1710	182
42x42	2510	261

(Fonte: Manual Técnico: estacas pré-fabricadas de concreto)

$$Q_u = \alpha q_p A_p + \beta q_f A_f \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

- α e β são parâmetros de majoração ou de minoração para a resistência de ponta da estaca e de fuste, conforme a Tabela 3 (adimensionais);
- q_p e q_f representam a resistência de ponta e de fuste, respectivamente (kN/m²);
- A_p e A_f são as áreas de ponta e de fuste em contato com o solo, respectivamente (m²).

Tabela 3 – Valores de α e β do método de Décourt-Quaresma.

Estaca	Cravada (estaca padrão)		Escavada (em geral)		Escavada (com bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetada (alta pressão)	
	α	β	α	β	α	β	α	β	A	β	α	β
Solo												
Argilas	1,00	1,00	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Solos**	1,00	1,00	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

** Solos intermediários

(fonte: elaborada pela autora)

Para a determinação das dimensões dos blocos de coroamento foram feitas as verificações de comprimento mínimo e de cobrimentos. As armaduras dos blocos de coroamento não foram dimensionadas, pois o preço de referência utilizado para realizar estes serviços é dado em função do volume dos elementos.

3. Resultados e Análises

3.1. Influência da Vinculação na Quantidade de Aço do Pórtico

Na Tabela 4 é possível verificar o acréscimo de massa no pórtico devido à alteração da vinculação da base dos pilares. Nota-se que, para cargas de vento a partir de 40 m/s, o acréscimo da massa do pórtico devido à vinculação é quase constante em termos de porcentagem, podendo-se considerar que a escolha de uma vinculação rotulada tornou a estrutura, em média, 79% mais pesada frente à opção engastada.

Tabela 4 - Influência da vinculação na massa dos pórticos.

V_0 (m/s)	Vinculação	Massa do Pórtico (kg)	Diferença (kg)	Acréscimo (%)
30	Engastado	4.788	3.662	76
	Rotulado	8.450		
35	Engastado	5.379	3.767	70
	Rotulado	9.146		
40	Engastado	5.719	4.761	83
	Rotulado	10.480		
45	Engastado	6.070	5.057	83
	Rotulado	11.127		
50	Engastado	6.653	5.584	84
	Rotulado	12.237		

(Fonte: elaborada pela autora)

3.2. Influência da Carga de Vento na Quantidade de Aço do Pórtico

Quanto à influência da carga de vento na massa do pórtico, de um modo geral, pode-se afirmar que o acréscimo de aço devido à carga de vento é em torno de 9%, em média, para incrementos de 5m/s na velocidade básica do vento V_0 , conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Influência da carga de vento na massa dos pórticos.

V_0 (m/s)	Vinculação	Massa do Pórtico (kg)	Acréscimo (%)
30	Engaste	4.788	
35		5.379	12
40		5.719	6
45		6.070	6
50		6.653	10
30	Rótula	8.450	
35		9.146	8
40		10.480	15
45		11.127	6
50		12.237	10

(Fonte: elaborada pela autora)

3.3. Influência da Vinculação e das Cargas de Vento nos Blocos

Enquanto que, na estrutura metálica, se tem um acréscimo em torno de 9% na quantidade de aço no pórtico devido ao acréscimo da carga de vento, para o volume de concreto da fundação dos pilares internos, este acréscimo subiu para 29%, em média, como pode ser visto na Tabela 6. Nota-se, portanto, que, diferentemente da estrutura metálica, a fundação possui uma sensibilidade maior frente ao acréscimo da velocidade de vento.

Tabela 6 - Influência da carga de vento no volume dos blocos de concreto.

Blocos não armados - pilares dos eixos 2, 3 e 4										
Dados de Entrada				Geometria				Resultado		
V ₀ (m/s)	Vínculo	Ø chumb (mm)	N _d (kN)	B (m)	L (m)	h (m)	h ₀ (m)	Vol. de conc. (m ³)	Volume total (m ³)	Acréscimo (%)
30	Engaste	19	231	0,95	1,1	0,65	0,45	0,56	1,68	
35		19	318	1,15	1,3	0,65	0,4	0,75	2,25	34
40		25	390	1,25	1,4	0,85	0,55	1,17	3,52	56
45		25	435	1,35	1,5	0,85	0,55	1,35	4,06	15
50		25	532	1,5	1,65	0,85	0,5	1,57	4,72	16
30	Rótula	19	230	0,95	1,1	0,65	0,45	0,56	1,68	
35		19	288	1,1	1,2	0,65	0,4	0,66	1,99	18
40		19	348	1,2	1,35	0,7	0,45	0,89	2,68	35
45		25	407	1,3	1,45	0,85	0,55	1,26	3,79	41
50		25	494	1,4	1,6	0,85	0,5	1,43	4,28	13

(Fonte: elaborada pela autora)

Quanto à influência da vinculação, na Tabela 7, pode-se verificar que, para os pilares internos do pórtico, se obtém uma diminuição de 10%, em média, no volume de concreto devido à alteração da vinculação dos pilares externos.

Tabela 7 – Influência da vinculação no volume dos blocos de concreto.

Blocos não armados - pilares dos eixos 2, 3 e 4										
Dados de Entrada				Geometria				Resultado		
V_0 (m/s)	Vínculo	Ø chumb (mm)	N_d (kN)	B (m)	L (m)	h (m)	$h\theta$ (m)	Vol. de conc. (m ³)	Volume total (m ³)	Acréscimo (%)
30	Engaste	19	231	0,95	1,1	0,65	0,45	0,56	1,68	0
	Rótula	19	230	0,95	1,1	0,65	0,45	0,56	1,68	
35	Engaste	19	318	1,15	1,3	0,65	0,4	0,75	2,25	-12
	Rótula	19	288	1,1	1,2	0,65	0,4	0,66	1,99	
40	Engaste	25	390	1,25	1,4	0,85	0,55	1,17	3,52	-24
	Rótula	19	348	1,2	1,35	0,7	0,45	0,89	2,68	
45	Engaste	25	435	1,35	1,5	0,85	0,55	1,35	4,06	-7
	Rótula	25	407	1,3	1,45	0,85	0,55	1,26	3,79	
50	Engaste	25	532	1,5	1,65	0,85	0,5	1,57	4,72	-9
	Rótula	25	494	1,4	1,6	0,85	0,5	1,43	4,28	

(Fonte: elaborada pela autora)

3.4. Influência das Cargas de Vento nas Sapatas

Na Tabela 8, é possível, verificar que o volume das sapatas tende a aumentar, excluindo o caso de V_0 igual a 40 m/s, em média, 13%, conforme o aumento da velocidade do vento. O valor de V_0 de 40m/s foi excluído do cálculo da média, pois obteve-se quase o dobro do volume devido ao aumento de 20cm na altura do pilar, o que refletiu em um acréscimo considerável na dimensão L da sapata.

Tabela 8 – Influência da carga de vento no volume das sapatas.

Sapatas Flexíveis - pilares dos eixos 1 e 5													
Dados de Entrada							Geometria				Resultado		
V_0 (m/s)	Vínculo	Ø chumb (mm)	d pilar (mm)	B_f (mm)	N_d (kN)	H_d (kN)	B (m)	L (m)	h (m)	$h\theta$ (m)	Vol. conc. (m ³)	Vol. total (m ³)	Acrésc. (%)
30	Rótula	25	500	375	166	62	1,5	2,45	0,60	0,20	1,36	2,72	
35			500	375	219	88	1,5	2,50	0,65	0,25	1,57	3,15	16
40			700	375	271	114	1,8	3,25	0,85	0,30	3,10	6,21	97
45			700	375	329	139	2,0	3,25	0,85	0,30	3,43	6,86	10
50			700	400	383	163	2,0	3,50	0,90	0,30	3,84	7,67	12

(Fonte: elaborada pela autora)

3.5. Influência das cargas de vento nas fundações profundas

Em relação ao dimensionamento das estacas e blocos de coroamento, foram padronizados blocos retangulares com seis estacas, devido à facilidade de execução da geometria e por proporcionarem uma inércia grande o suficiente para resistir ao momento fletor solicitante.

Quanto ao comprimento das estacas, foram padronizadas estacas de 12m, pois são facilmente encontradas no comércio, além de serem facilmente transportadas em carretas. Os resultados do dimensionamento das estacas estão apresentados na Tabela 9. Nela, pode ser verificado que o volume das estacas de concreto sofre, em média, um acréscimo de 23%, conforme o aumento da velocidade do vento V_0 .

Tabela 9 - Influência da carga de vento no volume das estacas.

Estacas cravadas - pilares dos eixos 1 e 5										
Dados de entrada					Geometria			Resultado		
V_0 (m/s)	Vinculo	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kN.m)	Ø estaca (cm)	Quantid. de Estacas por pilar	Compr. de cada estaca (m)	Vol. de concreto (m³)	Vol. Total (m³)	Acrésc. (%)
30	Engaste	78	166	256	20	6	12	2,88	5,76	
35		92	201	317	20			2,88	5,76	0
40		117	247	398	23			3,81	7,62	32
45		152	304	541	26			4,87	9,73	28
50		183	364	648	30			6,48	12,96	33

(Fonte: elaborada pela autora)

Na tabela 10, onde encontram-se os resultados do dimensionamento dos blocos de coroamento, nota-se que o acréscimo no volume de concreto não seguiu o mesmo padrão do acréscimo apresentado pelas estacas. Para os casos de vento V_0 de 35 m/s se obteve um acréscimo de 115% no volume de concreto, pois, no dimensionamento das estacas, optou-se por aumentar a distância entre estacas ao invés de aumentar o diâmetro, o que, apesar de ter o mesmo volume de concreto nas estacas, causou um impacto considerável no volume de concreto do bloco de coroamento. O contrário ocorreu no caso de vento V_0 de 50m/s, onde se optou por aumentar o diâmetro da estaca, o que causou a diminuição de distância entre estacas e, obtendo-se assim, uma diminuição no volume de concreto do bloco.

Tabela 10 - Influência da carga de vento nos blocos de coroamento.

Blocos de Coroamento - pilares dos eixos 1 e 5									
Dados de entrada				Geometria			Resultado		
V_0 (m/s)	Vínculo	Ø estaca (cm)	Quantidade de Estacas por pilar	Altura bloco (m)	B (m)	L (m)	Volume (m ³)	Volume (m ³)	Acréscimo (%)
30	Engaste	20	6	0,7	1,2	1,3	1,092	2,184	
35		20		0,7	1,4	2,4	2,352	4,704	115
40		23		0,9	1,5	3,4	4,59	9,18	95
45		26		1,1	1,6	3,9	6,864	13,728	50
50		30		1,1	1,6	3,8	6,688	13,376	-3

(Fonte: elaborada pela autora)

Na tabela 11, encontra-se o resumo da quantidade de volume de concreto para as fundações profundas, onde se pode verificar um acréscimo, em média, de 36% de acordo com o aumento da velocidade do vento V_0 .

Tabela 11 - Influência da carga de vento no volume das fundações profundas.

Fundações Profundas - pilares dos eixos 1 e 5					
V_0 (m/s)	Vínculo	Volume total das estacas (m ³)	Volume total dos blocos de coroamento (m ³)	Volume total de fundação (m ³)	Acréscimo (%)
30	Engaste	5,76	2,18	7,94	
35		5,76	4,70	10,46	32
40		7,62	9,18	16,80	61
45		9,73	13,73	23,46	40
50		12,96	13,38	26,34	12

(Fonte: elaborada pela autora)

3.6. Análise de custo

Precificando todos os elementos de acordo com os valores de mercado praticados no Rio Grande do Sul, obtiveram-se os preços dos pórticos de acordo com o apresentado na Tabela 12. Nos valores inseridos estão sendo levados em consideração os custos de fabricação e de montagem. Custos indiretos, como taxas de aprovação, despesas financeiras, técnicos de segurança, mobilização e desmobilização, por simplificação e para efeito de comparação, não estão sendo considerados.

Para a obtenção desses resultados, foram considerados como valores base, o preço da estrutura metálica de R\$ 10,00/kg, blocos de coroamento e blocos não armados de R\$ 1.100,00/m³ e sapatas de R\$1.200,00/m³, sendo que as estacas foram analisadas separadamente entre o custo de cravação de R\$ 33,00/m, e o custo da estaca em si, com o valor variando de acordo com as dimensões da estaca entre R\$ 48,00/m e R\$ 70,00/m.

Tabela 12 - Comparação de custos dos pórticos estudados

V ₀ (m/s)	Vínculo	Estrutura Metálica			Fundações			Valor Total	
		Valor Estimado (R\$)	Acrésc (%)	Contrib. sobre o valor total (%)	Valor Estimado (R\$)	Acrésc (%)	Contrib. sobre o valor total (%)	Valor Estimado (R\$)	Acrésc (%)
30	Engastado	47.880,00	76	83	10.078,85	-49	17	57.958,85	55
	Rotulado	84.500,00		94	5.108,45		6	89.608,45	
35	Engastado	53.790,00	70	80	13.481,90	-56	20	67.271,90	45
	Rotulado	91.460,00		94	5.971,75		6	97.431,75	
40	Engastado	57.190,00	83	74	20.376,38	-49	26	77.566,38	49
	Rotulado	104.800,00		91	10.397,32		9	115.197,32	
45	Engastado	60.700,00	83	70	26.408,67	-53	30	87.108,67	42
	Rotulado	111.270,00		90	12.395,80		10	123.665,80	
50	Engastado	66.530,00	84	71	27.324,36	-49	29	93.854,36	45
	Rotulado	122.370,00		90	13.913,82		10	136.283,82	

(Fonte: elaborada pela autora)

4. Conclusões

Após todas as análises realizadas, foi possível verificar não só a influência da vinculação da base dos pilares na massa dos pórticos metálicos e no volume de concreto da fundação, como também a influência da carga de vento nestes mesmos elementos.

Verificou-se que, em pórticos de bases engastadas, se tem um acréscimo, em média, de 8,5% na massa de estrutura metálica para incrementos de 5 m/s na velocidade básica do vento V₀, enquanto que, em pórticos de bases rotuladas, este acréscimo médio é de 10%.

Quanto aos blocos de concreto dos pilares internos dos pórticos, notou-se que, alterando a vinculação da base dos pilares externos dos pórticos de engastados para rotulados, se obteve, em média, uma diminuição de 10% no volume de concreto.

Sobre a influência devido à alteração das cargas de vento, foi constatado um acréscimo de 29%, em média, para os mesmos incrementos de 5 m/s na velocidade básica do vento V_0 .

Nas sapatas, essa diferença diminuiu para 13%, em média, demonstrando uma menor sensibilidade às cargas de vento se comparado aos pilares internos dos pórticos, enquanto que, nas fundações profundas, este acréscimo médio foi de 36% no volume de concreto das estacas e blocos de coroamento.

Quanto à análise de custo das estruturas, notou-se que os pórticos rotulados, obtiveram um acréscimo de 79%, em média, no custo de estrutura metálica em relação aos pórticos engastados, enquanto que, na fundação, se obteve uma redução de 51% no custo.

Era esperado que a fundação dos pórticos metálicos engastados fosse significativamente mais cara em relação à fundação dos pórticos rotulados. Porém, conforme a Tabela 12, apesar de a fundação dos pórticos rotulados serem, em média, 51% mais barata, em todos os casos estudados a opção com pórtico metálico rotulado se tornou mais cara do que com a vinculação rígida. Tal diferença se dá visto que a estrutura metálica, a qual contribui, em média, 84% no custo do conjunto pórtico e fundação, tem um custo muito alto frente às estruturas de concreto. Outro fator que tem grande influência neste resultado é a escolha da capacidade de carga considerável do solo, que dispensou fundações muito robustas e confirmou a afirmação de Bellei (2010), apresentada no início deste trabalho.

5. Referências Bibliográficas

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

_____. **NBR 6123:1988**: Forças devidas ao vento em edificação. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 6122:2018**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 6118:2014**: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2018.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: Projeto e Cálculo**. 6 ed. São Paulo, PINI, 2010.

METAL BUILDING SOFTWARE INC. **MBS - Metal Building Software**. Fargo, Dakota.

CHASTRE, Carlos; LUCIO, Valter. **Manual Técnico: estacas pré-fabricadas de concreto**. [S. l.]: ABCIC, 2012.