

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA
CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

ARTHUR JONCK HAMMES

**REFORÇO ESTRUTURAL EM PILAR DE PONTE EM CONCRETO
ARMADO – ESTUDO DE CASO**

FLORIANÓPOLIS, ABRIL DE 2022

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA
CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

ARTHUR JONCK HAMMES

**REFORÇO ESTRUTURAL EM PILAR DE PONTE EM CONCRETO
ARMADO – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido
ao Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Santa Catarina como parte
dos requisitos para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Professor Orientador: Prof. André Puel, Dr.

FLORIANÓPOLIS, ABRIL DE 2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Hammes, Arthur Jonck

Reforço Estrutural em Pilar de Ponte em Concreto Armado
- Estudo de Caso / Arthur Jonck Hammes; orientação de
André Puel. - Florianópolis, SC, 2022.

111 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Pontes. 2. Pilares. 3. Reforço Estrutural. 4.
Fibras de Carbono. 5. Encamisamento. I. Puel, André. II.
Instituto Federal de Santa Catarina. III. Reforço Estrutural
em Pilar de Ponte em Concreto Armado - Estudo
de Caso.

REFORÇO ESTRUTURAL EM PILAR DE PONTE EM CONCRETO ARMADO – ESTUDO DE CASO

ARTHUR JONCK HAMMES

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro em 2022 e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 14 de abril, 2022.

Banca Examinadora:



Prof. André Puel, Doutor em Engenharia Civil



Documento assinado digitalmente
CAIO CESAR VELOSO ACOSTA
Data: 14/03/2022 18:41:41-0300
CPF: 010.519.509-02
Verifique as assinaturas em <https://v.ifsc.edu.br>

Prof. Caio Cesar Veloso Acosta, Mestre em Engenharia Civil



José Niêdo Netto, Engenheiro Civil

RESUMO

Uma ponte ou viaduto é dividido em três partes: infraestrutura, constituída pela fundação; mesoestrutura, responsável por transmitir os esforços da superestrutura para a fundação; e superestrutura, que recebe as cargas provenientes do tráfego. Dentro da mesoestrutura, encontram-se os pilares, elementos sujeitos a um grande esforço de compressão, responsáveis por transmitir as cargas recebidas da superestrutura à infraestrutura e resistir a cargas horizontais como vento, pressão da água e empuxo do solo. O pilar, assim como a ponte, caso não dimensionada ou executada de forma adequada pode ficar suscetível a patologias e problemas estruturais, reduzindo a durabilidade e vida-útil do elemento, surgindo a necessidade do reforço estrutural. O reforço por compósitos de fibra de carbono é um método estudado a mais de vinte anos, demonstrando resistência adequada para suportar os esforços. Este método não possui normativas nacionais, entretanto já existem diversos estudos e manuais para o seu dimensionamento e execução. O encamisamento com concreto armado já é um método tradicional para reforço e muito utilizado no Brasil, feito com concreto de resistência adequada e utilização de armaduras longitudinais e transversais, podendo ser executada em toda a seção do pilar ou em apenas uma das faces, a depender da posição da carga suportada. O presente estudo utilizará de um estudo de caso para propor um reforço estrutural de um pilar de ponte em concreto armado, utilizando fibras de carbono e encamisamento com concreto armado. Para isso foi feita uma análise da estrutura pelos *softwares* Ftool e SAP 2000, verificando os esforços encontrados no pilar existente com o programa GaLa. Após a verificação, serão propostas situações de degradação da seção do pilar, de acordo com o vistoriado *in loco*, também analisando os esforços nestas seções. No dimensionamento do reforço estrutural, será utilizado um método prático para o encamisamento com concreto armado, e para as fibras de carbono, normas americanas do ACI, recomendadas em manuais nacionais. As duas técnicas se mostraram eficientes para solucionar o problema dos pilares, o encamisamento retornou o pilar a uma situação de projeto com uma capa de 10 cm de concreto e 12 barras de aço, e a fibra de carbono conseguiu suprir a deficiência de resistência com apenas 1 camada.

Palavras-chave: Pontes. Concreto Armado. Pilares. Reforço Estrutural. Fibras de Carbono. Encamisamento.

ABSTRACT

A bridge or viaduct is divided into three parts: infrastructure, constituted by the foundation; mesostructure, responsible for transmitting the exercises from the superstructure to the foundation; and superstructure, which receives loads from traffic. Inside the mesostructure, there are the fastening elements to a great effort of wind force, load, by means of loads that make possible the overload of the superstructure to the pressure of the traction of the ground. This bridge can be built, as well as it can be durable and useful life as an element that arises the need for structural reinforcement. Carbon fiber composites are a tough and toughest method for twenty years of exercise, demonstrating strength for over twenty years. It has national standards, although there are already several studies and methods for its design and execution. The casing with reinforced concrete is already a traditional method for reinforcement and is widely used in Brazil. Concrete of adequate strength and longitudinal reinforcement is used, and can be used in the entire column section or in only one face, depending on the position of the load supported. The present study uses a case study to propose a structural reinforcement of a reinforced bridge column, using carbon fibers and encapsulation with reinforced concrete. For this, an analysis of the structure will be made using the Ftool and SAP 2000 software, verifying the exercises found in the existing pillar with the GaLa program. After verification, proposals will be proposed according to the pillar section, with the on-site survey, also analyzing the exercises in these sections. The dimensioning of the structural reinforcement will be used a practical method for the encapsulation with reinforced, and the American norms of the ACI, national manuals for the carbon fiber. The two carbon solution structures, efficient to solve the column abutment problem, a design solution with a carbon capacity of 1 was able to supply the strength steel with only 1 layer.

Keywords: Bridge. Reinforced concrete. Column. Structural reinforcement. Carbon fibers. Casing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais Elementos de uma Ponte.....	24
Figura 2 – Ponte Rodoviária – Espírito Santo – ES-010	25
Figura 3 – Ponte em Aço.....	26
Figura 4 – Sistemas Estruturais de Pontes	28
Figura 5 – Sistemas Estruturais de Pontes	29
Figura 6 – Classificação Segundo o Desenvolvimento Planimétrico.....	29
Figura 7 – Classificação Segundo o Desenvolvimento Altimétrico.....	30
Figura 8 – Seções Maciças sem e com Balanço.....	30
Figura 9 – Esquema de uma Seção Vazada.....	31
Figura 10 – Seção T com Vigas em Concreto Moldado no Local.....	31
Figura 11 – Seção T com Peças Metálicas ou Pré-Moldadas	32
Figura 12 – Seção Unicelular e Multicelular	32
Figura 13 – Formas da Seção Transversal de um Pilar	34
Figura 14 – Pilar Engastado (esquerda) e Pilar Rotulado (direita)	34
Figura 15 – Configuração de Pilares em Pontes	35
Figura 16 – Disposição das Cargas Estáticas	37
Figura 17 – Carregamentos Horizontais.....	39
Figura 18 – Esquema Ilustrativo da Atuação dos Empuxos do Solo	39
Figura 19 – Ábaco para Coeficiente de Arrasto para Edificações Paralelepípedicas	42
Figura 20 – Fissuração e Desplacamento por Falta de Ganchos no Pilar	46
Figura 21 – Corrosão de Barras de Aço em um Pilar	47
Figura 22 – Configurações de Reforço por Aumento de Seção	48
Figura 23 – Reforço por Aumento da Seção Transversal	49
Figura 24 – Reforço por Adição de Chapas Metálicas	50
Figura 25 – Esquema de um Compósito de Fibra de Carbono	51
Figura 26 – Grupos de Pilares Propostos para o Estudo	60
Figura 27 – Esquema da Prensa Universal.....	61
Figura 28 – Reforço de Pilares a Flexão e Confinamento.....	64
Figura 29 – Detalhe do Reforço nos Pilares.....	67
Figura 30 – Detalhe da Armadura do Reforço nos Pilares	67
Figura 31 – Vista Geral da Obra.....	68
Figura 32 – Detalhe do Vão Central	69

Figura 33 – Seção Transversal no Vão da Ponte.....	70
Figura 34 – Seção Transversal no Apoio da Ponte	70
Figura 35 – Vista de um dos Pilares.....	71
Figura 36 – Concreto Desplacando.....	71
Figura 37 – Exposição da Armadura e Perda de Seção	72
Figura 38 – Exposição e Corrosão da Armadura	72
Figura 39 – Áreas de Influência no Apoio	75
Figura 40 – Áreas de Influência no Vão	76
Figura 41 – Carregamento Permanente, Reações nos Apoios, DEC e DMF	77
Figura 42 – Seção no Trem-tipo.....	78
Figura 43 – Seção Fora do Trem-tipo	78
Figura 44 – Trem-tipo Longitudinal Homogeneizado, Máxima Reação de Apoio, EEC e EMF	80
Figura 45 – Vinculações e Dimensões do Pilar	82
Figura 46 – Modelo Tridimensional SAP 2000	82
Figura 47 – Aplicação da Carga de Frenagem/Aceleração.....	83
Figura 48 – Deformada Devido a Frenagem/Aceleração	83
Figura 49 – Aplicação da Carga do Vento.....	83
Figura 50 – Deformada Devido ao Vento	84
Figura 51 – Esforços Resultantes da Frenagem/Aceleração	84
Figura 52 – Esforços Resultantes do Vento	85
Figura 53 – Seção Original.....	94
Figura 54 – Seção do Pilar para Situação 1	95
Figura 55 – Seção do Pilar para Situação 2	96
Figura 56 – Seção do Pilar para Situação 3.....	96
Figura 57 – Seção Reforçada.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de K em função do ângulo de incidência.....	43
Tabela 2 – Cargas Obtidas	61
Tabela 3 – Cálculo do Confinamento com Fibra de Carbono.....	62
Tabela 4 – Características Genéricas das Fibras de Carbono.....	63
Tabela 5 – Resultados para o Dimensionamento com PREC	65
Tabela 6 – Resultados para o Dimensionamento com PRFC	65
Tabela 7 – Resultados para o Dimensionamento do Reforço	66
Tabela 8 – Carga Uniformemente Distribuída Devido ao Peso Próprio no Apoio	76
Tabela 9 – Carga Uniformemente Distribuída Devido ao Peso Próprio no Vão	76
Tabela 10 – Cargas Pontuais Devido ao Peso Próprio	76
Tabela 11 – Coeficiente de Impacto.....	79
Tabela 12 – Carga Distribuída no Trem-tipo	79
Tabela 13 – Carga Distribuída Fora do Trem-tipo.....	79
Tabela 14 – Carga Móvel Homogeneizada	79
Tabela 15 – Carga Devido ao Esforço de Frenagem/Aceleração	81
Tabela 16 – Carga Devido ao Esforço do Vento	81
Tabela 17 – Esforços Verticais e Horizontais.....	86
Tabela 18 – Coeficientes de Ponderação	86
Tabela 19 – Combinações para Esforço Normal.....	87
Tabela 20 – Combinações para Momento Fletor	87
Tabela 21 – Informações da Seção Original do Pilar	88
Tabela 22 – Excentricidades e Esforços Combinação C1.....	88
Tabela 23 – Excentricidades e Esforços Combinação C2.....	89
Tabela 24 – Excentricidades e Esforços Combinação C3.....	89
Tabela 25 – Excentricidades e Esforços Combinação C4.....	90
Tabela 26 – Excentricidades e Esforços Combinação C5.....	90
Tabela 27 – Excentricidades e Esforços Combinação C6.....	91
Tabela 28 – Excentricidades e Esforços Combinação C7.....	91
Tabela 29 – Excentricidades e Esforços Combinação C8.....	92
Tabela 30 – Excentricidades e Esforços Combinação C9.....	92
Tabela 31 – Excentricidades e Esforços Combinação C10.....	93
Tabela 32 – Características de Cada Fase do Dimensionamento	101

Tabela 33 – Dimensionamento do PREC.....	101
Tabela 34 – Características do Pilar a ser Reforçado	104
Tabela 35 – Características da Fibra SK-N200	104
Tabela 36 – Dimensionamento do PRFC	104

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Verificação para C1, C2, C4, C5, C7 e C9 (FCN).....	94
Gráfico 2 - Verificação para C3, C6, C8 e C10 (FCO).....	95
Gráfico 3 - Verificação para Situação 1 (FCN)	97
Gráfico 4 – Verificação para Situação 1 (FCO)	97
Gráfico 5 – Verificação para Situação 2 (FCN)	98
Gráfico 6 – Verificação para Situação 2 (FCO)	98
Gráfico 7 – Verificação para Situação 3 (FCN)	99
Gráfico 8 – Verificação para Situação 3 (FCO)	99
Gráfico 9 – Verificação da Seção Reforçada (FCN).....	102
Gráfico 10 – Verificação da Seção Reforçada (FCO).....	103
Gráfico 11 – Aumento da Resistência a Compressão em Função do Número de Camadas	105
Gráfico 12 – Diferença de Ganho de Resistência a Compressão Entre Diferentes Camadas	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACI – *American Concrete Institute*;

AASHTO – *American Association of State Highways and Transportation Officials*;

BIM – *Building Information Modeling*;

CFRP – Compósitos de Fibras de Carbono;

CNPQ – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico;

DEC – Diagrama de Esforço Cortante;

DMF – Diagrama de Momento Fletor;

EEC – Envoltória de Esforço Cortante;

EMF – Envoltória de Momento Fletor;

ELS – Estado Limite de Serviço;

ELU – Estado Limite Último;

FRP – *Fiber-reinforced Polymer* ou Polímero reforçado com fibras;

FTOOL – *Two-dimensional Frame Analysis Tool*;

IFSC – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina;

LAE – Laboratório de Análise de Estruturas;

NBR – Norma Brasileira Registrada;

OAE – Obras de Artes Especiais;

PREC – Reforço por Encamisamento com Concreto Armado;

PRFC – Reforço com Mantas de Fibra de Carbono;

PUC-RIO – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro;

SAP 2000 – *Structural Analysis Program*;

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina;

LISTA DE SÍMBOLOS

ROMANOS

A_e = Área de influência do vento sobre a estrutura;

A_g = Área da seção transversal do pilar;

$A_{g,ref}$ = Área da seção transversal do reforço;

A_{st} = Área da seção transversal da armadura longitudinal do pilar;

$A_{st,ref}$ = Área da seção transversal da armadura longitudinal do reforço;

A_{infl} = Área de influência da água, em m²;

B = Largura efetiva da carga móvel distribuída de 5 kN/m², em metros;

b = Base da seção transversal do pilar;

CIA = Coeficiente de impacto adicional;

CIV = Coeficiente de impacto vertical;

CNF = Coeficiente do número de faixas;

C_a = Coeficiente de arrasto;

E = Módulo de elasticidade longitudinal da fibra de carbono;

E_s = Módulo de elasticidade do aço;

E_a = Empuxo ativo do solo;

e_a = Excentricidade acidental;

e_c = Excentricidade de fluência;

e_1 = Excentricidade de primeira ordem;

$e_{1,min}$ = Excentricidade de primeira ordem mínima;

e_2 = Excentricidade de segunda ordem;

F_a = Força de arrasto;

$F_{Gi,k}$ = Valor característico das ações permanentes;

F_k = Força normal atuante (Nk);

$F_{Q1,k}$ = Valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,exc}$ = Valor da ação transitória excepcional;

$F_{Qj,k}$ = Valor característico de ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

f_a = Força da água, em kN;

f'_{cc} = Aumento da resistência a compressão do concreto;

f_{cd} = Resistência de cálculo do pilar;

$f_{cd,ref}$ = Resistência de cálculo do reforço;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão;

f_{fe} = Tensão de tração na fibra de carbono;

f_l = Pressão lateral de confinamento;

f_{scc} = Resistência do aço com encurtamento de 2‰;

f_y = Tensão característica de escoamento do aço;

Hf = Esforço proveniente da aceleração e frenagem;

h = Altura da seção transversal do pilar;

h_e = Altura da edificação acima do terreno;

h_s = Altura da superfície de contato com o solo;

i = Raio de giração da seção geométrica;

K_a = Coeficiente dimensional;

K_{ref} = Capacidade do concreto do reforço;

k_a = Coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono;

L = Comprimento concomitante da carga móvel distribuída, em metros;

L_e = Comprimento efetivo do pilar;

$L1$ = Dimensão da edificação na direção perpendicular ao vento;

$L2$ = Dimensão da edificação na direção paralela ao vento;

l_e = Comprimento de flambagem;

Liv = Comprimento do vão da estrutura;

N = Número de camadas da fibra de carbono;

$N_{d,cen,at}$ = Normal centrada do pilar atual;

$N_{d,cen,proj}$ = Normal centrada do pilar de projeto;

N_{do} = Normal utilizada em projeto;

$N_{do,at}$ = Normal de projeto do pilar atual;

n = Número de faixas de tráfego;

N_d = Força normal atuante de cálculo;

P = Carga móvel concentrada sem majoração;

Pd = Esforço de compressão solicitante de cálculo;

p = Carga Móvel uniformemente distribuída sem majoração;

Q = Carga móvel concentrada ponderada;

q = Carga móvel uniformemente distribuída ponderada;

q_a = Pressão estática equivalente, em kN/m²;

q_v = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

r = Raio de curvatura entre os lados b e h , normalmente igual a 1,5cm;

S_1 = Fator de influência devido à topográfica da região;

S_2 = Fator de influência devido à rugosidade da região;

S_3 = Fator de influência estático;

t_f = Espessura nominal da fibra de carbono;

V_0 = Velocidade básica do vento, em m/s;

V_k = Velocidade característica, em m/s;

GREGOS

α_e = Índice que depende do agregado utilizado no traço do concreto;

λ = Índice de esbeltez;

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

γ_s = Peso específico do solo;

φ = Ângulo de atrito interno do solo;

φ_{∞} = Coeficiente igual a 2,5, dado pela NBR 6118 (2014);

Ψ_{0j} = Fator de combinação para as ações variáveis que não são consideradas principais;

$\Psi_{0j,ef}$ = Fator de combinação para ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

Ψ_1 = Fator de redução para ações consideradas principais nas combinações frequentes de serviço;

Ψ_{1j} = Fator de redução para ações variáveis que podem atuar em conjunto com a ação variável principal nas combinações raras de serviço;

Ψ_{2j} = Fator de redução para as ações variáveis referentes às combinações quase permanentes e frequentes de serviço;

ρ_g = Taxa de aço do pilar;

ρ_f = Massa específica da fibra de carbono;

ξ_{fe} = Deformação transversal da fibra de carbono, igual a 0,004;

ϕ = Coeficiente de redução, igual a 0,70;

ψ = Coeficiente adicional de redução, que leva em consideração a forma do pilar, igual a 0,95;

σ_{cd} = Tensão de cálculo do pilar;

γ_f^* = Coeficiente aparente majorador;

η = Relação de rigidez entre o concreto e aço;

ε = Deformação específica do pilar atual;

ε_p = Deformação de pico, igual a 2‰;

ε_{ref} = Deformação específica do reforço;

φ = Coeficiente de fluência, tabelado pela NBR 6118 (2014);

$\sigma_{s,ref}$ = Tensão do aço do reforço;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	21
1.1	OBJETIVOS	23
1.1.1	Objetivo Geral	23
1.1.2	Objetivos Específicos	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1	DEFINIÇÃO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	24
2.2	ESTRUTURA	24
2.3	CLASSIFICAÇÕES	25
2.3.1	Quanto a Finalidade	25
2.3.2	Quanto a Durabilidade	26
2.3.3	Quanto ao Material.....	26
2.3.4	Quanto ao Comprimento	27
2.3.5	Quanto ao Sistema Estrutural	27
2.3.6	Quanto ao Desenvolvimento Planimétrico	29
2.3.7	Quanto ao Desenvolvimento Altimétrico	30
2.4	SEÇÃO TRANSVERSAL	30
2.4.1	Seções Maciças	30
2.4.2	Seções Vazadas	31
2.4.3	Seções T	31
2.4.4	Seções Celulares	32
2.5	PILARES	33
2.5.1	Classificação dos Pilares	33
2.5.1.1	Quanto ao Material.....	33
2.5.1.2	Quanto ao Tipo de Seção	33
2.5.1.3	Quanto a Estrutura.....	34
2.5.1.4	Quanto a Configuração Estrutural	35
2.5.1.5	Quanto a Esbeltez.....	35
2.6	AÇÕES EM PILARES	36
2.6.1	Ações Verticais	36
2.6.1.1	Carregamento Permanente sobre a Superestrutura	36
2.6.1.2	Peso Próprio do Pilar	36
2.6.1.3	Carga Móvel sobre a Superestrutura	36
2.6.2	Ações Horizontais	38

2.6.2.1	Aceleração e/ou Frenagem	39
2.6.2.2	Empuxo de Terra	39
2.6.2.3	Ação do Vento.....	40
2.6.2.4	Pressão da Água.....	43
2.6.3	Combinações de Ações	43
2.7	DEFEITOS ESTRUTURAIS	45
2.7.1	Deficiência no Sistema de Ancoragem	46
2.7.2	Cobrimento Insuficiente	46
2.7.3	Corrosão da Armadura.....	46
2.8	REFORÇO ESTRUTURAL	47
2.8.1	Encamisamento com Concreto Armado.....	48
2.8.2	Adição de Chapas e Perfis Metálicos.....	49
2.8.3	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono.....	50
2.9	NORMAS TÉCNICAS	52
2.10	ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL.....	52
2.10.1	Ftool	52
2.10.2	SAP 2000	53
2.10.3	GaLa	53
2.10.4	Verificação do Pilar	54
2.10.5	Cálculo do Reforço por Encamisamento com Concreto Armado	56
2.10.6	Cálculo do Reforço com Fibras de Carbono	58
3	ESTUDOS SOBRE O TEMA	60
3.1	EFICIÊNCIA DA FIBRA DE CARBONO COMO REFORÇO.....	60
3.2	REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO – ESTUDO DE CASO	62
3.3	ESTUDO PARA DIMENSIONAMENTO DO PRFC.....	63
3.4	COMPARATIVO ENTRE PRFC E PREC.....	64
3.5	ESTUDO DE REFORÇO COM ENCAMISAMENTO	66
4	ESTUDO DE CASO	68
4.1	DESCRIÇÃO DA PONTE EM ESTUDO	68
4.2	DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....	70
5	METODOLOGIA	74
6	MODELOS	75
6.1	FTOOL	75
6.1.1	Carregamento Permanente.....	75
6.1.2	Carregamento Móvel.....	77

6.2	SAP 2000	80
7	RESULTADOS E ANÁLISES	86
7.1	VERIFICAÇÃO DO PILAR	86
7.2	DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO POR ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO (PREC).....	100
7.3	DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO (PRFC).....	103
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
	REFERÊNCIAS.....	108

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

As Obras de Arte Especiais (OAE) são estruturas destinadas a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via. Quando uma obra tem por finalidade transpor regiões aquáticas como rios e braços de mar, a estrutura é denominada ponte, e ao atravessar meios não compostos por água como vales e rodovias, é denominada viaduto (PFEIL, 1990).

Uma ponte ou viaduto pode ser dividido em algumas estruturas principais. De acordo com Pfeil (1990), sob o ponto de vista funcional, podem ser identificadas três partes: infraestrutura, constituída pela fundação; mesoestrutura composta pelos pilares, travessas e aparelhos de apoio; e a superestrutura, normalmente formada pelas lajes e vigas, que sustentam o tabuleiro, parte útil da obra sob o ponto de vista da sua finalidade.

Para que uma ponte cumpra sua função, requisitos devem ser atendidos. Para Marchetti (2018) existem cinco requisitos principais:

- Funcionalidade: relacionado a premissa de uma OAE, ou seja, transpor obstáculos atendendo a exigências de tráfego, vazão;
- Estética: considerado um fator subjetivo, entretanto deve apresentar aspecto agradável e se harmonizar com o ambiente;
- Economia: é sempre necessário realizar estudos comparativos entre diferentes soluções, e adotar a mais econômica, desde que cumpra todos os outros requisitos;
- Durabilidade: uma ponte deve atender a todas as exigências, sem falhas, durante um período previsto em norma e projeto;
- Segurança: todos os materiais de uma ponte devem ser solicitados por esforços que provoquem tensões menores que as admissíveis ou que provoquem a ruptura.

Três destes requisitos, funcionalidade, durabilidade e segurança, estão diretamente relacionados com o comportamento de uma estrutura ao longo de sua vida-útil. Sendo assim, uma ponte de concreto armado, material mais comumente

utilizado, deve ser dimensionada verificando o estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU).

De acordo com o descrito na NBR 6118 (2014), que trata do projeto de estruturas de concreto armado, o ELS está relacionado a efeitos estruturais que não respeitam condições especificados ao uso normal da obra, ou seja, fissuração, elevada, flechas excessivas. Enquanto o ELU é determinante para a paralisação, do todo ou parte, da operação de uma obra, relacionando-se ao colapso. Portanto na pior das hipóteses a estrutura viria a ruir e em situações menos severas, comprometeria a utilização funcional e durabilidade, surgindo a necessidade de um reforço estrutural.

O reforço estrutural, antes de mais nada, depende da análise das causas que levaram a estrutura a ficar abaixo dos limites mínimos de funcionalidade, durabilidade e segurança. A partir disso, define-se a técnica mais adequada à situação da obra, em conjunto com o cálculo estrutural, entre elas protensão externa, encamisamento com concreto, reforço com chapas de aço, mantas de materiais compósitos como fibra de carbono, vidro e aramida. Em uma OAE estas soluções podem ser aplicadas a diversos elementos estruturais como lajes, longarinas, transversinas e pilares.

Os pilares são elementos estruturais constituintes da mesoestrutura de uma ponte, responsáveis por transmitir as cargas da superestrutura para a infraestrutura (fundação). Esta estrutura está sujeita a esforços verticais como peso próprio do pilar e vigamento, e reação da carga móvel, e esforços horizontais como empuxo da terra, pressão do vento e da água (PFEIL, 1990). Para El Debs e Takeya (2009) pilares de pontes podem ser classificados em três tipos: maciços, estrutura reticulada (pórtico) e estrutura por lâminas (pilar-parede), sendo que estes dois últimos são os mais utilizados nas pontes modernas.

O presente estudo utilizará de um estudo de caso para propor um reforço estrutural por compósito de fibras de carbono, método já comprovado por diversos autores para aumento de resistência, e encamisamento com concreto armado, método tradicional e amplamente utilizado, em um pilar de uma ponte localizada no estado do Espírito Santo. Para isso será feita uma análise da estrutura pelos softwares Ftool e SAP 2000, verificação dos esforços encontrados no pilar existente no programa GaLa e então o dimensionamento do reforço estrutural, utilizando um

método prático para o encamisamento com concreto armado, e normas americanas do ACI, recomendadas em manuais nacionais para a fibra de carbono.

1.1 OBJETIVOS

A seguir estão descritos o objetivo geral e objetivos específicos do presente trabalho de conclusão de curso.

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar as cargas suportadas por um pilar de uma ponte existente, dimensionando um reforço estrutural a partir de compósitos de fibras de carbono (CFRP) e encamisamento com concreto armado (PREC).

1.1.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem os seguintes objetivos específicos:

- a) Realizar a vistoria da obra *in loco*, registrando medidas e fotografando a estrutura;
- b) Recriar e analisar o projeto de formas da ponte;
- c) Analisar a estrutura e obter os esforços atuantes através dos *softwares* Ftool e SAP 2000;
- d) Analisar a influência dos esforços no pilar de estudo através do *software* GaLa;
- e) Dimensionar o reforço por encamisamento com concreto armado através de um método prático;
- f) Dimensionar o reforço com fibras de carbono através das normas americanas do ACI recomendadas em manuais nacionais;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

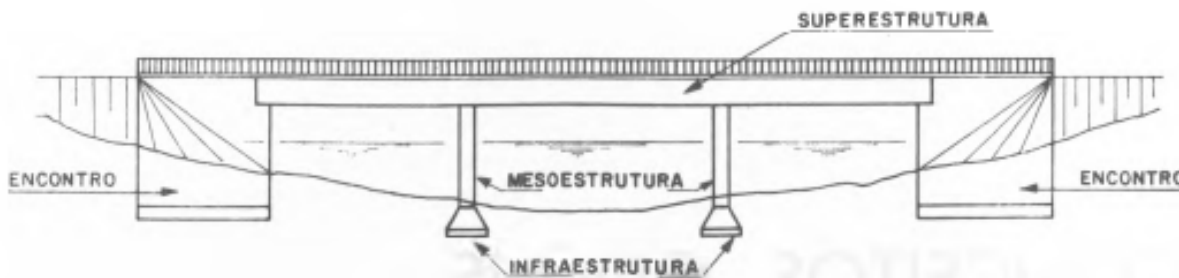
2.1 DEFINIÇÃO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

As OAE foram e são de grande relevância para a evolução da engenharia civil como um todo, exigindo tecnologias inovadoras para vencer novos desafios. De acordo com Neto (2008) OAE é uma estrutura executada para vencer algum obstáculo sem interrompê-lo totalmente, podendo ser uma via, uma depressão, vale ou curso d'água. Quando esta obra transpuser um lago ou curso d'água, é chamada de ponte, e ao atravessar um vale ou via, sem a presença de água, é denominada de viaduto.

2.2 ESTRUTURA

Os componentes estruturais de uma ponte normalmente podem ser divididos em infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, conforme a Figura 1 abaixo.

Figura 1 – Principais Elementos de uma Ponte



Fonte: Pfeil (1990)

De acordo com Cavalcante (2019) a superestrutura é formada por elementos principais e secundários. Os principais são formados pelas peças estruturais com função de vencer o vão livre como lajes, longarinas e transversinas. Já o secundário é constituído pelo tabuleiro, que recebe a carga diretamente e transmite para a estrutura principal, que por conseguinte transmitirá a mesoestrutura.

A mesoestrutura é composta pelos pilares, travessas e aparelhos de apoio, elementos que recebem os esforços da superestrutura e transmitem à infraestrutura, em conjunto com esforços horizontais solicitantes da ponte como pressões do vento e da água (PFEIL, 1990).

Para Marchetti (2018) a infraestrutura é a parte da ponte formada por elementos destinados a apoiar no terreno, rocha ou solo, os esforços recebidos da superestrutura e mesoestrutura, composta por sapatas, tubulões, blocos de coroamento, assim como as peças de ligação entre estes elementos.

Dentre os elementos constituintes de uma ponte, ainda pode-se citar o encontro, que possui função de receber o empuxo dos aterros de acesso e evitar a transmissão deste esforço aos demais elementos. Não há um consenso quanto a qual parte da ponte este elemento é enquadrado, alguns engenheiros consideram como parte da infraestrutura e outros como parte da mesoestrutura (PFEIL, 1990).

2.3 CLASSIFICAÇÕES

As pontes podem ser classificadas sob diversos pontos de vista diferentes como mostrados abaixo.

2.3.1 Quanto a Finalidade

Sob a visão de finalidade, as pontes podem ser classificadas em rodoviárias, ferroviárias, passarelas, e ainda destinar-se ao suporte de tubulações de água, esgoto, gás, óleo, pistas de aeroportos e vias navegáveis (PFEIL, 1990).

Figura 2 – Ponte Rodoviária – Espírito Santo – ES-010



Fonte: Autor (2019)

2.3.2 Quanto a Durabilidade

Segundo Marchetti (2018) há três classificações para uma ponte quanto a durabilidade:

- a) Desmontáveis: construídas para uma duração limitada e são reaproveitáveis;
- b) Provisórias: também são construídas para duração limitada, o que as difere das desmontáveis é o seu uso, normalmente ficam até ser executada a obra definitiva, servindo como desvio de tráfego;
- c) Permanentes: construídas de forma definitiva, sendo que sua durabilidade deve ser atendida até que as condições da estrada forem alteradas;

2.3.3 Quanto ao Material

Para El Debs e Takeya (2009) as pontes ser classificadas quanto ao material da superestrutura: madeira, alvenaria, concreto simples, armado ou protendido, aço e mistas (concreto e aço). Ainda é citado o FRP (*Fiber-reinforced Polymer* ou Polímero reforçado com fibras), que é um material com desenvolvimento mais recente que os demais.

Figura 3 – Ponte em Aço



Fonte: Neto (2008)

2.3.4 Quanto ao Comprimento

Ainda de acordo com El Debs e Takeya (2009) quanto ao comprimento as pontes podem ser classificadas em:

- a) Galerias (bueiros): de 2 a 3 metros;
- b) Pontilhões: entre 3 e 10 metros;
- c) Pontes: acima de 10 metros;

Para as pontes de concreto ainda existe outra divisão:

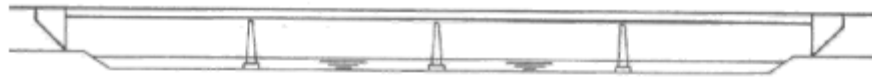
- a) Pequenos vãos: até 30 metros;
- b) Médios vãos: entre 30 e 80 metros;
- c) Grandes vãos: acima de 80 metros;

2.3.5 Quanto ao Sistema Estrutural

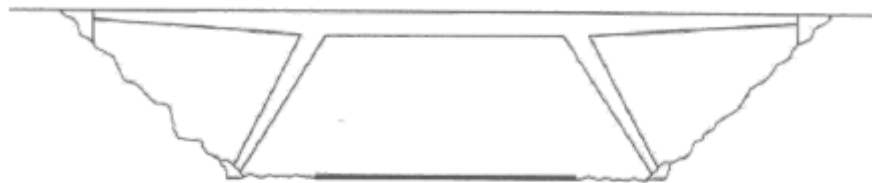
El Debs e Takeya (2009) classifica pontes quanto ao sistema estrutural da superestrutura: pontes em viga, pórtico, arco, pênsil e estaiada.

Figura 4 – Sistemas Estruturais de Pontes

(a) Ponte em viga



(b) Ponte em pórtico



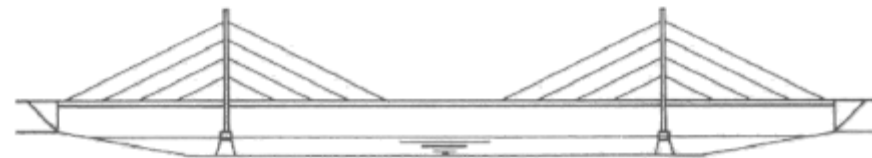
(c) Ponte em arco



(d) Ponte pênsil



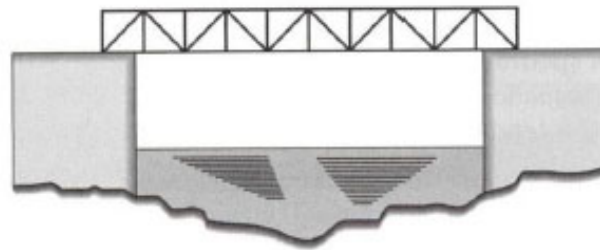
(e) Ponte estaiada



Fonte: El Debs e Takeya (2009)

Marchetti (2018) ainda definiu mais dois sistemas estruturais, pontes em viga reta de treliça e em abóbada.

Figura 5 – Sistemas Estruturais de Pontes
 Ponte em viga reta de treliça



Ponte em abóbada



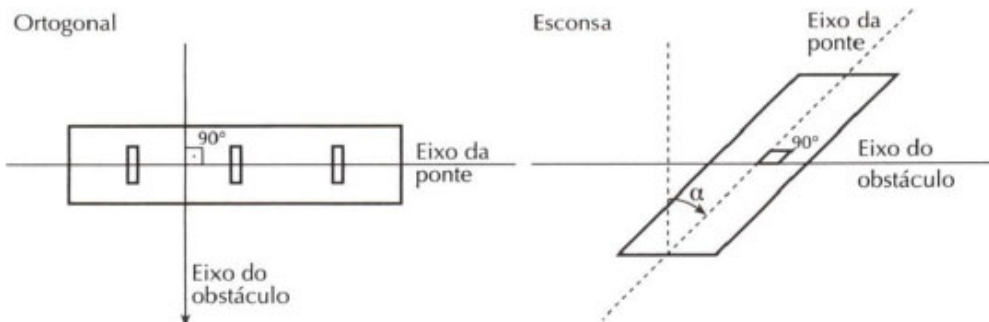
Fonte: Adaptado de Marchetti (2018)

2.3.6 Quanto ao Desenvolvimento Planimétrico

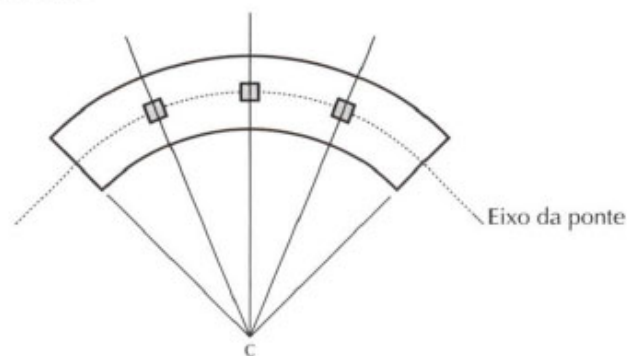
De acordo com Marchetti (2018) ao considerar a projeção do eixo de uma OAE no plano horizontal (planta), obtém-se três classificações: pontes retas ortogonais e esconsas, e pontes curvas, conforme a Figura 6.

Figura 6 – Classificação Segundo o Desenvolvimento Planimétrico

a) Pontes retas — ortogonais, esconsas



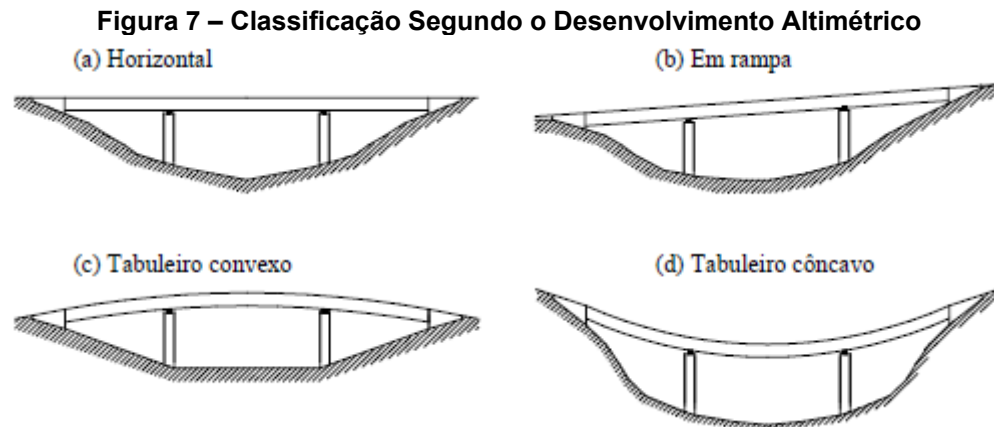
b) Pontes curvas



Fonte: Marchetti (2018)

2.3.7 Quanto ao Desenvolvimento Altimétrico

Considerando a projeção do eixo de uma ponte no plano vertical (corte), definem-se quatro classificações: retas horizontais ou em rampa, e curvas convexas ou côncavas (EL DEBS E TAKEYA, 2009).



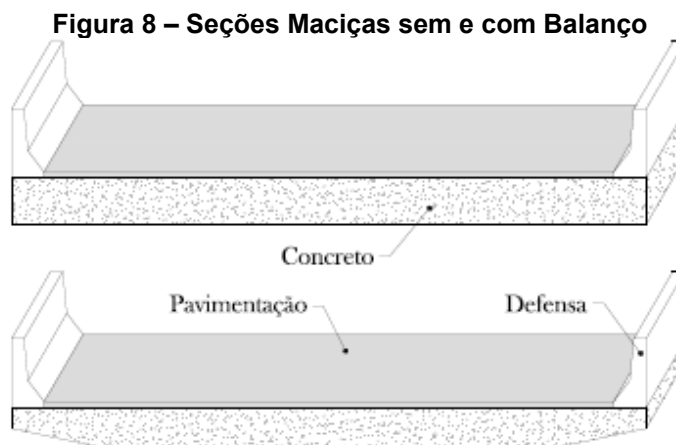
Fonte: El Debs e Takeya (2009)

2.4 SEÇÃO TRANSVERSAL

A seção transversal de uma ponte pode variar de acordo com o método construtivo, vão e também cargas solicitantes na OAE. Cavalcante (2019) classifica a seção transversal em quatro categorias: seções maciças, vazadas, em T e celulares.

2.4.1 Seções Maciças

São seções típicas de pontes em laje, nas quais há um peso próprio elevado. São normalmente executadas em concreto armado ou protendido, e de simples execução.

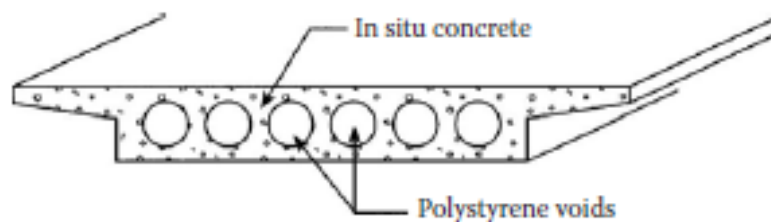


Fonte: Cavalcante (2019)

2.4.2 Seções Vazadas

As seções vazadas apresentam uma redução de massa e também maior momento de inércia quando comparadas às maciças. Podem ser executadas em concreto armado ou protendido, e sua maior desvantagem é a complexidade de execução, causada pelos furos ao longo da seção.

Figura 9 – Esquema de uma Seção Vazada

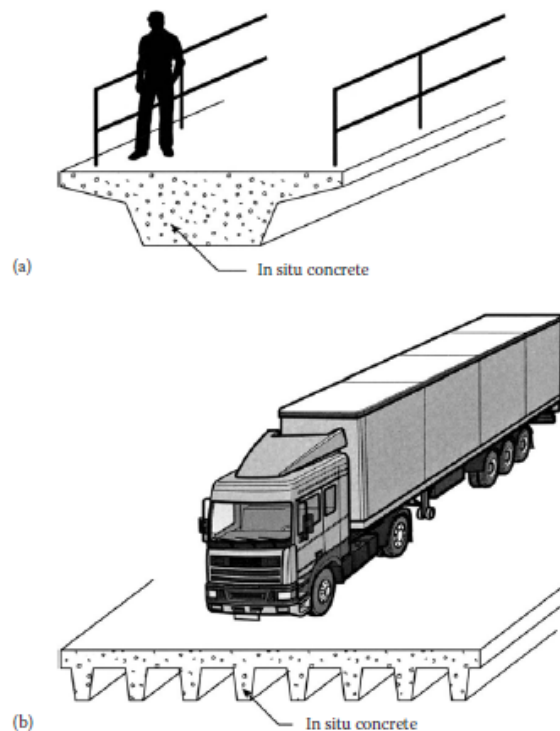


Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

2.4.3 Seções T

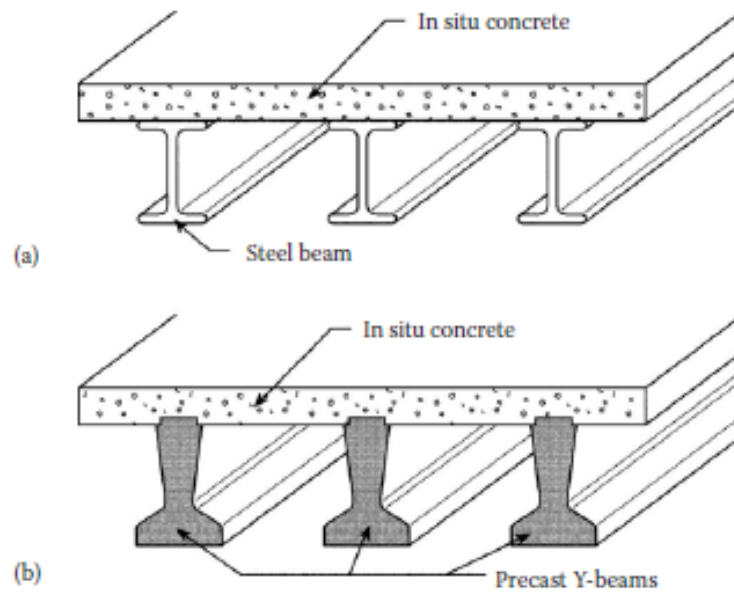
São seções alternativas às vazadas, possuem lajes com espessuras reduzidas e vigas moldadas no local (Figura 10), metálicas e peças pré-moldadas em concreto armado ou protendido com seção I ou T (Figura 11). Suas maiores vantagens são quanto a flexibilidade na escolha da seção transversal da viga e rápida execução.

Figura 10 – Seção T com Vigas em Concreto Moldado no Local



Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

Figura 11 – Seção T com Peças Metálicas ou Pré-Moldadas

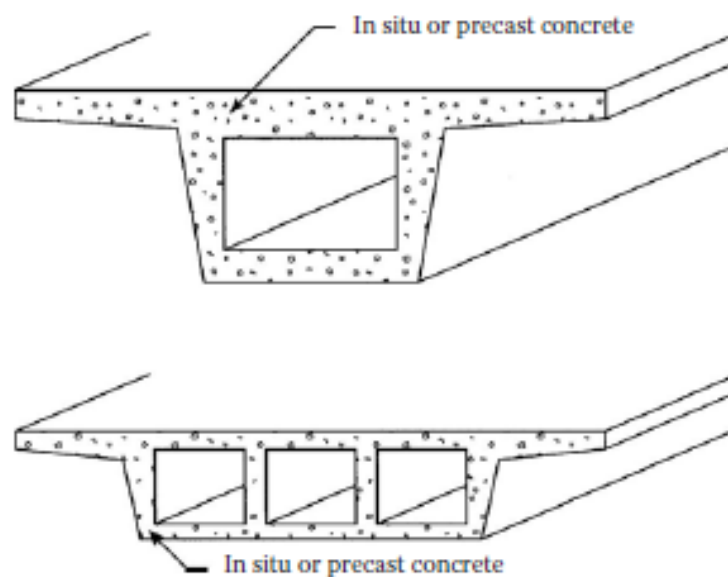


Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

2.4.4 Seções Celulares

Seções celulares são variações das seções vazadas, possuindo alto momento polar de inércia, e conferindo elevada rigidez à torção com pequena massa. Este tipo de seção exige altura suficiente para inspeção das células, já que são suscetíveis a ocorrência de patologias internas.

Figura 12 – Seção Unicelular e Multicelular



Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

2.5 PILARES

De acordo com a NBR 6118 (2014), pilares são elementos lineares de eixo reto, normalmente dispostos na vertical, na qual as forças normais de compressão são predominantes.

Os pilares em concreto armado são formados por três componentes: concreto simples, armaduras longitudinais e transversais (estribos). As armaduras longitudinais têm a função de aumentar a capacidade de resistência do pilar, e os estribos têm o objetivo de proteger as barras longitudinais contra flambagem, mantendo-as na posição definida no projeto estrutural, e evitando perda de resistência (MARIANO, 2015).

Em pontes, os pilares juntamente com os aparelhos de apoio formam a mesoestrutura, responsável por transmitir os esforços da superestrutura, tabuleiro e tráfego, para a infraestrutura, além de resistir as cargas horizontais como vento, pressão da água e empuxo do solo (MELO, 2017).

2.5.1 Classificação dos Pilares

A escolha de um pilar é baseada em requisitos geométricos, estruturais e funcionais. De acordo com esses fatores é possível classificar os pilares conforme:

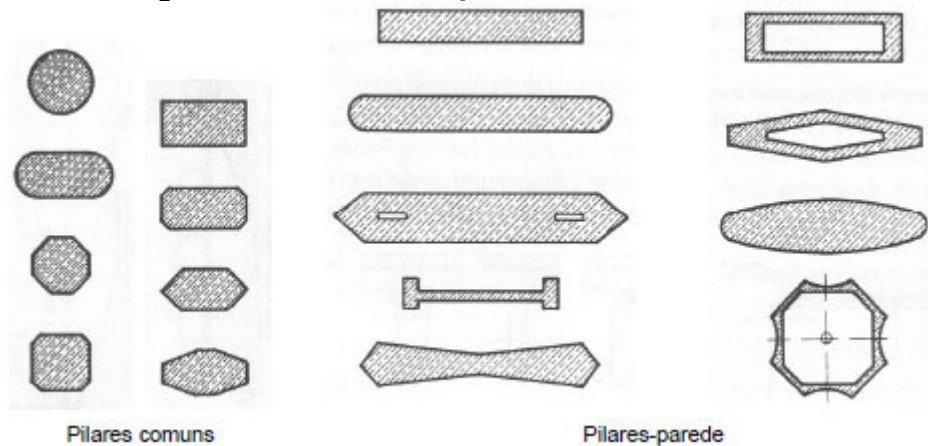
2.5.1.1 Quanto ao Material

Assim como o restante da estrutura de uma ponte, o pilar também pode ser executado em madeira, alvenaria, concreto armado, peças metálicas e peças mistas, de acordo com a durabilidade, custo e acabamento da obra (ROCHA, 2016).

2.5.1.2 Quanto ao Tipo de Seção

A seção de um pilar pode variar quanto a sua forma geométrica, circular, retangular, hexagonal, octogonal, entre outros. E quanto ao seu preenchimento, sólido ou vazado, buscando deixar a estrutura mais leve e garantindo rigidez nas duas direções (EL DEBS E TAKEYA, 2009).

Figura 13 – Formas da Seção Transversal de um Pilar



Fonte: El Debs e Takeya (2009)

2.5.1.3 Quanto a Estrutura

Referente a forma como o pilar pode estar vinculado ao restante da estrutura da ponte, encontram-se duas maneiras, engastado, quando há transferência de momento para o pilar ou rotulado, quando não há transferência de momento (ROCHA, 2016).

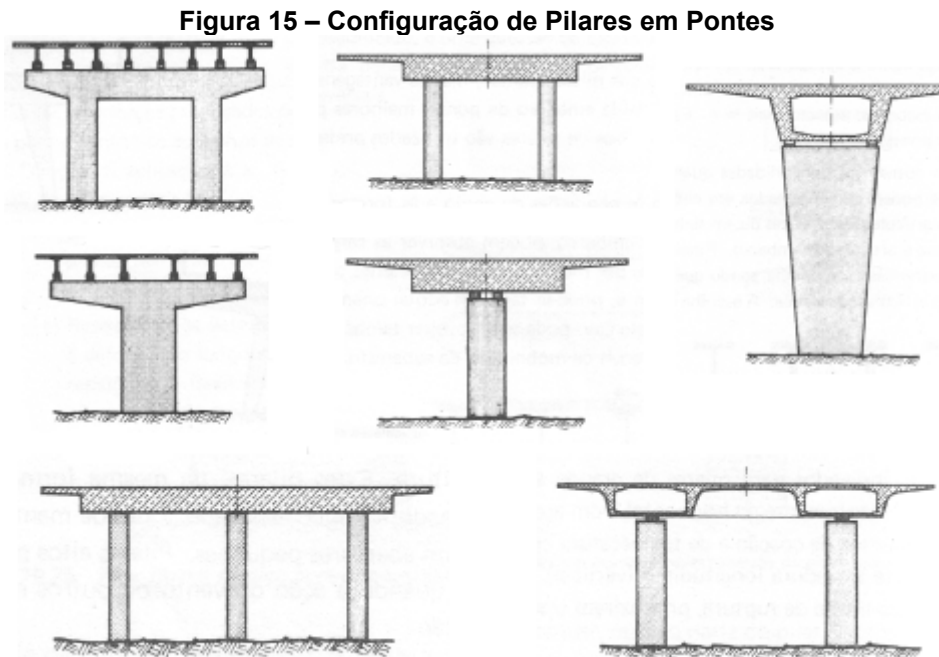
Figura 14 – Pilar Engastado (esquerda) e Pilar Rotulado (direita)



Fonte: Autor (2019)

2.5.1.4 Quanto a Configuração Estrutural

Na seção transversal de uma ponte os pilares podem estar em quantidades e configurações diferentes como pilar único, conjunto de pilares, pilar tipo parede e pilar tipo cabeça de martelo (EL DEBS E TAKEYA, 2009).



Fonte: El Debs e Takeya (2009)

2.5.1.5 Quanto a Esbeltez

Segundo a NBR 6118 (2014) o índice de esbeltez é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, em cada direção a ser considerada:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (1)$$

Onde:

λ = Índice de esbeltez;

l_e = Comprimento de flambagem;

i = Raio de giração da seção geométrica;

De acordo com o valor numérico do índice de esbeltez os pilares podem ser classificados em:

a) $\lambda \leq \lambda_1$ – Pilar curto;

- b) $35 < \lambda \leq 90$ – Pilar medianamente esbelto;
- c) $90 < \lambda \leq 140$ – Pilar esbelto;
- d) $140 < \lambda \leq 200$ – Pilar muito esbelto;

Vale destacar que para pilares curtos, a norma permite desconsiderar os efeitos de 2ª ordem.

2.6 AÇÕES EM PILARES

Os pilares em pontes ficam submetidos a ações verticais e horizontais. De acordo com a particularidade de cada carga, devem ser seguidas as recomendações da NBR 8681 (2003), que as classifica conforme a variabilidade no tempo de operação da estrutura: permanentes, cargas consideradas constantes ao longo da vida útil da obra; variáveis, são as cargas acidentais; ou excepcionais, cargas com baixa probabilidade de atuação e com duração muito curta.

E as normas NBR 7187 (2003) e NBR 7188 (2013) definem a forma como essas ações são consideradas na estrutura.

2.6.1 Ações Verticais

Segundo Melo (2017) os esforços verticais atuantes nos pilares de uma ponte são resultantes dos seguintes carregamentos:

2.6.1.1 Carregamento Permanente sobre a Superestrutura

Cargas de magnitude e posição constantes como peso próprio de vigas e lajes, guarda-rodas, pavimentação.

2.6.1.2 Peso Próprio do Pilar

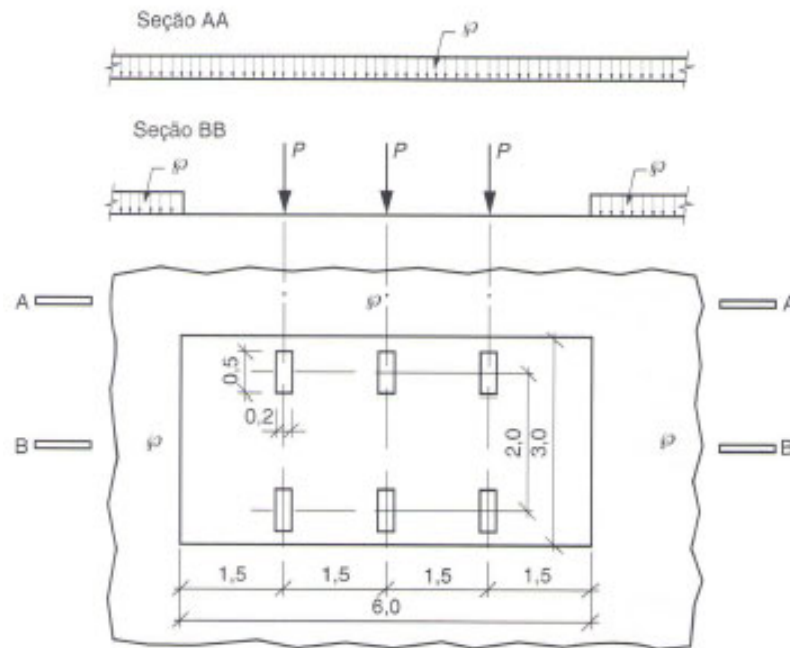
Carregamento permanente gerado pela massa do elemento estrutural.

2.6.1.3 Carga Móvel sobre a Superestrutura

É um sistema de cargas variável que representa o carregamento proveniente do tráfego a que a estrutura estará sujeita no período de operação.

A NBR 7188 (2013) especifica a carga móvel padrão TB-450, como um trem-tipo de 450 kN com seis rodas aplicando uma carga concentrada $P=75$ kN cada, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, ocupando uma área de 18 m² e circundada por uma carga uniformemente distribuída $p=5$ kN/m² (Figura 16).

Figura 16 – Disposição das Cargas Estáticas



Fonte: NBR 7188 (2013)

Conforme a NBR 7188 (2013) a carga móvel pode assumir qualquer posição em toda a pista, inclusive acostamento e faixa de segurança, adotando a posição em que o veículo forneça cargas mais desfavoráveis.

Esta carga móvel gera uma carga P , em quilonewtons, estática concentrada, e uma carga p , em quilonewtons por metro quadrado, uniformemente distribuída, ambas aplicadas no nível do pavimento com valores característicos e sem majoração.

As cargas aplicadas no pavimento devem ser ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA).

- a) Coeficiente de impacto vertical (CIV): majora a carga estática, simulando o efeito da carga em movimento e da suspensão dos veículos, definido por:

$$CIV = 1,35 \text{ para } Liv < 10,0 \text{ m} \quad (2)$$

$$CIV = 1 + 1,06. \left(\frac{20}{Liv+50} \right) \text{ para } 10,0 \text{ m} < Liv < 200,0 \text{ m} \quad (3)$$

Onde:

Liv = comprimento do vão, em metros;

- b) Coeficiente do número de faixas (CNF): modifica o valor da carga pela probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas, definido por:

$$CNF = 1 - 0,05. (n - 2) > 0,9 \quad (4)$$

Onde:

n = número de faixas de tráfego (acostamentos e faixas de segurança não são considerados);

- c) Coeficiente de impacto adicional (CIA): majora o valor da carga móvel 5m para cada lado, na região das juntas estruturais e extremidades da obra, abaixo definido:

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas;} \quad (5)$$

$$CIA = 1,15 \text{ para obras em aço;} \quad (6)$$

Estes coeficientes irão ponderar as cargas concentrada *P* e uniformemente distribuída *p*, segundo as equações abaixo:

$$Q = P. CIV. CNF. CIA \quad (7)$$

$$q = p. CIV. CNF. CIA \quad (8)$$

Onde:

Q = carga móvel concentrada ponderada;

q = carga móvel uniformemente distribuída ponderada;

2.6.2 Ações Horizontais

Para as ações horizontais deve-se considerar os esforços horizontais diretos como ação do vento e empuxos do solo, e os esforços horizontais indiretos como os efeitos de variação pela temperatura (MELO, 2017). A Figura 17 apresenta um esquema dos esforços horizontais atuantes em uma ponte.

Figura 17 – Carregamentos Horizontais

LONGITUDINAIS	TRANSVERSAIS	EXCEPCIONAIS
- Aceleração/Frenagem - Empuxo de Terra - Vento	- Efeito da Variação de Temperatura - Empuxo de Terra - Retração do Concreto - Vento - Pressão da Água	- Fenômenos Naturais Pouco Frequentes (Enchentes, Sismos, Ação da Neve, etc) - Choque de Objetos Móveis

Fonte: Melo (2017)

2.6.2.1 Aceleração e/ou Frenagem

Segundo a NBR 7188 (2013) os esforços provenientes da aceleração e frenagem são cargas variáveis e se referem a percentuais de peso dos veículos aplicados na superfície da pista de rolamento. O valor deste esforço é definido por:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 135 \text{ kN} \quad (9)$$

Onde:

B = Largura efetiva da carga móvel distribuída de 5 kN/m², em metros;

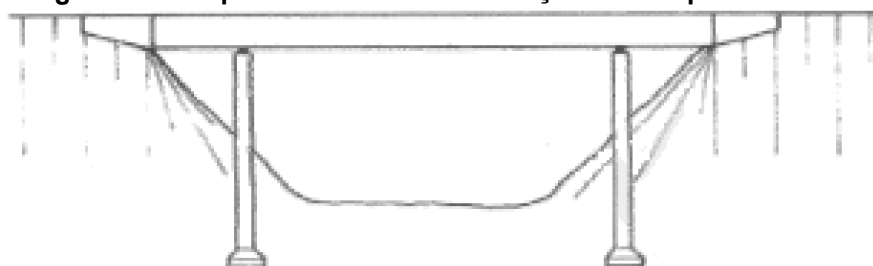
CNF = Coeficiente do número de faixas;

L = Comprimento concomitante da carga móvel distribuída, em metros;

2.6.2.2 Empuxo de Terra

O empuxo de terra nas estruturas é determinado conforme os princípios da mecânica dos solos, em função da sua natureza, ativo, passivo ou de repouso, características do terreno, inclinações dos taludes e outros parâmetros (EL DEBS E TAKEYA, 2009).

Figura 18 – Esquema Ilustrativo da Atuação dos Empuxos do Solo



Fonte: El Debs e Takeya (2009)

De acordo com a NBR 7187 (2003) para simplificação dos cálculos, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. Além disso o peso específico do solo úmido deve ser considerado, no mínimo, igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30°.

O empuxo pode ser obtido pela solução analítica de Coulomb, simplificada abaixo.

$$E_a = \gamma_s \cdot h_s \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo do solo;

h_s = Altura da superfície de contato com o solo;

γ_s = Peso específico do solo;

φ = Ângulo de atrito interno do solo;

Ainda de acordo com a NBR 7187 (2003), em situações nas quais a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso, a ação do empuxo do solo proveniente desses aterros deve ser levada em conta apenas em uma das extremidades do tabuleiro. Quando o tabuleiro for em curva ou esconso, também deve ser feita a verificação para a atuação simultânea dos empuxos do solo.

2.6.2.3 Ação do Vento

A NBR 6123 (1988) trata das forças devido ao vento, entretanto não há muitas recomendações específicas para pontes, portanto o cálculo é feito tratando-a como uma edificação comum, já que fornece resultados a favor da segurança.

O efeito do vento é considerado como uma carga estática, já que a velocidade básica é calculada considerando uma rajada de três segundos, ponderada por fatores topográficos, rugosidade do local e estático, conforme a equação abaixo.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (11)$$

Onde:

V_k = Velocidade característica, em m/s;

V_0 = Velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 = Fator de influência devido à topográfica da região;

S_2 = Fator de influência devido à rugosidade da região;

S_3 = Fator de influência estático;

Na sequência pode ser obtida a pressão dinâmica do vento, pela seguinte expressão:

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (12)$$

Onde:

q_v = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

A componente da força do vento na direção incidente sobre a construção é obtida conforme a equação a seguir:

$$F_a = q_v \cdot C_s \cdot A_e \quad (13)$$

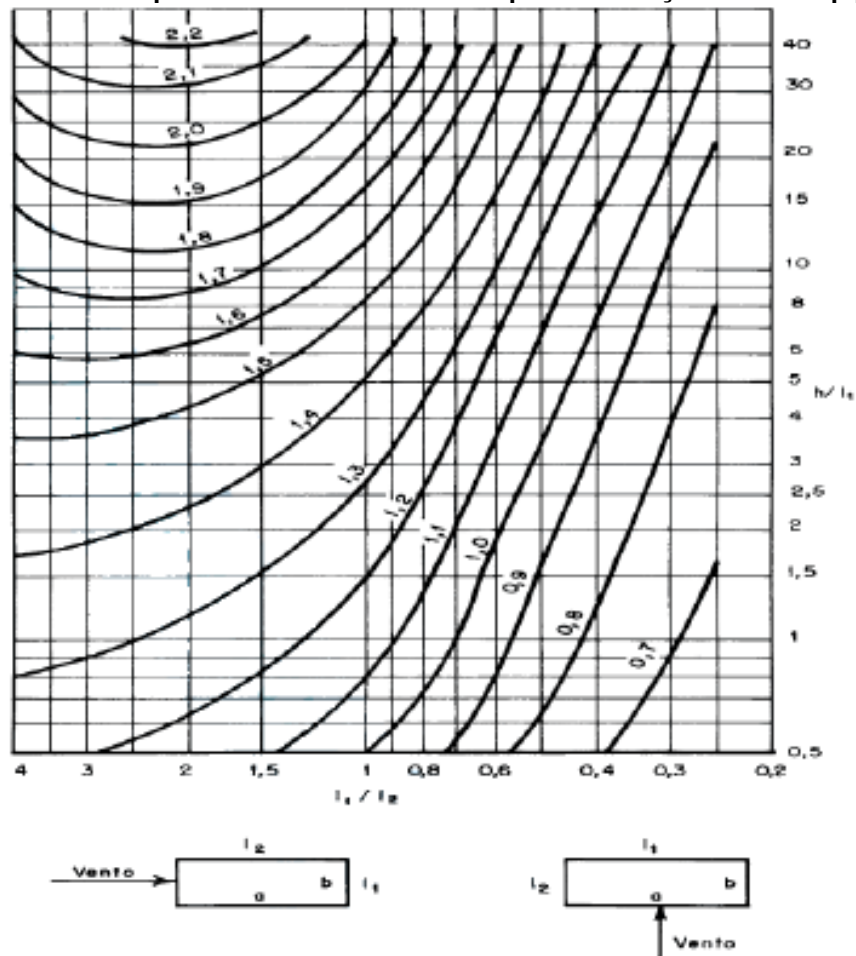
Onde:

A_e = Área de influência do vento sobre a estrutura;

C_a = Coeficiente de arrasto, obtido pelo ábaco na Figura 19;

F_a = Força de arrasto;

Figura 19 – Ábaco para Coeficiente de Arrasto para Edificações Paralelepípedicas



Fonte: NBR 6123 (1988)

No ábaco deve-se entrar com os valores calculados pelas seguintes expressões:

$$\frac{h_e}{L1} \quad (14)$$

$$\frac{h_e}{L2} \quad (15)$$

Onde:

h_e = Altura da edificação acima do terreno;

$L1$ = Dimensão da edificação na direção perpendicular ao vento;

$L2$ = Dimensão da edificação na direção paralela ao vento;

2.6.2.4 Pressão da Água

De acordo com a NBR 7187 (2003) a pressão e a força da água em movimento atuantes sobre os pilares podem ser determinadas conforme as equações a seguir:

$$q_a = K_a \cdot v_a^2 \quad (16)$$

$$f_a = q_a \cdot A_{infl} \quad (17)$$

Onde:

A_{infl} = Área de influência da água, em m²;

f_a = Força da água, em kN;

K_a = Coeficiente dimensional, é igual a 0,34 para seções circulares, para seções retangulares varia conforme a tabela 1;

q_a = Pressão estática equivalente, em kN/m²;

v_a = Velocidade equivalente, em m/s;

Tabela 1 – Valores de K em função do ângulo de incidência

Ângulo de incidência	k
90°	0,71
45°	0,54
0°	0

Fonte: NBR 7187 (2003)

2.6.3 Combinações de Ações

A NBR 8681 (2003) especifica que para verificar a segurança, cada ação deve ser combinada, aplicando coeficientes de ponderação de acordo com a particularidade de cada ação, com o objetivo de quantificar as cargas atuantes mais desfavoráveis à estrutura.

Esta verificação deve ser feita considerando todos os estados limites possíveis para a estrutura. Segundo a norma o estado limite último (ELU) é determinante para a paralisação do uso da obra, como um todo ou em parte. Já o estado limite de serviço (ELS) é caracterizado por apresentar condições não

condizentes com o especificado para a utilização normal da estrutura, ou por comprometimento da durabilidade.

De acordo com a NBR 8681 (2003) para o ELU, podem ser feitas combinações em três situações, combinações últimas normais, últimas especiais ou de construção, e últimas excepcionais. Para o ELS pode-se dividir em combinações quase permanentes, frequentes e raras.

a) Combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (18)$$

b) Combinações últimas especiais ou de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (19)$$

c) Combinações últimas excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (20)$$

d) Combinações quase permanentes:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (21)$$

e) Combinações frequentes:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (22)$$

f) Combinações raras:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (23)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = Valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ = Valor característico de ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$F_{Qj,exc}$ = Valor da ação transitória excepcional;

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q = Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

Ψ_{0j} = Fator de combinação para as ações variáveis que não são consideradas principais;

$\Psi_{0j,ef}$ = Fator de combinação para ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

Ψ_1 = Fator de redução para ações consideradas principais nas combinações frequentes de serviço;

Ψ_{1j} = Fator de redução para ações variáveis que podem atuar em conjunto com a ação variável principal nas combinações raras de serviço;

Ψ_{2j} = Fator de redução para as ações variáveis referentes às combinações quase permanentes e frequentes de serviço.

2.7 DEFEITOS ESTRUTURAIS

Segundo Souza e Ripper (1998) as características de deterioração do concreto e sistemas estruturais é entendido como durabilidade. Enquanto a associação destas características a uma determinada construção, avaliando a resposta que dará aos efeitos da agressividade ambiental é definido como vida útil.

Para a concepção de uma estrutura durável é necessário a adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da obra. O não atendimento destes processos e decisões podem levar à deterioração da estrutura, e conseqüentemente a reparos e/ou reforço estrutural (SOUZA E RIPPER, 1998).

Em pilares de concreto armado de pontes existem algumas deficiências características relacionadas principalmente a armadura. Estes problemas serão abordados a seguir.

2.7.1 Deficiência no Sistema de Ancoragem

Em algumas situações durante a execução da estrutura, por má interpretação do projeto ou apenas por inconveniência, armaduras como os ganchos são utilizados indevidamente ou posicionados incorretamente, introduzindo estados de sobretensão, e em alguns casos nem são usados, resultando em um quadro fissuratório, e em situações mais graves o total deslocamento do concreto (SOUZA E RIPPER, 1998).

Figura 20 – Fissuração e Deslocamento por Falta de Ganchos no Pilar



Fonte: Autor (2019)

2.7.2 Cobrimento Insuficiente

Também por erros de execução, o elemento estrutural pode acabar com cobertura insuficiente, propiciando acesso mais direto de agentes corrosivos externos à armadura, causando uma degradação mais acelerada do aço com a corrosão (SOUZA E RIPPER, 1998).

2.7.3 Corrosão da Armadura

Souza e Ripper (1998) define que geralmente a corrosão pode ser entendida como a deterioração de um material, pela ação do meio ambiente, química ou eletroquímica, podendo aliar-se a esforços mecânicos. No caso de barras de aço

imersas no concreto, esta degradação refere-se à destruição da película passiva existente ao redor de toda a superfície exterior das barras.

Os dois problemas identificados anteriormente são facilitadores da corrosão das armaduras. Tanto a falta de ganchos quanto o cobrimento insuficiente expõem as barras de aço ao meio externo, deixando-as com manchas marrom-avermelhadas ou esverdeadas que caracterizam a corrosão, resultando em perda de resistência.

Figura 21 – Corrosão de Barras de Aço em um Pilar



Fonte: Autor (2019)

2.8 REFORÇO ESTRUTURAL

A ideia de que as estruturas de concreto armado são eternas já está ultrapassada no meio técnico, e existem diversas causas para isso, intrínsecas e extrínsecas à estrutura (SOUZA E RIPPER, 1998).

Ainda de acordo com Souza e Ripper (1998) as causas intrínsecas promovem a degradação química da estrutura devido a falhas durante o processo de execução da estrutura, falhas na dobra das armaduras, concretagem, montagem das formas, desrespeito do cobrimento mínimo das armaduras, má interpretação do projeto e falhas pelo uso da estrutura, principalmente pela falta de vistorias e manutenção preventiva.

As causas extrínsecas têm origem em erros de projeto, execução, uso da estrutura e ações excepcionais como colisões, incêndios e ataques químicos. Esses problemas geram desgastes e esforços imprevistos, criando esforços maiores que os resistidos pela estrutura, surgindo anomalias estruturais ao longo do tempo (SOUZA E RIPPER, 1998).

Os problemas citados acima ocasionam manifestações patológicas na estrutura, que fazem com que a estrutura perca a capacidade de resistir mecanicamente às solicitações ou necessite suportar mais carga, surgindo a necessidade de intervenção com recuperação ou reforço estrutural, caso contrário a estrutura fica sujeita ao risco de colapso (SOUZA E RIPPER, 1998).

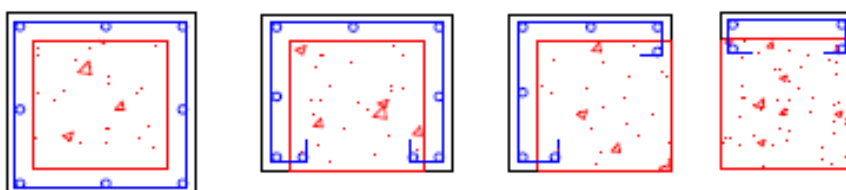
A recuperação estrutural caracteriza-se pelo tratamento das peças de concreto, conduzindo a estrutura as condições especificadas em projeto, ou seja, com a mesma resistência inicial. Já o reforço estrutural é feito para aumentar a capacidade de suporte de carga, portanto necessita de cálculo estrutural prévio, e estudo do tipo de esforço ao qual o elemento está sujeito, tração, compressão, flexão ou cisalhamento (PINHEIRO, 2018).

O reforço estrutural pode ser executado por meio de diversos métodos como reforço por aumento da seção transversal, adição de chapas e perfis metálicos, protensão externa e polímero reforçado com fibras de carbono.

2.8.1 Encamisamento com Concreto Armado

Segundo Takeuti (1999) o reforço em pilares pode ser feito através do encamisamento com concreto armado ou aumento da dimensão de sua seção transversal, com concreto de resistência adequada e utilização de armaduras longitudinais e transversais adequadas. O aumento da seção não precisa, obrigatoriamente, ser executado ao redor de todo o pilar, dependendo da posição e condições de carga a ser suportada, pode ser executado em apenas uma das faces.

Figura 22 – Configurações de Reforço por Aumento de Seção



Fonte: Takeuti (1999)

De acordo com Mariano (2015) este método apresenta algumas vantagens como a facilidade na aquisição dos materiais, formas, concreto e armação; permite a execução do reforço durante o uso da edificação, sem demolição; e não necessita de mão de obra especializada. Suas desvantagens são perda de área livre, devido ao aumento da seção; aumento considerável do peso da estrutura; consumo excessivo de materiais; e grande mobilização de equipamentos.

Este é um dos métodos mais tradicionais para reforço estrutural, e será uma das técnicas estudadas neste trabalho.

Figura 23 – Reforço por Aumento da Seção Transversal



Fonte: Mariano (2015)

2.8.2 Adição de Chapas e Perfis Metálicos

De acordo com Souza e Ripper (1998) o reforço exterior por colagem ou chumbamento de chapas ou perfis metálicos é uma opção muito eficiente e de rápida execução, recomendada principalmente para situações de emergência ou nas quais não é possível grandes alterações na geometria das peças. Em ambos os casos, chapas e perfis, a execução é simples, mas exige um controle rigoroso e um cuidadoso procedimento prévio de cálculo.

Figura 24 – Reforço por Adição de Chapas Metálicas



Fonte: Mariano (2015)

Cánovas (1988) recomenda que no caso de reforço de pilares, deve-se dar continuidade à sua estrutura, até atingir a fundação, para o que se deverá atravessar as vigas e as lajes. Em geral esse reforço é executado sem que se retirem as cargas atuantes, no caso de um pilar submetido a uma força F , o reforço só será solicitado ao se atingir uma força $F+\Delta F$.

Segundo Aguiar (2014) as vantagens deste método são a facilidade executiva; aumento irrelevante na seção transversal dos elementos estruturais; obra rápida e limpa; e permite a utilização parcial da estrutura durante a obra. E as desvantagens são percebidas nas limitações decorrentes da temperatura; necessidade de aplicação de proteção contra incêndio e corrosão; necessidade de criação de juntas de dilatação; e tendência de descolamento dos bordos da chapa devido à concentração de tensões.

2.8.3 Polímero Reforçado com Fibras de Carbono

Segundo Souza e Ripper (1998) os primeiros indícios de utilização de compósitos de fibras de carbono (CFRP) foram em 1954 com Rubinsky e Rubinsky, que fizeram estudos para sua utilização como alternativa ao aço. No entanto a ideia ganhou maior notoriedade após a ocorrência do sismo de Kobe no Japão em 1995.

Atualmente o CFRP é muito utilizado no Japão com o objetivo de melhorar o desempenho de pilares de pontes e viadutos, pelo aumento da ductilidade proporcionada pelo sistema confinante formado pela perfeita moldagem da fibra à

superfície lateral dos pilares, sendo que este material já é normalizado no Japão (TAKEUTI, 1999).

Os compósitos reforçados com fibras são formados pela combinação de dois ou mais materiais, normalmente constituído de duas fases, uma de filamentos de pequeno diâmetro (fibras) e outra com propriedade sinérgica e macia (matriz), geralmente um polímero (SALGUEIRO *et al.*, 2017).

Figura 25 – Esquema de um Compósito de Fibra de Carbono



Fonte: Machado (2006)

De acordo com Machado (2006) os sistemas compostos por fibras de carbono apresentam diversas vantagens: excelente resistência mecânica e rigidez; bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas; elevada resistência a ataques químicos diversos; não são afetados por corrosão, já que se trata de um composto inerte; apresenta estabilidade térmica e reológica; e extrema leveza, devido ao baixo peso específico, da ordem de $1,6 \text{ g/cm}^3$ a $1,9 \text{ g/cm}^3$, por volta de 5 vezes menor que o peso específico do aço, chegando ao ponto de não se considerar o seu peso próprio nos reforços.

O CFRP pode ser usado como reforço em diferentes casos, os principais são como reforço de vigas à flexão e ao corte; reforço de lajes à flexão; reforço de muros de arrimo, vigas-parede, alvenarias, para melhoria da resistência a impactos e explosões; aumento da ductibilidade de pilares para prevenção de efeitos sísmicos; e também reforço de pilares e colunas para aumento da resistência à flexão e à compressão axial por meio de confinamento (MACHADO, 2006).

2.9 NORMAS TÉCNICAS

Para possibilitar o desenvolvimento deste trabalho será necessário consultar algumas normas técnicas brasileiras e estrangeiras. As normativas utilizadas são as seguintes:

- a) ACI 318-R (1995) – *Building Code Requirements for Structural Concrete*;
- b) ACI 440-2R (2017) – *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*;
- c) NBR 6118 (2014) – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
- d) NBR 6120 (2019) – Ações para o Cálculo de Estruturas de Edificações;
- e) NBR 6123 (1988) – Forças Devidas ao Vento em Edificações;
- f) NBR 7187 (2021) – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento;
- g) NBR 7188 (2013) – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas;
- h) NBR 8681 (2003) – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;

2.10 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL

Como o objetivo deste trabalho é dimensionar e analisar o reforço estrutural para o pilar de estudo de caso, serão necessários *softwares* de análise e cálculo estrutural para mensurar as reações decorrentes das cargas atuantes.

2.10.1 Ftool

O Ftool (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*) surgiu na década de 90 a partir de um projeto de pesquisa integrado entre a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) e o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). O idealizador deste projeto é o professor Luiz Fernando Martha da PUC-Rio (MARLIN, 2021).

Este *software* é utilizado para a análise estrutural de pórticos planos, seu objetivo é a simplicidade e eficiência na análise das estruturas. Como resultados são fornecidos o valor numérico das reações, diagramas de esforço normal, cortante, momento fletor, deformadas, linhas de influência em qualquer ponto da estrutura, envoltórias de esforços para trens-tipo (MARLIN, 2021).

2.10.2 SAP 2000

O SAP 2000 (*Structural Analysis Program*) é um *software* de análise estrutural que utiliza elementos finitos, desenvolvido pela CSI – *Computers and Structures, Inc.* Este programa é mais completo quando comparado ao Ftool, nele é possível modelar estruturas tridimensionais, permitindo considerar diversos carregamentos: esforços dinâmicos, efeitos de gradiente de temperatura, pressões, e ainda analisar esforços decorrentes de deslocamentos como recalque de fundações (CSI, 2021).

Além disso, pela sua funcionalidade tridimensional, há maior facilidade e também confiabilidade em lançar cargas horizontais como vento e aceleração/frenagem.

2.10.3 GaLa

O *software* GaLa *Reinforcement* foi desenvolvido em 1997 pelo Dr. Ilia Alashki como parte da sua tese de pós-doutorado, destinado a análise e dimensionamento de reforços estruturais. No programa é possível lidar com fluência não linear, arbitrar ou calcular a seção de reforço e trabalhar tanto com flexo compressão normal e oblíqua (GALA... 2010).

Além disso o GaLa pode ser usado para estimar a área de concreto do reforço associada às barras de aço, verificar a capacidade resistente da seção transversal através de armadura já existente, gerar gráficos de interação da seção transversal com o limite de equilíbrio da seção através das armaduras definidas e calcular as tensões e deformações da seção transversal (GALA... 2010).

2.10.4 Verificação do Pilar

O processo de verificação do pilar inicia-se da mesma forma que um dimensionamento, diferindo no fato de não calcular a área de aço, mas sim utilizar a armadura existente já conhecida e os esforços calculados, para verificar o equilíbrio da seção. Seguindo as recomendações da norma de concreto armado NBR 6118 (2014) o procedimento para cálculo está disposto a seguir.

- a) Inicia-se calculando a excentricidade de primeira ordem (e_1). Primeiramente calcula-se a excentricidade devido ao momento no engaste do pilar, retirado do SAP 2000 (e_i) e soma-se com a excentricidade accidental (e_a). Em seguida é calculada a excentricidade de primeira ordem mínima ($e_{1,min}$). O maior valor entre $e_a + e_i$ e $e_{1,min}$ será a excentricidade de primeira ordem (e_1) dada em cm:

$$e_i = \frac{M_d}{N_d} \quad (24)$$

$$e_a = \frac{L_e}{400} \quad (25)$$

$$e_{1,min} = 1,5 + 0,03 \cdot h \quad (26)$$

Onde:

L_e = Comprimento efetivo do pilar;

h = Altura da seção transversal do pilar;

- b) O segundo passo é calcular a esbeltez do pilar. Este índice já está definido no item 2.5.1.5 e λ_1 está definido abaixo:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \quad (27)$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right) \quad (28)$$

- c) Na sequência são feitas duas verificações com λ e λ_1 . Caso $\lambda > 50$, é necessário calcular a excentricidade de fluência (e_c). E se $\lambda > \lambda_1$, calcula-se a excentricidade de segunda ordem (e_2).
- d) Se confirmadas as verificações, parte-se para o cálculo da excentricidade de fluência (e_c).

$$e_c = e_a \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{\infty} \cdot F_k}{P_e - F_k}} - 1 \right) \quad (29)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E_{CS} \cdot I_c}{L_e^2} \quad (30)$$

$$E_{CS} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (31)$$

$$E_{ci} = 5600 \cdot \alpha_e \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (32)$$

Onde:

φ_{∞} = Coeficiente igual a 2,5, dado pela NBR 6118 (2014);

F_k = Força normal atuante (Nk);

α_e = Índice que depende do agregado utilizado no traço do concreto;

e) Em seguida é calculada a excentricidade de segunda ordem (e_2).

$$e_2 = \frac{L_e^2 \cdot 0,005}{10 \cdot (V_0 + 0,5) \cdot h} \quad (33)$$

$$V_0 = \frac{N_d}{A_g \cdot f_{cd}} \quad (34)$$

Onde:

N_d = Força normal atuante de cálculo;

A_g = Área da seção transversal do pilar;

f_{cd} = Resistência de cálculo do pilar;

f) Com isso, somam-se todos os valores encontrados, resultando na excentricidade total.

$$e = e_1 + e_2 + e_c \quad (35)$$

g) Em posse da excentricidade total, calcula-se o momento final, em uma direção caso se encontre em flexo compressão normal (FCN) ou em duas direções caso se encontre em flexo compressão oblíqua (FCO).

$$M_d = N_d \cdot e \quad (36)$$

h) No processo de dimensionamento de um pilar, o passo seguinte seria calcular o esforço normal reduzido (v) e o momento reduzido (μ) para encontrar a taxa de aço (ω), e então encontrar a área de aço. No entanto

a armadura do pilar original já é conhecida, por isso será utilizado o *software* GaLa para verificar os esforços encontrados na seção original e posteriormente em situações com a seção degradada.

2.10.5 Cálculo do Reforço por Encamisamento com Concreto Armado

O dimensionamento do reforço com encamisamento de concreto armado não possui nenhuma norma específica, normalmente são usados os preceitos da NBR 6118 (2014) combinado com métodos teóricos ou práticos.

Neste trabalho será utilizado um método prático, que fornece resultados a favor da segurança, abordando o problema em três fases: fase de projeto, fase atual e fase de reforço (GRAZIANO, 2005).

Este método considera que a seção do pilar a ser recuperado está deformada e o material do reforço está sujeito a deformações por fluência maiores do que a seção original, devido a idades diferentes. Além de que o aço da camada de reforço trabalha com a mesma deformação do concreto (SANTIAGO, 2021).

Sendo assim, o procedimento para o cálculo está exposto a seguir:

- a) Primeiramente calcula-se a normal centrada do pilar de projeto ($N_{d, cen, proj}$) e do pilar atual ($N_{d, cen, at}$) pela equação de equilíbrio a seguir:

$$N_{d, cen} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_g + f_{scc} \cdot A_{st} \quad (37)$$

Onde:

f_{cd} = Resistência de cálculo do pilar;

A_g = Área da seção transversal do pilar;

A_{st} = Área de aço;

f_{scc} = Resistência do aço com encurtamento de 2‰ (para aços com tensão de escoamento de projeto acima de 420 MPa, assume-se o valor constante de 42 kN/cm²;

- b) Na sequência é encontrada a relação entre $N_{d, cen, proj}$ e a normal utilizada em projeto (N_{do}), dada pelo coeficiente aparente majorador (γ_f^*) abaixo:

$$\gamma_f^* = \frac{N_{d,cen,proj}}{N_{do}} \quad (38)$$

- c) Em seguida é determinada a deformação da seção na situação atual. Para isso é usado o valor de pico (ε_p) de 2‰ para encontrar a deformação específica do pilar atual (ε).

$$\varepsilon = \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{V_{eq,cen}}{0,85 \cdot \alpha^2} \right)} \right) \cdot \varepsilon_p \quad (39)$$

$$V_{eq,cen} = \frac{N_{d,cen,at}}{f_{cd} \cdot A_g} \quad (40)$$

$$N_{d,cen,at} = N_{do,at} \cdot \gamma_f^* \quad (41)$$

$$\alpha = 1 + \rho_g \cdot \eta \cdot \left(\frac{\varepsilon_p}{2‰} \right) \quad (42)$$

$$\eta = \frac{E_s}{850 \cdot f_{cd}} \quad (43)$$

Onde:

$N_{do,at}$ = Normal de projeto do pilar atual;

ρ_g = Taxa de aço do pilar;

η = Relação de rigidez entre o concreto e aço;

E_s = Módulo de elasticidade do aço;

- d) Após encontrar a deformação específica do pilar atual, é calculado o diferencial entre ε_p e ε , obtendo-se a deformação específica do concreto do reforço ($\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{ref}$), com o objetivo de se obter a capacidade do concreto do reforço (K_{ref}), visto que o concreto do reforço não utilizado na sua totalidade.

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{ref} = \varepsilon_p - \varepsilon \quad (44)$$

$$K_{ref} = \frac{\varepsilon_{ref}}{\varepsilon_p} \cdot \left(2 - \frac{\varepsilon_{ref}}{\varepsilon_p} \right) \quad (45)$$

$$\varepsilon_p = 2‰ \cdot (1 + \varphi) \quad (46)$$

Onde:

φ = Coeficiente de fluência, tabelado pela NBR 6118 (2014);

- e) O aço envolvido pelo concreto do reforço também terá uma deformação equivalente à do concreto, desta forma a tensão do aço do reforço ($\sigma_{s,ref}$) é dada pela equação abaixo:

$$\sigma_{s,ref} = E_s \cdot \varepsilon_{ref} \quad (47)$$

- f) Por fim, calcula-se a área de aço e de concreto da seção do reforço.

$$N_{d,cen,proj} = N_{d,cen,at} + K_{ref} \cdot 0,85 \cdot f_{cd,ref} \cdot A_{g,ref} + \sigma_{s,ref} \cdot A_{st,ref} \quad (48)$$

2.10.6 Cálculo do Reforço com Fibras de Carbono

Como mencionado anteriormente, o Brasil não possui normativas específicas para o cálculo do reforço com fibras de carbono. Entretanto Ari de Paula Machado em seu Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono (2006) especifica o uso das normas americanas do ACI.

Com base nas normas ACI 318-R, ACI 440-2R e o Manual de fibras de carbono de Machado (2006), o dimensionamento segue as etapas a seguir:

- a) Inicia-se calculando a esbeltez, visto que este reforço é mais bem aproveitado em pilares curtos. A esbeltez está definida no item 2.5.1.5;
- b) O segundo passo é determinar a pressão lateral de confinamento devido ao PRFC:

$$f_l = \frac{k_a \cdot \rho_f \cdot f_{fe}}{2} \quad (49)$$

$$\rho_f = \frac{2 \cdot N \cdot t_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \quad (50)$$

$$k_a = 1 - \frac{(b-2 \cdot r)^2 + (h-2 \cdot r)^2}{3 \cdot b \cdot h \cdot (1-\rho_g)} \quad (51)$$

$$f_{fe} = \xi_{fe} \cdot E \quad (52)$$

Onde:

k_a = Coeficiente de redução da eficiência da fibra de carbono;

b = Base da seção transversal do pilar;

h = Altura da seção transversal do pilar;

r = Raio de curvatura entre os lados b e h , normalmente igual a 1,5cm;

ρ_g = Taxa de aço do pilar;

N = Número de camadas da fibra de carbono;

t_f = Espessura nominal da fibra de carbono;

f_{fe} = Tensão de tração na fibra de carbono;

ξ_{fe} = Deformação transversal da fibra de carbono, igual a 0,004;

E = Módulo de elasticidade longitudinal da fibra de carbono;

f_l = Pressão lateral de confinamento;

- c) A terceira etapa consiste em calcular o aumento da resistência à compressão do pilar em decorrência do confinamento do concreto:

$$f'_{cc} = f_{ck} \cdot \left(2,25 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,9 \cdot f_l}{f_{ck}}} - \frac{2 \cdot f_l}{f_{ck}} - 1,25 \right) \quad (53)$$

Onde:

f'_{cc} = Aumento da resistência a compressão do concreto;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão;

- d) Com os dados obtidos anteriormente é possível calcular a carga de compressão resistente de cálculo para um pilar reforçado com fibras de carbono:

$$\phi P_n = 0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot \psi \cdot f'_{cc} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (54)$$

Onde:

ϕ = Coeficiente de redução, igual a 0,70;

ψ = Coeficiente adicional de redução, que leva em consideração a forma do pilar, igual a 0,95;

A_g = Área da seção transversal do pilar;

A_{st} = Área da seção transversal da armadura longitudinal do pilar;

f_y = Tensão característica de escoamento do aço;

- e) Por fim é necessário verificar o critério de segurança abaixo:

$$\phi P_n \geq P_d \quad (55)$$

Onde:

P_d = Esforço de compressão solicitante de cálculo;

3 ESTUDOS SOBRE O TEMA

A partir de fontes virtuais e físicas foi feita uma busca sobre a utilização e dimensionamento de reforço estrutural em pontes com compósitos de fibras de carbono e encamisamento com concreto armado. Os estudos com maior relevância e que agregam informações para o presente trabalho estão descritos a seguir.

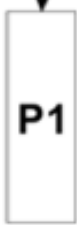
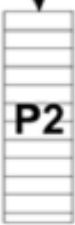
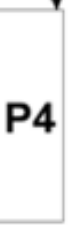
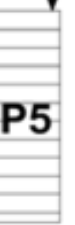
3.1 EFICIÊNCIA DA FIBRA DE CARBONO COMO REFORÇO

Vasconcelos Neto *et al.* (2018) fizeram um estudo com seis pilares curtos de 50 cm de altura e seção transversal de 10 cm x 10 cm. Todos foram produzidos com concreto de mesma resistência característica, 24,95 MPa, e mesmas armaduras longitudinais e transversais, $\varnothing 8\text{mm}$ $\varnothing 5\text{mm}$ respectivamente.

Os pilares foram divididos em dois grupos, o primeiro submetido a uma carga axial centralizada e o segundo a uma carga excêntrica de 2 cm do centro do pilar. Cada grupo foi composto de três pilares com propostas de reforço diferentes, o primeiro não apresentou reforço, servindo como pilar de referência; segundo com duas camadas de reforço de fibra de carbono aplicadas horizontalmente, envolvendo todo o pilar; e o terceiro também com duas camadas de reforço, porém aplicadas diagonalmente a 45°, uma sobreposta a outra em sentidos opostos. A Figura 26 a seguir apresenta todas as características para todos os pilares ensaiados.

Figura 26 – Grupos de Pilares Propostos para o Estudo

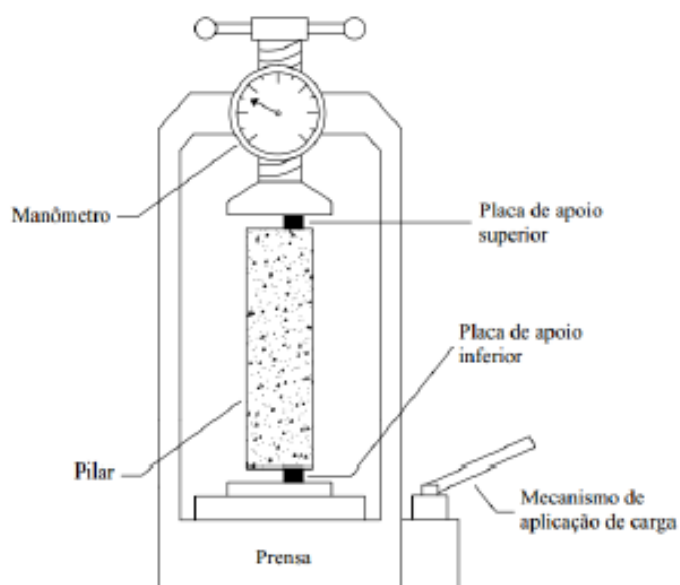
PILAR	P1	P2	P3	P4	P5	P6
SEÇÃO	10x10	10x10	10x10	10x10	10x10	10x10
f_c (MPa)	24,95	24,95	24,95	24,95	24,95	24,95
EXCENTRICIDADE	0	0	0	2 cm	2 cm	2 cm

REFORÇO						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
	Sem reforço	2 cam. horiz.	2 cam. inclin.	Sem reforço	2 cam. horiz.	2 cam. inclin.

Fonte: Vasconcelos Neto *et al.* (2018)

Todos os pilares foram ensaiados com a utilização de uma prensa universal (Figura 27), aplicando a carga até o rompimento e medindo a carga de ruptura de cada elemento.

Figura 27 – Esquema da Prensa Universal



Fonte: Vasconcelos Neto et al. (2018)

Após a realização do ensaio obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 2 – Cargas Obtidas

Pilar	Carga (kN)
P1	50
P2	89
P3	67
P4	47
P5	63
P6	69

Fonte: Vasconcelos Neto et al. (2018)

Pela tabela acima, percebe-se que, como esperado, os pilares sem reforço resistiram a cargas menores que os demais. Ainda é possível perceber que os pilares reforçados com fibras horizontais apresentaram resultados melhores para a carga axial centralizada, enquanto os pilares reforçados com fibras diagonais foram mais eficientes para suportar a carga excêntrica.

Desta forma, concluíram que foi notório o ganho de resistência nos pilares reforçados pela fibra de carbono, evidenciando a eficácia da utilização da fibra como reforço estrutural para elevar a resistência a compressão.

3.2 REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO – ESTUDO DE CASO

No ano de 2016 Domiciano *et al.* realizaram um estudo de caso em dois pilares com necessidade de reforço estrutural devido à baixa resistência a compressão, localizados em um hospital na região centro-oeste de Belo Horizonte. Neste caso optou-se pela fibra de carbono para preservar ao máximo a forma geométrica dos pilares e com mínimo de interferência na circulação interna da edificação. Com isso, buscou-se mostrar a viabilidade de utilizar o CFRP submetido a compressão, com o dimensionamento a partir das normas americanas ACI318R-95 e ACI440-2000, pelo fato de não existirem normativas brasileiras.

Inicialmente foram coletados os dados dos pilares em questão e as características do material usado como reforço, assim partindo para o dimensionamento. Os cálculos foram realizados até chegar a um número de camadas que atendesse ao critério de segurança do método. Sendo assim, obteve-se o seguinte resultado:

Tabela 3 – Cálculo do Confinamento com Fibra de Carbono

Nº de camadas	Pressão lateral f_l (kN/cm²)	Aumento da resistência à compressão do concreto confinado com fibra de carbono f'_{cc} (kN/cm²)	A_g (cm²)	A_{st} (cm²)	$(A_g - A_{st})$ (cm²)	Força de compressão resistente de cálculo ϕP_n (kN)	Atende?
1	0,0384	2,7548	5.033,60	98,18	4.935,42	8.897,14	Não
2	0,0768	2,9920	5.033,60	98,18	4.935,42	9.426,67	Não
3	0,1152	3,2143	5.033,60	98,18	4.935,42	9.922,72	Não
4	0,1536	3,4235	5.033,60	98,18	4.935,42	10.389,68	Não
5	0,1921	3,6213	5.033,60	98,18	4.935,42	10.831,05	Não
6	0,2305	3,8089	5.033,60	98,18	4.935,42	11.249,68	Não
7	0,2689	3,9873	5.033,60	98,18	4.935,42	11.647,93	Não
8	0,3073	4,1575	5.033,60	98,18	4.935,42	12.027,77	Não
9	0,3457	4,3202	5.033,60	98,18	4.935,42	12.390,89	Não
10	0,3841	4,4761	5.033,60	98,18	4.935,42	12.738,71	Não
11	0,4225	4,6256	5.033,60	98,18	4.935,42	13.072,48	Não
12	0,4609	4,7694	5.033,60	98,18	4.935,42	13.393,29	Não
13	0,4993	4,9077	5.033,60	98,18	4.935,42	13.702,07	Não
14	0,5377	5,0411	5.033,60	98,18	4.935,42	13.999,68	Não
15	0,5762	5,1697	5.033,60	98,18	4.935,42	14.286,86	Não
16	0,6146	5,2940	5.033,60	98,18	4.935,42	14.564,27	Não
17	0,6530	5,4142	5.033,60	98,18	4.935,42	14.832,51	Não
18	0,6914	5,5306	5.033,60	98,18	4.935,42	15.092,12	Sim

Fonte: Domiciano *et al.* (2016)

Pela análise da tabela acima, percebe-se que foram necessárias 18 camadas de CFRP para que o pilar atingisse resistência de cálculo à compressão

suficiente para suportar o esforço de compressão solicitante de projeto. Ainda se nota que para uma camada houve um ganho de resistência de 10,19%, enquanto para 18 camadas o aumento foi de 121,22%.

Portanto, concluíram que apesar do grande aumento na resistência a compressão dos pilares, a técnica de reforço com PRFC é inviável nesta situação, devido à grande quantidade de camadas necessárias para que o pilar resista à carga solicitante de projeto.

3.3 ESTUDO PARA DIMENSIONAMENTO DO PRFC

De acordo com Machado (2006) ainda não existem normativas no que se refere ao dimensionamento de estruturas com fibras de carbono, por isso recomenda seguir o descrito na norma ACI 440.2R-02 e as recomendações de utilização e resistência da ACI 318-99. Inicialmente são definidos alguns parâmetros para os sistemas com fibra de carbono.

Tabela 4 – Características Genéricas das Fibras de Carbono

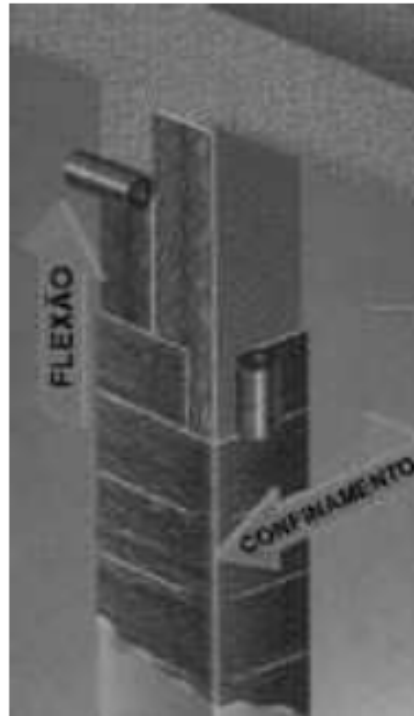
Tipo da Fibra de Carbono	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência Máxima de Tração (MPa)	Deformação de Ruptura (%)
De uso geral	220 - 235	< 3.790	> 1,2
Alta resistência	220 - 235	3.790 – 4.825	> 1,4
Ultra alta resistência	220 - 235	4.825 – 6.200	> 1,5
Alto módulo	345 - 515	> 3.100	> 0,5
Ultra alto módulo	515 - 690	>2.410	>0,2

Fonte: Machado (2006)

Machado (2006) ainda cita tipos de esforços para os quais a fibra de carbono pode ser usada como reforço: flexão em vigas e pilares, corte em vigas, no qual a fibra pode ser utilizada para absorver esforços de tração decorrentes dos momentos fletores positivos e negativos, e tensões tangenciais de cisalhamento resultantes do esforço cortante. E aumento da resistência axial das peças de concreto por confinamento.

A Figura 28 apresenta a configuração do reforço no caso de esforços de flexão e compressão em um pilar.

Figura 28 – Reforço de Pilares a Flexão e Confinamento



Fonte: Machado (2006)

No caso de reforço com fibras de carbono em estruturas de concreto armado, Machado (2006) afirma que também é possível realizar o dimensionamento segundo a NBR 6.118 (2014) que trata do cálculo estrutural de estruturas armadas de concreto.

3.4 COMPARATIVO ENTRE PRFC E PREC

Silva e Mello (2018) fizeram um estudo comparativo do dimensionamento entre os métodos de reforço por encamisamento com concreto armado (PREC) pela metodologia tradicional de cálculo e reforço com mantas de fibra de carbono (PRFC) pelo procedimento sugerido pela norma americana ACI 440.2R-2008.

Para este estudo foi utilizado um pilar hipotético com seção transversal 40cm x 40cm, dimensionado para um esforço característico $N_k = 3200$ kN e $F_{ck}=35$ MPa. Foi proposto um acréscimo de carga de 5, 10, 15, 20, 25 e 30%, calculando o reforço estrutural para os novos esforços. Os resultados obtidos para cada método de reforço estão na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 5 – Resultados para o Dimensionamento com PREC

$N_d(kN)$	<i>Acrés</i> (%)	$N_{d,req}(kN)$	$N_{d,req} \cdot \gamma^* (kN)$	$A_{s,ref}(3cm)$	$A_{s,ref}(4cm)$	$A_{s,ref}(5cm)$
4480	5	4704	5785,92	0	0	0
4480	10	4928	6061,44	0	0	0
4480	15	5152	6336,96	0	0	0
4480	20	5376	6612,48	0	0	0
4480	25	5600	6888	0	0	5,67
4480	30	5824	7163,52	0	1.36	12.23

Fonte: Silva e Mello (2018)

Tabela 6 – Resultados para o Dimensionamento com PRFC

$N_d(kN)$	<i>Acréscimo</i> (%)	$N_{d,req}(kN)$	$N_{d,req}(kN)$	f'_{cc} (MPa)	k_a Admin.	f_l (MPa)	n Camad.	n Adot.
4480	5	4704	4704					
4480	10	4928	4704	40,4	0,411	4	1,82	2
4480	15	5152	4928	43,3	0,411	6,1	2,77	3
4480	20	5376	5152	46,1	0,411	8,2	3,72	4
4480	25	5600	5376	48,9	0,411	10,3	4,67	5
4480	30	5824	5600	51,8	0,411	12,4	5,62	6
			5824	54,6	0,411	14,5	6,57	7

Fonte: Silva e Mello (2018)

No dimensionamento para o PREC percebe-se que foram adotadas seção de reforço de 3 a 5 cm, sendo que para 3 cm não é necessário acréscimo de aço, enquanto para 5 cm é necessário acréscimo de aço nos casos de acréscimo de carga de 25 e 30%. No caso do reforço com PRFC, chegou-se ao número de 2 a 7 camadas de reforço a depender do acréscimo de carga. O aumento da resistência a compressão do concreto confinado aumentou em 40,4% para 2 camadas e 54,6% para 7 camadas.

Desta forma, concluíram que o método PREC, mesmo sendo um método já tradicional ainda possui certa eficiência como reforço, e o PRFC apesar de ainda não ser muito popular é eficaz, tendo um aumento notório na resistência a compressão dos pilares.

3.5 ESTUDO DE REFORÇO COM ENCAMISAMENTO

No ano de 2018 Santos e Avelar utilizaram um estudo de caso para realizar um reforço em pilares de concreto armado utilizando o método de encamisamento. No estudo em questão o reforço foi necessário pela alteração da arquitetura do local da obra, onde passaria a funcionar uma academia no piso superior, aumentando consideravelmente as cargas atuantes.

Para determinar a nova seção dos elementos e também a área de aço necessária, Santo e Avelar utilizaram uma tabela de dimensionamento baseada no trabalho de Adilson Roberto Takeuti (1999) que relaciona a estrutura existente com a nova em relação à seção transversal de reforço e suas armaduras, também analisando o limite último da estrutura e adicionando coeficientes de segurança no cálculo.

Com este dimensionamento, chegou-se ao seguinte resultado.

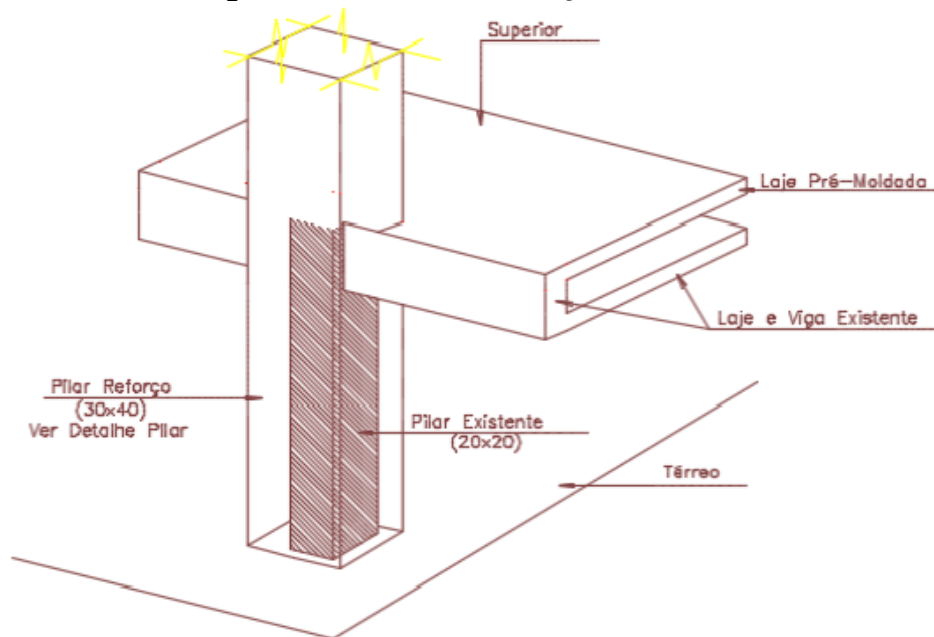
Tabela 7 – Resultados para o Dimensionamento do Reforço

Pilar	Bw_V (cm)	H_V (cm)	Ac_V (cm)	Bw_Novo (cm)	H_Novo (cm)	Ac_Novo (cm ²)	Ac_Ref (cm ²)	fcd_Velho (kgf/cm ²)	fcd_Novo (kgf/cm ²)	As_V	As_Novo	As_total (cm ²)	fy_As (kgf/cm ²)	Fcon_V	Fcon_Novo (tf)	F_As (tf)	Fu_Resistente (tf)	Nsd (tf)	Status	CS
PV5	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,59	42,00	ok	5,04
PV6	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,61	62,60	ok	3,38
PV7	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,62	61,20	ok	3,46
PV8	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,63	59,80	ok	3,54
PV9	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,64	65,60	ok	3,23
PV10	20	20	400	30	40	1200	800	128,57	178,57	3,16	7,9	11,06	4200	43,71	121,43	46,45	211,65	44,40	ok	4,77

Fonte: Santos e Avelar (2018)

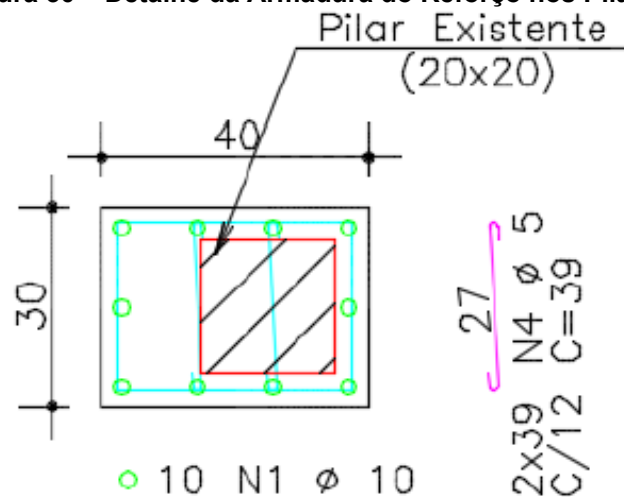
Como resultado obtido do dimensionamento, a seção transversal dos pilares passou de 20x20 cm para 30x40 cm (Figura 29), além da necessidade de adição de 7,9 cm² de área de aço, resultando 10 barras com diâmetro de 10 mm (Figura 30).

Figura 29 – Detalhe do Reforço nos Pilares



Fonte Santos e Avelar (2018)

Figura 30 – Detalhe da Armadura do Reforço nos Pilares



Fonte Santos e Avelar (2018)

Santos e Avelar (2018) concluem que o reforço se mostrou eficiente sob os novos esforços solicitantes, sem apresentar fissuras ou trincas que demonstrem falha no dimensionamento do reforço. Além disso, este tipo de reforço é economicamente viável e tem uma taxa de sucesso elevado na execução.

4 ESTUDO DE CASO

Para o desenvolvimento deste estudo será utilizada como base uma ponte localizada no Espírito Santo, objeto de uma vistoria em setembro de 2019.

4.1 DESCRIÇÃO DA PONTE EM ESTUDO

A ponte que será objeto deste estudo é identificada como Ponte sobre o Córrego Sahy, e está localizada na ES-010 no trecho do entroncamento da ES-257 – Vila do Riacho, no município de Aracruz-ES.

A ponte situa-se em trecho tangente e em nível, tanto longitudinalmente quanto transversalmente, sem superelevação, apenas a declividade do pavimento para escoamento das águas.

Figura 31 – Vista Geral da Obra



Fonte: Autor (2019)

A obra é formada por um vão de 21,20 m, sem juntas de dilatação, dois balanços nas extremidades com comprimento de 4,35 m, e tabuleiro com pavimento em concreto asfáltico.

Figura 32 – Detalhe do Vão Central



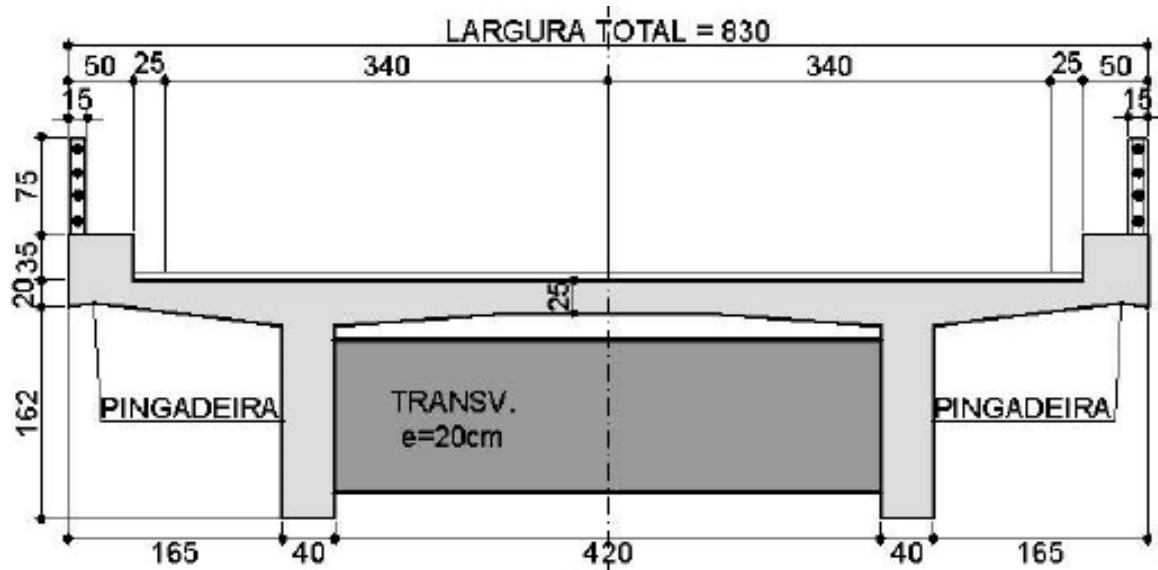
Fonte: Autor (2019)

Em relação a estrutura da ponte, a superestrutura é composta por laje maciça em concreto armado moldado *in loco* com espessura de 0,25 m, vigas principais de 0,40x1,82 m no vão e base alargada de 0,80 m nos apoios, transversinas de apoio de 0,30x1,17 m e de meio de vão com seção transversal de 0,20x1,17 m.

A mesoestrutura é formada por dois apoios com pilares que suportam as vigas por meio de apoio do tipo neoprene fretado com as seguintes características: pilares de concreto armado moldado *in loco* com seção transversal quadrada de 0,80x0,80 m e altura de 1,00 m.

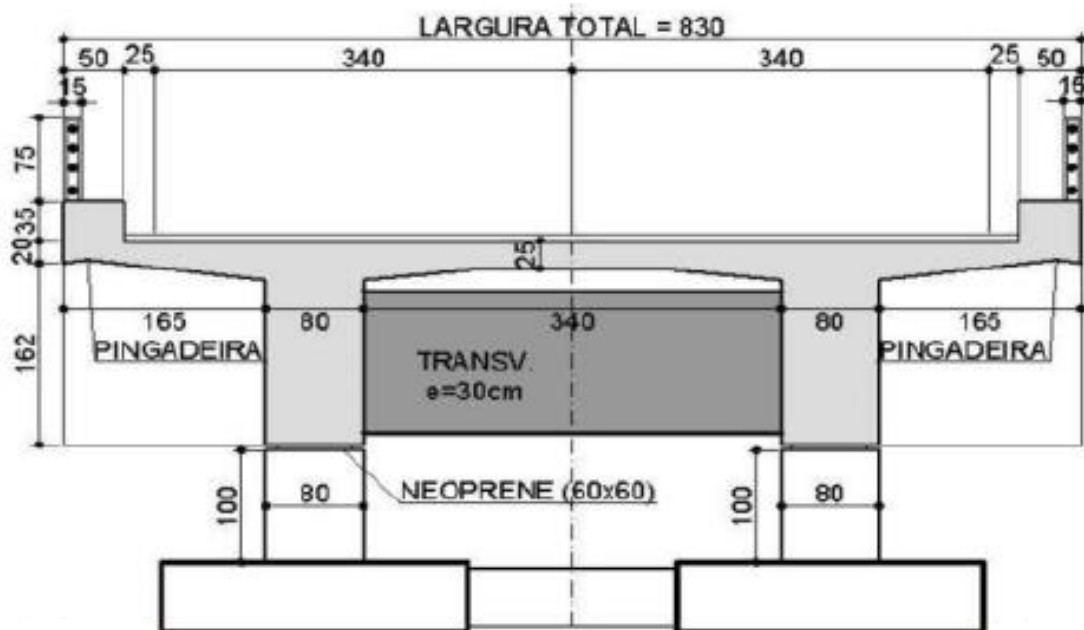
Pela vistoria técnica realizada, na infraestrutura foi possível identificar blocos de fundação com dimensão de 2,50x2,50 m e vigas de ligação com largura de 0,80 m, entretanto não foi possível medir a altura destes elementos e identificar se os blocos possuem estacas, visto que estes elementos estão parcialmente enterrados no solo. No entanto não foram observados indícios de recalque ou deformações excessivas que se propaguem para o restante da estrutura.

Figura 33 – Seção Transversal no Vão da Ponte



Fonte: Autor (2019)

Figura 34 – Seção Transversal no Apoio da Ponte



Fonte: Autor (2019)

4.2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

A partir da vistoria realizada no local, foi detectada a presença de manifestações patológicas, representadas principalmente pela oxidação e/ou corrosão das armaduras.

Como pode ser visto nas imagens a seguir, os quatro pilares da estrutura apresentam problemas críticos em relação ao deslocamento do concreto, perda de seção, armadura exposta oxidada e corroída, comprometendo a estabilidade e segurança estrutural da obra, evidenciando a urgência de reparo e reforço da estrutura.

Figura 35 – Vista de um dos Pilares



Fonte: Autor (2019)

Figura 36 – Concreto Desplacando



Fonte: Autor (2019)

Figura 37 – Exposição da Armadura e Perda de Seção



Fonte: Autor (2019)

Figura 38 – Exposição e Corrosão da Armadura



Fonte: Autor (2019)

As possíveis causas para estas manifestações patológicas remetem a falta de ganchos (estribos suplementares que previnem o efeito de flambagem) e também ao cobrimento insuficiente. O não uso dos ganchos somado ao grande esforço de compressão sobre os pilares, faz com que as armaduras transversais não sejam suficientes para segurar as armaduras longitudinais, causando o efeito de flambagem no pilar, forçando o concreto e resultando no deslocamento. Este efeito junto com a

falta de cobrimento nos elementos estruturais expõe as barras de aço ao efeito do tempo, causando oxidação e corrosão da armadura, reduzindo drasticamente a durabilidade e vida-útil da estrutura.

5 METODOLOGIA

Para que seja possível adotar o melhor método de análise, cálculo e *softwares* para auxiliar no desenvolvimento deste trabalho, foi essencial consultar diversos referenciais teóricos, para adquirir embasamento suficiente para desenvolver este estudo.

Inicialmente para o desenvolvimento do trabalho, será feita uma análise dos projetos do estudo de caso apresentado anteriormente, para que seja possível idealizar o melhor modelo da estrutura, e também levantar todas as cargas que atuam na ponte em questão.

Antes de seguir para o lançamento da estrutura, serão estudados todos os *softwares* utilizados, Ftool, SAP 2000 e GaLa, compreendendo as funcionalidades necessárias para a modelagem da ponte, como vinculação dos elementos estruturais, inserção dos carregamentos e a própria modelagem.

Após o estudo e compreensão dos *softwares*, será feito o lançamento da estrutura e das cargas para obtenção dos diagramas de esforços e carregamentos atuantes nos pilares da ponte. Nesta etapa será lançada a estrutura completa da obra e também todas as cargas presentes, restringindo as análises e verificações somente aos pilares.

Ainda na etapa de lançamento será primeiramente feito um modelo mais simples utilizando o *software* Ftool, cuja proposta é justamente a simplicidade e facilidade, com o objetivo de encontrar os carregamentos verticais da obra. Após isso, o modelo será aprimorado em um programa com maior complexidade, neste caso o SAP 2000, buscando obter os esforços horizontais presentes na ponte.

Com a obtenção dos diagramas e esforços atuantes, será possível analisar as cargas que chegam até os pilares, e verificar como o pilar reage a estes carregamentos, usando o *software* GaLa. Nesta etapa o pilar será verificado tanto na sua situação de projeto quanto em situações de degradação

Por fim, será dimensionado o reforço pelas técnicas propostas, utilizando um método prático para o encamisamento com concreto armado, e normas americanas do ACI, recomendadas em manuais nacionais para a fibra de carbono.

6 MODELOS

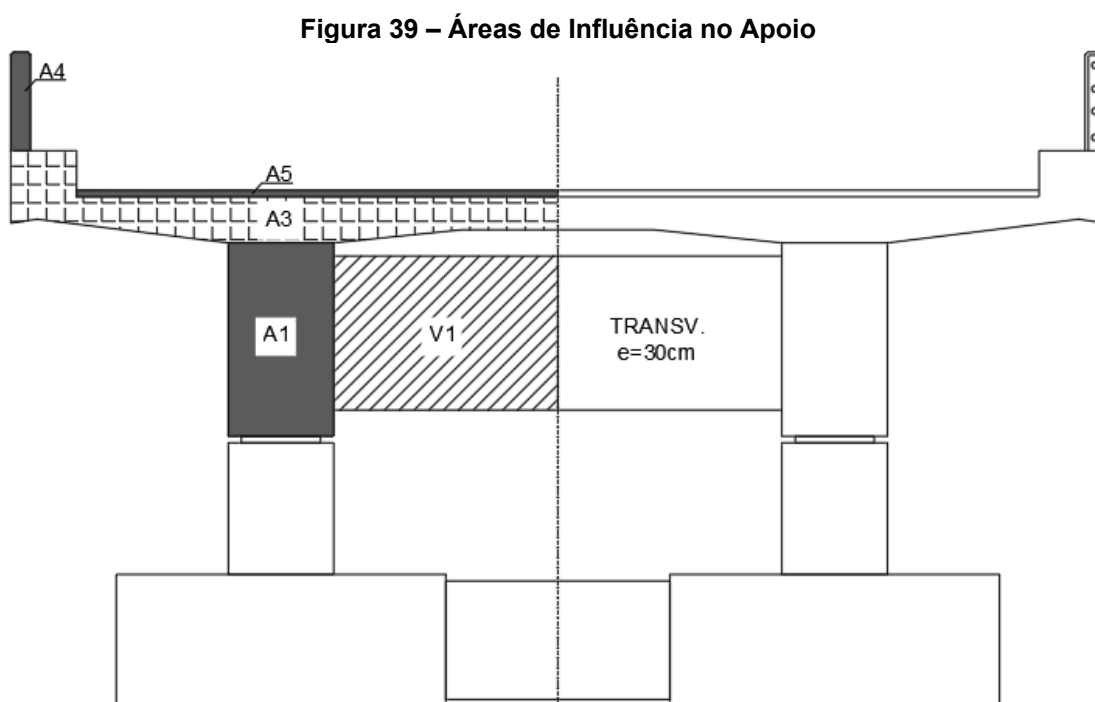
Para encontrar os esforços atuantes nos pilares em estudo, foram feitos dois modelos da ponte, o primeiro no Ftool e o segundo no SAP 2000.

6.1 FTOOL

A modelagem feita no Ftool baseou-se apenas nas ações verticais presentes na estrutura, ou seja, a carga permanente devido ao peso próprio e a carga variável proveniente da carga móvel TB-450. O modelo foi construído idealizando as longarinas como vigas biapoiadas e considerando o carregamento móvel e permanente como cargas uniformemente distribuídas ao longo da viga, com exceção das transversinas que foram consideradas cargas pontuais.

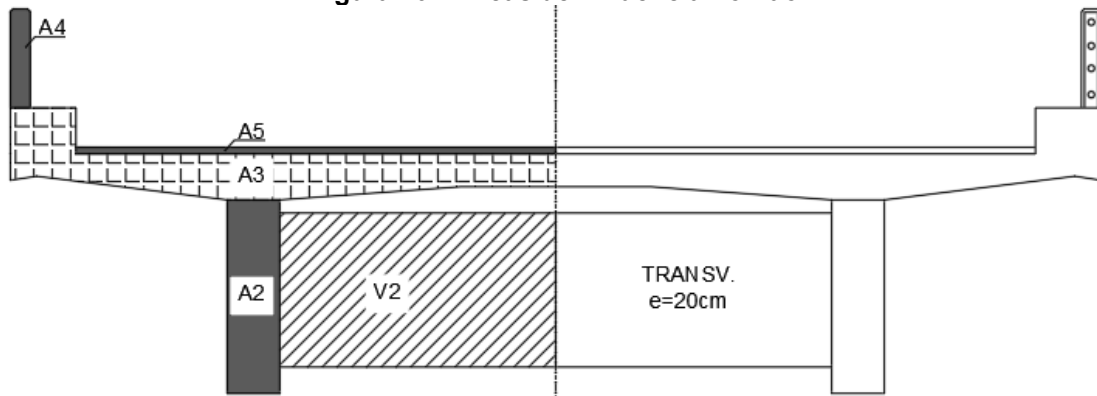
6.1.1 Carregamento Permanente

Para o cálculo do carregamento permanente utilizou-se as áreas de influência em cada longarina. Como a ponte possui duas vigas principais, as áreas consideradas são metade da ponte em questão, diferenciando apenas as áreas consideradas nos apoios e no vão, devido ao alargamento da seção da viga, conforme ilustra a Figura 39 e Figura 40.



Fonte: Autor (2022)

Figura 40 – Áreas de Influência no Vão



Fonte: Autor (2022)

Após isso é possível calcular os carregamentos que serão inseridos no modelo, conforme a Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 8 – Carga Uniformemente Distribuída Devido ao Peso Próprio no Apoio

APOIO - DISTRIBUÍDA								
$A_{viga} (m^2)$	$A_{laje} (m^2)$	$A_{guarda-corpo} (m^2)$	$\gamma_c (kN/m^3)$	$A_{asf} (m^2)$	$E_{asf} (m)$	$\gamma_{asf} (kN/m^3)$	Adicional (kN/m^2)	$g1 (kN/m)$
1,18	1,18	0,29	25,0	0,18	0,05	24,0	2,0	70,57

Fonte: Autor (2022)

Tabela 9 – Carga Uniformemente Distribuída Devido ao Peso Próprio no Vão

VÃO - DISTRIBUÍDA								
$A_{viga} (m^2)$	$A_{laje} (m^2)$	$A_{guarda-corpo} (m^2)$	$\gamma_c (kN/m^3)$	$A_{asf} (m^2)$	$E_{asf} (m)$	$\gamma_{asf} (kN/m^3)$	Adicional (kN/m^2)	$g2 (kN/m)$
0,59	1,18	0,29	25,0	0,18	0,05	24,0	2,0	55,87

Fonte: Autor (2022)

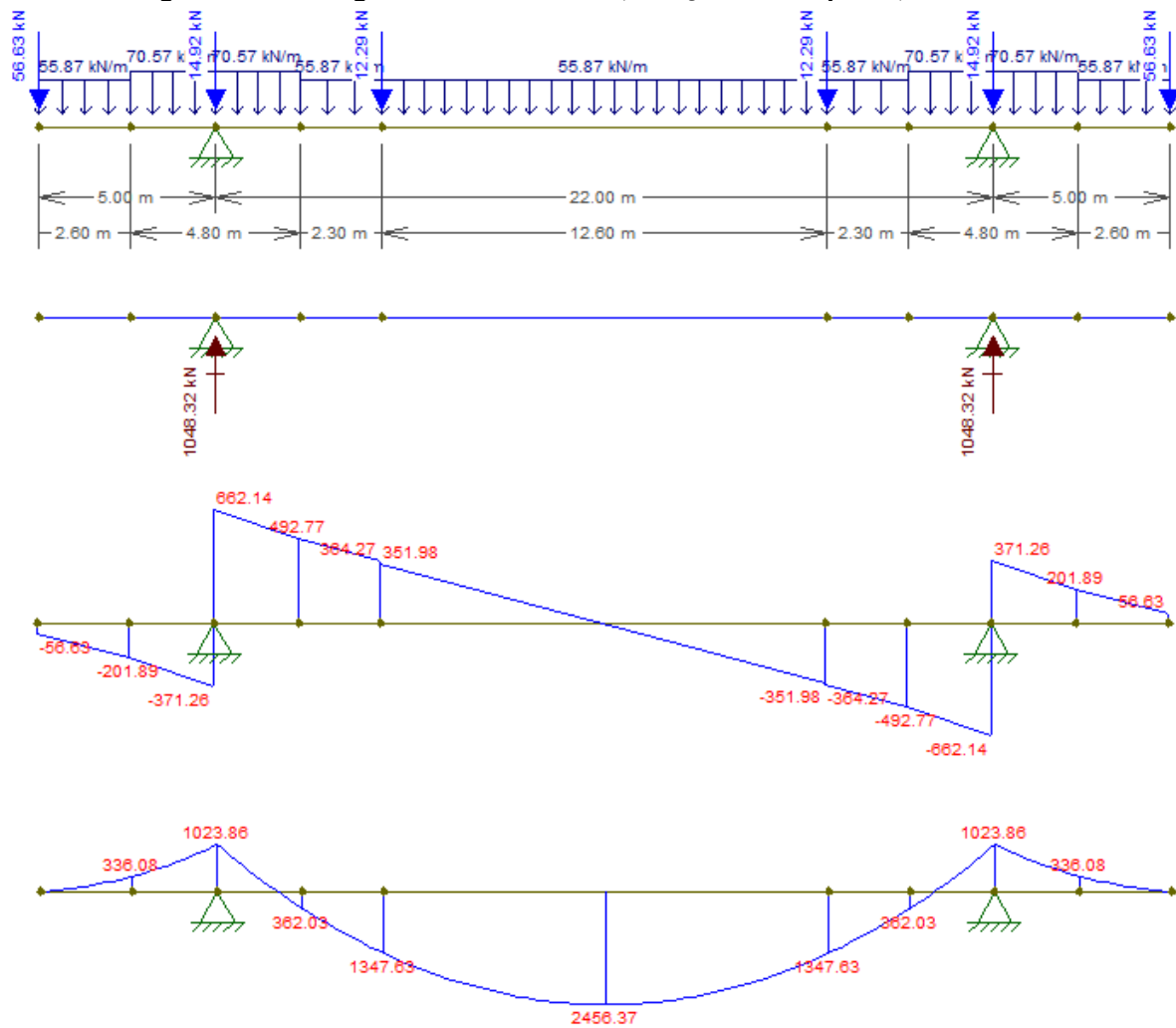
Tabela 10 – Cargas Pontuais Devido ao Peso Próprio

TRANSV. APOIO - CONCENTRADA		
$V_{transversina} (m^3)$	$\gamma_c (kN/m^3)$	$G1 (kN)$
0,60	25,0	14,92
TRANSV. VÃO - CONCENTRADA		
$V_{transversina} (m^3)$	$\gamma_c (kN/m^3)$	$G2 (kN)$
0,49	25,0	12,29
CORTINA - CONCENTRADA		
$V_{cortina} (m^3)$	$\gamma_c (kN/m^3)$	$G3 (kN)$
2,27	25,0	56,63

Fonte: Autor (2022)

Sendo assim, o modelo ficou estruturado conforme a Figura 41.

Figura 41 – Carregamento Permanente, Reações nos Apoios, DEC e DMF

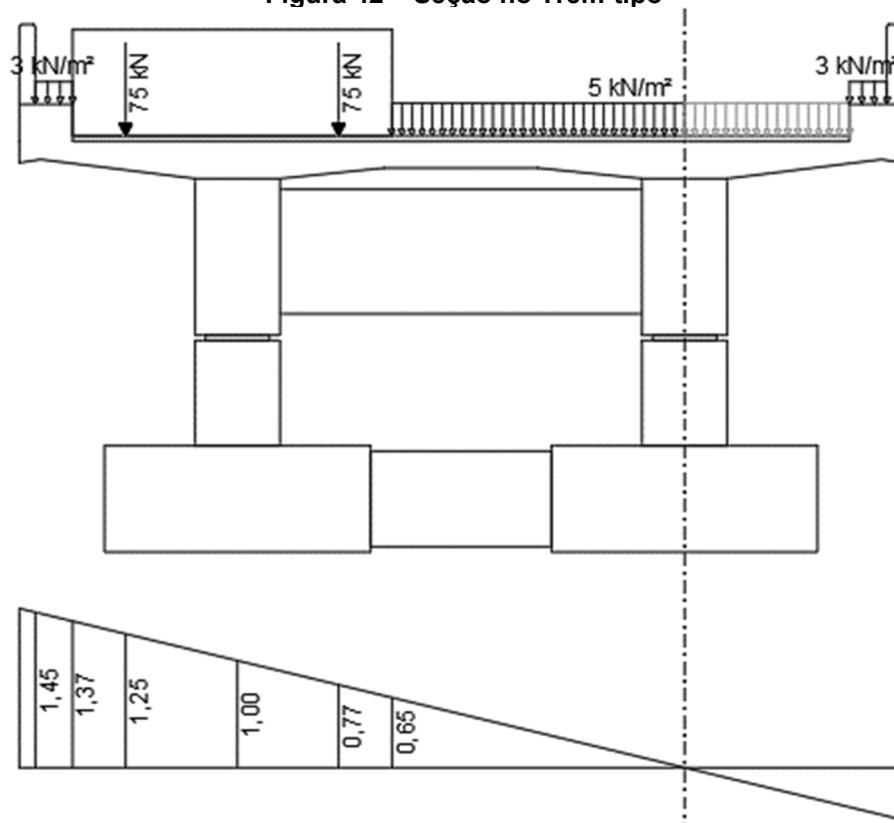


Fonte: Autor (2022)

6.1.2 Carregamento Móvel

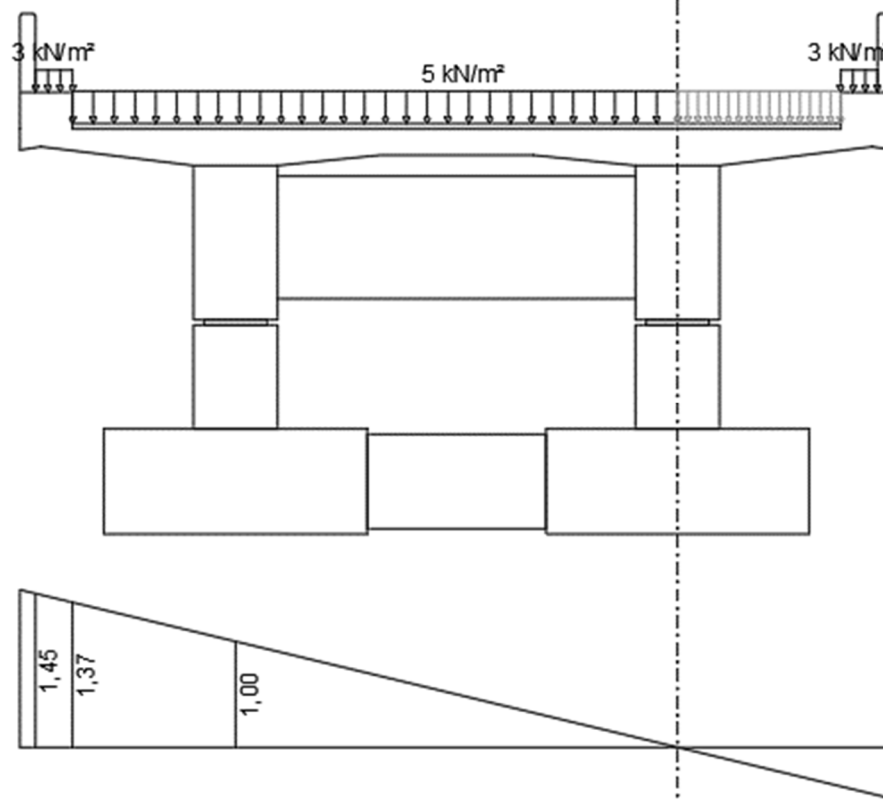
Para a carga móvel foi calculado o trem-tipo longitudinal. Para isso foram feitas duas seções, carga móvel no trem-tipo e carga móvel fora do trem-tipo (Figura 42 e Figura 43), considerando o veículo TB-450 definido no item 2.6.1.3.

Figura 42 – Seção no Trem-tipo



Fonte: Autor (2022)

Figura 43 – Seção Fora do Trem-tipo



Fonte: Autor (2022)

A partir do método das linhas de influência calculam-se as cargas concentrada (Q), distribuídas no nível do pavimento (p') e distribuída no nível do passeio (p). Estas duas cargas distribuídas serão utilizadas para calcular a carga uniformemente distribuída na seção transversal no trem-tipo (q) e carga uniformemente distribuída na seção fora do trem-tipo (q') (Tabela 12 e Tabela 13).

Já nesta etapa serão inseridos os coeficientes de ponderação CIV, CNF e CIA, que resultarão no coeficiente de impacto (Tabela 11). É importante destacar que a carga no nível do passeio não é majorada pelo coeficiente de impacto.

Tabela 11 – Coeficiente de Impacto

COEFICIENTE DE IMPACTO		
CIV	1,29	1,62
CNF	1,00	
CIA	1,25	

Fonte: Autor (2022)

Tabela 12 – Carga Distribuída no Trem-tipo

CARGA MÓVEL NO TREM-TIPO				
	Q (kN)	p (kN/m)	p' (kN/m)	q (kN/m)
NÃO MAJORADO	151,50	1,48	4,47	5,95
MAJORADO	245,14	1,48	7,23	8,71

Fonte: Autor (2022)

Tabela 13 – Carga Distribuída Fora do Trem-tipo

CARGA MÓVEL FORA DO TREM-TIPO				
	Q (kN)	p (kN/m)	p' (kN/m)	q' (kN/m)
NÃO MAJORADO	151,50	1,48	19,69	21,17
MAJORADO	245,14	1,48	31,87	33,35

Fonte: Autor (2022)

Para facilitar a modelagem da carga móvel, ainda é possível homogeneizar o trem-tipo, de acordo com a equação abaixo, reduzindo a carga pontual e mantendo a carga uniformemente distribuída fora do trem-tipo em toda a ponte.

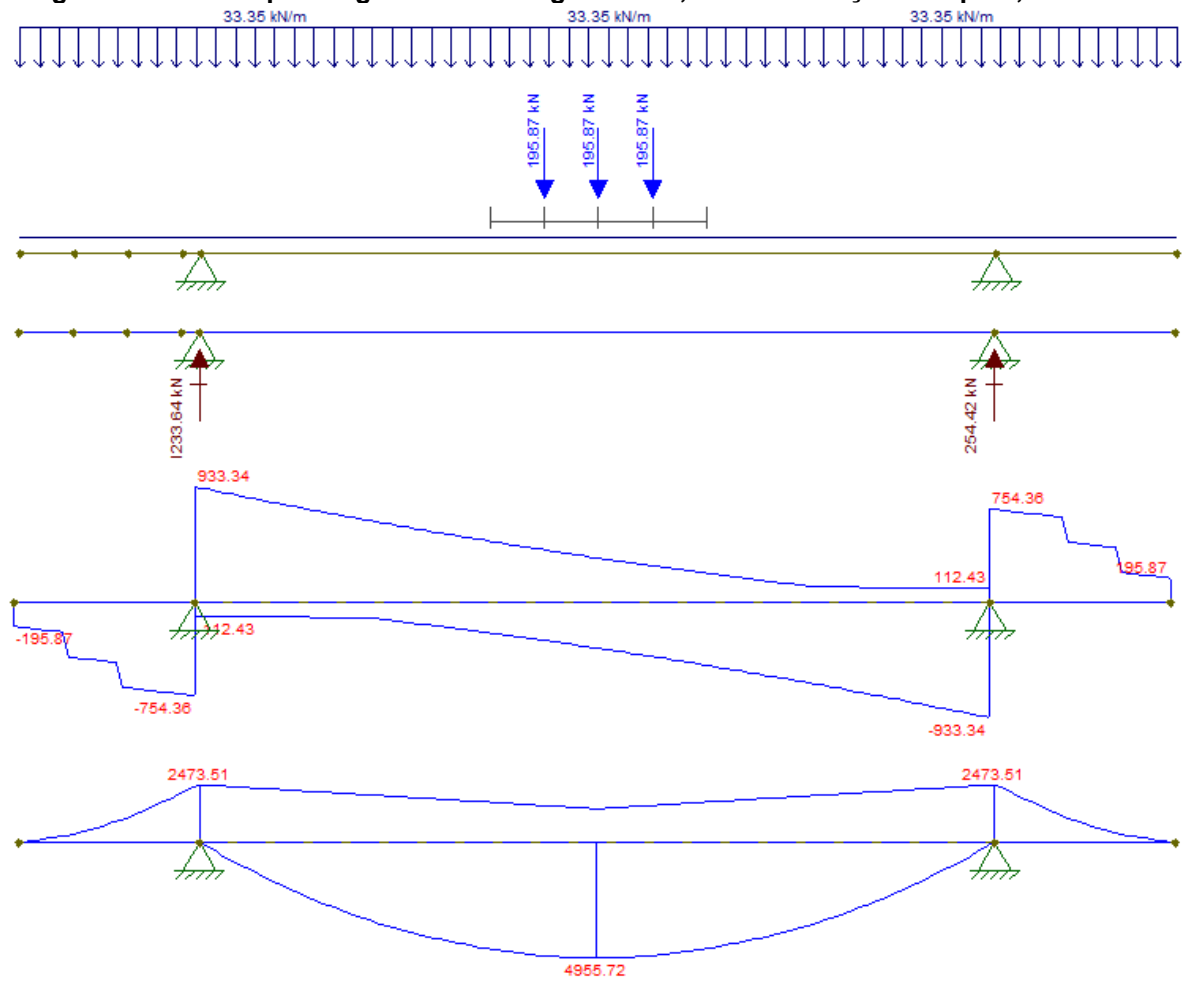
$$Q_{simplificado} = Q - \frac{(q' - q) \cdot 6}{3} \quad (56)$$

Tabela 14 – Carga Móvel Homogeneizada

TREM-TIPO LINEARIZADO	
P (kN)	p (kN/m)
195,87	33,35

Fonte: Autor (2022)

Figura 44 – Trem-tipo Longitudinal Homogeneizado, Máxima Reação de Apoio, EEC e EMF



Fonte: Autor (2022)

6.2 SAP 2000

No modelo criado no SAP 2000 foi feita uma análise das cargas provenientes dos esforços horizontais, neste caso a frenagem/aceleração e o vento. Para isso a estrutura foi elaborada considerando longarinas, transversinas e pilares como *frames* e a laje como *shell*.

Antes de criar o modelo é necessário calcular os esforços de frenagem e vento, utilizando a metodologia de cálculo definida nos itens 2.6.2.1 e 2.6.2.3 respectivamente. Para a inserção das cargas no modelo, a frenagem será considerada como uma carga por metro quadrado, direcionada no eixo X, enquanto o vento será inserido como uma carga pontual nos nós do *shell*. Sendo assim, os esforços encontrados estão dispostos na Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 15 – Carga Devido ao Esforço de Frenagem/Aceleração

FRENAGEM/ACELERAÇÃO				
B (m)	L (m)	CNF	Hf ≥ 135 (kN)	Hf (kN/m²)
7,30	32,00	1,00	135,00	0,58

Fonte: Autor (2022)

Tabela 16 – Carga Devido ao Esforço do Vento

VENTO	
V ₀ (m/s)	35,00
S ₁	1,00
S ₂	1,04
S ₃	1,10
V _k (m/s)	40,04
q _v (kN/m²)	0,98
h/L1	0,16
L1/L2	3,86
C _a	1,24
F _a (kN)	113,84
F _{a,base} (kN)	204,51
F _{a,base} (kN/m)	6,39
Nós (Shell)	129
F _{a,base} (kN)	1,59

Fonte: Autor (2022)

Com relação a carga de vento, foi feita uma consideração referente ao local de aplicação da carga. Normalmente no dimensionamento de uma ponte, o vento é aplicado transversalmente no tabuleiro, que é sustentado pela longarina, e neste caso possui 1,82 m de altura. Entretanto pela forma como a ponte foi modelada no SAP, a laje fica posicionada logo acima dos pilares, ou seja, na base da longarina. Com isso, foi calculada uma carga equivalente (F_{a,base}), considerando a altura da viga. Este carregamento foi aplicado no modelo do SAP 2000.

Outra consideração importante é a altura para análise dos pilares. Será utilizado o conceito de comprimento equivalente disposto na NBR 6118 (2014). O pilar é engastado na base e livre no topo, portanto a equação utilizada é a seguinte:

$$L_e = k \cdot L \quad (57)$$

Onde:

L_e = Comprimento efetivo do pilar;

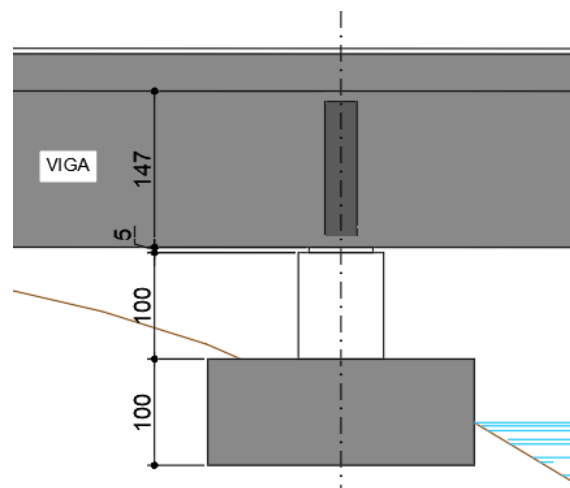
k = Coeficiente adimensional;

L = Distância entre eixos dos elementos ao qual o pilar está vinculado;

Importante destacar que o comprimento L adotado será do centro do bloco de fundação ao centro da viga no topo do pilar, apesar desta ligação superior ser livre pelo neoprene. A análise será feita dessa forma para aumentar os esforços atuantes no pilar, visto que o elemento é muito curto, com apenas 1,00 m de altura.

Para a análise estrutural dos carregamentos no SAP o coeficiente k é igual a 1, e posteriormente para a verificação do pilar, k será igual a 2. Sendo assim, o cálculo do comprimento equivalente está disposto abaixo.

Figura 45 – Vinculações e Dimensões do Pilar



Fonte: Autor (2022)

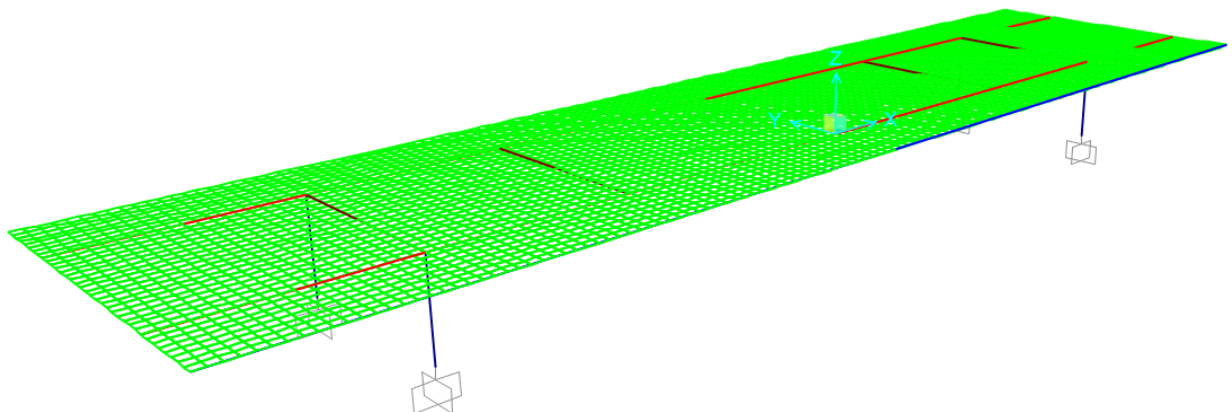
$$Le = k \cdot L$$

$$Le = 1,2,285$$

$$Le = 2,285m$$

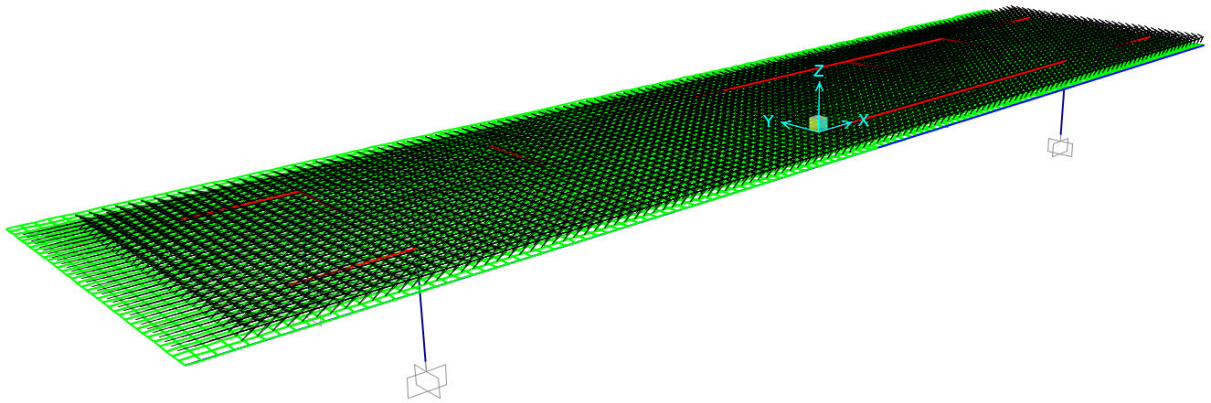
Sendo assim, o modelo elaborado está ilustrado pela Figura 46.

Figura 46 – Modelo Tridimensional SAP 2000



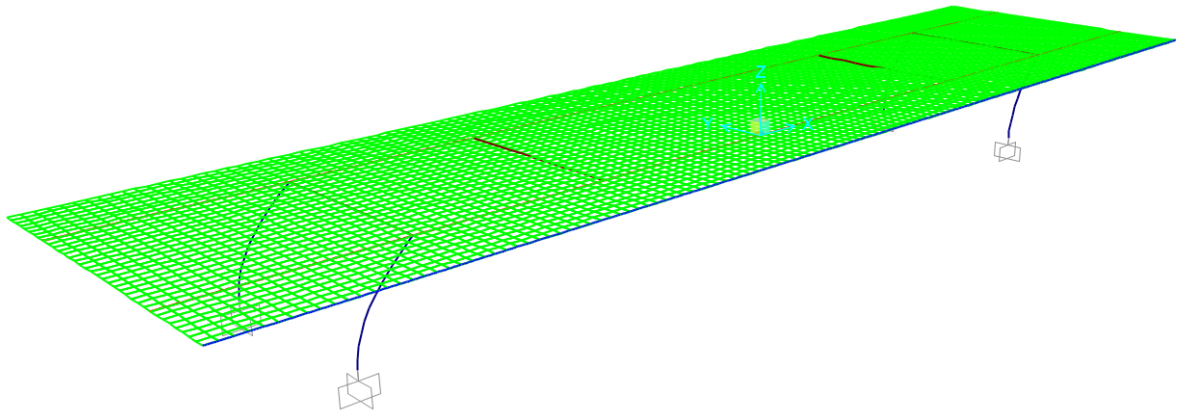
Fonte: Autor (2022)

Figura 47 – Aplicação da Carga de Frenagem/Aceleração



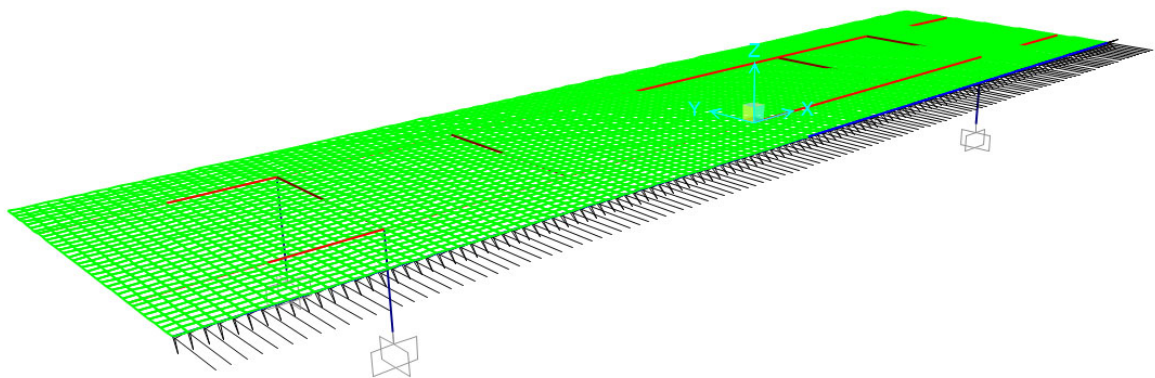
Fonte: Autor (2022)

Figura 48 – Deformada Devido a Frenagem/Aceleração



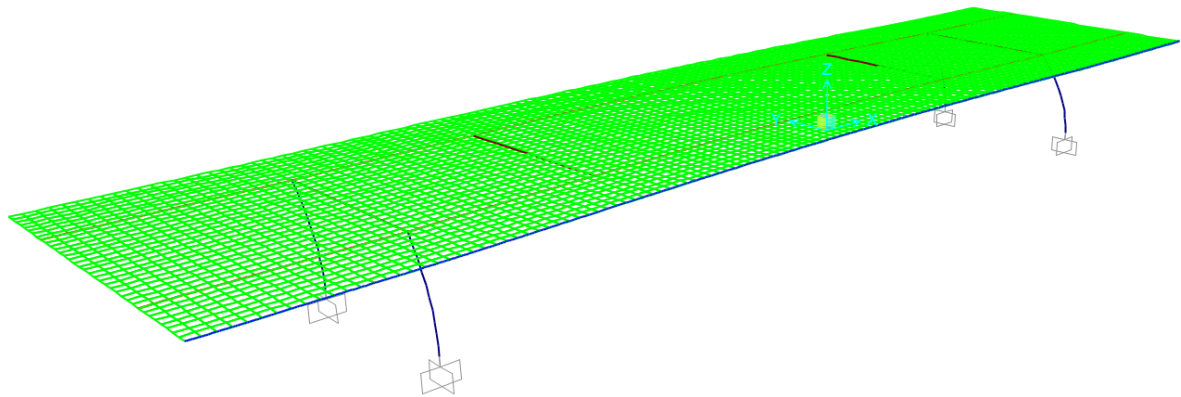
Fonte: Autor (2022)

Figura 49 – Aplicação da Carga do Vento



Fonte: Autor (2022)

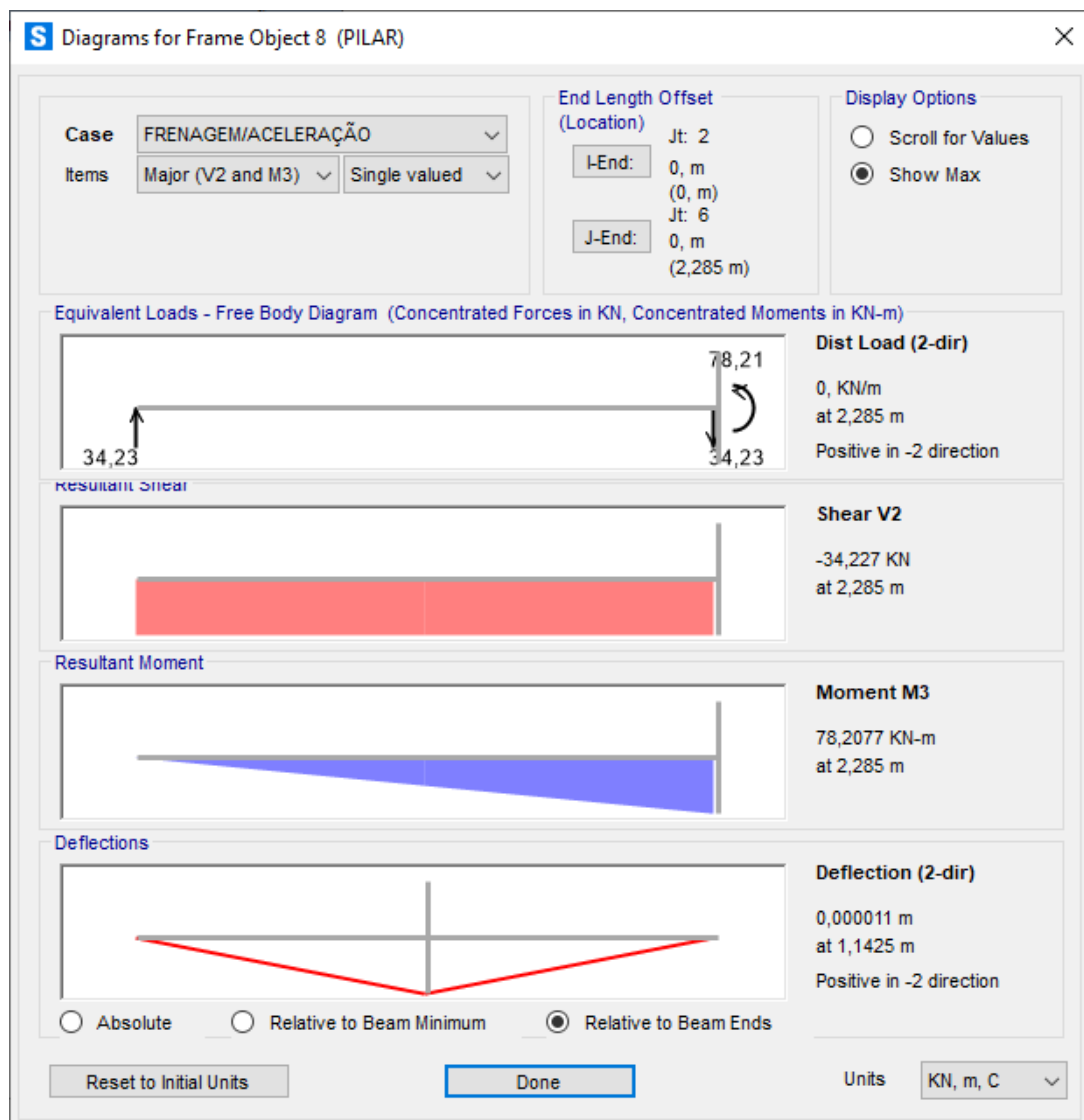
Figura 50 – Deformada Devido ao Vento



Fonte: Autor (2022)

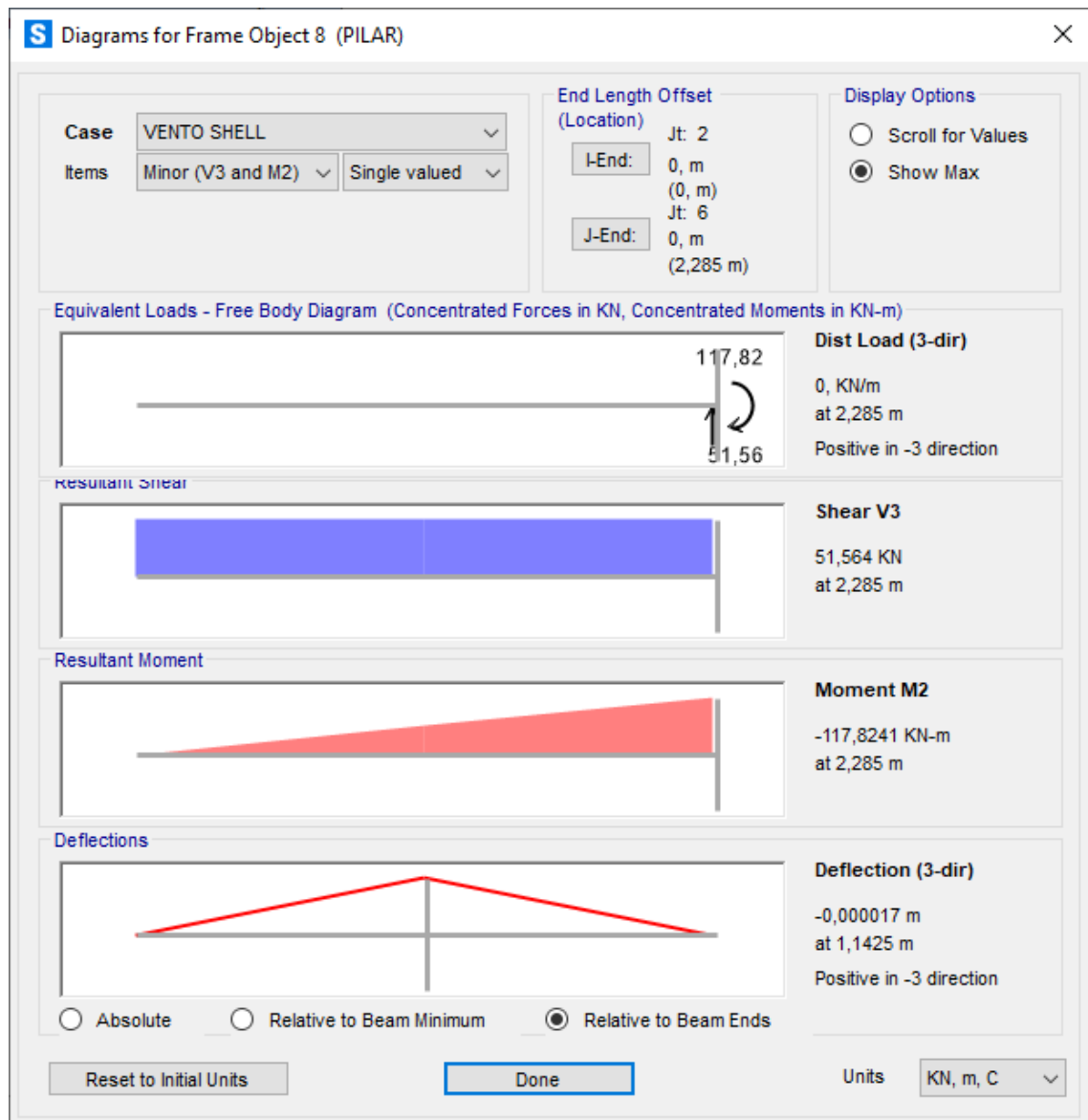
A partir deste modelo retirou-se os esforços referentes ao momento fletor resultante da frenagem/aceleração e vento, conforme a Figura 51 e Figura 52.

Figura 51 – Esforços Resultantes da Frenagem/Aceleração



Fonte: Autor (2022)

Figura 52 – Esforços Resultantes do Vento



Fonte: Autor (2022)

7 RESULTADOS E ANÁLISES

7.1 VERIFICAÇÃO DO PILAR

Previamente ao dimensionamento do reforço estrutural, será feita uma verificação dos esforços encontrados no pilar existente, conforme procedimento no item 2.10.4, com o objetivo de comparar os esforços na seção original e situações com a seção degradada. A verificação seguirá o disposto na norma de concreto armado NBR 6118 (2014) e outras normas necessárias já dispostas no item 2.9.

Primeiramente devem ser combinadas as ações calculadas anteriormente, utilizando o procedimento descrito na NBR 8681 (2003), buscando abranger o maior número possível de situações as quais o pilar estará submetido. Neste caso será usada a combinação última normal, já definida no item 2.6.3. Abaixo encontram-se os parâmetros e coeficientes utilizados no cálculo.

Tabela 17 – Esforços Verticais e Horizontais

REAÇÕES					
VERTICAIS			HORIZONTAIS		
Tipo	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Tipo	Nk (kN)	Mk (kN.m)
Peso Próprio	1048,32	0,00	Vento	0,00	117,82
Móvel	1233,64	0,00	Frenagem	0,00	78,21

Fonte: Autor (2022)

Tabela 18 – Coeficientes de Ponderação

COEF. PONDERAÇÃO			
Símbolo	Tipo	Favorável	Desfavorável
γ_{gi}	Permanente	1,0	1,35
γ_q	Móvel/Frenagem	--	1,5
γ_q	Vento	--	1,4
ψ_{0j}	Móvel/Frenagem	--	0,7
ψ_{0j}	Vento	--	0,6

Fonte: Adaptado NBR 8681 (2003)

Tabela 19 – Combinações para Esforço Normal

COMBINAÇÃO - ESFORÇO NORMAL					
C	Permanente	Variável P	Variável S	Variável S	Nd (kN)
C1	PP	Móvel	Vento	--	3265,69
C2	PP	Móvel	Frenagem	--	3265,69
C3	PP	Móvel	Vento	Frenagem	3265,69
C4	PP - Desfavorável	Vento	--	--	1415,23
C5	PP - Desfavorável	Vento	Móvel	--	2624,20
C6	PP - Desfavorável	Vento	Móvel	Frenagem	2624,20
C7	PP - Favorável	Vento	Móvel	--	2257,29
C8	PP - Favorável	Vento	Móvel	Frenagem	2257,29
C9	PP	Frenagem	Móvel	--	2710,55
C10	PP	Frenagem	Móvel	Vento	2710,55

Fonte: Autor (2022)

Tabela 20 – Combinações para Momento Fletor

COMBINAÇÃO - MOMENTO FLETOR						
C	Permanente	Variável P	Variável S	Variável S	Mxd (kN.m)	Myd (kN.m)
C1	PP	Móvel	Vento	--	--	106,04
C2	PP	Móvel	Frenagem	--	82,12	--
C3	PP	Móvel	Vento	Frenagem	106,04	82,12
C4	PP - Desfavorável	Vento	--	--	--	164,95
C5	PP - Desfavorável	Vento	Móvel	--	--	164,95
C6	PP - Desfavorável	Vento	Móvel	Frenagem	164,95	76,64
C7	PP - Favorável	Vento	Móvel	--	--	164,95
C8	PP - Favorável	Vento	Móvel	Frenagem	164,95	76,64
C9	PP	Frenagem	Móvel	--	117,31	--
C10	PP	Frenagem	Móvel	Vento	117,31	106,04

Fonte: Autor (2022)

Após combinar os esforços normais e momento fletor, calculam-se as excentricidades de primeira ordem, segunda ordem e fluência, com o objetivo de encontrar a excentricidade total do pilar. E com isso calcula-se o momento solicitante de cálculo M_d caso for flexo compressão normal (FCN) ou M_{xd} e M_{yd} caso for flexo compressão oblíqua (FCO).

Tabela 21 – Informações da Seção Original do Pilar

DADOS		SEÇÃO	
Fck (Mpa)	25	TIPO	Extremidade
Fcd (kN/cm ²)	1,79	b (cm)	80
Aço CA	50	h (cm)	80
Fyk (Mpa)	500		
Fyd (kN/cm ²)	43,48		
ϕ infinito	2,5		
Ecs (kN/m ²)	23800000		
Classe de Agressividade	CAA III		

↓

Cobrimento (cm)	4,00	3,50
-----------------	------	------

Fonte: Autor (2022)

Tabela 22 – Excentricidades e Esforços Combinação C1

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C1	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	3265,69
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	106,04
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	143,35
ei (cm)	3,25	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	4,39	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm ²)	2,01
e1 (cm)	4,39	As,ef (cm ²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
$\lambda > 50$	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ_1	42,81		
$\lambda > \lambda_1$	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	4,39		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	4,39		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 23 – Excentricidades e Esforços Combinação C2

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C2	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	3265,69
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	82,12
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	127,36
ei (cm)	2,51	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	3,66	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm²)	2,01
e1 (cm)	3,90	As,ef (cm²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
λ > 50	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	42,68		
λ > λ1	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	3,90		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	3,90		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 24 – Excentricidades e Esforços Combinação C3

EXCENTRICIDADES			
COMPRIMENTO EFETIVO			
L (cm)	228,50		
k	2		
Le (cm)	457,00		
PRIMEIRA ORDEM (e1)			
eix (cm)	3,25	ei y (cm)	2,51
eax (cm)	1,14	eay (cm)	1,14
eix+eax (cm)	4,39	ei y+eay (cm)	3,66
e1x,min (cm)	3,90	e1 y,min (cm)	3,90
e1x (cm)	4,39	e1 y (cm)	3,90
FLUÊNCIA (ec)			
λ	19,77		
λ > 50	ONSIDERAR		
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	42,68		
λ > λ1	ONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1x (cm)	4,39	e1 y (cm)	3,90
ecx (cm)	0,00	ecy (cm)	0,00
e2x (cm)	0,00	e2y (cm)	0,00
ex (cm)	4,39	ey (cm)	3,90

VERIFICAÇÃO - C3	
ESFORÇOS	
Tipo	FCO
Nd (kN)	3265,69
Mxd,eng (kN.m)	106,04
Myd,eng (kN.m)	82,12
Mxd,total (kN.m)	143,35
Myd,total (kN.m)	127,36
ARMADURA LONGITUDINAL	
Ølong (mm)	16,00
Quant. barras (un)	24
As,barra (cm²)	2,01
As,ef (cm²)	48,24
ARMADURA TRANSVERSAL	
Øtransv (mm)	8,00
Quant. barras (un)	6

Fonte: Autor (2022)

Tabela 25 – Excentricidades e Esforços Combinação C4

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C4	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	1415,23
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	164,95
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	181,12
ei (cm)	11,66	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	12,80	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm²)	2,01
e1 (cm)	12,80	As,ef (cm²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
λ > 50	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	45,00		
λ > λ1	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	12,80		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	12,80		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 26 – Excentricidades e Esforços Combinação C5

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C5	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	2624,20
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	164,95
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	194,93
ei (cm)	6,29	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	7,43	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm²)	2,01
e1 (cm)	7,43	As,ef (cm²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
λ > 50	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	43,60		
λ > λ1	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	7,43		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	7,43		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 27 – Excentricidades e Esforços Combinação C6

EXCENTRICIDADES			
COMPRIMENTO EFETIVO			
L (cm)	228,50		
k	2		
Le (cm)	457,00		
PRIMEIRA ORDEM (e1)			
eix (cm)	6,29	eiy (cm)	2,92
eax (cm)	1,14	eay (cm)	1,14
eix+eax (cm)	7,43	eiy+eay (cm)	4,06
e1x,min (cm)	3,90	e1y,min (cm)	3,90
e1x (cm)	7,43	e1y (cm)	4,06
FLUÊNCIA (ec)			
λ	19,77		
$\lambda > 50$	ONSIDERAR		
SEGUNDA ORDEM (e2)			
α_b	0,60		
λ_1	42,72		
$\lambda > \lambda_1$	ONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1x (cm)	7,43	e1y (cm)	4,06
ecx (cm)	0,00	ecy (cm)	0,00
e2x (cm)	0,00	e2y (cm)	0,00
ex (cm)	7,43	ey (cm)	4,06

VERIFICAÇÃO - C6	
ESFORÇOS	
Tipo	FCO
Nd (kN)	2624,20
Mxd,eng (kN.m)	164,95
Myd,eng (kN.m)	76,64
Mxd,total (kN.m)	194,93
Myd,total (kN.m)	106,62
ARMADURA LONGITUDINAL	
$\varnothing_{long}$ (mm)	16,00
Quant. barras (un)	24
As,barra (cm²)	2,01
As,ef (cm²)	48,24
ARMADURA TRANSVERSAL	
$\varnothing_{transv}$ (mm)	8,00
Quant. barras (un)	6

Fonte: Autor (2022)

Tabela 28 – Excentricidades e Esforços Combinação C7

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C7	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	2257,29
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	164,95
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	190,74
ei (cm)	7,31	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	8,45	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm²)	2,01
e1 (cm)	8,45	As,ef (cm²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
λ > 50	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	43,87		
λ > λ1	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	8,45		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	8,45		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 29 – Excentricidades e Esforços Combinação C8

EXCENTRICIDADES			
COMPRIMENTO EFETIVO			
L (cm)	228,50		
k	2		
Le (cm)	457,00		
PRIMEIRA ORDEM (e1)			
eix (cm)	7,31	eiy (cm)	3,40
eax (cm)	1,14	eay (cm)	1,14
eix+eax (cm)	8,45	eiy+eay (cm)	4,54
e1x,min (cm)	3,90	e1y,min (cm)	3,90
e1x (cm)	8,45	e1y (cm)	4,54
FLUÊNCIA (ec)			
λ	19,77		
$\lambda > 50$	ONSIDERAR		
SEGUNDA ORDEM (e2)			
α_b	0,60		
λ_1	42,85		
$\lambda > \lambda_1$	ONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1x (cm)	8,45	e1y (cm)	4,54
ecx (cm)	0,00	ecy (cm)	0,00
e2x (cm)	0,00	e2y (cm)	0,00
ex (cm)	8,45	ey (cm)	4,54

VERIFICAÇÃO - C8	
ESFORÇOS	
Tipo	FCO
Nd (kN)	2257,29
Mxd,eng (kN.m)	164,95
Myd,eng (kN.m)	76,64
Mxd,total (kN.m)	190,74
Myd,total (kN.m)	102,43
ARMADURA LONGITUDINAL	
$\varnothing_{long}$ (mm)	16,00
Quant. barras (un)	24
As,barra (cm²)	2,01
As,ef (cm²)	48,24
ARMADURA TRANSVERSAL	
$\varnothing_{transv}$ (mm)	8,00
Quant. barras (un)	6

Fonte: Autor (2022)

Tabela 30 – Excentricidades e Esforços Combinação C9

EXCENTRICIDADES		VERIFICAÇÃO - C9	
COMPRIMENTO EFETIVO		ESFORÇOS	
L (cm)	228,50	Tipo	FCN
k	2	Nd (kN)	2710,55
Le (cm)	457,00	Md,eng (kN.m)	117,31
PRIMEIRA ORDEM (e1)		Md,total (kN.m)	148,28
ei (cm)	4,33	ARMADURA LONGITUDINAL	
ea (cm)	1,14	Ølong (mm)	16,00
ei+ea (cm)	5,47	Quant. barras (un)	24
e1,min (cm)	3,90	As,barra (cm²)	2,01
e1 (cm)	5,47	As,ef (cm²)	48,24
FLUÊNCIA (ec)		ARMADURA TRANSVERSAL	
λ	19,77	Øtransv (mm)	8,00
λ > 50	DESCONSIDERAR	Quant. barras (un)	6
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	43,09		
λ > λ1	DESCONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1 (cm)	5,47		
ec (cm)	0,00		
e2 (cm)	0,00		
e (cm)	5,47		

Fonte: Autor (2022)

Tabela 31 – Excentricidades e Esforços Combinação C10

EXCENTRICIDADES			
COMPRIMENTO EFETIVO			
L (cm)	228,50		
k	2		
Le (cm)	457,00		
PRIMEIRA ORDEM (e1)			
eix (cm)	4,33	eiy (cm)	3,91
eax (cm)	1,14	eay (cm)	1,14
eix+eax (cm)	5,47	eiy+eay (cm)	5,05
e1x,min (cm)	3,90	e1y,min (cm)	3,90
e1x (cm)	5,47	e1y (cm)	5,05
FLUÊNCIA (ec)			
λ	19,77		
λ > 50	ONSIDERAR		
SEGUNDA ORDEM (e2)			
αb	0,60		
λ1	42,98		
λ > λ1	ONSIDERAR		
EXCENTRICIDADE TOTAL			
e1x (cm)	5,47	e1y (cm)	5,05
ecx (cm)	0,00	ecy (cm)	0,00
e2x (cm)	0,00	e2y (cm)	0,00
ex (cm)	5,47	ey (cm)	5,05

VERIFICAÇÃO - C10	
ESFORÇOS	
Tipo	FCO
Nd (kN)	2710,55
Mxd,eng (kN.m)	117,31
Myd,eng (kN.m)	106,04
Mxd,total (kN.m)	148,28
Myd,total (kN.m)	137,01
ARMADURA LONGITUDINAL	
Ølong (mm)	16,00
Quant. barras (un)	24
As,barra (cm²)	2,01
As,ef (cm²)	48,24
ARMADURA TRANSVERSAL	
Øtransv (mm)	8,00
Quant. barras (un)	6

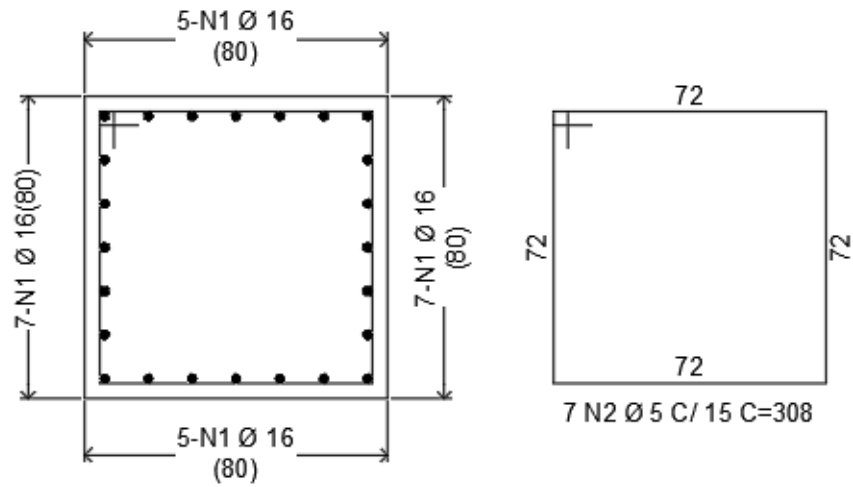
Fonte: Autor (2022)

Com as informações expostas na Tabela 23 a Tabela 31, usou-se o *software* GaLa para verificar os esforços, de acordo com o tipo de flexão, FCN ou FCO.

É importante observar que o GaLa não utiliza as normas brasileiras para seus cálculos, sendo assim adotou-se a Eurocode já que é a normativa que mais se aproxima da NBR.

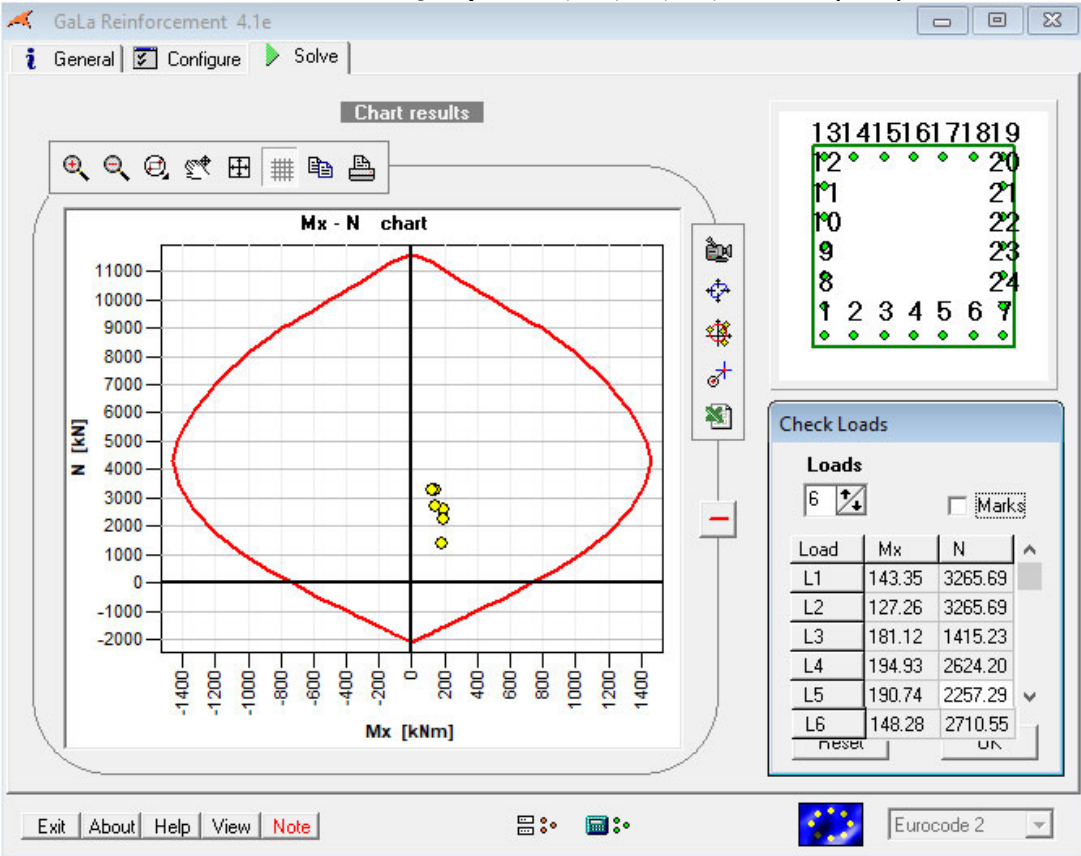
Desta forma as combinações C1, C2, C4, C5, C7 e C9 caracterizam-se em FCN (Gráfico 1) e as combinações C3, C6, C8 e C10 em FCO (Gráfico 2).

Figura 53 – Seção Original

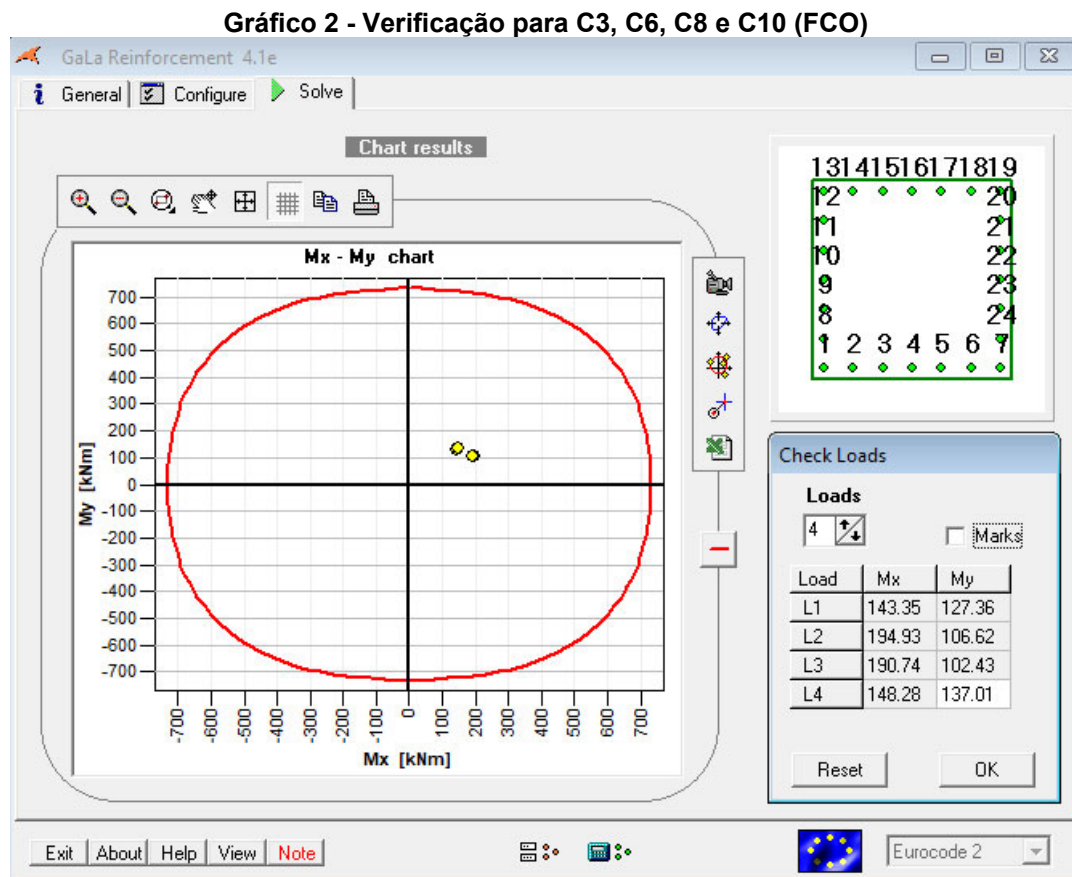


Fonte: Autor (2022)

Gráfico 1 - Verificação para C1, C2, C4, C5, C7 e C9 (FCN)



Fonte: Autor (2022)



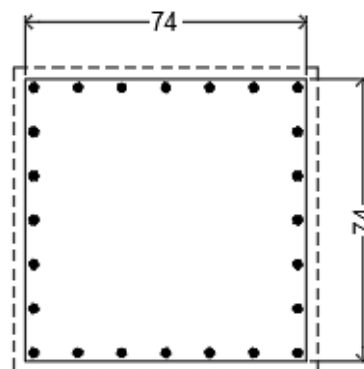
Fonte: Autor (2022)

Analisando o Gráfico 1 e Gráfico 2, percebe-se que no pilar com seção íntegra, ou seja, em uma situação de projeto, os esforços atendem e ficam distantes do limite de equilíbrio da seção, mostrando que seu dimensionamento foi feito atendendo a todos os esforços aos quais o pilar está submetido.

Após a verificação do pilar original, foram propostas três situações de degradação do pilar, de acordo com o observado *in loco*.

- Situação 1: -3 cm de concreto em todas as faces do pilar;

Figura 54 – Seção do Pilar para Situação 1

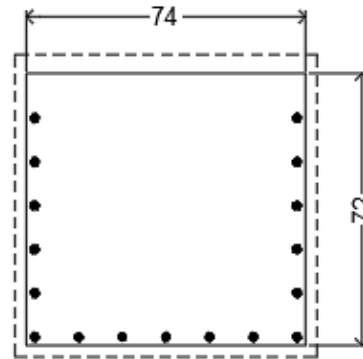


---- Seção original

Fonte: Autor (2022)

- Situação 2: -3 cm de concreto em três faces; -5 cm de concreto e -7 barras de aço em uma face;

Figura 55 – Seção do Pilar para Situação 2

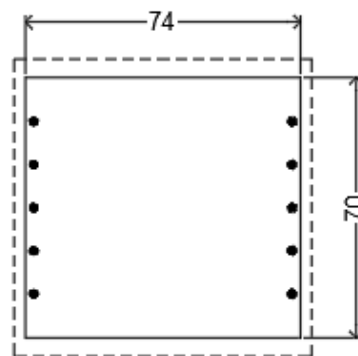


---- Seção original

Fonte: Autor (2022)

- Situação 3: -3 cm de concreto em duas faces; -5 cm de concreto e - 7 barras de aço em duas faces;

Figura 56 – Seção do Pilar para Situação 3

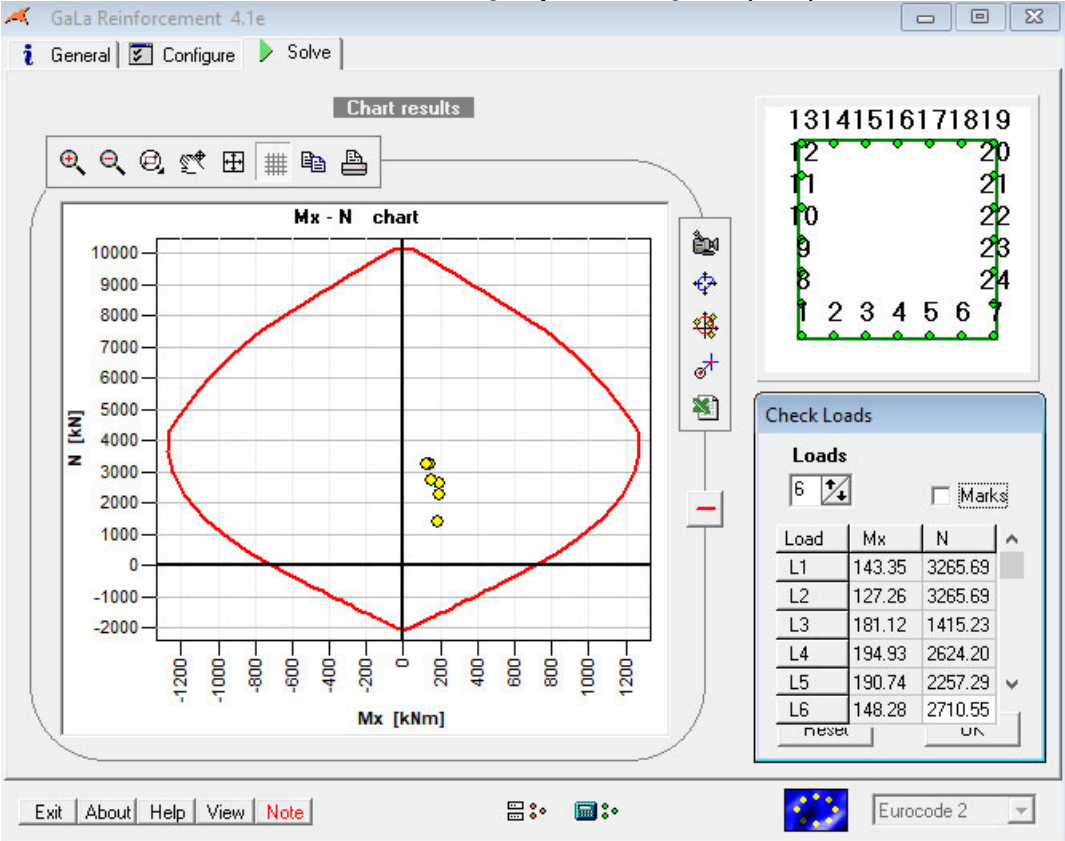


---- Seção original

Fonte: Autor (2022)

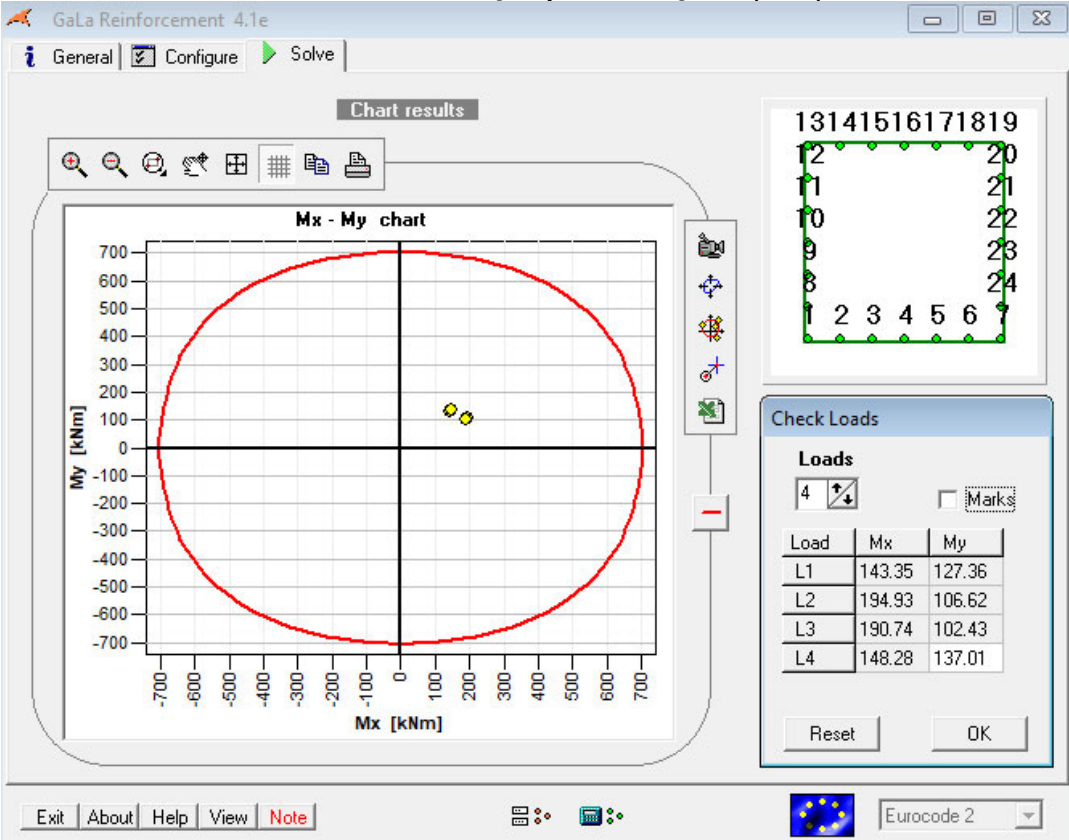
Desta forma, também foram feitas verificações com os esforços encontrados nas situações propostas anteriormente.

Gráfico 3 - Verificação para Situação 1 (FCN)



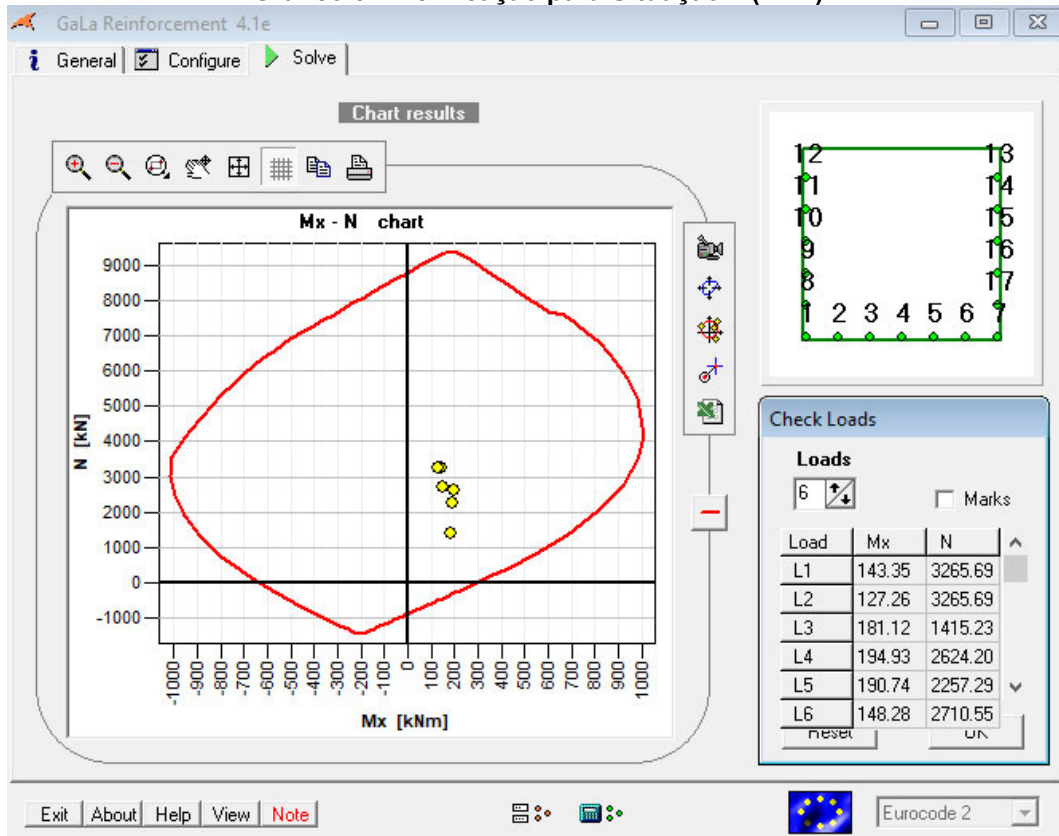
Fonte: Autor (2022)

Gráfico 4 – Verificação para Situação 1 (FCO)



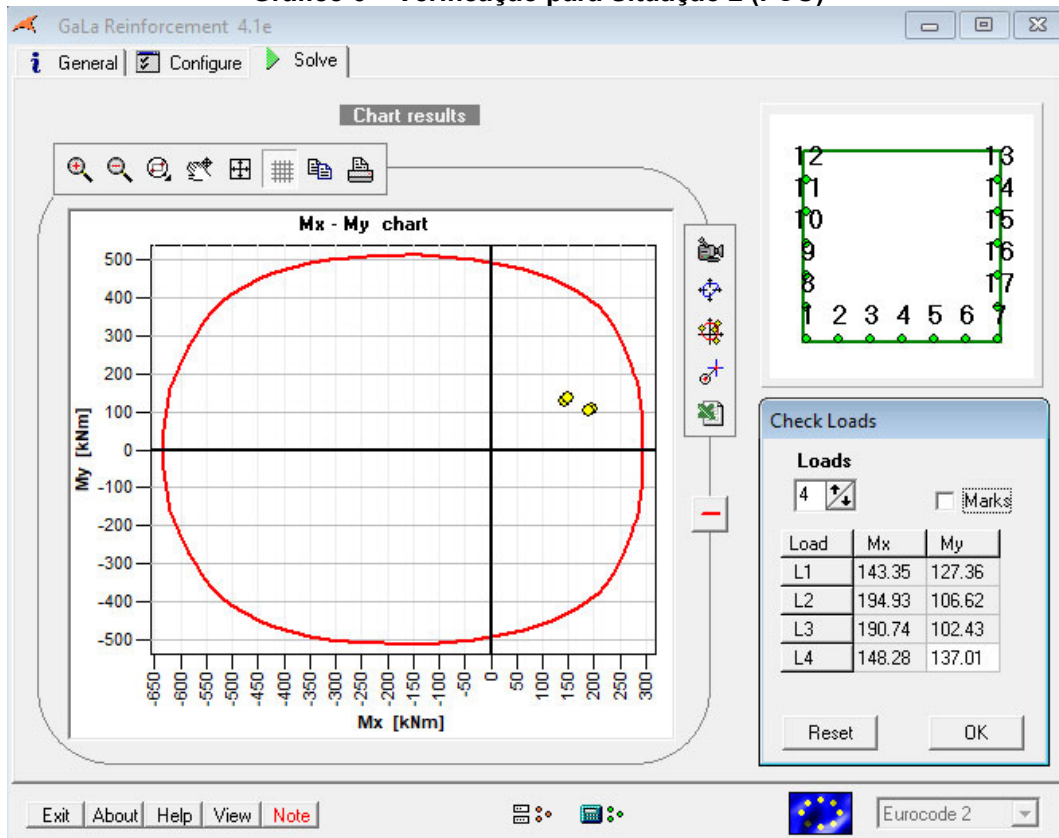
Fonte: Autor (2022)

Gráfico 5 – Verificação para Situação 2 (FCN)



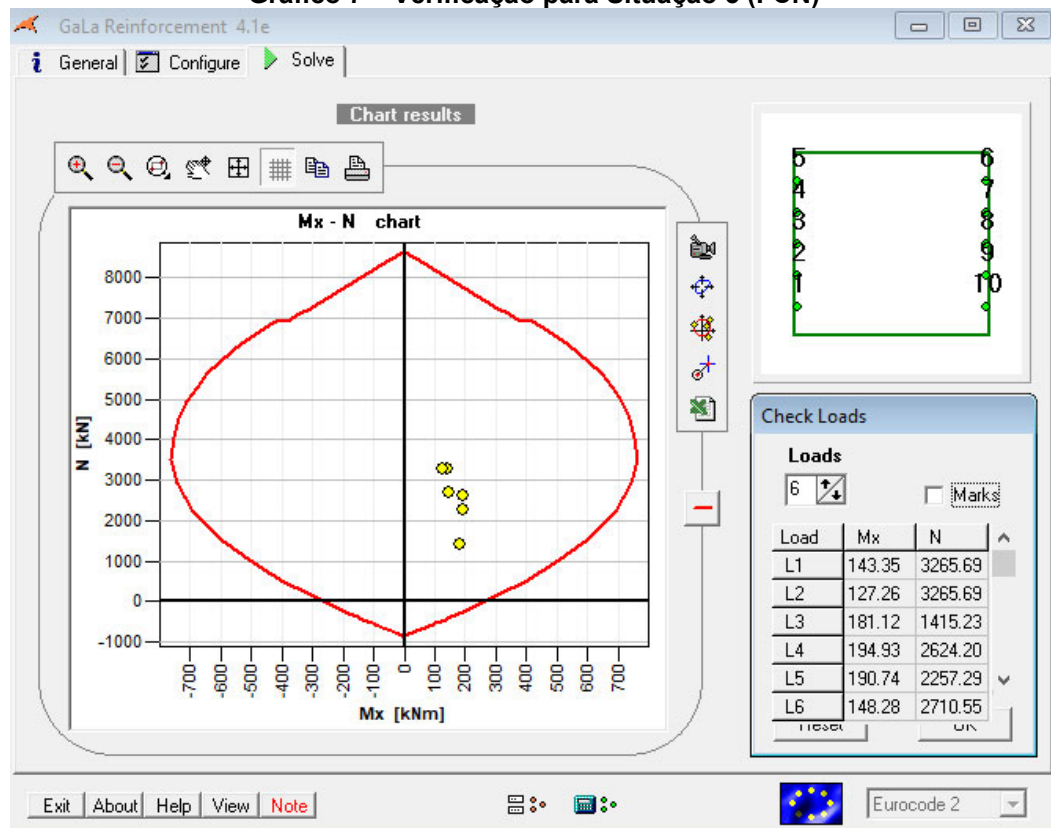
Fonte: Autor (2022)

Gráfico 6 – Verificação para Situação 2 (FCO)



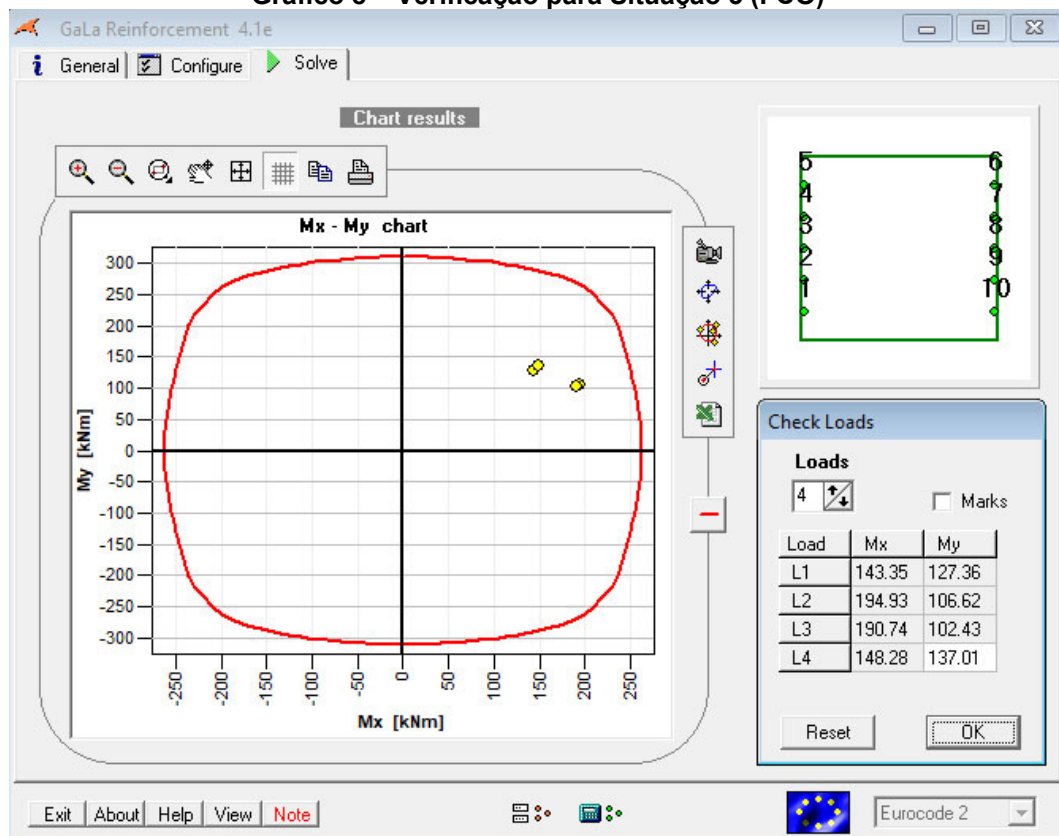
Fonte: Autor (2022)

Gráfico 7 – Verificação para Situação 3 (FCN)



Fonte: Autor (2022)

Gráfico 8 – Verificação para Situação 3 (FCO)



Fonte: Autor (2022)

Na situação 1, Gráfico 3 e Gráfico 4, pode-se notar que a perda de resistência não é muito significativa, tendo em vista que os esforços continuam com uma margem considerável do limite de equilíbrio, devido a perda apenas de concreto, sem perda de armadura.

Pela análise da situação 2 (Gráfico 5 e Gráfico 6), com a retirada de 7 barras de aço, já é perceptível a perda de resistência do pilar para ambos os casos de flexão, FCN e FCO, principalmente para a flexão oblíqua. Para a situação 3 (Gráfico 7 e Gráfico 8), retirando 14 barras aço, chega-se no cenário mais grave, com os esforços muito próximos do limite de equilíbrio da seção do pilar.

O fato dos esforços se aproximarem do limite, mas não o cruzarem, poderia significar para alguns que ainda não haveria necessidade de reforçar o elemento. Entretanto o reforço estrutural é uma forma de prevenir que a estrutura perca sua funcionalidade ou entre em colapso, já que não é possível executar o reforço em um elemento estrutural inutilizável. Sendo assim, os gráficos obtidos no GaLa fornecem uma ótima justificativa para reforçar os pilares.

7.2 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO POR ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO (PREC)

O procedimento de cálculo do reforço com encamisamento de concreto armado seguirá o descrito no item 2.10.5. Como já mencionado este processo considera três fases distintas do pilar: fase de projeto, atual e reforço.

O reforço será dimensionado para a pior situação de degradação apresentada, neste caso a situação 3, -3 cm de concreto em duas faces e -5 cm de concreto e -7 barras de aço em duas faces. Desta forma o cálculo do reforço está exposto a seguir.

Tabela 32 – Características de Cada Fase do Dimensionamento

CARACTERÍSTICAS - PILAR					
FASE PROJETO		FASE ATUAL		FASE REFORÇO	
b (cm)	80,00	b (cm)	74,00	b (cm)	100,00
h (cm)	80,00	h (cm)	70,00	h (cm)	100,00
Aço CA-50	500	Aço CA-50	500	Aço CA-50	500
F _{sc} (kN/cm ²)	42,00	F _{sc} (kN/cm ²)	42,00	F _{sc} (kN/cm ²)	42,00
F _{yd} (kN/cm ²)	43,48	F _{yd} (kN/cm ²)	43,48	F _{yd} (kN/cm ²)	43,48
E _s (kN/cm ²)	21000	E _s (kN/cm ²)	21000	E _s (kN/cm ²)	21000
F _{ck} (kN/cm ²)	2,50	F _{ck} (kN/cm ²)	2,50	F _{ck} (kN/cm ²)	3,00
F _{cd} (kN/cm ²)	1,79	F _{cd} (kN/cm ²)	1,79	F _{cd} (kN/cm ²)	2,14
N _{do} (kN)	3265,69	Quant. barras (un)	10	Ag (cm ²)	3600,00
Quant. barras (un)	24	ø Long (mm)	16,00		
ø Long (mm)	16,00	A _{st} (cm ²)	20,11		
A _{st} (cm ²)	48,25	Ag (cm ²)	5180,00		
Ag (cm ²)	6400,00	ρ _g	0,0039		
ρ _g	0,0075				

Fonte: Autor (2022)

Para a capa de concreto foram adotados 10 cm, com F_{ck} superior ao pilar original, neste caso usado F_{ck} igual a 30 MPa.

Tabela 33 – Dimensionamento do PREC

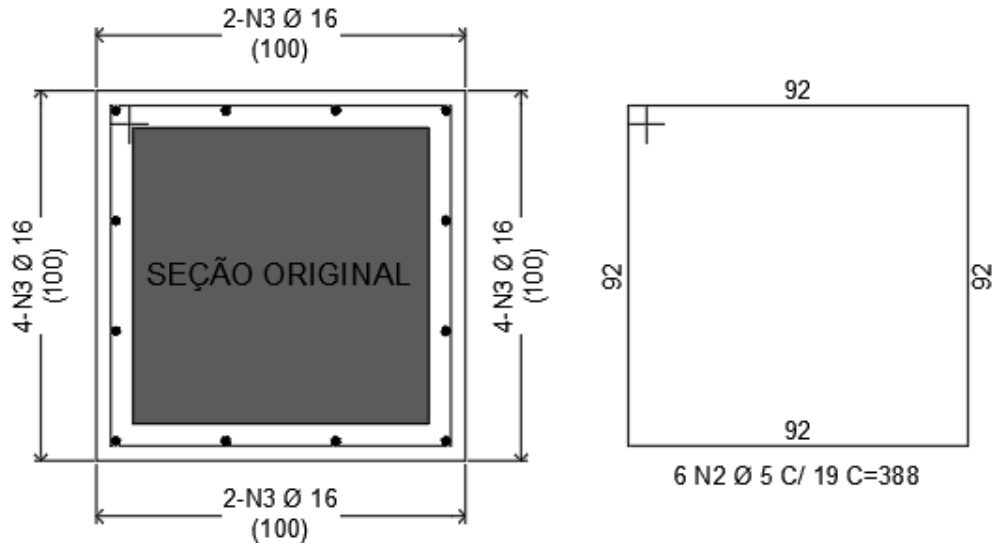
DIMENSIONAMENTO			
NORMAIS		ARMADURA LONGITUDINAL	
N _{d,cen,proj} (kN)	11740,99	N _d (kN)	1765,69
N _{d,cen,at} (kN)	8706,96	A _{st,min} (cm ²)	6,09
γ _f [*]	3,60	Verificação A _{st}	OK
N _{do,at} (kN)	2421,79	ø adotado (mm)	16,00
Perda resistência (%)	25,84	Quant. barras (un)	11,00
DEFORMAÇÃO DA SEÇÃO		ARMADURA TRANSVERSAL	
η	13,84	Vão Face a Face	100
α	1,05		20
V _{eq,cen}	0,54	Espaç. Máximo (cm)	100
ε _{at} (%)	0,74		19,2
Δε (%)	1,26	Quant. barras (Ø5mm)	6
REFORÇO			
K _{ref}	0,38		
σ _{ref} (kN/cm ²)	26,54		
A _{st,ref} (cm ²)	21,19		

Fonte: Autor (2022)

Como resultado do dimensionamento tem-se a necessidade de adição de 21,19 cm² de área de aço para a capa de 10 cm de concreto. Sendo assim, chegou-se a uma seção de 100x100 cm, com o total de 11 barras de 16 mm, entretanto serão

adotadas 12 barras para manter a simetria da seção. A seguir está representada a seção reforçada.

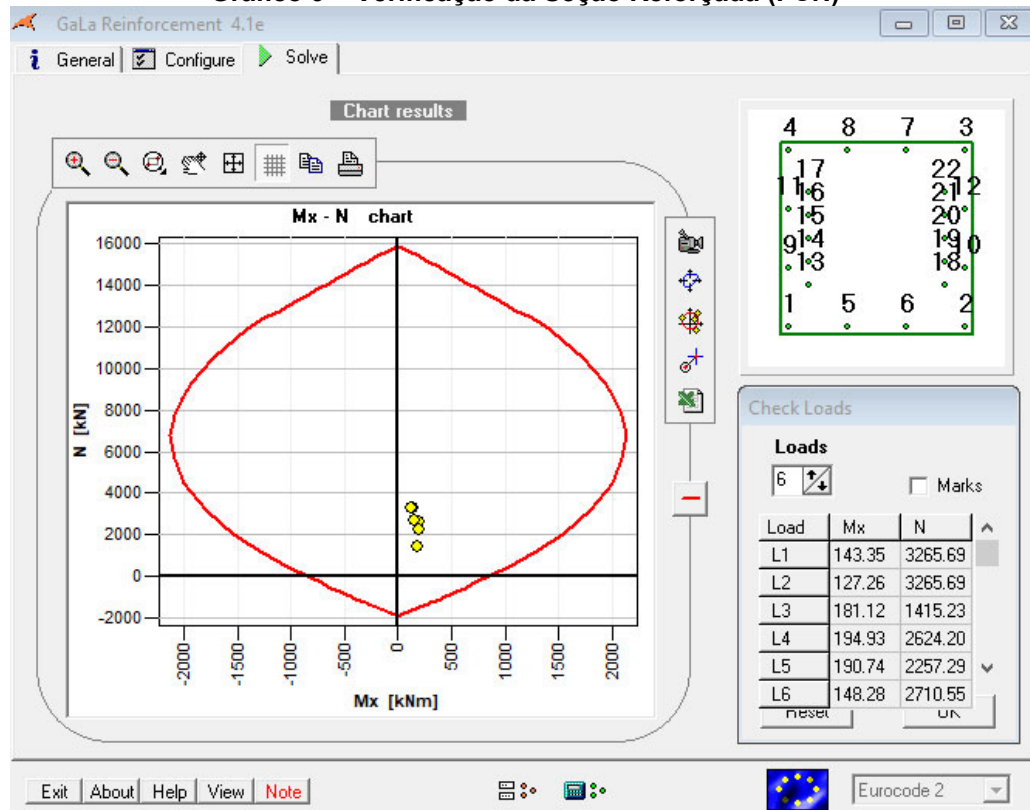
Figura 57 – Seção Reforçada



Fonte: Autor (2022)

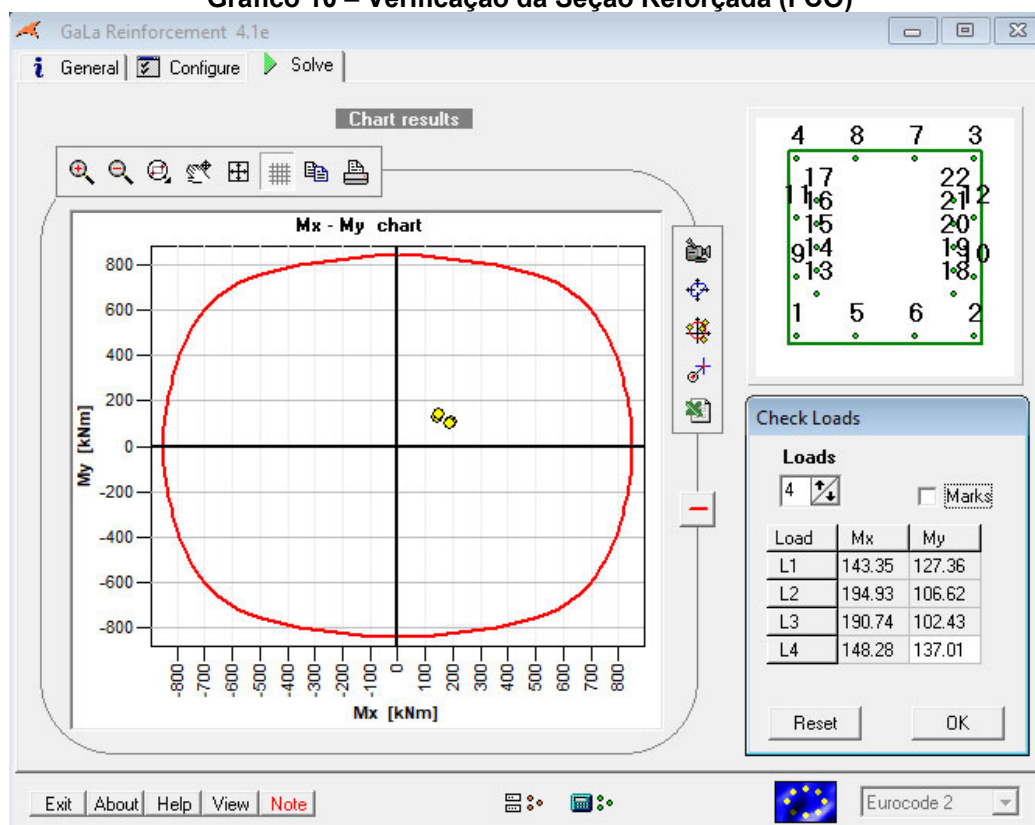
A mesma representação gráfica feita para o pilar original e situações de degradação, também será feita para a seção reforçada, com o objetivo de mostrar o ganho de resistência promovido ao pilar pelo reforço.

Gráfico 9 – Verificação da Seção Reforçada (FCN)



Fonte: Autor (2022)

Gráfico 10 – Verificação da Seção Reforçada (FCO)



Fonte: Autor (2022)

Analisando o Gráfico 9 e Gráfico 10, e comparando com os outros gráficos apresentados anteriormente, é perceptível que os esforços novamente ficam distantes do equilíbrio da seção, retornando o pilar a uma situação de projeto, mostrando que o reforço é eficaz para prevenir a ruptura do elemento, e promover maior vida-útil a estrutura de concreto.

7.3 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO (PRFC)

Para o cálculo do reforço com fibras de carbono será utilizado o procedimento exposto no item 2.10.6. Como já mencionado, este processo foi retirado das normas americanas do ACI, recomendadas por Machado (2006) no seu manual de reforço com fibras de carbono, visto que não há normativas brasileiras.

Assim como o dimensionamento do PREC, o reforço será calculado considerando a situação 3 de degradação do pilar, neste caso o pior cenário. Sendo assim, as características do pilar e da fibra a serem utilizados no dimensionamento estão dispostos a seguir:

Tabela 34 – Características do Pilar a ser Reforçado

CARACTERÍSTICAS - PILAR	
b (cm)	74,00
h (cm)	70,00
Pd (kN)	3265,69
Aço CA-50	500
Fy (kN/cm ²)	43,48
Quant. Longitudinal (un)	10
ø Longitudinal (mm)	16,00
ρg	0,0039
Fck (kN/cm ²)	2,50

Fonte: Autor (2022)

Tabela 35 – Características da Fibra SK-N200

CARACTERÍSTICAS - FIBRA (SK-N200)	
Tensão de Tração (Mpa)	4900
E (Mpa)	230000
Peso por Área (g/m ²)	200
tf (mm)	0,111
Alongamento na Ruptura (%)	1,70

Fonte: Adaptado de Machado (2006)

As características da fibra de carbono adotada foram retiradas dos anexos do Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono da Viapol, escrito por Ari de Paula Machado (2006).

Desta forma o dimensionamento do PRFC está a seguir:

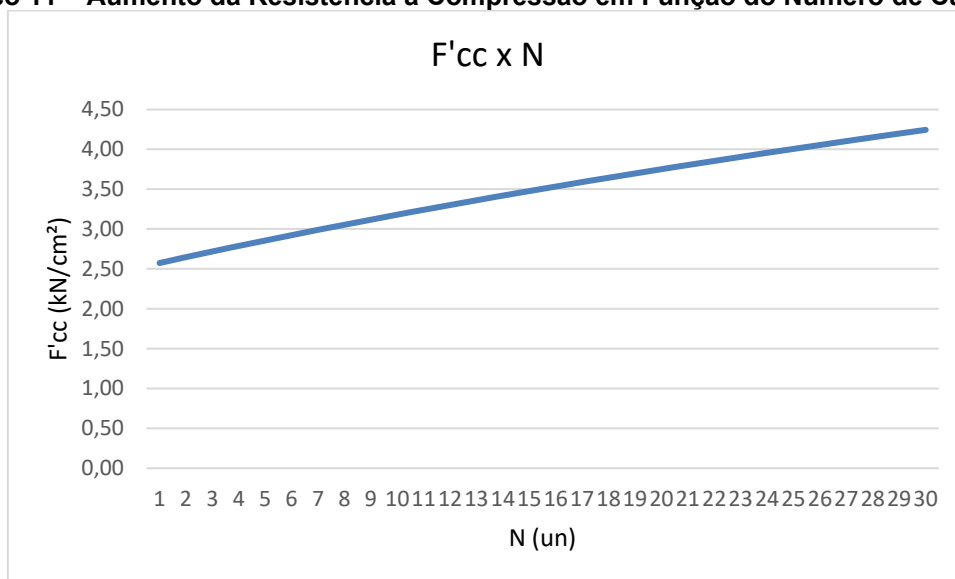
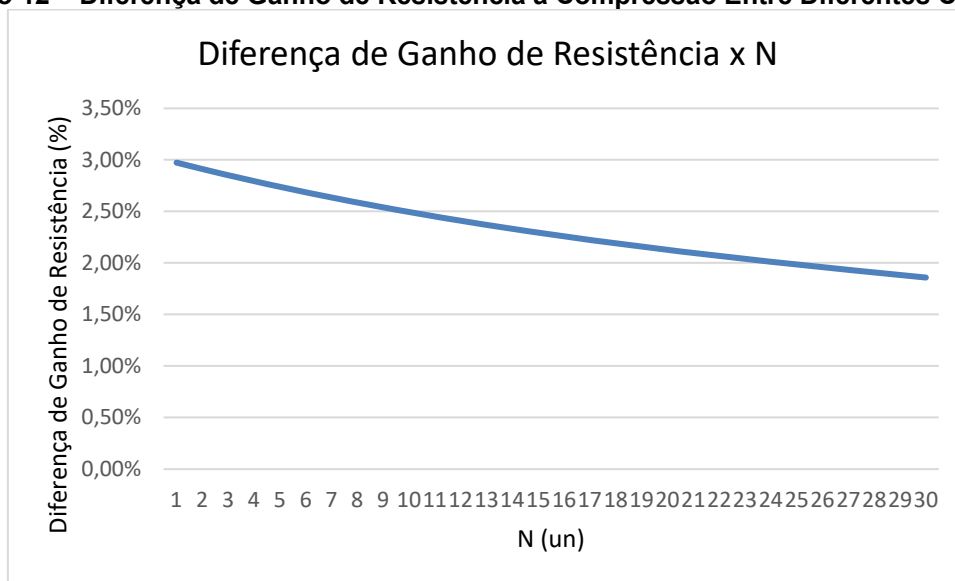
Tabela 36 – Dimensionamento do PRFC

DIMENSIONAMENTO											
N	ρ _f	k _a	f _{fe}	F _l (kN/cm ²)	F' _{cc} (kN/cm ²)	Ag (cm ²)	Ast (cm ²)	Ag-Ast (cm ²)	φ Pn (kN)	Pd (kN)	Verificação
1	0,00062	0,38	92,00	0,0109	2,57	5180,00	20,11	5159,89	6902,25	3265,69	OK
2	0,00123	0,38	92,00	0,0218	2,65	5180,00	20,11	5159,89	7082,58	3265,69	OK
3	0,00185	0,38	92,00	0,0327	2,72	5180,00	20,11	5159,89	7259,16	3265,69	OK

Fonte: Autor (2022)

Como resultado do dimensionamento, para o pilar de estudo 1 camada fibra de carbono seria suficiente para suprir a deficiência de resistência do pilar.

É importante destacar que este método apresenta maior eficiência para pilares curtos. O Gráfico 11 e Gráfico 12 abaixo mostram os ganhos de resistência para uma e mais camadas no pilar de estudo.

Gráfico 11 – Aumento da Resistência a Compressão em Função do Número de Camadas**Fonte: Autor (2022)****Gráfico 12 – Diferença de Ganho de Resistência a Compressão Entre Diferentes Camadas****Fonte: Autor (2022)**

Ao analisar o ganho de resistência conforme o aumento de camadas, percebe-se que o aumento não é linear, diminuindo a porcentagem de resistência ganha quando comparado a camada anterior. Por isso, para pilares esbeltos ou muito esbeltos, e pilares submetidos a um grande esforço de compressão, o reforço com fibras de carbono pode acabar se tornando desvantajoso, já que seriam necessárias muitas camadas para suprir a deficiência de resistência, refletindo muito no fator econômico do pilar.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo com a verificação da seção original do pilar e das situações de seções degradadas no *software* GaLa, percebeu-se a grande perda de resistência devido aos problemas encontrados, como a deficiência no sistema de ancoragem das barras e a falta de cobertura, resultando em corrosão excessiva e consequente perda de resistência.

Desta forma, infere-se a necessidade de reforçar os pilares com o objetivo de prevenir que a estrutura chegue em um estado irreversível, no qual apenas a demolição e reconstrução da obra fosse possível.

Para o reforço com encamisamento de concreto armado optou-se por usar uma camisa de concreto de 10 cm, resultando em uma seção final de 100x100 cm, e f_{ck} superior à seção original, 30 MPa. Com isso chegou-se no resultado de 11 barras de aço de 16 mm para reforçar a seção, adotando o número de 12 barras para manter a simetria da seção. Este método de reforço se mostrou efetivo neste caso, recuperando a capacidade de carga do pilar para uma situação de projeto, prevenindo o colapso da estrutura e promovendo maior vida-útil.

No dimensionamento do reforço com fibras de carbono, concluiu-se que apenas 1 camada de fibra é necessária para suprir a deficiência de resistência do pilar. Para esta ponte em específico este método é eficiente para recuperação da capacidade de carga, principalmente pelo fato de ser um pilar curto, já que o ganho de resistência relacionado ao aumento do número de camadas de fibra não é proporcional, desta forma, com pilares esbeltos, por exemplo, e cargas muito elevadas, seriam necessárias muitas camadas para reforçar o pilar.

Portanto, nota-se que ambos os métodos de reforço propostos para o dimensionamento do pilar de estudo de caso, mostraram-se efetivos para aumentar a capacidade resistente do pilar já degradado, retornando o elemento estrutural a uma situação de projeto, garantindo a operação da ponte.

Para estudos futuros, sugerem-se os seguintes temas:

- a) Verificar a possibilidade e eficácia de reforçar uma estrutura com as duas técnicas em conjunto;

- b) Fazer um estudo comparativo das duas técnicas de reforço em pilares curtos, medianamente esbeltos, esbeltos e muito esbeltos;
- c) Analisar a influência das técnicas de reforço em outros elementos da ponte, como longarinas e lajes;
- d) Estudar e comparar o fator econômico para execução do encamisamento com concreto armado e fibras de carbono;

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, J. E. **Patologia e Durabilidade das Estruturas de Concreto**. Notas de aula (especialização em construção civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte: 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 11. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**. Rio de Janeiro, p. 14. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 15. 2003.
- BRAZ, Daniel; FERREIRA, Marcelo. **Projeto de Ponte Rodoviária Hiperestática em Concreto Armado com Seção Transversal com Duas Vigas Principais**. 2016. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.
- CÁNOVAS, M. F. (1988). **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. São Paulo: PINI.
- CAVALCANTE, Gustavo Henrique Ferreira. **Pontes em Concreto Armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Blucher, 2019. 462 p.
- CSI. **SAP 2000**, 2021. About. Disponível em: <<https://www.csiamerica.com/about>>. Acesso em: 17 de nov. de 2021.
- DOMICIANO, Ana Karla Brum *et al.* **Análise crítica do reforço estrutural com polímero reforçado com fibra de carbono em pilares de concreto armado submetidas à compressão: estudo de caso**. Petra, Belo Horizonte, v. 2, n. 1, p. 126-140, 2016.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às Pontes de Concreto**. USP. São Carlos. 2009.

GALA Reinforcement is a Useful Construction Program for Structural Design and Structural Analysis. 2010. Disponível em: <https://www.quantity-takeoff.com/gala-reinforcement.htm>. Acesso em: 22 fev. 2022.

GRAZIANO, F. P. **Recuperação de Estruturas – Reforço em Pilares**. São Paulo: [s.n.], 2005.

MACHADO, A. P. **Fibras de Carbono: Manual Prático de Dimensionamento**. Belo Horizonte: Editora Basfe, 2006. 411p.

MACHADO, A. P. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo: Viapol, 2006. 121p.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. 1ª. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2018.

MARIANO, José Roberto. **Recuperação Estrutural com Ênfase no Método da Protensão Externa**. 2015. 41 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

MARLIN. **Ftool**, 2021. Sobre: histórico. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>>. Acesso em: 16 de nov. de 2021.

MELO, Sávio Torres. **Estudo Analítico e Numérico via Método dos Elementos Finitos dos Deslocamentos Horizontais de Pilares de Pontes em Concreto Armado**. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

NETO, A. G. A. **Pontes - Apostila**. UPM. São Paulo. 2008.

O'BRIEN, E.; KEOGH, D. **Bridge Deck Analysis**. London: E & FN Spon, 1999.

HELENE, P. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. São Paulo, Pini, 1992.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projeto, Solicitações, Dimensionamento**. 4ª. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1990.

PINHEIRO, Luís Henrique Bueno. **Reforço de Pontes em Concreto Armado por Protensão Externa**. 2018. 186 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

POSTON, R. W., DIAZ, M., BREEN, J. E., ROESSET, J. M. **Design of Slender, Nonprismatic, and Hollow Concrete Bridge Piers**, Center of Transportation Research, The University of Texas at Austin - Austin-Texas-USA, (1983);

ROCHA, D. A. S. P. **Estudo dos Efeitos de Segunda Ordem no Dimensionamento dos Pilares de Pontes**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2016;

SALGUEIRO, Alynne Lopes *et al.* **O Uso da Fita de Fibra de Carbono como Reforço Estrutural na Construção Civil: Conhecimento, Uso e Divulgação**. Acta Tecnológica, Maranhão, v. 12, n. 2, p. 137-148, 2017.

SANTIAGO, Jussiane Nunes da Paixão. **Reforço Estrutural por Encamisamento em Pilares de Concreto Armado**. 2021. 51 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2021.

SANTOS, Daniel Morais; AVELAR, Dyone de Souza. **Reforço Estrutural de Pilares de Concreto Armado por Encamisamento**. 2018. 28 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Goiás Uni-Anhanguera, Goiânia, 2018.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 257 p.

SILVA, Vinicius Vieira da; MELLO, André Felipe Aparecido de. **Estudo de Métodos de Reforço de Pilares: Encamisamento com Concreto Armado e Confinamento com Mantas de Fibras de Carbono**. 17 f. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Grande Dourados, Dourados, 2018.

TAKEUTI, Adilson Roberto. **Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho**. 1999. 184 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

VASCONCELOS NETO, Ismael Ribeiro *et al.* **Análise da Eficiência da Fibra de Carbono como Reforço Estrutural em Pilares de Concreto Armado**. Revista de Cultura, Ciência e Tecnologia, Sobral, v. 19, n. 1, p. 111-115, 2018.

VERÍSSIMO, G. S., CÉSAR JÚNIOR, K. M. L. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. Universidade Federal de Viçosa, Centro de Ciências Exatas, Departamento de Engenharia Civil. 4ª Edição. 78p. novembro, 1998.

VITÓRIO, J. A. P., BARROS, R. C. **Reforço e Alargamento de Pontes Rodoviárias com a Utilização de Protensão Externa**. *7º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas*. Fortaleza, 14p. junho, 2011.