



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL PARA EDIFICAÇÕES ANTIGAS.  
ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE RIO BRANCO – ACRE**

**ENGº CIVIL DENIS CLEY DE SOUZA AMORIM**

**Belém – Pará 2013**



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL PARA EDIFICAÇÕES ANTIGAS.  
ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE RIO BRANCO - ACRE**

**ENGº CIVIL DENIS CLEY DE SOUZA AMORIM**

Dissertação submetida à Universidade Federal do Pará como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil.

**Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira**

**Belém, 05 de novembro de 2013.**

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

---

Amorim, Denis Cley de Souza, 1977-  
Técnicas de reforço estrutural para  
edificações antigas / Denis Cley de Souza  
Amorim. - 2013.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho Oliveira.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal  
do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2013.

1. Concreto armado. 2. Fibras de carbono. 3.  
Engenharia de estruturas - Rio Branco (AC). I.  
Título.

CDD 23. ed. 624.18341

---



## TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL PARA EDIFICAÇÕES ANTIGAS. ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE RIO BRANCO - ACRE.

AUTOR:

**DENIS CLEY DE SOUZA AMORIM**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA A BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA EM: 05/11/2013

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. DÉNIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA  
Orientador

Prof. Dr. BERNARDO NUNES DE MORAES NETO  
Membro Externo

Prof. Dr. BERNARDO BORGES POMPEU NETO  
Membro Interno

Visto:

Prof. CLAUDIO JOSÉ CAVALCANTE BLANCO, Ph.D  
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

Agradeço primeiramente a DEUS que rege nossos caminhos e abençoa a minha caminhada. A meus pais, e familiares que me deram a vida, tanto me ensinaram e ainda continuam a fazê-lo. A minha linda esposa Carla Diana e meu filho Rafael.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Dênio Ramam pela competência, serenidade e principalmente dedicação na orientação deste trabalho.

Agradeço aos professores do mestrado da UFPA pela dedicação demonstrada nos ensinamentos das disciplinas do curso.

Agradeço a toda equipe do ITEGAM e COC, unidade Rio Branco, que proporcionaram a oportunidade de continuação e aprofundamento nos meus estudos da engenharia.

Agradeço à equipe da SEOP, secretário de obras do estado do Acre arq. Wolvenar Camargo; ao secretário adjunto arq. Leonardo e à diretora executiva de obras, engenheira Adla Ferreira, engenheiro Átila Pinheiro que me proporcionaram e disponibilizaram os materiais para o estudo de caso.

Agradeço a engenheira Marilene, fiscal da obra de revitalização do “casarão”, que me repassou as informações e auxílio no estudo de caso.

Agradeço ao amigo arq. Aluildo Oliveira, aos engenheiros Márcio Henrique e Mateus Silva amigos do mestrado que não mediram esforços em me auxiliar no resultado final desta dissertação do mestrado.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Os grandes monumentos, construídos a partir do concreto e das modernas técnicas de engenharia, só expressam seu real valor, quando se agregam a eles o simbolismo e a cultura das civilizações que os construíram, além dos sentimentos dos seus construtores. Do contrário, seriam mais um tipo de rocha na paisagem, do que um marco da história humana.

Dimos Iksilara

## RESUMO

Este trabalho visou a demonstrar o dimensionamento e verificação de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007) com as suas características geométricas, cobrimento da armadura, armaduras, flambagem e a resistência de pilares à compressão centrada dos pilares em concreto armado, apresentando na revisão bibliográfica as principais técnicas de reforço estrutural de pilares de concreto armado para edificações antigas, identificando as principais metodologias e técnicas utilizadas no Brasil e apresentando os pontos positivos e negativos de cada técnica: encamisamento de concreto, perfis metálicos, chapa de aço colado, manta/tecido de carbono, aramida e vidro e polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC).

Os pilares com aumento da seção transversal retangular, com adição de armação e concreto, sendo mais usual e prática a técnica apresenta dificuldades em obras antigas, geralmente devido à necessidade arquitetônica de permanecer o mais fiel a sua forma original. Justificando-se a necessidade de conhecimento das diversas técnicas de reforço estrutural descritas neste trabalho com aumento de capacidade de resistência, sem que haja aumento substancial, na seção transversal dos pilares e objetivando a análise do reforço proposto através dos cálculos do projeto, programa – PDOP 2.0 e parâmetros de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Os resultados obtidos através da análise comparativa do reforço executado no estudo de caso “revitalização do casarão” - com relação à análise dos pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões quanto à NBR 6118 (ABNT, 2007) utilizando o programa para dimensionamento otimizado de pilares – PDOP 2.0 - indicaram que a técnica de reforço estudada foi eficiente, pois todas as peças reforçadas tiveram uma capacidade portante maior que a do pilar original sem o reforço.

**Palavras-Chave:** Reforço concreto armado, fibras, chapa de aço colado, flexão composta, esforços cortantes, torsões, pilar retangular.

## **ABSTRACT**

This study aimed to demonstrate the design and verification of calculating the NBR 6118 (ABNT, 2007) with their geometric characteristics, encasing armor, armor, and buckling resistance of the compression pillars centered pillars of reinforced concrete, with the major bibliographic techniques for structural reinforcement of concrete columns for old buildings, identifying the main methodologies and techniques used in Brazil and presenting the strengths and weaknesses of each technique: concrete jacketing, steel profiles, steel plate glued, blanket / carbon cloth , aramid and glass and polymers reinforced with carbon fiber (CFRP).

The pillars with increased rectangular cross section, with added frame and concrete, being the most common and practical technique presents difficulties in ancient works, usually due to architectural need to remain as true to its original form. Justifying the need for knowledge of the various techniques described in this work structural reinforcement with increased resilience, without any substantial increase in the cross section of the pillars and objective analysis of the proposed enhancement through the design calculations, program - PDOP 2.0 and parameters for calculating the NBR 6118 (ABNT, 2007).

The results obtained by comparative analysis of reinforcement performed in the case study "revitalization of the old house" - with respect to the analysis of rectangular pillars subjected to bending oblique shear and torsional as the NBR 6118 (ABNT, 2007) using the program optimized design of columns - PDOP 2.0 - indicated that the reinforcement technique was studied efficient because all reinforced parts had a greater bearing capacity than the original pillar without strengthening.

**Keywords:** concrete reinforcement fibers, steel plate glued, composed bending, shear, torsional, rectangular pillar.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	-	Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ NBR 6118 (ABNT, 2007)	8
Tabela 2.2	-	Classes de agressividade ambiental NBR 6118 (ABNT, 2007)	9
Tabela 2.3	-	Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto NBR 6118 (ABNT, 2007)	10
Tabela 2.4	-	Espessuras de cobrimento nominal recomendadas em função da classe de agressividade ambiental NBR 6118 (ABNT, 2007)	11
Tabela 3.1	-	Resultados para a tensão de aderência utilizando-se diversos tipos de adesivo e tratamento da superfície; adaptada de Kurihara et al. (2000)	48
Tabela 3.2	-	Propriedades das fibras; adaptado de Nakaba et al. (2001)	49
Tabela 3.3	-	Propriedades do concreto e da argamassa utilizados na confecção dos corpos-de-prova; adaptada de Nakaba et al. (2001)	49
Tabela 3.4	-	Reforço com fibras (vantagens e desvantagens); adaptado de Silva (2004)	49
Tabela 3.5	-	Reforço com FRPs (vantagens e desvantagens); adaptada Meneghel (2005)	55
Tabela 3.6	-	Resinas epóxicas (vantagens e desvantagens) Taerwe et al (1997)	63
Tabela 4.1	-	Quadro resumo resistência do concreto	71

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	- Edificação pública “casarão” (SEOP – AC)	1
Figura 2.1	- Armaduras de pilares de concreto armado (Oliveira, 2009)	12
Figura 2.2	- Comprimentos de flambagem (Oliveira, 2009)	13
Figura 2.3	- Comprimentos de flambagem usuais em projeto (Oliveira, 2009)	14
Figura 2.4	- Resistência de pilares curtos sob compressão centrada (Oliveira, 2009)	16
Figura 2.5	- Consideração da excentricidade do carregamento nos pilares (Oliveira, 2009)	17
Figura 2.6	- Diagrama de interação para coluna elástica (Oliveira, 2009)	18
Figura 2.7	- Ação de carga normal e momento fletor numa seção transversal (Oliveira, 2009)	18
Figura 2.8	- Resistência interna do pilar a compressão centrada (Oliveira, 2009)	20
Figura 2.9	- Lei de Sitter (Müller, 2004)	23
Figura 3.1	- Pinos para Ligação de Concretos (Piancastelli, 1997)	25
Figura 3.2	- Distribuição de carga entre pilar (F1) e reforço (F2) (Piancastelli, 1997)	28
Figura 3.3	- Pilares - reforço por encamisamento (Piancastelli, 1997)	29
Figura 3.4	- Pilares - reforço lateral - utilização de pinos (Piancastelli, 1997)	30
Figura 3.5	- Reforço por cintamento (Piancastelli, 1997)	31
Figura 3.6	- Deterioração na estrutura de pilar de apoio das rampas monumentais maracanã (Jordy, 2002)	32
Figura 3.7	- Vista parcial de pilar de apoio das rampas monumentais, durante recuperação e reforço maracanã (Jordy, 2002)	32
Figura 3.8	- Instalação de armadura adicional de recuperação e reforço em pilares de apoio das rampas monumentais maracanã (Jordy, 2002)	33
Figura 3.9	- Perfis laminados, cantoneiras laminadas (Andrade, 1994)	34
Figura 3.10	- Perfis soldados (Andrade, 1994)	34
Figura 3.11	- Perfis estruturais formados a frio quando comprimidos (Rodrigues, 2000)	35
Figura 3.12	- Perfis estruturais formados a frio quando fletidos (Rodrigues, 2000)	35
Figura 3.13	- Inserção da coluna na parede de pedra existente e fase executiva da intervenção (Mazzolani, 1991)	36

Figura 3.14	- Pilar de concreto com cantoneiras e perfis atirantados (Mazzolani, 1991)	37
Figura 3.15	- Pilar em concreto com perfis metálicos aparentes (Mazzolani, 1991)	38
Figura 3.16	- Pilar revestido com chapas dobradas ou elementos planos soldados (Mazzolani, 1991)	38
Figura 3.17	- Casa bandeirista – Fazenda São José do Manso – Intervenção em aço (Teobaldo, 2004)	39
Figura 3.18	- Casa bandeirista – Fazenda São José do Manso – Intervenção em aço pilares metálicos em aço SAC 41 (Teobaldo, 2004)	39
Figura 3.19	- Vista do prolongamento do pilar de concreto com pilar metálico na obra do TRT (Campos, 2006)	40
Figura 3.20	- Exemplo de interface com colarinho metálico em pilar de concreto (Campos, 2006)	46
Figura 3.21	- Exemplo de reforço com colarinho e berço metálico em pilar de concreto (Campos, 2006)	47
Figura 3.22	- Reforço fibra de carbono (site: <a href="http://www.tecnologiademateriais.com.br">www.tecnologiademateriais.com.br</a> )	51
Figura 3.23	- Distribuições da tensão de aderência e tensão normal ao longo do comprimento do laminado de PRF; adaptada do ACI 440 F (2000)	53
Figura 3.24	- Tipos de fibras (a) Vidro (b) Aramida (c) Carbono (Santiago, 2011)	55
Figura 3.25	- Aplicação de fibra de carbono (site: <a href="http://www.lappower.com.br">www.lappower.com.br</a> )	56
Figura 3.26	- Reforço estrutural compósitos de fibras de carbono (site: <a href="http://www.techne.pini.com.br">www.techne.pini.com.br</a> )	57
Figura 3.27	- Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: <a href="http://www.mc-bauchemie.com.br">www.mc-bauchemie.com.br</a> )	58
Figura 3.28	- Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: <a href="http://www.mc-bauchemie.com.br">www.mc-bauchemie.com.br</a> )	58
Figura 3.29	- Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: <a href="http://www.mc-bauchemie.com.br">www.mc-bauchemie.com.br</a> )	59
Figura 3.30	- Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: <a href="http://www.mc-bauchemie.com.br">www.mc-bauchemie.com.br</a> )	59
Figura 3.31	- Exemplo de reforço com compósitos de fibra de carbono Sika Wrap® - pilar hospital São Camilo (site: <a href="http://www.reforcoengenharia.com.br">www.reforcoengenharia.com.br</a> )	65
Figura 4.1	- Projeto estrutural: forma pilares 21, 30, 41 (SEOP – AC)	67

Figura 4.2	- Visão 3D da fachada norte projeto de revitalização (SEOP – AC)	68
Figura 4.3	- Projeto arquitetônico visão da fachada norte de revitalização (SEOP – AC)	69
Figura 4.4	- Visão da fissura da parede ao lado do pilar a ser reforçado (SEOP – AC)	70
Figura 4.5	- Vista do pilar “caco de tijolo” substituição à brita (SEOP – AC)	70
Figura 4.6	- Vista do pilar com armadura de Ø 10,0 mm (SEOP – AC)	72
Figura 4.7	- Preparação do concreto com traço 1:2:3 para (fck) de 25 MPa (SEOP – AC)	73
Figura 4.8	- Vista da seção do pilar existente e o projeto do reforçado (SEOP – AC)	74
Figura 4.9	- Vista do projeto de armação dos pilares a reforçar (SEOP – AC)	74
Figura 4.10	- Armação de Ø 12,5 mm com estribo Ø 5,0 mm, reforço dos pilares (SEOP – AC)	75
Figura 4.11	- Aplicação de <i>grout</i> e concreto no reforço dos pilares (SEOP – AC)	75
Figura 4.12	- Reforço dos pilares concreto armado (f <sub>ck</sub> ) 25 MPa (SEOP – AC)	76
Figura 4.13	- Reforço dos pilares no subsolo concreto armado (fck) de 25 MPa (SEOP – AC)	76
Figura 4.14	- Reforço dos pilares no subsolo concreto armado (fck) de 25 MPa (SEOP – AC)	77
Figura 5.1	- Diagrama de interação antes do reforço (pilar 21)	81
Figura 5.2	- Tela do programa PDOP 2.0 apresentando erro com relação à norma NBR 6118 (ABNT, 2007)	82
Figura 5.3	- Envoltória do programa PDOP 2.0 antes do reforço (pilar 21)	82
Figura 5.4	- Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 21)	83
Figura 5.5	- Ações de combinações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)	84
Figura 5.6	- Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)	84
Figura 5.7	- Diagrama de interações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)	85
Figura 5.8	- Diagrama de interação antes do reforço (pilar 30)	87
Figura 5.9	- Tela do programa PDOP 2.0 identificação de erro com relação a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) antes do reforço (pilar 30)	88

Figura 5.10	- Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 30)	89
Figura 5.11	- Ações de combinações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)	90
Figura 5.12	- Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)	90
Figura 5.13	- Diagrama de interação do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)	91
Figura 5.14	- Diagrama de interação calculado antes do reforço (pilar 41)	93
Figura 5.15	- Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 41)	93
Figura 5.16	- Tela do programa PDOP 2.0 identificação de erro com relação a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) antes do reforço (pilar 41)	94
Figura 5.17	- Ações de combinações do PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)	95
Figura 5.18	- Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)	95
Figura 5.19	- Diagrama de interação do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)	96

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CAA - Classe de agressividade ambiental
- CFC - Compósito de fibra de carbono
- CFRP - Polímeros reforçados com fibras de carbono
- Ed. - Edição
- FRP - Fibras reforçadas com polímeros
- NBR - Norma Brasileira Regulamentar
- PDOP - Programa para dimensionamento otimizado de pilares
- PRF - Polímeros reforçados com fibras
- TFC - Resistência à tração do compósito

## SIMBOLOS

### LETRAS ROMANAS

- $(\Delta c)$  - Tolerância de execução
- $(c_{min})$  - Cobrimento mínimo
- $(c_{nom})$  - Cobrimento nominal
- $A_c$  - Área do concreto
- $A_s$  - Área da seção da armadura longitudinal de tração;
- $A_{sref}$  - Área da seção transversal das armaduras de flexão;
- $b$  - Largura da seção;
- $c$  - Cobrimento;
- $d$  - Altura útil da seção;
- $d_{max}$  - Dimensão máxima;
- $F$  - Força aplicada no pilar;
- $f_{cd}$  - Resistência do concreto à compressão;
- $f_{ck}$  - Resistência característica à compressão do concreto;
- $f_{ct}$  - Resistência do concreto à tração;
- $f_{ct,dir}$  - Resistência à tração direta do concreto;
- $f_t$  - Resistência à tração de fibra de carbono;
- $f_{yd}$  - Resistência característica ao escoamento do aço de cálculo;
- $h$  - Altura total da seção;
- $M_{rd}$  - Momento fletor resistente;
- $M_{sd}$  - Momento fletor de cálculo;
- $N$  - Carga;
- $N_{Rd}$  - Esforço normal resistente;
- $N_{Sk}$  - Esforço normal solicitante;
- $\emptyset$  - Diâmetro do aço;
- $P$  - Carga;
- $t_f$  - Espessura das fibras em mm
- $\alpha$  - Coeficiente de segurança;
- $\gamma'_f$  - Coeficiente de ponderação das ações;
- $\gamma_f$  - Coeficiente de ponderação das ações;
- $\gamma_n$  - Coeficiente de majoração dos esforços solicitantes

- $\Delta N$  - Variação da carga
- $\tau_{máx}$  - Tensão máxima;
- $\varphi$  - Diâmetro da barra longitudinal;

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b>	vii
<b>ABSTRACT</b>	viii
<b>LISTA DE TABELAS</b>	ix
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	x
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS</b>	xiv
<b>SÍMBOLOS</b>	xv
<b>SUMÁRIO</b>	xvii
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Justificativa	5
1.3 Objetivos	5
1.4 Organização do trabalho	6
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	7
2.1 Introdução	7
2.1.1 Características geométricas	7
2.1.2 Cobrimento da armadura dos pilares	8
2.2 Dimensões e verificação de pilares	11
2.2.1 Armaduras	11
2.2.2 Flambagem	12
2.2.3 Resistência de pilares à compressão centrada	15
2.2.4 Considerações sobre a literatura	21
<b>3. TÉCNICAS DE REFORÇO ESTRUTURAL</b>	23
3.1 Reforços com concreto	23
3.1.1 Reforços com encamisamento concreto armado	26
3.1.2 Reforços dos pilares	27

3.1.3 Cálculo do reforço estrutural	27
3.1.4 Reforço por encamisamento em concreto armado	29
3.1.5 Reforço lateral	30
3.1.6 Reforço por cintamento	31
3.2 Reforços com perfis metálicos	33
3.3 Reforços com chapas de aço coladas	40
3.3.1 Metodologia para a recuperação de obras históricas	42
3.3.2 Metodologia base para reforço com chapas coladas	44
3.3.3 Materiais para reforço com chapas coladas	45
3.3.4 Preparação da superfície	45
3.4 Reforço com manta/tecido de carbono, aramida e vidro	47
3.4.1 Objetivos do reforço estrutural	50
3.4.2 Introdução ao reforço	50
3.4.3 Compósitos de fibras de carbono	51
3.4.3.1 Materiais compósitos	51
3.4.3.2 Compósitos de fibras de carbono	52
3.4.3.3 Resinas epóxi	52
3.4.3.4 Conceitos fundamentais	53
3.4.3.5 Tipos de adesivo e tratamento da superfície de concreto	54
3.4.3.6 Propriedades da matriz	56
3.5 Reforço estrutural com (polímeros reforçados fibras de carbono)	59
3.5.1 Resinas epoxídicas	61
3.5.2 Fibras	62
3.5.3 Matriz	62
3.5.4 Adesivo	63
3.5.5 Sistemas de reforços	64

3.5.6 Execução do reforço	64
<b>4. ESTUDO DE CASO – REFORÇO ESTRUTURAL (REVITALIZAÇÃO DO “CASARÃO”)</b>	<b>66</b>
4.1 Dados da obra	67
4.2 Descrição da obra	68
4.3 Pesquisa	69
4.3.1 A constatação do problema	69
4.3.2 A armadura	71
4.3.3 O prognóstico da evolução patológica	72
4.3.4 O reforço estrutural	72
4.3.5 O concreto	73
4.3.6 A armação	74
4.3.7 Aplicação do <i>grout</i>	75
4.3.8 Procedimento final	77
<b>5. ANÁLISE COMPARATIVA DO REFORÇO REALIZADO COM PARÂMETROS DE CÁLCULO DA NBR 6118 (ABNT, 2007), ENVOLTÓRIAS E PDOP 2.0.</b>	<b>78</b>
5.1 Verificação de cálculo do Pilar 21 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 13,7 MPa	79
5.1.1 Cálculo do pilar existente (21) NBR 6118 (ABNT, 2007)	79
5.1.2 Cálculo do pilar existente (21): Dimensões (120 x 150) mm <sup>2</sup> PDOP 2.0	81
5.1.3 Cálculo do pilar existente (21): Dimensões (150 x 250) mm <sup>2</sup> após o reforço executado	83
5.2 Verificação de cálculo do pilar 30 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 20,1 MPa	85
5.2.1 Cálculo do pilar existente (30) NBR 6118 (ABNT, 2007)	85
5.2.2 Cálculo do pilar existente (30): Dimensões (120 x 150) mm <sup>2</sup> PDOP 2.0	87
5.2.3 Cálculo do pilar existente (30): Dimensões (150 x 250) mm <sup>2</sup> após o reforço executado	88
5.2.4 Cálculo do pilar (30) reforçado dimensão (150 x 250) mm <sup>2</sup> com os parâmetros do PDOP 2.0	89

5.3 Verificação de cálculo do pilar 41 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 14,7 MPa	91
5.3.1 Cálculo do pilar existente (41) NBR 6118 (ABNT, 2007)	91
5.3.2 Cálculo do pilar existente (41) dimensões (120 x 150) mm <sup>2</sup> PDOP 2.0	93
5.3.3 Cálculo do pilar existente (41) dimensões (150 x 250) mm <sup>2</sup> PDOP 2.0	94
5.3.4 Cálculo do pilar (41) reforçado dimensões (150 x 250) mm <sup>2</sup> com os parâmetros do PDOP 2.0	94
<b>6. CONCLUSÕES</b>	97
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	98

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações gerais

A utilização de uma arquitetura harmoniosa e moderna em edificação pública objetiva resgatar e contemplar o passado. Traz-nos a realidade da necessidade de conservação das estruturas mais antigas, contemplando um *layout* mais arrojado e moderno, que seja acessível e adequado aos novos cenários contemporâneos das cidades, implicando tanto em edificações comerciais, como industriais e de serviços públicos (Figura 1.1).



Figura 1.1 - Edificação pública “casarão” (SEOP – AC)

São inúmeros os casos de ruína de edifícios privados ou públicos, pontes, ferrovias, portos, hospitais, patrimônios culturais etc., devido à patologia de pilares que geralmente são identificados por falha de projeto, de execução ou ainda, pela evolução e alteração de hábitos da vida moderna. Os projetistas em estruturas, em geral, têm desenvolvido trabalhos baseados na certeza da não longevidade eterna das estruturas de concreto armado, as quais necessitam assim de “manutenção preventiva e corretiva” ao longo da sua vida útil.

O concreto armado foi o material de construção civil mais utilizado no século vinte, segundo Mehta e Monteiro (1994), sendo um dos materiais mais importantes da construção civil; portanto, as estruturas de concreto armado têm elevados estudos de técnicas de reforço, para

que cada vez mais possam atender as necessidades de adequação dos espaços das edificações públicas à vida moderna.

No passado, em função do pouco conhecimento sobre o comportamento estrutural, as soluções limitavam-se à adição de novos elementos e apoios, e ao incremento das seções resistentes. Métodos que, aliás, são constantemente empregados até hoje, principalmente na região mais ao norte do País. O estudo de caso apresentado nesta dissertação foi realizado na obra de revitalização do “casarão” na cidade de Rio Branco, edificação antiga onde foi utilizada a técnica de encamisamento de concreto armado para o reforço de três pilares da edificação.

O aprimoramento das técnicas de reforço estrutural tem apresentado satisfatórios resultados nos últimos anos, apesar da grande variedade de lesões às quais estão sujeitas as edificações históricas. Pode-se concluir que quase sempre há uma solução técnica para reforçar estruturas danificadas, propondo soluções para preservar sua arquitetura original e adequando as mesmas às exigências atuais de acessibilidade.

A verificação e o diagnóstico da situação estrutural e utilizações às quais estão submetidas as edificações públicas são necessárias para subsidiar uma das decisões mais importantes da engenharia pública, que é a execução de reforços ou demolir e reconstruir a edificação. Seja por razões econômicas, ambientais ou socioculturais, quando uma edificação tem o seu desempenho estrutural comprometido, o procedimento natural da engenharia é buscar recuperá-la, e não reconstruí-la, principalmente em se tratando das edificações públicas que tenham uma história cultural no espaço ou zona da cidade em que estão inseridas.

O reforço e recuperação da estrutura proposto neste estudo de caso, por se tratar de edifício público, exigiu obter informações detalhadas, por meio de projetos existentes e por investigação no local. Este procedimento de investigação foi estabelecido durante a execução da obra de revitalização do “casarão”; por meio de uma inspeção visual detalhada da estrutura e verificação do tipo de esquema estrutural, solicitando ensaios - com extração de corpos de provas - para determinar o grau de comprometimento da estrutura.

Quando se tem o desempenho de uma peça estrutural específica insatisfatório, seja através da verificação visual ou através de ensaios específicos, podendo colocar em risco sua estabilidade e segurança no que tange às normas técnicas brasileiras, sejam quais forem as causas ou origens do problema, a maioria dos trabalhos pesquisados na revisão bibliográfica apresenta intervenções que geralmente limita-se a dois pontos de convergências:

- visem à recuperação do desempenho perdido - recuperação;
- aumentar o desempenho - reforço.

Pode-se observar que a diferença, apresentada nos trabalhos pesquisados na revisão bibliográfica, entre recuperação e reforço é apenas conceitual, ou seja, depende da abordagem feita na proposta de intervenção. De agora em diante, neste trabalho, será utilizado apenas o termo reforço estrutural, necessariamente em virtude do aumento de desempenho da estrutura do prédio antigo, que seria reformado e modificado para receber eventos culturais que podem ser públicos ou privados.

A intervenção na parte estrutural de algumas edificações históricas e culturais, quando bem executada, em seu teor técnico pretende na fase inicial de execução a preservação, ao máximo, das características originais. Inicialmente houve a preocupação na revitalização do “casarão” quanto à preservação do seu padrão arquitetônico, e ampliar sua condição estrutural, para que se pudesse utilizar o espaço público como ponto cultural; portanto, a ideia inicial seria a utilização para eventos culturais, sejam particulares ou públicos. Adicionando uma projeção de aumento da sobrecarga, em determinados momentos, da edificação.

Neste trabalho de pesquisa serão apresentadas diversas técnicas de reforços estruturais em pilares de concreto armado existentes no mercado - e estudos realizados - como adição de armadura em concreto, aplicação de chapas, perfis metálicos, reforço com diversos tipos de fibras (carbono, aramida, vidro) e também por colagem e aplicação de mantas de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC), estas as principais técnicas de reforços consideradas pelo trabalho de pesquisa e definidas como:

- a) Reforço com encamisamento de concreto armado;
- b) Reforço com perfis metálicos;

- c) Reforço com chapas de aço coladas;
- d) Reforço com manta/tecido de carbono, aramida e vidro;
- e) Reforço com polímeros reforçados fibras de carbono (PRFC).

A presente dissertação se limita nas metodologias, estudos e técnicas de reforço estrutural encontrados nos trabalhos de pesquisas já realizadas. A verificação da técnica de reforço estrutural executado no estudo de caso da obra de revitalização do casarão comparando com a NBR 6118 (ABNT, 2007) e o programa PDOP 2.0 – programa para dimensionamento otimizado de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões, programa desenvolvido no ano de 2005 pelo Mestrando (autor programador) Alberto Smaniotto - dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua - sob a orientação do professor Doutor Daniel Domingues Loriggio, durante a dissertação de mestrado na área de estruturas do curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. O programa PDOP apresenta grande vantagem ao estudo de caso, principalmente pelas relações de combinações geradas na sua aplicação.

## **1.2 Justificativa**

O reforço de pilares com aumento da seção transversal retangular, com adição de armação e concreto, mesmo sendo a técnica mais usual e prática, apresenta dificuldades em obras antigas, geralmente devido à necessidade arquitetônica, consideradas culturalmente indispensáveis ao patrimônio arquitetônico da cidade, devendo permanecer o mais fiel a sua forma original. Portanto, pode haver técnicas mais atuais com aumento de capacidade de resistência, sem que haja aumento substancial, na seção transversal dos pilares.

Neste estudo de caso, nos pilares do edifício tema desta dissertação foram identificados problemas estruturais através de observações visuais de cacos de tijolos inseridos como agregado graúdo no concreto em substituição aos materiais normalmente usados como seixo e brita. Não havendo comprovação técnica da resistência deste material em face da NBR 6118 (ABNT, 2007), foram solicitados ensaios de extração de corpo de prova e os resultados apresentaram resistência à compressão do concreto abaixo do especificado no projeto estrutural de reforma do edifício, que seguiu os parâmetros de cálculo do programa da Altoqi Eberik 2002.

## **1.3 Objetivos**

Os diversos tipos de técnicas de reforços estruturais apresentados na literatura e que podem ser aplicadas a pilares de concreto armado e não havendo uma metodologia ou Norma Brasileira de reforço estrutural. Tem-se como objetivo geral deste trabalho, avaliar a proposta executada no prédio antigo na cidade de Rio Branco - Acre, obra denominada revitalização do “casarão”, fazendo uma análise comparativa do reforço projetado e executado através dos parâmetros de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007), utilizando para esta verificação o PDOP 2.0 – programa para dimensionamento otimizado de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões.

Visando a contribuir para uma melhor avaliação do reforço estrutural executado nos pilares da edificação, seria imprescindível o conhecimento mais preciso possível do comportamento estrutural e técnicas dos reforços estruturais existentes, para se obter principalmente uma solução viável e segura deste reforço, tendo em vista a nova utilização e modificação da

proposta original para o novo conceito de ponto cultural, metas específicas podem ser estabelecidas como referência inicial da abordagem do trabalho de pesquisa:

- Estudar através da revisão bibliográfica as principais metodologias e técnicas de reforço estrutural de pilares utilizados no Brasil;
- Avaliar a eficiência das técnicas de reforços de pilares existentes na literatura;
- Comparar os esforços solicitantes antes do reforço com os esforços resistentes após o reforço dos pilares executados de acordo com os parâmetros de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007), utilizando o PDOP – programa para dimensionamento otimizado de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões.

#### **1.4 Organização do Trabalho**

No Capítulo 2 descreve-se o resultado da pesquisa bibliográfica sobre pilares de concreto armado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), recorrendo às considerações da literatura aos trabalhos afins já realizados em teses, dissertações e revistas especializadas. Apresentando-se os trabalhos com maior importância nas intervenções de reforço estrutural em obras históricas, estudando o ciclo da sua vida útil, a durabilidade dos materiais e a falta de manutenção periódica e suas manifestações patológicas.

Serão descritas as metodologias e técnicas de reforços, no capítulo 3, com suas propriedades e características dos materiais componentes dos reforços dos pilares.

No capítulo 04, é apresentado o estudo de caso da obra de revitalização do “casarão”.

O capítulo 05 traz uma análise comparativa entre a técnica do reforço executado no estudo de caso, comparando com as prescrições de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007) e o programa PDOP 2.0 - programa para dimensionamento otimizado de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões.

No sexto capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

O objetivo deste capítulo é destacar pontos importantes dos trabalhos mais relevantes encontrados na literatura, que diretamente se relacionam, ou com o sistema de reforço utilizado, ou com o tipo de solicitação para a qual o reforço dos pilares foi executado, ou com os procedimentos de execução e materiais empregados no estudo de caso apresentado neste trabalho.

De acordo com a definição da NBR 6118 (ABNT, 2007), pilar é todo elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Todas as recomendações referentes aos pilares são válidas nos casos em que a maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão ( $h \leq 5b$ ). Quando esta condição não for satisfeita, o pilar deve ser tratado como pilar parede. Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

#### 2.1.1 Características geométricas de pilares

A NBR 6118 (ABNT, 2007) impõe limites para dimensões de pilares, com o objetivo de evitar um desempenho inaceitável para os elementos estruturais e propiciar condições de execução adequadas. O item 13.2.3 a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 18 cm. A NBR 6118 (ABNT, 2007), em casos especiais, permite a consideração de dimensões entre 18 cm e 12 cm, desde que as ações consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ . A Tabela 2.1 mostra os valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  utilizado para majorar os esforços solicitantes finais de cálculo.

Tabela 2.1 Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  NBR 6118 (ABNT, 2007)

b (cm)	$\geq 18$	17	17	16	15	14	13	12
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35
<p>Onde:</p> $\gamma_n = 1,85 - 0,05b$ <p>b: é a menor dimensão da seção transversal do pilar, em metros.</p> <p>NOTA O coeficiente <math>\gamma_n</math> deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.</p>								

### 2.1.2 Cobrimento da armadura dos pilares

Segundo o item 7.4 da NBR 6118 (ABNT, 2007) (qualidade do concreto de cobrimento), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 2.2 e pode ser avaliada, simplificarmente, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 2.2 - Classes de agressividade ambiental NBR 6118 (ABNT, 2007)

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup> Industrial <sup>1), 2)</sup>	Grande
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup> Respingos de maré	Elevado

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento ou água/aglomerante, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permitem-se adotar os requisitos mínimos expressos na tabela 2.3 seguinte.

Tabela 2.3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto NBR 6118 (ABNT, 2007)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 2.2)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	CP	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 7853)	CA	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40
	CP	≥C25	≥C30	≥C35	≥C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

O cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação. Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 2.4 para  $\Delta c = 10$  mm.

Nas obras correntes o valor de  $\Delta c$  deve ser maior ou igual a 10 mm. Quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado o valor  $\Delta c = 5$  mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto.

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser maior ou igual ao seu próprio diâmetro.

$$c_{\text{nom}} \geq \phi \text{ barra}$$

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{\max} \leq 1,2 c_{\text{nom}}$$

Tabela 2.4 - Espessuras de cobertura nominal recomendadas em função da classe de agressividade ambiental. NBR 6118 (ABNT, 2007)

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje (2)	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

## 2.2 Dimensionamento e verificação de pilares

### 2.2.1 Armaduras

As armaduras longitudinais (ou principais) dos pilares de concreto armado colaboram com o concreto absorvendo parte dos esforços de compressão (Figura 2.1). Tal parcela de colaboração permite reduzir a seção efetiva de concreto. Quando um pilar encontra-se sob flexão composta, parte da armadura longitudinal pode ser tracionada. As armaduras transversais (estribos) têm a função de evitar a flambagem das barras longitudinais, confinar o concreto solicitado e manter o posicionamento das barras principais durante a concretagem dos pilares.

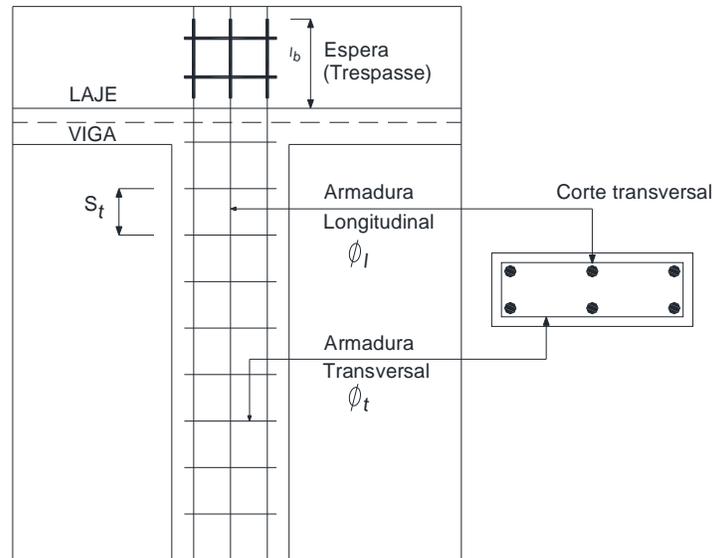


Figura 2.1 – Armaduras de pilares de concreto armado (Oliveira, 2009)

### 2.2.2 Flambagem

Por definição flambagem é um fenômeno de instabilidade que pode causar a ruptura do pilar antes mesmo de que sua resistência à compressão seja alcançada. Para considerar os efeitos da flambagem é necessária a determinação do índice de esbeltez  $\lambda$ , este índice pode ser determinado através da equação 1.

$$\lambda = \frac{le}{i} = \frac{le}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \quad (\text{Equação 1})$$

onde

$le$ : comprimento efetivo ou de flambagem do pilar;

$i$  : raio de giração da peça;

$I$  : momento de inércia na direção considerada;

$A_c$ : seção transversal do pilar, adotada igual à área de concreto.

O comprimento efetivo corresponde ao trecho do pilar que flambará, apresentando uma curva equivalente à metade de uma onda senoidal (semi-senoidal), ou seja, o comprimento efetivo depende das condições de apoio do pilar. Os valores de  $le$  podem ser determinados de acordo com a equação 2.

$$l_e = \frac{l}{n} \quad \text{(Equação 2)}$$

onde

$l$  : comprimento teórico do pilar;

$n$  : número de trechos semi-senoidais na geometria deformada do pilar.

A Figura 2.2 mostra a geometria deformada de pilares em função das condições de apoio e seus respectivos comprimentos de flambagem. A Figura 2.3 mostra os comprimentos de flambagem mais utilizados no cálculo de pilares. No caso de ligações monolíticas em concreto armado os nós dos pilares são considerados indeslocáveis e a altura teórica do pilar corresponde à distância entre os eixos longitudinais das vigas.

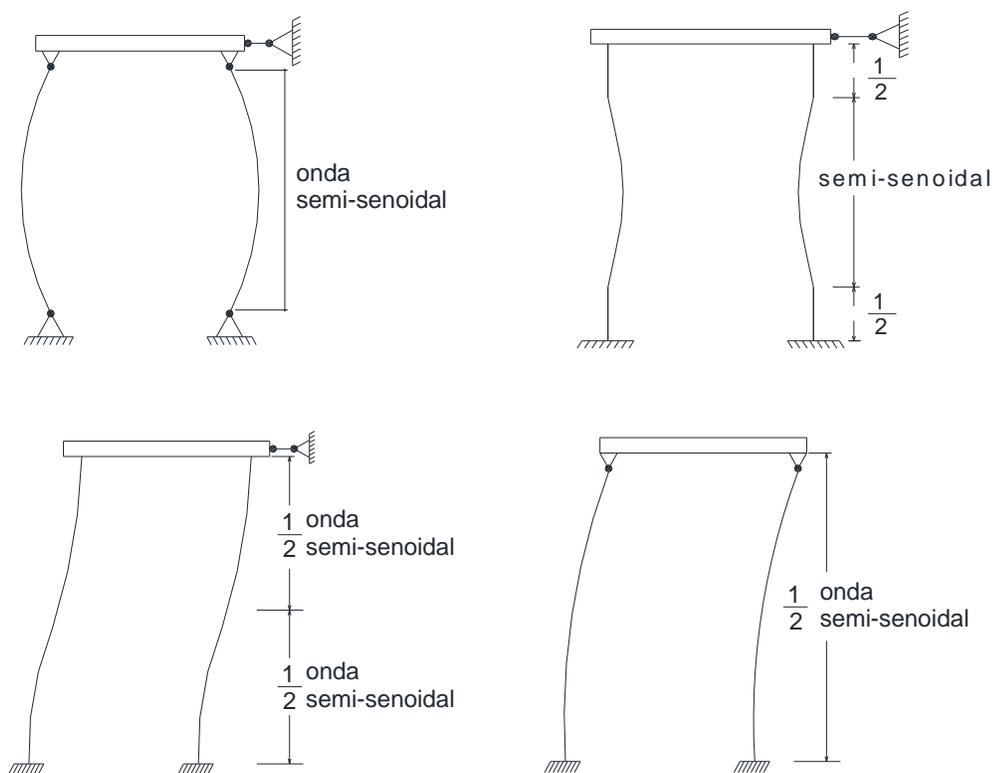


Figura 2.2 Comprimentos de flambagem (Oliveira, 2009)

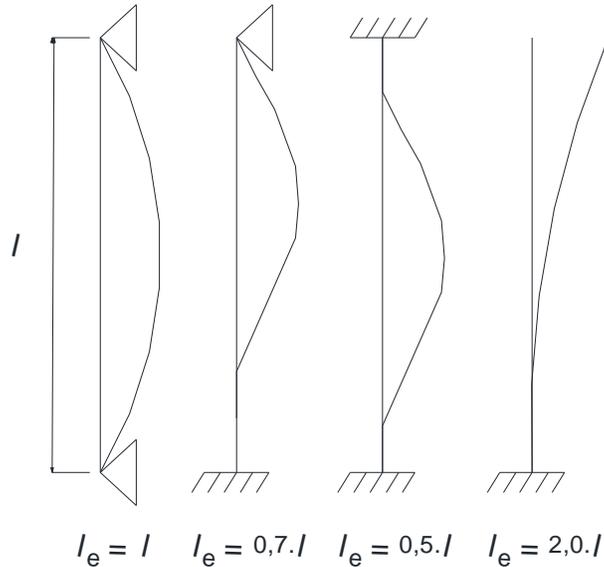


Figura 2.3 Comprimentos de flambagem usuais em projeto (Oliveira, 2009)

Observa-se que de acordo com a equação 1, para um comprimento de flambagem constante, a maior possibilidade de flambagem ocorre no eixo de momento de inércia mínimo da seção transversal, fornecendo  $\lambda_{máx}$ . A equação 3 determina o valor de  $\lambda_{máx}$  para uma seção transversal retangular de dimensão mínima  $b$ . Em projeto, geralmente o pé direito é definido no projeto arquitetônico e procura-se estabelecer valores para  $b$  que satisfaçam determinado índice de esbeltez. Assim, quanto menor o comprimento de flambagem mais econômica será a seção da peça.

$$\lambda_{máx} = \frac{l_e}{i_{mín}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{I_{mín}}{A_c}}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{h \cdot b^3 / 12}{b \cdot h}}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 3,46 \cdot \frac{l_e}{b} \quad (\text{Equação 3})$$

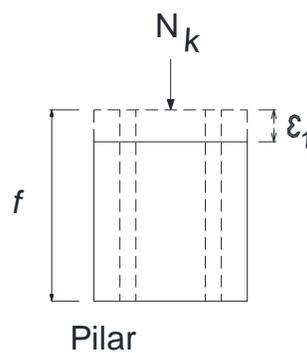
A NBR 6118 (ABNT, 2007) não estabelece claramente limites para o índice de esbeltez a ser utilizado no cálculo de pilares de concreto armado. Entretanto, permite diversas simplificações para a verificação da excentricidade de segunda ordem e do efeito da fluência do concreto. Assim, para pilares com  $\lambda > 80$  devem ser utilizados métodos mais precisos para a verificação dos efeitos da excentricidade de segunda ordem, bem como considerar os efeitos da fluência. Não são permitidos valores do índice de esbeltez acima de 200.

Em virtude do tipo de material (concreto) e da solicitação preponderantemente de força de compressão, os pilares apresentam rupturas frágeis. A ruína de uma seção transversal de um único pilar pode ocasionar o colapso progressivo dos demais pavimentos subsequentes provocando, assim, a ruína de toda a estrutura. As disposições dos pilares na planta de forma de um edifício são importantes, pois o posicionamento destes, juntamente com as vigas, formam pórticos que proporcionam rigidez e conferem estabilidade global ao edifício.

Por consequência, os pilares são peças estruturais do edifício que precisam ser projetados cuidadosamente, englobando os dimensionamentos e os detalhamentos corretos. Projetos adequados de elementos de concreto estrutural, em termos de resistência, estabilidade e durabilidade, precisam ser feitos de acordo com as diretrizes e recomendações de normas técnicas.

### 2.2.3 Resistência de pilares à compressão centrada

Um pilar de concreto armado quando sujeito a um carregamento centrado  $N_k$  apresenta deformações longitudinais uniformes  $\epsilon_l$  como mostra a Figura 2.4. Esta consideração só é possível devido à aderência entre o concreto e o aço que constituem a peça. Através da utilização dos diagramas tensão-deformação dos materiais é possível estabelecer níveis tensão admissíveis para cada material, possibilitando a determinação da resistência do pilar ( $N_{Rk}$ ). As estimativas de resistência serão mais precisas quando forem utilizadas as curvas características dos materiais, obtidas através de ensaios experimentais. As curvas de cálculo, além de reduzirem a resistência dos materiais, muitas vezes não representam o comportamento real do material sob carregamento.



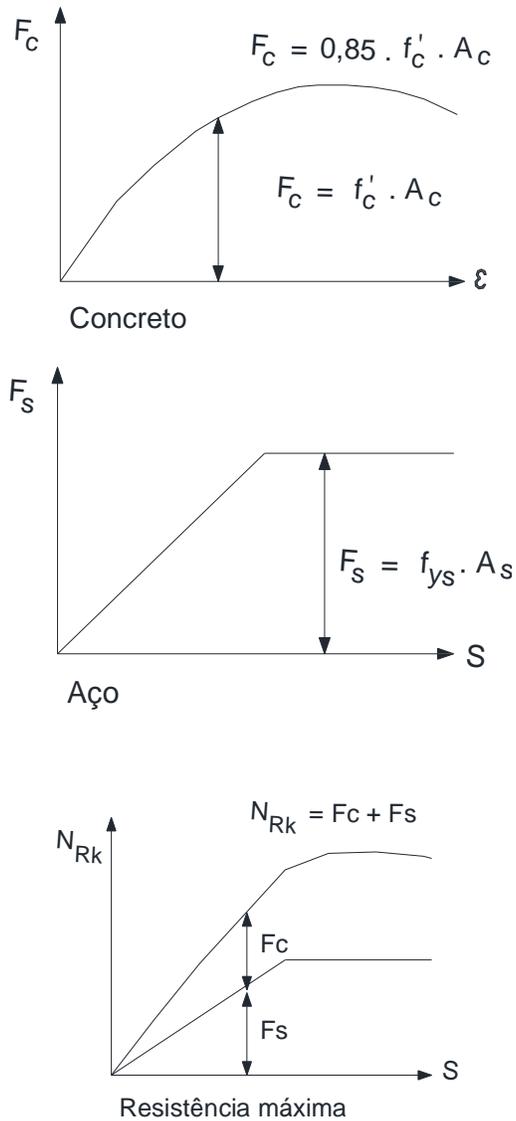


Figura 2.4 Resistência de pilares curtos sob compressão centrada (Oliveira, 2009)

A resistência do pilar pode ser estimada pela equação 4.

$$N_{Rk} = 0,75 \cdot f'_c \cdot A_c + f_{ys} \cdot A_s \quad (\text{Equação 4})$$

Na prática quase todos os pilares de uma estrutura de concreto armado estão sujeitos às cargas de compressão acompanhadas de momentos fletores caracterizados como acidentais. Estes momentos surgem em decorrência do próprio processo construtivo, que muitas vezes impede o correto posicionamento das vigas no centro dos pilares. Outra causa para ocorrência destes momentos é o fato dos pilares resistirem a parcelas de momentos não balanceados oriundos

das vigas. A excentricidade  $e$  do carregamento é mostrada na Figura 2.5. Os dois casos usados para justificar a presença de momento fletor nas extremidades dos pilares podem ser representados por um carregamento  $N_k$  atuando com um momento fletor  $M_k$  representativo.

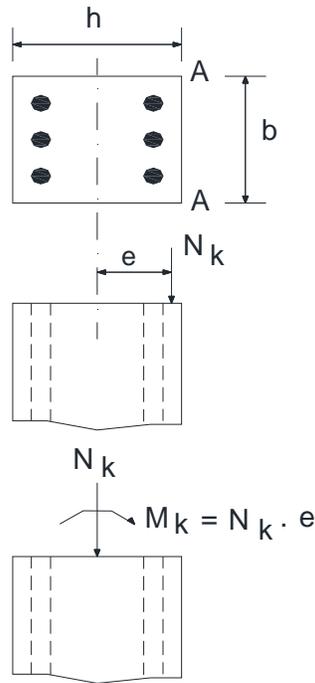


Figura 2.5 Consideração da excentricidade do carregamento nos pilares (Oliveira, 2009)

A Figura 2.6 ilustra a interação entre a carga normal e o momento solicitante e resistente para uma coluna considerada homogênea e elástica com resistência à compressão  $f'_c$ . A ruptura da coluna em questão ocorrerá quando a máxima tensão solicitante alcançar a resistência à compressão  $f'_c$ .

$$\frac{N_k}{A_c} + \frac{M_k \cdot y}{I} = f'_c$$

$$\frac{N_k}{f'_c \cdot A_c} + \frac{M_k \cdot y}{f'_c \cdot I} = 1$$

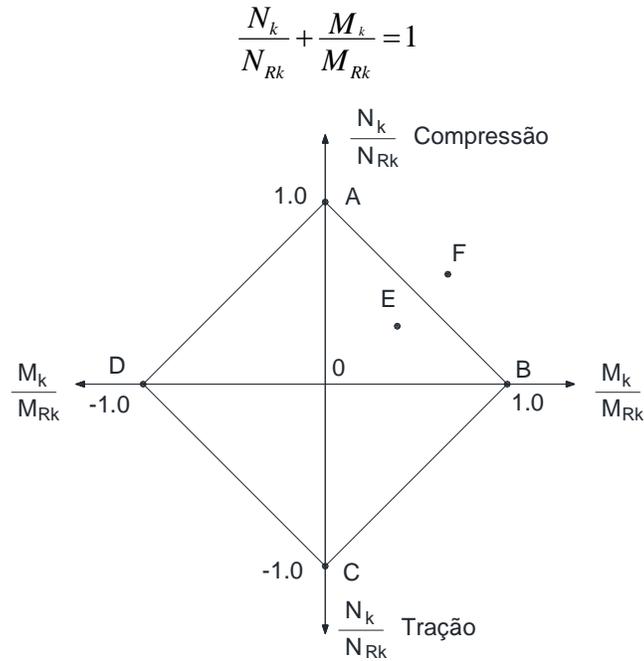


Figura 2.6 Diagrama de interação para coluna elástica (Oliveira, 2009)

Como pode ser observado na Figura 2.5, uma seção de concreto armado não é homogênea, e para estimar satisfatoriamente a resistência do pilar deve-se considerar a contribuição da armadura comprimida. Assim, para um pilar representativo com quatro camadas de armadura distribuída, conforme a Figura 2.7, as deformações da armadura são assumidas de compressão, com uma variação linear da fibra mais comprimida para a “menos comprimida”. O exemplo considera uma distribuição simétrica das camadas da armadura em relação ao centro de gravidade da peça. Tal consideração se deve ao fato de a referida distribuição ser a mais utilizada em pilares de edifícios e pontes.

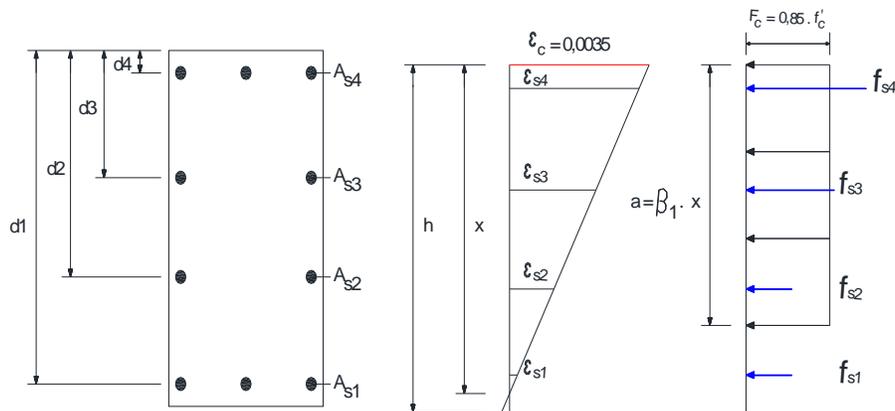


Figura 2.7 Ação de carga normal e momento fletor numa seção transversal (Oliveira, 2009)

Os valores de  $\beta_1$  são definidos em função da relação entre a área do diagrama (parábola-retângulo) de tensões do concreto e aquele retangular adotado para simplificação do cálculo.

a)  $f'_c \leq 27$  MPa:  $\beta_1 = 0,75$

b)  $27$  MPa  $< f'_c \leq 56$  MPa:  $\beta_1 = 1,05 - 0,05 \cdot \frac{f'_c}{7}$

c)  $56$  MPa  $< f'_c$ :  $\beta_1 = 0,65$

A distribuição adotada para as deformações considera uma deformação máxima do concreto de 3,5‰ e um valor arbitrado para a armadura “menos comprimida”  $A_{s1}$ . Para a distribuição de deformações adotada o valor de  $x$  pode ser determinado pela equação 5, e o valor da deformação de uma determinada camada de armadura será obtida em função de  $x$ . Deve ser observado que valores negativos de deformação indicam que a referida camada foi assumida tracionada em um nível de solicitação hipotético.

$$x = \left( \frac{0,0035}{0,0035 + \epsilon_{s1}} \right) \cdot d_1 \quad \text{(Equação 5)}$$

O cálculo da deformação para qualquer camada será de acordo com a equação 6. Valores negativos indicam tração nas barras da referida camada da armadura.

$$\epsilon_{si} = \left( \frac{x - d_i}{x} \right) \cdot 0,0035 \quad \text{(Equação 6)}$$

A tensão em cada camada da armadura pode ser calculada pela equação 7.

$$f_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \quad \text{(Equação 7)}$$

De acordo com o exposto na Figura 2.7 a resultante de compressão do concreto pode ser estimada de acordo com a equação 7. O valor da resultante atuante em cada camada da armadura será determinado através da equação 8.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{Equação 7})$$

$$F_{si} = f_{si} \cdot A_{si} \quad (\text{Equação 8})$$

Entretanto, quando se considera a seção de concreto na estimativa de resistência, a área de cada barra é novamente considerada, o que deve ser corrigido com a equação 10.

$$F_{si} = A_{si} \cdot (f_{si} - 0,85 \cdot f'_c) \quad (\text{Equação 10})$$

A carga centrada máxima que poderá ser aplicada ao pilar corresponde àquela obtida com a equação 11. No caso de tração axial, a parcela resistente do concreto deve ser desprezada.

$$P_{Rk} = C_c + \left( \sum_{i=1}^n F_{si} \right) \quad (\text{Equação 11})$$

Considerando que o centroide do pilar contém o eixo de rotação do pilar (Figura 2.8), o momento resistente é determinado pela equação 12.

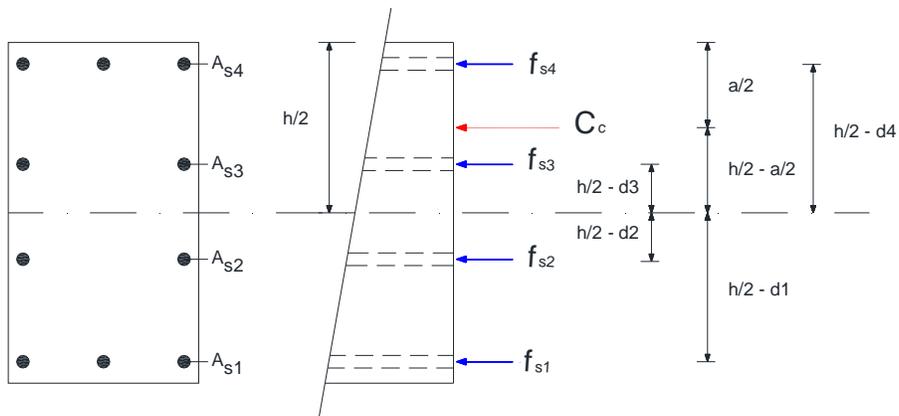


Figura 2.8 Resistência interna do pilar a compressão centrada (Oliveira, 2009)

$$M_{Rk} = C_c \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \cdot \left( \frac{h}{2} - d_i \right) \quad (\text{Equação 12})$$

Observa-se que, independente do estado de tensão das camadas inferiores da amadura, ou seja, mesmo quando estão tracionadas continuam a contribuir para a resistência do pilar.

Os princípios do equilíbrio de forças e momentos, da compatibilidade de deformações e os domínios de deformações utilizados na análise de vigas são igualmente aplicados aos pilares. No caso de pilares, a força normal é introduzida às equações, tornando o problema como um caso de flexão composta normal ou de flexão composta oblíqua. No caso de flexão composta oblíqua, a obtenção de uma solução geral por meio das equações de equilíbrio e compatibilidade é praticamente impossível, uma vez que é desconhecida a distância e a inclinação da linha neutra.

Do ponto de vista prático, tanto no caso de flexão composta reta e principalmente no caso de flexão composta oblíqua, podem ser utilizados ábacos, que são de fácil utilização e boa precisão, ou programas computacionais de dimensionamento da área de armadura. Com relação à utilização dos ábacos, nestes normalmente são preestabelecidas a forma da seção e a disposição das barras da armadura, necessitando conhecer, além das propriedades mecânicas dos materiais aço e concreto, as excentricidades calculadas nos procedimentos de dimensionamento.

#### **2.2.4 Considerações sobre a literatura**

A década de 70 foi de intenso grau de urbanização no contexto brasileiro e cabe esclarecer que o Acre seguiu a tendência brasileira e mundial de concentração da população nos centros urbanos, Acre (2011). Muitas obras públicas do estado foram construídas neste período, entre as décadas de 70 e 80, possuindo, portanto, idade média aproximada de 30 anos. Assim, por conta dos critérios de especificações técnicas insuficientes, sob a visão da durabilidade, aliada, em alguns casos, a práticas construtivas, que não primavam pela qualidade, e à inexistência de políticas públicas de manutenções preventivas periódicas, essas edificações públicas estarão sujeitas a apresentar sérios problemas de desempenho estrutural relacionados à própria deterioração do concreto armado.

No trabalho apresentado por Borges e Sáles (2007) “tem-se que para intervir em obras históricas exige-se uma pesquisa minuciosa e a definição de critérios específicos a fim de se

obter um resultado satisfatório em nível partido arquitetônico”. Segundo um dos precursores da teoria do restauro, o arquiteto francês Violet Le Duc (1767, *apud* Borges e Sáles, 2007) “Restaurar um edifício não é mantê-lo, repará-lo ou refazê-lo: é restabelecê-lo num estado completo que pode não haver existido em um momento determinado”.

Considerando que os reforços estruturais necessitam de técnicas bem desenvolvidas e diferenciadas para cada tipo de reforço torna-se fundamental o estudo de cada edificação. Segundo Puccioni (1997), deve-se estudar o máximo, para intervir o mínimo com eficiência e segurança. Todo o edifício tem um ciclo de vida útil, o qual pode variar dependendo de fatores como a durabilidade dos materiais empregados na construção, das condições de exposição e uso do mesmo e a existência de uma manutenção periódica.

A falta de manutenção periódica faz com que pequenas manifestações patológicas, que teriam baixo custo de recuperação, evoluam para situações de desempenho insatisfatório; com ambientes insalubres, de deficiente aspecto estético, de possível insegurança estrutural e de alto custo de reforço. Entre as novas técnicas, existem diversas técnicas que melhor se adequam ao tipo de reforço executado na obra de revitalização do “casarão”.

Segundo Almak (1997, *apud* Escobar, 2003), reforçar estruturas de concreto armado tem sido uma das mais importantes atividades da engenharia civil. A grande quantidade de obras civis antigas e com arquiteturas imponentes que apresentam problemas estruturais, e que necessitam de manutenção e reforço estrutural, levam à procura por novas técnicas e materiais para a execução dos reparos.

Com relação à recuperação dos problemas patológicos, Helene (1992, *apud* Müller, 2004), afirma que as correções serão mais duráveis, mais efetivas, mais fáceis de executar e muito mais baratas quanto mais cedo forem executadas. A demonstração mais expressiva dessa afirmação é a chamada lei de Sitter que mostra os custos de recuperação crescendo segundo uma progressão geométrica. A vida útil de uma estrutura pode ser dividida em quatro diferentes fases conforme a lei de Sitter, sendo fase A: projeto e construção, fase B: início dos danos, fase C: início da propagação do dano e fase D: estado avançado de propagação. Estas fases com uma estimativa de custos estão ilustradas na Figura 2.9 a seguir, ilustrativa das

técnicas de manutenção e inspeção que devem ser desenvolvidas e aplicadas para garantir que as estruturas existentes não atinjam as fases C e D.

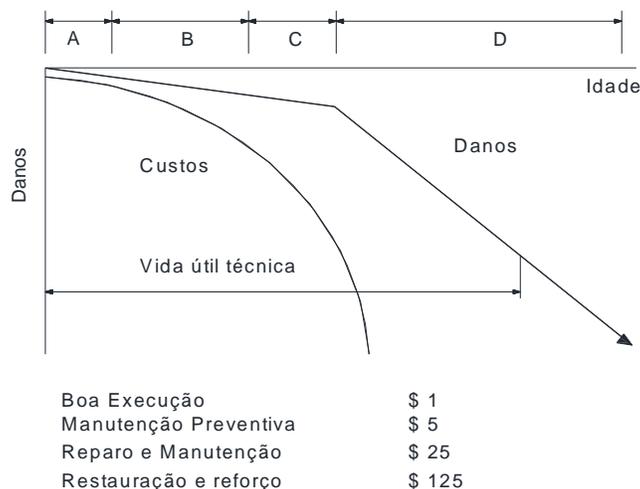


Figura 2.9 – Lei de Sitter (Müller, 2004)

Nos edifícios antigos com valor cultural, que apresentam em suas fachadas formas arquitetônicas mais tradicionais, cada vez mais existe a necessidade de adaptação dos espaços antigos às novas normas, tanto estruturais como de segurança e acessibilidade, consolidando cada vez mais um *layout*, buscando mais flexibilidades em seus espaços. Havendo assim uma necessidade constante de evolução, buscando praticidade na execução e utilização da mão de obra mais qualificada, haja vista a um aumento da vida útil e minimizando o custo do reforço, este o objetivo chave no setor público. Além do aumento da capacidade resistente das estruturas, via de regra no setor público, a decisão pela técnica implica essencialmente a economicidade e velocidade de execução, muitas vezes em detrimento da técnica mais adequada, apropriada e eficaz.

### 3. Técnicas de reforço estrutural

#### 3.1 Reforços com encamisamento concreto armado

A técnica do encamisamento de concreto armado é uma técnica de reforço das mais utilizadas no Brasil e consiste na adição de concreto armado à seção transversal do elemento a ser reforçado. Entretanto, ainda existem lacunas de conhecimento sobre esta técnica que precisam ser melhoradas, como a avaliação da sua eficiência e eficácia com relação à ponte de

aderência entre o concreto novo e o velho, aderência das superfícies de contato, ligação da armadura para que o conjunto possa formar uma seção monolítica a fim de garantir o resultado satisfatório, ampliar a quantidade de profissionais preparados para lidar com este tipo de situação de forma segura e econômica.

Os pilares são elementos estruturais responsáveis por transportar as ações dos pavimentos da obra para as fundações, e falhas em seu funcionamento afetam significativamente o desempenho da edificação como um todo. Para sanar as falhas de desempenho o pilar poderá ser reforçado utilizando a técnica de reforço estrutural, dentre as descritas neste trabalho que possa atender aos requisitos de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007). O encamisamento de concreto armado em pilares ainda é utilizado com bastante frequência na região norte do país mesmo havendo outras técnicas comprovadas de reforços estruturais.

Utilizou-se o reforço de elementos estruturais com concreto armado pelo fato de ser um material muito empregado devido às suas vantagens econômicas e rapidez de execução. Porém, possui, entre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais previstas no projeto. Apesar de existirem várias técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, muitas ainda se baseiam na experiência empírica acumulada, devido ao caráter artesanal e incomum dos processos de reforço, uma vez que cada problema enfrentado tem características próprias.

Piancastelli (1997) utilizou a metodologia de reforço com encamisamento com concreto armado e descreveu que o concreto - seja moldado em formas ou projetado, sem sombra de dúvidas - é o material mais versátil para o reforço ou recuperação de estruturas de concreto armado, por ser utilizado em todos os tipos de peças estruturais e nas mais diversas situações e condições.

Os reforços em concreto armado são muito utilizados, principalmente, pelo fato de exigirem procedimentos, em sua maioria, análogos aos empregados em obras novas. Mesmo os procedimentos específicos são de fácil execução, não exigindo mão de obra muito especializada, desde que criteriosamente detalhados e especificados. Apesar disso, não dispensa os cuidados inerentes a toda e qualquer intervenção de reforço.

O reforço com concreto projetado difere daquele em concreto armado apenas com relação ao lançamento e adensamento do concreto, que é feito numa única etapa, através de equipamento de projeção a ar comprimido. Entretanto, a operação desse equipamento exige mão de obra especializada, experiente, e responsável. Uma das maiores preocupações nos reforços com concreto relaciona-se à aderência entre o concreto de reforço (concreto novo) e o concreto da peça a ser reforçada (concreto velho). Ela é vital para garantir o comportamento conjunto (monolítico) - peça original com o reforço - ou seja, para que a peça reforçada trabalhe como uma peça monolítica.

Exigência, normalmente feita, é que o concreto novo apresente características semelhantes às do concreto velho, principalmente resistências e módulo de elasticidade. É claro que o material a ser utilizado no reforço de um elemento estrutural de concreto, seja ele o próprio concreto ou outro qualquer, deve ter suas características analisadas, tendo-se em vista as características do concreto do elemento a ser reforçado.

Caso seja necessário, pode-se lançar mão de adesivos epoxídicos para garantir tal aderência. Deve-se lembrar, entretanto, que esse tipo de resina começa a perder o poder de adesão em temperaturas acima de 50 °C, sendo que os de melhor desempenho conseguem trabalhar com a temperatura máxima de 80 °C. Recurso muito utilizado para também garantir o comportamento monolítico da peça reforçada, é a adoção de pinos que atravessam a interface dos dois concretos, os quais passam a resistir aos esforços de cisalhamento que ali se desenvolvem. Os pinos podem ser representados por estribos prolongados, chumbadores, ou pequenas barras coladas com resinas - Figura 3.1.

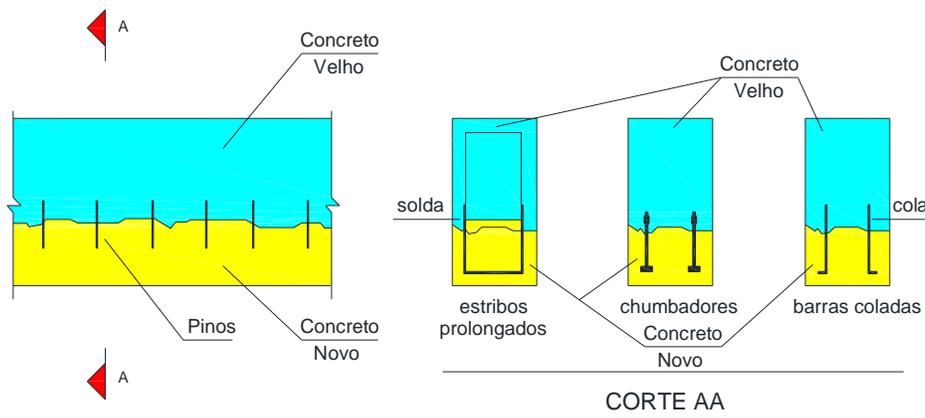


Figura 3.1 - Pinos para Ligação de Concretos (Piancastelli, 1997)

Quanto ao cálculo de reforços, deve-se registrar que a NBR 6118 (ABNT, 2007), referente ao projeto e execução de obras de concreto armado, não faz qualquer menção aos mesmos. Por isso, projetos de reforços são normalmente desenvolvidos com base na experiência pessoal do engenheiro projetista, que, muitas vezes, adapta preconizações desta norma ou utiliza critérios isolados de normas de outros países.

Convém chamar a atenção para o fato de não existirem normas para reforço tão abrangentes quanto as existentes para obras novas, mesmo nas mais renomadas instituições de normatização. Nos itens a seguir, serão abordados reforços de diversas peças estruturais, utilizando o concreto como material de reforço. As argamassas ou concretos *grouts*, as argamassas projetadas, e as argamassas ou concretos poliméricos ou de resinas podem ser, também, empregados nos reforços descritos.

### **3.1.1 Tratamentos do substrato – concreto e armaduras**

Com relação ao tratamento do substrato do concreto e a armadura, é relevante ressaltar a importância deste tratamento na técnica do reforço estrutural com encamisamento de concreto armado, para o bom desempenho de qualquer intervenção, principalmente de reforço, é fundamental que o substrato (superfícies do concreto e do aço existentes) seja convenientemente tratado.

São duas as finalidades básicas do tratamento:

- retirar todo material deteriorado ou contaminado;
- propiciar as melhores condições de aderência entre o substrato e o material de recuperação ou reforço.

Para o tratamento do substrato, podem ser adotados os seguintes procedimentos:

- Escarificação manual (marreta, talhadeira, ponteiro);
- Escarificação mecânica (martetele, rompedor, fresa);
- Escovamento manual (escova de aço);

- Lixamento manual ou elétrico (lixas para concreto e aço, lixadeira elétrica);
- Hidro demolição (equipamento específico);
- Jateamento de areia (equipamento específico);
- Jateamento de água e areia (equipamento específico);
- Queima controlada com chama (maçarico);
- Corte de concreto (discos ou fios de corte);
- Jateamento de ar comprimido (equipamento específico);
- Jateamento de água fria ou quente (equipamento específico);
- Jateamento de vapor (equipamento específico);
- Lavagem com soluções ácidas (ácido clorídrico, *Reebaklens* da *Fosroc*);
- Lavagem com soluções alcalinas (solução de soda cáustica);
- Aplicação de removedores de óleos e graxas (*Reebexol Super* da *Fosroc*);
- Aplicação de removedores de gordura e ácido úrico - suor - (álcool isopropílico, acetona);
- Umedecimento ou saturação da superfície do concreto com água (aspersão, pano ou areia molhados).

### **3.1.2 Reforços de pilares**

Pilares são os elementos estruturais que, para reforço estrutural, maiores exigências impõem ao projetista. Eles são reforçados por diversos motivos, por exemplo: erros de cálculo, erros de detalhamentos, deficiências dos materiais ( $f_{ck}$  estimado menor que o de projeto), erros no traço do concreto, mau adensamento do concreto, corrosão das armaduras, impactos acidentais ou erros de locação.

### **3.1.3 Cálculo do reforço estrutural**

Antes do reforço de um pilar, o ideal seria aliviá-lo de sua carga. Entretanto, salvo em casos muito especiais, tal alívio só é conseguido de forma parcial, estando, portanto, o pilar original ainda solicitado no instante do reforço. Supondo que, em tal instante, o pilar original esteja resistindo uma carga  $N$ , após o reforço, o conjunto pilar original-reforço passará a resistir a uma carga  $N + \Delta N$ . Dessa carga total ( $N + \Delta N$ ), o pilar original será solicitado por uma parcela igual a  $N + \alpha \Delta N$ , e o reforço pela parcela restante de  $(1-\alpha) \Delta N$ . O valor de  $\alpha$  dependerá da relação entre a rigidez do pilar original e a rigidez do reforço, bem como das

condições de ligação estrutura-reforço já comentada anteriormente. A Figura 3.2 ilustra o citado, através de analogia com o comportamento de molas helicoidais.

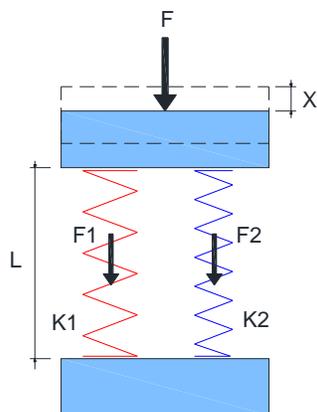


Figura 3.2 - Distribuição de carga entre pilar (F1) e reforço (F2) (Piancastelli, 1997)

$$F = \Delta N = F_1 + F_2 \quad (\text{Equação geral})$$

$$F_1 = k_1 \cdot x = \frac{k_1}{k_1 + k_2} \cdot F = \alpha \cdot F \quad (\text{Equação 1})$$

$$F_2 = k_2 \cdot x = \frac{k_2}{k_1 + k_2} \cdot F = \alpha \cdot F \quad (\text{Equação 2})$$

$$\text{Onde: } k_1 = \frac{E_1 \cdot A_1}{L} \text{ e } k_2 = \frac{E_2 \cdot A_2}{L} \quad \therefore \alpha_1 = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}$$

Caso a nova carga solicitante do pilar original ( $N + \alpha \Delta N$ ) o leve à ruptura, a carga total ( $N + \Delta N$ ) passará a solicitar o reforço, que deverá ser capaz de suportá-la, evitando a ruptura geral do pilar reforçado. Em função disso, é procedimento comum, e seguro, projetar o reforço para suportar, sozinho, toda a carga, ou seja, desprezar a resistência do pilar original. É importante ressaltar que pilares são solicitados não só por cargas normais (compressão simples), mas também por momentos fletores (flexão normal ou oblíqua composta), o que torna as considerações de trabalho conjunto pilar original reforço ainda mais complexas. De qualquer forma, caso se considere a contribuição do pilar original, as deformações iniciais do concreto devem ser rigorosamente consideradas no projeto, para que as deformações finais (após o reforço) não ultrapassem os valores limites teóricas de ruptura.

Finalizando, é importante destacar que, pelo exposto neste item, pode-se concluir que qualquer intervenção a ser executada num elemento estrutural, por mais simples que possa parecer, deve ser precedida de análise estrutural, sob pena de redução da segurança do mesmo. Como exemplo muito comum, podem-se citar os casos de oxidação de armaduras, nos quais muitas empresas de execução, geralmente por desconhecimento do comportamento estrutural, realizam intervenções à revelia de análise.

### 3.1.4 Reforço por encamisamento em concreto armado

De acordo com Piancastelli (1997), nesse tipo de reforço, o pilar original é totalmente envolvido pelo concreto armado do reforço estrutural de acordo com o apresentado e especificado no projeto estrutural, baseado na norma técnica de projeto e execução de obras de concreto armado NBR 6118 (ABNT, 2007), com detalhamento das barras de aço, estribos com os posicionamentos e espaçamentos corretos, conforme mostra a Figura 3.3.

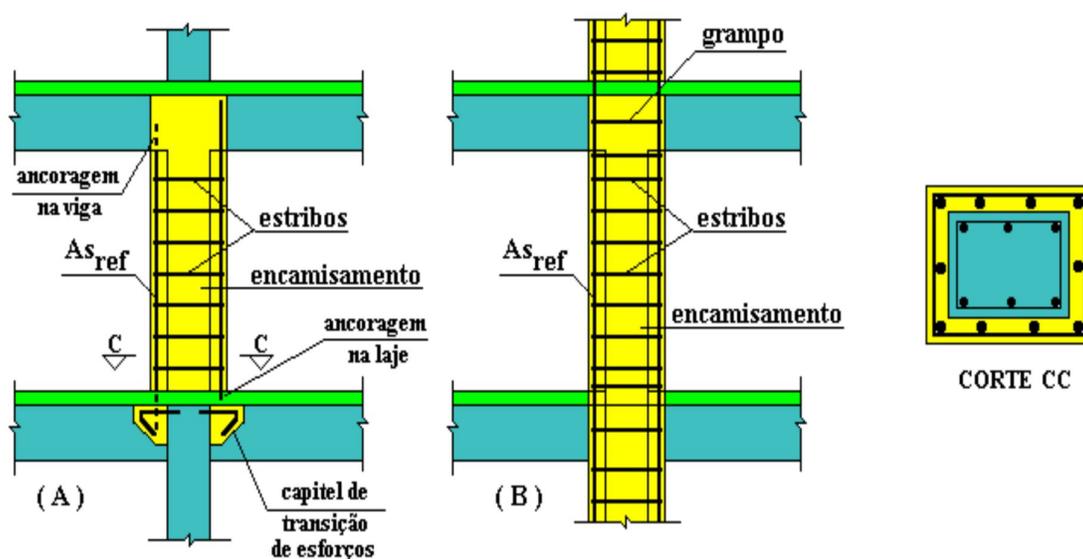


Figura 3.3 - Pilares - reforço por encamisamento (Piancastelli, 1997)

Na Figura 3.3 (A), vê-se o reforço de apenas um vão do pilar. A transferência de esforços é feita através das vigas e, da aderência entre os concretos do pilar original e do de reforço. A armadura longitudinal de reforço é ancorada nas vigas e na laje inferior por colagem com

resina e, estendida até a face inferior da laje superior. A execução de capitel no pilar subjacente pode ser necessária para uma melhor transferência dos esforços do reforço.

O reforço mostrado na Figura 3.3 (B) é contínuo, ou seja, atinge vãos contíguos do pilar. Nesse caso, é importante a continuidade da armadura longitudinal de reforço, onde seja possível, como ocorre somente seja preciso atravessar o concreto das lajes. Caso o reforço utilize concreto projetado, não deverá haver problemas de ordem executiva. Entretanto, quando se adota solução em concreto armado, o concreto seja lançado nas formas pela sua abertura superior, em etapas ou em uma única operação.

### 3.1.5 Reforço lateral

Esse reforço difere daquele por encamisamento, porque o acréscimo de concreto não é feito em todas as faces do pilar original (Figura 3.4). Neste caso, só existe a opção de o reforço trabalhar em conjunto com o pilar original, o que torna essencial a ligação entre os dois concretos. O uso de pinos de cisalhamento, conforme já descrito e mostrado na Figura 3.1, é, portanto, essencial, sendo conveniente também a utilização de adesivos estruturais.

Na Figura 3.4 (A) é mostrada solução através de estribos soldados, que só deve ser adotada no caso de aços não encruados a frio. Na solução da Figura 3.4 (B), através de sulcos abertos no cobrimento de duas faces do pilar original, estribos são incorporados, com argamassa de resina ou argamassa polimérica, ao pilar original. A Figura 3.4 (C) ilustra ligação por meio de chumbadores.

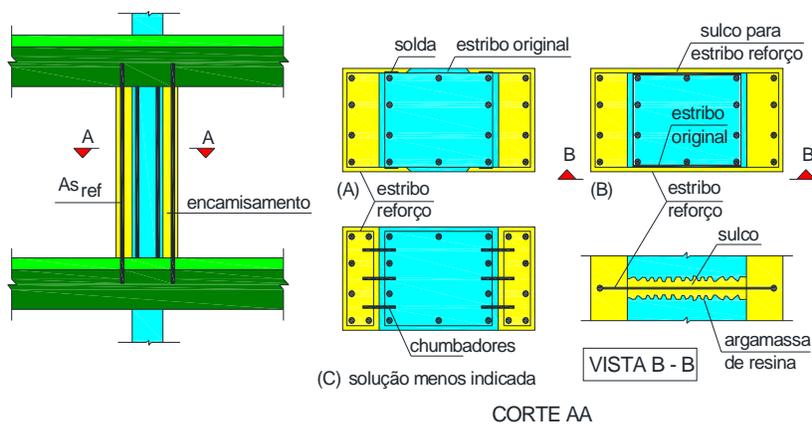


Figura 3.4 - Pilares - reforço lateral - utilização de pinos (Piancastelli, 1997)

### 3.1.6 Reforço por cintamento

Em pilares de seção retangular, nos serviços de preparação do substrato, as quinas podem ser quebradas caso se deseje a redução do diâmetro externo final do pilar. Em pilares solicitados por cargas normais, pode ser vantajosa, em função da geometria do pilar original, a adoção de reforço com armadura transversal circular de cintamento. Esse tipo de reforço conduz, obviamente, a uma seção transversal (após o reforço) de forma circular - Figura 3.5.

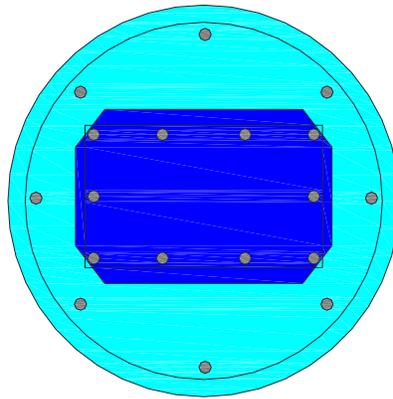


Figura 3.5 - Reforço por cintamento (Piancastelli, 1997)

O cintamento propicia um aumento na resistência à compressão, por fretagem, do concreto de reforço (a ruptura à compressão do concreto ocorre por tração em plano perpendicular ao de compressão), bem como do pilar original. A NBR 6118 (ABNT, 2007) faz uma série de recomendações e exigências para o projeto de pilares cintados, que, obviamente, devem ser observadas, em adição às considerações específicas de projetos de reforço, como os estados iniciais de tensão e deformação.

A técnica de reforço estrutural através do encamisamento de concreto armado do pilar em edificações antigas e com valor histórico ou cultural pode ser evidenciado pelo reforço executado no maracanã, de acordo com Jordy (2002) a obra que teve seu início em 1948, tendo sido considerada finalizada em 1950, com o objetivo de sediar a Copa do Mundo de 1950, na cidade do Rio de Janeiro, o esquema estrutural das rampas é constituído por pórticos formados por pilares esbeltos que apóiam um conjunto de vigas paralelas que, por sua vez, suportam as lajes superiores das rampas e patamares, assim como lajes interiores, que funcionam como forro. Citam-se ainda, como elementos estruturais, as paredes de contenção em concreto dos fossos de separação entre as cadeiras e o campo de futebol. Os pilares de

apoio das rampas monumentais que apresentavam deterioração figura 3.6 sofreram intervenções de reforço utilizando armaduras complementares figura 3.8 e concreto projetado, por via seca.



Figura 3.6 - Deterioração na estrutura de pilar de apoio das rampas monumentais maracanã (Jordy, 2002)



Figura 3.7 - Vista parcial de pilar de apoio das rampas monumentais, durante recuperação e reforço maracanã (Jordy, 2002)



Figura 3.8 - Instalação de armadura adicional de recuperação e reforço em pilares de apoio das rampas monumentais maracanã (Jordy, 2002)

### **3.2 Reforço com perfis metálicos**

O reforço estrutural através de perfis metálicos, com aumento da resistência ao carregamento vertical pode se obter pelos métodos: encamisamento dos pilares de concreto armado danificados com perfis verticais de aço, ou através da inserção de colunas novas de aço em cavidades apropriadas ou simplesmente coladas ao lado do pilar a ser reforçado. Sobre os tipos de perfis estruturais pode-se dizer que estes se diferenciam pelo tipo de fabricação, sendo os perfis laminados e cantoneiras laminadas conforme Figura 3.9, os perfis soldados conforme Figura 3.10, os perfis estruturais formados a frio quando comprimidos Figura 3.11 e fletidos conforme a Figura 3.12.

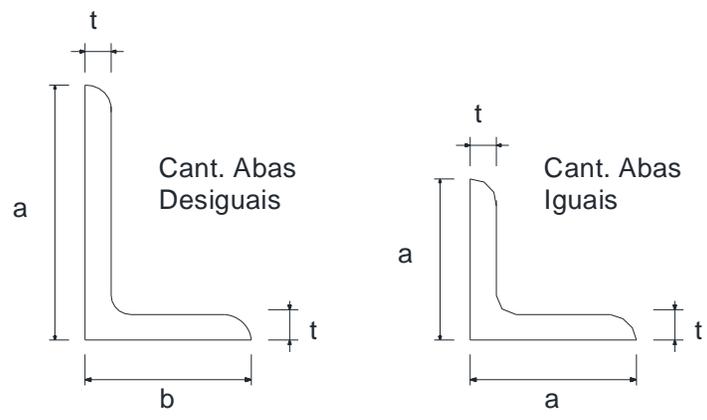
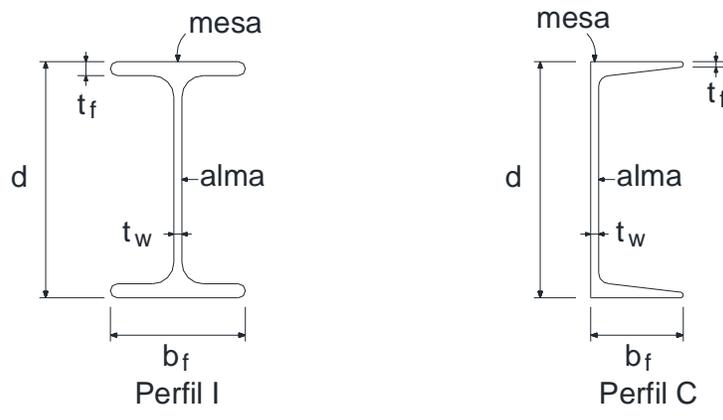


Figura 3.9 – Perfis laminados, cantoneiras laminadas (Andrade, 1994)

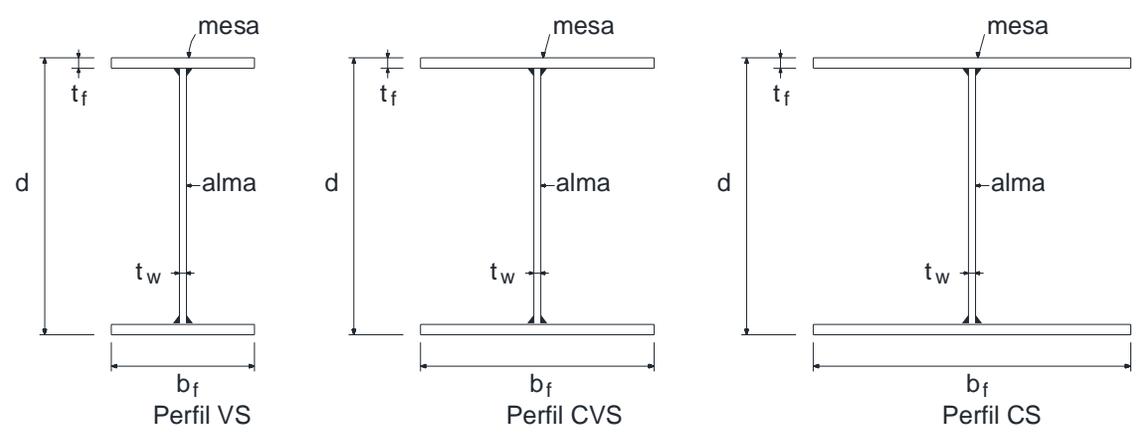


Figura 3.10 - Perfis soldados (Andrade, 1994)

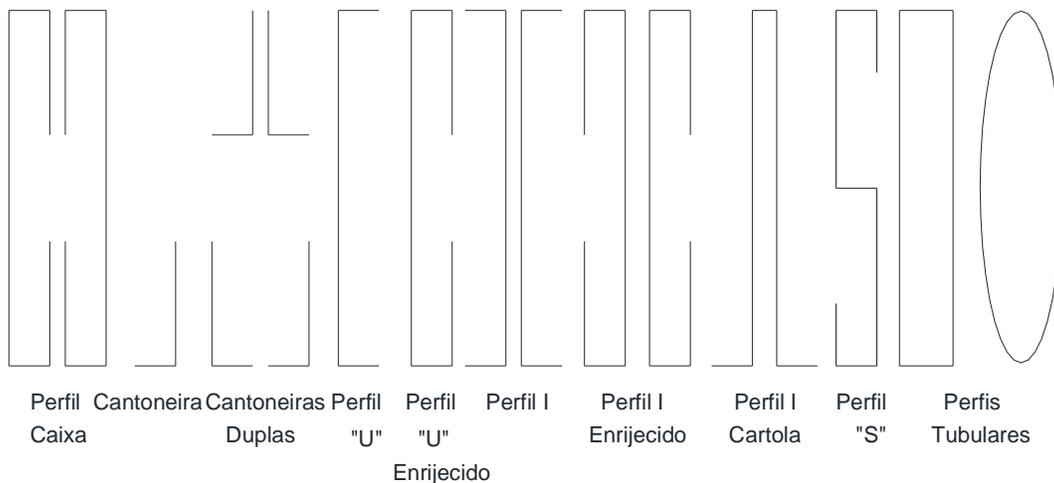


Figura 3.11 – Perfis estruturais formados a frio quando comprimidos (Rodrigues, 2000).

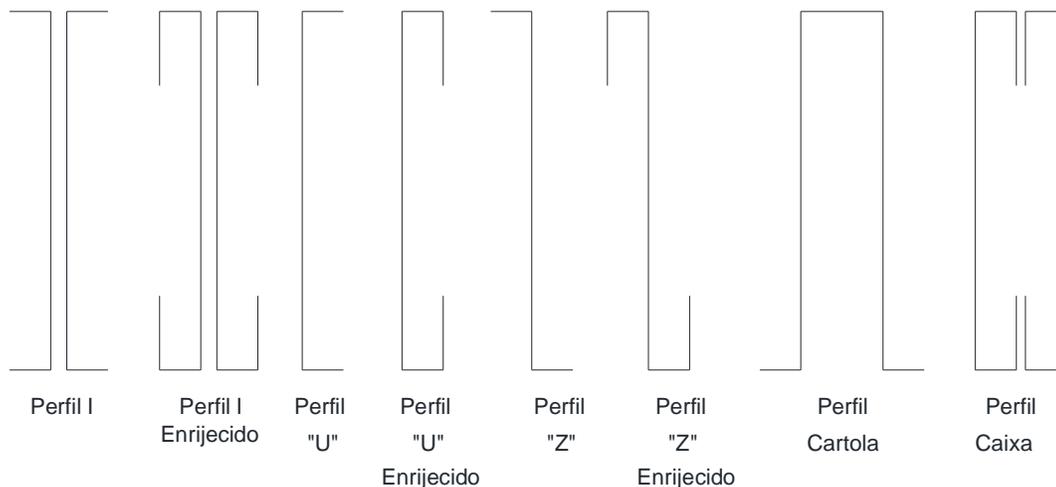


Figura 3.12 – Perfis estruturais formados a frio quando fletidos (Rodrigues, 2000)

Todos os materiais utilizados em uma edificação estão propensos a danificarem-se ou deteriorar após um longo período de uso. As mudanças de uso da edificação podem exigir um aumento de resistência para suportar os novos carregamentos. Em muitas situações o aço pode ser empregado para reforçar estruturas de concreto armado existentes. Para o tema relacionado às intervenções no campo da restauração e ao reforço estrutural em edificações históricas utilizando o aço, Mazzolani (1991) apresenta estudos de vários sistemas aplicados a tipos diversificados de construção. Trabalhando com alguns conceitos essenciais direcionados à estrutura metálica para a compreensão dos aspectos favoráveis do aço para sua aplicação na construção civil.

A análise dos reforços estruturais revelou as inúmeras possibilidades já testadas na prática de aplicação do aço em intervenções de edifícios históricos, campo mais desenvolvido na Europa, local de surgimento de material e dos critérios de restauração, também por ser o local com maior número de edificações históricas. No trabalho realizado por Mazzolani (1991), as possibilidades de aumento de seções transversais - enrijecimento de nós, inserção de contraventamentos, envolvimento de pilares, inserção de nova estrutura (independente ou não) entre outras - são soluções de reforço estrutural com a utilização do aço, proporcionando várias aplicações e resoluções de problemas arquitetônicos de variadas estruturas Figura 3.13.

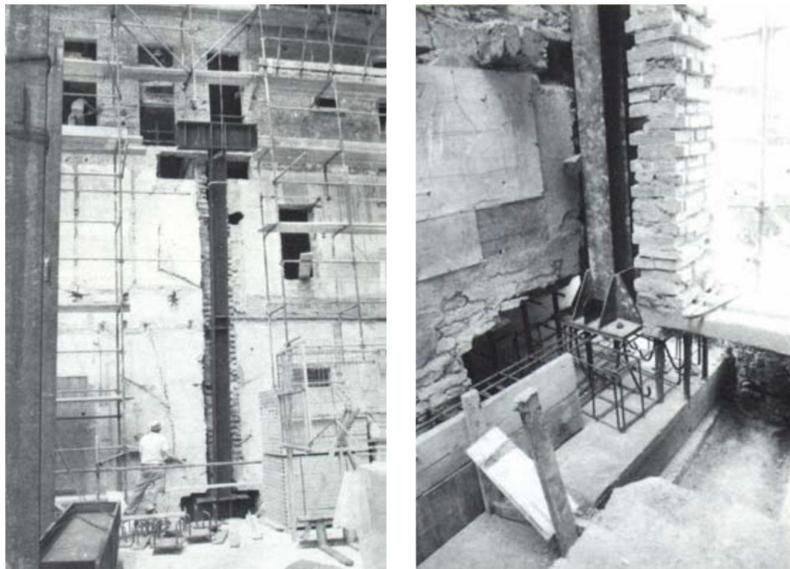


Figura 3.13 – Inserção da coluna na parede de pedra existente e fase executiva da intervenção (Mazzolani, 1991)

Teobaldo (2004) - apresentou em seu trabalho a metodologia utilizada para o reforço com perfis metálicos, sendo aplicada hoje sua evolução constitui a partir do trabalho apresentado por Leal (1977) apresentando elementos que caracterizam a evolução - afirma. Como o reforço com perfis metálicos busca a construção de uma interface entre os critérios de intervenção em edificações antigas e a tecnologia construtiva em aço, visando à aproximação entre os dois campos e a construção de conhecimento sobre as possibilidades e responsabilidades envolvidas em obras sobre esse tipo de edificação, inclusive àquelas relacionadas ao patrimônio histórico edificado.

Nesse contexto, a utilização de estruturas metálicas como elemento consolidador ou reforço estrutural é um campo em ampliação. A evolução do campo da restauração no Brasil, impulsionada pela revisão das políticas de preservação e novas tendências da construção civil, demanda por estudos relacionados às metodologias e concepções de projeto, atualmente escassas na prática. Com a finalidade de difundir a utilização do aço na consolidação de edificações antigas, caracterizar o aço utilizado na construção civil e o campo da restauração de edificações.

O reforço de elementos estruturais de edifícios pode ser feito com a utilização de perfis e/ou barras metálicas. Pela sua versatilidade e resistência, o aço seja viável no reforço de elementos de concreto armado e de madeira. As técnicas utilizadas devem ser sistematizadas, já que cada caso é único. Diferentemente da Europa, onde a preocupação com a preservação já existe de forma consolidada, o crescimento das políticas de preservação do patrimônio histórico no Brasil está em fase de desenvolvimento, necessitando de pesquisas capazes de demonstrar soluções, ou até mesmo novas técnicas a serem aplicadas nesta área.

De acordo com Teobaldo (2004) uma estrutura de concreto armado pode requerer intervenção de consolidação relacionada com o aumento da capacidade de resistência às ações vertical e horizontal. No caso dos elementos verticais, um reforço típico dos pilares em concreto armado é a colocação de quatro cantoneiras nos pilares provisoriamente posicionadas com perfis U, atirantados e ligados transversalmente mediante chapas soldadas - Figura 3.14.

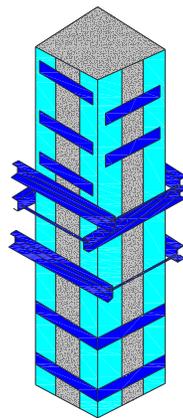


Figura 3.14 - Pilar de concreto com cantoneiras e perfis atirantados (Mazzolani, 1991)

O pilar reforçado pode ter sua arquitetura modificada para que seja englobado o reforço como uma solução arquitetônica e estética, contemplando a intervenção do reforço podendo ser deixada aparente, sendo utilizados perfis de várias seções e dimensões ligados entre si por parafusos, proporcionando um aumento da resistência em uma direção ou em ambas - Figura 3.15.

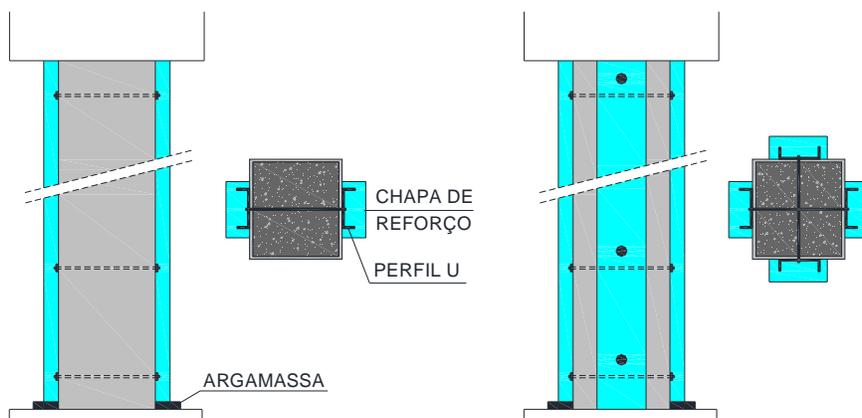


Figura 3.15 - Pilar em concreto com perfis metálicos aparentes (Mazzolani, 1991)

A seção resistente de um pilar de concreto armado também pode ser aumentada por meio de revestimento contínuo realizado com perfis obtidos por dobramento. Pode-se desse modo obter uma fácil união por meio de parafusos. Pode-se também empregar elementos planos soldados na obra e juntamente aplicar injeção de resinas para garantir a aderência entre a chapa e a superfície externa do pilar - Figura 3.16.

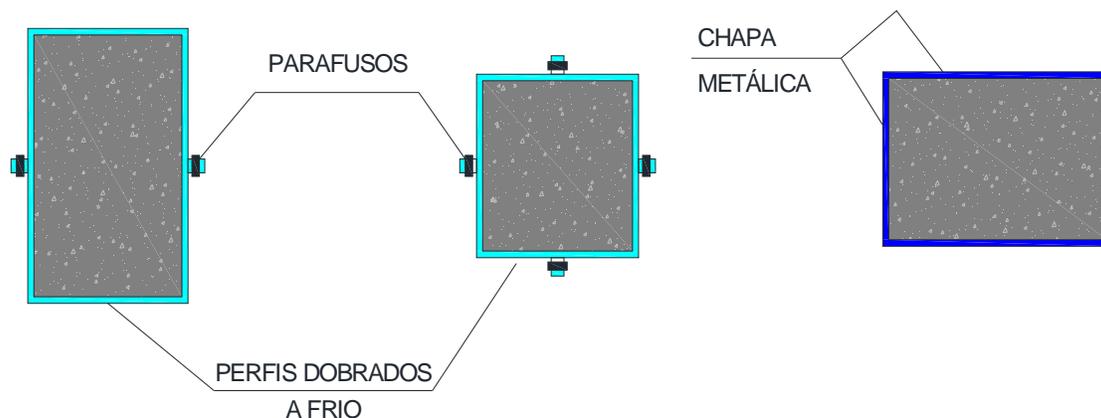


Figura 3.16 - Pilar revestido com chapas dobradas ou elementos planos soldados (Mazzolani, 1991)

No Brasil podem ser apresentadas como exemplos de inserção de pilares em estruturas metálicas em obras de revitalização. Esta situação pode ser ilustrada pelas intervenções realizadas na casa bandeirista da Fazenda do Manso, executada em aço conforme as figura 3.17 e 3.18. Como será observada nos casos estudados, esta liberdade se, por um lado, garante soluções inovadoras e abrangência conceitual das intervenções, por outro, acarreta em distorções prejudiciais à integridade da obra e seu valor enquanto documento histórico.



Figura 3.17 – Casa bandeirista – Fazenda São José do Manso – Intervenção em aço (Teobaldo, 2004)



Figura 3.18 – Casa bandeirista – Fazenda São José do Manso – Intervenção em aço Pilares metálicos em aço SAC 41 (Teobaldo, 2004)



Figura 3.19 – Vista do prolongamento do pilar de concreto com pilar metálico na obra do TRT (Campos, 2006)

### 3.3 Reforço com Chapas de Aço Coladas

O reforço com chapas de aço coladas tem características técnicas que dependem de materiais com variáveis distintas para sua aplicação. Portanto, ao se investigar uma estrutura, devem-se observar diferenças, visando à escolha ideal do processo de intervenção ao qual deverá ser submetida a edificação. Conforme observado por Pizzi & Guevara (1997, *apud* Borges e Sáles, 2007), essas etapas básicas devem conter relatórios dimensionais de danos estruturais, reavaliação da degradação envolvida e simular ações de interferência.

Cavalera et al. (1977, *apud* Borges e Sáles, 2007), observam que a recuperação de um edifício consiste geralmente em um processo de substituição de componentes ou agregação de outros, a fim de que a estrutura possa funcionar de novo. Para se recuperar ou reforçar a estrutura de um edifício é de fundamental importância o seu planejamento através do estudo cuidadoso e crítico, observando e relacionando principalmente as seguintes características:

- a) Segurança – Alguns elementos estruturais apresentam sintomas de movimentações, deformações, fissuras entre outros, em que se prevejam se a ruína manifestar-se-á a curto ou médio prazo.

- b) Adequação – As características funcionais e estéticas são antiquadas e podem não corresponder às atuais exigências da sociedade.
- c) Conforto – Os elementos de proteção e acabamento do edifício e instalações têm que funcionar.

Segundo Cavalera et al. (1977, *apud* Borges e Sáles, 2007), em qualquer situação será sempre necessária uma inspeção preliminar da estrutura, que permitirá a adoção de um plano de atuação detalhado. Tal plano deve conter normalmente o programa de atuação necessário para definir a estrutura ou parte da estrutura que será necessário estudar, e seu estado de conservação. Podem-se definir os seguintes tipos de atuação:

- a) Inspeção visual detalhada, visando ao estabelecimento de procedimentos adequados: -  
Esquema estrutural: Seções, tipologias dos elementos estruturais, sistemas de apoio.  
Sistemas de união: geometria e disposição e controle dimensional de alguns elementos.  
Possíveis defeitos: Deformações nos elementos estruturais, inspeção de ligações soldadas e parafusadas, corrosão, deterioração, fissuras entre outros.
- b) Tomada de amostras e ensaios destrutivos: ensaios mecânicos de qualificação do material, ensaios químicos.
- c) Ensaios não destrutivos: ensaios de soldas (radiografias, líquidos penetrantes, ultrassom), comprovação de perda de espessura, ensaios de carga.

A partir destes procedimentos poderão ser definidos os parâmetros necessários para o cálculo estrutural dos elementos afetados, a fim de se iniciar o processo de reabilitação do elemento ou sistema estrutural danificado. Durante a inspeção visual dos elementos de união, observam Cavalera et al. (1977, *apud* Borges e Sáles, 2007), que é possível verificar como é executada a união entre as peças e simultaneamente se fazer a comprovação do estado de conservação e possíveis defeitos da ligação.

A aplicação de reforços externos com chapas de aço coladas em elementos de concreto é uma das melhores técnicas para reforço de pilares. Isso se deve ao desenvolvimento atual dos adesivos com base epóxi de alta qualidade, aliado ao fato de ser um método eficiente e de

aplicação relativamente fácil, permitindo reforçar o elemento sem que haja grande aumento das dimensões.

Para Borges e Sáles (2007) o reforço da estrutura de qualquer edificação deve ser identificado três etapas investigativas básicas, independentemente da estrutura a ser analisada, a saber: informações sobre a estrutura existente, estimativa da sua capacidade de carga e desenho do reforço e dos detalhes de recuperação. Daí a necessidade do conhecimento dos materiais envolvidos na execução da estrutura, para a escolha correta do procedimento a ser tomado para o reforço.

Para recalcular os elementos afetados, segundo Calavera et al. (1977, *apud* Borges e Sáles, 2007) será preciso defini-los geometricamente, comparando com a documentação disponível. Existe a necessidade de se obter dados que possam definir vãos, apoios, tipologias e seções entre outros. Em edificações mais recentes, em geral, tais dados são mais fáceis de serem obtidos, já que a possibilidade de existência de projetos estruturais da edificação é maior.

### **3.3.1 Metodologia para o reforço de obras históricas**

A metodologia utilizada para o reforço com chapa de aço coladas foi descrito por Borges e Sáles (2007) como o reforço de edificações antigas, são obviamente válidos os mesmos princípios da física e da química, bem como a boa técnica construtiva das instalações como nos prédios novos. Porém, as edificações antigas impõem restrições ao uso de materiais, técnicas construtivas e detalhes pela incompatibilidade com materiais e técnicas antigas. É proibida no reforço estrutural de obras histórica a livre escolha de variáveis possíveis, se existirem outros métodos de reforço com menor ingerência. Portanto Segundo Klein et al. (1997, *apud* Borges e Sáles, 2007) avaliar o valor histórico da edificação torna a importância de se seguir uma metodologia correta para o reforço de uma edificação histórica, mais importante do ponto de vista da técnica de reforço estrutural é que ela permite:

- Verificar os diferentes usos que o prédio apresentou;
- Conhecer as condições atuais de conservação da obra – condições de segurança;
- Conhecer as causas de sua degradação;
- Identificar a concepção estrutural utilizada na sua construção e os materiais usados;

- Utilizá-la adequadamente;
- Poder formular um projeto adequado de reforço, evitando erros de execução e consequentes desperdícios de recursos.

Deve-se, portanto, de acordo com a Carta de Veneza (1864, *apud* Borges e Sáles, 2007), observar as seguintes fases para realizar as intervenções de reforço estrutural que forem necessárias para cada caso específico portanto devem ser padronizadas e a sequência dos levantamentos necessários são pontos importantes para que a proposta do projeto de reforço estrutural não haja desperdícios de recursos, de acordo com os seguintes itens:

- a) Levantamento, diagnóstico e monitoramento;
- b) Levantamento da geometria da edificação e levantamento ou reconhecimento das suas propriedades físicas e estruturais;
- c) Diagnóstico do estado de deterioração da construção, suas causas e mecanismos;
- d) Monitoramento da evolução do comportamento estrutural quer para diagnóstico, quer para avaliação dos efeitos das medidas corretivas;
- e) O levantamento, o diagnóstico e o monitoramento pressupõem a realização na construção de determinadas observações, quer sobre amostras dela retiradas para estudo laboratorial, quer por meio de ensaios feitos "*in situ*";
- f) Pode-se dizer, portanto, que de acordo com a da Carta de Veneza (1864, *apud* Borges e Sáles, 2007), a preservação da autenticidade arquitetônica da construção deve ser extensiva à preservação da sua autenticidade estrutural, sendo que a introdução de materiais e de elementos estruturais diferentes deve ser cuidadosamente analisada e dosada. Ao recorrer-se exclusivamente a técnicas antigas e aos materiais originais, pode-se incorrer em maiores custos e prazos;
- g) Há então, às vezes, a necessidade de utilizar materiais e tecnologias mais avançadas, desde que respeitem o caráter original da construção antiga e ajudem a corrigir, de forma mais rápida e econômica, as anomalias e deficiências estruturais existentes;

- h) Segundo Klein et al. (1997, *apud* Borges e Sáles, 2007), para conhecer a edificação a ser reabilitada, deve-se fazer um levantamento do que existe. Faz-se necessário o levantamento cadastral e técnico do existente;
- i) O diagnóstico poderá ser elaborado após a análise das condições de conservação da edificação histórica, podendo ser de acordo com Klein et al. (1997, *apud* Borges e Sáles, 2007), pessimista ou otimista. No caso de pessimista, a recuperação da edificação se torna inviável técnica e economicamente, devendo-se na maioria dos casos não ser executada. No caso contrário, passa-se à elaboração dos projetos de recuperação e reforço, o que denominamos terapia;
- j) Klein et al. (1997, *apud* Borges e Sáles, 2007), afirmam que a escolha da terapia adequada para uma edificação histórica depende sempre do trabalho conjunto de engenheiros especialistas, arquitetos restauradores e arqueólogos. Os problemas apresentados em uma edificação deste tipo são complexos e exigem um diagnóstico preciso sobre as condições do imóvel;
- k) A utilização de uma metodologia adequada para o reforço estrutural de edificações históricas propiciará uma melhor adequação dos trabalhos de intervenção às normas de restauro e recuperação.

### **3.3.2 Metodologia base para o reforço com chapas coladas**

A metodologia adotada por Lança (2002) foi utilizada inicialmente na França, em meados dos anos 70 o uso do reforço com chapas coladas passou a ser recorrente em diversos países. Nos anos 70 os estudos teóricos (ligação, distribuições de tensões etc.) tiveram seu início, de investigação, em Portugal com a grande vantagem de a execução do reforço ocorrer sem interrupção do uso da estrutura e com a rapidez de execução. Seguem as indicações para o reforço com chapas coladas.

- Eliminação de todas as substâncias indesejáveis da superfície do concreto a reforçar;
- Fixação dos reforços metálicos por meio de buchas;

- Selagem da periferia da área em contato com o concreto, bem como todas as fendas por onde possa haver escorrimento da resina de injeção no estado líquido e introdução de areião no espaço entre as chapas e o concreto;
- Colocação dos tubos de injeção;
- Injeção, com equipamento apropriado, de resina de epóxico, com elevadas resistência mecânica e aderência ao concreto;
- Ensaio de arrancamento

### **3.3.3 Materiais para reforço com chapas coladas**

Objetivando contribuir com o reforço estrutural com chapas coladas, Lança (2002) estudou as vantagens e desvantagens. Adotadas a partir da década de 70, os estudos teóricos (ligação, distribuições de tensões, etc.) iniciados em Portugal do reforço estrutural com chapas coladas e seus materiais específicos. Acrescentem-se as indicações para o reforço com chapas coladas.

- As peças metálicas devem manter-se protegidas até o momento da sua fixação.
- As superfícies metálicas que ficam em contato com a resina epóxico são desengorduradas e posteriormente decapadas com jato de areia ou de grenalha de aço de modo a aumentar a aderência. Às superfícies metálicas que não ficam em contato com a resina de epóxico é aplicada uma demão de *primer* rico em pó de zinco (espessura mínima de 40 µm), após a decapagem mecânica e três camadas de tinta anticorrosiva.
- Nas juntas soldadas em obra é feita uma limpeza com escova de aço, após a execução da soldadura, seguida da aplicação do mesmo *primer* rico em pó de zinco.

### **3.3.4 Preparação da superfície**

De acordo com Lança (2002) antes de se iniciarem os trabalhos, nos pilares que serão alvo de reforço, a superfície exposta do concreto (eventualmente carbonatada e atacada por fungos) é decapada por picagem com ferramentas mecânicas ligeiras (martelo pneumático normal ou de

agulhas) para não provocarem micro fissuração. Há, porém, limitações. A técnica exige o manuseio de elementos de grandes dimensões e peso. Além disso, essa solução não deve ser utilizada, se a estrutura estiver sujeita a temperaturas contínuas maiores que 60 °C. Em vez da colagem com epóxi, o reforço pode ser feito também com chapas soldadas.

O exemplo prático desta técnica no Brasil torna-se evidenciada pela reforma do edifício do TRT– Tribunal Regional do Trabalho - no Rio de Janeiro é uma edificação antiga com diversas intervenções feitas na edificação original construída no início do século XX, que abrigou a redação do Jornal Correio da Manhã, diário e matutino, criado em 15/06/1901 e extinto em 08/07/1974. A edificação de estilo modernista, com estrutura em concreto armado e alvenarias em tijolo maciço, teve sua fachada tombada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), impedindo modificações em sua forma. que ilustrem a metodologia apresentada com sua utilização no projeto de interfaces aço-concreto. A aplicação desta técnica foi utilizada devido ao desalinhamento de até 210 mm de alguns pilares de eixos paralelos onde foram fixadas três vigas (Figura 3.20), foi feito um berço com chapas de 5/8" para o apoio da viga principal e seu total alinhamento. Ainda foram colocadas outras chapas, também de 5/8", para ligação das outras vigas ao colarinho do pilar. Este recurso foi utilizado para eliminar a excentricidade de carga nos chumbadores. Com isso formou-se um caixão entre a viga e o colarinho Campos (2006).

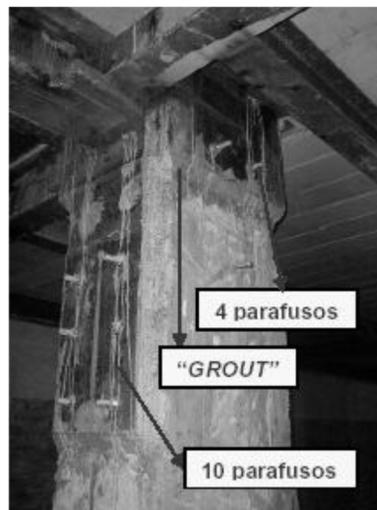


Figura 3.20 - Exemplo de interface com colarinho metálico em pilar de concreto (Campos, 2006)



Figura 3.21 – Exemplo de reforço com colarinho e berço metálico em pilar de concreto  
(Campos, 2006)

### **3.4 Reforço com manta/tecido de carbono, aramida e vidro**

Na literatura verifica-se um grande número de estudos realizados, contudo observa-se a necessidade de aprimoramento das técnicas que utilizam materiais que não faziam parte dos materiais utilizados na construção civil, tais como fibras (carbono, aramida, vidro) e associações de fibras e polímeros, que proporcionam resistência mecânica a tração. Tendo como características o baixo peso próprio, portanto em alguns casos sendo mais adequados aos reforços estruturais em face da arquitetura de prédios antigos.

O reforço estrutural com a utilização das fibras: seja de carbono, aramida, vidro dentre outras tem pontos importantes a serem observados tecnicamente devido a sua grande abundância, seu ponto forte é não aumentar significativo o peso próprio nem aumento das dimensões dos elementos estruturais a serem reforçados. Em alguns reforços estruturais podem ser empregadas técnicas tradicionais associadas a técnicas modernas de reforço de estruturas das edificações, como a incorporação de materiais compósitos de fibra de carbono, concreto projetado e injeção de resinas epoxídicas para reforço estrutural das edificações.

Segundo Hull (1995), um compósito que se destaca é o grafite/epóxi, pela sua elevada resistência à tração que pode superar a do aço, grande durabilidade, facilidade de moldagem e

rigidez final. No entanto, seu custo final é elevado, o que o torna mais viável, quando o fator acréscimo de peso é de grande importância.

Entre os modelos, destacam-se o de Kurihara et al. (2000, *apud* Meneghel, 2005) que desenvolveram um método de ensaio denominado ensaio de torque, que visa a medir a tensão de aderência entre a interface do material de reforço e o substrato de concreto. Os resultados apresentados destacam-se na tabela 3.1, enquanto as tabelas 3.2 e 3.3 apresentam os resultados obtidos nos ensaios propostos pelo modelo de Nakaba et al. (2001) que realizaram experimentos com corpos-de-prova colados com tecido de fibras de carbono para a obtenção das tensões de aderência do sistema concreto-compósito.

Tabela 3.1 – Resultados para a tensão de aderência utilizando-se diversos tipos de adesivo e tratamento da superfície; adaptada de Kurihara et al. (2000)

Adesivo	Idade do Adesivo (dias)	Tratamento da Superfície	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)
Epóxi	7	Sem Tratamento	3,86
		Trituração	4,55
		Fragmentação	5,07
		Jato de Ar	4,7
Argamassa de Polímero de Cimento Modificado	10	Sem Tratamento	4,28
		Trituração	6,13
		Fragmentação	5,33
		Jato de Ar	5,16
Argamassa de Cimento	24	Sem Tratamento	0,73
		Trituração	1,11
		Fragmentação	1,12
		Jato de Ar	1,45

Tabela 3.2 – Propriedades das fibras; adaptado de Nakaba et al. (2001)

Tipo de Fibra	Espessura $t_f$ , mm	Peso Unitário $p$ , g/m <sup>2</sup>	Resistência à Tração $f_t$ , MPa	Módulo de Elasticidade $E_f$ , MPa
Fibra de Carbono Padrão (FCP)	0,167	150/300	4200	261,1
Fibra de Carbono com Alta Rigidez (FCAR)	0,165	300	4400	425,1
Aramida	0,183	275	2700	124,5

Tabela 3.3 – Propriedades do concreto e da argamassa utilizados na confecção dos corpos-de-prova; adaptada de Nakaba et al. (2001)

Tipo de CP	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência ao Cisalhamento (MPa)
Concreto (MPa 50)	57,6	3,25
Argamassa	47,1	4,65
Argamassa	50,8	4,07
Concreto (MPa 24)	23,7	1,87

A utilização das fibras vegetais e minerais como reforço estrutural, estas apresentam uma série de vantagens sobre as fibras sintéticas justificando assim o seu uso como reforço em matrizes tanto cimentícias como poliméricas. Dentre as fibras encontradas na revisão bibliográfica, destacam-se as fibras de bambu; fibras de sisal; fibra de eucalipto; fibra de juta; fibras de coco; fibras de banana. O mineral denominado wollastonita. Além disso, estas fibras servem como um substituto natural para o amianto. Algumas vantagens e desvantagens da fibra vegetal em relação à sintética podem ser observadas na Tabela 3.4:

Tabela 3.4 - Reforço com fibras (vantagens e desvantagens); adaptado de Silva (2004)

Vantagens	Desvantagens
Conservação de energia	Baixa durabilidade quando usada como reforço em matriz cimentícia
Grande abundância / Biodegradáveis	Variabilidade de propriedades
Possibilidade de incremento na economia agrícola	Fraca adesão em seu estado natural às inúmeras matrizes
Baixo Custo / Não é prejudicial à saúde	
Baixa densidade / Prevenção de erosão	

Meneghel (2005) define a necessidade cada vez maior de efetuar o reforço de estruturas que apresentam manifestações patológicas, fazendo com que os especialistas da área aperfeiçoem os meios tradicionais utilizados para o reforço estrutural, investigando novos materiais que apresentem vantagens técnicas e econômicas. O desenvolvimento desses novos materiais e sua aplicação à construção civil permitiu um grande avanço dessa técnica de reforço.

O reforço por adição de armaduras exteriores, através da aplicação de compósitos de fibras é, atualmente, a técnica de utilização mais generalizada e com maior potencial, pelo fato de que em muitos casos, a aplicação de compósitos pode significar um meio de aumentar a vida útil de uma estrutura. Embora o reforço de estruturas de concreto com materiais compósitos seja uma técnica muito difundida, vale enfatizar que o desempenho desses sistemas em situação de incêndio é uma séria preocupação, uma vez que os materiais de FRP são combustíveis.

#### **3.4.1 Objetivos do reforço estrutural**

Quando se emprega para o reforço de estruturas de concreto armado um sistema compósito estruturado com fibras de carbono (CFC), o qual será colado nas faces superior ou inferior das peças, deve-se garantir a aderência perfeita para esse material colado. A rigidez e a resistência à tração do substrato de concreto são fatores limitadores, que podem ocasionar a ruptura frágil desse sistema. Neste caso, o concreto não absorve as tensões e o compósito se descola, podendo ocorrer um desprendimento total da camada de concreto.

#### **3.4.2 Introdução ao reforço**

Segundo Araújo (2002) a eficiência do sistema de reforço com compósitos de fibra de carbono e o estabelecimento de critérios de dimensionamento requerem uma maior compreensão dos mecanismos de aderência que envolve esse tipo de reforço. O dimensionamento do reforço e a resistência da ligação concreto-adesivo compósito são definidores do comportamento estrutural do elemento a ser reforçado, conforme Figura 3.22.



Figura 3.22 – Reforço fibra de carbono ([www.tecnologiademateriais.com.br](http://www.tecnologiademateriais.com.br))

### **3.4.3 Compósitos de fibras de carbono**

O sistema de reforço com CFC é indicado para aplicações em pilares, vigas, lajes, paredes, silos, reservatórios, túneis e demais elementos estruturais que necessitam de acréscimo na capacidade de carga. Os materiais compósitos, como os de fibra de carbono, surgiram no mercado por volta de 1970. Esses compósitos são apropriados para o reforço de estruturas de concreto armado devido ao alto desempenho das fibras de carbono, permitindo uma significativa redução nas dimensões dos elementos de reforço, além de sua elevada resistência à tração e módulo de elasticidade da ordem de grandeza do módulo de elasticidade do aço.

As características dessa técnica também incorporam algumas vantagens na execução, como o acréscimo insignificante na carga permanente e uma espessura mínima. A boa flexibilidade permite adaptação a várias formas, e a facilidade de aplicação traz economia de custos e redução nos tempos de paralisação, além de ser um material não corrosivo, o que garante durabilidade e menor manutenção.

#### **3.4.3.1 Materiais compósitos**

Segundo Meneghel (2005) os materiais compósitos são constituídos de uma matriz termoplástica (adesivo) ou matriz com cura térmica (termo fixos), fibras contínuas dispostas

aleatoriamente ou em direções definidas, e apresentam as seguintes particularidades: a resistência da matriz é menor que a das fibras, sendo que essas devem resistir às cargas para obter-se um ganho maior na resistência do compósito. O inconveniente que deve ser realçado é a ruptura brusca das fibras. A função da matriz (adesivo) é manter as fibras orientadas aderentes ao substrato e transmitir as ações externas para as mesmas por meio de tensões tangenciais (tensões de aderência entre a matriz e as fibras).

### **3.4.3.2 Compósitos de fibras de carbono**

A técnica da colagem de laminados ou tecidos de materiais compósitos às estruturas é relativamente nova, surgiu no mercado por volta de 1970 e mostra-se atrativa face à sua facilidade de execução, manutenção das dimensões iniciais dos elementos, prazo e custos. Dentre os compósitos mais utilizados e que apresentam maiores resultados como reforços em elementos de concreto armado estão os de fibra de carbono (CFC). De forma simplificada, os compósitos são formados pela combinação de dois ou mais materiais realizada de maneira a aperfeiçoar as características individuais. Nesse sentido, o concreto em si já pode ser considerado um compósito, já que é formado por agregados imersos em uma matriz cimentícia.

### **3.4.3.3 Resinas epóxi**

As resinas epóxi (etoxileno) são as que contêm o grupo epoxílico e são derivadas da epicloridrina e bisfenol A. A primeira é proveniente de gases do petróleo e a segunda da condensação de fenol com acetona. Essas resinas começaram a ser produzidas em 1946. As resinas epóxi de modo análogo ao cimento Portland, por si só não apresentam características físicas para utilização prática, devendo ser combinadas em sistemas com outros materiais. Para tanto, são utilizados catalisadores que contêm em suas moléculas hidrogênio ativo, que reage com as resinas gerando uma “formulação epóxi”.

As resinas epóxi possuem alongamento de 1,6% e módulo de elasticidade de 4,3 GPa. A resina epóxi tem como finalidade atuar como adesivo, ou seja, fazer com que o material atinja sua resistência própria em uma hora, apresentando excelente resistência química, alta capacidade de liga e resistência final muito elevada; garantir a aderência do compósito ao

substrato de concreto, transferindo as tensões tangenciais deste para o substrato, de modo a estabelecer a integridade do arranjo compósito-epóxi-concreto; atuar como selante, para uso com diversos materiais de construção, possuindo durabilidade e elasticidade muito maiores do que os materiais usuais, Machado (2004).

#### 3.4.3.4 Conceitos fundamentais

A aderência entre o compósito de fibra de carbono (CFC) e o concreto é fundamental para a efetivação do reforço estrutural de peças de concreto armado utilizando-se esse tipo de material, tal que se faz necessário um estudo mais aprofundado sobre este fenômeno. A distribuição das tensões de aderência de um elemento estrutural submetido à flexão é influenciada pelas tensões normais perpendiculares à área de aderência, que são causadas por efeitos dos momentos fletores e pela transferência das forças nas fissuras existentes nas extremidades do compósito. De acordo com Meneghel (2005), a distribuição geral das tensões tangenciais de aderência e da tensão normal ao longo do laminado de PRF colado ao concreto é mostrada na Figura 3.23.

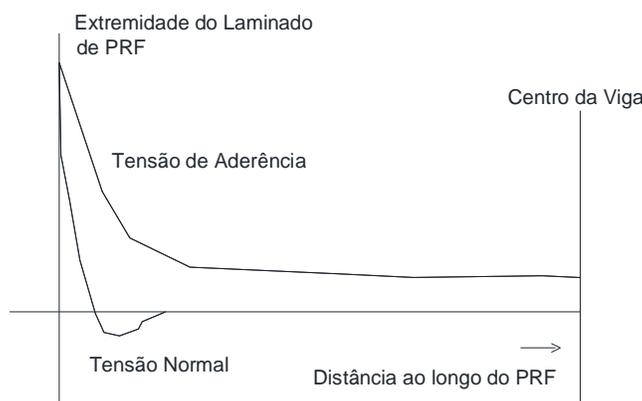


Figura 3.23 – Distribuições da tensão de aderência e tensão normal ao longo do comprimento do laminado de PRF; adaptada do ACI 440 F (2000)

Para níveis baixos de cargas as tensões de aderência estão principalmente concentradas na extremidade do reforço, mas com o aumento do carregamento estas se propagam ao longo deste. A ação da aderência entre o concreto e o reforço pode ser caracterizada pela relação

tensões de aderência x deslocamento, face ao fato de que as tensões de aderência são transferidas entre o concreto e o reforço, face ao deslocamento entre esses dois materiais.

#### **3.4.3.5 Tipos de adesivo e tratamento da superfície de concreto**

Os adesivos utilizados com maior frequência no tratamento da superfície de concreto são resina epóxi, argamassa de polímero de cimento modificado e argamassa de cimento; os tratamentos são sem tratamento, fragmentação, jato de ar e trituração. Os resultados desses ensaios mostraram que existe uma excelente tensão de aderência entre a resina epóxi e o substrato de concreto, que é maior do que a tensão média obtida para concretos de boa qualidade e resistência usual.

A influência da rugosidade do substrato de concreto na tensão tangencial de aderência é muito significativa, quando se utiliza argamassa de cimento como adesivo. Segundo Chajes et al. (1986, apud Meneghel, 2005) existe uma relação linear entre a rugosidade da superfície do substrato de concreto e essa tensão na argamassa de cimento, sendo que quanto mais elevado for o grau de rugosidade da superfície, mais elevado é o valor deste parâmetro, conforme a tabela 3.5 apresenta as vantagens e desvantagens do FRPs.

Considerando-se esses comportamentos, algumas premissas podem ser admitidas:

1. O mecanismo de ruptura está diretamente relacionado com a magnitude da deformação específica do concreto;
2. A deformação específica do concreto está diretamente relacionada com a deformação específica do compósito;
3. O comprimento de aderência do compósito é afetado pela largura, geometria e método de ensaio utilizado.

Tabela 3.5 - Reforço com FRPs (vantagens e desvantagens); adaptada Meneghel (2005)

Vantagens	Desvantagens
Elevada resistência	Custo elevado
Baixo peso específico	Baixa resistência ao fogo
Elevada resistência à corrosão	Elevada toxicidade
Boa resistência à fadiga	
Bom amortecimento ao choque	
Facilidade de aplicação	

As fibras apresentam-se sob a forma de filamentos de pequeno diâmetro, têm módulo de elasticidade e resistência à tração elevada, baixa densidade e apresentam comportamento frágil. As fibras podem ser dispostas apenas numa direção (compósitos de FRP unidirecionais) ou em várias direções (compósitos de FRP bi ou multidirecionais). Constituição das fibras, Figura 3.24. As fibras contínuas mais correntes nos FRP para aplicações em engenharia civil são de vidro (G), de aramida (A) e de carbono (C), sendo os respectivos compósitos denominados na língua inglesa por:

**GFRP** (*Glass Fiber Reinforced Polymers – Polímeros Reforçados Vidro*);

**AFRP** (*Aramid Fiber Reinforced Polymers - Polímeros Reforçados com Fibras de Aramida*); **CFRP** (*Carbon Fiber Reinforced AFRP Polymers*).

(Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono)

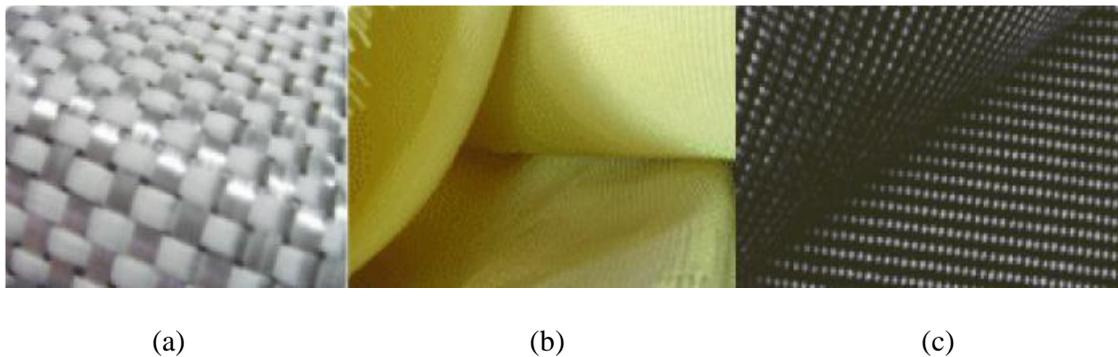


Figura 3.24 - Tipos de fibras (a) Vidro (b) Aramida (c) Carbono (Santiago, 2011)

Dos três tipos de fibras, as de carbono são as que apresentam melhores propriedades mecânicas, são as mais resistentes à ação de agentes químicos, são imunes à corrosão e não absorvem água. As fibras de vidro são as de menor custo, têm maior peso específico,

apresentam grande sensibilidade a meios alcalinos e têm menor resistência a ações de fadiga. As fibras de aramida apresentam dificuldades de moldagem, têm baixa resistência à compressão, são sensíveis à fluência, à ação dos raios ultravioletas e às temperaturas elevadas.

#### **3.4.3.6 Propriedades da matriz**

A matriz é a segunda componente dos materiais compósitos de FRP, tendo por função garantir que as fibras funcionem em conjunto, protegendo-as das agressões ambientais, dos danos mecânicos e dos fenômenos de instabilidade. Para a matriz, a escolha tem recaído em resinas termoendurecíveis, do tipo epóxi, devido às excelentes propriedades em termos de aderência à maior parte dos materiais, de resistência quer mecânica quer à agressividade do meio e, ainda, pelo fato de não absorverem água.

Os compósitos para reforço estrutural são fundamentados em uma matriz polimérica com fibras distribuídas de forma que possam reagir aos esforços solicitantes com desempenho máximo. Diversas fibras podem ser utilizadas, como o vidro, carbono e boro. No entanto, o comportamento e as propriedades do compósito vão depender da natureza, da forma, do arranjo estrutural e da interação entre os componentes, a sua aplicação deve ser controlada e fiscalizada na sua aplicação Figura 3.25.

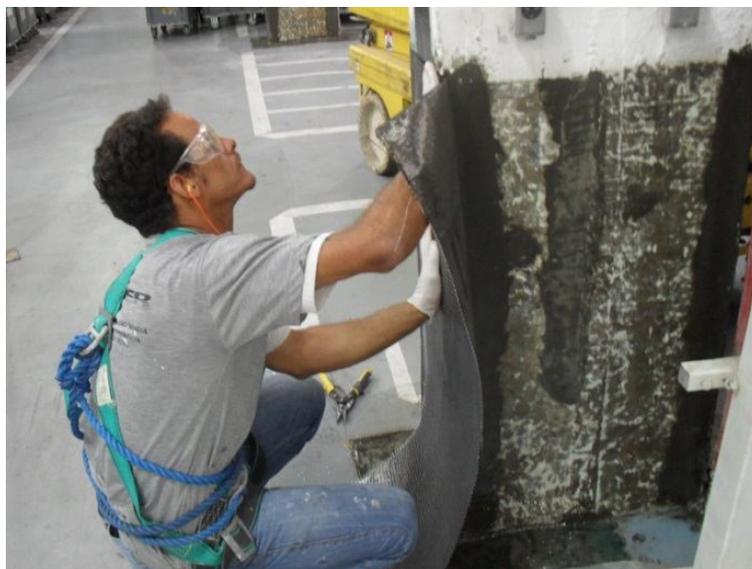


Figura 3.25 – Aplicação de fibra de carbono (site: [www.lappower.com.br](http://www.lappower.com.br))

Como no reforço com fibras de carbono todas as características mecânicas desenvolvem-se no sentido longitudinal, é necessária a aplicação de camadas sobrepostas e cruzadas. Embora crescente, no Brasil o número de aplicações ainda é reduzido, principalmente em virtude do custo, já que os componentes do sistema ainda são todos importados. As resinas epóxi são necessárias atenções quando usadas como camada intermediária para a formação da manta, que perdem aderência se expostas a altas temperaturas. A umidade também deve ser observada, pois acima de 70% pode fazer com que a cura da resina seja mais lenta. É recomendável, ainda, a colocação de uma camada de argamassa para revestimento e proteção da manta pronta, para que não fique vulnerável a vandalismos ou incêndios, conforme Figura 3.26.



Figura 3.26 - Reforço compositos de fibras de carbono (site: [www.techne.pini.com.br](http://www.techne.pini.com.br))

No mês de julho de 2009 o atracadouro Norte da travessia que interliga as cidades de Santos e Guarujá sofreu uma colisão de uma embarcação naval esta obra histórica inaugurada no dia 20 de janeiro de 1918 figura 3.27. Esta colisão ocasionou diversas anomalias na estrutura de concreto, tais como fissuras, ruptura de estacas e queda de elementos, que associados a problemas antigos como armaduras expostas e corroídas, tornaram a estrutura do atracadouro instável e sem condições de utilização.

Assim, tornou-se necessária a execução de obras de recuperação e reforço, que além de garantir a estabilidade e proteção da estrutura, deveriam ser realizadas em curto espaço de tempo. Baseado nestes empecilhos a empresa responsável optou por reforçar as colunas com fibras de carbono que proporcionou soluções diferenciadas, unindo desempenho, agilidade e qualidade.



Figura 3.27 – Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: [www.mc-bauchemie.com.br](http://www.mc-bauchemie.com.br))

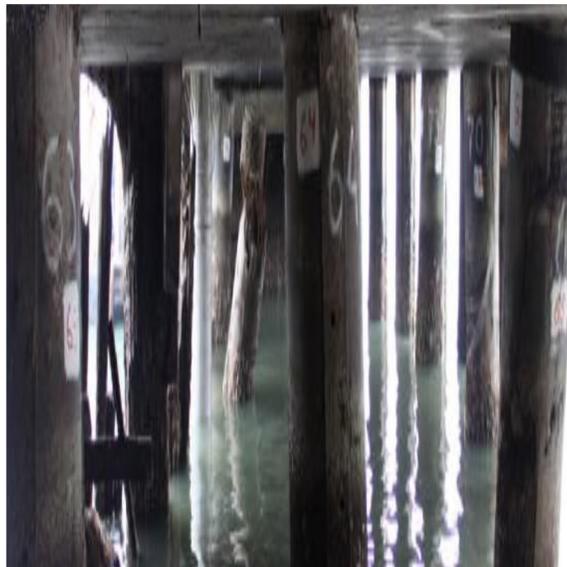


Figura 3.28 – Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: [www.mc-bauchemie.com.br](http://www.mc-bauchemie.com.br))



Figura 3.29 – Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: [www.mc-bauchemie.com.br](http://www.mc-bauchemie.com.br))



Figura 3.30 – Reforço do atracadouro que interliga a cidade de Santos a Guarujá (site: [www.mc-bauchemie.com.br](http://www.mc-bauchemie.com.br))

### 3.5 Reforço estrutural com (polímeros reforçados fibras de carbono)

Entre as técnicas estudadas de reforço de estruturas de concreto armado, no caso de pilares de concreto armado, a técnica de aplicação de reforços colados tem as vantagens de ser eficiente, de fácil execução e de não aumentar significativamente o peso e as dimensões do elemento.

Contudo no primeiro momento da análise, por se tratar de uma edificação pública, na região norte do país, e distante dos grandes centros comerciais, a sua viabilidade econômica sempre é questionada.

Os compósitos de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) possuem características benéficas como serem não magnéticos, não condutivos, geralmente resistentes a ataques químicos e possuem alta resistência em relação ao seu peso. No caso de aumento da seção transversal existente e para garantir a perfeita ponte de aderência entre os concretos antigo e novo utiliza-se a pasta de cimento injetável material elaborado pela mistura de cimento e água, com fator a/c normalmente baixo, acrescentando-se aditivos plastificantes e expansores que aumentam a fluidez, diminuem a segregação de água, e provocam expansão da massa, neutralizando a retração.

A rapidez e a facilidade de execução, juntamente com a leveza e a grande trabalhabilidade do material e, principalmente, a resistência à corrosão podem ser citadas como os fatores principais que levaram à utilização progressiva dos materiais compósitos em substituição ao reforço com chapas de aço. Como a demanda por reparos, manutenção e modificação do uso das estruturas aumentam a cada dia, um melhor conhecimento das propriedades dos compósitos e da eficiência deste tipo de reforço faz-se necessário, tanto para o fabricante das fibras quanto para os engenheiros que dimensionam, especificam e executam reforços estruturais.

O custo deste material vem declinando concomitante à difusão do seu conhecimento por parte dos técnicos, motivando um aumento significativo de sua utilização. Alguns autores comprovam este fato, como Juvandes (1999) e Fortes (2003), a utilização do material nas duas décadas passadas fez com que a sua produção aumentasse em torno de dez vezes, e, inversamente proporcional, o custo do produto reduziu.

As dimensões e as armações existentes deverão ser confrontadas com as projetadas. Pequenos detalhes obtidos com informações no campo, documentação *as built* ou documentação antiga de obra, podem fornecer subsídios importantes à avaliação. Os dados obtidos de ensaios esclerométricos - retirada de amostras indeformadas, testes de carbonatação, testes de tração nas armaduras entre outros, além dos testes de carga destrutivos - são sempre elementos

importantes para a coleta de dados que validarão as informações encontradas nos documentos existentes.

Um dado importante, que se refere à viabilidade para a aplicação deste sistema, diz respeito à resistência à compressão do concreto do elemento estrutural a ser reforçado. Aqueles que possuem em sua constituição concretos com baixa resistência devem simplesmente ser evitados. Este material, na forma de lâminas ou laminados, é colado no substrato de concreto através de adesivos à base de epóxi. Apesar do uso do epóxi apresentar excelentes resultados em termos de colagem e resistência, algumas desvantagens podem ser citadas, tais como baixa permeabilidade, baixa compatibilidade térmica em relação ao concreto, baixa resistência ao fogo etc.. Para evitar alguns desses problemas, um sistema compósito à base de tecidos ou malhas de fibras sintéticas coladas na superfície de concreto com argamassa de cimento pode ser usado.

### **3.5.1 Resinas epoxídicas**

As resinas sintéticas estão entre os novos materiais mais empregados no reforço de estruturas. Essas resinas são basicamente formadas por monômeros que, ao reagirem com os catalisadores, formam polímeros de cadeias de grande extensão. As características desses polímeros variam de acordo com o monômero e o catalisador utilizado, e com as proporções usadas para a formação destes polímeros de acordo com cada fabricante.

Segundo Kodur *et al.* (2005, apud Oliveira, 2012), por volta de 1972 foi levantado o risco significativo dos elementos de concreto reforçados com FRP frente ao fogo. Aspectos como inflamabilidade da matriz polimérica e suas consequências para as estruturas reforçadas. Nessa mesma época foi sugerido o uso de aditivos retardadores de chamas e enchimentos na matriz, com a finalidade de melhorar o desempenho do sistema frente ao fogo. Entretanto, não se realizaram ensaios para avaliar essa proposta. Após quase trinta anos, é importante observar que poucos estudos foram realizados para avaliar a resistência de sistemas FRPs à inflamabilidade aplicados em elementos estruturais de concreto.

As fibras de carbono são as mais rígidas e resistentes dentre as fibras utilizadas para o reforço de polímeros. Segundo Ripper e Scherer (1999), destacam-se principalmente pela

extraordinária rigidez e leveza, ótimo comportamento relativo à fadiga e à atuação de cargas cíclicas, estabilidade térmica e reológica e excepcional resistência aos vários tipos de ataques químicos. Por outro lado, em função de sua boa condutividade elétrica, as fibras de carbono podem possibilitar corrosão do tipo galvânica quando em contato com metais, Ripper (1998).

A durabilidade, a leveza e o alto módulo de elasticidade (podendo chegar a 700 GPa) dos PRFC são as características responsáveis pela sua boa aceitação. O custo do compósito, que chega a ser dez vezes maior que o do aço, representa apenas 20% do custo total da obra de reforço e pode ser compensado pela economia gerada na execução mais rápida, fácil e limpa do processo executivo.

### **3.5.2 Fibras**

De acordo com Araújo (2002) as fibras são responsáveis pelas resistências e rigidez dos compósitos, que variam, em função dos tipos, tamanhos e grau de concentração e disposição das mesmas na matriz. A direção principal das fibras leva ao valor máximo da resistência e rigidez do compósito, e esses valores vão diminuindo ao se afastar da direção principal até o mínimo que corresponde à direção perpendicular àquela.

Vários tipos de fibra, e com grande variedade de propriedades, estão disponíveis comercialmente. As fibras longas (contínuas) e de pequeno diâmetro são as mais adequadas para o reforço de estruturas de concreto pela ótima capacidade de transferência de carga e de aproveitamento de suas propriedades. As fibras contínuas mais utilizadas atualmente são as de vidro, as de aramida (ou Kevlar) e as de carbono. As propriedades físicas e mecânicas variam consideravelmente entre os diferentes tipos de fibra e podem variar significativamente também para o mesmo tipo de fibra.

### **3.5.3 Matriz**

De acordo com Araújo (2002) a matriz polimérica de um PRF envolve completamente as fibras dando proteção mecânica e contra agentes agressivos e promovendo a transferência de tensões. A seleção da matriz influencia diretamente a fabricação e o custo final do PRF. As

matrizes poliméricas podem ser baseadas em resinas termoplásticas (*thermoplastic resins*) ou em resinas termoendurecíveis (*thermosetting resins*).

As resinas termoendurecíveis uma vez curadas são caracterizadas por um alto grau de polimerização das moléculas e endurecimento irreversível, se aquecidas depois de endurecidas não fundem e se decompõem se expostas a altas temperaturas. Essas resinas impregnam facilmente as fibras sem necessidade de condições especiais, como altas temperaturas ou grandes pressões, e, comparadas às resinas termoplásticas, oferecem melhor estabilidade térmica e química, além de menor retração e relaxação, Araújo (2002).

As resinas mais utilizadas nos PRF são as termoendurecíveis da classe dos poliésteres insaturados, dos vinilésteres e dos epóxidos. As resinas epóxi são bastante usadas nos compósitos de alto desempenho pela extensa gama de propriedades físicas e mecânicas, apesar do alto custo. A tabela 3.6 traz as vantagens e desvantagens típicas das resinas termoendurecíveis mais usadas, segundo Taerwe et al (1997).

Tabela 3.6 - Resinas epóxica (vantagens e desvantagens) Taerwe et al (1997)

Vantagens	Desvantagens
Excelente resistência à tração	Custo elevado (Preço)
Boa resistência à fluência	Baixa resistência ao fogo
Boa resistência química e a solventes	Longo período de cura
Forte adesão com as fibras e baixa retração durante a cura	
Bom amortecimento ao choque	
Facilidade de aplicação	

Segundo Araújo (2002), enquanto não endurecida, são importantes as noções dos tempos de utilização e de endurecimento da resina epóxica. O período em que a resina mantém suas características de aderência e pode ser manipulada sem dificuldade é chamado de tempo de utilização ("*pot life*"). Quanto maior a temperatura e quantidade de material a ser preparado, menor o tempo de utilização. Isto ocorre em função da maior quantidade de calor e consequente aceleração das reações.

#### 3.5.4 Adesivo

De acordo com Araújo (2002), o adesivo é o material responsável pela colagem do PRF na superfície do concreto e pela transferência de tensões, possibilitando a ação conjunta dos dois materiais. A transferência de tensão é feita no plano da interface concreto-adesivo compósito, nele ocorrendo tensões predominantemente cisalhantes, embora tensões normais a essa interface também possam ocorrer. A escolha do adesivo depende do tipo de desempenho desejado, do substrato e das condições do ambiente e de aplicação do compósito na execução. Os adesivos estruturais mais usados e aceitos são as resinas epóxicas.

### **3.5.5 Sistemas de reforço**

De acordo com Araújo (2002) os compósitos de fibra de carbono para utilização em concreto armado são comercializados em duas categorias: como barras e grelhas para armaduras em substituição ao aço e tecidos laminados para reforço. A segunda categoria é dividida em dois grupos: os sistemas pré-fabricados (laminados) e os sistemas curados “*in situ*”. Os sistemas pré-fabricados (lâminas) se apresentam na forma de compósitos totalmente curados - com forma, tamanho e rigidez definidos - prontos para serem colados no elemento a ser reforçado. Tipicamente, possuem um teor de fibras em torno de 70% e espessura entre 1,0 e 1,5 mm.

### **3.5.6 Execução do reforço**

Araújo (2002) afirma que na sua execução o funcionamento apropriado do reforço depende de sua colagem contínua ao substrato. Antes da execução do reforço, o concreto deteriorado deve ser removido e as barras com corrosão devem ser substituídas. Quinas e cantos angulosos na superfície do concreto devem ser arredondados para evitar a delaminação do compósito. Para o concreto, a resistência à compressão mínima recomendada pelo *ACI Committee 440* (2001) é de 17 MPa e a mínima resistência à tração direta ( $f_{ct,dir}$ , determinada pelo teste de *pull-off*) é de 1,4 MPa.

Segundo Araújo (2002) a execução do reforço estrutural, pelos manuais do CEBFIP (2001) e da SIKA S.A (2000), o valor mínimo recomendado para  $f_{ct,dir}$  é igual a 1 MPa. As áreas que vão receber o reforço devem ser apicoadas ou lixadas para remover a camada superficial de

concreto. Uma vez limpa e seca, a superfície do concreto pode ser melhorada com a aplicação de um *primer* especificado pelo fabricante.

De acordo com Araújo (2002) o *primer* é um produto que penetra no concreto por capilaridade com a função de melhorar a capacidade adesiva da superfície para a recepção da resina de saturação ou do adesivo. Quando necessário, a superfície deve ser regularizada com a aplicação de “*putty*”, uma argamassa que deve ser compatível com o *primer* utilizado. A colagem do compósito na superfície do concreto difere para cada tipo de PRF.

O exemplo prático de obra desta técnica observou-se no Hospital São Camilo – Pompeia – foi à primeira Unidade da Rede a ser fundada, em 1928. O hospital investe constantemente em infraestrutura e renovação de seu parque tecnológico. Em 2012, ganhou novo pronto-socorro adulto, que teve sua capacidade duplicada para atender aos pacientes com mais agilidade e conforto. O edifício recebeu cerca de 90 novos leitos, além de novas salas de cirurgia. Com essa expansão, a unidade passará a oferecer 400 leitos. A fachada também passou por uma revitalização, traduzindo o processo de modernização que a unidade adotou. A obra de recuperação estrutural e reforço de pilares por confinamento executados com compósitos de fibra de carbono (RFP). Sendo os principais serviços executados conforme Figura 3.31 - Recuperação das armaduras e recomposição do concreto estrutural. Preparo das superfícies e reforço de pilares com compósitos de fibra de carbono (RFP).



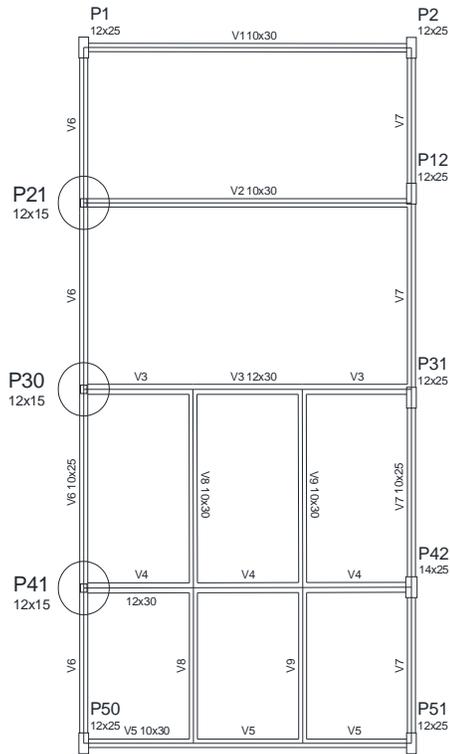
Figura 3.31 – Exemplo de reforço com compósitos de fibra de carbono Sika Wrap® - pilar hospital São Camilo (site: [www.reforcoengenharia.com.br](http://www.reforcoengenharia.com.br))

#### **4. Estudo de caso – reforço estrutural (revitalização do “casarão”)**

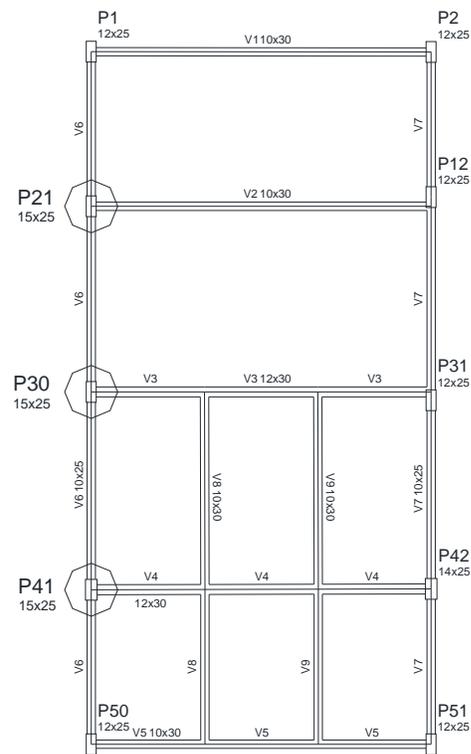
Neste capítulo será apresentado o estudo de caso (conforme mencionado no capítulo 1). Para tanto a obra escolhida foi a revitalização do “casarão”; prédio público antigo, o edifício foi construído na década de 1930 no centro de Rio Branco. O prédio de madeira e estrutura de concreto armado está conservado em sua parte central, mantendo características arquitetônicas ecléticas sírias e libanesas, com influência Europeia, representando um estilo regional de grande importância cultural da cidade de Rio Branco, no estado do Acre, especialmente os lambrequins, a sua revitalização partiu de uma demanda da sociedade com o governo recebendo um abaixo-assinado com centenas de assinaturas com esse pleito.

A casa de Fontenele hoje chamado de casarão recebeu esse nome da família que o alugou, e foi o primeiro a servir comida regional e alimento natural no Acre, abrigou também a primeira piscina construída no Acre, onde se realizaram campeonatos de natação. A piscina foi aterrada décadas depois para dar lugar ao atual estacionamento. O prédio foi tombado pelo Conselho Estadual de Patrimônio Histórico e Cultural no dia 13 de agosto de 2009, por iniciativa da sociedade civil, sendo homologado no dia 30 de abril de 2010, através do decreto nº 5.235. Sob proteção e vigilância do poder público estadual, por intermédio do Departamento de Patrimônio Histórico e Cultural da Fundação de Cultura e Comunicação Elias Mansour.

No contato da obra de revitalização do “casarão” com a fiscalização da obra foi identificada à estrutura, com relação à idade das primeiras reformas pelo decênio de 1970, sendo realizada a obra em uma região em que não há jazidas de brita próximas, ainda pelo custo elevado de transporte do mineral, adotou-se o método construtivo da adição de caco de tijolo no concreto armado, que logo foi identificado pela fiscalização técnica, conforme a edificação onde foi identificada a necessidade de reforço estrutural dos pilares 21, 30, 41. Figura 4.1 (Forma Pavimento Superior) demonstra a situação real e crítica da execução dos pilares e a proposta do reforço final.



Forma do pavimento COBERTURA  
PILARES 21, 30, 42 SITUAÇÕES REAIS



Forma do pavimento COBERTURA  
PILARES 21, 30, 42 A SEREM REFORÇADOS

Figura 4.1 - Projeto estrutural: forma pilares 21, 30, 41 (SEOP – AC)

#### 4.1 Dados da obra

Obra: revitalização do “casarão”

Localização: Avenida Brasil nº 310, em frente à Praça da Revolução - centro, município de Rio Branco.

Responsável: Governo do estado do Acre

Área Construída: 405,12 m<sup>2</sup>

Dimensões do terreno: largura frente 20,00m, comprimento lateral direita e esquerda 65,00m, largura fundo 20m, área total = 1300,00 m<sup>2</sup>

Localização, (conforme plano diretor municipal - lei 1611 de 27-10-2006):

ZPHC - Zona de preservação histórico cultural

Taxa de ocupação 70%= 810,00 m<sup>2</sup>

Coefficiente de aproveitamento 6 = 7.700,0 m<sup>2</sup>

Taxa de permeabilidade 10%= 130,0m<sup>2</sup>

## 4.2 Descrição da obra

O estudo de caso deste trabalho relata o reforço de pilares numa obra localizada na cidade de Rio Branco, na região central. Terreno medindo 20,00 m de largura com 65,00 m de comprimento, no total de 1300 m<sup>2</sup> com área edificada de 405,12 m<sup>2</sup>, localizada à Avenida Brasil nº 310, centro, no município de Rio Branco - Acre em madeira e alvenaria. Composta de subsolo, pavimento térreo, pavimento superior, uma área externa nos fundos do terreno medindo 705,00 m<sup>2</sup>, destinada ao pátio de estacionamento e um pátio externo na fachada medindo 154,70 m<sup>2</sup>. As intervenções para revitalizar o prédio foram as mais cuidadosas.

Na reforma da edificação elementos de época foram mantidos, contudo as áreas construídas que não estavam no projeto arquitetônico original, foram removidas. Os serviços realizados foram a substituição das paredes em madeiras, preservando as da presente época; reforço estrutural nos pilares de época; substituição do forro; troca da estrutura de cobertura e telhamento; troca da pavimentação do térreo e superior em tábuas; troca de toda a instalação elétrico-lógica/lógica/ar condicionado/incêndio/hidrossanitária; criação de um estar com bancos e lixeiras; manutenção, no andar superior, das três salas originais; e ampliação em alvenaria que contemplou três pavimentos.



Figura 4.2 – Visão 3D da fachada norte projeto de revitalização (SEOP – AC)

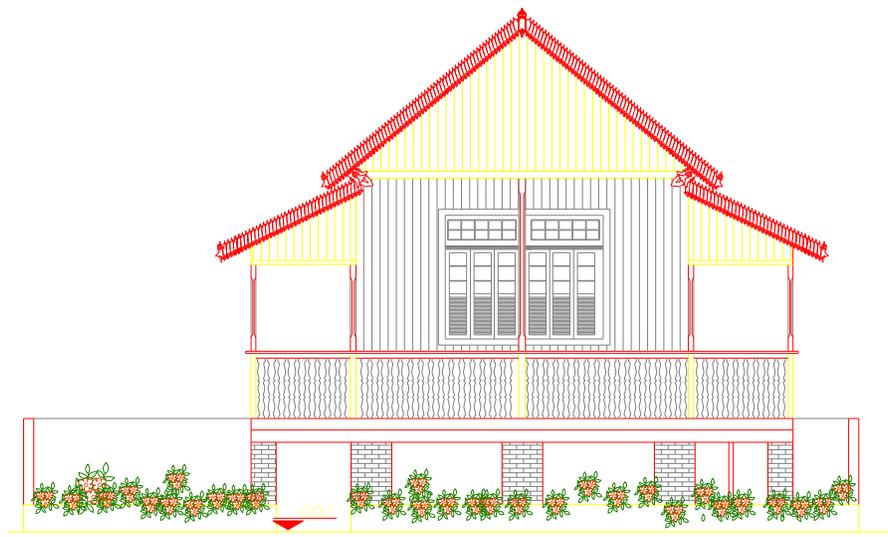


Figura 4.3 – Projeto arquitetônico visão da fachada norte de revitalização (SEOP – AC)

### 4.3 Pesquisa

Para desenvolvimento da pesquisa do projeto estrutural, foram feitas visitas de fiscalização e acompanhamento ao canteiro de obras, durante a execução da obra de revitalização, nas quais houve o relato dos procedimentos dos serviços e quais técnicas e equipamentos que estavam sendo utilizados. Para ilustração dos serviços executados, foram feitas fotografias realizadas pela fiscalização técnica entre o período de 2009 e 2010.

#### 4.3.1. A constatação do problema

Antes de qualquer procedimento, deve-se colocar a importância dos ensaios e rastreabilidade do concreto para identificação de eventuais problemas. Dessa maneira foi possível localizar o setor da estrutura onde eventualmente seja detectada baixa resistência de concreto. Os resultados dos ensaios em geral apresentaram que o concreto empregado na obra foi de baixa qualidade, muito permeável e com a utilização de agregados com diâmetros de até 50 mm, contribuindo para a alta frequência de vazios nos pilares. Nesse diagnóstico foram constatadas fissuras e trincas nos pilares da parede do pavimento térreo Figura 4.4.

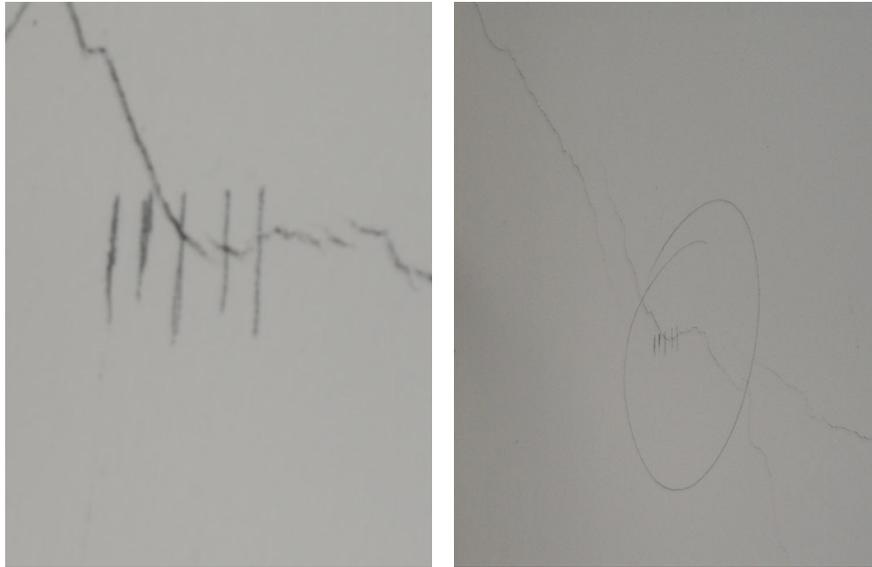


Figura 4.4 – Visão da fissura da parede ao lado do pilar a ser reforçado (SEOP – AC)

Após a realização dos levantamentos e históricos das patologias foi observado, conforme a Figura 4.5, que o procedimento executivo da estrutura de concreto armado do prédio realizado com caco de tijolo para substituir a brita aparentemente apresentava problemas de resistência à compressão do concreto. Devido aos problemas apresentados, solicitou-se pela equipe de fiscalização um estudo da resistência do concreto em laboratório.



Figura 4.5 – Vista do pilar “caco de tijolo” substituição à brita (SEOP – AC)

Ao se desejar aferir a resistência à compressão do concreto, o método utilizado foi a extração de um testemunho da peça para avaliação, para tanto se utilizou neste procedimento com

brocas rotativas diamantadas que extraiu amostra do concreto em forma de cilindros, que por sua vez são colocados em prensas no laboratório de análise e carregados até a ruptura; dessa forma, obteve-se um valor representativo da resistência a compressão do concreto nos pilares observados e representados de acordo com a tabela 4.1.

Quadro resumo resistência do concreto	
ELEMENTO ESTRUTURAL	ROMPIMENTO C.P.s (MPa)
	27 DIAS
Pilar 21	13,7
Pilar 30	20,1
Pilar 41	14,7
Média	16,2

Tabela 4.1 – Quadro resumo de resistência do concreto (SEOP – AC)

#### 4.3.2 A armadura

Alguns elementos estruturais se apresentaram com as armaduras em adiantado estado de corrosão e severa perda de massa, o que poderia implicar na insuficiência em oferecer a necessária capacidade de carga da estrutura e na consequente restrição ou mesmo a impossibilidade de resistir às sobrecargas de serviço e mesmo às cargas permanentes da edificação, pois algumas barras se apresentaram totalmente seccionadas.

Como é possível constatar na Figura 4.6 apresentada a seguir, verifica-se que tanto os pilares como as vigas de sustentação apresentaram-se bastante deterioradas por processo de corrosão das armaduras, o que induz à conclusão de que os danos eram característicos de processos de deterioração com natureza sistêmica, ou seja, relacionados com a qualidade do concreto utilizado para a execução do sistema estrutural e, principalmente, à espessura de recobrimento das armaduras que, na obra em estudo, apresentaram valores representativos de 10 mm ou 15 mm, bastante reduzidos para propiciar a necessária vida útil da edificação.



Figura 4.6 – Vista do pilar com armadura de  $\varnothing 10,0$  mm (SEOP – AC)

### 4.3.3 O prognóstico da evolução patológica

Nesta etapa do serviço, pelas informações disponíveis, elaborou-se um relatório técnico sobre as pendências, previsse ou estimasse as consequências futuras para a estrutura (e para a edificação), caso a patologia não fosse tratada a tempo, isto é, se continuasse a evolução indefinidamente. A substituição dos pilares de sustentação do pavimento térreo e o tipo de travamento na base dos pilares mais adequado ainda não definido. A permanência ou não das mesmas dimensões dos pilares do piso térreo existentes ou um redimensionamento dos pilares para sustentação e travamento do prédio.

### 4.3.4 O reforço estrutural

O reforço proposto no projeto de reforço foi executado com os pilares 21, 30, 41. Tendo uma armadura adicional para suportar o carregamento, encamisamento do pilar de concreto com forma de madeira e aplicação do concreto com resistência controlada para atingir a resistência à compressão do concreto  $f_{ck}$  25 MPa. A metodologia utilizada foi definida pela equipe técnica para o reforço com concreto. Como o concreto seja moldado em formas ou projetado, é o material mais versátil para o reforço ou recuperação de estruturas de concreto armado, porque seja utilizado em todos os tipos de peças estruturais e nas mais diversas situações e condições.

O conjunto de informações pode conduzir o profissional a elaborar um adequado diagnóstico das causas prováveis para o surgimento do problema, considerada etapa primeira e fundamental para a sua reparação. A partir desse diagnóstico, é facultado a um projetista determinar o nível de intervenção a ser utilizada na estrutura, desde um simples reparo ou conserto localizado, até a necessidade de demolição e reconstrução. Como se pode observar, o sucesso na atividade de recuperação ou intervenção da estrutura parte de uma definição clara e precisa acerca dos problemas encontrados, contemplando diagnóstico das causas atuantes e prognóstico evolutivo.

#### 4.3.5 O concreto

O concreto utilizado no reforço estrutural, teve seu acompanhamento e fiscalização, utilizando a norma brasileira Projeto de Estruturas de Concreto NBR 6118 (ABNT, 2007), e o projeto específico para atingir a resistência do concreto de  $f_{ck}$  25 MPa e com traço em volume de 1:2:3.

A verificação da resistência do concreto de 25 MPa foi acompanhada com a retirada dos corpos de provas “*in loco*” pela fiscalização de obras do Governo do Acre e equipe do laboratório de análise, e carregados até a ruptura para a determinação da resistência à compressão do concreto nos pilares. Os funcionários da empresa executora do reforço tiveram os treinamentos de qualidade para dimensionamento do traço especificado pelo projetista do reforço, para que houvesse o controle na fabricação do concreto de  $f_{ck}$  25 MPa, através da tabela do traço, que foi afixado no local de instalação da betoneira e materiais para a sua execução, conforme demonstrado na Figura 4.7.



Figura 4.7 – Preparação do concreto com traço 1:2:3 para ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa (SEOP – AC)

### 4.3.6 A armação

As armaduras longitudinais e transversais (estribos) foram compostas por barras de aço com  $\varnothing 12,5$  mm e  $\varnothing 5,0$  mm, respectivamente. Conforme demonstrado na Tabela 2.2 Recomenda-se, portanto, a adoção das espessuras de cobertura conforme prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2007), de acordo com as classes de agressividade ambiental.

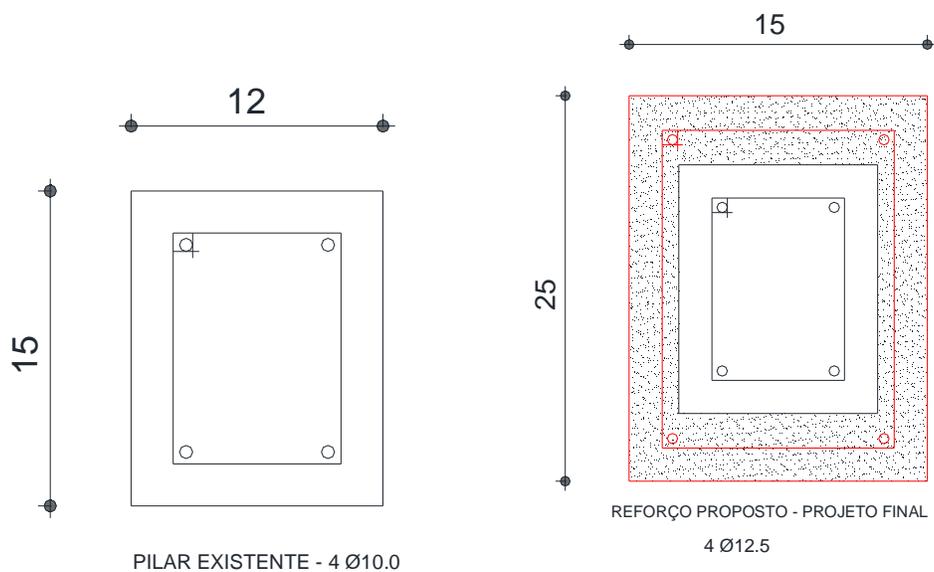


Figura 4.8 – Vista da seção do pilar existente e o projeto do reforço (SEOP – AC)

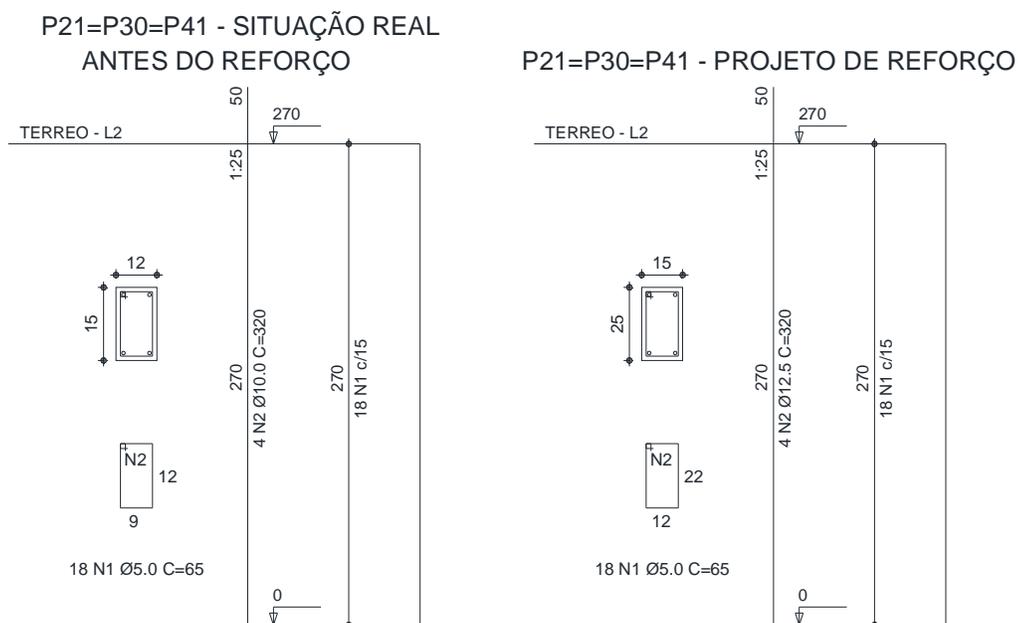


Figura 4.9 – Vista do projeto de armação dos pilares a reforçar (SEOP – AC)



Figura 4.10 – Armação de Ø 12,5 mm com estribo Ø 5,0 mm, reforço dos pilares (SEOP – AC)

#### 4.3.7 A aplicação do grout

Para que houvesse maior aderência entre o concreto velho e o concreto novo foi aplicado um grout. O concreto depois do seu controle “*in loco*” conforme Figura 4.11, a Figura 4.12 apresenta o pilar com a ferragem antes da execução do reforço e após o reforço com sua regularização da superfície executada, as Figuras 4.13 e 4.14 demonstra o procedimento do reforço estrutural executado nos pilares no subsolo da edificação.



Figura 4.11 – Aplicação de *grout* e concreto no reforço dos pilares (SEOP – AC)



Figura 4.12 – Reforço dos pilares concreto armado ( $f_{ck}$  25 MPa (SEOP – AC)



Figura 4.13 – Reforço dos pilares no subsolo concreto armado ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa (SEOP – AC)



Figura 4.14 – Reforço dos pilares no subsolo concreto armado ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa (SEOP – AC)

#### **4.3.8 Procedimento final do estudo de caso reforço estrutural**

Como procedimentos finais foram retirados as formas e escoras, o local foi limpo e feita a pintura dos pilares reforçados, como acabamento da superfície do concreto. Fez-se necessário o nivelamento da superfície do pilar com argamassa no local do procedimento; fato que se considera, pois a área reforçada necessitou de um acabamento melhor por ficar na área interna da edificação à vista do público frequentador do espaço.

## **5. Análise comparativa do reforço realizado com parâmetros de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007), envoltórias e PDOP 2.0.**

Para verificação do desempenho e eficiência do reforço estrutural proposto e executado dos pilares 21, 30, 41, ao qual foi elaborado pelo projetista utilizando o programa da Altoqi Eberik 2002 para novas dimensões dos pilares, armaduras e aumento na resistência à compressão do concreto para ( $f_{ck}$ ) 25 MPa. Para verificação dos pilares antes do reforço com a resistência a compressão extraída através do quadro resumo da tabela 4.1. Foram utilizados os parâmetros de cálculo da norma NBR 6118 (ABNT, 2007).

O projeto estrutural utilizando o programa Altoqi Eberik 2002 e a execução do reforço estrutural deste estudo de caso foi realizado em 2009 e, para a análise do reforço executado, será verificada sua eficiência e eficácia utilizando os parâmetros de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2007) com o pilar existente, considerando o carregamento apresentado no programa Altoqi Eberik 2002.

O procedimento adotado será calcular o reforço estrutural executado com a dimensão e resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). Conforme determinado na análise do corpo de prova antes do reforço, a aplicação do PDOP 2.0 com as combinações geradas de um edifício comercial de três pavimentos para verificação da sua capacidade de resistência. Após será considerada no PDOP 2.0 a resistência apresentada no relatório de resistência do concreto existente, depois será executado o programa com a nova proposta de resistência à compressão do Concreto ( $f_{ck}$ ) 25 MPa com a armadura somente da nova proposta e finalmente será verificado o reforço considerando a armadura do reforço e o seu ( $f_{ck}$ ) 25 MPa.

O pavimento é constituído de elementos de concreto armado, com arranjo estrutural típico (laje - viga - pilar). Os pilares possuem variadas seções que compreendem de (120 x 150) mm<sup>2</sup>, (120 x 250) mm<sup>2</sup> e (140 x 250) mm<sup>2</sup> e são dispostos em duas linhas de pilares nas extremidades da estrutura. A proposta de reforço foi executada nos pilares 21,30 e 41 que tinham sido executados com dimensões de (120 x 150) mm<sup>2</sup>, com armadura longitudinal de Ø 10,0 mm e estribos Ø 5,0 mm, com a resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) de acordo ao ensaio pilar 21 ( $f_{ck}$ ) 13,7 MPa; pilar 30 ( $f_{ck}$ ) 20,1 MPa; pilar 41 ( $f_{ck}$ ) 14,7 MPa.

## 5.1 Verificação de cálculo do Pilar 21 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 13,7 MPa.

### 5.1.1 Cálculo do pilar existente (21) NBR 6118 (ABNT, 2007):

A construção do pilar 21 foi em seu projeto original atendida pela norma vigente na época, para verificação à segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007) de um pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 13,7 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 4 barras de  $\varnothing$  10,0 mm de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. O esforço normal solicitante é 118 kN, valor obtido através do programa AltoQi Eberick 2002. Tem-se:

Dados:

- Concreto C13,7; aço CA 50;
- Cobrimento nominal  $c_{nom} = 15$  mm;
- $N_k = 118$  kN;
- Comprimento do pilar: 2700 mm (Figura 4.9);
- Seção transversal pilar existente: (120 x 150) mm<sup>2</sup> (Figura 4.8);

a) Parâmetros da seção transversal:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{13,7}{1,4} = 9,8 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa} (500/1,15)$$

$$A_c = 120 \times 150 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times 1,23 = 4,92 \text{ cm}^2$$

b) Força normal solicitante

$$\gamma_u = 1 + \frac{6}{b} = 1 + \frac{6}{12} = 1,5 > 1,1$$

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Como a menor dimensão do pilar é inferior a 19 cm, no dimensionamento devem-se multiplicar as ações por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , indicado na Tabela 2.1, onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar. Dessa forma, tem-se:

$$\gamma_n = 1,35 \text{ (b=12)}, \text{ de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), item 13.2.3.}$$

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com indicado na Tabela 2.1.

$$N_{Sd,Eq} = \gamma_u \cdot \gamma_n \cdot N_{Sk} = 1,5 \times 1,35 \times 118 \cong 239 \text{ kN}$$

c) Força normal resistente da seção transversal:

$$N_{Rd} = 0,75 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s = 0,75 \cdot 99 \cdot 180 + 435 \cdot 4,92 = 155 \text{ kN}$$

d) Verificação da segurança:

$$\gamma_f' = \frac{N_{Rd}}{N_{sd}} = \frac{155}{239} = 0,6$$

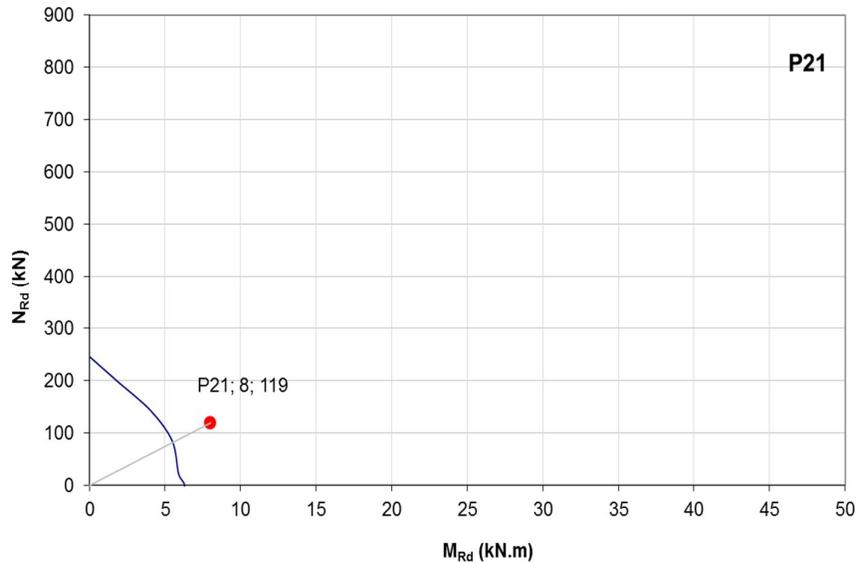


Figura 5.1 – Diagrama de interação antes do reforço ( pilar 21)

Portanto o pilar 21 não atende aos parâmetros de cálculo no quesito segurança para a configuração apresentada, conforme demonstrado na figura da envoltória do Pilar 21 antes do reforço proposto.

### 5.1.2 Cálculo do pilar existente (21): Dimensões (120 x 150) mm<sup>2</sup> PDOP 2.0:

Para verificação à segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007), foi utilizado o programa PDOP 2.0 – programa para dimensionamento otimizado de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua, esforços cortantes e torsões, conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2007), com os dados verificados “*in loco*” pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) mm<sup>2</sup>, resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) é de aproximadamente de 13,7 MPa, conforme quadro resumo tabela 4.1, a armadura longitudinal é constituída por 4 barras de Ø 10,0 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. Calculado com o programa Altoqi Eberik 2002.

O programa PDOP 2.0 – apresentou erro de cálculo  $f_{ck} = 13,7$  MPa, inferior a 20 MPa, referente aos itens 7.2.1 – valor mínimo para concreto armado com armadura passiva, e item 13.2.3 – seção transversal tem área de 180 cm<sup>2</sup> que é menor do que o valor mínimo permitido de 360 cm<sup>2</sup>, da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Combinação 1: única - Direção de ea: Y – Msd(centro) = 7,4 kN.m > Mrd(centro) 7,3 kN.m  
Mrd/Msd = 0,87

Combinação 1: única - Direção de ea: X – Msd(centro) = 7,8 kN.m > Mrd(centro) 5,2 kN.m  
Mrd/Msd = 0,6

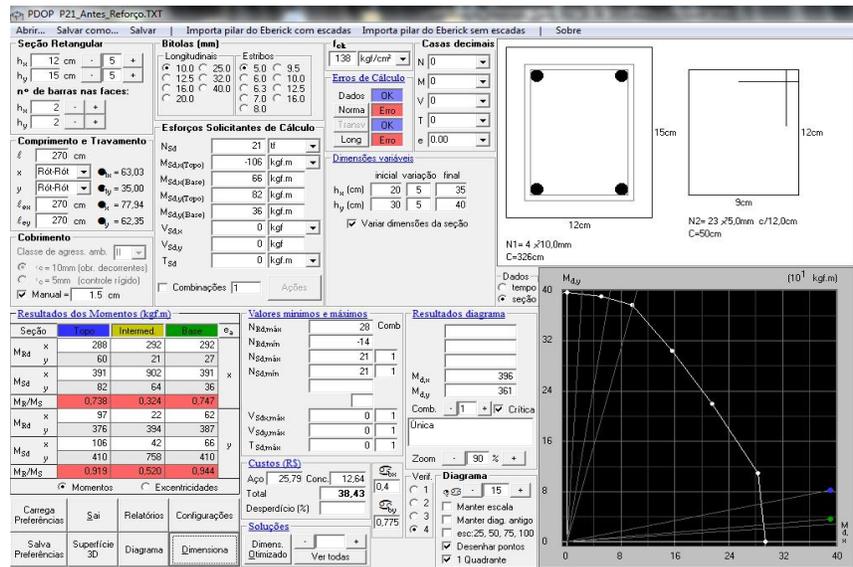


Figura 5.2 – Tela do programa PDOP 2.0 apresentando erro com relação à norma NBR 6118 (ABNT, 2007)

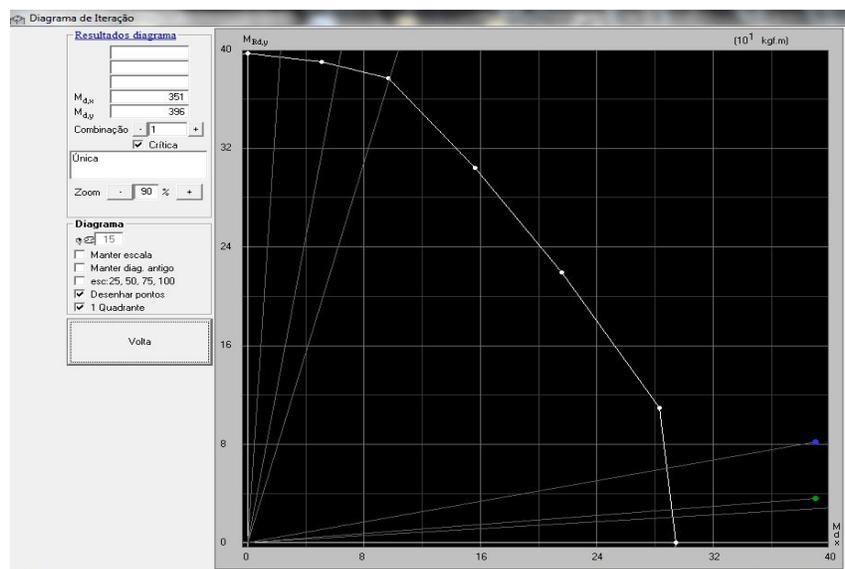


Figura 5.3 – Envoltória do programa PDOP 2.0 antes do reforço (pilar 21)

### 5.1.3 Cálculo do pilar existente (21): Dimensões (150 x 250) mm<sup>2</sup> após o reforço executado:

Verificação à segurança do cálculo do pilar 21, baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Conforme projeto estrutural do reforço proposto: Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (150 x 250) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 25 MPa. A armadura total de 4 barras de Ø 10,0 mm, para o novo reforço constituída por 4 barras de Ø 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa.

Conforme demonstrado na envoltória de cálculo abaixo:

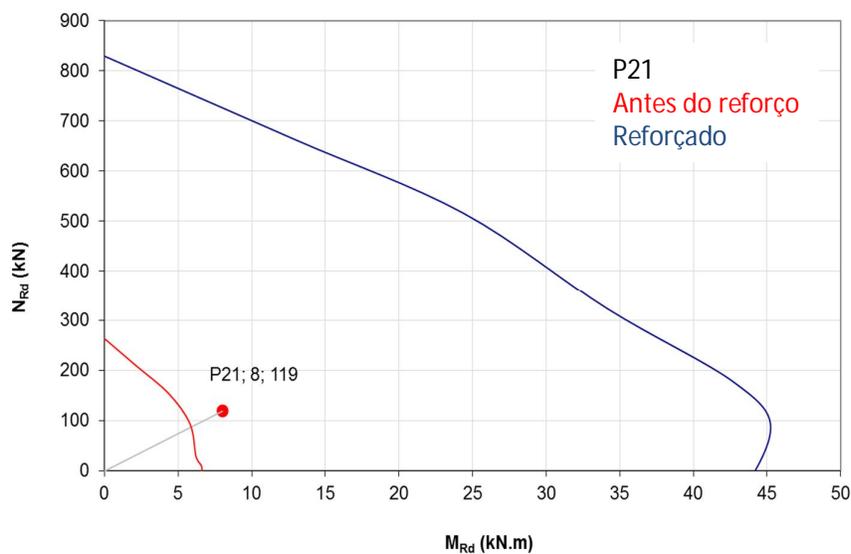


Figura 5.4 – Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 21)

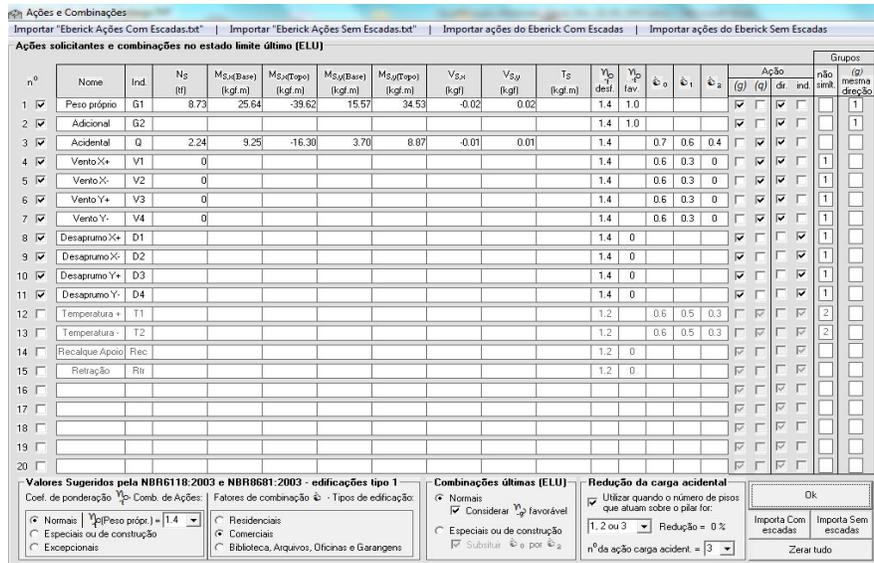


Figura 5.5 – Ações de combinações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)

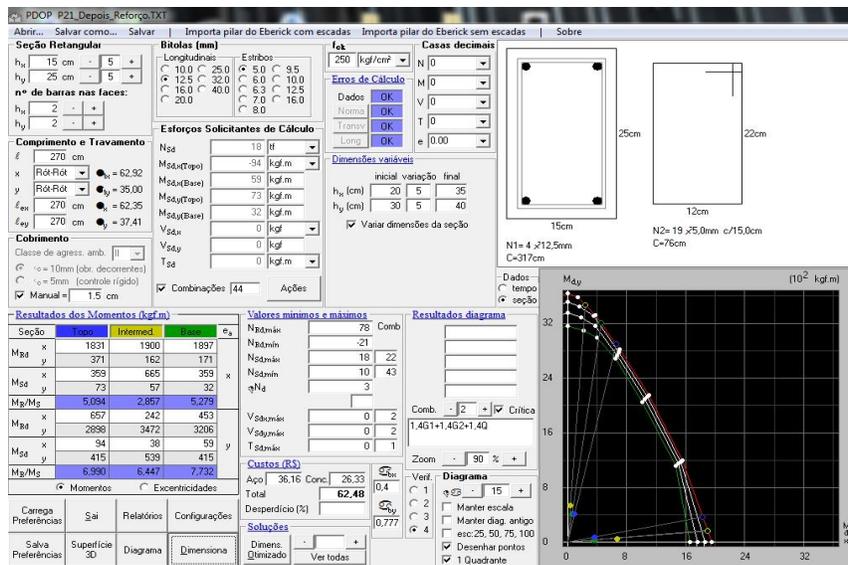


Figura 5.6 – Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)

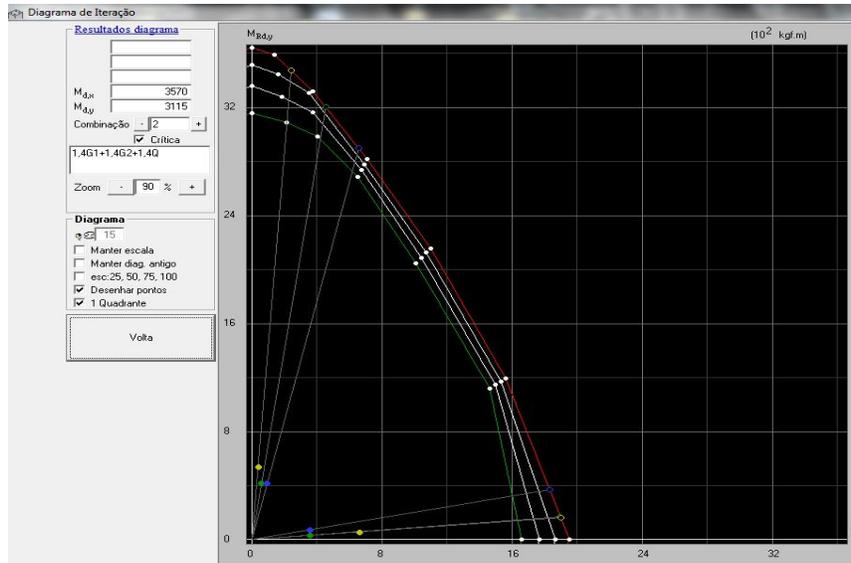


Figura 5.7 – Diagrama de interações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 21)

## 5.2 Verificação de cálculo do pilar 30 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 20,1 MPa.

### 5.2.1 Cálculo do pilar existente (30) NBR 6118 (ABNT, 2007):

A construção do pilar 30 foi em seu projeto original atendida pela norma vigente na época, para verificação à segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007) de um pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 20,1 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 4 barras de Ø 10,0 mm de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. O esforço normal solicitante é 187 kN, valor obtido através do programa AltoQi Eberick 2002. Tem-se:

Dados:

- Concreto C20,7; aço CA 50;
- Cobrimento nominal  $c_{nom} = 15$  mm;
- $N_k = 187$  kN;
- Comprimento do pilar: 2700 mm (Figura 4.9);

Seção transversal pilar existente: (120 x 150) mm<sup>2</sup> (Figura 4.8);

a) Parâmetros da seção transversal:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{20,1}{1,4} = 14,4 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa (500/1,15)}$$

$$A_c = 120 \times 150 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times 1,23 = 4,82 \text{ cm}^2$$

b) Força normal solicitante

$$\gamma_u = 1 + \frac{6}{b} = 1 + \frac{6}{12} = 1,5 > 1,1$$

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Como a menor dimensão do pilar é inferior a 19 cm, no dimensionamento devem-se multiplicar as ações por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , indicado na Tabela 2.1, onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar. Dessa forma, tem-se:

$$\gamma_n = 1,35 \text{ (b=12)}, \text{ de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), item 13.2.3.}$$

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com indicado na Tabela 2.1.

$$N_{Sd,Eq} = \gamma_u \cdot \gamma_n \cdot N_{Sk} = 1,5 \times 1,35 \times 187 \cong 379 \text{ kN}$$

c) Força normal resistente da seção transversal:

$$N_{Rd} = 0,75 f_{cd} A_c + f_{yd} A_s = 0,75 \times 14,4 \times 180 + 435 \times 4,82 \cong 215 \text{ kN}$$

d) Verificação da segurança:

$$\gamma_f = \frac{N_{Rd}}{N_{Sd}} = \frac{215}{379} = 0,6$$

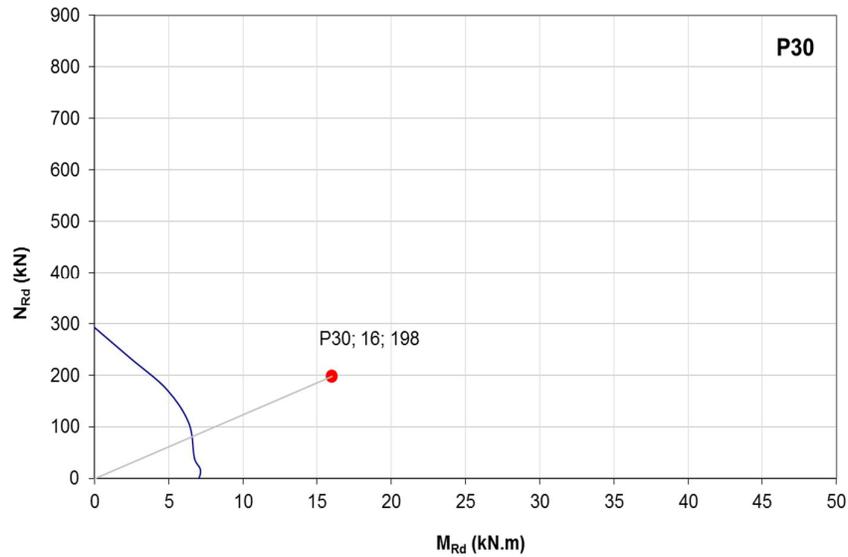


Figura 5.8 – Diagrama de interação antes do reforço (pilar 30)

### 5.2.2 Cálculo do pilar existente (30): Dimensões (120 x 150) mm<sup>2</sup> PDOP 2.0:

Verificação a segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 20,1 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 4 barras de 10,0 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa.

Sugestão do programa PDOP 2.0 para os problemas apresentados é aumentar dimensões da seção, quantidade ou bitola das barras.

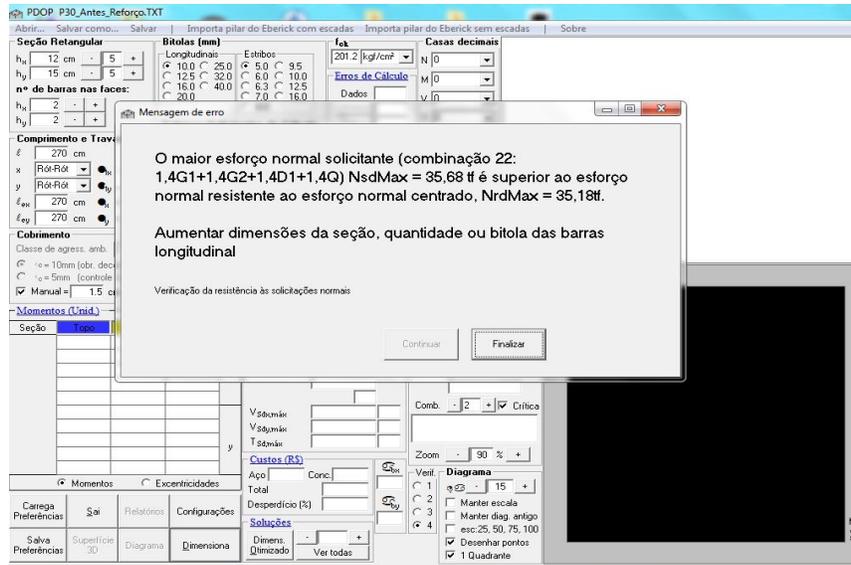


Figura 5.9 – Tela do programa PDOP 2.0 identificação de erro com relação a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) antes do reforço (pilar 30)

### 5.2.3 Cálculo do pilar existente (30): Dimensões (150 x 250) mm<sup>2</sup> após o reforço executado:

Verificação a segurança do cálculo do pilar 30, baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Conforme projeto estrutural do reforço proposto: Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os Dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (150 x 250) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 25 MPa. A armadura total de 4 barras de Ø 10,0 mm, para o novo reforço constituída por 4 barras de Ø 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa.

Conforme demonstrado na envoltória de cálculo abaixo.

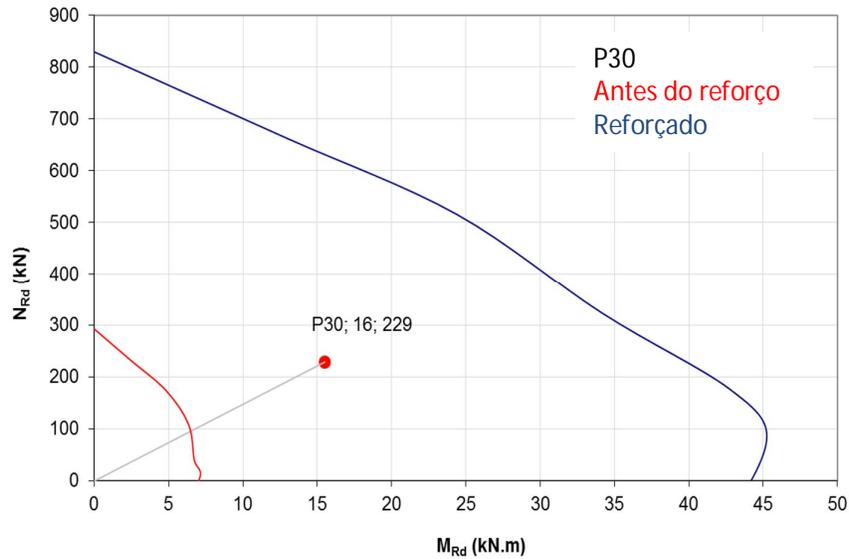


Figura 5.10 – Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 30))

#### 5.2.4 Cálculo do pilar (30) reforçado dimensão (150 x 250) mm<sup>2</sup> com os parâmetros do PDOP 2.0:

Cálculo do Pilar existente: Verificação a segurança do cálculo do Pilar 30: com os parâmetros da NBR 6118 (ABNT, 2007). Conforme projeto estrutural do reforço proposto: Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (150 x 250) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 25 MPa. A armadura total de 4 barras de Ø 12,5 mm. Desconsiderando a armadura longitudinal 4 barras de Ø 10,0 mm existente e inserido a armadura para o novo reforço constituída por 4 barras de Ø 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa.

Dimensionamento: O pilar (30) reforçado de acordo com o descrito acima. Atende os requisitos de verificação do PDOP 2.0, comparado com a norma da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Ações e Combinações

Importar "Eberick Ações Com Escadas.txt" | Importar "Eberick Ações Sem Escadas.txt" | Importar ações do Eberick Com Escadas | Importar ações do Eberick Sem Escadas

**Ações solicitantes e combinações no estado limite último (ELU)**

n.º	Nome	Ind.	N <sub>s</sub>	M <sub>sx</sub> (Base)	M <sub>sx</sub> (Tpo)	M <sub>sy</sub> (Base)	M <sub>sy</sub> (Tpo)	V <sub>sx</sub>	V <sub>sy</sub>	T <sub>s</sub>	V <sub>o</sub> dest.	V <sub>o</sub> fav.	ε <sub>o</sub>	ε <sub>1</sub>	ε <sub>2</sub>	Ação (g)	ndr.	ind.	Grupo	não sim (g) mesma direção
1	✓	Peso próprio	G1	14.54	11.64	-1.88	31.11	73.73	-0.01	0.01	0	1.4	1.0			✓	✓	✓	1	
2	✓	Adicional	G2	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	1.0			✓	✓	✓	1	
3	✓	Acidental	Q	4.34	-1.16	5.92	12.11	28.70	0	-0.02	0	1.4	0.7	0.6	0.4	✓	✓	✓	1	
4	✓	Vento X+	V1	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0.6	0.3	0		✓	✓	✓	1	
5	✓	Vento X-	V2	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0.6	0.3	0		✓	✓	✓	1	
6	✓	Vento Y+	V3	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0.6	0.3	0		✓	✓	✓	1	
7	✓	Vento Y-	V4	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0.6	0.3	0		✓	✓	✓	1	
8	✓	Desapumo X+	D1	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0				✓	✓	✓	1	
9	✓	Desapumo X-	D2	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0				✓	✓	✓	1	
10	✓	Desapumo Y+	D3	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0				✓	✓	✓	1	
11	✓	Desapumo Y-	D4	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0				✓	✓	✓	1	
12	✓	Temperatura +	T1								1.2	0.6	0.5	0.3		✓	✓	✓	2	
13	✓	Temperatura -	T2								1.2	0.6	0.5	0.3		✓	✓	✓	2	
14	✓	Recalque Apoio	Rec								1.2	0				✓	✓	✓		
15	✓	Retração	Rtr								1.2	0				✓	✓	✓		
16																✓	✓	✓		
17																✓	✓	✓		
18																✓	✓	✓		
19																✓	✓	✓		
20																✓	✓	✓		

Valores Sugeridos pela NBR6118:2003 e NBR8681:2003 - edificações tipo 1

Coef. de ponderação γ - Comb. de Ações: Fatores de combinação β - Tipos de edificação:

Normais | γ<sub>peso próprio</sub> = 1.4 | Residenciais | Bibliotecas, Arquivos, Oficinas e Garagens

Combinções últimas (ELU)

Normais | Considerar γ<sub>ps</sub> favorável | Substituir ε<sub>o</sub> por ε<sub>2</sub>

Redução da carga acidental

Utilizar quando o número de pisos que atuam sobre o pilar for: 1.2 ou 3 | Redução = 0% | n.º da ação carga acident. = 3

Ok

Importa Com escadas | Importa Sem escadas | Zerar tudo

Figura 5.11 – Ações de combinações do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)

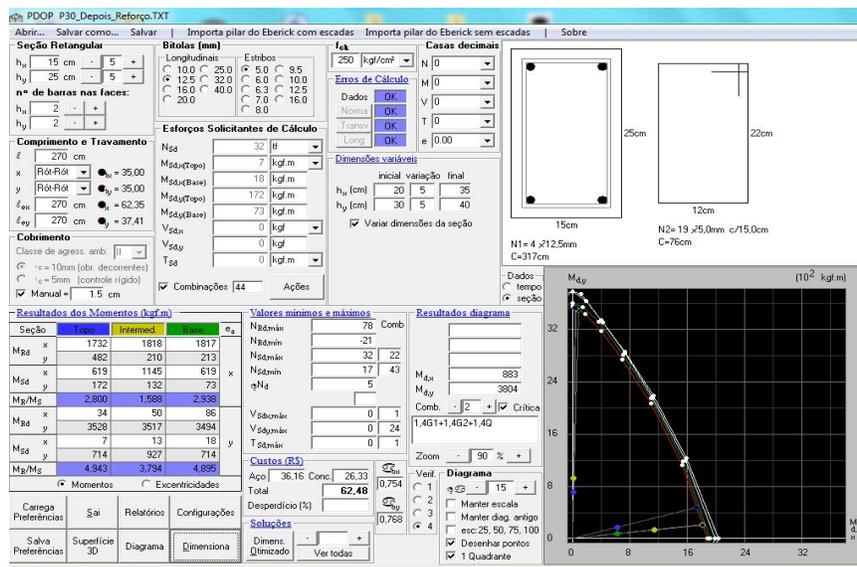


Figura 5.12 – Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)

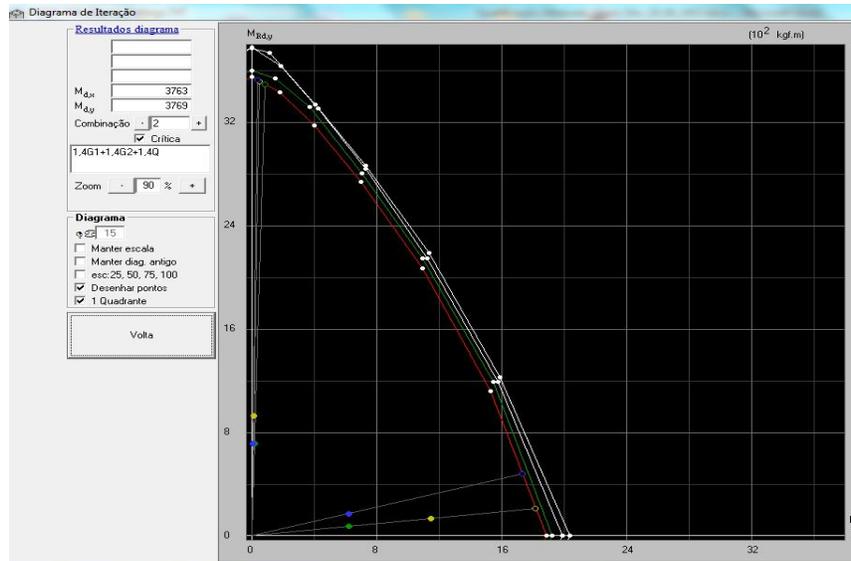


Figura 5.13 – Diagrama de interação do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 30)

### 5.3 Verificação de cálculo do Pilar 41 com resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) 14,7 MPa.

#### 5.3.1 Cálculo do pilar existente (41) NBR 6118 (ABNT, 2007):

A construção do pilar 41 foi em seu projeto original atendida pela norma vigente na época, para verificação a segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007) de um pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 14,7 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 4 barras de 10,0 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. O esforço normal solicitante é 176 kN, valor obtido através do programa AltoQi Eberick 2002. Tem-se:

Dados:

- Concreto C14,7; aço CA 50;
- Cobrimento nominal  $c_{nom}$ = 15 mm;
- $N_k$ = 176 kN;
- Comprimento do pilar: 2700 mm (Figura 4.9);

Seção transversal pilar existente: (120 x 150) mm<sup>2</sup> (Figura 4.8);

a) Parâmetros da seção transversal:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{14,7}{1,4} = 10,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa (500/1,15)}$$

$$A_c = 120 \times 150 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times 1,23 = 4,82 \text{ cm}^2$$

b) Força normal solicitante

$$\gamma_u = 1 + \frac{6}{b} = 1 + \frac{6}{12} = 1,5 > 1,1$$

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Como a menor dimensão do pilar é inferior a 19 cm, no dimensionamento devem-se multiplicar as ações por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , indicado na Tabela 2.1, onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar. Dessa forma, tem-se:

$$\gamma_n = 1,35 \text{ (b=12)}, \text{ de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), item 13.2.3.}$$

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com indicado na Tabela 2.1.

$$N_{Sd,Eq} = \gamma_u \cdot \gamma_n \cdot N_{Sk} = 1,5 \times 1,35 \times 176 \cong 357 \text{ kN}$$

c) Força normal resistente da seção transversal:

$$N_{Rd} = 0,75 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s = 0,75 \times 10,6 \times 180 + 435 \times 4,82 \cong 164 \text{ kN}$$

d) Verificação da segurança:

$$\gamma_f = \frac{N_{Rd}}{N_{Sd}} = \frac{164}{357} = 0,5$$

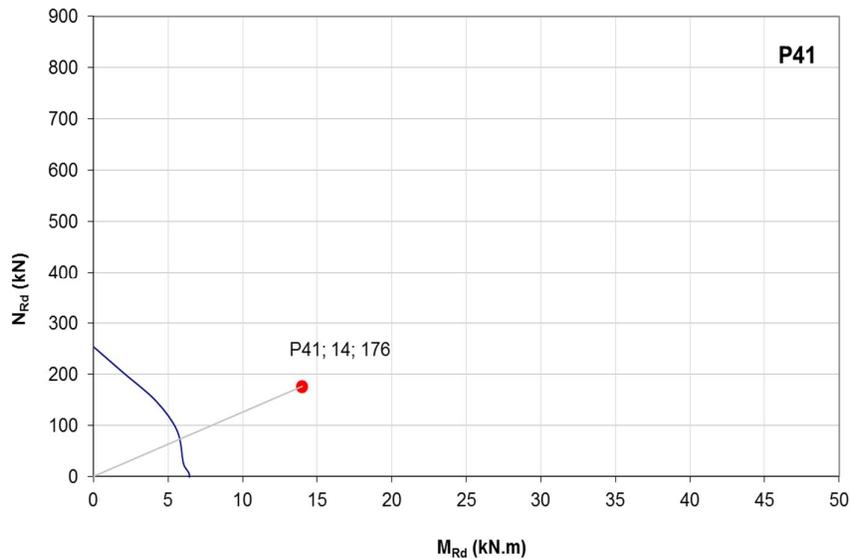


Figura 5.14 – Diagrama de interação calculado antes do reforço (pilar 41)

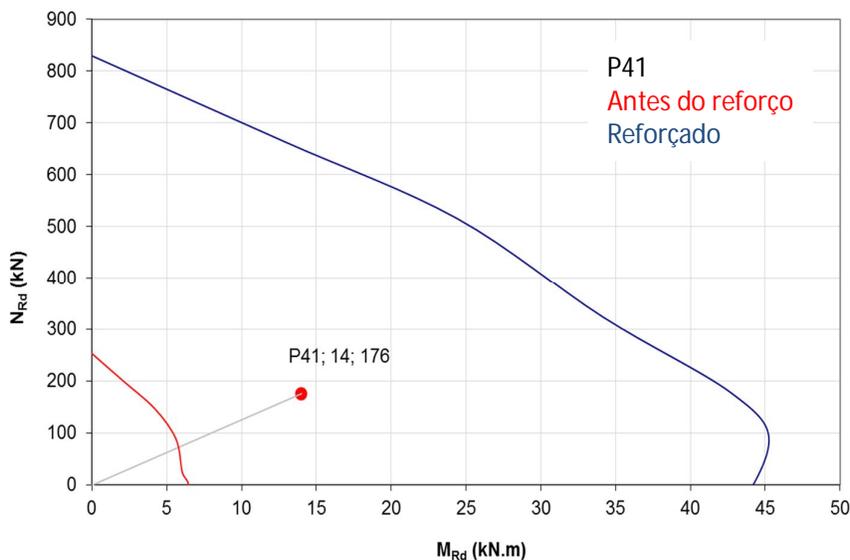


Figura 5.15 – Diagrama de interação calculado após o reforço (pilar 41)

### 5.3.2 Cálculo do pilar existente (41) dimensões (120 x 150) mm<sup>2</sup> PDOP 2.0:

Verificação a segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (120 x 150) cm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 16,21 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 4 barras de 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa.

Sugestão do programa PDOP 2.0 para os problemas apresentados é aumentar dimensões da seção, quantidade ou bitola das barras.

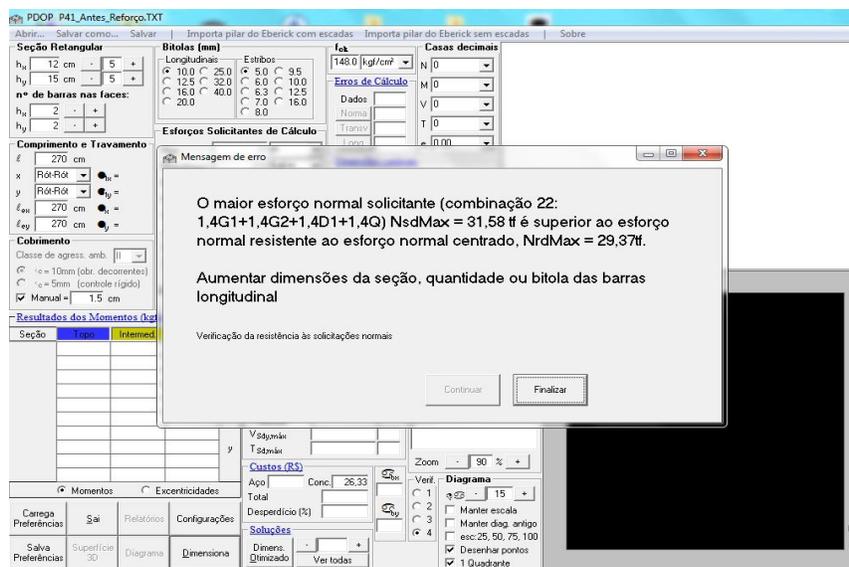


Figura 5.16 – Tela do programa PDOP 2.0 identificação de erro com relação a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) antes do reforço (pilar 41)

### 5.3.3 Cálculo do pilar existente (41) dimensões (150 x 250) mm<sup>2</sup> PDOP 2.0:

Verificação a segurança do cálculo baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Conforme projeto estrutural do reforço proposto: Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (150 x 250) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 25 MPa. A armadura longitudinal é constituída por 7 barras de 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. Sugestão do Programa PDOP 2.0 para solução dos problemas apresentados é Aumentar dimensões da seção, quantidade ou bitola das barras.

### 5.3.4 Cálculo do pilar (41) reforçado dimensões (150 x 250) mm<sup>2</sup> com os parâmetros do PDOP 2.0:

Verificação a segurança do cálculo do Pilar 41: Baseado nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). Conforme projeto estrutural do reforço proposto: Através da utilização do programa PDOP 2.0, com os dados: Pilar curto com seção transversal retangular medindo (150 x 250) mm<sup>2</sup>. A resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é de 25 MPa. A armadura total de 04 barras

de 12,5 mm de diâmetro de aço CA50 com patamar de escoamento 435 MPa. Dimensionamento: O pilar (41) reforçado de acordo com o descrito acima. Atende os requisitos de verificação do PDOP 2.0, comparado com a norma da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Ações e Combinações

Importar "Eberick Ações Com Escadas.txt" | Importar "Eberick Ações Sem Escadas.txt" | Importar ações do Eberick Com Escadas | Importar ações do Eberick Sem Escadas

**Ações solicitantes e combinações no estado limite último (ELU)**

n.º	Nome	Ind.	N <sub>s</sub> (t)	M <sub>Sx</sub> (Base) (kgf.m)	M <sub>Sx</sub> (Topo) (kgf.m)	M <sub>Sy</sub> (Base) (kgf.m)	M <sub>Sy</sub> (Topo) (kgf.m)	V <sub>Sx</sub> (kgf)	V <sub>Sy</sub> (kgf)	T <sub>s</sub> (kgf.m)	γ <sub>b</sub> dest.	γ <sub>b</sub> fav.	ε <sub>0</sub>	ε <sub>1</sub>	ε <sub>2</sub>	Ação (g)	dir.	ind.	Grupo n.º	gr. mesma direção	
1	Peso próprio	G1	13.42	-50.09	79.07	-10.65	-28.26	0.05	0	0	0	1.4	1.0						1		
2	Adicional	G2	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	1.0							1		
3	Acidental	Q	3.29	-18.35	36.21	-7.07	-16.64	0.02	-0.02	0	1.4	0	0.7	0.6	0.4				1		
4	Vento X+	V1	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0	0.6	0.3	0				1		
5	Vento X-	V2	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0	0.6	0.3	0				1		
6	Vento Y+	V3	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0	0.6	0.3	0				1		
7	Vento Y-	V4	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0	0.6	0.3	0				1		
8	Desaprumo X+	D1	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0							1		
9	Desaprumo X-	D2	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0							1		
10	Desaprumo Y+	D3	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0							1		
11	Desaprumo Y-	D4	0	0	0	0	0	0	0	0	1.4	0							1		
12	Temperatura +	T1									1.2	0	0.6	0.5	0.3				2		
13	Temperatura -	T2									1.2	0	0.6	0.5	0.3				2		
14	Recalque Apoio	Rec									1.2	0							2		
15	Retração	Ret									1.2	0							2		
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					

Valores Sugeridos pela NBR6118:2003 e NBR8681:2003 - edificações tipo 1

Coef. de ponderação γ<sub>b</sub> - Comb. do Ações:  Normas (Peso própr. = 1.4)  Residenciais  Comerciais  Biblioteca, Arquivos, Oficinas e Garagens

Combinações últimas (ELU)  Normas  Considerar γ<sub>b</sub> favorável  Especiais ou de construção  Substituir ε<sub>0</sub> por ε<sub>2</sub>

Redução da carga acidental  Utilizar quando o número de pisos que atuam sobre o pilar for: 1, 2 ou 3 Redução = 0 % n.º da ação carga acident. = 3

Ok  
Importa Com escadas Importa Sem escadas  
Zerar tudo

Figura 5.17 – Ações de combinações do PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)

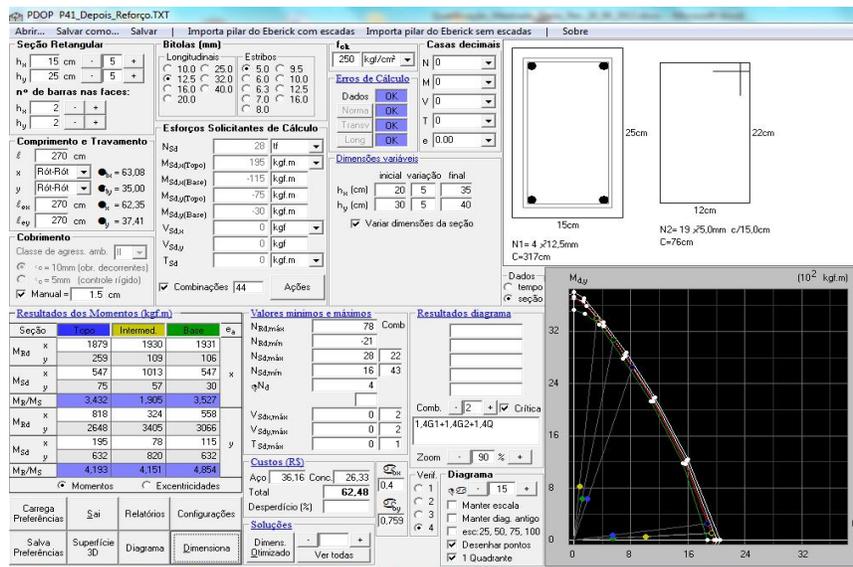


Figura 5.18 – Cálculo, ações de combinações e diagrama do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)

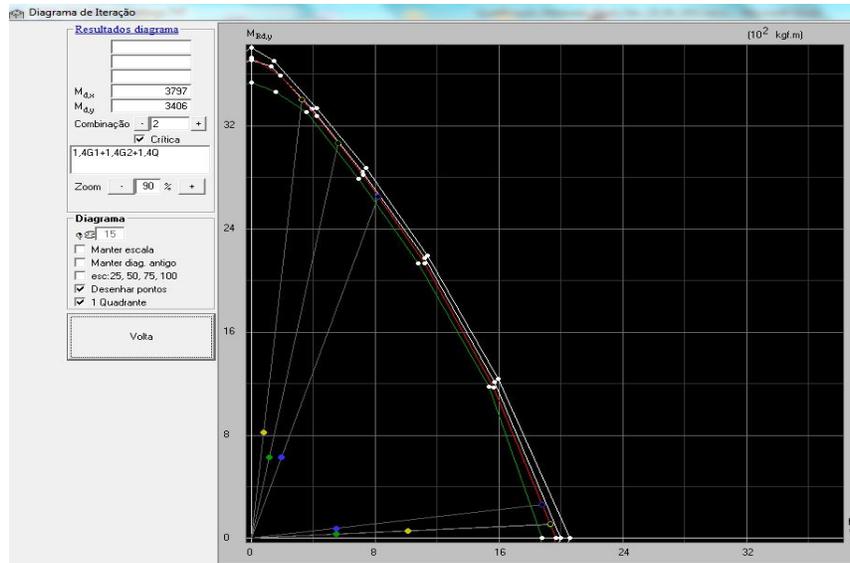


Figura 5.19 – Diagrama de interação do programa PDOP 2.0 após o reforço (pilar 41)

## 6. CONCLUSÕES

Neste trabalho se observou através da revisão bibliográfica que – mesmo não havendo uma padronização específica de norma da ABNT para cada tipo de reforço apresentado, determinando e estabelecendo critérios - tais reforços atendem perfeitamente aos casos aplicados aumentando a resistência. Inclusive – possibilite-se o aumento da sobrecarga das edificações existentes desde que se atendam as especificações e parâmetros de cálculo das Normas vigentes da ABNT.

As técnicas apresentadas para o resultado final satisfatório devem ser seguidas à risca pelos procedimentos e informações técnicas dos fabricantes, inclusive com o tempo de cura para cada novo material empregado. Tem sido grande, nos últimos tempos, o desenvolvimento, por parte da indústria química, de materiais específicos para o reparo, recuperação ou reforço de estruturas de concreto. Portanto se exige que cada vez mais os projetistas estruturais se atualizem com os catálogos dos fabricantes além de apresentarem as propriedades desses materiais, muitas vezes quantificam algumas de suas características físicas e químicas.

Considera-se que a técnica de reforço proposto para os pilares 21,30 e 41, através do encamisamento de concreto armado é viável, tanto na verificação dos parâmetros de cálculo da Norma NBR 6118 (ABNT, 2007) quanto se utilizando os parâmetros do programa PDOP 2.0, inicialmente se observou a necessidade de reforçar os pilares por não atenderem aos itens da NBR 6118 (ABNT, 2007).

Para trabalhos futuros sobre as técnicas de reforço apresentados nesta dissertação, poder-se-ão realizar ensaios que possibilitem um melhor entendimento do comportamento estrutural dos pilares após cada técnica de reforço utilizada. Inclusive com novas propostas de variações na quantidade de armaduras de aço e de área de reforço os ensaios são necessários para uma avaliação técnica do comportamento dos pilares reforçados, bem como, para se obter um modelo matemático que represente bem o comportamento experimental dos ensaios realizados.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI, 440F, 2000, “*Guidelines for the design and construction of externally FRP systems for strengthening concrete structures*”, ACI Comit  440, Sub-comit  440F, July, 85 pp. (versão de trabalho).
2. ACI Committee 440, 2001, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*.
3. Acre (Estado). Secretaria de Meio Ambiente. Aspectos socioecon micos: popula o e as condi es de vida, infraestrutura e a economia do acre / Programa Estadual de Zoneamento Ecológico-Econ mico do Estado do Acre. – Rio Branco: SEMA Acre, 2011. 216 p. : il. color. – (Cole o Temática do ZEE, ISBN 877-75- 60677-08-8; v. 5)
4. ANDRADE, Péricles Barreto de. Curso Básico de Estruturas de Aço. 2 ed. Belo Horizonte: IEA Editora, 1994. 182 p.
5. ARAÚJO, A. C. N. Estudo experimental do reforço   flexão de vigas de concreto armado utilizando compósitos com tecidos de fibras de carbono. Disserta o de Mestrado, 163p. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2002.
6. ARAÚJO, Caroline Maia Reforço de vigas de concreto   flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibra de carbono. Rio de Janeiro, 2002.
7. ASSOCIA O BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto e Execu o de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2007.
8. BORGES E SÁLES, 2007, Recupera o estrutural de edifica es históricas utilizando perfis formados a frio: Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, n. 38, p.45-62, 2007.
9. CARTA de Veneza. Documento de restauro. (1864). Veneza.

10. CAMPOS, Luiz Eduardo Teixeira. Técnicas de Recuperação e Reforço Estrutural com Estruturas de Aço. 2006. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 115 f.
11. CEB-FIP, 2001, *Technical Report on the design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures.*
12. CHAJES, M. J.; FINCH, W. W.; JANUSZKA, T. F. e THOMSON, T. A. *Bond and force transfer of composites material plates bonded to concrete. ACI Structural Journal*, 1986; 83 (2). P. 207-217.
13. ESCOBAR, C. J. (2003) Avaliação do desempenho estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de CFRP tensionadas, Dissertação de Mestrado - UFPR, Curitiba, PR, 2003.
14. FORTES, A.S.; BARROS, J.A.O.; PADARATZ, I.J. Estudo comparativo de três técnicas de reforço à flexão com CFRP. Vitória/ES, Brasil, IBRACON - Instituto Brasileiro de Concreto, 45º Congresso Brasileiro do Concreto, 2003.
15. HELENE, P. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. Pini. 1992.
16. HULL, D. An introduction to composite materials. Cambridge University. Saint – Gobain Verotex (2000) – Catálogo, 1995.
17. JUVANDES, L.F.P. Reforço e Reabilitação de Estruturas de Concreto Armado usando Materiais Compósitos de “CFRP”. Portugal, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, FEUP, 1997.
18. LEAL, Fernando Machado. *Restauração e Conservação de Monumentos Brasileiros: subsídios para o seu estudo.* 1 ed. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 1977. 171 p.

19. MACHADO, M. G. Estudo experimental da ductilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos com tecidos de fibras de carbono. Dissertação de Mestrado, 301p. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2004.
20. MAZZOLANI, Federico. L'Acciaio nel Consolidamento. Milão: ASSA – *Associazione Sviluppo Strutture Acciaio*, 1991. 48 p.
21. MC BAUCHEMIE - Fibra de Carbono. Disponível em: < [http:// www.mc-bauchemie.com.br/](http://www.mc-bauchemie.com.br/)> Acesso em: 01 nov. 2013.
22. MEHTA, P. K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1994.
23. MENEGHEL, J. M. Análise Experimental da Aderência entre o Concreto e Compósito com Tecido de Fibras de Carbono. Dissertação de Mestrado, PucRio, Rio de Janeiro, 2005.
24. MULLER, RICARDO, 1972 - Critérios para o planejamento e execução de recuperações estruturais em pontes e viadutos rodoviários no Estado do Paraná [manuscrito] / Ricardo Müller – 2004. 135 f.
25. NAKABA, K.; KANAKUBO, T.; FURUTA, T. e YOSHIZAWA, H. *Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete*. *ACI Structural Journal*, 2001; 87 (3). P.358-367.
26. OLIVEIRA, C. R. Sistemas de proteção para concreto reforçado com CFRP em situação de incêndio. - Campinas, SP: [s.n.], 2012.
27. OLIVEIRA, D. R. C. Estrutura de Concreto Armado I: Belém: Universidade Federal do Pará: Apostila, 2009.
28. LANÇA, Pedro (2002) – Conservação e Reabilitação da Construção – ESTIG Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja.

29. LAP POWER. Disponível em: < <http://www.lappower.com.br/>> Acesso em: 03 nov. 2013.
30. PIANCASTELLI, E.M. - Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado - Ed. Depto. Estruturas da EEUFMG - 1997 - 160p.
31. PUCCIONI, S. (1997). Restauração estrutural, uma metodologia de diagnóstico. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) - FAU-UFRJ.
32. RIPPER, T. Plásticos armados com fibras como solução para o reforço de estruturas. Belo Horizonte: Apostila, 1998.
33. RIPPER, T.; SCRERER, J. (1999). Avaliação do desempenho de plásticos armados com fibras de carbono como elementos de reforço de vigas de betão armado. In: Reunião do Instituto Brasileiro de Concreto, 41., Setembro, 1999. Anais. Salvador, IBRACON.
34. RODRIGUES, Francisco Carlos. (2000). Perfis Estruturais Formados a Frio: comportamento e dimensionamento. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais. 65 p.
35. SANTIAGO, Pedro Miguel da Costa Estudo experimental da resistência de aderência entre CFRP e betão em elementos sujeitos a cargas de impacto de curta duração - Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Novembro de 2011, 147 p.
36. SEOP, Secretaria de infraestrutura e obra públicas do estado do Acre.
37. SIKA S.A, 2000, SIKA CARBODUR – *Reforzamiento con* Sistemas de Fibras de Carbono (CFRP) y Fibras de Vidrio (GFRP) para *Estructuras de Concreto y Madera*, Guias de *Diseño e Instalación Tejidos SikaWrap*, Bogotá, Colombia.
38. SIKA WRAP® 300 C/60. Disponível em: < [http:// www.reforçoengenharia.com.br/](http://www.reforçoengenharia.com.br/)> Acesso em: 01 nov. 2013.

39. SILVA, Flávio Andrade Tenacidade de materiais compósitos não convencionais / Flávio de Andrade Silva; orientador: Khosrow Ghavami; co-orientador: José Roberto Moraes d'Almeida - Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2004.
- 40.. SMANIOTTO, Alberto. Dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua Florianópolis, 2005. 120p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
41. TAERWE, L. *et al*, “*Behavior of RC Beams Strengthened in Shear by External CFRP Sheets*”. In: *Proceedings of the Third International Symposium of Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, v. 2, pp. 558-566, Japan, october, 1997.
42. TEOBALDO, Izabela Naves Coelho (2004). Estudo do aço como objeto de reforço estrutural em edificações antigas. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – UFMG.
43. TÉCHNE. Disponível em: < [http:// www.techne.pini.com.br/](http://www.techne.pini.com.br/)> Acesso em: 02 nov. 2013.
44. VIAPOL. Disponível em: < <http://www.tecnologiademateriais.com.br/>> Acesso em: 03 nov. 2013.