

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Vítor Marques Linhares**

**VERIFICAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL:  
READEQUAÇÃO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO EXISTENTE A UM NOVO USO**

Porto Alegre  
Dezembro 2017

**VÍTOR MARQUES LINHARES**

**VERIFICAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL:  
READEQUAÇÃO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO EXISTENTE A UM NOVO USO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: João Ricardo Masuero**

Porto Alegre  
Dezembro 2017

**VÍTOR MARQUES LINHARES**

**VERIFICAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL:  
READEQUAÇÃO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO EXISTENTE A UM NOVO USO**

Porto Alegre, dezembro de 2017

Prof. João Ricardo Masuero  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profa. Virgínia M. Rosito d'Avilla Bessa (UFRGS)**  
Dra. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família, Luiz, Neiva, Mateus e Raul, que sempre me apoiaram e me incentivaram a alcançar meus objetivos.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Professor João Ricardo Masuero, orientador deste trabalho, pela dedicação e disponibilidade apresentada durante todas as etapas do trabalho, além do amplo conhecimento compartilhado em cada reunião realizada.

Agradeço especialmente aos meus pais, Luiz e Neiva, e aos meus irmãos Mateus e Raul, pelo apoio em todas as minhas escolhas e decisões, e pelo suporte e carinho dado em toda a vida.

Agradeço a minha namorada, Laura, pela compreensão, amor, dedicação e incentivo durante a execução deste trabalho, além do companheirismo mantido durante os últimos anos.

Agradeço também aos meus amigos de infância de Osório, que apesar da distância dos últimos anos, estão sempre me apoiando.

Agradeço aos amigos feitos durante a graduação, que tornaram esse período mais fácil e agradável.

Agradeço também aos colegas da Simon Engenharia, pelo ótimo convívio e pelo conhecimento adquirido a cada dia.

Nossas dúvidas são traidoras e nos fazem perder o que,  
com frequência, poderíamos ganhar,  
por simples medo de arriscar.

*William Shakespeare*

## RESUMO

A necessidade de recuperação e reforço das estruturas está cada vez mais presente no mercado da engenharia civil, devido a alguns motivos como a exigência de manter o valor histórico e representativo da arquitetura de uma época, ou também como o caso presente nesse trabalho: alteração do uso original da edificação. Este trabalho apresenta um estudo e análise de um projeto de reforço estrutural de um projeto real de uma edificação residencial, a qual foi destinada a um novo uso que exige maiores cargas. O foco principal do trabalho é apresentar os passos a serem adotados para verificar a necessidade de reforço de momento fletor em vigas e lajes de uma edificação, e propor soluções para os casos que não são abordados com frequência na bibliografia existente. Primeiramente, com o auxílio de um software de cálculo estrutural, foram obtidas as solicitações na estrutura para a nova carga proposta e, através de alterações nos coeficientes de majoração apresentados e justificados no trabalho, foram dimensionadas as vigas e lajes para essas novas solicitações. Com esses resultados, foi possível conhecer os trechos de vigas e lajes com falta de armadura para atender às novas solicitações de momento fletor e que exigiriam de alguma intervenção. Os casos semelhantes de geometria foram agrupados e para cada caso foram propostas soluções para a execução do reforço, sendo descrito o processo construtivo e os procedimentos de cálculo a serem adotados. Com esse trabalho foi possível observar casos de intervenções que são frequentes em um projeto desse porte e que não são encontrados com facilidade nos livros, nos quais são abordados apenas casos simples de momento fletor positivo (face inferior de viga ou laje) com a região sem obstruções. E neste trabalho, por exemplo, foram propostas soluções para reforço de momento fletor negativo (face superior de viga ou laje) com o elemento obstruído por parede de alvenaria, sendo para esse caso o inconveniente de ter que abrir a alvenaria e também a dificuldade de ancorar o reforço dos dois trechos da viga com o pilar. Por fim, é apresentada uma análise de reforço com diferentes áreas adotadas, sendo demonstrado o cuidado ao se utilizar áreas maiores de reforço com o objetivo de adotar práticas a favor da segurança, o que em alguns casos pode ser um erro, pois com uma maior área de reforço, a estrutura poderá ser caracterizada como uma estrutura com ruptura frágil quando atingido o estado limite último.

Palavras-chave: Reforço Estrutural. Técnicas de Reforço.  
Dimensionamento de Reforço. Estudo de Caso de Reforço à Flexão

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório .....	12
Figura 2 - Reforço em chapas metálicas, só com colagem (à esquerda) e também com chumbamento .....	16
Figura 3 - Diagrama Tensão x Deformação: comparativo de diferentes materiais .....	18
Figura 4 - Costura de fissuras por aplicação de protensão exterior.....	20
Figura 5 - Inibição de deformação por aplicação de protensão exterior .....	20
Figura 6 - Substituição de um pilar danificado, com a conseqüente redistribuição de esforços, através da aplicação de protensão exterior .....	20
Figura 7 - Reforço de vigas à flexão, através da aplicação de protensão exterior.....	21
Figura 8 - Criação de apoios adicionais através da aplicação de protensão exterior.....	21
Figura 9 - Construção de pilar incluindo a respetiva fundação e reforço da viga para momentos negativos .....	22
Figura 10 - Montagem de viga metálica para reforço da viga existente.....	23
Figura 11 - Construção de parede de concreto armado, incluindo o reforço da fundação .....	23
Figura 12 - Construção de fundação e montagem de estrutura metálica.....	23
Figura 13 - Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama de tensão-deformação .....	24
Figura 14 - Diagrama tensão-deformação idealizado.....	25
Figura 15 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas .....	26
Figura 16 - Diagramas tensão-deformação dos sistemas CFC .....	27
Figura 17 - Diagrama tensão-deformação dos sistemas CFC .....	28
Figura 18 - Diagramas de tensões no concreto no estado limite último para concretos até a classe C50 (Grupo I).....	30
Figura 19 - Seção retangular com armadura dupla.....	31
Figura 20 - Forças Componentes da Seção Resistente (Grupo I).....	35
Figura 21 - Fixação de perfis metálicos a vigas de concreto.....	39
Figura 22 - Reforço de vigas por aumento da altura h .....	40
Figura 23 – Força de compressão no concreto (Grupo I) .....	43
Figura 34 – Componentes para o cálculo das forças resultantes na seção reforçada com adição de concreto .....	47
Figura 24 – Camadas de elementos das lajes dos espaços internos.....	51
Figura 25 – Camadas de elementos das lajes do terraço .....	51
Figura 26 – Identificação das vigas do térreo.....	53
Figura 27 – Identificação das vigas do segundo pavimento .....	54
Figura 28 – Vigas do pavimento térreo a serem reforçadas .....	55



Figura 29 – Vigas do segundo pavimento a serem reforçadas .....	56
Figura 30 – Casos dos reforços de vigas a serem detalhados .....	57
Figura 31 – Abertura da alvenaria e retirada de camada de concreto.....	59
Figura 32 – Furos no pilar e adição das armaduras .....	60
Figura 33 – Adição de estribos .....	60
Figura 35 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de adição de armaduras .....	63
Figura 36 – Colagem da chapa e fixação com chumbadores .....	64
Figura 37 – Barras de aço soldadas na chapa .....	64
Figura 38 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de chapa de aço colada.....	67
Figura 39 – Reforço de momento fletor negativo com fibra de carbono .....	68
Figura 40 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de fibra de carbono .....	70
Figura 41 – Reforço de momento fletor negativo com chapa de aço e suporte metálico.....	71
Figura 42 – Reforço de momento fletor negativo chapas de aço .....	72
Figura 43 – Reforço de momento fletor negativo chapas de aço e barra soldada .....	73
Figura 44 – Comportamento da seção da Viga 106-B com e sem reforço de chapa de aço ....	76
Figura 45 – Comportamento da seção da Viga 106-B com e sem reforço de adição de armaduras .....	78
Figura 46 – Reforço com chapa de aço nas laterais da viga.....	79
Figura 47 – Regiões analisadas das lajes do térreo .....	80
Figura 48 – Regiões analisadas das lajes do segundo pavimento .....	80
Figura 49 – Casos dos reforços de lajes a serem detalhados .....	82
Figura 50 – Casos dos reforços de lajes a serem detalhados .....	84
Figura 51 – Comportamento da seção da Laje M,t-9 com e sem reforço chapa de aço.....	86
Figura 52 – Comportamento da viga V106-B para diferentes áreas de armadura adicionadas	88
Figura 53 – Comportamento da viga V106-B para diferentes áreas chapas de aço adicionadas .....	89

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 - Valores mínimos das cargas verticais .....	13
---	----

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características da Fibra CF-130 do Sistema MBrace™ .....	27
Tabela 2 - Características da Fibra CF-530 do Sistema MBrace™ .....	27
Tabela 3 - Características da Fibra EG-900 do Sistema MBrace™.....	28
Tabela 4 – Cargas utilizadas no projeto original .....	50
Tabela 5 – Cargas no momento de aplicação do reforço estrutural.....	52
Tabela 6 – Cargas do novo uso.....	52
Tabela 7 – Comportamento da viga 101 trecho C .....	58
Tabela 8 – Comportamento da viga 101 trecho C com adição de armaduras .....	62
Tabela 9 – Comportamento da viga 101 trecho C com chapa de aço .....	66
Tabela 10 – Comportamento da viga 101 trecho C com chapa de aço .....	69
Tabela 11 – Comportamento da viga 106 trecho B .....	75
Tabela 12 – Comportamento da viga 106 trecho B com chapa de aço .....	76
Tabela 13 – Comportamento da viga 106 trecho B com adição de armaduras .....	77
Tabela 14 – Análise da necessidade de reforço nas lajes .....	81
Tabela 15 – Comportamento da região da laje M,t-9 sem reforço .....	83
Tabela 16 – Comportamento da laje M,t-9 com reforço de chapa de aço colada .....	85

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

ASTM – American Society for Testing and Materials

CA – Concreto Armado

CEB – Comité Euro-International du Béton

CFRP – Carbon fiber–reinforced polymer (Polímero Reforçado de Fibra de Carbono)

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

NBR – Norma Brasileira

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma_s$  – tensão no aço (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{yk}$  – tensão característica do escoamento no aço (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{yd}$  – tensão de cálculo do aço (kN/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_s$  – deformação no aço

$E_s$  – módulo de elasticidade no aço (kN/cm)

$\sigma_c$  – tensão no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{ck}$  – resistência à compressão característica no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{cd}$  – resistência à compressão de cálculo no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_c$  – deformação no concreto

$\varepsilon_{cu}$  – deformação última no concreto

$\varepsilon_{c2} = 0,2\text{‰}$  para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$

$y$  – distância da borda comprimida à linha neutra (cm)

$h$  – altura da seção transversal (cm)

$b$  – largura da seção transversal (cm)

$d'$  – distância da borda comprimida ao centróide da armadura comprimida (cm)

$M_u$  – momento de ruína da seção (kN/cm<sup>2</sup>)

$d$  – altura útil (distância do centróide da armadura tracionada até a borda comprimida) (cm)

$\Psi$  – coeficiente de redução da tensão de compressão no concreto

$\varepsilon_c^{\text{máx}}$  - deformação máxima no concreto

$\varepsilon's$  – deformação na armadura comprimida

$\varepsilon_{fc}$  – deformação na fibra de carbono

$A_{s'}$  – área de armadura comprimida ( $\text{cm}^2$ )

$A_{fc}$  – área da fibra de carbono ( $\text{cm}^2$ )

$\varepsilon_{bi}$  - deformação inicial da fibra mais tracionada

$F'_{cs}$  – resultante da força de compressão na armadura comprimida (kN)

$F_s$  – resultante da força de tração na armadura tracionada (kN)

$F_{fc}$  – resultante da força de tração na fibra de carbono (kN)

$k_x$  – coeficiente que estabelece o limite entre o domínio 2 e 3

$x'$  - posição do final da parte curva do diagrama tensão-deformação do concreto a partir da linha neutra da seção retangular (cm)

$\xi$  - distância da fibra considerada à linha neutra

$\theta$  - curvatura (inverso do raio de curvatura)

$\varepsilon_{pp}$  - a deformação do substrato que irá receber o material de reforço, no instante da sua aplicação.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>8</b>
1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	8
1.2 METODOLOGIA E DELINEAMENTO.....	9
1.3 ESCOPO DO TRABALHO.....	9
<b>2 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL.....</b>	<b>11</b>
<b>3 LEVANTAMENTO DE CARGAS.....</b>	<b>13</b>
<b>4 TIPOS DE REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>16</b>
4.1 REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO OU PERFIS COLADOS.....	16
4.2 REFORÇO COM FIBRAS DE CARBONO.....	17
4.3 REFORÇO DE ELEMENTOS FLETIDOS POR PROTENSÃO EXTERIOR	19
4.4 REFORÇO POR AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EXISTENTE...	21
4.5 REFORÇO POR ALTERAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	22
<b>5 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL.....</b>	<b>24</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS ANALISADOS.....	24
<b>5.1.1 Comportamento e propriedades do concreto armado.....</b>	<b>24</b>
<b>5.1.2 Comportamento e propriedades das fibras de carbono.....</b>	<b>26</b>
5.2 ESTADOS LIMITES DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO.....	28
5.3 VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À FLEXÃO COM ARMADURA DUPLA.....	31
5.4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COM PERFIS, CHAPAS DE AÇO E FIBRAS DE CARBONO COLADAS.....	33
5.5 DIMENSIONAMENTO COM AUMENTO DE SEÇÃO.....	40
5.6 METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO DE PEÇAS SUBMETIDAS À FLEXÃO E DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO.....	41
5.7 METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO COM ADIÇÃO DE ARMADURA E AUMENTO DA SEÇÃO COMPRIMIDA.....	45
<b>6 ANÁLISE E METODOLOGIAS PROPOSTAS PARA A READEQUAÇÃO AO NOVO USO DA ESTRUTURA.....</b>	<b>50</b>
6.1 DEFINIÇÃO DAS CARGAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES.....	50
6.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS REFORÇOS À FLEXÃO DAS VIGAS.....	53
<b>6.2.1 Detalhamento e dimensionamento do caso V1.....</b>	<b>57</b>
6.2.1.1 Caso V1 com adição de armaduras.....	59

6.2.1.1.1	<i>Processo construtivo</i> .....	59
6.2.1.1.2	<i>Procedimentos de cálculo</i> .....	61
6.2.1.1.3	<i>Aplicação do caso</i> .....	61
6.2.1.2	Caso V1 com chapa de aço e armaduras de trespasse soldadas.....	63
6.2.1.2.1	<i>Processo construtivo</i> .....	63
6.2.1.2.2	<i>Procedimentos de cálculo</i> .....	65
6.2.1.2.3	<i>Aplicação do caso</i> .....	65
6.2.1.3	Caso V1 com fibra de carbono.....	67
6.2.1.3.1	<i>Processo construtivo</i> .....	67
6.2.1.3.2	<i>Procedimentos de cálculo</i> .....	68
6.2.1.3.3	<i>Aplicação do caso</i> .....	69
6.2.1.4	Caso V1 com chapa de aço conectadas por suporte metálico.....	70
6.2.1.4.1	<i>Procedimento de cálculo</i> .....	71
<b>6.2.2</b>	<b>Detalhamento e dimensionamento do caso V2</b> .....	<b>71</b>
6.2.2.1	Caso V2 com chapa de aço na viga e no engaste.....	72
6.2.2.1.1	<i>Processo construtivo</i> .....	72
6.2.2.2	Caso V2 com chapa de aço na viga e barras soldadas.....	73
6.2.2.2.1	<i>Processo construtivo</i> .....	73
<b>6.2.3</b>	<b>Detalhamento e dimensionamento do caso V3</b> .....	<b>73</b>
<b>6.2.4</b>	<b>Detalhamento e dimensionamento do caso V4</b> .....	<b>74</b>
6.2.4.1	Caso V4 com chapa de aço.....	75
6.2.4.2	Caso V4 com adição de armaduras.....	77
6.2.4.3	Caso V4 com chapa de aço nas laterais da viga.....	78
6.2.4.3.1	<i>Processo construtivo</i> .....	78
6.2.4.3.2	<i>Procedimentos de cálculo</i> .....	79
6.3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DOS REFORÇOS À FLEXÃO DAS LAJES.....	79
<b>6.3.1</b>	<b>Análise da necessidade dos reforços nas lajes</b> .....	<b>79</b>
<b>6.3.2</b>	<b>Detalhamento e dimensionamento do caso L1</b> .....	<b>82</b>
6.3.2.1	Caso L1 com chapa de aço ou fibra de carbono.....	83
6.3.2.1.1	<i>Processo construtivo</i> .....	83
6.3.2.1.2	<i>Procedimentos de cálculo</i> .....	84
6.3.2.1.3	<i>Aplicação do caso</i> .....	84
<b>7</b>	<b>ANÁLISE COMPARTIVA DO AUMENTO DA ÁREA DE REFORÇO</b> .....	<b>87</b>
7.1	VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O AUMENTO DE ÁREA DE ARMADURA ADICIONADA.....	87



7.2	VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O AUMENTO DE ÁREA DE CHAPA DE AÇO.....	89
<b>8</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>90</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Devido à consolidação do processo de urbanização do país e o envelhecimento das cidades, é cada vez mais comum a existência de edifícios com estruturas de concreto armado ainda em boas condições, mas cujo uso original não mais apresenta viabilidade econômica. Ao mesmo tempo, tais edificações muitas vezes adquirem valor histórico ou representativo da arquitetura de uma época, sendo cada vez maior a tendência pela preservação de tais edifícios.

Essas estruturas são projetadas para um determinado uso, como, por exemplo, uso residencial ou comercial, com os seus devidos carregamentos diferenciados por essa característica. As edificações são executadas para uma vida útil prevista longa, de cinquenta a cem anos, porém em diversas situações elas precisam ser adequadas a novas exigências como, por exemplo, a mudança de sua utilização e, portanto, a um novo tipo de carregamento. Diante dessa demanda, é necessário realizar uma nova análise estrutural para verificar se a edificação existente irá suportar as novas solicitações, ou se será preciso intervir na estrutura. Os procedimentos de intervenção mais utilizados são os reforços estruturais, e esse trabalho consiste em aplicar procedimentos de verificação estrutural em uma edificação existente para a qual será proposto um novo uso, para identificar a necessidade de reforço e analisar os procedimentos mais adequados a cada caso e ainda propor algumas soluções de problemas encontrados em um projeto real.

### 1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo do trabalho é identificar os principais procedimentos de verificação estrutural e técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, e quais os procedimentos a serem adotados para que uma estrutura existente de porte médio resista, de forma segura, a um aumento de carregamento proporcionado por um novo uso proposto a ela. Devido ao fato de não haver tanto material na bibliografia que trate de solucionar casos frequentes de reforços, como o de regiões de momento fletor negativo (região superior das vigas com trechos contínuos), um dos objetivos do trabalho também foi propor soluções para os casos encontrados em um projeto que não costumam estarem descritos e detalhados nos livros de reforço

estrutural. Além disso, o trabalho visa uma maior apropriação de conteúdos de análise estrutural, dimensionamento de estruturas de concreto armado e dimensionamento e execução de reforços em tais estruturas, consolidando conteúdos vistos ao longo do curso de graduação.

## 1.2 METODOLOGIA E DELINEAMENTO

O trabalho é iniciado com uma revisão bibliográfica para servir de base teórica para o projeto, identificando os principais procedimentos para a realização de uma verificação estrutural e os tipos de reforço estrutural de estruturas de concreto armado. Após o estudo inicial sobre o tema, são descritos e analisados os procedimentos de reforço e os respectivos métodos de dimensionamento.

Esse estudo teórico inicial é aplicado em um redimensionamento de uma estrutura existente, para a qual foi proposta uma nova utilização. Por isso é selecionado um projeto estrutural de uma edificação existente que atenda aos requisitos propostos para o trabalho: projeto de estrutura moldada no local em concreto armado, de porte médio, que permita o novo uso e que tenha um conjunto de plantas estruturais completas o suficiente que permita o desenvolvimento do trabalho. Para esse projeto, é proposto um novo uso que exija o mínimo de alterações, evitando a necessidade de demolições e construção de partes novas de forma abrangente ou generalizada. A partir disso, é necessário realizar uma verificação estrutural que consiste em uma análise estrutural com a nova configuração da estrutura, e com os novos carregamentos. Ao comparar as taxas de armadura obtidas com o projeto original, e partindo da premissa de que a edificação foi executada conforme o projeto, é possível identificar os elementos estruturais que necessitam de reforço e propor o método mais adequado para a situação encontrada, dimensionando o reforço correspondente.

## 1.3 ESCOPO DO TRABALHO

O trabalho é realizado sobre uma edificação de porte médio de quatro pavimentos, de uso residencial, cuja estrutura em concreto armado é composta por lajes maciças, vigas e pilares moldados no local. O projeto estrutural sobre o qual o trabalho é desenvolvido é considerado como expressão fiel da estrutura executada, de modo que todas as comparações e avaliações

são feitas tomando-se como base o projeto estrutural. Não são feitas visitas, vistorias ou levantamentos de dados sobre a edificação existente.

O trabalho tem como pressuposto que programas computacionais de cálculo estrutural existentes no mercado fornecem resultados de acordo com a NBR 6118:2014-Projeto de Estruturas de Concreto, de modo que os mesmos possam ser utilizados para as análises e dimensionamentos necessários. Será dada ênfase ao reforço estrutural de elementos submetidos fundamentalmente à flexão simples normal, como lajes e vigas, não sendo analisado o reforço devido ao esforço cortante das lajes e vigas e também do restante dos elementos estruturais, como, por exemplo, reforço de pilares, fundações, cortinas e estruturas de contenção, se existirem.

O trabalho tem como limitações o estudo dos procedimentos técnicos do reforço estrutural, sem levar em consideração a análise de viabilidade econômica.

É considerada apenas análise estática da estrutura, não sendo contabilizados os efeitos dinâmicos.

## 2 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Para intervir em uma estrutura, é necessário realizar uma rigorosa verificação estrutural levando-se em conta diversos fatores, como, por exemplo, se a edificação foi construída seguindo rigorosamente o que foi estipulado no projeto estrutural, ou também se a edificação apresenta manifestações patológicas que comprometem a resistência dos materiais utilizados.

De acordo com PIZZI & GUEVARA (1997) as etapas de investigação da estrutura de uma edificação são as seguintes:

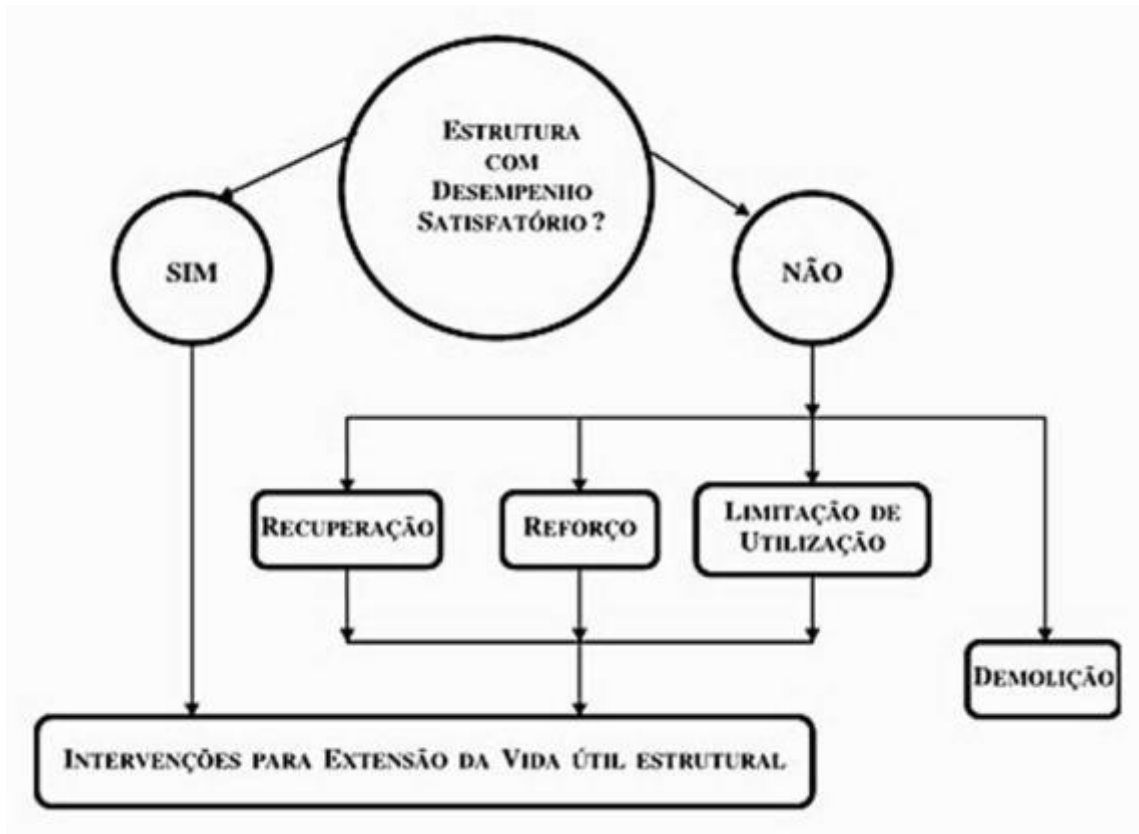
- a) Relatório Dimensional
- b) Relatório de danos Estruturais
- c) Reavaliação das degradações envolvidas
- d) Estimativa de cálculo das ações mediante análise computacional.

Essas etapas permitem adquirir um melhor conhecimento sobre a estrutura analisada para, com isso, elaborar um projeto mais eficiente de reforço estrutural, com melhor aproveitamento dos elementos já existentes e com uma maior garantia de que a segurança seja preservada.

É de grande importância o diagnóstico das manifestações patológicas existentes na edificação, principalmente as edificações antigas, que foram projetadas com base em normas que não tinham como uma das grandes premissas a durabilidade da estrutura, como, por exemplo, a utilização de cobrimentos de armadura pequenos, que atualmente é comprovada a necessidade de uso de uma maior camada de proteção do que a indicada nas antigas normas. Com esse diagnóstico, é possível identificar se haverá a necessidade de realizar uma recuperação estrutural em elementos estruturais comprometidos, para recuperar a resistência prevista no projeto inicial e, após isso, acrescentar a solução de um possível reforço para aumento da capacidade resistente, assim como exemplificado na figura 1.

Após esse estudo das condições iniciais da estrutura, soma-se a etapa de reanálise estrutural a partir da nova configuração proposta a ela, como a designação de um novo uso à edificação, objetivo desse trabalho.

Figura 1 - Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 21)

Para a análise estrutural é utilizado o Software CAD para Cálculo Estrutural de Concreto Armado TQS, que atende aos requisitos exigidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

### 3 LEVANTAMENTO DE CARGAS

Um dos pré-requisitos para início de um projeto é a determinação e identificação de todos os tipos de carregamentos que poderão atuar na estrutura a ser projetada, sendo essa etapa de grande importância para evitar possíveis manifestações patológicas oriundas de carregamentos imprevistos no dimensionamento estrutural.

A norma ABNT NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1) fixa as condições elegíveis para a determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas nos projetos, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais. A norma define as cargas em duas categorias, como sendo:

- a) carga permanente (g): constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes;
- b) carga accidental (q): toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).

Para auxílio ao cálculo dos valores do peso dos elementos de uma estrutura, a norma ABNT NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2) fornece uma tabela com valores dos pesos específicos de diversos materiais utilizados na construção civil. Já para a determinação da carga accidental, a norma fornece outra tabela com os valores mínimos de carga vertical a serem adotados como atuantes nos pisos de edificações.

Quadro 1 - Valores mínimos das cargas verticais

	Local	Carga
1 Arquibancadas		4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e de gerência	1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5 Casas de Máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5

continua

continuação

6 Cinemas	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos	3
	Sala de assembleia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8 Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	3
	Corredor e sala de aula	2
	Outras salas	2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de $\phi$ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
26 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3-4)

Com os valores apresentados na tabela anterior, é possível determinar a carga variável que irá atuar durante a utilização de determinado tipo de edificação, que será combinada com a carga permanente da estrutura. Para a determinação da carga permanente, é necessário conhecer os



materiais que serão utilizados nos elementos. No caso de lajes, costuma-se executar em camadas de materiais diferentes, como, por exemplo, reboco, concreto armado, contrapiso, argamassa de fixação e revestimento cerâmico, com os respectivos valores de peso específico em  $\text{kN/m}^3$  presentes na norma. Já para a carga das paredes, usualmente se utilizam blocos cerâmicos revestidos de argamassa, também com os pesos específicos determinados na norma ABNT NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2).

O objetivo do trabalho é fazer a verificação estrutural de uma edificação quanto ao novo uso proposto a ela, portanto, a partir desse novo uso, e com o auxílio da norma, é possível prever o valor do novo carregamento a ser utilizado na análise.

## 4 TIPOS DE REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

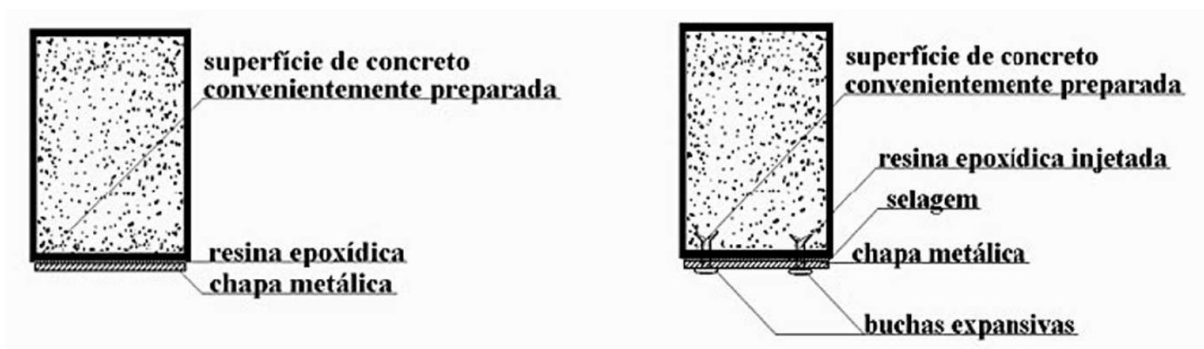
### ARMADO

A seguir são apresentadas algumas das soluções mais adotadas de reforço em estruturas de concreto armado:

#### 4.1 Reforço com chapas de aço ou perfis colados

A utilização de chapas de aço ou perfis colados é uma opção de reforço muito eficiente e é indicada para os casos em que não é permitida a modificação da geometria das peças. As chapas são ligadas em uma superfície previamente preparada da peça através de colagem ou chumbamento com buchas expansivas conforme é ilustrado na figura 2. Para os perfis, é indicada sempre a utilização das buchas, podendo ser complementado com resina.

Figura 2 - Reforço em chapas metálicas, só com colagem (à esquerda) e também com chumbamento



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 148)

Segundo Souza e Ripper (1998, p.181):

O princípio do método, cujos primeiros estudos se devem a L'Hermitte e J. Bresson (1971), é bastante simples, ou seja, trata-se da colagem de finas chapas de aço à superfície de concreto com resina epóxi, criando um elemento estrutural composto concreto-cola-aço, o que possibilita aumentar a resistência do elemento a momentos fletores e forças cortantes. Como "efeito colateral" obtém-se um aumento da rigidez do elemento, diminuindo a sua deformabilidade.

Desde a década de 1970 surgiram diversos métodos de cálculo da área de chapa necessária para esse reforço, que será detalhado melhor no capítulo de dimensionamento. Porém, segundo Souza e Ripper (1998, p. 181), deve-se levar em consideração algumas restrições impostas por regulamentos, sendo a mais utilizada a de C.E.B.<sup>1</sup>, que delimitam a espessura da camada de cola em no máximo 1,5 mm (quanto mais espessa a camada, menor a resistência à tração), a espessura da chapa não deve ultrapassar 3 mm (a não ser que sejam utilizados dispositivos especiais de ancoragem, buchas metálicas expansivas, em particular), e o incremento a obter nos esforços resistentes, comparada a situação depois do reforço com a original, não seja superior a 50%, tanto para a flexão como para o cisalhamento (limitação que, em alguns casos, será muito conservadora).

Para que se aproveitem integralmente as propriedades dos materiais utilizados, deve ser previsto um correto preparo da superfície receptora das chapas e dos perfis, a qual se indica certa rugosidade necessária para a aderência química da resina de colagem. Porém uma superfície demasiadamente rugosa poderá tornar difícil a aplicação da resina.

Segundo Souza e Ripper (1998, p. 182):

[...] o mais apropriado será a obtenção de uma superfície uniformemente rugosa, com a aspereza resultante de sua submissão a jatos de areia, por exemplo, ou, quando tal não for possível, pela contínua e cuidadosa percussão provocada por martelo de agulhas.

Para garantia de melhor aderência, a superfície de concreto, depois de apicoada, deve ser limpa a jatos d'água sob pressão e seca pela aplicação de jatos de ar comprimido, de modo a estar limpa e seca na altura da aplicação da resina.

Se houver fissuras na superfície de concreto, estas deverão ser convenientemente seladas, antes da execução do reforço, de forma a impedir toda e qualquer fuga de resina.

## 4.2 Reforço com fibras de carbono

Inicialmente utilizado em reforços de alto desempenho, particularmente nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística, o uso de fibras de carbono como reforço de elementos estruturais da construção civil tornou-se mais frequente após a ameaça de um

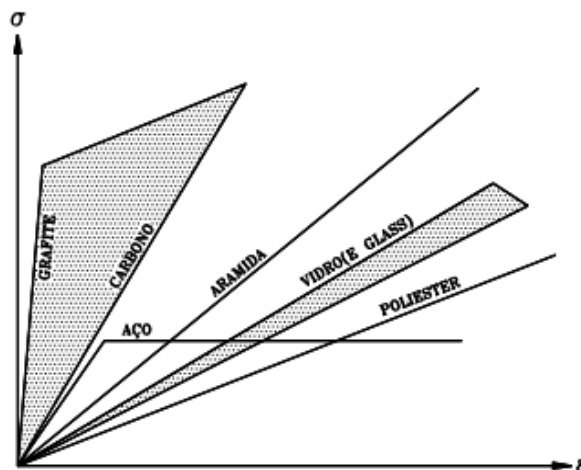
---

<sup>1</sup> COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON

violento sismo no distrito de Kanto, no Japão, quando o governo japonês tomou a decisão de preparar as construções existentes com um produto muito resistente, de simples aplicação e que não traz às estruturas de concreto os problemas de durabilidade como os que hoje são associados à corrosão de armaduras (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 150).

O grande atrativo desse tipo de reforço está na elevada resistência mecânica do material, além de ser um produto inerte à corrosão, diferentemente do aço. A resistência última de uma fibra de uso geral pode chegar a 3.790 MPa, enquanto a resistência última do aço CA-50, normalmente utilizado no concreto armado, é de 500 MPa, e a do aço ASTM A-36, frequentemente utilizado como perfis em reforço, é de 400 a 350 MPa. Pode-se visualizar melhor na figura seguinte um comparativo do diagrama tensão versus deformação de algumas fibras, inclusive a fibra de carbono.

Figura 3 - Diagrama Tensão x Deformação: comparativo de diferentes materiais



(fonte: adaptada de MACHADO, 2002, p.30)

Assim como os outros tipos de reforço, a preparação da superfície receptora da fibra é de extrema importância. A superfície de concreto deve ser trabalhada através da esmerilagem para remover sujeiras e a fina camada de nata de cimento que reveste os elementos de concreto, para que a absorção do produto seja facilitada e a aderência garantida. Primeiramente, com a superfície preparada, é aplicada uma resina epóxi cuja função é de melhorar as características do concreto da superfície e também garantir plena adesão das fibras. Decorrido um intervalo de aproximadamente uma hora, deverão ser aplicadas camadas sequenciais da resina de colagem,

a folha de fibra de carbono e a camada final de resina de recobrimento das fibras (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 154).

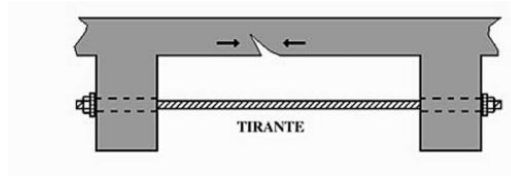
### 4.3 Reforço de elementos fletidos por protensão exterior

A técnica de reforço por protensão exterior consiste basicamente na aplicação de uma força que seja capaz de compensar a existência de indesejáveis acréscimos de tensões exteriores, ou que seja capaz de contribuir para um incremento na capacidade resistente de um determinado elemento estrutural. Em termos de concepção, é uma das maneiras mais simples de se proceder, porém o detalhamento dessa ideia não será tão simples assim, e requererá especialização de pessoal, equipamento e material, que, por vezes, necessitará de alta sofisticação (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 157).

Ainda de acordo com Souza e Ripper (1998, p.157), os autores elencam os seguintes casos de maiores utilizações desse tipo de reforço como:

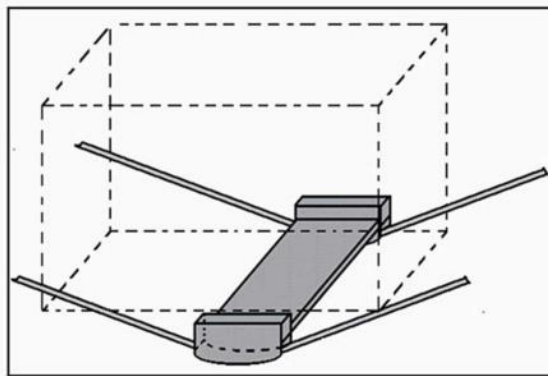
- costura de fendas em vigas (como se pode observar na Figura 4), a ser realizada, basicamente, pela introdução de uma deformação no sentido contrário ao de formação da fissura;
- inibição de deformação (ver Figura 5), cujo método executivo é semelhante ao descrito no parágrafo precedente;
- como elemento provocador de redistribuição de esforços em peças contínuas, aliviando vãos ou apoios mais críticos, e forçando a que outros, adjacentes à aqueles, e mais folgados, em termos de capacidade resistente, possam vir a trabalhar no seu limite (ver Figura 6). As hipóteses executivas são várias, devendo ser analisadas caso a caso;
- aumento da capacidade de carga de uma peça estrutural, ou seja, reforço por adição (ver Figura 7)
- transversalmente, como correção de ligações pré-fabricadas ou para melhorar a distribuição de cargas entre vigas de uma ponte, por exemplo;
- para criação de apoios adicionais, funcionando como tirantes, como o representado na Figura 8

Figura 4 - Costura de fissuras por aplicação de protensão exterior



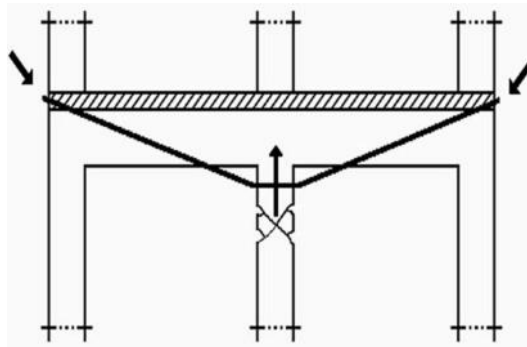
(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 157)

Figura 5 - Inibição de deformação por aplicação de protensão exterior



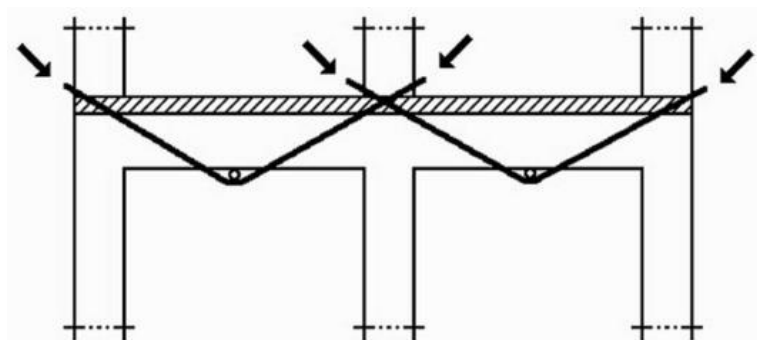
(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 158)

Figura 6 - Substituição de um pilar danificado, com a conseqüente redistribuição de esforços, através da aplicação de protensão exterior



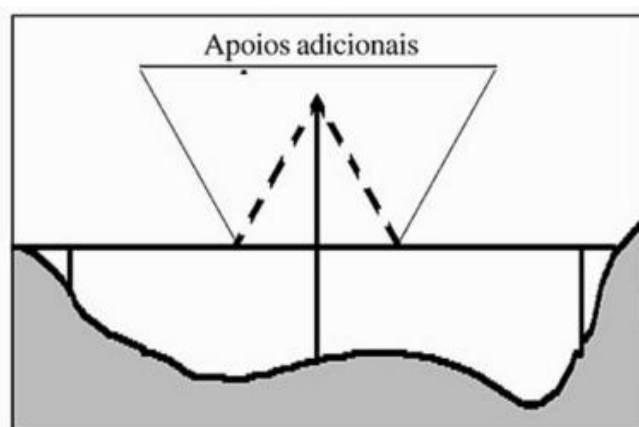
(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 158)

Figura 7 - Reforço de vigas à flexão, através da aplicação de protensão exterior



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 158)

Figura 8 - Criação de apoios adicionais através da aplicação de protensão exterior



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 158)

#### 4.4 Reforço por aumento da seção transversal existente

Esse é o tipo de reforço mais utilizado no Brasil, devido ao baixo custo dos materiais de reposição e da tradição de uso dos mesmos. No Brasil, costuma-se utilizar o concreto projetado como metodologia básica para a recuperação e complementação das seções de concreto existentes (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 215).

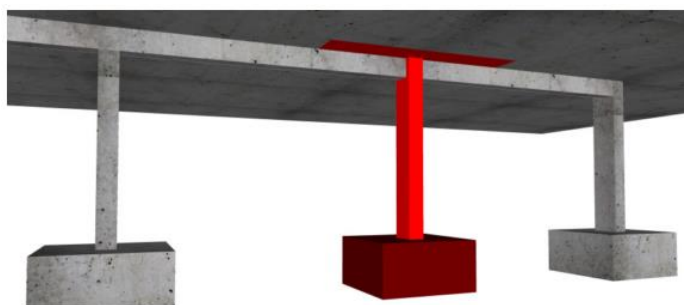
Como ponto negativo a esse método, tem-se a dificuldade em aumentar a seção de elementos estruturais localizados em regiões com limitações de espaço, além de ser uma solução que exige maior tempo de execução, devido ao tempo de cura do concreto.

## 4.5 Reforço por alteração do sistema estrutural

O reforço por alteração do sistema estrutural funciona com a inclusão de novos elementos à estrutura já construída com a intenção de modificar o funcionamento da mesma, ocasionando a redistribuição dos esforços.

Em nível de exemplo, Chastre (2014, p. 8-9) exemplifica quatro tipos de soluções para reforço por alteração do sistema estrutural. As soluções das figuras 9 e 10 são duas técnicas alternativas de reforço de um vão. Na primeira, optou-se por construir um novo pilar e a respectiva fundação, e por reforçar a viga nessa zona para momentos negativos. Na figura seguinte, a opção foi a montagem de uma viga metálica para reforço da viga existente. Já as soluções das figuras 11 e 12 são indicadas principalmente para reforço sísmico de edifícios, e consistem na adição de elementos estruturais para rigidificar zonas da estrutura ou para reduzir os esforços, encaminhando as cargas para os novos elementos estruturais. Na figura 11 há a introdução de uma parede de concreto armado e reforço da fundação, e na figura 12 se utiliza a mesma ideia da solução anterior, porém, neste caso, através da montagem de uma estrutura metálica contraventada.

Figura 9 - Construção de pilar incluindo a respectiva fundação e reforço da viga para momentos negativos



(fonte: Chastre, 2014, p. 8)



Figura 10 - Montagem de viga metálica para reforço da viga existente



(fonte: Chastre, 2014, p. 8)

Figura 11 - Construção de parede de concreto armado, incluindo o reforço da fundação



(fonte: Chastre, 2014, p. 9)

Figura 12 - Construção de fundação e montagem de estrutura metálica



(fonte: Chastre, 2014, p. 9)

## 5 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL

### 5.1 Considerações sobre as propriedades dos materiais analisados

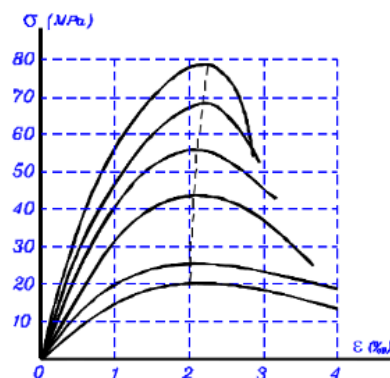
Para dimensionar os elementos estruturais de maneira eficaz, é preciso entender melhor o comportamento e as propriedades dos materiais utilizados, como, no caso deste trabalho, o concreto, o aço e as fibras de carbono.

#### 5.1.1 Comportamento e propriedades do concreto armado

O concreto armado é um material composto pelo concreto e por armações feitas com barras de aço, que são responsáveis por resistir aos esforços de tração, já que o concreto tem a característica de resistir melhor aos esforços de compressão. Por apresentar deformação específica na ruptura pequena, em torno de 0,0035 na compressão, o concreto é caracterizado por ser um material quase frágil. Tal comportamento é compensado pela utilização das barras de aço, que tem a capacidade de sofrer grandes deformações antes da ruptura.

Assim como mostrado na figura 13, pode-se perceber o comportamento real de diversos tipos de concreto quando submetido a um acréscimo de tensões.

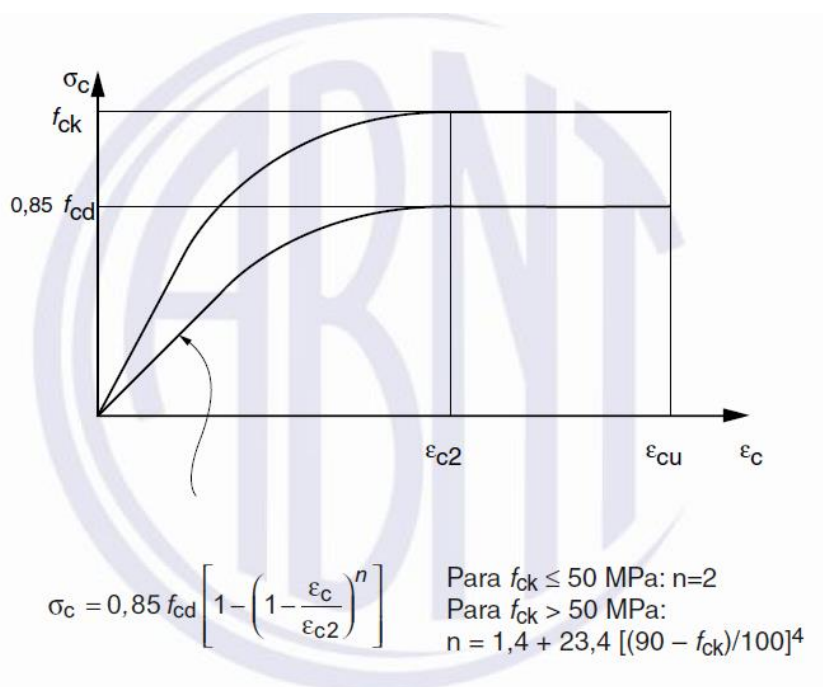
Figura 13 - Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama de tensão-deformação



(fonte: MacGREGOR, 1992)

Porém, para análises no estado limite último, a norma ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26) permite a utilização do diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na figura 14.

Figura 14 - Diagrama tensão-deformação idealizado



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26)

Sendo:

$\sigma_c$  a tensão do concreto;

$f_{ck}$  a resistência característica à compressão do concreto;

$f_{cd}$  a resistência de cálculo à compressão do concreto;

$\epsilon_c$  a deformação do concreto;

$\epsilon_{c2}$  a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

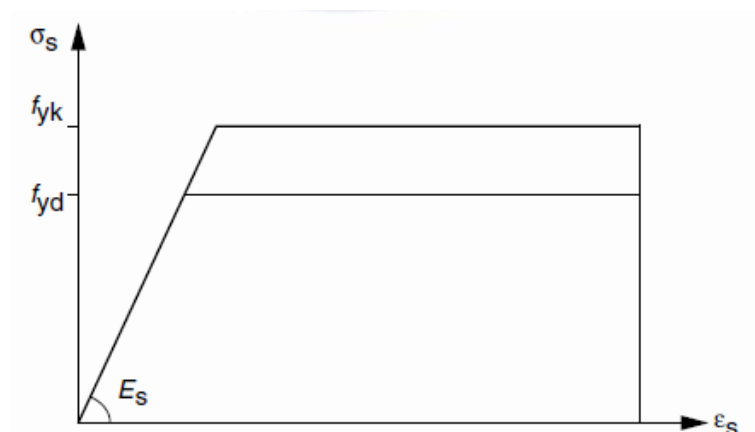
$\epsilon_{cu}$  a deformação específica do aço na ruptura.

Ainda de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26), para concretos de classes até C50, a deformação  $\epsilon_{c2}$  vale 2‰ e a deformação  $\epsilon_{cu}$  vale 3,5‰. Já para os concretos de classes C55 até C90, as expressões para as deformações são as seguintes:  $\epsilon_{c2} = 2‰ + 0,085‰(f_{ck} - 50)^{0,53}$  e  $\epsilon_{cu} = 2,6‰ + 35‰[(90 - f_{ck})/100]^4$ .

O fator de 0,85 utilizado nos valores de resistência se deve ao efeito Rüsçh, e está associado à redução de resistência do concreto devido ao efeito da longa duração das cargas atuantes na estrutura, já que a determinação da resistência  $f_{ck}$  por ensaios em laboratório não se leva em consideração esse longo tempo de carregamento.

O diagrama tensão deformação do aço utilizado no concreto pode ser visto na figura 15, onde se percebe um comportamento elástico-linear até a tensão característica do escoamento. Após essa tensão, as deformações serão plásticas, e considera-se o material como elasto-plástico perfeito.

Figura 15 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29)

Sendo:

$\sigma_s$  a tensão no aço;

$f_{yk}$  a resistência característica ao escoamento do aço;

$f_{yd}$  a resistência de cálculo do escoamento no aço;

$\epsilon_s$  a deformação no aço;

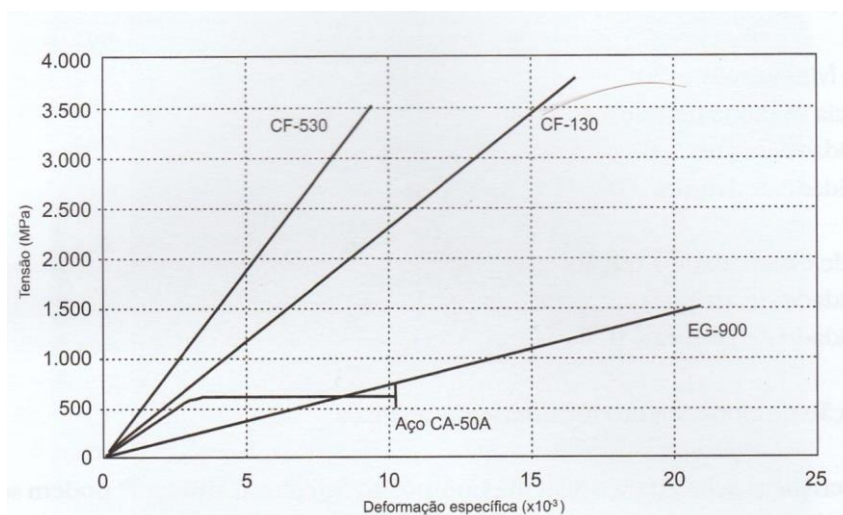
$E_s$  o módulo de elasticidade no aço.

### 5.1.2 Comportamento e propriedades das fibras de carbono

As fibras de carbono têm a característica de possuir alto módulo de elasticidade e grande resistência à tração. Esse comportamento pode ser observado na figura 16, onde se encontra o

diagrama de tensão-deformação de dois tipos de fibras de carbono, um tipo de fibra de vidro e o aço CA-50 frequentemente utilizado no concreto armado.

Figura 16 - Diagramas tensão-deformação dos sistemas CFC



(fonte: MACHADO, 2002, p. 36)

As fibras demonstradas na figura 16 possuem as seguintes características:

Tabela 1 - Características da Fibra CF-130 do Sistema MBrace™

<b>Fibras de Carbono CF-130</b>	
Módulo de Elasticidade	228.000 MPa
Deformação Específica de Ruptura	1,7% (0,017)
Resistência Última de Tração	3.790 MPa
Espessura da Lâmina por Camada	0,165 mm

(fonte: MACHADO, 2002, p. 33)

Tabela 2 - Características da Fibra CF-530 do Sistema MBrace™

<b>Fibras de Carbono CF-530</b>	
Módulo de Elasticidade	372.000 MPa
Deformação Específica de Ruptura	0,9% (0,009)
Resistência Última de Tração	3.517 MPa
Espessura da Lâmina por Camada	0,165 mm

(fonte: MACHADO, 2002, p. 33)

Tabela 3 - Características da Fibra EG-900 do Sistema MBraceTM

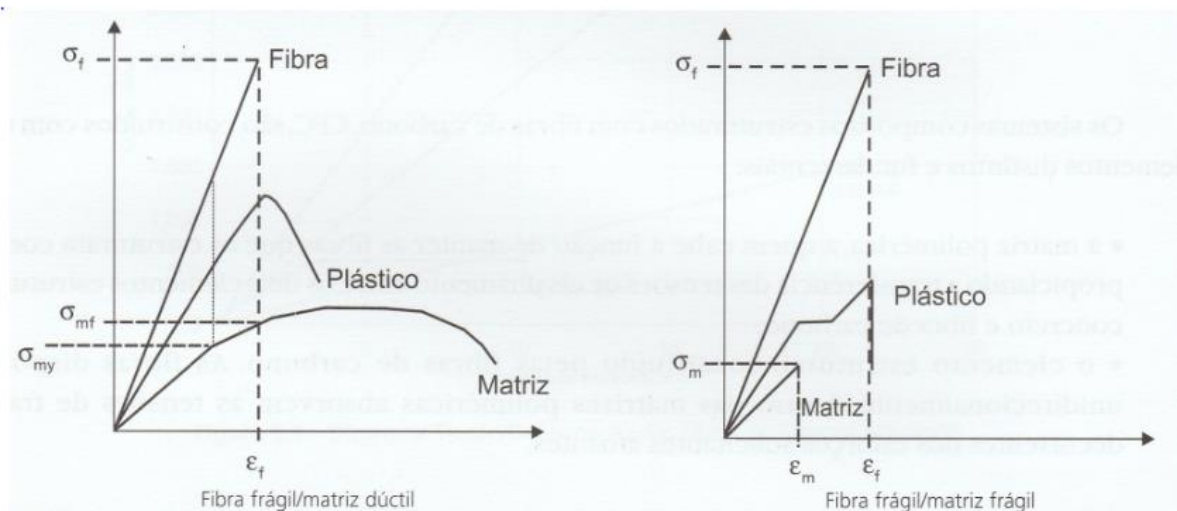
Fibras de Vidro EG-900	
Módulo de Elasticidade	72.400 MPa
Deformação Específica de Ruptura	2,1% (0,021)
Resistência Última de Tração	1.517 MPa
Espessura da Lâmina por Camada	0,353 mm

(fonte: MACHADO, 2002, p. 33)

De acordo com Machado (2002, p. 36):

[...] os sistemas CFC devem trabalhar segundo o critério fibra com ruptura frágil e matriz polimérica com ruptura dúctil, conforme indicado no lado esquerdo da figura 17. Dessa maneira fica descartada a possibilidade de que o sistema CFC entre em colapso pela ruptura frágil da matriz, possibilidade de ocorrência que está indicada na parte direita da figura 17.

Figura 17 - Diagrama tensão-deformação dos sistemas CFC



(fonte: MACHADO, 2002, p. 33)

## 5.2 Estados Limites de uma seção de concreto

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54) define que devem ser considerados os estados limites-últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS) para o dimensionamento das estruturas.

O ELU corresponde ao máximo de capacidade portante da estrutura, podendo originar-se da perda de estabilidade, ruptura de seções críticas, transformação da estrutura em mecanismos (ruptura após plastificação). Considera-se que uma peça tenha atingido sua capacidade limite quando na fibra mais comprimida de concreto o encurtamento é igual ao valor último convencional ( $\epsilon_c=3,5\%$  ou  $2\%$  para o grupo I) ou quando na armadura tracionada a barra de aço mais deformada tem o alongamento igual ao valor último convencional ( $\epsilon_s=10\%$ ).

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120) algumas hipóteses básicas para a análise de esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar devem ser consideradas, tais como:

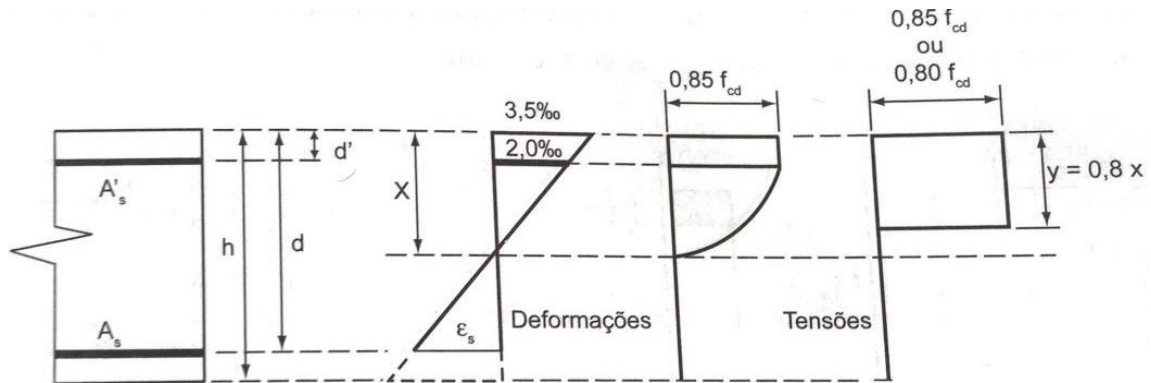
- i) As seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- ii) As deformações das barras de aço, ou o acréscimo de deformações, devem ser o mesmo do concreto no seu entorno;
- iii) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- iv) Admite-se que a distribuição de tensões no concreto seja de acordo com o diagrama parábola-retângulo. O diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade  $y = \lambda x$ , conforme figura 18, sendo o valor de  $\lambda$  igual a:
  - a)  $\lambda = 0,8$ , para  $f_{ck} \leq 50$  MPa; ou
  - b)  $\lambda = 0,8 - (f_{ck}-50)/400$ , para  $f_{ck} \geq 50$  MPa.

E sendo o valor da tensão  $f_c$  constante atuante até a profundidade  $y$  de:

- 1.  $\alpha_c \cdot f_{cd}$ , se a largura da seção não diminui a partir da linha neutra para a borda comprimida; e
- 2.  $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$  em caso de seções circulares, triangulares, entre outras.

Em que  $\alpha_c$  é definido como  $0,85$  para concretos de classes até C50 e  $0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50) / 200]$  para concretos com classe de C50 até C90.

Figura 18 - Diagramas de tensões no concreto no estado limite último para concretos até a classe C50 (Grupo I)



(fonte: CARVALHO; FILHO, 2014, p. 117)

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91) ainda apresenta condições de ductilidade a serem adotados que devem obedecer os seguintes limites:

- a)  $x/d \leq 0,45$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ;
- b)  $x/d \leq 0,35$ , para concretos com  $50\text{MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa}$ .

Onde:

d é a altura útil (distância do centróide da armadura até a borda comprimida);

Para os casos de lajes, em que se utiliza de análises plásticas os limites para x dúctil são os seguintes, conforme especificado abaixo pela norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96):

- a)  $x/d \leq 0,25$ , se  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ;
- b)  $x/d \leq 0,15$ , se  $f_{ck} > 50\text{MPa}$ ;

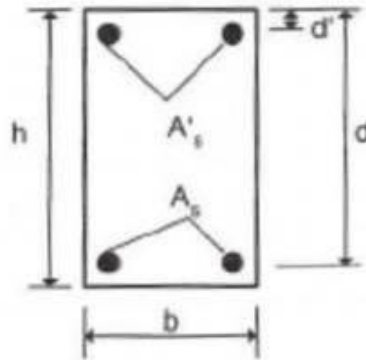
O ELS se caracteriza pela impossibilidade de utilização da estrutura visto que a mesma não mais apresenta condições básicas de conforto e durabilidade. Esse estado pode ser atingido devido a deformações excessivas, fissuração acima dos limites adotados pela norma, danos indesejáveis (corrosão), vibrações.



### 5.3 Verificação de seções retangulares submetidas à flexão com armadura dupla

Primeiramente é necessário caracterizar a seção transversal em estudo submetida a um momento fletor de cálculo, conforme é mostrado na figura 19.

Figura 19 - Seção retangular com armadura dupla



(fonte: ARAÚJO, 2010, p. 106)

Sendo:

b a largura da seção;

h a altura da seção;

d a altura útil (distância do centroide da armadura tracionada até a borda comprimida);

d' a distância do centroide da armadura comprimida até a borda comprimida;

As a área da seção da armadura tracionada;

As' a área da seção da armadura comprimida.

A diferença de um problema de verificação em comparação ao dimensionamento está no fato de não saber se as armaduras tracionadas atingiram a tensão de cálculo  $f_{yd}$ .

As equações de equilíbrio para o dimensionamento de uma seção retangular são as seguintes:

$$0 = 0,85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_{s'} \cdot \sigma_2 - A_s \cdot \sigma_1 \quad (1)$$

$$M_u = 0,85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5y) + A_s' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d') \quad (2)$$

Como existem mais incógnitas do que equações, esse sistema não pode ser resolvido. Então se arbitra na equação (1) que  $\sigma_1 = \sigma_2 = f_{yd}$  e obtém-se o valor de  $y$ . A partir do valor de  $y$ , podem ocorrer três situações:

- 1) Se  $y \leq 0,207 \cdot d$  (domínio 2), então  $\sigma_1$  é igual a  $f_{yd}$  e  $\sigma_2 \leq f_{yd}$ , sendo então determinada pela equação de compatibilidade de deformações no domínio 2, ficando:

$$\varepsilon_2 = \frac{0,01 \cdot (y - 0,8d')}{0,8 \cdot d - y} \quad (3)$$

Se  $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$ , então  $\sigma_2$  é igual a  $f_{yd}$ , e da equação de equilíbrio (2) pode-se calcular o Momento último suportado ( $M_u$ )

Se  $\varepsilon_2 < \varepsilon_{yd}$ , então a equação (4) abaixo, junto com as equações de equilíbrio tornam o sistema determinado.

$$\sigma_2 = \frac{0,01 \cdot E_s \cdot (y - 0,8d')}{0,8d - y} \quad (4)$$

- 2) Se  $0,207d < y \leq y_{lim}$  (domínio 3), então  $\sigma_1$  é igual a  $f_{yd}$  e  $\sigma_2 \leq f_{yd}$ . A determinação de  $\sigma_2$  novamente é feita através da equação de compatibilidade das deformações, só que a correspondente ao domínio 3:

$$\varepsilon_2 = \frac{0,0035 \cdot (y - 0,8d')}{y} \quad (5)$$

Se  $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$ , então  $\sigma_2$  é igual a  $f_{yd}$ , e da equação de equilíbrio (2) pode-se calcular o  $M_u$ .

Se  $\varepsilon_2 < \varepsilon_{yd}$ , então a equação (6) abaixo, junto com as equações de equilíbrio tornam o sistema determinado.

$$\sigma_2 = \frac{0,0035 \cdot E_s \cdot (y - 0,8d')}{y} \quad (6)$$

- 3) Se  $y > y_{lim}$  (domínio 4), então  $\sigma_1$  é menor que  $f_{yd}$  e, geralmente,  $\sigma_2 = f_{yd}$ . A equação abaixo junto com as de equilíbrio tornam o sistema determinado.

$$\sigma_1 = \frac{0,0035 \cdot E_s \cdot (0,8d - y)}{y} \quad (7)$$

Tomou-se  $\sigma_2 = f_{yd}$  porque no domínio 4 essa igualdade não é verdadeira somente em casos excepcionais, como em peças armadas com aço de alta resistência, de pequena altura útil e recobrimento da armadura de compressão grande. Nestes casos, a tensão  $\sigma_2$  deve ser determinada pela fórmula (6).

#### 5.4 Dimensionamento à flexão com perfis, chapas de aço e fibras de carbono coladas

Segundo Souza e Ripper (1998, p. 182):

O cálculo do reforço de vigas à flexão consiste na determinação da área da seção transversal da(s) chapa(s) de aço necessária(s) para permitir que a viga resista às novas solicitações, e também na determinação de seu(s) comprimento(s) de ancoragem. Para isto é necessário que todas as características geométricas da seção transversal existente sejam conhecidas (dimensões da seção de concreto e posicionamento das seções transversais das armaduras), seja através de desenhos "as-built" ou por pesquisa "in loco", assim como torna-se indispensável que as forças solicitantes do elemento original estejam definidas e que as propriedades dos 3 materiais sejam determinadas.

Neste item serão apresentados os critérios de dimensionamento do reforço estrutural à flexão com ênfase ao sistema de fibras de carbono coladas, porém o método é válido tanto para chapas de aço, como perfis metálicos colados, já que elas possuem o mesmo funcionamento quando aplicadas à estrutura, diferenciando-se somente pelas propriedades.

Primeiramente, é essencial estabelecer algumas considerações básicas, como é apresentado por Machado (2002, p. 81):

- a) os estudos e os cálculos deverão ser efetuados com base nas dimensões existentes das seções e da quantidade e da distribuição das armaduras de aço da mesma, assim como das propriedades e características mecânicas dos materiais constituintes do elemento de concreto a ser reforçado;
- b) prevalecem os critérios de Bernoulli, ou seja, as seções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e as deformações são linearmente proporcionais à distância da linha neutra (ver figura 20);
- c) despreza-se a resistência à tração do concreto;
- d) a deformação do concreto não pode ultrapassar 0,0035 cm/cm na compressão quando dimensionado segundo os critérios da ABNT, e 0,0030 cm/cm na compressão segundo as recomendações da ACI<sup>2</sup>;
- e) a deformação será considerada linear até a ruptura no sistema;
- f) a aderência entre o elemento de reforço e o substrato de concreto armado é considerada

Quando as fibras são aplicadas, elas não estão submetidas a qualquer nível inicial de tensões. Contudo, o substrato ao qual ela será aderida já está submetido a tensões decorrentes da atuação do seu peso próprio, ou outras solicitações existentes por ocasião da instalação do reforço. Assim, o nível de tensões atuantes na fibra de carbono será diferente do que ocorre na fibra extrema do substrato. Portanto, para se conhecer o nível de tensão ao qual o reforço será submetido é necessário que se conheça previamente o nível de tensão existente na superfície do substrato, devido às cargas atuantes na hora de sua aplicação. Com isso, será possível determinar a deformação inicial da estrutura, e, subtraindo essa deformação inicial da deformação final do sistema, será possível determinar o nível de tensão atuante na fibra de carbono (MACHADO, 2002, p. 81).

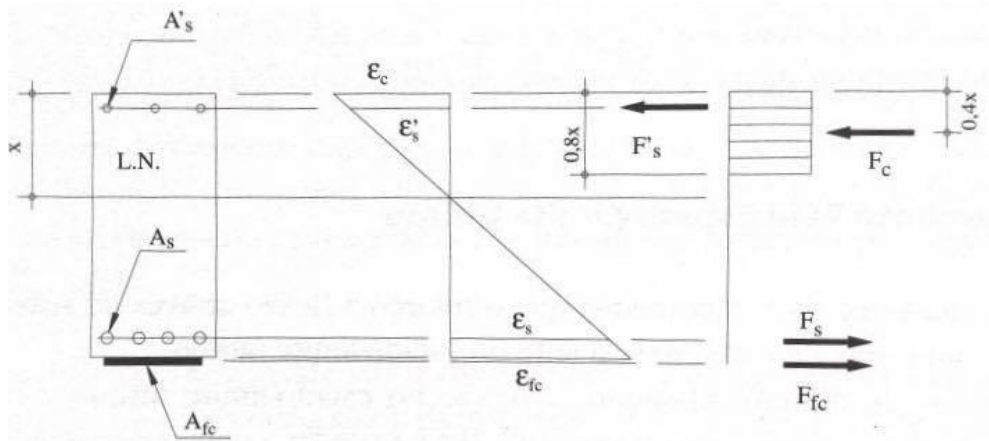
Machado (2002, p. 82) salienta ainda que, a verificação da capacidade resistente da seção ao esforço cortante deve ser feita quando se pretende aumentar a resistência da seção à flexão, uma vez que ocorre um acréscimo no valor do cortante em consequência do aumento do carregamento que majorou o esforço de flexão. Assim, em alguns casos, o cisalhamento pode se tornar determinante para a determinação do nível de reforço à flexão possível, sendo necessário reforço ao cisalhamento também.

---

<sup>2</sup> ACI Committee 440 – Chapter 9 – Flexural Strengthening.

Conforme recomendações do ACI Committee 440<sup>3</sup>, o reforço à flexão através de sistemas compósitos estruturados com fibras de carbono deve ser feito no estado-limite último. Para esse estado-limite, as distribuições de tensões seguem o formato parábola-retângulo, porém, conforme foi explicado no item 5.1.1, a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121) permite uma simplificação por um diagrama constante com tensões de compressão. Essa mesma metodologia é adotada por Machado (2002, p.84), conforme figura 20.

Figura 20 - Forças Componentes da Seção Resistente (Grupo I)



(fonte: MACHADO, 2002, p. 84)

Sendo:

$A_{fc}$  a área da seção de reforço;

$\epsilon_{fc}$  a deformação no reforço;

$F_c$  a resultante da força de compressão no concreto;

$F'_s$  a resultante da força de compressão na armadura comprimida;

$F_s$  a resultante da força de tração na armadura tracionada;

$F_{fc}$  a resultante da força de tração na fibra de carbono.

<sup>3</sup> 9.2 – Ultimate Strength

A tensão de compressão de valor  $f_c$  e profundidade  $0,8.x$  (para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa), vale:

$$f_c = \Psi \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,4} \quad (8)$$

Sendo:

$\Psi = 1$  quando  $\varepsilon_{cm\acute{a}x} = 0,0035$ ;

$\Psi = 1,25 \cdot (1 - (0,002/3 \cdot \varepsilon_{cm\acute{a}x}))$  quando  $0,002 \leq \varepsilon_{cm\acute{a}x} < 0,0035$ ;

$\Psi = (2,5/3) \cdot (\varepsilon_{cm\acute{a}x}/0,002)^{0,5}$  quando  $\varepsilon_{cm\acute{a}x} < 0,002$ .

A consideração inicial feita por Machado (2002, p.84) é que o modo de ruptura à flexão pode ocorrer nos domínios 2 e 3 em que as deformações máximas admissíveis para o concreto e para o aço são atingidas simultaneamente. Para essa situação, tem-se:

$$x = kx \cdot d \quad (9)$$

$$kx = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (10)$$

Sendo:

$kx$  o coeficiente que estabelece o limite entre o domínio 2 e 3, equivalente a  $3,5/(3,5+10) = 0,26$

Antes de iniciar o dimensionamento do reforço propriamente dito, Machado (2002, p. 85) indica as seguintes verificações que devem ser feitas:

- a) determinação do momento fletor majorado (do reforço) máximo que atuará na viga,  $M_{maj.,Max}$ ;
- b) determinar o momento resistente à flexão da viga a partir das características geométricas da seção e das características mecânicas dos materiais constituintes da mesma,  $M_{resist.}$ ;

- c) comparar  $M_{maj.,Max}$  com  $M_{resist}$ . Se  $M_{resist} > M_{maj.,Max}$ , a viga não necessitará de reforço à flexão. Se  $M_{resist} < M_{maj.,Max}$ , a viga necessitará de reforço.

A partir do conhecimento do regime no qual será dimensionado o reforço, o procedimento proposto por Machado (2002, p.85-86) é o seguinte:

- a) arbitra-se a profundidade da linha neutra ( $x$ ) em conformidade com o modo de ruptura;
- b) calculam-se as deformações dos diversos materiais, admitindo-se a linearidade da variação delas;
- c) conhecidas as deformações, calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais;
- d) a partir do conhecimento das forças se faz as verificações do equilíbrio delas. Se o momento resistente encontrado no sistema reforçado for maior que o momento solicitante máximo  $M_{maj.,máx}$ , o processo está completo.

As forças ( $F_c$ ,  $F'_s$ ,  $F_s$  e  $F_{fc}$ ) ilustradas na figura 20 constituem o momento resistente de uma viga de concreto armado reforçada com fibras de carbono coladas. Sendo essas forças definidas da seguinte maneira:

- a) Componente de compressão no concreto,  $F_c$

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot \Psi \cdot f_c \quad (11)$$

- b) Componente de compressão no aço,  $F'_s$

$$F'_s = A'_s \cdot f'_s \quad (12)$$

$$\text{Onde: } f'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s \leq f_y = f_{yk}/1,4$$

- c) Componente de tração no aço,  $F_s$

$$F_s = A_s \cdot f_s \quad (13)$$

$$\text{Onde: } f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_y = f_{yk}/1,4$$

d) Componente de tração na fibra de carbono,  $F_f$

$$F_f = A_f \cdot f_f \quad (14)$$

Onde:  $f_f = \varepsilon_f \cdot E_f = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \cdot E_f$ , e como  $\varepsilon_f = (\varepsilon_c/x) \cdot (h-x) - \varepsilon_{bi} = \varepsilon_c \cdot (h-x)/x - \varepsilon_{bi}$ , a equação 14 pode ser reescrita como:

$$F_f = E_f \cdot f_f \cdot \left[ \varepsilon_c \cdot \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \quad (15)$$

Sendo:

$\varepsilon_b$  a deformação na fibra considerada no reforço para o carregamento máximo;

$\varepsilon_{bi}$  a deformação preexistente quando da instalação do reforço de fibra de carbono.

E finalmente, o momento majorado resistente do reforço é definido como:

$$M_{maj} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) + F'_s \cdot (0,4 \cdot x - d'') + \phi \cdot F_f \cdot (h - 0,4 \cdot x) \quad (16)$$

Sendo:

$\Phi$  = fator de redução aplicado à contribuição da fibra de carbono em função da “novidade” dos sistemas compósitos. O ACI Committee 440 recomenda para esse coeficiente o valor de 0,85<sup>4</sup>

Para finalizar o procedimento, Machado (2002, p.87) salienta que o equilíbrio das forças é calculado através da determinação no nível de tensões em cada um dos materiais constituintes. Assim, o equilíbrio interno das forças é satisfeito se e somente se:

---

<sup>4</sup> 9.2 – Ultimate Strength

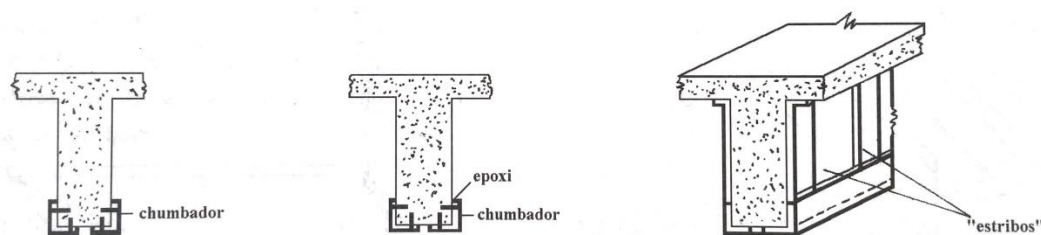


$$x = \frac{F_s + F_f}{F_c + F'_s} \quad (17)$$

A profundidade da linha neutra é encontrada ao se satisfazer simultaneamente a equação (15) através da equação (17), estabelecendo assim o equilíbrio interno das forças e a compatibilidade das deformações.

Nos casos de reforço de vigas com perfis metálicos, algumas observações devem ser feitas, sendo esse reforço realizado normalmente em três diferentes situações, como ilustrado na figura a seguir.

Figura 21 - Fixação de perfis metálicos a vigas de concreto



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 212)

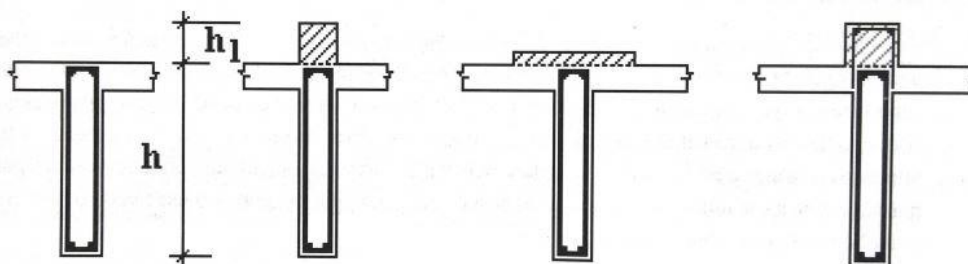
No primeiro caso considera a adição dos perfis metálicos à viga de concreto, fixados exclusivamente por buchas metálicas (chumbadores). Não existem maiores restrições quanto à espessura de alma dos perfis, devendo-se observar, no entanto, o real braço de alavanca que os novos esforços resistentes vão admitir. Para esse caso, as buchas devem ser dimensionadas ao corte puro (a força de tração, peso próprio do perfil, será sempre desprezível para as buchas na face inferior da viga), sendo observados os pormenores de cada perfil, como folga de furação, espaçamento máximo. Já o segundo caso será semelhante ao primeiro, exceto no dimensionamento das buchas, já que se deve considerar a resistência da resina, normalmente admitida como contribuindo em 50% da sua capacidade aderente, restando a outra metade do valor característico para as buchas. Nestes dois primeiros casos, costuma-se dimensionar os perfis para a diferença entre o momento que solicitará a peça depois do reforço e o resistente para a situação existente (concreto armado), sendo comum utilizar um coeficiente de majoração de esforços igual a dois. O terceiro caso inclui o reforço ao cisalhamento, de praxe executado

com chapa metálica soldadas nos perfis metálicos utilizados para reforço à flexão (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 212-213).

### 5.5 Dimensionamento com aumento de seção

De acordo com Souza e Ripper (1998, p. 218), esse tipo de reforço é uma situação típica de reforço caracterizado pelo aumento da altura da seção transversal de vigas, por meio do acréscimo na face superior, aumentando, assim, o braço de alavanca do momento resistente e, conseqüentemente, a capacidade portante das vigas. Assim como é ilustrado na figura a seguir.

Figura 22 - Reforço de vigas por aumento da altura  $h$



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 218)

A grande preocupação desta técnica tem sido a união entre os dois concretos, sendo utilizados alguns métodos para potencializar essa aderência, como apresentado por Souza e Ripper (1998, p.219):

- a) apicoamento, limpeza a seco, aplicação de resina epóxi e concretagem;
- b) apicoamento, furação da peça para encaixe de novos estribos em forma de U invertido, limpeza e concretagem;
- c) combinação das duas soluções anteriores.

Porém, pesquisas têm sido feitas e, mesmo com resultados ainda parciais, já é possível especular, com alguma segurança, sobre a possibilidade de haver muito desperdício de material e de mão-de-obra em serviços de reforço desta natureza. Por exemplo, em lajes, já se pode garantir que um simples apicoamento da superfície, seguido de limpeza e encharcamento, e a

aplicação direta de um concreto bem dosado originará reforço estrutural eficiente, obtido de forma rápida e com baixo custo (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 222-223).

Quanto ao projeto deste tipo de reforço, Souza e Ripper (1998, p.222) afirmam que:

[...] da mesma forma que para o reforço nas faces inferiores ou laterais de vigas (caso de esforço cortante), pode-se utilizar o procedimento apresentado em 4.3<sup>5</sup>. com pequenas modificações, mas o ideal é que, para se tirar o maior partido possível desta técnica, se considere o elemento estrutural fletido como totalmente descarregado (o que pode ser obtido com uma certa facilidade na obra), para então calculá-lo segundo os procedimentos usuais de dimensionamento de elementos de concreto armado à flexão simples, nos quais a taxa de armadura é prefixada.

## 5.6 Metodologia de verificação de peças submetidas à flexão e dimensionamento de reforço

Para uma verificação mais precisa de elementos existentes submetidos a flexão, Biehl (2015) propõe, para o cálculo do momento resistente dos elementos submetidos à flexão, o dimensionamento a partir da definição do regime em que se encontra a estrutura através do seu comportamento quando na ruptura, diferentemente do que é proposto por Araújo (2003) ao ser fixados domínios.

Primeiramente, Biehl (2015) faz as seguintes considerações:

- a) as dimensões da peça são conhecidas;
- b) área de aço conhecida;
- c) o aço apresenta tensão de escoamento definida pelo usuário, não sendo um valor fixo, e o concreto tem resistência característica  $f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$ ;
- d) cobrimento utilizado segundo NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.20);
- e) o cálculo das deformações no aço e no concreto é função da curvatura e da posição da linha neutra, não sendo mais impostos domínios;

---

<sup>5</sup> A numeração se refere ao texto original, nesse trabalho ver item 5.4

f) admite-se que deformação de início de escoamento do aço é de  $f_{yd}/E_s$ , não podendo ultrapassar o limite de 10‰;

g) admite-se que deformação máxima antes da ruptura no concreto é de 3,5‰;

h) utiliza-se o diagrama tensão-deformação idealizado do concreto do tipo parábola-retângulo, sem a simplificação de aproximá-lo por um diagrama retangular para o cálculo da tensão no concreto;

i) a seção está submetida à flexão simples normal;

j) a seção é retangular.

Antes do dimensionamento do reforço é necessário conhecer o comportamento da estrutura no estado em que o reforço será executado, sendo normalmente quando a mesma está sob ação das cargas de peso próprio ou também das cargas permanentes. Para chegar a esses valores, Biehl (2015), propõe o seguinte procedimento a seguir, detalhado em itens:

- a) determinação da deformação ( $\varepsilon$ ) dado um valor de  $\theta$  (curvatura) e  $x$  (posição da linha neutra):

$$\varepsilon = \theta \cdot \xi \quad (18)$$

Sendo:

$\xi$  a distância da fibra considerada à linha neutra;

$\theta$  a curvatura (inverso do raio de curvatura).

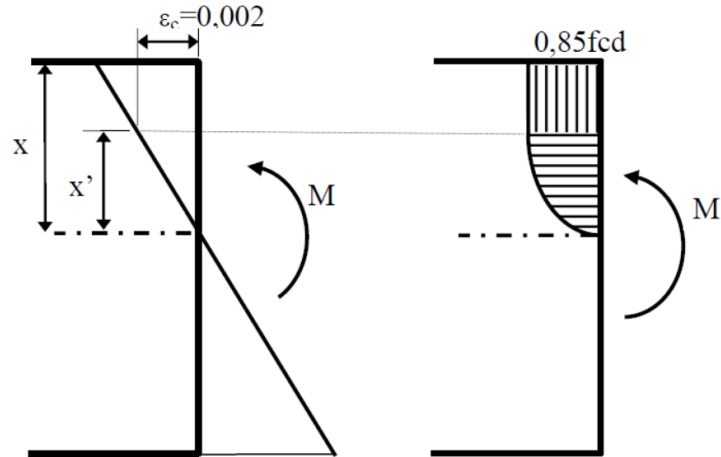
- b) cálculo da força de compressão no concreto para  $f_{ck} < 50$  MPa (ver figura 23)

$$F_{c,rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \left[ \int_0^{x'} \left(1 - \left(\frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002}\right)^2\right) \cdot d\xi + \int_{x'}^x d\xi \right] \quad (19)$$

Sendo:

$$x' = 0,002 / \theta \leq x$$

Figura 23 – Força de compressão no concreto (Grupo I)



(fonte: BIEHL, 2015, p. 62)

- c) cálculo da força de tração no aço tracionado ( $F_{s,rd+}$ ), e no comprimido ( $F_{s,rd-}$ ), para os casos de armadura dupla:

$$F_{s,rd+} = \sigma_s \cdot A_s \quad (20)$$

Sendo:

$$\sigma_s = E_y \cdot \theta \cdot (d - x) \leq f_{yd}$$

$$F_{s,rd-} = (\sigma_{s'} - \sigma_c) \cdot A_{s'} \quad (21)$$

Sendo:

$$\sigma_{s'} = E_y \cdot \theta \cdot (x - d') \leq f_{yd}$$

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2}\right)^2\right), \quad \text{se } \varepsilon_c \leq 2\text{‰}$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \quad \text{se } \varepsilon_c > 2\text{‰}$$

A condição de equilíbrio é dada quando a equação  $F_{c,rd} + F_{s,rd+} + F_{s,rd-} = 0$  é satisfeita.

- d) cálculo do momento resistente:

$$M_{rd} = \Sigma M = M_{s,rd+} + M_{s,rd-} + M_{c,rd} \quad (22)$$

Sendo:

$$M_s = (F_{s,rd+}) \cdot (d - x)$$

$$M_{s-} = (F_{s,rd-}) \cdot (x - d')$$

$$M_c = 0,85 \cdot fcd \cdot b \cdot \left[ \int_0^{x'} \left(1 - \left(\frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002}\right)^2\right) \cdot \xi \cdot d\xi + \left(\frac{x - x'}{2}\right)^2 \right]$$

e) determinação, por fim, da deformação da fibra mais tracionada ( $\varepsilon_+$ ):

$$\varepsilon_+ = \theta \cdot (h - x) \quad (23)$$

A partir dos resultados obtidos, é conhecido o comportamento da estrutura no instante de aplicação do reforço, sendo que a partir desse estado de deformação da estrutura é que irá agir o reforço, ou seja, o material de reforço vai ser solicitado com a estrutura já em estado de tensões. Portanto, a condição de equilíbrio para uma estrutura reforçada é dada quando as forças citadas anteriormente, somadas agora com a força atuante no material de reforço for zero.

Biehl (2015) propõe em sua metodologia equações para o dimensionamento dos tipos de reforços com base no giro da seção. Essas equações são aqui adaptadas para que a nomenclatura seja utilizada de um modo geral para a utilização diversos tipos de reforço (adição de armaduras, chapa de aço, fibra de carbono), pois as configurações de forças são as mesmas, alterando apenas as propriedades dos materiais, e a posição de aplicação da força.

A deformação, tensão, força e momento devido a ação do material do reforço é calculada conforme as equações (24), (25), (26) e (27), respectivamente, sendo o subscrito “ref” referente ao material de reforço utilizado.

$$\varepsilon_{ref} = \theta \cdot (h_{ref} - x) - \varepsilon_{pp} \quad (24)$$

Onde:

$h_{ref}$  é a distância da base do elemento até o centroide da seção do reforço;

$\varepsilon_{pp}$  é a deformação do substrato que irá receber o material de reforço, no instante da sua aplicação;

$$\sigma_{ref} = \varepsilon_{ref} \cdot E_{ref} \quad (25)$$

Onde:

$\varepsilon_{ref}$  é a deformação do material;

$E_{ref}$  é o módulo de elasticidade do material do reforço;

$$F_{ref,rd} = \sigma_{ref} \cdot A_{ref} \quad (26)$$

Onde:

$A_{ref}$  é a área utilizada do material do reforço;

$$M_{ref,rd} = F_{ref,rd} \cdot (h_{ref} - x) \quad (27)$$

Por fim, é possível calcular o momento resistente da seção reforçada como sendo:

$$M_{rd,2} = M_{s,rd+} + M_{s,rd-} + M_{c,rd} + M_{ref,rd} \quad (28)$$

## 5.7 Metodologia de dimensionamento de reforço com adição de armadura e aumento da seção comprimida

A metodologia a ser adotada para os casos do reforço com adição de armaduras e aumento de seção comprimida é a proposta por Biehl (2015), sendo o texto a seguir uma transcrição do

trabalho. Se optou por manter a formatação do trabalho para uma melhor compreensão dos termos e uma melhor leitura, sendo então mostrados nas alíneas a seguir:

- a) calcula-se a profundidade da linha neutra na adição do concreto ( $x''$ ) para  $\varepsilon=0$ , posição do diagrama parábola a partir da linha neutra dentro da seção original ( $x'$ ), profundidade da linha neutra na adição de concreto medida a partir dela ( $x'''$ ), deformação, posição do diagrama parábola a partir da linha neutra além da seção original ( $x''''$ ), a deformação da fibra mais tracionada da adição de concreto ( $\varepsilon_{+ac}$ ), a curvatura da adição de concreto ( $\theta_{ac}$ ) e a força resultante do concreto adicionado em compressão pelas equações (29), (30), (31), (32), (33) (34) e (35), respectivamente:

$$x'' = \frac{\theta \cdot x + \theta_{pp} \cdot x_{pp}}{\theta + \theta_{pp}} \quad (29)$$

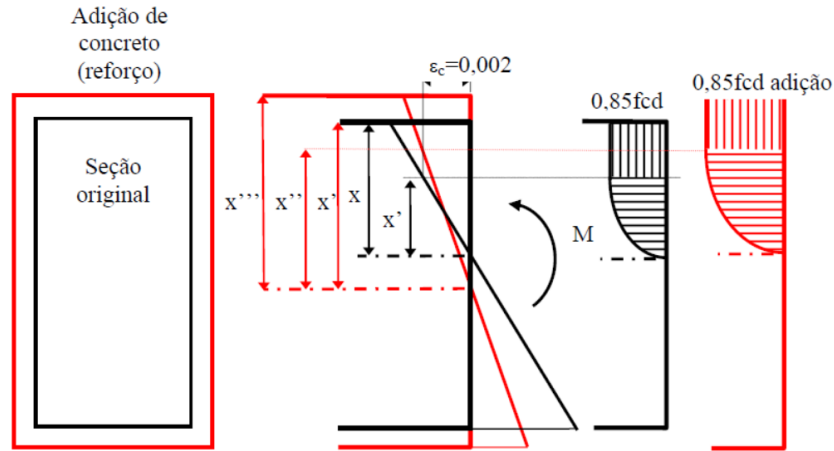
$$x' = \frac{2\text{‰}}{\theta} \leq x'' \quad (30)$$

$$x''' = x'' + h_{ac} \quad (31)$$

$$x'''' = \frac{2\text{‰}}{\theta} \leq x''' \quad (32)$$



Figura 24 – Componentes para o cálculo das forças resultantes na seção reforçada com adição de concreto



(fonte: BIEHL, 2015, p. 69)

$$\varepsilon_{+ac} = \theta \cdot x - \theta_{pp} \cdot x_{pp} \quad (33)$$

$$\theta_{ac} = \frac{\varepsilon_c}{x''} \quad (34)$$

$$F_{cr,rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left\{ \left[ (2 \cdot b_{ac} + b) \cdot \int_0^{x'''} \left( 1 - \left( \frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002} \right)^2 \right) \cdot d\xi + \int_{x'''}^{x''} d\xi \right] - \left[ b \cdot \int_0^{x'} \left( 1 - \left( \frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002} \right)^2 \right) \cdot d\xi + \int_{x'}^{x''} d\xi \right] \right\} \quad (35)$$

Onde:

$h_{ac}$  é a altura da adição de concreto;

$b_{ac}$  é a largura lateral da adição de concreto;

$b$  é a largura da seção retangular original;

- b) calcula-se a deformação ( $\varepsilon_{s+ad}$ ), a tensão da armadura ( $\sigma_{s+ad}$ ) e a força resultante da armadura de tração adicionada ( $F_{s+ad}$ ) pelas equações (36), (37) e (38), respectivamente:

$$\varepsilon_{s+ad} = \theta \cdot \left( h + \left( \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{2} \right) - x'' \right) \quad (36)$$

Onde:

$\varphi_{m\acute{a}x}$  é o diâmetro máximo da armadura adicionada;

$$\sigma_{s+ad} = E_y \cdot \varepsilon_{s+ad} \leq f_{yd} \quad (37)$$

$$F_{s+ad} = \sigma_{s+ad} \cdot A \quad (38)$$

- c) calcula-se a deformação ( $\varepsilon_{s-ad}$ ), a tensão da armadura ( $\sigma_{s-ad}$ ) e a força resultante da armadura de compressão adicionada ( $F_{s-ad}$ ) pelas equações (39), (40) e (41), respectivamente:

$$\varepsilon_{s-ad} = \theta \cdot \left( x'' + \left( \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{2} \right) \right) \quad (39)$$

$$\sigma_{s1-ad} = E_Y \cdot f_{yd}$$

$$\sigma_{s2-ad} = f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_c > 2\text{‰} \quad (40)$$

$$\sigma_{s2-ad} = 0,85 \cdot 1,79 \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2}\right)^2\right), \text{ se } \varepsilon_c < 2\text{‰}$$

$$F_{s-ad} = (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) \cdot A \quad (41)$$

d) cálculo do momento é dado pela equação (42), com auxílio da equação (43):

$$M_{rd} = \Sigma M = M_s - M_c - M_{s-} + M_{s+ad} - M_{s-ad} - M_{cr,ad} \quad (42)$$

$$\begin{aligned} M_{crd,ad} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left\{ \left[ (2 \cdot b_{ac} + b) \cdot \int_0^{x''''} \left(1 - \left(\frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002}\right)^2\right) \cdot d\xi \right. \right. \\ \left. \left. + \int_{x''''}^{x'''} \cdot d\xi \right] - \left[ b \cdot \int_0^{x'} \left(1 - \left(\frac{1 - \theta \cdot \xi}{0,002}\right)^2\right) \cdot d\xi + \int_{x'}^{x''} \cdot d\xi \right] \right\} \\ - F_{cr,rd} \cdot (x'' - x) \end{aligned} \quad (43)$$

## 6 ANÁLISE E METODOLOGIAS PROPOSTAS PARA A READEQUAÇÃO AO NOVO USO DA ESTRUTURA

### 6.1 Definição das cargas utilizadas nas análises

A edificação estudada nesse trabalho é uma residência composta por um subsolo, e mais dois pavimentos, com aproximadamente 90 m<sup>2</sup> cada pavimento (14m de largura x 6,5m de comprimento). A estrutura foi executada em concreto armado moldado in-loco, com sistema aporticado de pilares e vigas, com lajes maciças.

As cargas utilizadas para o dimensionamento da estrutura são apresentadas na tabela 4, sendo as cargas acidentais consideradas conforme a norma NBR-6120/1980, com o espaço interno considerado como carga para dormitórios, sala, copa cozinha e banheiros, o terraço considerado como terraço com acesso de pessoas e a cobertura conforme cargas para terraço sem acesso de pessoas. Para esse trabalho foi separada a carga de peso próprio das permanentes para que fique mais claro as alterações feitas nas cargas permanentes durante as análises.

Tabela 4 – Cargas utilizadas no projeto original

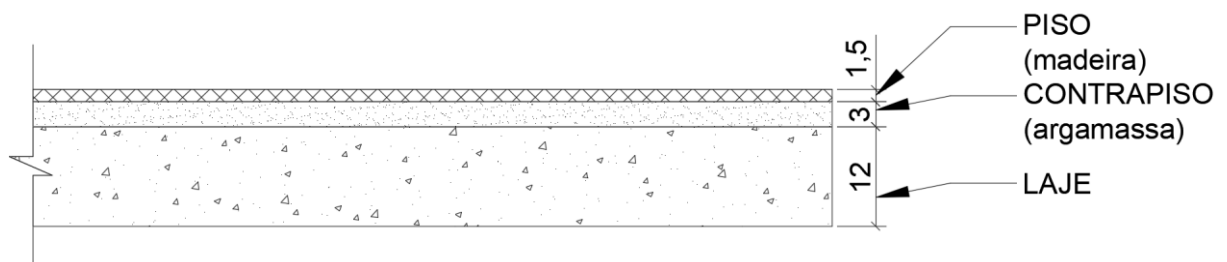
	PESO PRÓPRIO [kgf/m <sup>2</sup> ]	PERMANENTE [kgf/m <sup>2</sup> ]	ACIDENTAL [kgf/m <sup>2</sup> ]
ESPAÇO INTERNO	300	100	150
TERRAÇO	300	500	300

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como já visto nos capítulos anteriores, para um correto dimensionamento do reforço estrutural é preciso conhecer as deformações que os elementos estão submetidos, e para que se obtenha o máximo de proveito do reforço, busca-se aliviar o máximo possível as cargas atuantes na estrutura. Foi considerado que apenas as cargas permanentes e de peso próprio estejam presentes durante a execução do reforço estrutural, sendo desprezadas as acidentais, pois considera-se que foi possível remover esse carregamento por inteiro. A carga permanente, que

para o projeto foi considerada como 100 kgf/m<sup>2</sup> para as lajes internas e 500 kgf/m<sup>2</sup> para as lajes do terraço, provavelmente foram usados esses valores por falta de informação na etapa de projeto. Para a análise da estrutura no instante do reforço, foram alteradas as cargas permanentes para 72 kgf/m<sup>2</sup> para as lajes internas e 255 kgf/m<sup>2</sup> para as lajes do terraço, conforme ilustrado nas figura 25 e 26, e nos cálculos seguintes onde foi considerado exatamente o que está presente na estrutura.

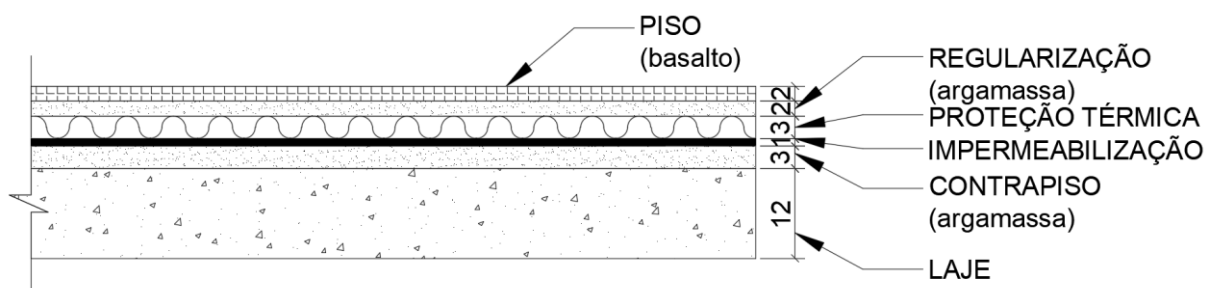
Figura 25 – Camadas de elementos das lajes dos espaços internos



(fonte: elaborado pelo autor)

- e)  $q, perm = 0,015 * \gamma_{madeira} + 0,03 * \gamma_{arg}$   
 f)  $q, perm = 0,015 * 1000 + 0,03 * 1900$   
 g)  $q, perm = 72 \text{ kgf/m}^2$

Figura 26 – Camadas de elementos das lajes do terraço



(fonte: elaborado pelo autor)

- h)  $q, perm = 0,05 * \gamma_{argamassa} + 0,02 * \gamma_{basalto} + q_{imper.m.+prot.térm.}$   
 i)  $q, perm = 0,05 * 1900 + 0,02 * 3000 + 100$   
 j)  $q, perm = 255 \text{ kgf/m}^2$

Além das cargas de peso próprio da estrutura e cargas permanentes das lajes, a estrutura ainda está submetida as cargas de alvenaria localizadas no fechamento da estrutura e em algumas regiões das lajes internas. Segue na tabela 5 abaixo as cargas consideradas na análise estrutural para obtenção das solicitações no momento de aplicação do reforço.

Tabela 5 – Cargas no momento de aplicação do reforço estrutural

	PESO PRÓPRIO [kgf/m <sup>2</sup> ]	PERMANENTE [kgf/m <sup>2</sup> ]	ACIDENTAL [kgf/m <sup>2</sup> ]
ESPAÇO INTERNO	300	72	0
TERRAÇO	300	255	0

(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, é necessário determinar as cargas previstas para o novo uso da estrutura. Será considerada sobrecarga de 600 kgf/m<sup>2</sup> para o novo uso proposto nesse trabalho, que poderia ser justificado pela utilização de equipamentos, ou de depósitos de materiais na laje. As cargas permanentes serão consideradas como do projeto original, com adição de 100 kgf/m<sup>2</sup> devido a grande possibilidade de ter que elevar o contrapiso das lajes para que os reforços possam ficar escondidos. A adição foi realizada apenas na laje do espaço interno pelo fato de que no terraço a carga já está em torno de duas vezes maior do que o executado, e por ter ainda altura suficiente no contrapiso utilizado para esconder os reforços. Segue na tabela 6 as cargas utilizadas no dimensionamento da estrutura para o novo uso.

Tabela 6 – Cargas do novo uso

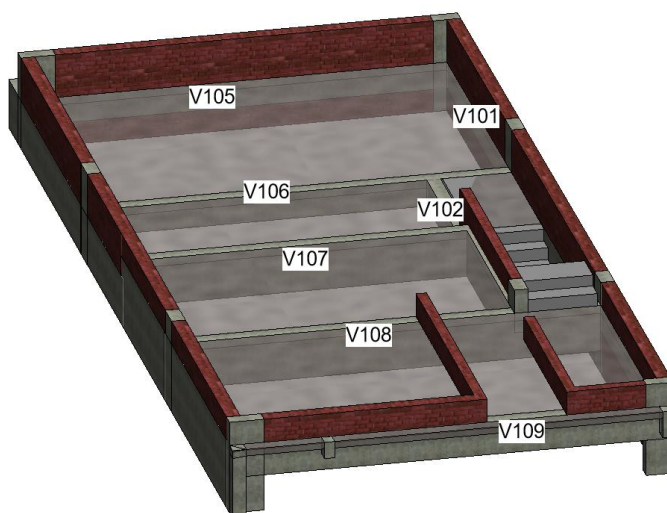
	PESO PRÓPRIO [kgf/m <sup>2</sup> ]	PERMANENTE [kgf/m <sup>2</sup> ]	ACIDENTAL [kgf/m <sup>2</sup> ]
ESPAÇO INTERNO	300	200	600
TERRAÇO	300	500	600

(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2 Dimensionamento e Verificação dos Reforços à flexão das vigas

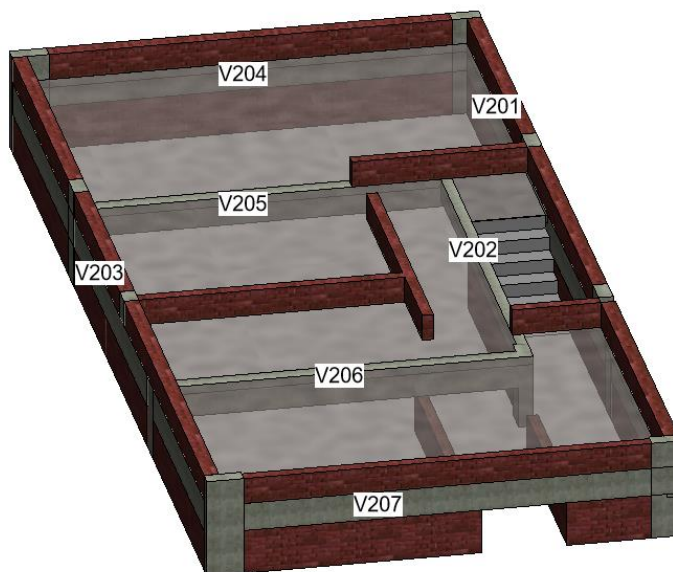
Primeiramente foi feita uma análise para identificar quais regiões das vigas necessitam de reforço estrutural, sendo para isso verificado o detalhamento do projeto estrutural executivo para saber quais áreas de aço foram utilizadas em cada região das vigas. Com o auxílio do software TQS, foi possível obter as solicitações de momento fletor para as cargas devidas ao novo uso mostradas na tabela 6, e com isso foi realizado o dimensionamento à flexão com essas solicitações para verificar quais regiões das vigas atendem essa nova área de aço, e quais possuem deficiência de armadura. As identificações das regiões, e todas as solicitações de momentos fletores podem ser vistas no Apêndice A. As vistas dos dois pavimentos analisados com as locações das vigas são mostradas nas figuras 27 e 28 respectivamente.

Figura 27 – Identificação das vigas do térreo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Identificação das vigas do segundo pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

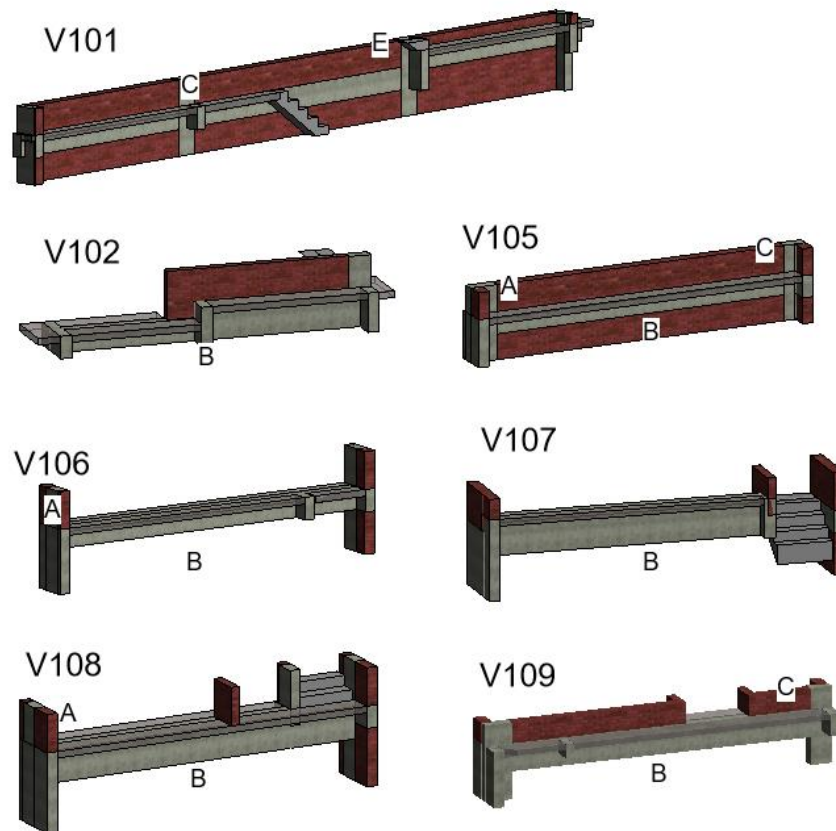
Para fazer o comparativo entre as vigas que efetivamente necessitam de reforço, foi realizado o dimensionamento à flexão de todos os elementos, sendo o coeficiente de ponderação das ações  $\gamma_f$  considerado igual a 1,3, pois, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.65), para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio, o coeficiente pode ser reduzido de 1,4 para 1,3. Como a estrutura já está executada, se sabe exatamente as suas condições, podendo assim ser adotado como premissa que a estrutura está sendo submetida apenas por carregamento de pequena variabilidade: peso próprio da estrutura, carga permanente determinada anteriormente e definição clara sobre as cargas acidentais que serão atuantes na estrutura. Ainda de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.71), admite-se dividir o coeficiente de ponderação das resistências  $\gamma_c$  por 1,1 no caso de testemunhos extraídos da estrutura, sendo então considerado  $\gamma_c$  de 1,27 para essa verificação de quais elementos necessitam de reforço. Com essa premissa de divisão do  $\gamma_c$ , fica evidente a necessidade de extração de testemunhos nos elementos da estrutura, cabendo então ao projetista a decisão de adotar ou não essa premissa com base na análise técnica e econômica dessa ação.

Após o estudo inicial, mostrado nas tabelas do Apêndice A, constatou-se que apenas as vigas V201, V203 e V207 não necessitam serem reforçadas, pois as armaduras existentes já atendem as novas solicitações. Como o objetivo do trabalho é explorar e propor soluções de reforços



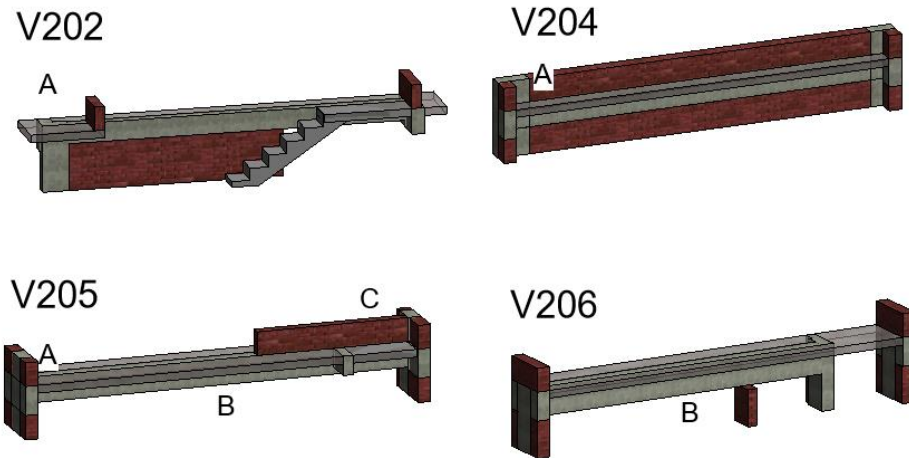
para cada situação encontrada em um projeto real, os casos semelhantes de geometria das vigas foram agrupados, sendo a viga com maiores esforços a escolhida para representar cada grupo. Na figura 29 e 30, estão as vigas com necessidade de reforço, sendo identificados os trechos onde será necessária a intervenção.

Figura 29 – Vigas do pavimento térreo a serem reforçadas



(fonte: elaborado pelo autor)

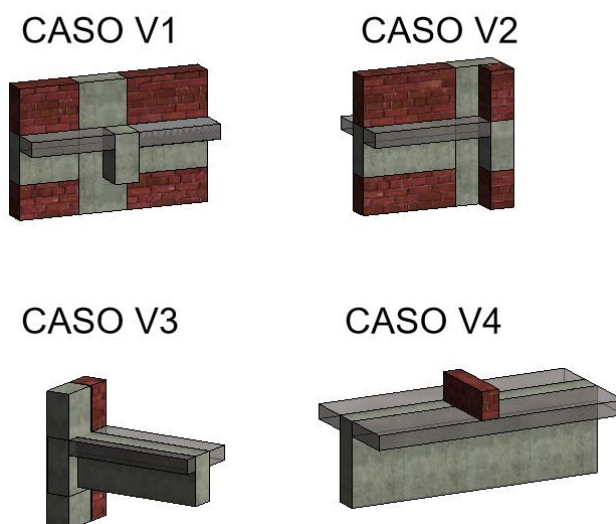
Figura 30 – Vigas do segundo pavimento a serem reforçadas



(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 31 abaixo é apresentado os diferentes casos a serem detalhados, sendo a viga adotada como sendo a de solicitação mais crítica. O caso V1 é a situação da região “C” da viga 101, com necessidade de reforço no momento fletor negativo em região com continuidade da viga, e com presença de alvenaria. O caso V2 é o reforço de momento negativo no extremo da viga, com a presença de alvenaria acima da viga. Semelhante com o caso V2, o caso V3 se diferencia pela ausência da parede localizada acima da viga, sendo a região superior com altura já limitada, devido a área de circulação de pessoas. Por fim, o caso V4 é a situação clássica encontrada na maior parte da bibliografia: reforço de momento fletor positivo, localizado na região inferior da viga.

Figura 31 – Casos dos reforços de vigas a serem detalhados



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos itens seguintes os diferentes casos serão detalhados, com a descrição do procedimento de execução das soluções e da metodologia de cálculo a ser adotada. Como os casos são muito semelhantes quanto aos procedimentos de cálculos, será descrito no caso V1 o processo mais completo de reforço, sendo nos outros casos citados a semelhança com o caso V1 e o que poderia ser adicionado no processo de dimensionamento.

### 6.2.1 Detalhamento e dimensionamento do caso V1

Para o caso V1 serão descritas três opções de reforço, a primeira com adição de armadura, a segunda com chapa de aço e armaduras trespassando o pilar, e a última opção com a utilização de fibra de carbono.

A análise é feita a partir do conhecimento das deformações existentes na estrutura no instante em que o reforço é aplicado. Seguindo a metodologia proposta no subitem 5.6, foi possível encontrar a deformação na fibra externa da viga para o momento fletor atuante encontrado na análise estrutural com as cargas aplicadas no instante do reforço.

A correta abordagem para o dimensionamento do reforço é realizada com o valor da deformação da estrutura no instante do reforço a partir de valores característicos de carregamentos corretamente determinados, sem coeficientes envolvidos, e a partir dessa configuração de

deformação e momento fletor característico atuante, a estrutura é reforçada até atingir o momento fletor de cálculo final, com coeficientes de ações e de resistência embutidos. Devido às incertezas envolvidas no processo de reforço quanto ao conhecimento das resistências dos materiais e das cargas atuantes na estrutura, a favor da segurança, foram utilizados os coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências, para obter o ponto de partida em que o reforço passará a entrar em estado de tensões.

Na tabela 7 abaixo, são apresentadas as informações do comportamento da viga com o aumento do giro da seção, sendo que, para o momento fletor de cálculo no instante do reforço (42kN.m), a deformação da fibra mais externa da seção é de 2,1‰. Outra informação importante apresentada é o momento fletor de cálculo último da seção de valor 52,07 kN.m, com o estado limite último caracterizado pela deformação excessiva do aço ( $\epsilon_{s+} > 10\text{‰}$ ). Como o momento fletor resistente de cálculo para o novo uso é de 66,1 kN.m, é comprovada a necessidade de reforço da seção.

Tabela 7 – Comportamento da viga 101 trecho C

VIGA 101 - C										
bw = 20 cm				fck = 30 MPa		Msd,inst =	42 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4		
h = 40 cm	d = 35 cm	fyk = 500 MPa								
As = 3,68 cm <sup>2</sup>	As' = 1,57 cm <sup>2</sup>	Ey = 210 GPa								
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)				AÇO		CONCRETO	
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	Mrd	$\epsilon_{s+}$ (‰)	$\sigma_{s+}$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (‰)	$\epsilon_{+}$ (‰)
10	9,98	0,29	4,84	0,07	1,18	6,10	0,25	5,25	0,10	0,30
30	10,11	0,29	14,36	0,24	3,55	18,15	0,75	15,68	0,30	0,90
50	10,26	0,29	23,65	0,42	5,92	30,00	1,24	25,98	0,51	1,49
70	10,41	0,30	32,70	0,62	8,29	41,61	1,72	36,14	0,73	2,07
71	10,42	0,30	33,14	0,63	8,41	42,18	1,74	36,64	0,74	2,10
90	10,25	0,29	39,61	0,75	9,72	50,08	2,23	43,48	0,92	2,68
110	9,36	0,27	41,02	0,64	8,84	50,50	2,82	43,48	1,03	3,37
345	6,02	0,17	46,36	0,11	5,59	52,07	10,03	43,48	2,08	11,76
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	>10‰	-	OK	-

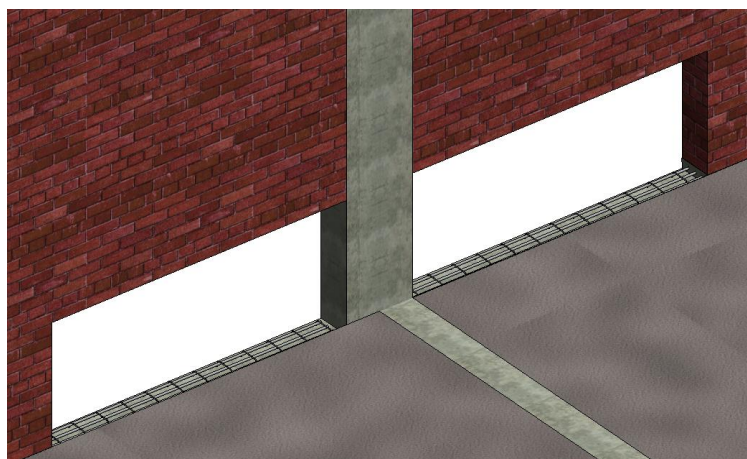
(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.2.1.1 Caso V1 com adição de armaduras

#### 6.2.1.1.1 Processo construtivo

O reforço com adição de armaduras é iniciado com a retirada de um trecho da alvenaria (de ambos os lados onde irá ser aplicado o reforço), com altura suficiente para que se consiga realizar as etapas de retirada da camada superior de concreto da viga, e também para que consiga abrir trechos da lateral da viga para a inserção de novos estribos. A extensão da região do reforço será determinada nos procedimentos de cálculo. Após a retirada da alvenaria, é retirado também a camada superior de concreto da viga ao longo de toda a extensão do reforço, até encontrar a camada de armadura superior. Para garantir a aderência, é importante realizar o apicoamento da superfície para manter a camada rugosa.

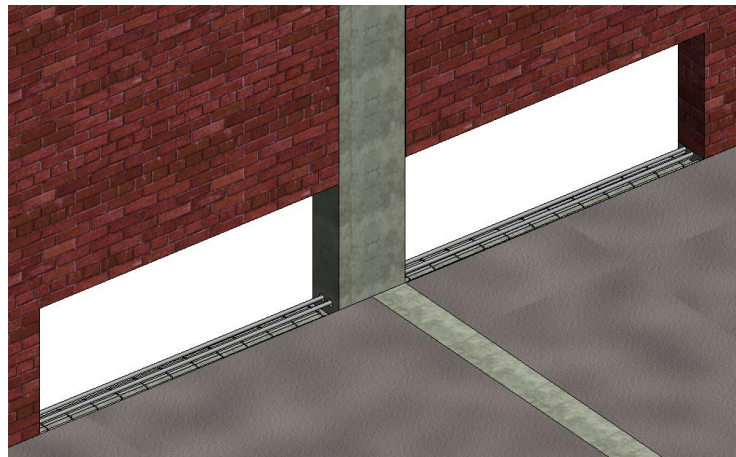
Figura 32 – Abertura da alvenaria e retirada de camada de concreto



(fonte: elaborado pelo autor)

Para o reforço ser efetivo, é necessário realizar a ligação entre os dois trechos da viga separados pelo pilar, para dar continuidade ao elemento. Esse comportamento é garantido com a abertura de furos longitudinais no pilar, onde as armaduras de reforço serão inseridas, e posteriormente esses furos serão preenchidos com resina epóxi para garantir a aderência com o pilar. Deve-se ter o cuidado ao realizar furos de grandes dimensões em pilares com largura pequena, pois o pilar pode ser fragilizado com a diminuição de seção imposta pelos furos, tornando então importante realizar uma verificação na seção do pilar para esses casos.

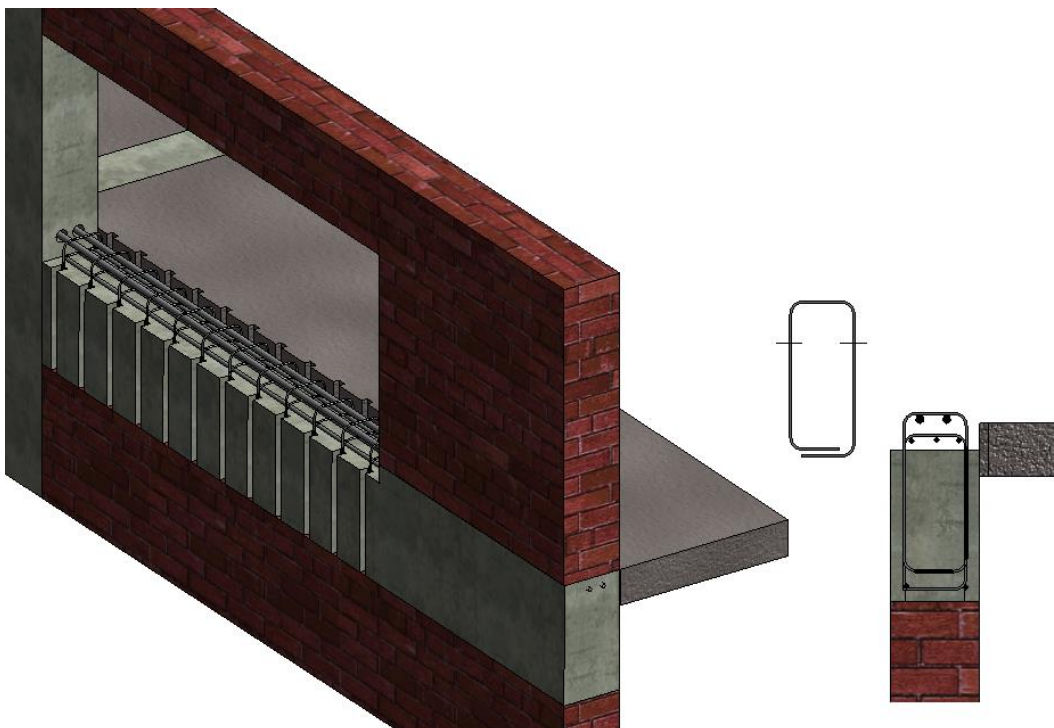
Figura 33 – Furos no pilar e adição das armaduras



(fonte: elaborado pelo autor)

Além das barras de aço, é necessário acrescentar novos estribos para garantir o comportamento da viga com as novas armaduras adicionadas. Esse procedimento é realizado com a abertura da lateral da viga e posicionamento de estribos em formato de “U”.

Figura 34 – Adição de estribos



(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, é realizada a concretagem dessa nova região, que deverá estar limpa e de preferência com a superfície previamente saturada, mas sem lâmina de água. O concreto utilizado deve ser preferencialmente concreto auto adensável, ou também pode ser utilizada argamassa de alta resistência, com o cuidado de preencher com o material até o cobrimento pré-determinado no projeto. Com o concreto já endurecido, é possível fazer o fechamento da alvenaria.

#### *6.2.1.1.2 Procedimentos de cálculo*

Para os casos em que ocorre apenas adição de armadura e aumento de seção em região de concreto tracionado, poderá ser adotada a metodologia proposta no subitem 5.6. Se caso for utilizado aumento de seção na região comprimida, a metodologia a ser utilizada é a apresentada no subitem 5.7.

#### *6.2.1.1.3 Aplicação do caso*

Com base na metodologia apresentada no subitem 5.6, foi calculado o reforço da viga 101 do trecho C. Foram adicionadas duas barras de aço CA-50 de 10 mm de diâmetro com um aumento de seção de 4 centímetros para que fosse possível manter o espaçamento entre a armadura existente e a nova, e para dar o cobrimento da nova armadura. Na tabela abaixo são apresentados os resultados para determinados giros da seção. O valor de giro  $71.10^{-6}$  é caracterizado pelo comportamento da estrutura no instante do reforço, sendo ela submetida apenas a carga permanente e de peso próprio. Após esse instante o reforço começa a agir na estrutura. Já no ponto de giro  $120.10^{-6}$  se observa que a estrutura reforçada atende aos novos esforços (66kN.m) devido ao novo uso, sendo que o momento fletor último da seção é de 73 kN.m, caracterizado pelo escoamento excessivo do aço adicionado.



Tabela 8 – Comportamento da viga 101 trecho C com adição de armaduras

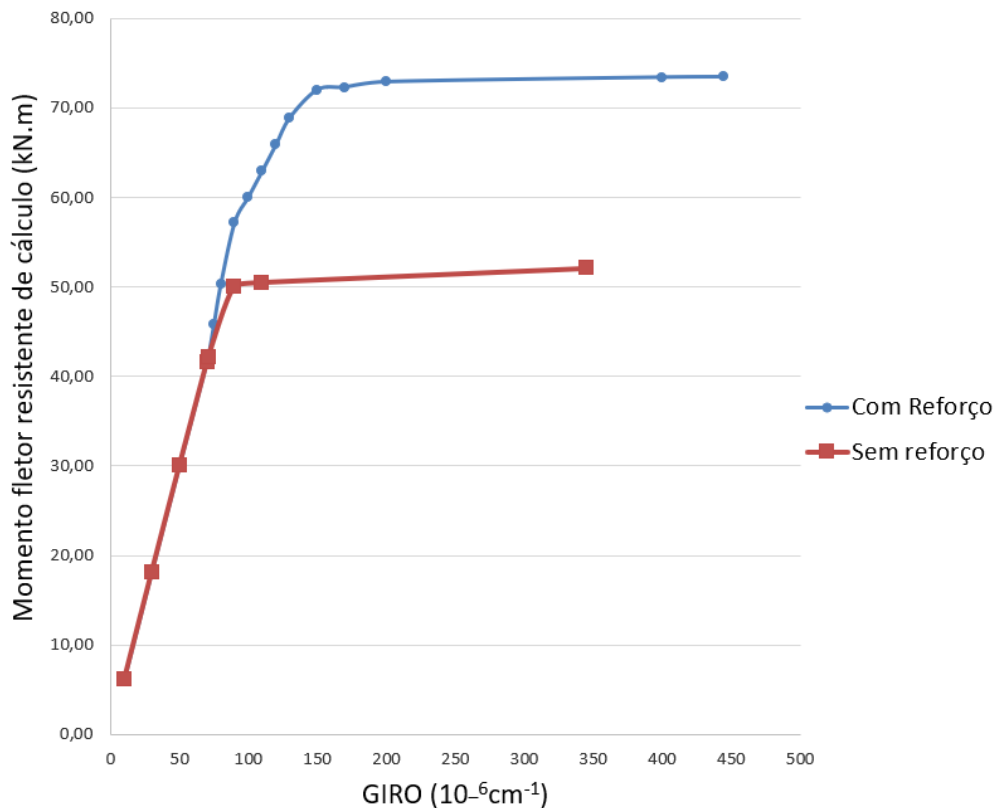
VIGA 101 - C														
bw = 20 cm			As,ad =	1,57 (2 $\phi$ 10)	fck = 30 MPa		Msd,inst do reforço =	42 kN.m*	Msd,final =	66 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4			
h = 40 cm		d = 35 cm			fyt = 500 MPa									
As = 3,68 cm <sup>2</sup>		As = 1,57 cm <sup>2</sup>			Ey = 210 GPa									
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO		
	$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ad+	Mrd	$\epsilon_{s+}$ (%)	$\sigma_{s+}$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{s+ad}$ (%)	$\sigma_{s+ad}$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon_{+}$ (%)
10	9,98	0,29	4,84	0,07	1,18	0,00	6,10	0,25	5,25	0,00	0,00	0,10	0,30	
30	10,11	0,29	14,36	0,24	3,55	0,00	18,15	0,75	15,68	0,00	0,00	0,30	0,90	
50	10,26	0,29	23,65	0,42	5,92	0,00	30,00	1,24	25,98	0,00	0,00	0,51	1,49	
70	10,41	0,30	32,70	0,62	8,29	0,00	41,61	1,72	36,14	0,00	0,00	0,73	2,07	
71	10,42	0,30	33,14	0,63	8,41	0,00	42,18	1,74	36,64	0,00	0,00	0,74	2,10	
75	10,63	0,30	34,42	0,72	9,31	1,39	45,84	1,83	38,38	0,17	3,50	0,80	-	
80	10,86	0,31	36,01	0,84	10,43	3,05	50,33	1,93	40,55	0,37	7,73	0,87	-	
90	11,05	0,32	38,32	1,00	11,99	5,88	57,20	2,16	43,48	0,71	15,00	0,99	-	
100	10,80	0,31	38,71	1,03	12,21	8,07	60,02	2,42	43,48	0,97	20,39	1,08	-	
110	10,62	0,30	39,01	1,06	12,49	10,35	62,91	2,62	43,48	1,24	25,96	1,17	-	
120	10,48	0,30	39,23	1,10	12,82	12,72	65,88	2,94	43,48	1,51	31,76	1,26	-	
130	10,38	0,30	39,39	1,15	13,19	15,16	68,90	3,20	43,48	1,80	37,70	1,35	-	
150	10,01	0,29	39,98	1,15	13,12	17,74	72,00	3,75	43,48	2,32	43,48	1,50	-	
170	9,51	0,27	40,78	1,06	12,39	18,08	72,31	4,33	43,48	2,80	43,48	1,62	-	
200	8,93	0,26	41,71	0,95	11,51	18,48	72,64	5,21	43,48	3,56	43,48	1,79	-	
400	7,19	0,21	44,49	0,59	8,66	19,66	73,41	11,12	43,48	9,27	43,48	2,88	-	
445	7,01	0,20	44,79	0,55	8,34	19,79	73,46	12,46	43,48	10,66	43,48	3,12	-	
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10%	-	>10%	-	OK	-	

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura abaixo são apresentadas as curvas correspondentes ao comportamento da seção antes e depois do reforço. A oscilação da curva com reforço logo após o instante em que o reforço começa a ser solicitado é devido ao fato de que, ao longo dessa reta, a armadura existente na viga entra em escoamento, deixando somente a armadura adicionada a contribuir efetivamente na resistência da seção.



Figura 35 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de adição de armaduras



(fonte: elaborado pelo autor)

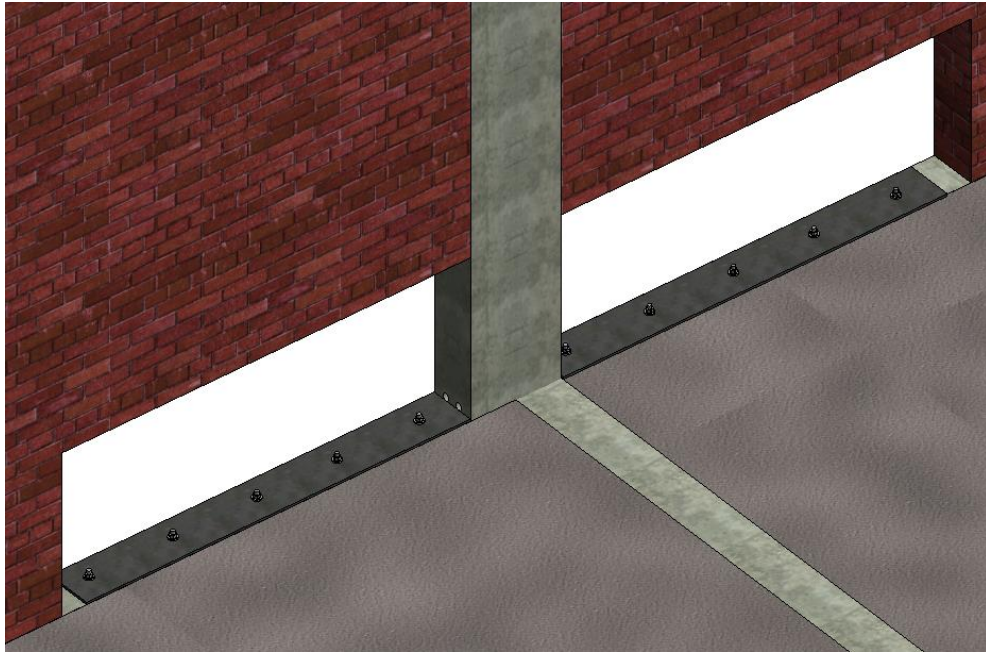
Com a adição de duas barras de aço de 10 mm e aumento de 4 cm na altura útil dessas duas barras foi possível um ganho de capacidade de resistência ao momento fletor de 41%.

#### 6.2.1.2 Caso V1 com chapa de aço e armaduras de trespasse soldadas

##### 6.2.1.2.1 Processo construtivo

Assim como no caso de adição de armaduras, primeiramente é retirado um trecho da alvenaria, sendo nesse caso a altura necessária para que se consiga realizar furos na viga para inserir chumbadores de fixação das chapas de aço. A preparação da superfície onde será aplicada a chapa deve ser feita assim como foi visto na revisão bibliográfica do capítulo 4, mantendo uma pequena e uniforme rugosidade com a utilização de jateamento de areia. A superfície que irá receber a chapa deve estar limpa e seca, e a colagem é realizada com utilização de resina entre o concreto e a chapa. Para garantir a aderência é utilizado também chumbadores, conforme a figura abaixo.

Figura 36 – Colagem da chapa e fixação com chumbadores



(fonte: elaborado pelo autor)

A continuidade entre os dois trechos da viga é garantida com a realização de furos longitudinais no pilar e a inserção de barras de aço ligando os dois trechos, sendo essas barras soldadas nas chapas.

Figura 37 – Barras de aço soldadas na chapa



(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, é realizado o nivelamento dessa região com concreto, para depois ser fechada com alvenaria.

Apesar de ser ilustrado com o pilar com a dimensão maior no sentido longitudinal da viga, essa solução é mais indicada quando o sentido da continuidade é passando pela menor dimensão do pilar, devido a dificuldade de execução de furos em longas extensões. Alternativas para reforço quando há essa dificuldade de furar o pilar é ilustrada após o próximo subitem.

#### *6.2.1.2.2 Procedimentos de cálculo*

O dimensionamento da chapa é realizado conforme a metodologia apresentada no subitem 5.6. A etapa que deve ser adicionada é o cálculo da área de aço necessária para adotar nas barras que fazem a ligação entre os dois trechos da viga. Esse dimensionamento é realizado em função da deformação da seção encontrada no dimensionamento da chapa, sendo que a força atuante na chapa é a mesma exercida no conjunto de barras. Portanto, se define a área de aço necessária para as barras a partir da força exercida nelas e da propriedade do aço utilizado, conforme formulações apresentadas no subitem 5.6.

Além disso, se verifica o tamanho do filete de solda necessário para a transmissão de tensões das barras de aço para a chapa.

#### *6.2.1.2.3 Aplicação do caso*

Para o dimensionamento com chapa de aço foi adicionada uma chapa com  $3,5 \text{ cm}^2$  de seção, o que corresponderia uma chapa de 14 centímetros de largura por 0,25 centímetros. Na tabela abaixo são apresentados os resultados para determinadas curvaturas. No valor de ângulo de giro  $100 \cdot 10^{-6}$  se observa que a estrutura reforçada atende às novas solicitações (66 kN.m) devido ao novo uso, sendo que o momento fletor último da seção é de 88,1 kN.m, caracterizado pelo escoamento excessivo do aço presente na seção.

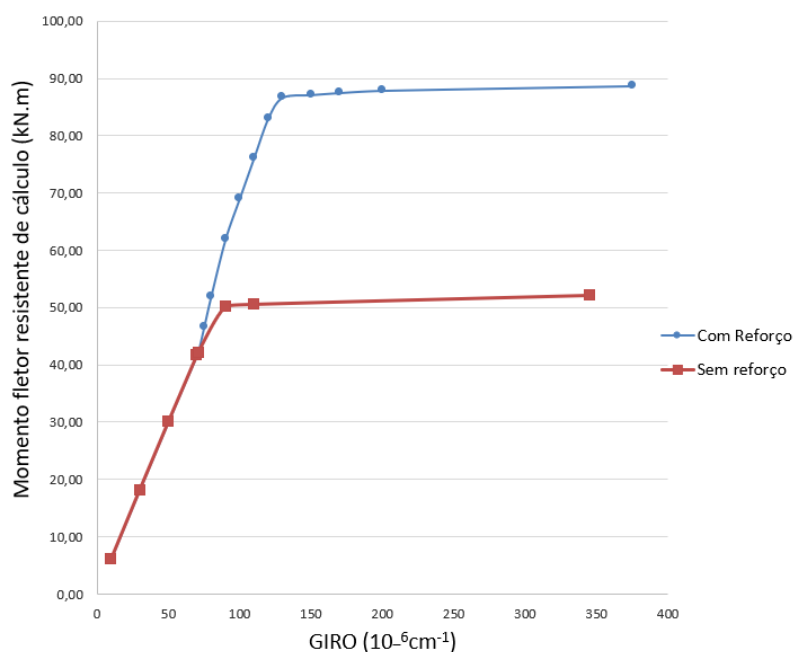
Tabela 9 – Comportamento da viga 101 trecho C com chapa de aço

VIGA 101 - C													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	14cm x 0,25 cm (4cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	42 kN.m*	Msd,final =	66 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	3,68 cm <sup>2</sup>	As =	1,57 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,ch+	Mrd	es+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (‰)	σs+ad (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	9,98	0,29	4,84	0,07	1,18	0,00	6,10	0,25	5,25	0,00	0,00	0,10	0,30
30	10,11	0,29	14,36	0,24	3,55	0,00	18,15	0,75	15,68	0,00	0,00	0,30	0,90
50	10,26	0,29	23,65	0,42	5,92	0,00	30,00	1,24	25,98	0,00	0,00	0,51	1,49
70	10,41	0,30	32,70	0,62	8,29	0,00	41,61	1,72	36,14	0,00	0,00	0,73	2,07
71	10,42	0,30	33,14	0,63	8,41	0,00	42,18	1,74	36,64	0,00	0,00	0,74	2,10
75	10,69	0,31	34,26	0,74	9,45	2,12	46,57	1,82	38,29	0,10	2,07	0,80	-
80	10,99	0,31	35,65	0,87	10,76	4,71	52,00	1,92	40,34	0,22	4,64	0,88	-
90	11,42	0,33	37,73	1,13	13,13	9,93	61,92	2,12	43,48	0,47	9,92	1,03	-
100	11,51	0,33	37,58	1,30	14,53	15,68	69,08	2,35	43,48	0,75	15,72	1,15	-
110	11,62	0,33	37,41	1,48	15,93	21,32	76,13	2,57	43,48	1,02	21,46	1,28	-
120	11,73	0,34	37,23	1,67	17,31	26,85	83,06	2,79	43,48	1,29	27,14	1,41	-
130	11,60	0,33	37,44	1,74	17,68	29,82	86,68	3,04	43,48	1,59	30,00	1,51	-
150	10,94	0,31	38,49	1,63	16,51	30,51	87,15	3,61	43,48	2,26	30,00	1,64	-
170	10,41	0,30	39,34	1,53	15,57	31,07	87,51	4,18	43,48	2,93	30,00	1,77	-
200	9,80	0,28	40,33	1,42	14,45	31,71	87,90	5,04	43,48	3,94	30,00	1,96	-
375	8,07	0,23	43,08	1,10	11,01	33,52	88,71	10,10	43,48	9,87	30,00	3,03	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10‰	-	OK	-	OK	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura abaixo são apresentadas as curvas correspondentes ao comportamento da seção antes e depois do reforço. Observa-se o grande aumento de capacidade resistente ao momento fletor da seção, mesmo para uma chapa de pequena área de aço. Vale observar que o comportamento dúctil foi mantido, o que é sempre recomendado para as estruturas. Deve-se tomar o cuidado com a adoção de chapas maiores seguindo o pensamento que está indo a favor da segurança, pois ao adotar uma chapa maior, a viga pode perder o comportamento dúctil e ser caracterizada como ruptura frágil quando atingido sua máxima capacidade, assim como acontece em estruturas de concreto armado super armadas.

Figura 38 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de chapa de aço colada



(fonte: elaborado pelo autor)

Com a adição da chapa de aço foi possível um ganho de capacidade de resistência ao momento fletor em torno de 77%.

### 6.2.1.3 Caso V1 com fibra de carbono

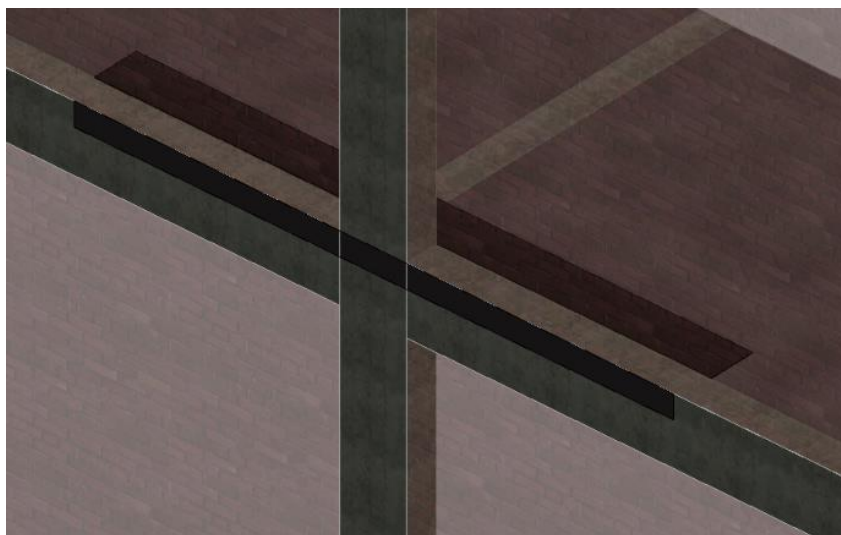
Essa é uma solução de fácil execução, pois não há a necessidade de quebrar a alvenaria e de interferir no pilar.

#### 6.2.1.3.1 Processo construtivo

A preparação da superfície é realizada com os devidos cuidados já apresentados no capítulo 4, com a retirada de sujeiras e da nata de cimento da região superior da viga, e colagem feita com resina. Para esse caso, a dificuldade está em manter a continuidade de momento fletor entre os trechos da viga. Esse comportamento pode ser obtido removendo o contrapiso da laje adjacente à viga, e removendo a nata de cimento presente na outra lateral da viga. Com a superfície preparada, é adicionada a fibra de carbono na região lateral da viga onde foi retirada a nata de cimento, passando a fibra pela lateral do pilar (trecho externo da edificação), e também adicionada no trecho de laje logo ao lado da viga, passando a fibra pela frente do pilar e

conectando ao outro trecho da laje adjacente ao outro trecho da viga, conforme pode ser visto na figura 39. A laje da região adjacente à viga funcionaria como parte da própria viga, nesse caso de seção T.

Figura 39 – Reforço de momento fletor negativo com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

Apesar de ser um material com custo elevado, essa solução não necessitaria fazer intervenção no pilar e na alvenaria.

Se caso existisse laje no outro lado da viga, o reforço poderia ser realizado com as duas tiras de fibras posicionadas da mesma maneira nas lajes, posicionadas no trecho adjacente a viga, sendo um reforço com maior eficiência, pois os dois lados do reforço teriam o maior braço de alavanca possível na configuração de forças da seção.

#### 6.2.1.3.2 Procedimentos de cálculo

O dimensionamento do reforço com fibra de carbono é realizado seguindo a mesma metodologia apresentada no subitem 5.6, sendo necessário tomar o cuidado para o ponto de aplicação da força exercida na fibra lateral da viga, pois quanto maior é a largura dessa fibra, menor o braço de alavanca a ser considerado, e menor a eficiência do reforço.

### 6.2.1.3.3 Aplicação do caso

Para o dimensionamento do caso foi utilizado 1,5 cm<sup>2</sup> de fibra de carbono. Na tabela abaixo é possível visualizar que para o ângulo de giro 110.10<sup>-6</sup> a estrutura reforçada atende às novas solicitações (66 kN.m), sendo que o momento fletor último da seção é de 141,77 kN.m, caracterizado pelo esmagamento do concreto.

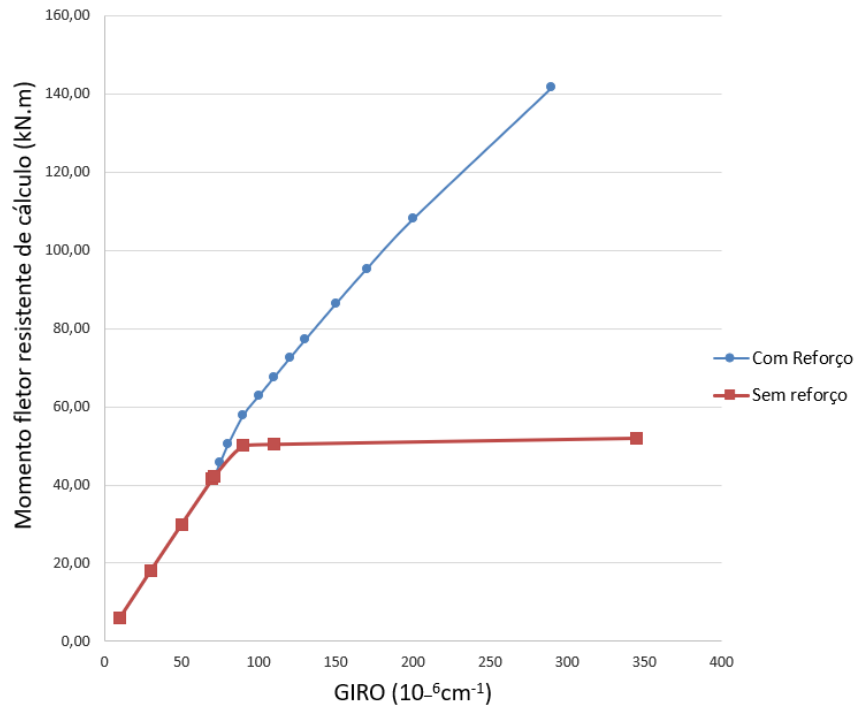
Tabela 10 – Comportamento da viga 101 trecho C com chapa de aço

VIGA 101 - C													
bw = 20 cm			As,fc =	1,5 cm <sup>2</sup>	fck = 30 MPa		Msd,inst do reforço =	42 kN.m*	Msd,final =	66 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4		
h = 40 cm		d = 35 cm			fyk = 500 MPa								
As = 3,68 cm		As = 1,57 cm <sup>2</sup>			Ey = 210 GPa								
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)				AÇO		FIBRA ADICIONADA		CONCRETO		
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,fc+	Mrd	es+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (‰)	σs+ad (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	9,98	0,29	4,84	0,07	1,18	0,00	6,10	0,25	5,25	0,00	0,00	0,10	0,30
30	10,11	0,29	14,36	0,24	3,55	0,00	18,15	0,75	15,68	0,00	0,00	0,30	0,90
50	10,26	0,29	23,65	0,42	5,92	0,00	30,00	1,24	25,98	0,00	0,00	0,51	1,49
70	10,41	0,30	32,70	0,62	8,29	0,00	41,61	1,72	36,14	0,00	0,00	0,73	2,07
71	10,42	0,30	33,14	0,63	8,41	0,00	42,18	1,74	36,64	0,00	0,00	0,74	2,10
75	10,61	0,30	34,49	0,72	9,25	1,39	45,84	1,83	38,42	0,10	2,37	0,80	
80	10,82	0,31	36,15	0,82	10,31	3,11	50,39	1,93	40,62	0,23	5,32	0,87	
90	11,03	0,32	38,35	1,00	11,94	6,67	57,96	2,16	43,48	0,51	11,51	0,99	
100	10,95	0,31	38,49	1,08	12,66	10,62	62,85	2,41	43,48	0,81	18,28	1,09	
110	10,89	0,31	38,57	1,17	13,38	14,56	67,68	2,65	43,48	1,10	25,01	1,20	
120	11	0	39	1	14	18	72	3	43	1	32	1	
130	10,85	0,31	38,63	1,37	14,84	22,35	77,19	3,14	43,48	1,69	38,34	1,41	
150	10,89	0,31	38,58	1,60	16,31	29,96	86,45	3,62	43,48	2,27	51,45	1,63	
170	10,98	0,31	38,43	1,88	17,77	37,32	95,40	4,08	43,48	2,83	64,31	1,87	
200	11,22	0,32	38,04	2,40	19,90	47,76	108,11	4,76	43,48	3,66	82,98	2,24	
290	12,30	0,35	36,32	4,74	26,12	74,60	141,77	6,58	43,48	5,93	134,66	3,57	
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura abaixo são apresentadas as curvas correspondentes ao comportamento da seção antes e depois do reforço. Observa-se que a seção reforçada tem um aumento de capacidade de quase o triplo da resistência da seção sem o reforço, com a ruptura caracterizada pelo esmagamento do concreto e com a seção respeitando os limites de ductilidade impostos pela NBR 6118/2014.

Figura 40 – Comportamento da seção da Viga 101-C com e sem reforço de fibra de carbono



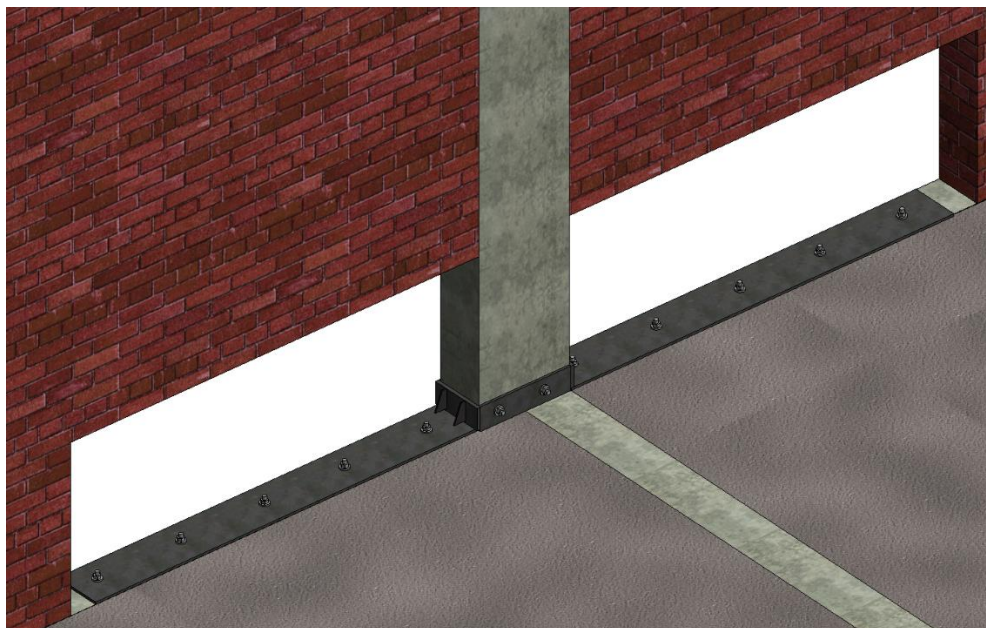
(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.2.1.4 Caso V1 com chapa de aço conectadas por suporte metálico

Outra alternativa ao problema de execução de furos em grandes extensões de pilares, é a utilização de suporte metálico envolvendo o pilar e soldado nas chapas das vigas, conforme é apresentado na figura abaixo.



Figura 41 – Reforço de momento fletor negativo com chapa de aço e suporte metálico



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.2.1.4.1 Procedimento de cálculo

Assim como já citado anteriormente, o dimensionamento da chapa é realizado conforme a metodologia apresentada no subitem 5.6. A etapa a ser adicionada no processo de cálculo é o dimensionamento do suporte metálico de ligação das chapas. Se for garantida a transferência de tensão entre os elementos, como, por exemplo, utilizando enrijecedores entre as chapas ortogonais da viga e do suporte, a tensão na chapa lateral do suporte metálico (em contato com a face maior do pilar) vai ser a mesma tensão da chapa da viga, sendo então recomendado adotar uma chapa de seção maior ou igual a utilizada no reforço da viga.

### 6.2.2 Detalhamento e dimensionamento do caso V2

Para o caso V2 serão descritas duas opções de reforço, a primeira com utilização de chapa de aço na região superior da viga e outra chapa envolvendo o pilar, a segunda opção também com chapa de aço, porém o engastamento no pilar realizado com barras de aço soldadas da chapa.

O procedimento de cálculo para essa solução segue a mesma metodologia apresentada nas soluções para o caso V1, sendo então omitido esse subitem das soluções seguintes.

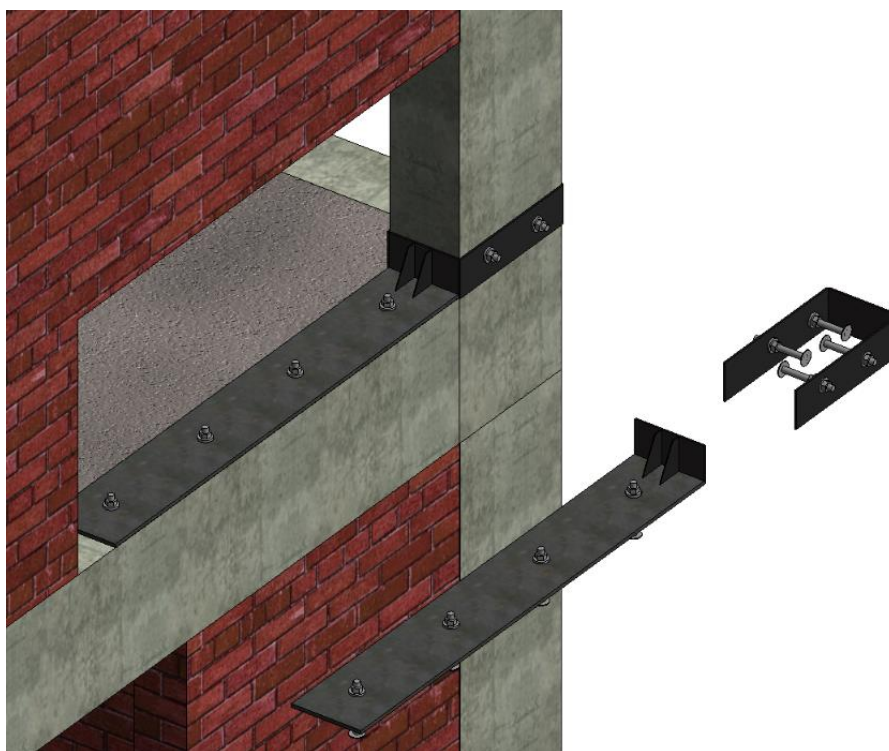
### 6.2.2.1 Caso V2 com chapa de aço na viga e no engaste

#### 6.2.2.1.1 Processo construtivo

A primeira opção tem como preparação inicial a mesma já apresentada no item 6.3.1.2, com a retirada da alvenaria e recomendações especiais para o preparo da superfície superior da viga. A diferença nesse caso está na solução do engastamento realizado no pilar, já que para essa situação não há continuidade da viga no outro lado do pilar. Esse engastamento é realizado com o envolvimento do pilar com outra chapa de aço, sendo essas chapas soldadas nos encontros, e para garantir a fixação é utilizado chumbadores mecânicos na ligação da chapa com o pilar, na lateral do mesmo. O encontro da chapa em “U” com a chapa do reforço da viga é feita com solda no local. Além disso, na ligação da chapa superior da viga com a da face do pilar é soldado enrijecedores para garantir o comportamento em conjunto das duas chapas.

Essa configuração é recomendada para o caso demonstrado na figura abaixo, onde a dimensão maior do pilar está no sentido da viga, devido à dificuldade de realizar furos de longa extensão em pilares mostrada na solução seguinte.

Figura 42 – Reforço de momento fletor negativo chapas de aço



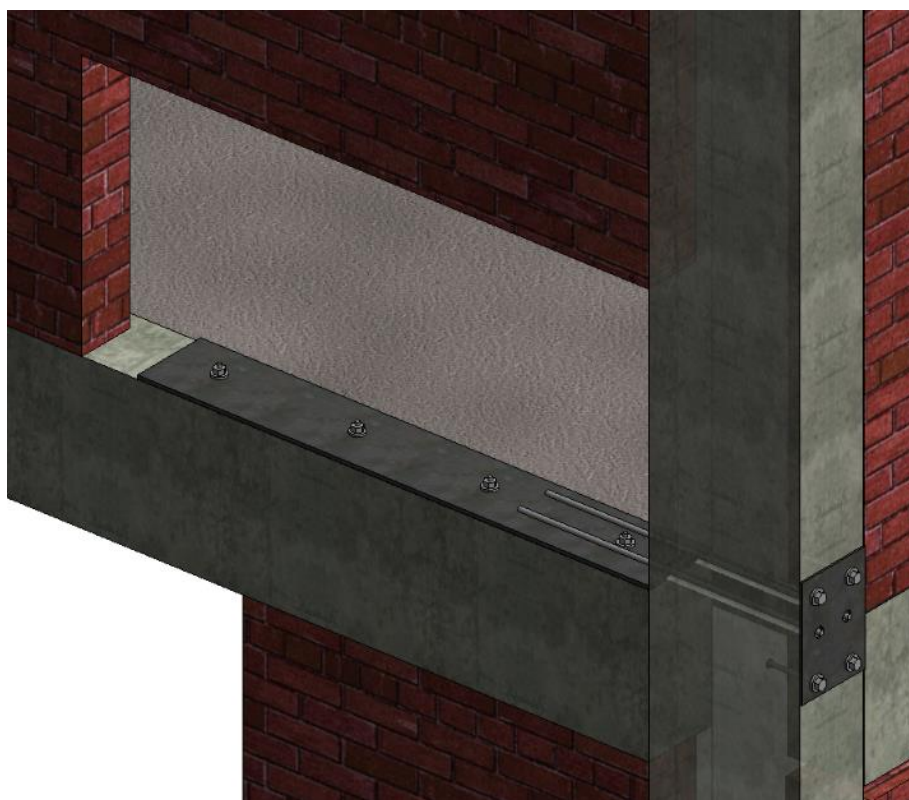
(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.2.2.2 Caso V2 com chapa de aço na viga e barras soldadas

#### 6.2.2.2.1 Processo construtivo

O processo construtivo segue as mesmas recomendações do caso do item 6.3.1.2, porém com a diferença que não há continuidade da viga, e as barras de aço são soldadas na chapa de aço da viga e em outra chapa posicionada na face oposta do pilar.

Figura 43 – Reforço de momento fletor negativo chapas de aço e barra soldada



(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.2.3 Detalhamento e dimensionamento do caso V3

O caso V3 se assemelha muito com o V2, sendo para esse caso a única diferença é a limitação da região ser de circulação de pessoas. Para a execução desse reforço, retira-se o contrapiso presente na área, e em seguida se executa o reforço conforme as recomendações apresentadas em 6.3.2 nos detalhamentos do caso V2. Terminado o processo do reforço, o contrapiso é

executado novamente, e se for preciso, se aumenta a espessura do mesmo, para esconder a chapa e chumbadores utilizados.

#### **6.2.4 Detalhamento e dimensionamento do caso V4**

O caso V4 é a situação clássica encontrada na bibliografia, com reforço de momento fletor positivo (região inferior da viga). Para este trabalho será dimensionado reforço com chapas de aço e adição de armaduras para os casos onde não há limitação como presença de alvenaria abaixo da viga. Já para os casos onde há alvenaria, será proposta uma solução com chapa de aço fixada na lateral da viga. A viga escolhida com maior necessidade de ser reforçada desse grupo é a viga 106 trecho B (V106-B).

Na tabela 11 abaixo, são apresentadas as informações do comportamento da viga com o aumento do giro da seção, sendo que, para o momento fletor de cálculo no instante do reforço (49kN.m), a deformação da fibra mais externa da seção é de 1,54‰. Outra informação importante apresentada é o momento fletor de cálculo último da seção de valor 82,87 kN.m, com o estado limite último caracterizado pela deformação excessiva do aço ( $\epsilon_s^+ > 10\text{‰}$ ). Como o momento fletor resistente de cálculo para o novo uso é de 106,4 kN.m, é comprovada a necessidade de reforço da seção.

Tabela 11 – Comportamento da viga 106 trecho B

VIGA 106 - B										
bw = 20 cm				fck = 30 MPa		Ms,inst =	49 kN.m*	*valor multiplicado por 1,4		
h = 40 cm		d = 35 cm		fyk = 500 MPa						
As = 6,03 cm <sup>2</sup>		As' = 4,02 cm <sup>2</sup>		Ey = 210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)				AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	Mrd	εs+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	9,12	0,23	4,90	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	27,11	0,69	14,59	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	44,71	1,15	24,14	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	49,04	1,26	26,50	0,66	1,54
70	12,20	0,35	46,08	2,83	12,96	61,87	1,60	33,52	0,85	1,95
90	12,40	0,35	58,18	3,86	16,49	78,54	2,03	42,70	1,12	2,48
110	11,43	0,33	61,81	3,56	15,23	80,59	2,59	43,48	1,26	3,14
130	10,60	0,30	63,96	3,20	13,95	81,12	3,17	43,48	1,38	3,82
150	9,97	0,28	65,63	2,90	12,97	81,51	3,76	43,48	1,49	4,51
170	9,46	0,27	66,97	2,65	12,20	81,81	4,34	43,48	1,61	5,19
365	7,25	0,21	72,75	1,45	8,66	82,87	10,13	43,48	2,65	11,95
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	>10‰	-	OK	-

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.2.4.1 Caso V4 com chapa de aço

O reforço da viga 106 trecho B com chapa de aço foi realizado com uma chapa de seção 16 centímetros por 0,25 centímetros colada na face inferior da viga, com o auxílio de chumbadores para garantir a eficiência da aderência entre chapa e a viga. Na tabela abaixo são apresentados os resultados para determinadas deformações do elemento. O valor de giro  $55 \times 10^{-6}$  é caracterizado pelo comportamento da estrutura no instante do reforço, sendo ela submetida apenas a carga permanente e de peso próprio. Já no ponto de giro  $98 \times 10^{-6}$  se observa que a estrutura reforçada atende aos novos esforços (106,4kN.m) devido ao novo uso, sendo que o momento fletor último da seção é de 124 kN.m, caracterizado pelo escoamento excessivo das armaduras existentes e da chapa de aço.

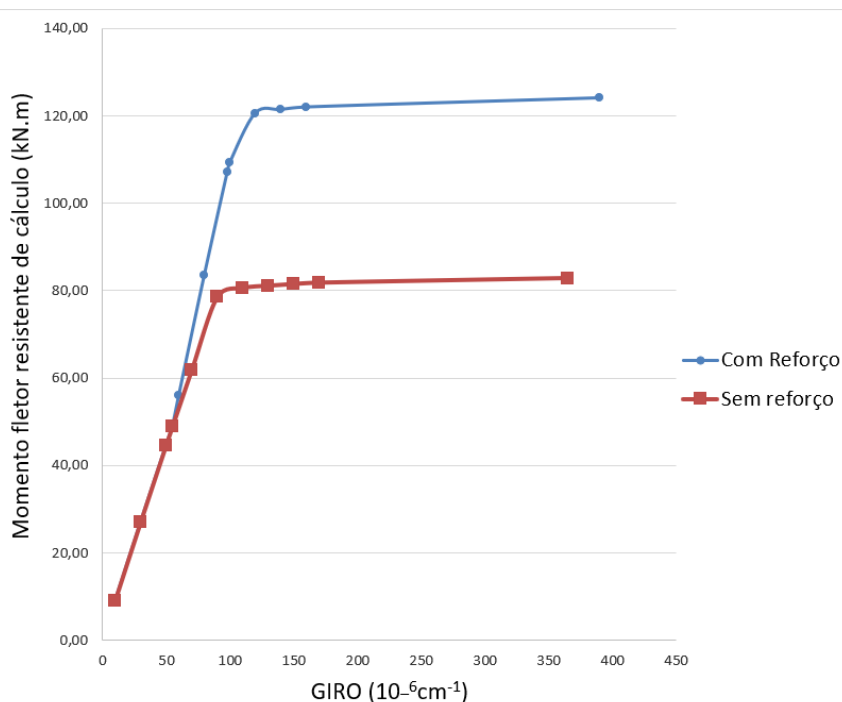
Tabela 12 – Comportamento da viga 106 trecho B com chapa de aço

VIGA 106 - B													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	16cm x 0,25 cm (4cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =	4,02 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,ch+	Mrd	es+ (%)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ch (%)	σs+ch (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,40	0,35	38,81	2,56	11,95	2,77	56,09	1,36	28,48	0,12	2,51	0,74	-
80	13,42	0,38	47,18	4,44	18,75	13,17	83,54	1,73	36,26	0,59	12,39	1,07	-
98	14,10	0,40	54,20	6,39	24,72	21,78	107,09	2,05	43,01	1,00	21,03	1,38	-
100	14,14	0,40	54,69	6,58	25,22	22,79	109,29	2,09	43,48	1,05	22,04	1,41	-
120	13,74	0,39	55,73	7,25	26,12	31,51	120,61	2,55	43,48	1,61	30,00	1,65	-
140	12,86	0,37	58,05	6,84	23,94	32,57	121,40	3,10	43,48	2,26	30,00	1,80	-
160	12,17	0,35	59,87	6,51	22,21	33,40	121,99	3,65	43,48	2,92	30,00	1,95	-
390	8,88	0,25	68,48	4,69	13,57	37,34	124,08	10,19	43,48	10,60	30,00	3,46	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10‰	-	>10‰	-	OK	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura abaixo se observa o aumento de capacidade resistente ao momento fletor da seção reforçada com chapa de aço, sendo mantido o comportamento dúctil da seção.

Figura 44 – Comportamento da seção da Viga 106-B com e sem reforço de chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2.4.2 Caso V4 com adição de armaduras

O reforço com adição de armaduras foi realizado com a adição de duas barras de aço CA-50 de 12,5 milímetros de diâmetro. A tabela abaixo mostra os resultados que comprovam a eficiência do reforço proposto ao suportar as solicitações devidas ao novo uso da estrutura (106,4 kN.m). Para essa solução o momento último da seção é de 114,85 kN.m, caracterizado pelo escoamento excessivo das armaduras de aço presentes na estrutura.

Tabela 13 – Comportamento da viga 106 trecho B com adição de armaduras

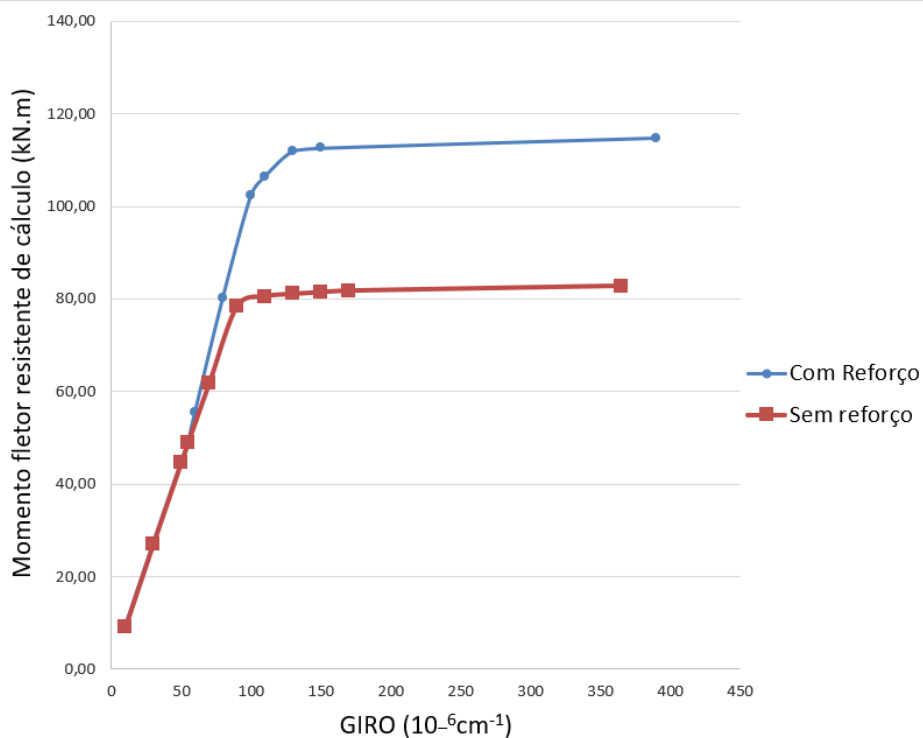
VIGA 106 - B														
bw =	20 cm		As,ad =	2,45 (2 $\phi$ 12.5)	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4			
h =	40 cm	d =			35 cm	fyk =						500 MPa		
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =			4,02 cm <sup>2</sup>	Ey =						210 GPa		
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO		
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,ad+	Mrd	es+ (%)	$\sigma$ + (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (%)	$\sigma$ +ad (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$ + (%)	
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28	
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84	
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40	
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54	
60	12,38	0,35	38,86	2,55	11,91	2,22	55,54	1,36	28,50	0,19	3,89	0,74	-	
80	13,32	0,38	47,63	4,33	18,36	10,03	80,35	1,73	36,43	0,87	18,35	1,07	-	
100	13,87	0,40	55,39	6,20	23,98	16,78	102,35	2,11	43,48	1,50	31,49	1,39	-	
110	13,59	0,39	56,13	6,40	24,12	19,86	106,51	2,36	43,48	1,75	36,78	1,49	-	
130	12,98	0,37	57,73	6,54	23,60	24,12	111,99	2,86	43,48	2,25	43,48	1,69	-	
150	12,21	0,35	59,74	6,17	21,79	24,94	112,64	3,42	43,48	2,73	43,48	1,83	-	
390	8,69	0,25	68,99	4,22	12,94	28,70	114,85	10,26	43,48	9,43	43,48	3,39	-	
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10%	-	OK	-	OK	-	

(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura abaixo se observa o mesmo comportamento encontrado na solução anterior com chapa de aço, sendo a capacidade resistente desse caso menor. O aumento de área de aço não acarretaria aumento significativo de capacidade resistente, pois conforme foi apresentado na tabela anterior, a seção está muito próxima dos limites de deformação de compressão no concreto.



Figura 45 – Comportamento da seção da Viga 106-B com e sem reforço de adição de armaduras



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.2.4.3 Caso V4 com chapa de aço nas laterais da viga

##### 6.2.4.3.1 Processo construtivo

Para os locais onde há parede de alvenaria logo abaixo da viga, uma das opções é quebrar a viga e realizar os reforços conforme foi apresentado na revisão bibliográfica no início do trabalho, ou manter a parede no local e adicionar chapas de aço nas laterais da viga, conforme é ilustrado na figura abaixo.



Figura 46 – Reforço com chapa de aço nas laterais da viga



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.2.4.3.2 Procedimentos de cálculo

O dimensionamento do reforço com chapa é realizado com a metodologia apresentada no subitem 5.6, com o cuidado para utilizar a correta altura de aplicação da força localizada na chapa de aço, sendo corretamente utilizada como referência ao centroide da seção da chapa.

### 6.3 Dimensionamento e Verificação dos Reforços à flexão das Lajes

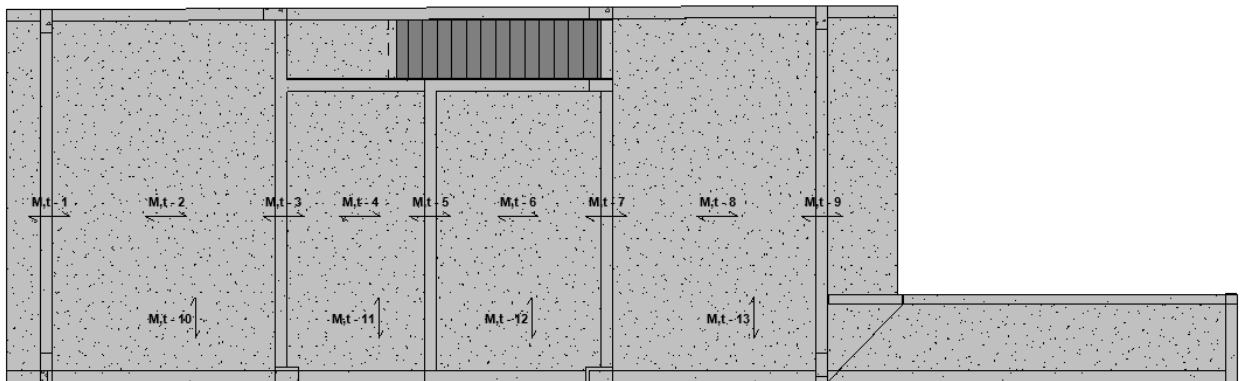
#### 6.3.1 Análise da necessidade dos reforços nas lajes

Primeiramente, foi feito um mapeamento das regiões que efetivamente necessitam do reforço. Para isso, com o auxílio do software de cálculo de estruturas TQS, foi possível determinar as solicitações de momento fletor nos pavimentos para a estrutura com as cargas alteradas para o novo uso, conforme é apresentado no Apêndice B junto com as solicitações para as cargas de projeto, e para as cargas presentes no instante do reforço. Com as solicitações determinadas, foi realizado o dimensionamento à flexão para ter conhecimento da área de aço necessária para

cada região do pavimento, e com isso, identificar quais regiões estão com deficiência de armadura e que necessitam de reforço. Foi adotado as mesmas condições para os coeficientes de ponderação das ações e das resistências apresentadas no item 6.2 da análise das vigas. O parâmetro adotado de aceitação foi em torno de 5%, o que corresponde em média a uma diferença de espaçamento em armaduras menor que 1 cm.

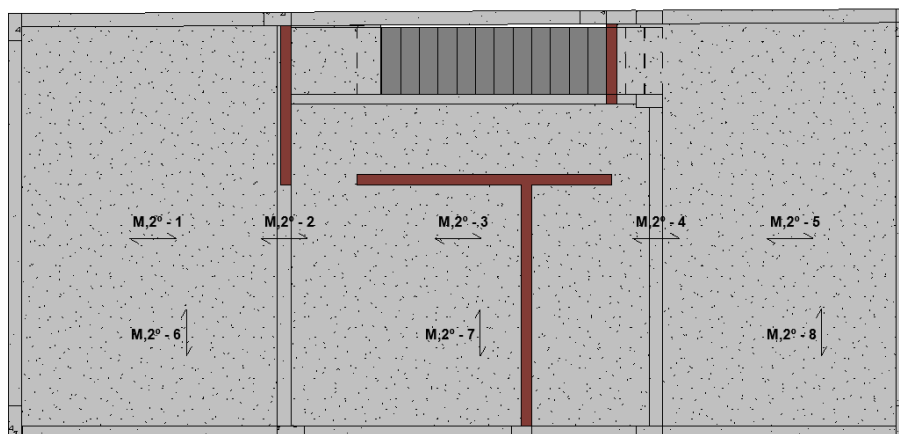
Nas figuras 47 e 48 encontram-se as identificações das regiões analisadas do térreo e segundo pavimento respectivamente.

Figura 47 – Regiões analisadas das lajes do térreo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 48 – Regiões analisadas das lajes do segundo pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

Um resumo da análise realizada é apresentado na tabela 14, onde encontram-se as regiões analisadas (TIPO), a área de aço presente nas regiões (As exist.), os momentos fletores das etapas de estudo, a área de aço necessária se o projeto fosse realizado com as novas cargas (As nec.), a relação em porcentagem entre “As necessário” e “As existente”, e por fim a indicação da necessidade ou não de reforçar a seção para suportar o novo carregamento.

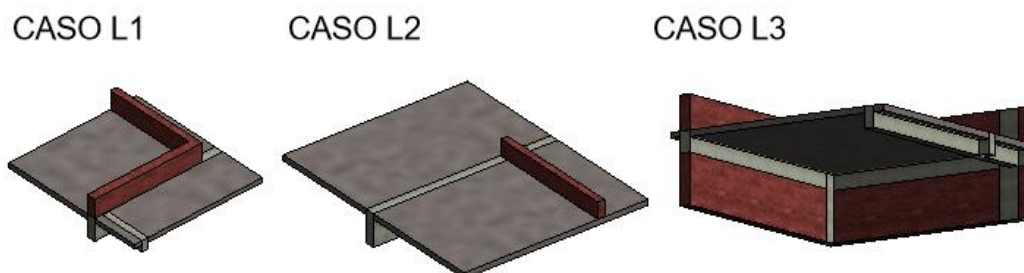
Tabela 14 – Análise da necessidade de reforço nas lajes

TIPO	h (cm)	As exist. (cm <sup>2</sup> /m)	Mom. Fletor Projeto (tf.m)	Mom. Fletor Inst. Reforço (tf.m)	Mom. Fletor Final (tf.m)	As,nec. (cm <sup>2</sup> /m)	Acrésc. de As	REFORÇO?
<b>TERREO</b>								
M,t - 1	12	2,51	-0,2	-0,15	-0,32	1,80	-28%	NÃO
M,t - 2	12	2,6	0,61	0,4	1,3	4,57	76%	SIM
M,t - 3	12	2,51	-0,33	-0,27	-0,65	2,22	-12%	NÃO
M,t - 4	12	2,08	0,26	0,2	0,44	1,49	-28%	NÃO
M,t - 5	12	2,51	-0,36	-0,23	-0,7	2,39	-5%	NÃO
M,t - 6	12	2,08	0,21	0,13	0,45	1,52	-27%	NÃO
M,t - 7	12	2,51	-0,48	-0,39	-0,9	3,11	24%	SIM
M,t - 8	12	3,12	0,66	0,53	1,08	3,76	21%	SIM
M,t - 9	12	2,51	-0,58	-0,4	-1,2	4,20	67%	SIM
M,t - 10	12	3,12	0,57	0,41	1,08	3,76	21%	SIM
M,t - 11	12	2,08	0,39	0,29	0,71	2,43	17%	SIM
M,t - 12	12	2,08	0,24	0,16	0,37	1,25	-40%	NÃO
M,t - 13	12	2,6	0,56	0,47	0,79	2,71	4%	NÃO
<b>2PAV</b>								
M,2º - 1	12	3,35	0,47	0,32	1,15	4,01	20%	SIM
M,2º - 2	12	4,19	-1,08	-0,64	-1,56	5,55	32%	SIM
M,2º - 3	12	6,54	1,6	0,99	1,97	7,16	9%	SIM
M,2º - 4	12	7,85	-1,85	-1,09	-2,38	8,85	13%	SIM
M,2º - 5	12	5,03	0,98	0,45	1,38	4,87	-3%	NÃO
M,2º - 6	12	3,35	0,79	0,54	1,2	4,20	25%	SIM
M,2º - 7	12	7,85	1,79	1,04	2,37	8,81	12%	SIM
M,2º - 8	12	3,35	0,61	0,34	0,82	2,82	-16%	NÃO

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como foi feito nas vigas, os reforços das lajes foram divididos em diferentes casos, sendo para cada caso adotadas as solicitações mais críticas. Os casos a serem dimensionados e detalhados são apresentados na figura 49 abaixo. O caso 1 (M,t-9) é caracterizado pelo reforço à flexão de momento fletor negativo, em região com obstrução de parede de alvenaria. O caso 2 agrupa os casos em que o reforço de momento fletor negativo está em região de circulação de pessoas. Já o caso 3 (M,t-2) é a configuração clássica encontrada na bibliografia, reforço de momento fletor positivo, no meio do vão.

Figura 49 – Casos dos reforços de lajes a serem detalhados



(fonte: elaborado pelo autor)

Será apresentada a solução indicada para o caso L1, já que o caso L3 é idêntico aos tipos de reforços adotados para o caso V4 das vigas e também aos apresentados na revisão bibliográfica inicial do trabalho, e o caso L2 poderia ser feito com as mesmas soluções do caso L3, somente com a diferença de que o reforço deverá ser recoberto por algum material para não atrapalhar a circulação do ambiente.

### 6.3.2 Detalhamento e dimensionamento do caso L1

O caso L1 é a situação de reforço de momento fletor negativo (região superior) de laje, sendo a região marcada pela presença de alvenaria de tijolos. Para este trabalho será descrito o processo de reforço com chapas de aço e fibra de carbono passando por pequenas janelas abertas na alvenaria. A região da laje a ser reforçada é a M,t-9.

Na tabela 15 abaixo, são apresentadas as informações do comportamento da laje com o aumento do giro da seção, sendo que, para o momento fletor de cálculo no instante do reforço (5,6 kN.m), a deformação da fibra mais externa da seção é de 1,84‰. Outra informação importante apresentada é o momento fletor de cálculo último da seção de valor 9,39 kN.m, com o estado limite último caracterizado pela deformação excessiva do aço ( $\epsilon_{s+} > 10\text{‰}$ ). Como o momento fletor resistente de cálculo para o novo uso é de 16,8 kN.m, é comprovada a necessidade de reforço da seção.

Tabela 15 – Comportamento da região da laje M,t-9 sem reforço

M,t - 9										
bw =	100 cm			fck =	30 MPa			Ms,inst =	5,6 kN.m*	*valor multiplicado por 1,4
h =	12 cm	d =	9 cm	fyk =	500 MPa					
As =	2,51 cm <sup>2</sup>	As' =	0,0 cm <sup>2</sup>	Ey =	210 GPa					
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)			AÇO		CONCRETO		
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Mc.rd	Mrd	$\epsilon_{s+}$ (‰)	$\sigma_{s+}$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (‰)	$\epsilon_{+}$ (‰)	
10	2,01	0,22	0,26	0,05	0,31	0,07	1,47	0,02	0,10	
30	2,02	0,22	0,77	0,15	0,92	0,21	4,40	0,06	0,30	
50	2,03	0,22	1,28	0,25	1,53	0,35	7,32	0,10	0,50	
70	2,03	0,22	1,79	0,35	2,14	0,49	10,24	0,14	0,70	
90	2,04	0,22	2,30	0,45	2,75	0,63	13,16	0,18	0,90	
110	2,05	0,22	2,80	0,55	3,35	0,77	16,07	0,22	1,10	
130	2,05	0,22	3,31	0,65	3,96	0,90	18,97	0,27	1,29	
132	2,05	0,22	3,36	0,66	4,02	0,92	19,26	0,27	1,31	
150	2,06	0,22	3,81	0,75	4,56	1,04	21,87	0,31	1,49	
170	2,06	0,22	4,31	0,85	5,16	1,18	24,76	0,35	1,69	
185	2,07	0,22	4,68	0,92	5,61	1,28	26,92	0,38	1,84	
190	2,07	0,23	4,81	0,95	5,76	1,32	27,64	0,39	1,89	
240	2,09	0,23	6,04	1,20	7,25	1,66	34,83	0,50	2,38	
280	2,10	0,23	7,02	1,41	8,43	1,93	40,55	0,59	2,77	
320	2,05	0,23	7,58	1,47	9,05	2,22	43,48	0,66	3,18	
350	1,97	0,22	7,68	1,41	9,08	2,46	43,48	0,69	3,51	
1300	1,10	0,12	8,62	0,77	9,39	10,27	43,48	1,43	14,17	
VERIFIC	-	OK	-	-	-	>10‰	-	OK	-	

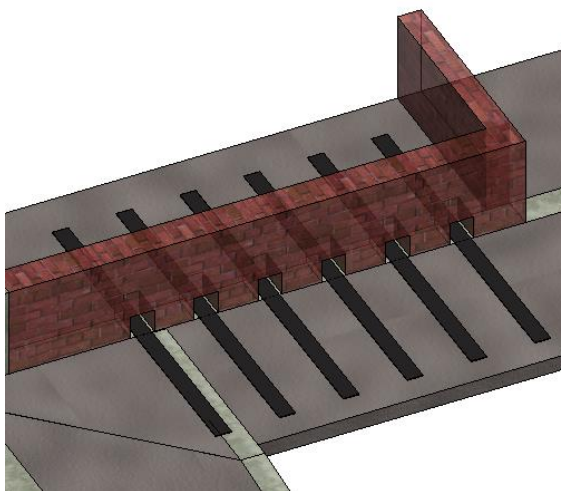
(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3.2.1 Caso L1 com chapa de aço ou fibra de carbono

#### 6.3.2.1.1 Processo construtivo

O reforço de momento fletor negativo, região superior das lajes, é realizado primeiramente retirando a camada de contrapiso presente. O caso L1 é caracterizado pela presença de alvenaria em cima da viga que divide a região a ser reforçada, sendo adotado como solução para esse caso a abertura de janelas na alvenaria, onde serão passadas as faixas do material a ser utilizado como reforço, podendo ser fibra de carbono ou chapa de aço colada.

Figura 50 – Casos dos reforços de lajes a serem detalhados



(fonte: elaborado pelo autor)

Após a execução das faixas de reforço, é realizado o fechamento da alvenaria e a execução do novo contrapiso, para que se esconda e proteja o reforço realizado.

#### 6.3.2.1.2 Procedimentos de cálculo

A rotina de cálculo para esse caso é a mesma apresentada no subitem 5.6. O dimensionamento do reforço é realizado com esforços por metro de laje, sendo então necessário avaliar o trecho realmente necessário para executar o reforço. Para o trecho com necessidade de reforço será fornecida a área do material de reforço para cada metro de laje, e por escolha do projetista irá ser adotada a largura e espaçamento das faixas para atender essa área, com o cuidado para não adotar grande número de faixas, pois assim será necessário abrir muitas janelas na alvenaria.

#### 6.3.2.1.3 Aplicação do caso

O dimensionamento como exemplo para o caso foi realizado com chapas de aço de 10 centímetros de largura por 0,25 cm de espessura, foram adotadas 4 chapas de aço por metro, ou seja, uma chapa a cada 25 centímetros.

Na tabela abaixo é possível verificar que o reforço foi suficiente para suportar as novas solicitações (16,8 kN.m), sendo que o momento último da seção reforçada é de 41,11 kN.m, caracterizado pela deformação excessiva do aço e também o esmagamento do concreto na região comprimida.

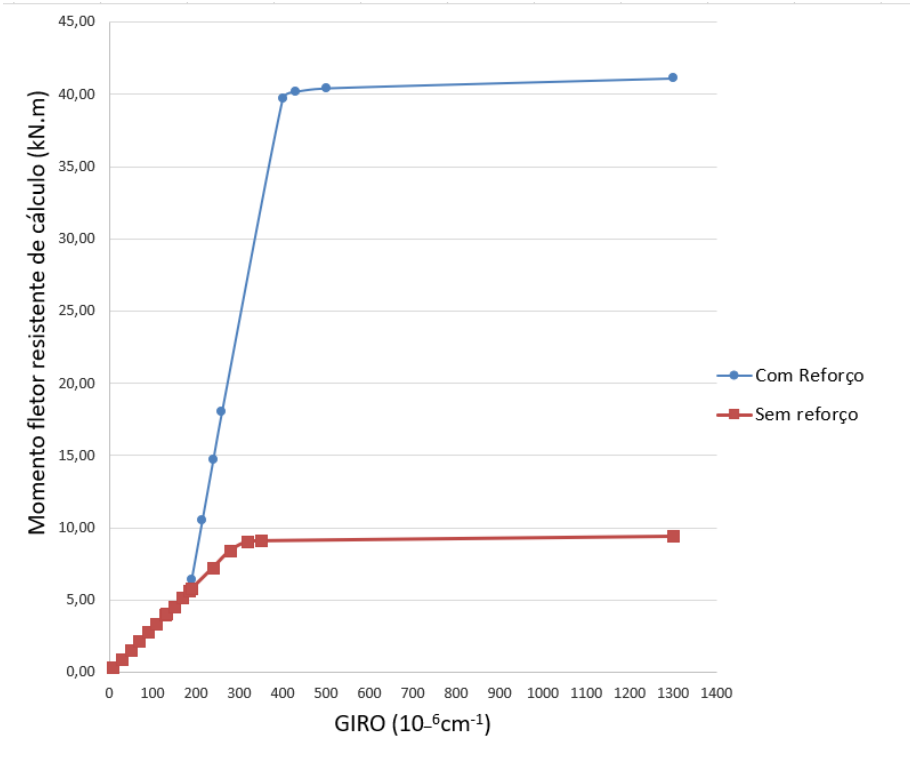
Tabela 16 – Comportamento da laje M,t-9 com reforço de chapa de aço colada

M,t - 9												
bw = 100 cm			As, ch. = (4x) 10cm x 0,25 cm (10cm <sup>2</sup> )	fck = 30 MPa		Msd, inst do reforço = 5,6 kN.m*	Msd, final = 16,8 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4				
h = 12 cm		d = 9 cm		fyk = 500 MPa								
As = 2,51 cm <sup>2</sup> /m		As = -		Ey = 210 GPa								
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)				AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Mc.rd	M,ch+	Mrd	es+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+fc (‰)	σs+fc (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	2,01	0,23	0,26	0,05	0,00	0,31	0,07	1,47	0,00	0,00	0,02	0,10
30	2,02	0,23	0,77	0,15	0,00	0,92	0,21	4,40	0,00	0,00	0,06	0,30
50	2,03	0,23	1,28	0,25	0,00	1,53	0,35	7,32	0,00	0,00	0,10	0,50
70	2,03	0,23	1,79	0,35	0,00	2,14	0,49	10,24	0,00	0,00	0,14	0,70
90	2,04	0,23	2,30	0,45	0,00	2,75	0,63	13,16	0,00	0,00	0,18	0,90
110	2,05	0,23	2,80	0,55	0,00	3,35	0,77	16,07	0,00	0,00	0,22	1,10
130	2,05	0,23	3,31	0,65	0,00	3,96	0,90	18,97	0,00	0,00	0,27	1,29
132	2,05	0,23	3,36	0,66	0,00	4,02	0,92	19,26	0,00	0,00	0,27	1,31
150	2,06	0,23	3,81	0,75	0,00	4,56	1,04	21,87	0,00	0,00	0,31	1,49
170	2,06	0,23	4,31	0,85	0,00	5,16	1,18	24,76	0,00	0,00	0,35	1,69
185	2,07	0,23	4,68	0,92	0,00	5,61	1,28	26,92	0,00	0,00	0,38	1,84
190	2,16	0,24	4,68	1,07	0,67	6,43	1,30	27,29	0,03	0,68	0,41	-
215	2,54	0,28	4,73	1,92	3,92	10,57	1,39	29,18	0,20	4,14	0,55	-
240	2,83	0,31	4,82	2,87	7,03	14,72	1,48	31,12	0,36	7,66	0,68	-
260	3,01	0,33	4,91	3,68	9,43	18,02	1,56	32,69	0,50	10,49	0,78	-
400	3,87	0,43	5,54	10,00	24,14	39,69	2,05	43,08	1,41	29,70	1,55	-
430	3,79	0,42	5,69	9,85	24,64	40,18	2,24	43,48	1,69	30,00	1,63	-
500	3,58	0,40	5,92	9,24	25,27	40,42	2,71	43,48	2,37	30,00	1,79	-
1300	2,76	0,31	6,81	6,57	27,72	41,11	8,11	43,48	10,18	30,00	3,59	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	OK	-	>10‰	-	>3,5‰	-

(fonte: elaborado pelo autor)

E na figura abaixo se observa o grande aumento de resistência ao momento fletor com a adição das chapas na laje. Esse é um comportamento característico de lajes, onde é possível obter um aumento de capacidade portante em até 5 vezes da resistência inicial.

Figura 51 – Comportamento da seção da Laje M,t-9 com e sem reforço chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)



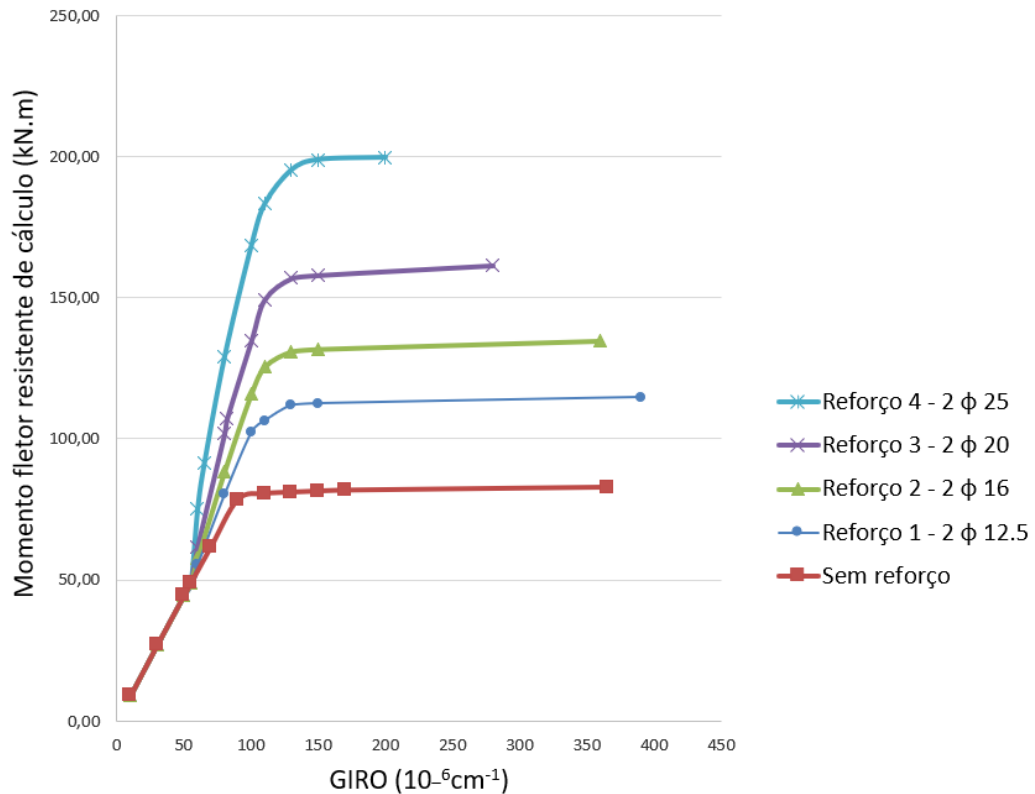
## 7 ANÁLISE COMPARTIVA DO AUMENTO DA ÁREA DE REFORÇO

Neste capítulo serão analisados os comportamentos dos reforços em uma seção de viga para diferentes áreas de reforço para adição de armadura e adição de chapa de aço. A viga utilizada como base é a viga 106-B, já analisada como exemplo no caso V4 de reforço das vigas. O comportamento inicial da viga é o já apresentado na tabela 11, com deformação da fibra mais externa da seção de 1,54‰ com as cargas atuantes no instante do reforço e com momento fletor último da seção de 82,87 kNm, caracterizado pela deformação excessiva do aço ( $\epsilon_s^+ > 10\text{‰}$ ), sendo menor que o momento fletor necessário para o novo uso de 106,4 kNm.

### 7.1 Variação da resistência com o aumento de área de armadura adicionada

Assim como foi realizado na aplicação de caso no reforço do grupo V4 no capítulo anterior, foi analisado esse reforço com a adição de diferentes áreas de aço, conforme é demonstrado na figura abaixo, sendo os resultados demonstrados em tabelas no apêndice C

Figura 52 – Comportamento da viga V106-B para diferentes áreas de armadura adicionadas



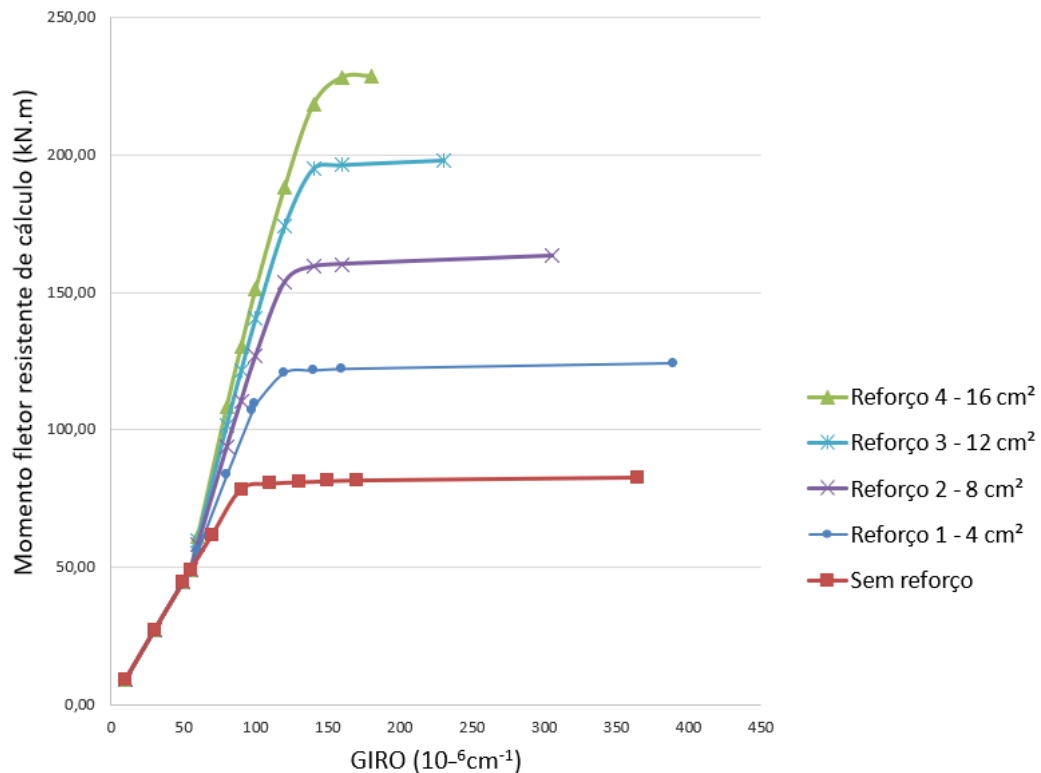
(fonte: elaborado pelo autor)

Nos casos analisados, os reforços 1, 2 e 3 atenderam a todas verificações de segurança, sendo o reforço 3 caracterizado por estar no limite de verificação de ductilidade imposta pela NBR-6118/2014. O reforço 4 não atende os limites de dimensionamento de norma, pois antes de atingir a resistência desejada a seção ultrapassa os limites de ductilidade citado anteriormente, sendo esse comportamento iniciado no giro da seção de  $65 \cdot 10^{-6} \text{cm}^{-1}$ . Esse é um caso de grande importância, pois a tendência no dimensionamento é querer adotar armaduras além do encontrado com o pensamento de estar a favor da segurança, o que pode causar alguns problemas por tornar a estrutura frágil na ruptura.

## 7.2 Variação da resistência com o aumento de área de chapa de aço

Seguindo a mesma metodologia para o subitem anterior, a análise com chapa foi realizada para 4 diferentes áreas de chapas. Os resultados são resumidos no gráfico abaixo, sendo os resultados detalhados apresentados em formato de tabela no apêndice C

Figura 53 – Comportamento da viga V106-B para diferentes áreas chapas de aço adicionadas



(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados apresentados nas tabelas do apêndice C, demonstrados na figura 53, deixam claro a eficiência dos reforços 1 e 2, pois conseguiram atender às novas solicitações do projeto com o comportamento dúctil recomendado para as estruturas. O que não foi possível obter nos reforços 3 e 4, que logo após atingir a resistência desejada, os elementos não atenderam a verificação de ductilidade imposta pela NBR-6118/2014, sendo então caracterizados por apresentar comportamento frágil na ruptura da seção.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no estudo do projeto realizado, foi observado a falta de material na bibliografia que aborde soluções de casos práticos encontrados ao elaborar um projeto de reforço, sendo que na maioria dos livros somente é abordado o caso simples de reforço estrutural como reforço de momento fletor na face inferior dos elementos, no meio do vão, sem nenhum limitante de altura, ou até mesmo presença de obstáculos como uma parede na região. Com o presente trabalho foi possível elaborar algumas soluções que estariam presentes na maioria dos projetos de reforço, sendo elas soluções com bom desempenho ao que se propõe. Além disso, com a análise do comportamento da estrutura com diferentes áreas de reforço utilizadas foi possível observar que a adoção de áreas de reforço maiores não necessariamente é uma prática a favor de segurança, pois a estrutura poderá se comportar como uma estrutura com ruptura frágil quando atingido o seu estado limite último. Sendo que nestes casos a estrutura não emite sinais visíveis que sua estrutura está no ponto de ruptura e desaba repentinamente.

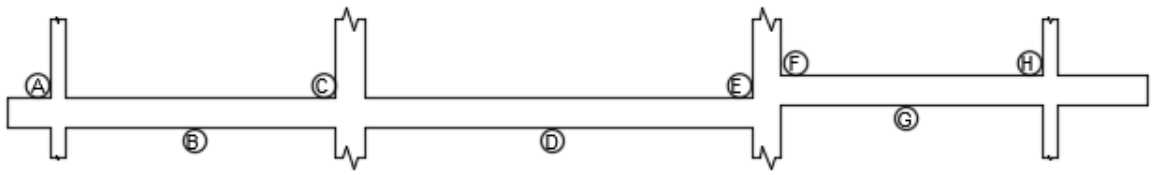
O trabalho foi limitado aos casos encontrados para reforço à flexão de vigas e lajes para um projeto de readequação do uso de uma estrutura. Neste sentido, o trabalho poderia ser complementado com a ampliação da análise para verificação de necessidade de reforço ao cisalhamento dessas peças, e também a verificação dos pilares. E, se caso for necessário, analisar os problemas enfrentados em um caso real de projeto, e propor soluções alternativas para tornar viável a execução dos reforços.

## REFERÊNCIAS

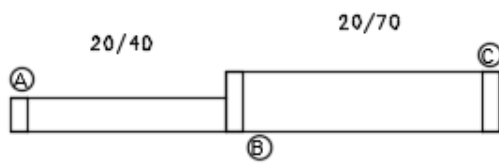
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- BIEHL, A. K. D. **Principais técnicas de execução e dimensionamento de reforço à flexão simples normal em lajes e vigas de concreto armado**. 2015. 111f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- CARVALHO, Roberto Chust. FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, v. 4, 2014.
- CHASTRE, C. **Materiais e Tecnologias de Reforço de Estruturas de Betão – Potencialidade e Limitações**. REHABEND, Lisboa, 2014.
- MACGREGOR, J. G.. **Reinforced concrete: mechanics and design**. Prentice-hall, New jersey, p.111-222, 1992.
- MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono. Características, dimensionamento e aplicação**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2002.
- PIZZI, C. O.; GUEVARA, M. B.. **Proyecto de recuperación estructural de lãs torres – Tanques Del Edificio Central de la administración nacional de Aduana**. IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGÍA DAS CONSTRUÇÕES, Porto Alegre, v. 2, p. 717-718, 1997.
- SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

## **APÊNDICE A – Identificação e Momentos Fletores das Vigas**

V101  
20/40

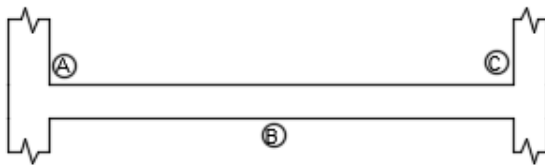


V102



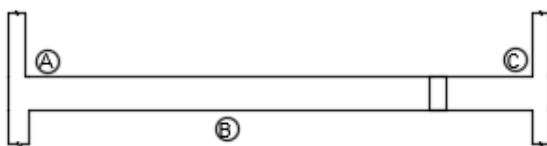
V105

20/40



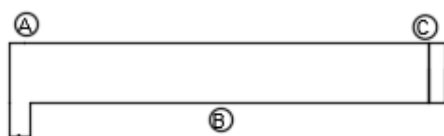
V106

20/40



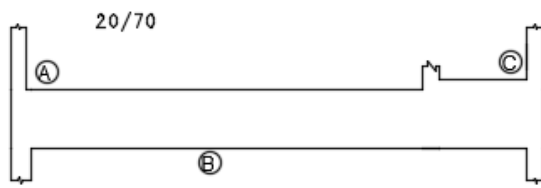
V107

20/70



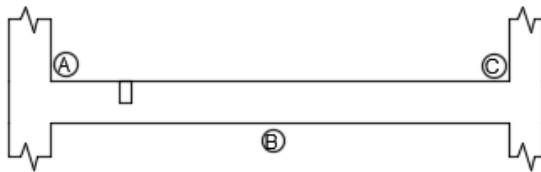
V108

20/88



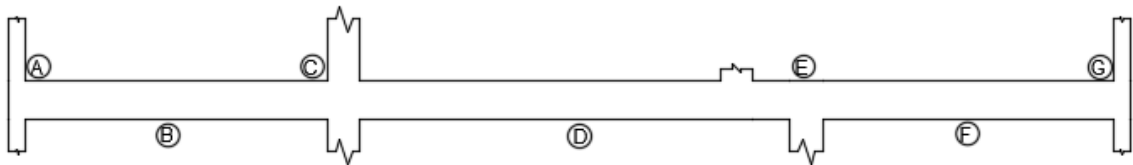
V109

20/50



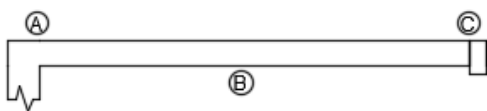
V201

20/45



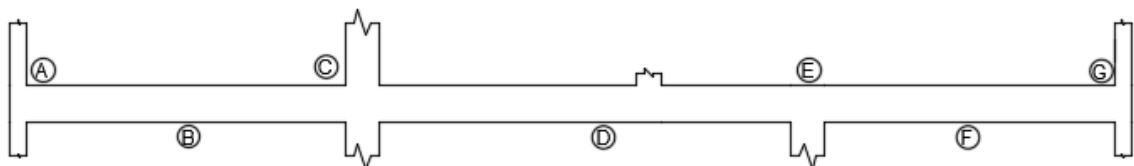
V202

15/30



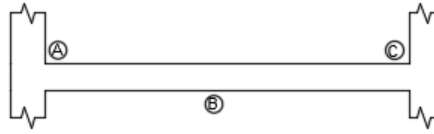
V203

20/45

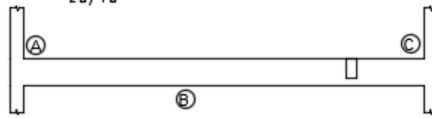




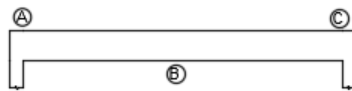
V204  
20/40



V205  
20/40



V206  
20/45



V207  
20/40

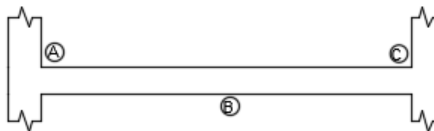


TABELA DE MOMENTOS DAS VIGAS																																				
VIGA	Mk,inicial [tf.m]												Mk,atuaante [tf.m]												Mk,final [tf.m]											
	A	B	C	D	E	F	G	H	A	B	C	D	E	F	G	H	A	B	C	D	E	F	G	H	A	B	C	D	E	F	G	H				
V101	1,03	0,95	3,65	1,85	2,82	2,82	0,92	0,89	0,8	0,8	3	1,4	2,1	2,1	0,7	0,6	1,27	1,44	4,72	2,46	3,28	3,28	1,23	1,04	1,27	1,44	4,72	2,46	3,28	3,28	1,23	1,04				
V102	0	4,7	2,39	-	-	-	-	-	0	3,7	1,5	-	-	-	-	-	0	7,03	3,7	-	-	-	-	-	0	7,03	3,7	-	-	-	-	-				
V105	6,68	3,66	7,32	-	-	-	-	-	4,4	2,6	2,3	-	-	-	-	-	9,09	5,43	8,96	-	-	-	-	-	9,09	5,43	8,96	-	-	-	-	-				
V106	4,3	4,9	3,9	-	-	-	-	-	3,1	3,5	1,8	-	-	-	-	-	7,13	9,07	5,66	-	-	-	-	-	7,13	9,07	5,66	-	-	-	-	-				
V107	0	5,14	0	-	-	-	-	-	0	3,7	0	-	-	-	-	-	0	9,27	0	-	-	-	-	-	0	9,27	0	-	-	-	-	-				
V108	7,27	26,09	3,45	-	-	-	-	-	3,2	18,2	1,7	-	-	-	-	-	8,74	36,41	4,34	-	-	-	-	-	8,74	36,41	4,34	-	-	-	-	-				
V109	8,06	5,44	7,17	-	-	-	-	-	5,4	4,3	3,5	-	-	-	-	-	11,18	8,82	9,31	-	-	-	-	-	11,18	8,82	9,31	-	-	-	-	-				
V201	1,1	1,02	5,52	2,98	7,26	0,98	0	-	0,7	0,8	4,3	2,6	5,9	0,6	0	-	1,31	1,64	6,29	3,03	7,75	1,24	0	-	1,31	1,64	6,29	3,03	7,75	1,24	0	-				
V202	3,81	2,48	0	-	-	-	-	-	2,3	1,6	0	-	-	-	-	-	4,65	2,87	0	-	-	-	-	-	4,65	2,87	0	-	-	-	-	-				
V203	1	1,43	12,35	11,66	12,26	1,13	0,1	-	0,6	1,2	9,9	10,6	10	0,8	0	-	1,24	1,99	13,88	12,38	13,13	1,32	0,1	-	1,24	1,99	13,88	12,38	13,13	1,32	0,1	-				
V204	5,98	2,39	4,8	-	-	-	-	-	3,3	1,8	1,9	-	-	-	-	-	7,69	3,64	5,95	-	-	-	-	-	7,69	3,64	5,95	-	-	-	-	-				
V205	5,41	10,2	5,53	-	-	-	-	-	3,2	6,2	3,2	-	-	-	-	-	7,37	15	7,34	-	-	-	-	-	7,37	15	7,34	-	-	-	-	-				
V206	2,42	12,16	2,58	-	-	-	-	-	1,1	7	1,3	-	-	-	-	-	3,04	15,82	3,06	-	-	-	-	-	3,04	15,82	3,06	-	-	-	-	-				
V207	6,65	3,55	6,37	-	-	-	-	-	3,1	2,2	3,1	-	-	-	-	-	7,67	4,44	7,29	-	-	-	-	-	7,67	4,44	7,29	-	-	-	-	-				

LEGENDA	
Mk,in =	Momento característico com as cargas do projeto inicial
Mk,at =	Momento atuante no instante do reforço
Mk,fin =	Momento característico com as cargas alteradas

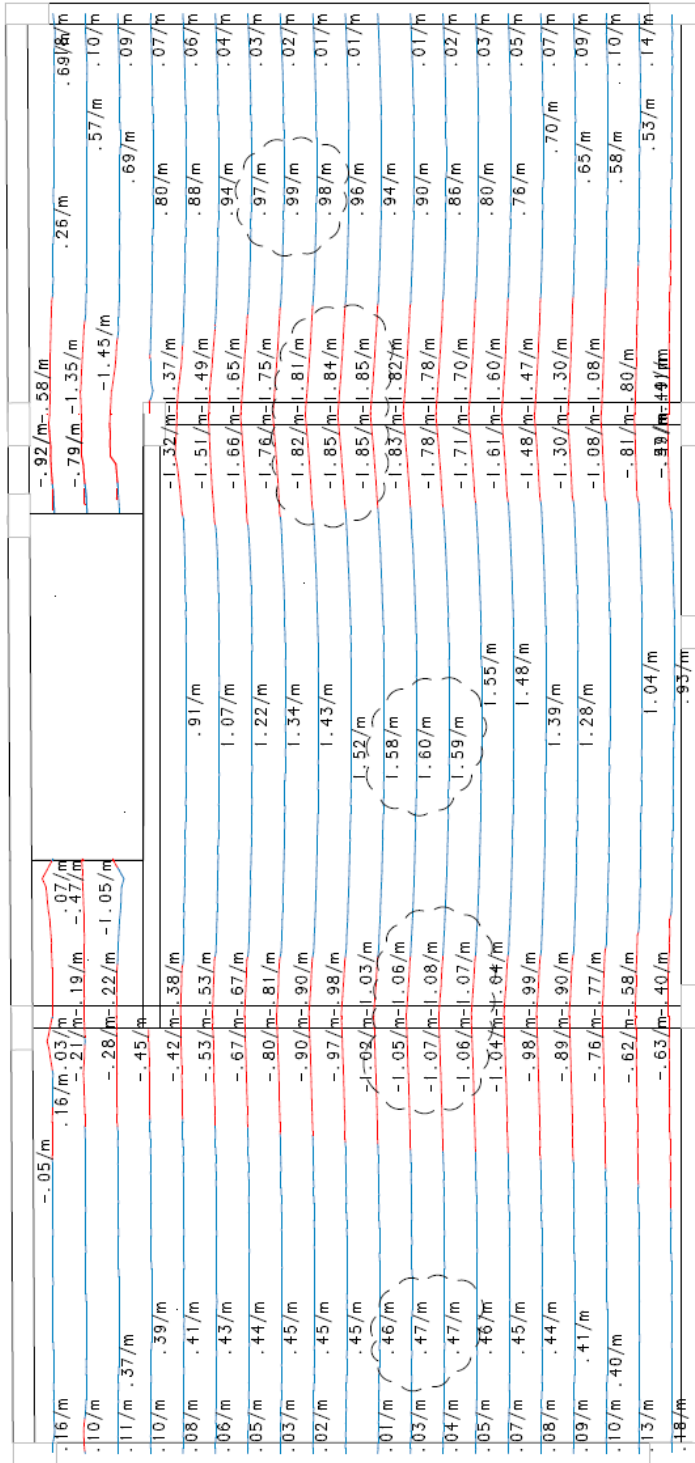
VIGA	Área de aço existente e necessária / Verificação da necessidade de reforço																								
	Área de aço existente [cm <sup>2</sup> ]								Área de aço necessária, com coef. alterados [cm <sup>2</sup> ]								REFORÇO?								
	A	B	C	D	E	F	G	H	A	B	C	D	E	F	G	H	A	B	C	D	E	F	G	H	
V101	2,45	1,57	3,68	2,36	2,45	3,14	1,57	2,36	1,1	1,25	4,32	2,17	2,94	2,94	1,07	0,9	NÃO	NÃO	SIM	NÃO	SIM	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
V102	0	6,03	2,45	-	-	-	-	-	0	6,7	1,73	-	-	-	-	-	NÃO	SIM	NÃO	-	-	-	-	-	-
V105	8,04	3,68	8,04	-	-	-	-	-	9,03	5,03	8,87	-	-	-	-	-	SIM	SIM	SIM	-	-	-	-	-	-
V106	4,91	4,91	4,91	-	-	-	-	-	6,81	9	5,26	-	-	-	-	-	SIM	SIM	NÃO	-	-	-	-	-	-
V107	0	3,14	0	-	-	-	-	-	0	4,43	0	-	-	-	-	-	NÃO	SIM	NÃO	-	-	-	-	-	-
V108	3,68	15,71	3,68	-	-	-	-	-	4,16	20,12	2,03	-	-	-	-	-	SIM	SIM	NÃO	-	-	-	-	-	-
V109	8,04	4,02	6,28	-	-	-	-	-	8,25	6,34	6,73	-	-	-	-	-	NÃO	SIM	SIM	-	-	-	-	-	-
V201	2,45	2,45	6,03	3,24	8,04	2,45	0	-	0,99	1,25	5,05	2,34	6,34	0,94	0	-	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
V202	6,03	3,68	0	-	-	-	-	-	6,96	3,86	0	-	-	-	-	-	SIM	NÃO	NÃO	-	-	-	-	-	-
V203	1,57	2,45	12,57	12,57	12,57	2,45	0	-	0,94	1,52	12,48	10,85	11,65	0,93	0	-	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
V204	6,28	4,02	6,28	-	-	-	-	-	7,42	3,28	5,56	-	-	-	-	-	SIM	NÃO	NÃO	-	-	-	-	-	-
V205	6,03	9,42	6,03	-	-	-	-	-	7,07	17,61	7,04	-	-	-	-	-	SIM	SIM	SIM	-	-	-	-	-	-
V206	2,36	11,42	2,36	-	-	-	-	-	2,35	14,78	2,36	-	-	-	-	-	NÃO	SIM	NÃO	-	-	-	-	-	-
V207	8,04	6,03	8,04	-	-	-	-	-	7,4	4,05	6,98	-	-	-	-	-	NÃO	NÃO	NÃO	-	-	-	-	-	-

## **APÊNDICE B – Momentos Fletores das Lajes**





2º PAVIMENTO - MOMENTO FLETOR HORIZONTAL (PROJETO ORIGINAL)



Diagramas de momento fletor horizontal  
 Valores por metro de laje (/m)  
 Unidades: tfm/m  
 2PAV

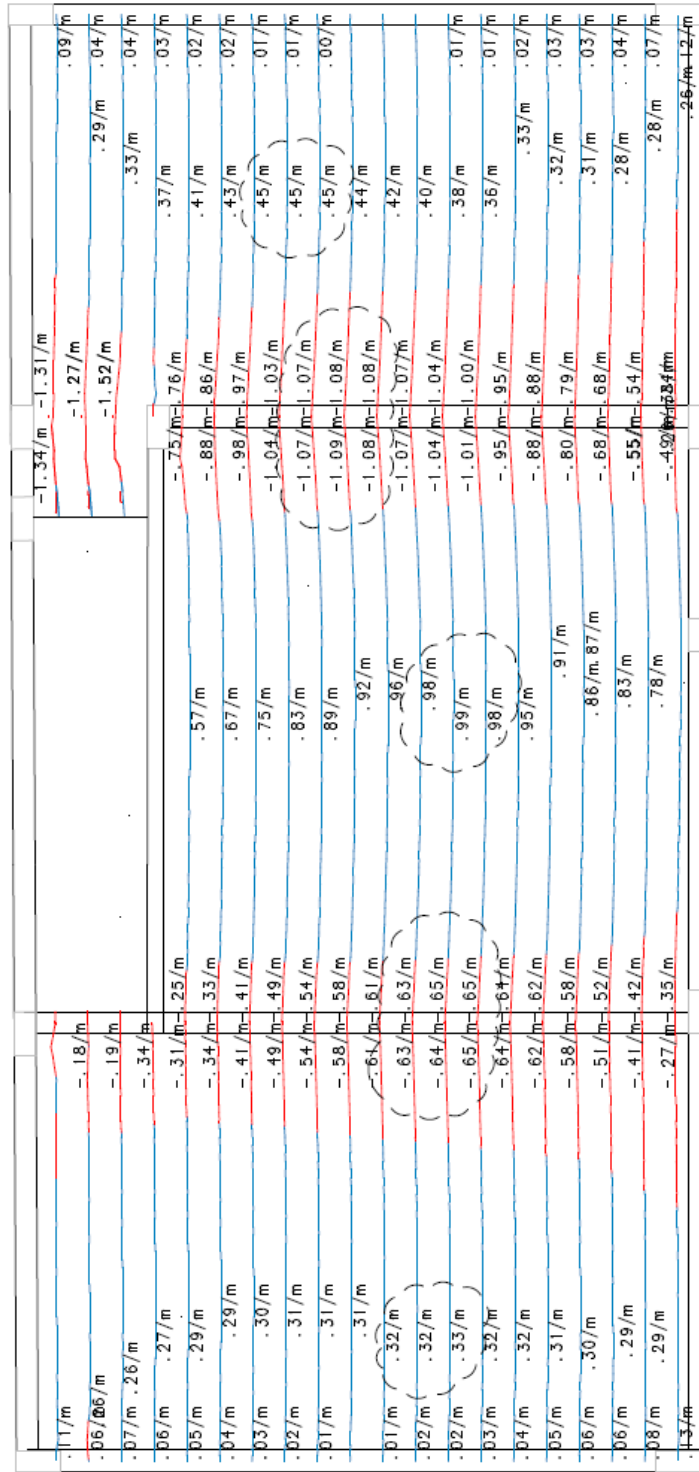






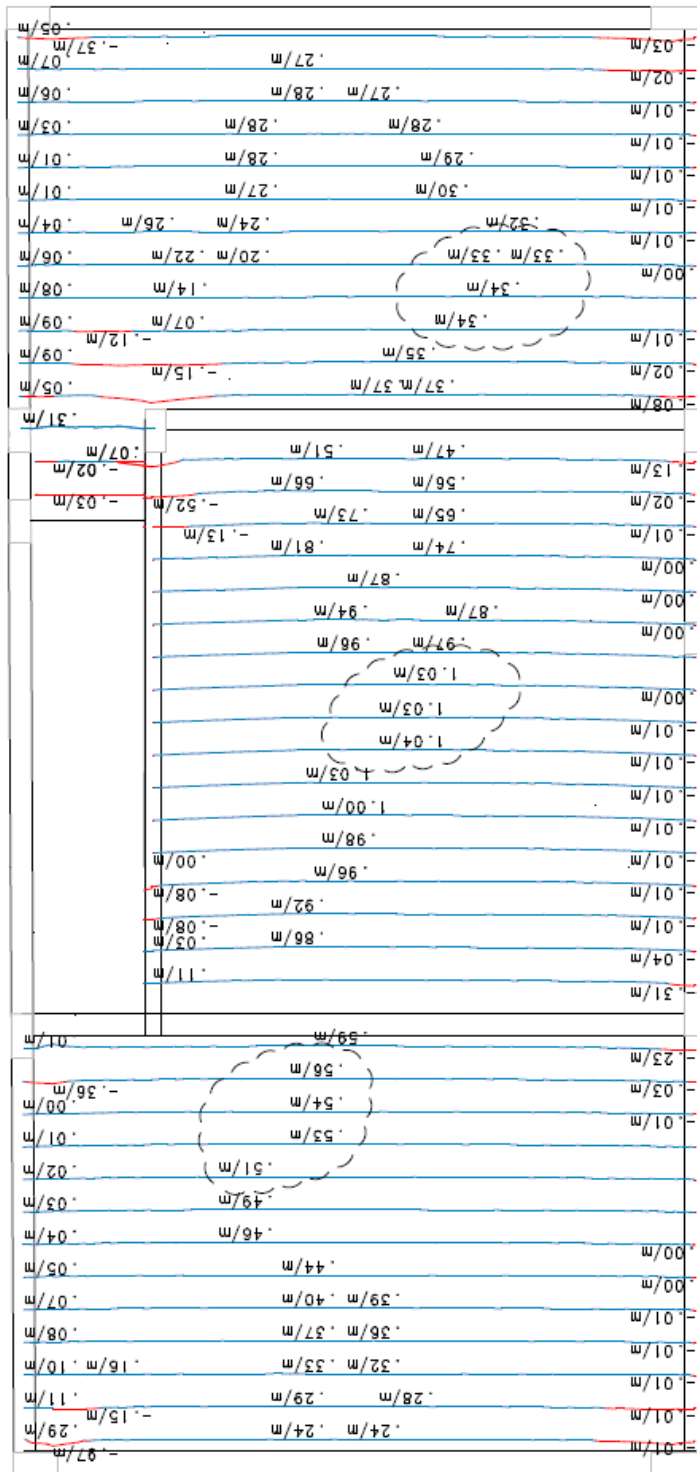


2º PAVIMENTO - MOMENTO FLETOR HORIZONTAL (INSTANTE DO REFORÇO)



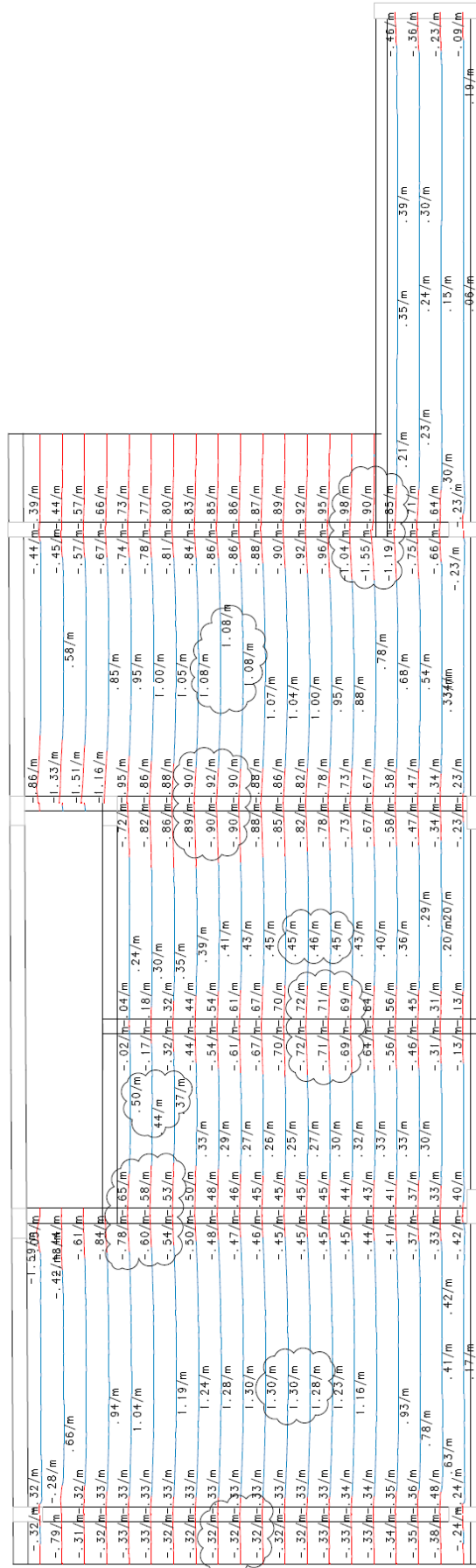
Diagramas de momento fletor horizontal  
 Valores por metro de laje (/m)  
 Unidades: tfm/m  
 2PAV

2º PAVIMENTO - MOMENTO FLETOR VERTICAL (INSTANTE DO REFORÇO)



Diagramas de momento fletor vertical  
 Valores por metro de laje (/m)  
 Unidades: tfm/m  
 2PAV

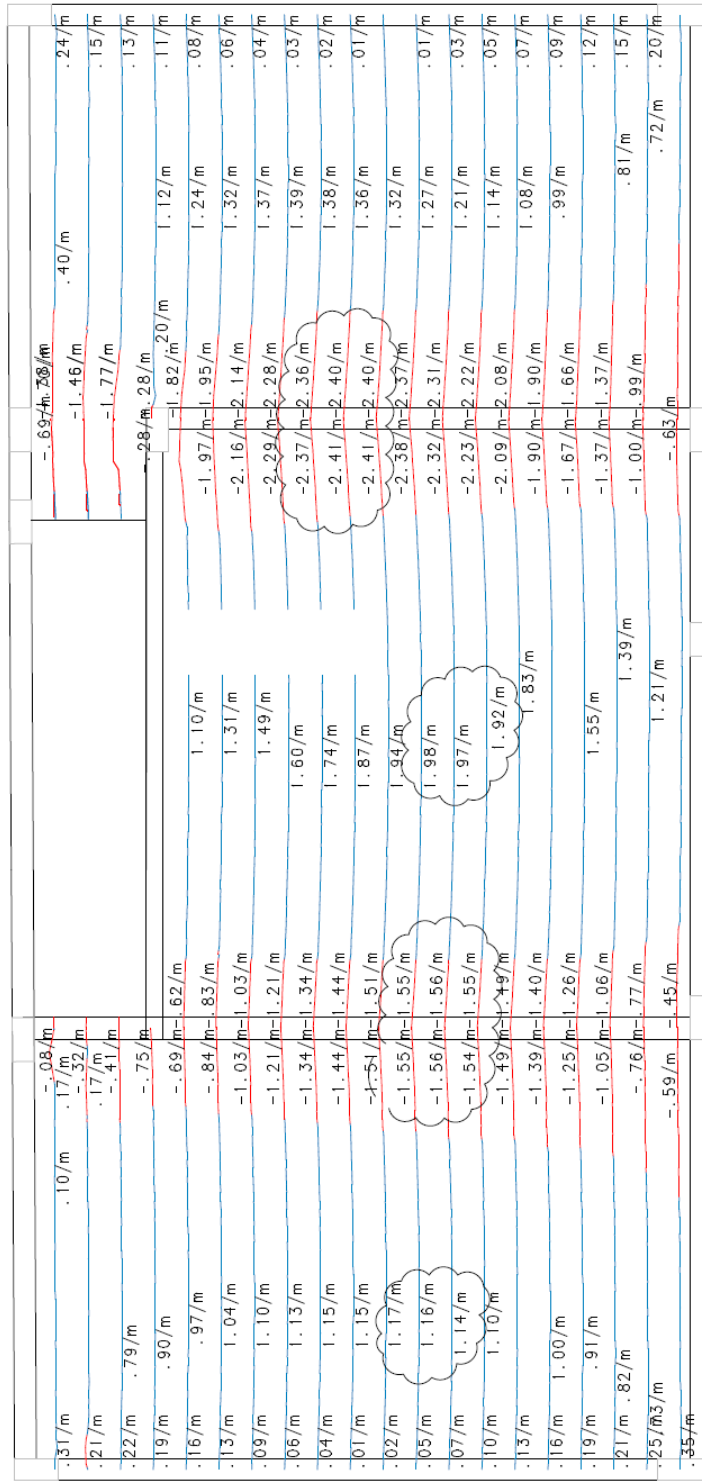
TÉRREO- MOMENTO FLETOR HORIZONTAL (ACRÉSCIMO DE CARGA)



Diagramas de momento fletor horizontal  
 Valores por metro de laje (/m)  
 Unidades: t/m/m  
 Térreo



2º PAVIMENTO- MOMENTO FLETOR HORIZONTAL (ACRÉSCIMO DE CARGA)



Diagramas de momento fletor horizontal  
 Valores por metro de laje (/m)  
 Unidades: tfm/m  
 2PAV





**APÊNDICE C – Resultados dos Tipos de Reforços Adotados no  
Comparativo do Capítulo 7**

## COMPARATIVO COM ADIÇÃO DE ARMADURA

VIGA 106 - B - Com adição de 2 $\phi$ 12,5 (Reforço 1)													
bw = 20 cm				As,ad = 2,45 (2 $\phi$ 12,5)			fck = 30 MPa	Msd,inst do reforço = 49 kN.m*	Msd,final = 106,4 kN.m*			* valor multiplicado por 1,4	
h = 40 cm	d = 35 cm				fyk = 500 MPa								
As = 6,03 cm <sup>2</sup>	As = 4,02 cm <sup>2</sup>				Ey = 210 GPa								
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO	
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ad+	Mrd	es+ (%)	$\sigma$ + (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (%)	$\sigma$ +ad (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$ + (%)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,38	0,35	38,86	2,55	11,91	2,22	55,54	1,36	28,50	0,19	3,89	0,74	-
80	13,32	0,38	47,63	4,33	18,36	10,03	80,35	1,73	36,43	0,87	18,35	1,07	-
100	13,87	0,40	55,39	6,20	23,98	16,78	102,35	2,11	43,48	1,50	31,49	1,39	-
110	13,59	0,39	56,13	6,40	24,12	19,86	106,51	2,36	43,48	1,75	36,78	1,49	-
130	12,98	0,37	57,73	6,54	23,60	24,12	111,99	2,86	43,48	2,25	43,48	1,69	-
150	12,21	0,35	59,74	6,17	21,79	24,94	112,64	3,42	43,48	2,73	43,48	1,83	-
390	8,69	0,25	68,99	4,22	12,94	28,70	114,85	10,26	43,48	9,43	43,48	3,39	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10%	-	OK	-	OK	-

VIGA 106 - B - Com adição de 2 $\phi$ 16 (Reforço 2)													
bw = 20 cm				As,ad = 4,02 (2 $\phi$ 16)			fck = 30 MPa	Msd,inst do reforço = 49 kN.m*	Msd,final = 106,4 kN.m*			* valor multiplicado por 1,4	
h = 40 cm	d = 35 cm				fyk = 500 MPa								
As = 6,04 cm <sup>2</sup>	As = 4,02 cm <sup>2</sup>				Ey = 210 GPa								
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO	
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ad+	Mrd	es+ (%)	$\sigma$ + (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (%)	$\sigma$ +ad (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$ + (%)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,64	0,36	37,99	2,73	12,62	4,22	57,56	1,34	28,17	0,22	4,57	0,76	-
80	14,11	0,40	44,22	5,20	21,50	17,42	88,35	1,67	35,10	0,96	20,14	1,13	-
100	15,04	0,43	50,45	7,96	29,66	27,84	115,91	2,00	41,92	1,60	33,64	1,50	-
110	15,17	0,43	52,00	9,00	32,03	32,55	125,57	2,18	43,48	1,88	39,58	1,67	-
130	14,45	0,41	53,88	9,21	30,84	37,02	130,94	2,67	43,48	2,38	43,48	1,88	-
150	13,62	0,39	56,06	8,85	28,39	38,46	131,76	3,21	43,48	2,87	43,48	2,04	-
360	9,93	0,28	65,72	7,03	17,03	44,91	134,69	9,02	43,48	8,67	43,48	3,58	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5%	-

VIGA 106 - B - Com adição de 2 $\phi$ 20 (Reforço 3)															
bw =	20 cm		As,ad =	6,28 (2 $\phi$ 20)		fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4			
h =	40 cm	d =				35 cm	fyk =								500 MPa
As =	6,04 cm <sup>2</sup>	As =				4,02 cm <sup>2</sup>	Ey =								210 GPa
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO			
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ad+	Mrd	es+ (%)	$\sigma$ s+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (%)	$\sigma$ s+ad (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$ + (%)		
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28		
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84		
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40		
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54		
60	13,18	0,38	36,19	3,13	14,19	8,34	61,85	1,31	27,50	0,28	5,92	0,79	-		
80	15,42	0,44	38,85	6,82	27,36	28,74	101,78	1,57	32,90	1,08	22,65	1,23	-		
82	16	0,45	39	7	29	32	107	2	33	1	25	1	-		
100	17	0,48	43	11	39	43	135	2	39	2	36	2	-		
110	17,17	0,49	44,28	12,96	43,67	48,52	149,43	1,96	41,19	1,99	41,86	1,89	-		
130	16,53	0,47	48,41	13,81	42,61	52,13	156,96	2,40	43,48	2,49	43,48	2,15	-		
150	15,63	0,45	50,77	13,57	39,12	54,59	158,05	2,91	43,48	2,97	43,48	2,34	-		
280	12,51	0,36	58,96	12,48	26,96	63,11	161,51	6,30	43,48	6,44	43,48	3,50	-		
VERIFIC	-	>0,45	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-		

VIGA 106 - B - Com adição de 2 $\phi$ 25 (Reforço 4)															
bw =	20 cm		As,ad =	9,82 (2 $\phi$ 25)		fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4			
h =	40 cm	d =				35 cm	fyk =								500 MPa
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =				4,02 cm <sup>2</sup>	Ey =								210 GPa
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		AÇO ADICIONADO		CONCRETO			
$\theta$	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ad+	Mrd	es+ (%)	$\sigma$ s+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ad (%)	$\sigma$ s+ad (kn/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\epsilon$ + (%)		
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28		
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84		
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40		
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54		
60	14,74	0,42	31,19	4,45	19,46	20,26	75,36	1,22	25,53	0,46	9,59	0,88	-		
65	15,91	0,45	29,99	6,07	25,64	29,82	91,51	1,24	26,05	0,71	14,93	1,03	-		
80	17,88	0,51	29,70	10,48	40,61	48,24	129,04	1,37	28,77	1,27	26,74	1,43	-		
100	19,44	0,56	30,65	16,63	56,71	64,47	168,47	1,56	32,67	1,86	39,06	1,94	-		
110	19,93	0,57	31,63	19,64	62,32	69,67	183,27	1,66	34,81	2,12	43,48	2,19	-		
130	19,61	0,56	39,01	22,34	62,83	71,06	195,25	2,00	42,03	2,59	43,48	2,55	-		
150	18,80	0,54	42,47	22,93	58,99	74,50	198,89	2,43	43,48	3,08	43,48	2,82	-		
200	17,69	0,51	45,38	21,09	53,96	79,25	199,67	3,46	43,48	4,32	43,48	3,54	-		
VERIFIC	-	>0,45	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-		

## COMPARATIVO COM ADIÇÃO CHAPA DE AÇO

VIGA 106 - B - Com Chapa de 4 cm <sup>2</sup> (Reforço 1)													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	16cm x 0,25 cm (4cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =	4,02 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,ch+	Mrd	es+ (%)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ch (%)	σs+ch (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (%)	ε+ (%)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,40	0,35	38,81	2,56	11,95	2,77	56,09	1,36	28,48	0,12	2,51	0,74	-
80	13,42	0,38	47,18	4,44	18,75	13,17	83,54	1,73	36,26	0,59	12,39	1,07	-
98	14,10	0,40	54,20	6,39	24,72	21,78	107,09	2,05	43,01	1,00	21,03	1,38	-
100	14,14	0,40	54,69	6,58	25,22	22,79	109,29	2,09	43,48	1,05	22,04	1,41	-
120	13,74	0,39	55,73	7,25	26,12	31,51	120,61	2,55	43,48	1,61	30,00	1,65	-
140	12,86	0,37	58,05	6,84	23,94	32,57	121,40	3,10	43,48	2,26	30,00	1,80	-
160	12,17	0,35	59,87	6,51	22,21	33,40	121,99	3,65	43,48	2,92	30,00	1,95	-
390	8,88	0,25	68,48	4,69	13,57	37,34	124,08	10,19	43,48	10,60	30,00	3,46	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	>10‰	-	>10‰	-	OK	-

VIGA 106 - B - Com Chapa de 8 cm <sup>2</sup> (Reforço 2)													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	16cm x 0,5 cm (8cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =	4,02 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc,rd	M,ch+	Mrd	es+ (%)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ch (%)	σs+ch (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (%)	ε+ (%)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,62	0,36	38,04	2,72	12,57	4,87	58,20	1,34	28,20	0,11	2,22	0,76	-
80	14,26	0,41	43,59	5,38	22,13	22,61	93,70	1,66	34,85	0,52	10,98	1,14	-
90	14,86	0,42	46,21	6,89	26,89	30,63	110,62	1,81	38,06	0,73	15,23	1,34	-
100	15,40	0,44	48,64	8,55	31,55	38,15	126,89	1,96	41,16	0,92	19,39	1,54	-
120	16,04	0,45	49,72	11,62	38,41	53,90	153,65	2,28	43,48	1,34	28,12	1,92	-
140	15,37	0,44	51,47	12,00	36,83	59,11	159,41	2,75	43,48	1,91	30,00	2,15	-
160	14,59	0,42	53,52	11,75	34,01	60,99	160,27	3,27	43,48	2,53	30,00	2,33	-
305	11,57	0,33	61,44	10,54	23,06	68,24	163,28	7,15	43,48	7,14	30,00	3,53	-
VERIFIC	-	OK	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-

VIGA 106 - B - Com Chapa de 12 cm <sup>2</sup> (Reforço 3)													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	16cm x 0,75 cm (12cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =	4,02 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ch+	Mrd	es+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ch (‰)	σs+ch (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,80	0,37	37,44	2,85	13,08	6,52	59,89	1,33	27,97	0,10	2,00	0,77	-
80	14,91	0,43	40,87	6,18	25,02	29,72	101,78	1,61	33,74	0,47	9,87	1,19	-
90	15,69	0,45	42,51	8,10	31,01	39,92	121,55	1,74	36,50	0,65	13,68	1,41	-
100	16,36	0,47	44,00	10,22	36,86	49,28	140,36	1,86	39,14	0,83	17,37	1,64	-
120	17,51	0,50	45,87	14,98	47,38	65,90	174,14	2,10	43,48	1,16	24,41	2,10	-
140	17,87	0,51	44,92	18,63	51,94	79,68	195,18	2,40	43,48	1,56	30,00	2,50	-
160	17,00	0,49	47,20	18,57	47,88	82,81	196,45	2,88	43,48	2,14	30,00	2,72	-
230	15,42	0,44	51,34	17,31	40,99	88,50	198,15	4,50	43,48	4,12	30,00	3,55	-
VERIFIC	-	>0,45	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-

VIGA 106 - B - Com Chapa de 4 cm <sup>2</sup> (Reforço 4)													
bw =	20 cm			Chapa adic. =	16cm x 1 cm (16cm <sup>2</sup> )	fck =	30 MPa	Msd,inst do reforço =	49 kN.m*	Msd,final =	106,4 kN.m*	* valor multiplicado por 1,4	
h =	40 cm	d =	35 cm			fyk =	500 MPa						
As =	6,03 cm <sup>2</sup>	As =	4,02 cm <sup>2</sup>			Ey =	210 GPa						
GIRO	LINHA NEUTRA		MOMENTOS (kN.m)					AÇO		CHAPA DE AÇO		CONCRETO	
θ	X (cm)	X/d	Ms,rd+	Ms,rd-	Mc.rd	M,ch+	Mrd	es+ (‰)	σs+ (kn/cm <sup>2</sup> )	es+ch (‰)	σs+ch (kn/cm <sup>2</sup> )	ε (‰)	ε+ (‰)
10	11,68	0,33	6,89	0,34	1,89	0,00	9,12	0,23	4,90	0,00	0,00	0,12	0,28
30	11,84	0,34	20,37	1,09	5,65	0,00	27,11	0,69	14,59	0,00	0,00	0,36	0,84
50	12,01	0,34	33,45	1,91	9,34	0,00	44,71	1,15	24,14	0,00	0,00	0,60	1,40
55	12,06	0,34	36,66	2,13	10,25	0,00	49,04	1,26	26,50	0,00	0,00	0,66	1,54
60	12,95	0,37	36,95	2,95	13,51	7,86	61,27	1,32	27,79	0,09	1,82	0,78	-
80	15,45	0,44	38,73	6,86	27,50	35,27	108,38	1,56	32,85	0,43	8,98	1,24	-
90	16,35	0,47	39,64	9,15	34,58	47,03	130,41	1,68	35,25	0,59	12,43	1,47	-
100	17,13	0,49	40,42	11,68	41,45	57,62	151,17	1,79	37,52	0,75	15,75	1,71	-
120	18,50	0,53	41,37	17,51	53,91	75,36	188,15	1,98	41,58	1,04	21,91	2,22	-
140	19,61	0,56	40,35	23,97	63,85	90,28	218,45	2,15	43,48	1,32	27,67	2,75	-
160	19,98	0,57	39,38	24,89	67,96	96,10	228,33	2,40	43,48	1,67	30,00	3,20	-
180	19,52	0,56	40,60	24,12	65,62	98,33	228,66	2,79	43,48	2,15	30,00	3,51	-
VERIFIC	-	>0,45	-	-	-	-	-	OK	-	OK	-	>3,5‰	-