

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PERCIVAL PSCHIEDT DO REGO
RAFAEL CRIADO RIBEIRO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM
ABERTURAS: REFORÇO CONVENCIONAL COM ARMADURA DE
COMPLEMENTAÇÃO E REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2021

PERCIVAL PSCHIEDT DO REGO
RAFAEL CRIADO RIBEIRO

**ANÁLISE COMPARATIVA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM
ABERTURAS: REFORÇO CONVENCIONAL COM ARMADURA DE
COMPLEMENTAÇÃO E REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus* Pato
Branco.

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Heloiza Aparecida
Piassa Benetti.

PATO BRANCO
2021

TERMO DE APROVAÇÃO**Trabalho de Conclusão de Curso - TCC****ANÁLISE COMPARATIVA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ABERTURAS: REFORÇO CONVENCIONAL COM ARMADURA DE COMPLEMENTAÇÃO E REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO**


Por


PERCIVAL PSCHIEDT DO REGO E RAFAEL CRIADO RIBEIRO


Monografia apresentada às 13 horas 50 min. do dia 04 de maio de 2021. como requisito parcial, para conclusão do Curso de ENGENHARIA CIVIL da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação e conferidas, bem como achadas conforme, as alterações indicadas pela Banca Examinadora, o trabalho de conclusão de curso foi considerado APROVADO.


Banca examinadora:


Prof. ^ª . Dr. ^ª . PAÓLA REGINA DALCANAL	Membro
Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS	Membro
Prof. ^ª . Dr. ^ª . HELOIZA PIASSA BENETTI	Orientador
Prof. ^ª . Dr. ^ª . ELIZÂNGELA MARCELO SILIPRANDI	Professor(a) responsável TCCII

 Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **HELOIZA APARECIDA PIASSA BENETTI, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO**, em (at) 04/05/2021, às 16:15, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

 Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **PAOLA REGINA DALCANAL, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em (at) 04/05/2021, às 16:38, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

 Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **ELIZANGELA MARCELO SILIPRANDI, PROFESSOR(A) ORIENTADOR(A)**, em (at) 06/05/2021, às 19:58, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

 Documento assinado eletronicamente por (Document electronically signed by) **GUSTAVO LACERDA DIAS, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO**, em (at) 10/05/2021, às 11:30, conforme horário oficial de Brasília (according to official Brasilia-Brazil time), com fundamento no (with legal based on) art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

 A autenticidade deste documento pode ser conferida no site (The authenticity of this document can be checked on the website) https://sei.utfpr.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador (informing the verification code) **2007601** e o código CRC (and the CRC code) **2E61B7AB**.

AGRADECIMENTOS

Aos nossos pais, por todo apoio e suporte durante todo o período da graduação, nos auxiliando nos momentos mais difíceis de nossa trajetória.

A Prof^ª. Dra. Heloiza Piassa Benetti pela dedicação e a disponibilidade para tirar todas as dúvidas durante este estudo.

Ao Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias pelo auxílio durante todo o dimensionamento e ensaios laboratoriais.

Ao Prof. Dr. Mario Irrigaray pelo norteamento na definição do traço de concreto utilizado neste estudo.

Aos nossos colegas Bruno Farias, Filipe Arruda, José Pscheidt e Vinicius Benetti pela ajuda durante a execução e ensaios de nossas vigas.

A TEXIGLASS pelo fornecimento da manta de fibra de carbono para os estudos necessários

Por fim, agradecemos a Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Campus Pato Branco e todos os nossos professores, que ajudaram na nossa formação moral e profissional.

*Você pode encarar um erro como
uma besteira a ser esquecida,
ou como um resultado que
aponta uma nova direção.
(Steve Jobs)*

RESUMO

REGO, Percival Pscheidt do; RIBEIRO, Rafael Criado. **Análise comparativa de vigas de concreto armado com aberturas: reforço convencional com armadura de complementação e reforço com manta de fibra de carbono.** 2021, 87 pág. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil - Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Pato Branco, 2021.

Ainda é comum que os diversos projetos que englobam a construção civil não sejam compatibilizados, por mais que saibamos que essa etapa é de extrema importância para evitar interferências durante a fase de execução. Um ponto importante da compatibilização é prever a passagem de tubulações por vigas e com isso dimensionar o reforço quando necessário previsto pela NBR 6118:2014. Em muitos casos essa abertura não é prevista, mas é necessária, sendo feita após o elemento estrutural já concretado e curado, sem a existência do reforço. Este trabalho tem como finalidade verificar se a utilização de manta de fibra de carbono como reforço estrutural, para aberturas feitas após a viga já estar pronta, apresenta o mesmo desempenho que o reforço convencional com aço CA50. Para isso, foi definido a melhor posição para se fazer aberturas em vigas sem reforço, através do ensaio de Stuttgart e posteriormente analisado o desempenho do reforço de manta de fibra de carbono comparado com o reforço com aço CA50 e sua viabilidade para o uso no dia a dia na construção civil.

Palavras-chave: Reforço Estrutural. Fibra de Carbono. Aberturas em Vigas.

ABSTRACT

REGO, Percival Pscheidt do; RIBEIRO, Rafael Criado. **Comparative analysis of reinforced concrete beams with openings: conventional reinforcement with complementary reinforcement and reinforcement with carbon fiber blanket.** 2021, 87 pág. Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil - Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Pato Branco, 2021.

It is still common to have several projects that include a civil construction that is not compatible, in spite of this stage is extremely important to avoid interference during an execution phase. An important point of compatibility is to foresee the passage of pipes through beams and thereby dimensioning the reinforcement when necessary and foreseen by NBR 6118: 2014. In many cases, this opening is not foreseen in the structural design stage, but it is necessary, and executed after the structural element is already concrete and cured, without the presence of reinforcement. This research aims to verify the use of carbon fiber composite as structural reinforcement, for openings made after the girder is ready-made, has the same performance that conventional reinforcement with CA-50 steel. For this, the best position was defined to make openings in beams without reinforcement, through the Stuttgart test and subsequently analyzed the performance of the Carbon Fiber Blanket reinforcement compared to the reinforcement with CA50 steel and its feasibility for use in the day day-to-day construction.

Keywords: Structural Reinforcement. Carbon Fiber. Beam Openings.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Carregamento de uma viga bi-apoiada	19
Figura 2 – Comportamento do concreto no estágio I	19
Figura 3 – Comportamento do concreto no estágio II	20
Figura 4 – Comportamento do concreto no estágio III para concreto até 50 MPa	20
Figura 5 – Comportamento do concreto no estágio III para concretos até 50 MPa	21
Figura 6 – Diagramas de tensão e deformação	23
Figura 7 – Abertura vertical em vigas	28
Figura 8 – Abertura horizontal em vigas	29
Figura 9 – Armadura de reforço para abertura em vigas	31
Figura 10 – Mecanismo de pesquisa com banzos articulados	32
Figura 11 – Dimensões máximas de aberturas de vigas	33
Figura 12 – Esforços para o dimensionamento do reforço para a região da abertura	33
Figura 13 – Detalhamento das armaduras de reforço em abertura, segundo Sussekind	34
Figura 14 – Manta de fibra de carbono	35
Figura 15 – Processo de aplicação da manta de fibra de carbono	36
Figura 16 – Configurações do reforço ao cisalhamento	36
Figura 17 – Idealização estrutural - Diagramas de Momento Fletor e Esforço Cortante	44
Figura 18 – Processo de aplicação da manta de fibra de carbono	44
Figura 19 – Diagrama de trabalho - Etapa I	46
Figura 20 – Diagrama de trabalho - Etapa II	47
Figura 21 – Esforços gerados no Ftool, de acordo com a idealização estrutural	48
Figura 22 – Detalhamento armaduras de flexão e cisalhamento	49
Figura 23 – Detalhamento armaduras reforço	50
Figura 24 – Detalhamento reforço com manta de fibra de carbono	51
Figura 25 – Fôrmas	52
Figura 26 – Armadura	52
Figura 27 – Armaduras de reforço	53
Figura 28 – Montagem das armaduras	53
Figura 29 – Concreto	54
Figura 30 – Corpos de Provas Cilíndricos	54
Figura 31 – Concretagem das Vigas	55
Figura 32 – Processo de Cura Úmida	55
Figura 33 – Retirada da nata de cimento da região onde será colado o reforço em fibra de carbono	56
Figura 34 – Misturas para preparação da cola	56
Figura 35 – Mantas coladas na viga	56
Figura 36 – Ensaio de Suttgart	57
Figura 37 – Ensaio à compressão axial	58
Figura 38 – Ensaio de Suttgart - VR-1	60
Figura 39 – Ensaio de Suttgart - VR-2	61
Figura 40 – Ensaio de Suttgart - VR-3	61
Figura 41 – Ensaio de Suttgart - V1-1	62
Figura 42 – Ensaio de Suttgart - V1-2	63
Figura 43 – Ensaio de Suttgart - V1-3	63
Figura 44 – Ensaio de Suttgart - V2-1	64

Figura 45 – Ensaio de Suttgart - V2-2	65
Figura 46 – Ensaio de Suttgart - V2-3	65
Figura 47 – Ensaio de Suttgart - V3-1	66
Figura 48 – Ensaio de Suttgart - V3-2	67
Figura 49 – Ensaio de Suttgart - V3-3	67
Figura 50 – Ensaio de Suttgart - V4-1	69
Figura 51 – Ensaio de Suttgart - V4-2	70
Figura 52 – Ensaio de Suttgart - V4-3	70
Figura 53 – Ensaio de Suttgart - V5-1	71
Figura 54 – Ensaio de Suttgart - V5-2	72
Figura 55 – Ensaio de Suttgart - V5-3	72
Figura 56 – Viga V4-3 rompida	73
Figura 57 – Gráfico dos valores de Carga de Ruptura Etapa I - Comparativo entre as Vigas de Referências e Grupos I, II e III	74
Figura 58 – Gráfico dos valores de Carga de Ruptura Etapa II - Comparativo entre as Vigas de Referências e Grupos IV e V	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)	18
Tabela 2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	18
Tabela 3 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	18
Tabela 4 – Valores de β_1 em função de f'_c	41
Tabela 5 – Valores estimados para teores de argamassa seca (α)	42
Tabela 6 – Valores estimados de relações água/cimento (x)	43
Tabela 7 – Traço do concreto	54
Tabela 8 – Resistência característica do concreto	59
Tabela 9 – Tabela de Resultados - Etapa I	68
Tabela 10 – Tabela de Resultados - Etapa II	73

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
1.2	JUSTIFICATIVA	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO	16
2.1.1	Ações	16
2.1.2	Estados limites	16
2.1.2.1	Estado limite último - ELU	17
2.1.2.2	Estado limite de serviço - ELS	17
2.1.3	Combinações de Ações	17
2.1.4	Cobrimento das armaduras	18
2.1.5	Colapso de vigas - Estádios	18
2.1.5.1	Estádio I - estado elástico	19
2.1.5.2	Estádio II - Estado de Fissuração	19
2.1.5.3	Estádio III	20
2.1.6	Domínios de deformação	20
2.1.6.1	Domínio 1	21
2.1.6.2	Domínio 2	21
2.1.6.3	Domínio 3	21
2.1.6.4	Domínio 4	22
2.1.6.5	Domínio 4a	22
2.1.6.6	Domínio 5	22
2.1.7	Método de cálculo das armaduras	22
2.1.7.1	Cálculo da armadura longitudinal	23
2.1.7.2	Cálculo da armadura transversal	25
2.2	ABERTURAS E FUROS EM VIGAS	26
2.2.1	Usos	27
2.2.2	ABNT NBR 6118:2014	27
2.2.2.1	Furos que atravessam a viga na vertical	27
2.2.2.2	Furos que atravessam a viga na horizontal	27
2.3	REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	28
2.3.1	Reforço em aço para aberturas	29
2.3.1.1	Leonhardt e Monning	29
2.3.1.2	Nasser et al.	31
2.3.1.3	Mansur et al.	31
2.3.1.4	Sussekind, J. C.	32
2.3.2	Reforço com fibra de carbono	34
2.3.2.1	Uso na construção civil	34
2.3.2.2	Características e Propriedades	34
2.3.2.3	Execução	35
2.3.2.4	Reforço ao cisalhamento	36

2.3.2.5	Reforço à flexão	39
2.4	DOSAGEM DO CONCRETO	41
2.4.1	Método do IPT simplificado	41
2.5	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	43
2.5.1	Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndrico	43
2.5.2	Ensaio de Stuttgart	43
3	METODOLOGIA	45
3.1	MÉTODOS	45
3.2	MATERIAIS	47
3.2.1	Aço	47
3.2.2	Concreto	47
3.2.3	Tecido de Fibra de Carbono Unidirecional TEXICARBON 334-HM	47
3.2.4	Resina Epóxi	48
3.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	48
3.3.1	Vigas de Referência	49
3.3.2	Reforços	49
3.3.2.1	Reforço com aço	49
3.3.2.2	Reforço com manta de fibra de carbono	50
3.4	EXECUÇÃO DAS VIGAS	51
3.4.1	Montagem das fôrmas	51
3.4.2	Montagem das armaduras	52
3.4.3	Concretagem	53
3.4.4	Cura	55
3.4.5	Colagem do tecido da fibra de carbono	55
3.4.6	Procedimento dos ensaios	57
3.4.6.1	Ensaio de Stuttgart	57
3.4.6.2	Ensaio à compressão axial	58
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	59
4.1	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO	59
4.2	ENSAIO DAS VIGAS	59
4.2.1	Modo de ruptura - Etapa I	60
4.2.1.1	Vigas de referência	60
4.2.1.2	Grupo I - Abertura a 20 cm do apoio e sem reforço	62
4.2.1.3	Grupo II - Abertura a 30 cm do apoio e sem reforço	64
4.2.1.4	Grupo III - Abertura no meio do vão e sem reforço	66
4.2.1.5	Cargas de ruptura - Etapa I	68
4.2.2	Modo de ruptura - Etapa II	68
4.2.2.1	Grupo IV - Abertura a 20 cm do apoio com reforço com manta de fibra de carbono	68
4.2.2.2	Grupo V - Abertura a 20 cm do apoio com reforço de armadura de complementação	71
4.2.2.3	Cargas de ruptura - Etapa II	73
4.2.3	Cargas de Ruptura	74
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	75

REFERÊNCIAS	77
ANEXO A – TABELA DO KMD	79
ANEXO B – ÁBACO DE VENTURINI A-9	80
ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO	81
ANEXO D – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE REFORÇO	82
ANEXO E – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO	85

1 INTRODUÇÃO

Os materiais cimentícios como material estrutural para a construção civil são utilizados desde muito tempo atrás. Os egípcios usaram o gesso impuro, os romanos usavam o calcário calcinado que posteriormente foi aprimorado com areia e pedra fragmentada ou com pedaços de tijolos e água. E, assim surgiu o primeiro concreto da história (NEVILLE, 2015).

Os mesmos romanos que fizeram o primeiro concreto ficaram famosos por usar a pedra em larga escala em suas construções, principalmente nas suas pontes. Porém, havia um problema, tanto a pedra quanto o concreto são materiais que não tem uma boa resistência à tração. Dessa forma vigas de eixo reto tinham limitações quanto ao vão que vencer (MARCHETTI; BOTELHO, 2015).

Por causa da necessidade de aumentar a resistência do concreto a tração, teve início os estudos da associação do concreto com o aço. Muito depois dos romanos, em 1850, Joseph Louis Lambot iniciou as primeiras experiências práticas do conhecido e tão utilizado, concreto armado (KAEFER, 1998).

As estruturas de concreto armado evoluíram e hoje o concreto é um dos materiais mais consumidos do mundo. Com a evolução e cada vez mais focado na segurança e durabilidade das estruturas, novas técnicas e tecnologias foram desenvolvidas. A abertura na alma das vigas passou a ser uma técnica bastante utilizada para passagem de tubulações de todos os tipos (SIMÃO, 2014).

De acordo com Simão (2014), a grande maioria dessas aberturas são feitas sem o planejamento, dessa forma, pode comprometer a resistência da viga, causando uma instabilidade local ou até mesmo global. Deixando claro que as aberturas nas vigas devem ser analisadas e discutidas na fase de projeto.

No Brasil as estruturas de concreto armado são regulamentadas pela ABNT (2014) (NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), nela há todas as condições para que seja projetada e executada uma estrutura durável e segura. No item 13.2.5 da referida normada, é citado que, deve ser analisado o efeito que a abertura causará na deformação e resistência da estrutura, podendo ser necessário o dimensionamento de um reforço para aquela região.

De acordo com Silva (2016), a necessidade de reforço nas estruturas faz com que, cada vez mais, sejam realizados estudos com o objetivo de melhorar as técnicas de reforço através do uso de novos materiais. Trazendo assim melhora na execução, deixando o trabalho mais limpo e rápido. Os materiais poliméricos surgiram como opção, mas devido seu custo elevado eles foram descartados. Porém, recentemente o preço desses materiais diminuíram e passaram a ser competitivos em relação ao custo de outros materiais, também, utilizados como reforço estrutural.

Um tipo de material polimérico é a fibra de carbono, que segundo Souza e Vargas (2016), é uma tecnologia que se desenvolveu na Suíça em 1980, porém no Brasil seu uso não é significativo.

Este trabalho pretende comparar o desempenho estrutural, à flexão de vigas com aberturas reforçadas com barras de aço e reforçadas com a manta de fibra de carbono. De forma a validar a utilização desse material polimérico como reforço de aberturas em vigas de concreto armado respeitando os limites impostos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para a realização do trabalho, primeiramente foi realizada uma pesquisa bibliográfica procurando aprofundar os conhecimentos na distribuição dos esforços em uma viga de concreto armado, com a finalidade de dimensionar os reforços da melhor maneira possível. Logo após, foi desenvolvida a metodologia necessária para o levantamento das cargas que estariam atuando nas vigas, para depois dimensioná-las e executá-las.

Os primeiros ensaios foram realizados variando-se a posição dos furos para a análise do comportamento à flexão e assim definir qual seria a influência do posicionamento para a estabilidade e resistência da viga em concreto armado. Com essa informação foi possível dimensionar e executar os reforços necessários em aço e manta de fibra de carbono, para posteriormente realizar os ensaios finais. Assim, com os resultados de todos os ensaios realizados e a análise dos mesmos, serão apresentados no final deste trabalho os resultados que foram obtidos e a conclusão da pesquisa.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O principal objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de vigas com aberturas, substituindo o reforço convencional em aço por reforço com manta de fibra de carbono.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Identificar a localização das possíveis aberturas ao longo da viga;
- Dimensionar e detalhar as vigas com abertura validando os critérios de dimensionamento da NBR 6118:2014;
- Realizar o ensaio de *Stuttgart* em vigas retangulares com abertura, variando o tipo de reforço e a localização da abertura;
- Comparar o desempenho estrutural à flexão, do reforço convencional da região da abertura com o reforço de manta de fibra de carbono.

1.2 JUSTIFICATIVA

O concreto surgiu como uma pedra artificial resistente, econômica e durável, porém, diferente das naturais, o concreto é moldável com certa facilidade, tomando as formas e dimensões necessárias para as mais diferentes utilizações. Já as barras de aço se uniram ao concreto para reforçar os elementos estruturais à tração, assim criando o concreto armado (SANTOS, 2008).

Já no Brasil, o concreto foi introduzido no século XX, com as primeiras cimenteiras entrando em funcionamento a partir de meados de 1920, e a partir de 1940, já tinha sido normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT (SANTOS, 2008).

Na NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 21.3, furos e aberturas são permitidos em peças estruturais, desde que sejam respeitados os limites exigidos de resistência e deformação. No item 13.2.5.1, a norma dispensa verificações caso algumas condições sejam atendidas.

Caso alguma dessas condições não forem atendidas, Simões (1997) apud SIMÃO, (2014), afirma-se que o arranjo e a quantidade de armadura são de extrema importância para que a viga com abertura atinja a mesma carga última que uma viga maciça.

Conforme Giongo (2007), para o dimensionamento dessas aberturas, deve-se utilizar modelos físicos realísticos, sendo um bom exemplo o Método de Biela e Tirantes, sendo este indicado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como dito anteriormente, a fibra de carbono é um material polimérico, que foi desenvolvida na Suíça, porém no Brasil não é muito utilizada (SOUZA; VARGAS, 2016)

“A fibra de carbono é a que melhor apresenta características mecânicas para o reforço estrutural, sendo por este motivo, o tipo de fibra mais aconselhável para o reforço estrutural.” (CARVALHO, 2011) apud (SOUZA; VARGAS, 2016)

A partir disso foram dimensionadas vigas de concreto armado e o reforço em aço dimensionado, ambos pelo método das bielas e tirantes. E outras vigas dimensionadas com o reforço com manta de fibra de carbono. Os dois tipos de vigas (com reforço em aço e com manta de fibra de carbono) foram submetidas ao Ensaio de Stuttgart.

Após a avaliação da eficácia da substituição do reforço em aço pela manta de fibra de carbono, os reforços em aberturas de vigas de concreto armado ganharão mais uma opção prática e respeitando a norma.

Além de casos em que a viga já foi concretada sem reforço em aço, devido a falta de compatibilização ou à uma mudança tardia do projeto, e precisará de uma abertura, neste caso o reforço em manta de fibra de carbono poderá ser uma opção se a eficácia for comprovada.

Todos os materiais e equipamentos necessários para a confecção das vigas e a realização dos ensaios necessários para a pesquisa, foram disponibilizados e adquiridos pela UTFPR – Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO

De acordo com [Gonçalves e Giacomini \(2018\)](#), a seção mais utilizada em vigas é a retangular, pela sua facilidade construtiva, entretant o, a seção geométrica da viga pode ser de qualquer forma, desde que seja construtivamente viável.

A NBR 6118 [\(ABNT, 2014\)](#) define que viga é um elemento linear, onde a flexão é preponderante. Ela também define uma largura mínima de 12 cm, para que o lançamento e a vibração do concreto seja respeitada.

Uma viga com armadura simples é aquela na qual as barras de aço são responsáveis pela resistência dos esforços de tração e o concreto pela compressão. Porém também é colocada barras de aços na região comprimida, chamadas de porta-estribos, e são utilizadas apenas para a amarração dos estribos, sendo assim, não são utilizadas para o calculo da resistência a compressão, por mais que elas estejam na região comprimida [\(BASTOS, 2019\)](#).

2.1.1 Ações

Pode-se definir ação como qualquer influência ou conjunto de influência capaz de gerar qualquer estado de tensão ou de deformação em uma estrutura [\(CARVALHO; FILHO, 2019\)](#).

A [ABNT \(2003\)](#), divide as ações em três categorias, as ações permanentes, as ações variáveis e as ações excepcionais.

Ações permanentes são aquelas que ocorrem durante praticamente toda a vida útil da obra ou as que aumentam com o tempo, tendendo a um valor limite. São exemplos de ações permanentes em uma viga o peso próprio dela e o peso de uma parede alocada em cima da viga (NBR 6118 [ABNT \(2014\)](#)).

Ações variáveis são cargas acidentais de uso da construção, pela ação do vento e da água, porém que não estão atuando o tempo todo na estrutura. São exemplos de cargas variáveis o vento no alto de um prédio ou o carregamento de uma sala de aula quando esta cheia de alunos (NBR 6118 [ABNT \(2014\)](#)).

Ações excepcionais são cargas excepcionais, com os efeitos não podendo ser controlados por outros meios, sendo os valores definidos em cada caso particular (NBR 6118 [ABNT \(2014\)](#)).

2.1.2 Estados limites

Para o cálculo das estruturas de concreto, os estados limites último e de serviço devem ser levados em conta [\(CARVALHO; FILHO, 2019\)](#).

2.1.2.1 Estado limite último - ELU

Este estado limite, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), é aquele relacionado com o colapso ou qualquer problema estrutural, e sempre verificando os seguintes itens:

- Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte;
- Provocado por solicitações dinâmicas;
- Colapso progressivo;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012);
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- outros que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

2.1.2.2 Estado limite de serviço - ELS

O ELS limite leva em conta o conforto do usuário e à durabilidade da estrutura, considerando a aparência, a boa utilização e os diversos usos que o usuário pode necessitar. A segurança da edificação pode exigir a verificação dos seguintes itens (NBR 6118 (ABNT, 2014)):

- Formação de Fissuras (ELS-F): início das fissuras;
- Abertura das Fissuras (ELS-W): as fissuras apresentam aberturas iguais aos valores máximo especificados;
- Deformação excessiva (ELS-DEF): as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal;
- Vibrações Excessivas (ELS-VE): as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

2.1.3 Combinações de Ações

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define um carregamento como a combinação de todas as ações que tem a possibilidade de atuarem ao mesmo tempo sobre a estrutura, durante um período não estabelecido.

Estas combinações são divididas em combinações últimas e combinações de serviço, que são utilizadas para verificar a segurança no ELU e ELS, respectivamente (CARVALHO; FILHO, 2019).

2.1.4 Cobrimento das armaduras

Os elemento estruturais em concreto armado devem ser projetados e executados de modo que as condições ambientais do lugar onde a estrutura ficará por toda a sua vida útil não afetem a segurança, estabilidade e aptidão em serviço (NBR 6118 [ABNT \(2014\)](#)).

Para isso, [ABNT \(2014\)](#), define uma classe de agressividade ambiental (Tabela [1](#)), para depois ser definida um valor mínimo de relação água/cimento (Tabela [2](#)) e o cobrimento mínimo das armaduras (Tabela [3](#))

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da armadura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto Armado	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,50
	Concreto Protendido	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe de Concreto	Concreto Armado	≤C20	≤C25	≤C30	≤C40
	Concreto Protendido	≤C25	≤C30	≤C35	≤C40

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 3 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
	Cobrimento nominal (mm)			
Laje	20	25	35	45
Viga/Pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.1.5 Colapso de vigas - Estádios

A análise do desempenho do concreto em uma seção de uma viga bi-apoiada, sujeita a um carregamento que causa flexão (Figura [1](#)), gerando flexão pura na região central, ou seja, o cortante é nulo e o momento constante, pode ser descrita em três estádios bem definidos, chegando a ruína da seção ([FARIAS, 2019](#)).



Figura 1 – Carregamento de uma viga bi-apoiada
Fonte: Carvalho e Filho (2019).

2.1.5.1 Estádio I - estado elástico

No estágio I existe a ação de um momento fletor de pequena intensidade, no início do carregamento, onde a tensão de tração no concreto não ultrapassa a resistência característica à tração [Carvalho e Filho \(2019\)](#).

De acordo com [Farias \(2019\)](#), não é viável o dimensionamento neste estágio, pois a resistência a tração do concreto é muito abaixo da sua resistência a compressão. Como mostrado na Figura [2.1.5.1](#), a Lei de Hooke é atuante na seção, pois o diagrama de tensões é linear ao longo da seção, não apresentando fissurações.

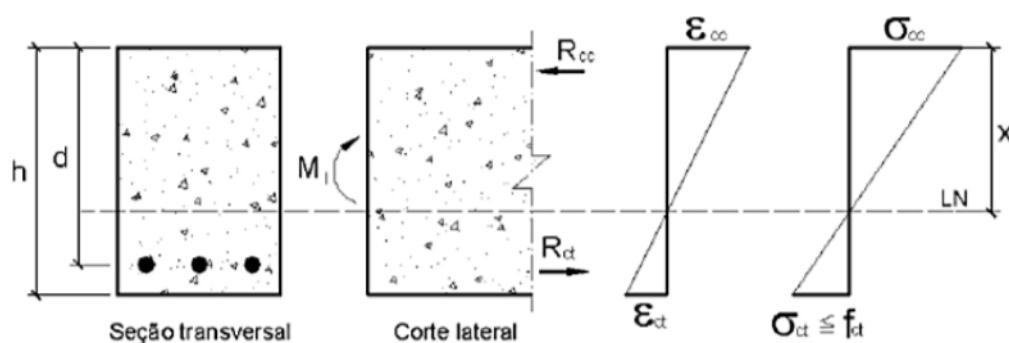


Figura 2 – Comportamento do concreto no estágio I
Fonte: Souza (2016).

2.1.5.2 Estádio II - Estado de Fissuração

Neste estágio, o concreto já não resiste as tensões de tração, passando para o aço a responsabilidade de resistir aos esforços de tração que o momento está aplicando na seção [\(CARVALHO; FILHO, 2019\)](#).

Agora, [Farias \(2019\)](#), comenta que as fissuras passam a ser visíveis, pois o concreto não resiste mais ao esforço solicitado, porém, na área de compressão, a tensão continua linear, respeitando a Lei de Hooke conforme a Figura [3](#).

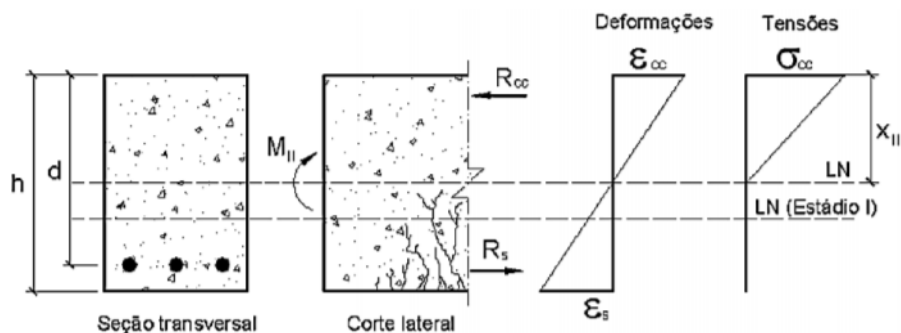


Figura 3 – Comportamento do concreto no estágio II
 Fonte: Souza (2017).

2.1.5.3 Estádio III

Aumentando o momento na seção, neste estágio chega-se muito próximo ao estado de ruína. (CARVALHO; FILHO, 2019)

Farias (2019) afirma que neste estado a peça apresenta muitas fissuras, deixando a zona comprimida no estado plástico, deixando de respeitar a Lei de Hooke (Figura 4), e o concreto, também desta região, está prestes a ruir. Para facilitar os cálculos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite uma simplificação do diagrama de tensões, que na teoria é uma parábola-retângulo, para fins de dimensionamento, pode-se simplificar em um retângulo.

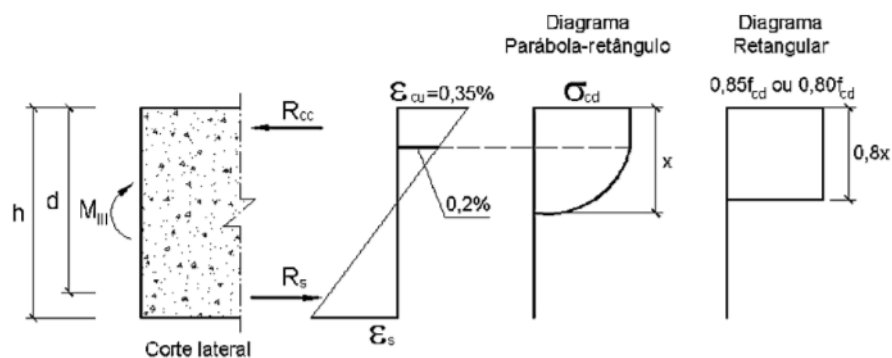


Figura 4 – Comportamento do concreto no estágio III para concreto até 50 MPa
 Fonte: Souza (2017).

2.1.6 Domínios de deformação

A ruína no ELU da seção de uma viga com armadura simples (apenas armadura de tração) se dá quando as deformações do concreto e/ou do aço atingem os valores máximos específicos destes materiais (CARVALHO; FILHO, 2019).

Na Figura 5 podemos ver os seis diferentes domínios em uma seção transversal com armadura simples, onde cada domínio representa a deformação do aço e do concreto,

de utilidade imposto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014), para a relação altura da linha neutra/altura útil da seção.

2.1.6.4 Domínio 4

O aço agora passa a ter apenas deformação elástica, pois a deformação está abaixo da deformação da tensão de escoamento. Porém, neste momento, o concreto sofre esmagamento da seção comprimida, não existindo uma boa utilização do aço.

De acordo com [Carvalho e Filho \(2019\)](#) existe flexão simples ou composta, porém a seção está superarmada, não existindo um bom aproveitamento do aço, e, além disso, a norma não recomenda o dimensionamento neste domínio, pois o concreto rompe sem que exista sinais, como por exemplo a fissuração do concreto.

2.1.6.5 Domínio 4a

Uma pequena faixa do domínio 4, onde o aço começa a ter compressão, e a linha neutra corta a seção na região de cobrimento de armadura, gerando uma pequena seção de tração, onde existe apenas concreto. O concreto continua em sua deformação máxima.

De acordo com [Carvalho e Filho \(2019\)](#) existe apenas flexão composta com armaduras comprimidas, gerando uma ruptura frágil e sem aviso, pois o concreto rompe sem que exista um alongamento do aço, fissurando o concreto, como advertência, com isso, a norma também não indica o dimensionamento nesta região.

2.1.6.6 Domínio 5

Nesse domínio o concreto continua com sua deformação máxima e o aço entra de vez na faixa da compressão, com isso, a linha neutra não está mais na seção, existindo compressão em toda a seção, incluindo na faixa de aço.

De acordo com [Carvalho e Filho \(2019\)](#) existe apenas compressão não uniforme, extinguindo por completo a tração da seção, gerando um uso inadequado do aço, e, como no domínio 4a, gerando uma ruptura frágil, não apresentando fissuras como advertência.

2.1.7 Método de cálculo das armaduras

Neste trabalho, o método de cálculo utilizado será o método de cálculo na ruptura, onde, segundo [Carvalho e Filho \(2019\)](#), a segurança da estrutura é garantida majorando-se as cargas solicitantes da estrutura, e fazendo com que elas sejam menores que as solicitações últimas, sendo esta que levariam a estrutura a ruptura, quando a resistência dos materiais é minoradas, respeitando a seguinte condição:

$$R_d \geq S_d \quad (2.1)$$

Sendo assim, esse método tem um processo simplificado de verificação, visto que uma análise completa é muito difícil e complicada. Com isso, podemos admitir que um elemento estrutural é seguro quando as solicitações de cálculo forem no máximo iguais aos resistidos pela estrutura, em cada estado limite, com suas devidas minorações de resistências (CARVALHO; FILHO, 2019).

2.1.7.1 Cálculo da armadura longitudinal

Como dito anteriormente, para este trabalho foi definido que o tipo de armadura seria a simples, na qual o aço resiste apenas a tração, enquanto a compressão é resistida pelo concreto.

Para Carvalho e Filho (2019), as fórmulas adimensionais, sempre que possível, devem ser utilizadas, pois a utilização de diversos sistemas de unidades não interferem no resultado, e também é possível utilizar quadros e gráficos de forma racional, facilitando o processo de dimensionamento.

- Momento de Cálculo (M_d):

Para o cálculo do M_d , através da Figura 6, podemos ver que:

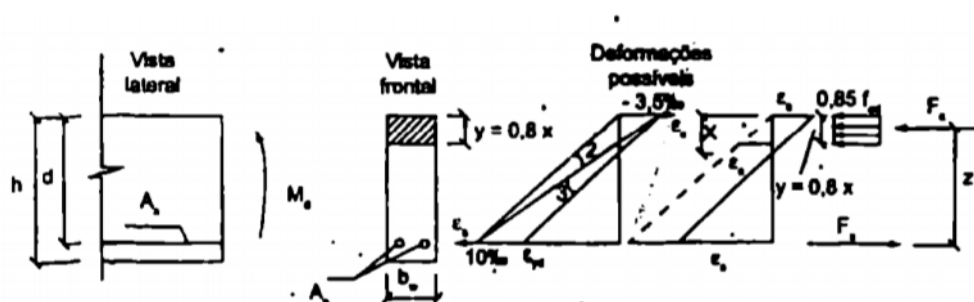


Figura 6 – Diagramas de tensão e deformação
Fonte: Carvalho e Filho (2019).

$$M_d = F_s \cdot z \tag{2.2}$$

Onde:

F_s : Força resistente do aço

z : Braço de alavanca entre o F_s e o F_c

Achando os valores F_s e z na Figura 6, pode-se concluir que:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d \cdot -0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \tag{2.3}$$

Onde:

x : Altura da linha neutra.

d : Altura útil da viga.

b_w : Largura da seção da viga.

f_{cd} : Resistência à compressão de cálculo do concreto.

A altura útil da viga: Equação 2.4.

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} \quad (2.4)$$

Onde:

h: Altura da seção da viga

c: Cobrimento da armadura

ϕ_t : Diâmetro da armadura transversal

ϕ_l : Diâmetro da armadura longitudinal

Para prosseguir com os cálculos, uma simplificação é necessária, onde a Equação 2.2 é dividida por $b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}$:

$$\frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{(0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.5)$$

O resultado dessa simplificação é chamado de KMD:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.6)$$

Através da Tabela do KMD (Anexo 4) encontramos dois novos termos, o KZ e o KX. Com o primeiro podemos encontrar a dimensão do braço de alavanca:

$$z = KZ \cdot d \quad (2.7)$$

Já com o KX conseguimos encontrar a altura da linha neutra:

$$x = KX \cdot d \quad (2.8)$$

A norma limita a altura da linha neutra, sendo a relação x/d (KX) a um valor de 0,45.

- Expressão para o cálculo da armadura (A_s):

De acordo com Carvalho e Filho (2019), a força na armadura (F_s) vem do produto da área de aço da armadura longitudinal (A_s) pela tensão atuante neles (f_s):

$$F_s = f_s \cdot A_s \quad (2.9)$$

Substituindo a Equação 2.2 na Equação 2.9, temos:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_s} \quad (2.10)$$

E lembrando que $z = KZ \cdot d$, temos:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} \quad (2.11)$$

2.1.7.2 Cálculo da armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal, é utilizado um modelo adaptado da Treliça de Morsch, pois, segundo Carvalho e Filho (2019), no modelo original de Morsch, existe um exagero na quantidade de armadura, por diversos fatores.

Com isso, a NBR 6118 (ABNT, 2014), define dois modelos de cálculos para a armadura transversal, os quais dependem da inclinação das bielas comprimidas de concreto. No primeiro, as diagonais de compressão têm uma inclinação constante de 45° em relação ao eixo longitudinal da viga, sendo assim, o concreto resistente a uma parcela constante de cortante ao longo de toda a viga. Já no segundo modelo de cálculo, as angulações destas diagonais de compressão podem ser mudadas, porém dentro do intervalo de 30° a 45° , alterando assim a parcela de cortante que o concreto resiste.

A verificação da resistência da peça é realizada no estado limite último, onde as condições básicas, de acordo com o item 17.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), são as seguintes:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.12)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.13)$$

Onde:

V_{Sd} : Força cortante solicitante de cálculo na seção.

V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo relativa a ruína das diagonais de compressão do concreto.

V_{Rd3} : Força cortante resistente de cálculo relativa a ruína por tração diagonal.

V_c : Força cortante resistida pelo concreto.

V_{sw} : Força cortante resistida pelo aço

Para este estudo, foi adotado o modelo de cálculo I, onde as diagonais de compressão são inclinadas com um ângulo $\theta = 45^\circ$. Neste modelo, algumas tensões devem ser verificadas, sendo a primeira delas a tensão de compressão nas bielas:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.14)$$

Onde:

V_{Sd} : Força cortante solicitante de cálculo na seção.

V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo relativa a ruína das diagonais de compressão do concreto.

α_{v2} : É uma contante com base na resistência a compressão do concreto.

b_w : Largura da seção da viga

d : Altura útil da viga

O cálculo do α_{v2} :

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.15)$$

Onde:

f_{ck} : Resistência característica do concreto

Essa condição sendo atendida, a força solicitante sendo menor que a resistente, podemos concluir que as bielas de concreto não serão esmagadas, podendo então partir para o dimensionamento da armadura transversal. A partir V_{sd} , calculamos a força cortante absorvida pelo concreto (V_c):

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.16)$$

Onde o f_{ctd} é calculado da seguinte maneira:

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.17)$$

Após isso, é possível verificar qual a parcela da força cortante que será resistida pela armadura transversal (V_{sw}):

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \quad (2.18)$$

Com o valor de V_{sw} e o diâmetro da armadura transversal já definido, o espaçamento entre os estribos (s) pode ser calculado pela Equação 2.19:

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{sw}} \cdot 0,92 \cdot d \cdot f_{yd} \quad (2.19)$$

Onde:

A_{sw} : É a área da seção de um estribo.

f_{yd} : É a força resistente de cálculo do aço.

2.2 ABERTURAS E FUROS EM VIGAS

As aberturas em estruturas de concreto são comumente observadas nas obras em qualquer lugar do mundo. Abaixo estão descritas as finalidades para essas aberturas e de que modo a NBR 6118:2014 determina as condições permitidas para execução das mesmas, neste ponto será tratado como são asseguradas a segurança e durabilidade das estruturas que receberão as aberturas.

2.2.1 Usos

Segundo Kirsten (2015), a atuação e o trabalho conjunto de todos os projetistas evita situações de improvisos na obra e custos adicionais. Deste modo, o projeto estrutural é o que mais necessita de ajustes para que seja compatibilizado com os demais projetos.

Assim, existem algumas soluções específicas para a concepção do projeto estrutural de modo a aumentar a qualidade e reduzir imprevistos. Uma dessas soluções é a execução de aberturas (KIRSTEN, 2015).

As aberturas em elementos estruturais tem a função de abrir espaço para a passagem de cabos elétricos, tubulação e dutos para ar condicionado. (SIMÃO, 2014)

Porém, segundo Mansur (2006 apud FARIAS, 2019), o uso dessas aberturas podem causar um comportamento diferente na viga. Os cantos da abertura recebem uma concentração de tensões que podem afetar a segurança e durabilidade da estrutura. Desta forma, quando há o conhecimento prévio da necessidade da abertura, a mesma deve ser avaliada quanto a sua interferência na viga.

2.2.2 ABNT NBR 6118:2014

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), em todos os projetos onde são previstas aberturas, a estrutura deve ser calculada e detalhada de forma a considerar todos os efeitos causados pela concentração de tensões em volta das aberturas. Os limites para a dimensão das aberturas estão citados nos itens a seguir.

2.2.2.1 Furos que atravessam a viga na vertical

Os furos verticais (Figura 7) não podem ter diâmetros maiores que um terço da largura da viga. Sendo que deve ser verificada a redução da resistência à flexão e ao cisalhamento nestas regiões.

A distância mínima da face de um furo para o outro deve ser de no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento da viga (NBR 6118 ABNT (2014)).

2.2.2.2 Furos que atravessam a viga na horizontal

Os furos horizontais (Figura 8) seguem prescrições praticamente iguais aos furos verticais, aqui a distância mínima de um furo até a face da viga deve ser no mínimo 5 cm e duas vezes o cobrimento da viga. E a seção que sobra de concreto deve ser capaz de resistir aos esforços, além de permitir uma boa concretagem.

Desta forma, a norma estabelece algumas condições onde a existência do furo não necessitará de uma verificação adicional:

- (a) furos na seção tracionada e em um distância do apoio de no mínimo o dobro da altura da viga;

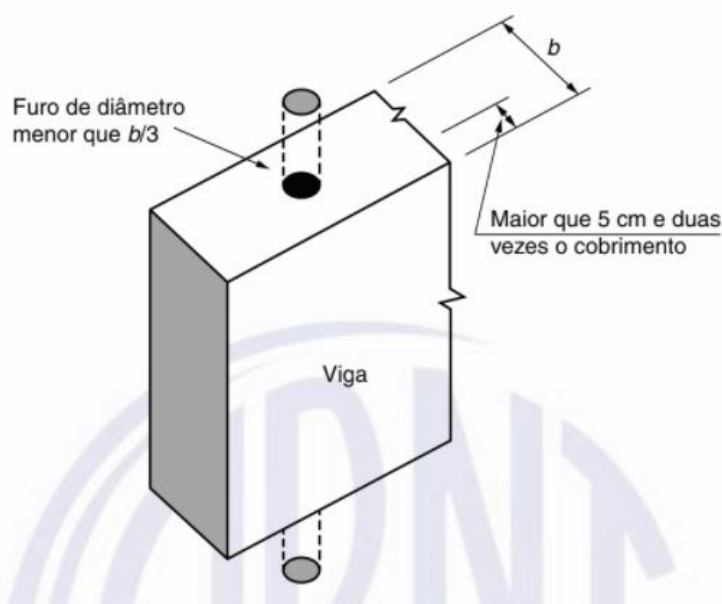


Figura 7 – Abertura vertical em vigas
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

- (b) tamanho do furo de no máximo 12 cm e um terço da altura da viga;
- (c) distância entre as faces de furos deve ser no mínimo o dobro da altura da viga;
- (d) permite o cobrimento necessário para a viga e o não seccionamento das armaduras.

Assim, se algum destes itens não forem satisfeitos, deve ser feita uma análise da interferência do furo, podendo ser necessária uma armadura de reforço na região (NBR 6118 [ABNT](#) (2014)).

2.3 REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo [Souza e Ripper](#) (1998), a necessidade de reforço nas estruturas se dá por dois motivos: alteração da funcionalidade da estrutura, como um aumento da carga de utilização, se faz necessário aumentar a capacidade portante da estrutura ou pela ocorrência de patologias que prejudicam a vida útil e a segurança das mesmas. Os problemas patológicos aparecem por erros que acontecem em uma ou mais etapas da concepção de uma construção, sendo as etapas de concepção, execução e utilização.

Na etapa de concepção da estrutura, as falhas podem aparecer no estudo preliminar, execução do anteprojeto ou até no projeto de execução. Nesta etapa que entra a compatibilização dos projetos complementares com o projeto arquitetônico, que para a nossa pesquisa, a falta desta etapa é o principal causador do problema.

A etapa posterior é a de execução, que traz um grande problema que é a adaptação do projeto já durante a obra, de modo a tentar simplificar a execução. Sendo que essas adaptações na maioria das vezes não são consultadas com o projetista. Um

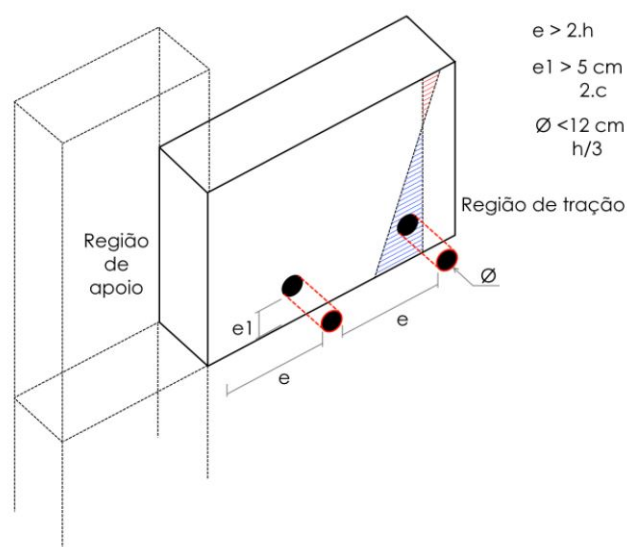


Figura 8 – Abertura horizontal em vigas

Fonte: AltoQi (2020).

exemplo disso, é mudar a passagem de tubulação de esgoto para dentro de uma viga, sem consultar o projetista da estrutura.

Com a construção pronta, o que vem a seguir é a sua manutenção para manter a qualidade e a durabilidade, que por sua vez é muitas vezes ignorada por uma questão econômica, que pode causar um dano mais grave à estrutura com o passar do tempo.

2.3.1 Reforço em aço para aberturas

2.3.1.1 Leonhardt e Monning

Para Leonhardt e Monning (1978 apud SIMÃO, 2014), as aberturas devem ser executadas apenas se as bielas de compressão importantes forem mantidas. Nas partes em que o esforço cortante for pequeno, poderão ser previstas aberturas mais compridas. Nessas regiões a viga é tratada como um pórtico. Entre uma abertura retangular ou circular, é preferível que seja feita abertura circular porque devido seu formato de vértices arredondados, a concentração de tensões é menor. Quando a abertura ultrapassar $0,6h$ (h sendo a altura da viga), as bielas de compressão são comprometidas, logo deve ser dimensionado o reforço adequado para aquela região.

Os critérios para o dimensionamento desta armadura de reforço serão citados a seguir (Figura 9):

- (a) Dimensionamento à flexão considerando a seção cheia;

(b) Forças normais nos banzos superior e inferior à abertura:

$$D = Z = \frac{M_m}{z} \quad (2.20)$$

Onde:

D: Força normal no banzo superior.

Z: Força normal no banzo inferior.

M_m : Momento na Seção da Abertura

z: Distância entre os eixos dos banzos.

(c) Força cortante nos banzos, sendo que o banzo superior resistirá a maior parte do esforço cortante (Q) e o banzo tracionado estará no Estádio III:

$$Q_{sup} = (0,8 \text{ a } 0,9) \cdot Q \quad (2.21)$$

$$Q_{inf} = (0,1 \text{ a } 0,2) \cdot Q \quad (2.22)$$

(d) Os banzos também devem ser dimensionados à flexão composta:

$$M_{sup} = Q_{sup} \cdot \frac{l'}{2} \quad (2.23)$$

$$M_{inf} = Q_{inf} \cdot \frac{l'}{2} \quad (2.24)$$

$$N_{sup} = D \quad (2.25)$$

$$N_{inf} = Z \quad (2.26)$$

Onde:

l' : Comprimento longitudinal da abertura.

(e) Ainda deve ser previstas armadura de suspensão junto à abertura, sendo que para seu dimensionamento deve ser considerado $0,8 \cdot Q$, sendo recomendado colocar de 1 à 3 estribos;

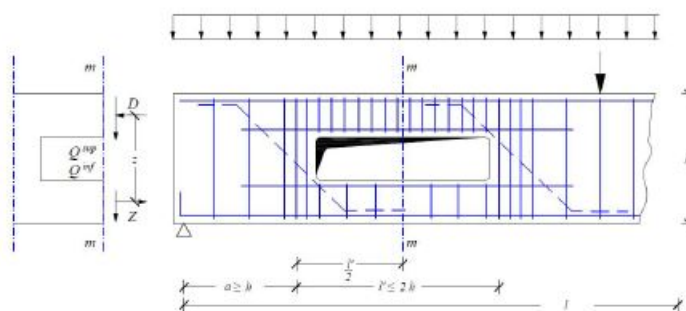


Figura 9 – Armadura de reforço para abertura em vigas
Fonte: Simão (2014).

2.3.1.2 Nasser et al.

Nesta pesquisa de [Nasser et al. \(1967\)](#) apud [SIMÃO, 2014](#), foram feitos ensaios com vigas em concreto armado com aberturas grandes e com isso esperavam determinar a melhor forma de detalhar as armaduras de reforço ao redor da viga e fazer com que a carga de ruptura de vigas com aberturas se igualassem as de vigas com seção cheia.

Para isso, foram consideradas algumas hipóteses básicas::

- (a) A seção transversal dos banzos superior e inferior da abertura tem um comportamento igual ao dos banzos de uma viga Vierendeel, que é uma viga formada por quadro plano, multicelular, fechado;
- (b) Os banzos tem pontos de inflexão, quando não submetidos à esforços transversais;
- (c) Os banzos devem absorver aos esforços cortantes de forma proporcional à sua área da seção, se tiverem com os estribos dimensionados corretamente;
- (d) Nos cantos da abertura existe uma concentração de tensões devido ao cisalhamento, e essa concentração pode ser considerado o dobro do esforço cortante daquela seção.

Com a análise dos resultados da pesquisa pode-se observar que se dimensionado o esforço de forma correta, a viga com abertura pode terá a mesma resistência que uma viga com seção cheia. Porém, por causa das aberturas, a rigidez da viga diminui e conseqüentemente acaba gerando deslocamentos maiores. E por último, as fissuras diagonais junto com a abertura, que normalmente aparecem em vigas com aberturas, não apareceram com o reforço.

2.3.1.3 Mansur et al.

[Mansur et al. \(1985\)](#) apud [SIMÃO, 2014](#) criaram uma forma de determinar a resistência de vigas de concreto armado com aberturas grandes. Esse modelo foi criado para vigas de concreto armado com grandes aberturas retangulares, sujeitas à flexão simples.

Todos os ensaios foram feitos para a análise da carga de ruptura, de modo a satisfazer o equilíbrio, escoamento e o mecanismo de funcionamento.

Sendo que esse mecanismo de funcionamento consiste de articulações nas extremidades dos banzos (Figura 10), em ambos os lados da abertura.

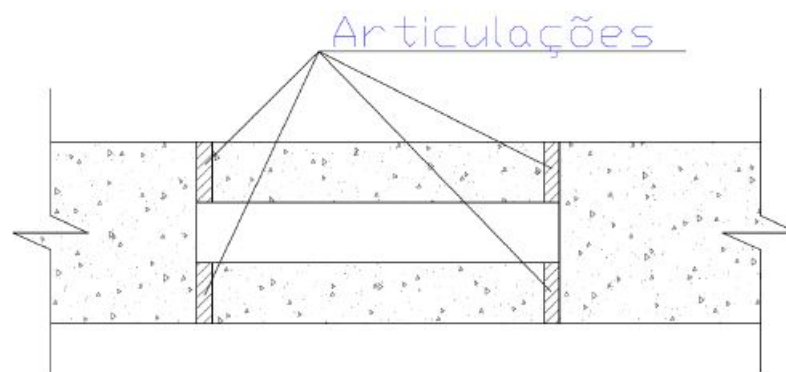


Figura 10 – Mecanismo de pesquisa com banzos articulados
Fonte: Simão (2014).

Para esse cálculo, as forças axiais atuantes são resultantes do momento fletor que está atuando na seção, sendo que esses banzos são considerados como pilares contraventados.

Depois dos ensaios e com a análise dos resultados, chegaram a conclusão de que se as seções maciças forem dimensionadas adequadamente, a falha da viga ocorrerá pela formação de um mecanismo com articulações, uma em cada canto dos banzos. Se os banzos não sofrerem esforços diretamente, o método de considerá-los como pilares contraventados se mostra eficaz. E que a distribuição dos esforços cortantes no banzo, será dependente do tamanho da abertura, quanto menor a abertura menos o banzo inferior será solicitado.

2.3.1.4 Sussekind, J. C.

Segundo Sussekind (1987) apud SIMÃO, (2014) a abertura em vigas deve respeitar alguns limites (Figura 11) para que possa ser dimensionada normalmente e na região de furo deverá ser realizada uma análise do quanto a abertura irá influenciar. Caso esses limites não sejam respeitados, o cálculo da viga deverá ser feito considerando um quadro fechado hiperestático.

Então, para a região da viga, Sussekind (1987) apud SIMÃO, (2014) propõe traçar um plano que passe pelo eixo do furo, assim será realizado o equilíbrio dos esforços atuantes na seção (Figura 12), de forma bem simples.

O momento fletor será transmitido para essas seções S1 e S2 pelas resultantes D_d e Z_d . O esforço cortante total Q_d acaba se dividindo em duas frações Q_{1d} e Q_{2d} , sendo que essas frações serão proporcionais à rigidez à flexão das regiões da abertura.

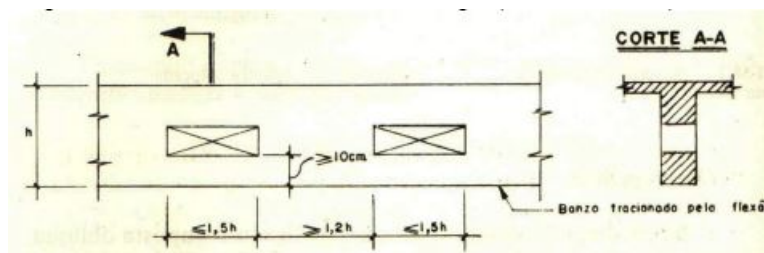


Figura 11 – Dimensões máximas de aberturas de vigas
Fonte: Simão (2014).

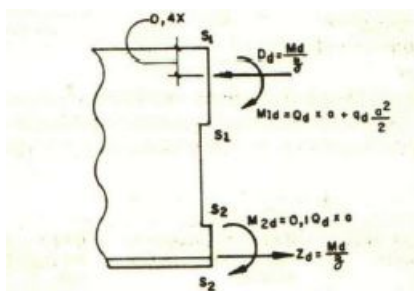


Figura 12 – Esforços para o dimensionamento do reforço para a região da abertura
Fonte: Simão (2014).

Considerando:

$$Q_{1d} = Q_d \quad (2.27)$$

$$Q_{2d} = 0,1 \cdot Q_d \quad (2.28)$$

A seção superior S1 deverá ser dimensionada à flexão composta, assim tendo um esforço normal D_d e M_{1d} . Sendo:

$$D_d = \frac{M_d}{z} \quad (2.29)$$

$$M_{1d} = Q_d \cdot a + q_d \cdot \frac{a^2}{2} \quad (2.30)$$

Onde:

M_d : Momento de cálculo solicitante

z : Distância entre D_d e Z_d

a : Metade do comprimento longitudinal da abertura

q_d : Carga distribuída de cálculo

Igual na seção superior, a inferior S2 também deverá ser dimensionada para uma flexão composta, para os esforços Z_d e M_{2d} :

$$Z_d = \frac{M_d}{z} \quad (2.31)$$

$$M_{2d} = 0,1.Q_d.a \quad (2.32)$$

Após todo o dimensionamento, [Sussekind \(1987\)](#) mostra como deverá ser o detalhamento das armaduras na Figura [13](#).

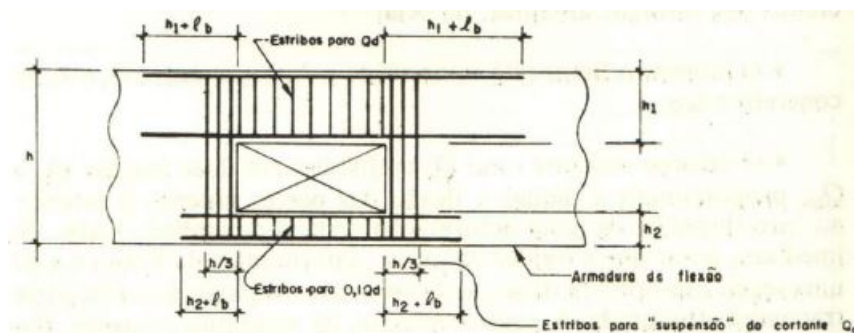


Figura 13 – Detalhamento das armaduras de reforço em abertura, segundo Sussekind
Fonte: Simão (2014).

2.3.2 Reforço com fibra de carbono

2.3.2.1 Uso na construção civil

A ideia de utilizar compósitos de fibra de carbono em estruturas de concreto armado se deu no Japão. Devido à constante iminência de um abalo sísmico no distrito de Kanto, onde fica a cidade de Tóquio, o governo decidiu então reforçar as estruturas, principalmente viárias, de modo a resistirem aos abalos sísmicos. Então, iniciou-se pesquisas com o intuito de buscar por novas tecnologias na área de reforço de estruturas e foi assim que surgiu a ideia de adaptar compósitos de fibra de carbono para reforço em estruturas de concreto armado, esses compósitos já eram muito utilizados para reforços de alto desempenho nas indústrias aeroespacial, aeronáutica, naval e automobilística. A ideia era utilizar os compósitos de fibra de carbono por ser um material de alta resistência, fácil aplicação, extremamente leve, em comparação com o aço, e que não apresenta problema relacionado com a durabilidade igual aos reforços metálicos, por conta da corrosão.

A substituição das barras de aço em si pela manta de fibra de carbono só é utilizada em casos específicos, onde o emprego do aço não seja permitido, por exemplo em ambientes que ocorram fenômenos de ressonância magnética. Sendo seu uso mais disseminado para reforços em pilares de pontes e viadutos, também para reforços à flexão e esforço transversal em lajes e vigas. [\(SOUZA; RIPPER, 1998\)](#).

2.3.2.2 Características e Propriedades

Segundo [Souza e Ripper \(1998\)](#), para a fabricação das fibras de carbono é necessário um processo de carbonização das fibras de polímeros orgânicos. Esse processo é feito em temperatura em torno de 3000 °C, assim a maioria das fibras sintéticas se

evaporam, algumas como a fibra de acrílico, não se evaporam e mantêm sua estrutura molecular depois de acontecer a carbonização, deixando os átomos de carbono alinhados ao longo das fibras. Esse alinhamento acaba dando para as fibras um alto módulo de elasticidade e alta resistência à tração. Sendo mais aconselhado para a construção civil utilizar uma manta de fibra de carbono que tenha alta resistência à tração e um módulo de elasticidade mais próximo ao das barras de aço.

As fibras de carbono são usadas em folhas flexíveis (Figura 14) pré-impregnadas, onde os filamentos de fibra de carbono são agrupados e juntados em um folha de suporte com um pouco de resina epóxi.

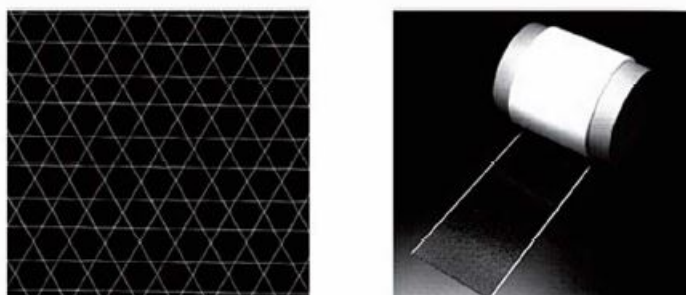


Figura 14 – Manta de fibra de carbono
Fonte: Souza e Ripper (1998).

A manta de fibra de carbono, considerando a mesma espessura, apresenta um quarto do peso e uma resistência à tração de oito a dez vez maior que a do aço de construção, considerando um mesmo módulo de elasticidade. Apresenta uma curva de ruptura linear, que é característica de materiais frágeis (apresentam deformações mínimas antes da ruptura), com ruptura última em torno de 3500 MPa, e com deformações de 1,5%.

2.3.2.3 Execução

A durabilidade e resistência do reforço com fibra de carbono está diretamente ligado com a correta execução da aplicação da manta. O processo é dividido em duas partes: preparação da superfície da estrutura de concreto e a colagem da manta.

A superfície de concreto deve ser tratada, através da esmerilagem, com o objetivo de remover as sujeiras e uma fina camada de nata de cimento. De modo a permitir uma melhor absorção da resina que é utilizada para colar a manta e assim melhorar a ligação entre concreto e a fibra de carbono.

Com a superfície preparada, deve ser aplicado o *primer*, para ser melhorada a impregnação e garantir a total adesão da manta. Depois de uma hora da aplicação do *primer*, deverá ser aplicada a resina epóxi e logo em seguida a colagem da manta de fibra de carbono, devendo ser retirado o excesso de resina. (SOUZA; RIPPER, 1998).

A execução do reforço com a manta pode ser observado na Figura 15.

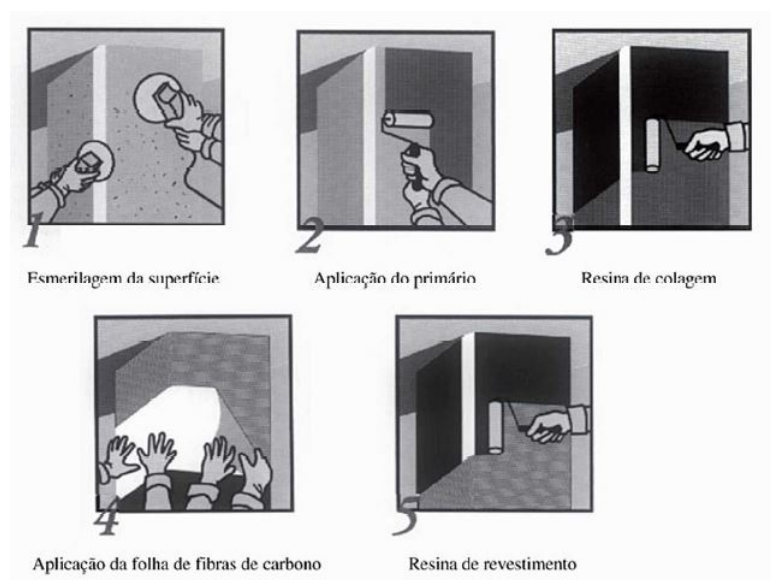


Figura 15 – Processo de aplicação da manta de fibra de carbono
Fonte: Souza e Ripper (1998).

2.3.2.4 Reforço ao cisalhamento

Segundo Machado (2002), a manta de fibra de carbono garante várias configurações de reforço ao cisalhamento (Figura 16), de maneira que o reforço deve envolver a estrutura com as fibras dispostas transversalmente para reforçar as diagonais tracionadas na treliça de Morsch, como se fosse estribos de aço.

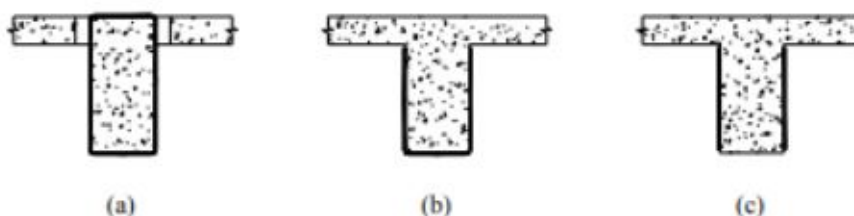


Figura 16 – Configurações do reforço ao cisalhamento
Fonte: Machado (2002).

- (a) Envolvimento total da seção transversal, comumente usada em casos onde a viga não apresenta laje superior ou inferior;
- (b) Envolvimento da seção em "U", sendo envolvido os dois lados e o fundo. É usada, normalmente, devido à existência de laje superior, sendo a maneira mais fácil de executar;
- (c) É a configuração menos eficiente, e deve ser usada quando há a impossibilidade de envolver tanto o topo, quanto o fundo.

Depois de definir qual o valor de resistência a mais ao cisalhamento, que o reforço deve trazer para a viga, pode-se começar a dimensionar a quantidade de manta de fibra de carbono necessária.

As variáveis do projeto são o espaçamento entre as tiras de manta e a largura das mesmas, que pode ser calculada pela Equação 2.33, lembrando que todas as equações desta etapa foram baseadas no manual de fibra de carbono ((MACHADO, 2002)).

$$\frac{w_f}{s_f} = \frac{V_f}{2 \cdot n \cdot t_f \cdot f_f \cdot d_f} \quad (2.33)$$

Onde:

w_f : Largura das tiras de manta de fibra de carbono;

s_f : Espaçamento entre as tiras;

V_f : Valor extra de resistência ao cisalhamento;

n : Número de camadas de tiras;

t_f : Espessura de uma camada da tira;

f_f : Tensão limite de ruptura da fibra de carbono;

d_f : Profundidade da tira de fibra de carbono.

Dependendo do valor de $(\frac{w_f}{s_f})$, teremos uma ocorrência diferente, de acordo com as equações 2.34, 2.35 e 2.36.

$$\frac{w_f}{s_f} < 1,0 \quad (2.34)$$

Sendo que, pode-se usar tiras de fibra de carbono com largura definida de modo a manter o espaçamento maior ou igual a $(\frac{w_f}{s_f})$.

$$\frac{w_f}{s_f} = 1,0 \quad (2.35)$$

Sendo que, devem ser usadas tiras contínuas, com largura de $(w_f = s_f)$.

$$\frac{w_f}{s_f} > 1,0 \quad (2.36)$$

Sendo que, serão necessárias mais camadas de fibra de carbono, visto que uma camada não será suficiente.

A tensão de limite de ruptura da fibra de carbono é definida pela Equação 2.37

$$f_f = R \cdot f_{fu} \quad (2.37)$$

Onde:

R : Fator de redução da resistência última da fibra de carbono;

f_{fu} : Tensão última da fibra de carbono.

O fator de redução (R), pode ser encontrado pela Equação 2.38:

$$R = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \leq \frac{0,005}{\epsilon_{fu}} \quad (2.38)$$

Onde:

K_1 : Fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência em função da resistência do concreto;

K_2 : Fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência em função da configuração adotada, de acordo com a Figura 16;

L_e : Comprimento efetivo de aderência da fibra de carbono;

ϵ_{fu} : Deformação última da fibra de carbono.

Sendo que o limite imposto de $(\frac{0,005}{\epsilon_{fu}})$, tem o objetivo de controlar a perda da coesão interna dos agregados. Quando a colagem é feita do tipo (a) (Figura 16), o valor de R deverá ser:

$$R = \frac{0,005}{\epsilon_{fu}} \quad (2.39)$$

Podendo considerar a deformação última da fibra como sendo $\epsilon_{fu} = 0,017$.

O valor de K_1 e K_2 são encontrados pelas equações 2.40 e 2.41 respectivamente.

$$K_1 = \left(\frac{f_{cd}}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.40)$$

Onde:

f_{cd} : Força resistente de cálculo, à compressão do concreto;

$$K_2 = \frac{d_{fe}}{d_f} \quad (2.41)$$

Onde:

d_{fe} : Comprimento efetivamente aderido da fita de fibra de carbono;

d_f : Comprimento da fita de fibra de carbono

Com o início das fissuras causadas pelo cisalhamento, somente a parte da fibra de carbono que estão antes das fissuras que serão capazes de resistir aos esforços. Assim, a profundidade do reforço será reduzida (Equações 2.42, 2.43, 2.44, 2.45 e 2.46).

Para as configurações (a) e (b) da Figura 16:

$$d_{fe} = d_f - L_e \quad (2.42)$$

Onde:

L_e : Comprimento efetivo de aderência da fita de fibra de carbono

Para a configuração (c) da Figura 16:

$$d_{fe} = d_f - L_e \quad (2.43)$$

$$d_f = d - h_f \quad (2.44)$$

$$L_e = \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot L_0 \quad (2.45)$$

Onde:

L_0 : Comprimento efetivo de colagem de uma fita de fibra de carbono.

O comprimento efetivo de aderência diminui conforme aumenta o número de camadas de manta de fibra de carbono, devido à diminuição da área de transferência de esforços e como consequência, um aumento de tensões no concreto. Com isso, o aumento de camadas de fibra de carbono aumenta a resistência da peça em geral, porém diminui a eficiência.

$$L_0 = \frac{2500}{(t_f \cdot E_f)(0,58)} \quad (2.46)$$

Onde:

t_f : Em polegadas (in);

E_f : Em libras por polegadas quadradas (psi).

2.3.2.5 Reforço à flexão

De acordo com [Silva \(2016\)](#), as estruturas de concreto armado com reforço da manta de fibra de carbono devem seguir as recomendações da ACI 318:2014, com todos os coeficientes de majoração e minoração dos carregamentos e propriedades mecânicas. Há fatores adicionais de minoração, recomendados na ACI 440.2R:2008, que são fatores de segurança ligados à falta de conhecimento sobre esse tipo de reforço.

É recomendado que o reforço à flexão seja feito para o estado limite último. Desta forma, a capacidade resistente à flexão do elemento deve ser maior que o esforço solicitante (Equação [2.47](#)).

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (2.47)$$

Onde:

Φ : Fator de redução;

M_n : Momento resistente;

M_u : Momento solicitante.

Para iniciar o dimensionamento deve-se arbitrar um valor para a profundidade da linha neutra (c), para posteriormente calcular as deformações de todos os materiais com as equações [2.48](#), [2.49](#) e [2.50](#):

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \epsilon_{fu,d} \quad (2.48)$$

Onde:

ϵ_{fd} : Deformação que ocorre quando o nível de tensão causa o deslocamento da manta;

f'_d : Resistência característica à compressão do concreto;

n : Número de camadas utilizadas para o reforço de fibra de carbono;

E_f : Módulo de elasticidade da tira de fibra de carbono;

t_f : Espessura da tira de fibra de carbono;

$\epsilon_{fu,d}$: Deformação de ruptura de cálculo da fibra de carbono.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_c \left(\frac{h - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad (2.49)$$

Onde:

ϵ_{fe} : Deformação do reforço de fibra de carbono;

ϵ_c : Deformação do concreto

ϵ_{bi} : Deformação que a viga já estava sofrendo antes de receber o reforço;

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{h - c}{h - c} \right) \quad (2.50)$$

Onde:

ϵ_s : Deformação do aço;

h : Altura da seção da viga.

Com as deformações de todos os materiais definidas, é possível determinar as tensões nas armaduras e na fibra de carbono com as equações [2.51](#) e [2.52](#):

$$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe} \quad (2.51)$$

Onde:

f_{fe} : Tensão nas fibras de carbono;

E_f : Módulo de elasticidade da fibra de carbono.

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y \quad (2.52)$$

Onde:

f_s : Tensão nas armaduras;

E_s : Módulo de elasticidade do aço;

f_y : Tensão de escoamento.

Agora sim é possível definir a profundidade da linha neutra a partir do equilíbrio das forças dentro da seção, sendo:

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad (2.53)$$

Onde:

A_s : Área da seção de aço;

A_f : Área da seção da fibra de carbono;

α_1 : Parâmetro recomendado pela norma ACI 440.2R (2008) como sendo 0,85.

β_1 : Parâmetro recomendado pela norma ACI 318 (2014), apresentado na Tabela 4;

f'_c : Resistência característica à compressão do concreto, de acordo com a norma americana. Sendo $f'_c = f_{ck} - 2,04$;

b: Base da viga.

Tabela 4 – Valores de β_1 em função de f'_c

$f'_{cs}(MPa)$	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0,65

Fonte: Silva (2016)

Assim, o valor da profundidade da linha neutra é determinado quando as equações 2.49, 2.50, 2.51, 2.52 e 2.53, de forma a garantir o equilíbrio interno das forças e compatibilidade das deformações.

A solução deve ser de forma iterativa, foi arbitrado uma valor de "c" no início dos cálculos, que foi usado nas equações 2.49, 2.50, 2.51 e 2.52. Depois outro valor de "c" é calculado com a 2.53. Esses dois valores de c devem ser comparados e chegar ao mesmo valor ou muito próximo, caso isso não aconteça, o processo deve ser reiniciado e repetido até que haja uma convergência entre os dois valores de "c".

Com isso, agora é possível calcular o valor do momento resistente da viga reforçada com o concreto armado pela Equação 2.54

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) + \psi_1 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}\right) \quad (2.54)$$

Onde:

d: Altura útil da viga;

ψ_1 : Valor de minoração recomendado pela ACI 440.2R (2008) de 0,85.

2.4 DOSAGEM DO CONCRETO

2.4.1 Método do IPT simplificado

Em seu trabalho, Campiteli (2004), propõem uma simplificação do método de dosagem do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), o qual se baseia em um traço inicial, vindo estudos anteriores, e é adaptado conforme a sua necessidade.

Para essa simplificação, procura-se um traço inicial o mais próximo do definitivo, podendo até ser o mesmo, caso a resistência seja alcançada. Este traço inicial é dado

por 1 : a : p : x (cimento : areia : pedra : relação água/cimento) em massa, e para calcular esses fatores, alguns valores devem ser achados, sendo eles a relação água/materiais secos (H), que define a consistência do traço, o teor de argamassa seca (α), que é relacionado com a coesão do traço, e a relação água/cimento (x), que define a relação água-cimento (CAMPITELI, 2004).

Para o cálculo da relação água/materiais secos, Campiteli (2004) em seu método simplificado, utiliza três parâmetros, o fator água/cimento (x), a massa de areia (a) e a massa de pedra (p) para 1 kg de cimento, conforme as equações a seguir.

$$H = \frac{x}{a + m} \quad (2.55)$$

Sendo "m" a massa de agregados secos, calculado através da Equação a seguir:

$$m = a + p \quad (2.56)$$

Já o teor de argamassa (α), Campiteli (2004) também define através de uma relação da massa de areia (a) com a a massa de agregados secos (m):

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + m} \quad (2.57)$$

Porém, como não temos a massa de areia e agregados secos, existe alguns valores estimados para α , apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores estimados para teores de argamassa seca (α)

DMC	Módulo de Finura do agregado miúdo		
	menor que 2,4	entre 2,4 e 2,8	maior que 2,8
9,5	55	57	59
19	50	52	54
25	46	48	50
38	43	44,5	46
50	37	39	41
76	33	34,5	36
102	30	31	32
152	27	28	29

Fonte: Campiteli (2004)

Campitelli (2004) apresenta um método de cálculo para a relação água/cimento, através da equação de Abrams, que levam em conta algumas constantes dos materiais. Ele também apresenta uma Tabela com a estimativa de relação água/cimento com base no tipo de cimento e na resistência necessária. (Tabela 6)

Tabela 6 – Valores estimados de relações água/cimento (x)

f_{cj} (MPa)	Estimativa da relação água/cimento - x (1/kg)			
	Cimentos do tipo CP I, II, III e IV			CP V ARI
	Classe 25	Classe 32	Classe 40	
10	0,79	0,89	0,96	0,96
15	0,64	0,74	0,81	0,81
20	0,53	0,63	0,71	0,71
25	0,45	0,55	0,62	0,62
30	0,38	0,48	0,56	0,56
35	0,32	0,42	0,50	0,50

Fonte: Campitelli (2004)

2.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.5.1 Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndrico

A moldagem dos corpos de prova é definida pela NBR 5738:2015, os moldes cilíndricos devem ter a altura com o dobro do diâmetro. Na UTFPR, os corpos de prova tem a base com diâmetro de 100mm. Para um corpo de prova moldado com adensamento manual e com 100 mm de diâmetro, a moldagem deve ser feita em duas camadas, sendo 12 golpes com a haste.

Já o ensaio de compressão dos corpos de prova é normatizado pela NBR 5739:2018. O corpo de prova deve ser posicionado de forma com que seu eixo coincida com o da máquina. A força aplicada deve ser contínua e sem que haja choques. A aplicação da força deve ser de 0,4 +/- 0,15 MPa/s de forma constante (ABNT, 2018).

2.5.2 Ensaio de Stuttgart

Alguns ensaios realizados pelos pesquisadores Leonhardt e Walther, na Alemanha, chamados de 'Ensaio de Stuttgart', no início do século XX, são um marco para o estudo teórico do concreto armado. Os resultados destes estudo comprovaram a Teoria Clássica de Mörsch aplicada a vigas em concreto armado. (ROCHA *et al.*, 2004)

De acordo com Rocha *et al.* (2004), o Ensaio de Stuttgart consiste no carregamento gradativo de uma viga apoiada, de seção retangular, conforme a Figura 17, com duas cargas pontuais simétricas.

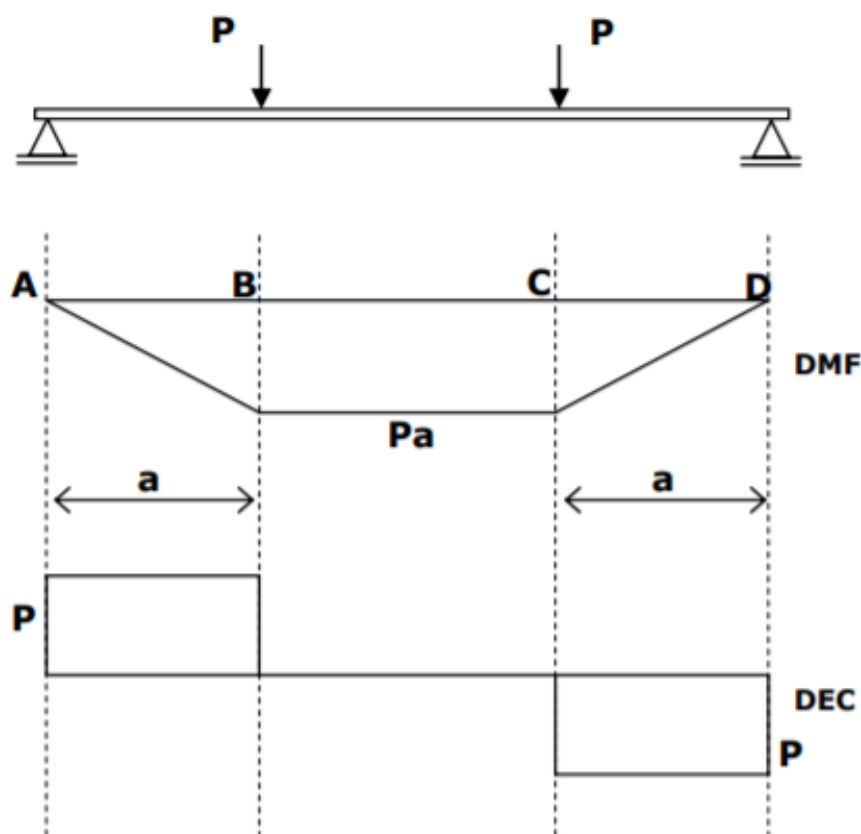


Figura 17 – Idealização estrutural - Diagramas de Momento Fletor e Esforço Cortante
Fonte: Autoria Própria (2020).

Como se pode ver, e, conforme Rocha *et al.* (2004), é aumentado o carregamento até que a viga venha a ruptura, e, no mesmo corpo de prova, é possível observar a flexão pura (trecho BC) e flexão simples (Trecho AB e CD), pois, devido ao carregamento, no trecho central da viga só existe momento fletor atuando, gerando flexão pura, e, nas extremidade, além do momento fletor, existe o cisalhamento, gerando flexão simples.

Já em relação a fissuração, com este ensaio, é possível ver dois tipos de fissuras, as verticais na região onde existe flexão pura, devido a tração do concreto na parte de baixo da viga, e as fissuras inclinadas, próximas aos apoios, devido a flexão simples, onde existe a presença do esforço cortante. (Figura 18)

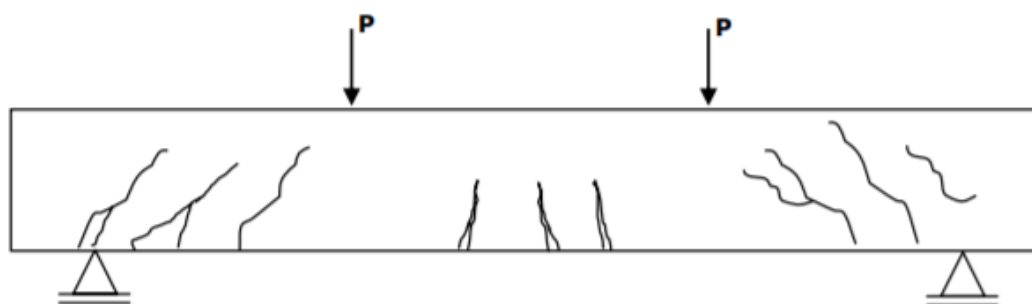


Figura 18 – Processo de aplicação da manta de fibra de carbono
Fonte: Rocha *et al* (2004).

3 METODOLOGIA

Um método pode ser definido como um conjunto de atividades sistemáticas e racionais para alcançar um objetivo, com segurança e economia. Para isso, deve-se ser traçado um caminho, onde seja possível detectar erros e corrigi-los (LAKATOS; MARCONI, 2005).

De acordo com Gil (2002), a pesquisa científica pode ser classificada quanto aos objetivos do estudo em três grandes grupos: exploratória, descritiva e explicativa, e, com base nos nossos objetivos, este estudo pode ser classificado como uma pesquisa explicativa, pois, ainda de acordo com o mesmo autor, uma pesquisa explicativa é aquela que tem a preocupação em identificar possíveis fatores que podem determinar ou contribuir para certo fenômeno, chegando a um conhecimento da realidade muito profundo.

Também, de acordo com Fachin (2005), a pesquisa também pode ser classificada em relação a abordagem, em pesquisa quantitativa, que é a pesquisa que utiliza dados ou proporção numérica, e em pesquisa qualitativa, que não utiliza somente aspectos mensuráveis, mas também definidos descritivamente. Com isso, podemos ver que a nossa pesquisa será tanto quantitativa (experimentos) quanto qualitativa (teorias).

Por último, Gil (2002) classifica a pesquisa em relação aos procedimentos técnicos desenvolvidos, e, lendo todos eles, podemos ver que ela é bibliográfica, por ter como base um material já elaborado por outros pesquisadores, e também experimental, pelo fato de analisar as variáveis em alguns experimentos científicos.

3.1 MÉTODOS

De modo a facilitar e melhorar a organização da pesquisa, foram feitos dois diagramas das atividades (Figura 19 e 20).

A revisão bibliográfica foi feita com o intuito de trazer um aprofundamento em alguns temas que são essenciais para a realização da pesquisa. Com ela, podemos fazer o dimensionamento das primeiras vigas e a dosagem do concreto para poder executá-las e moldar os corpos de provas com o intuito de verificar se a resistência de dosagem foi realmente atingida.

Na primeira etapa I do trabalho, as vigas foram divididas em 4 grupos e para cada grupo foram executadas três amostras:

- Vigas de Referências: vigas de seção cheia, servindo como base da calibragem do ensaio;
- Vigas do Grupo I: vigas com abertura posicionada à uma distância de 20 cm do apoio e sem reforço;

- Vigas do Grupo II: vigas com abertura posicionada à uma distância de 30 cm do apoio e sem reforço;
- Vigas do Grupo III: vigas com abertura posicionada no meio do vão e sem reforço.

O posicionamento das aberturas de 10 cm de diâmetro foi escolhido de modo que será possível observar a interferência da abertura na viga quando está atuando a cortante máxima, momento e cortante junto e o momento máximo.

Após a confecção das vigas descritas acima, são realizados os ensaios de rompimento à compressão dos corpos de prova de concreto para definição do f_{ck} e o ensaio de Stuttgart. Com o resultado, será possível analisar em qual posicionamento a abertura causará mais interferência na resistência da viga.

Com estes resultados, chegaremos na etapa II do trabalho, onde será definindo o caso crítico do posicionamento, serão dimensionados reforços em aço para a abertura (Grupo IV), seguindo os critérios de Leonhardt e Monning (1978) e com manta de fibra de carbono (Grupo V) para a flexão, ou cisalhamento ou com ambos atuando juntos. Isso dependerá de qual tipo de esforço que implicará na maior perda de resistência da viga, como já citado.

As vigas do Grupo IV e V serão confeccionadas mantendo os mesmos processos das anteriores e realizar o ensaio de Stuttgart. Fazendo uma nova análise dos resultados, será identificado se a manta de fibra de carbono poderá ser usada em substituição do reforço em aço.

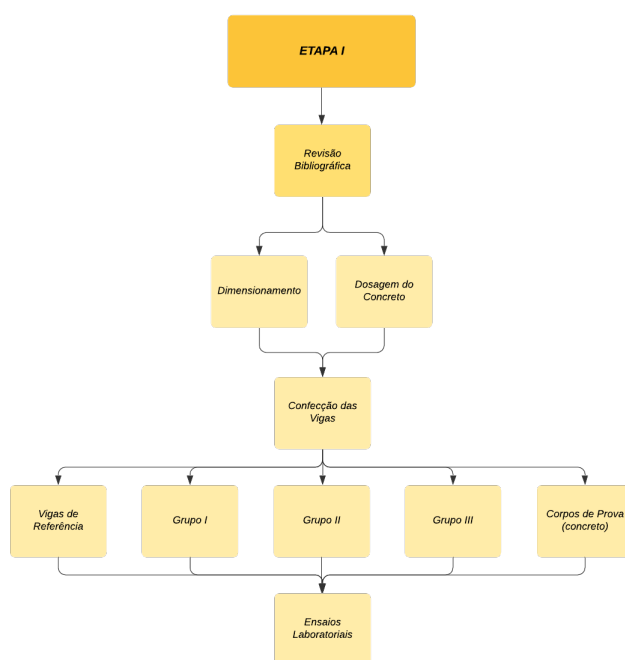


Figura 19 – Diagrama de trabalho - Etapa I
Fonte: Autoria Própria (2020).

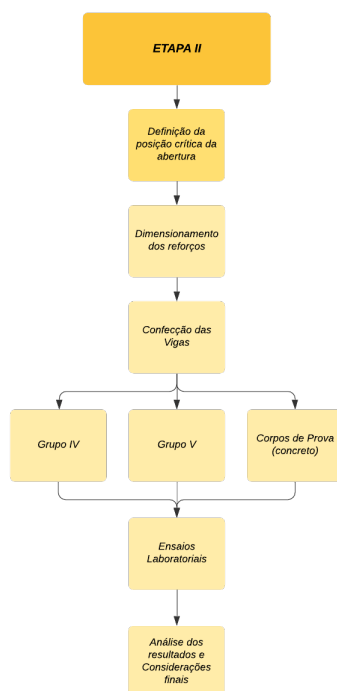


Figura 20 – Diagrama de trabalho - Etapa II
Fonte: Autoria Própria (2020).

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Aço

Para as armaduras longitudinais e reforços longitudinais foram utilizados aços CA-50 de diâmetros 6,3 mm e 12,5 mm, já para as armaduras transversais e reforços em aço transversais foram utilizados aços CA-50 com diâmetro 6,3 mm e CA-60 com diâmetro de 5,0 mm. Todos os aços utilizados foram da ArcelorMittal e Gerdau, devido a disponibilidade no canteiro de obras do Laboratório da UTFPR Campus Pato Branco

3.2.2 Concreto

Todo o concreto foi feito no laboratório, utilizando cimento CPV-ARI, areia fina, brita 0 e brita 1. O traço utilizado foi de um F_{ck} de 25 MPA aos 28 dias, fazendo o controle de qualidade de cada betonada com a confecção de corpos de prova cilíndricos.

3.2.3 Tecido de Fibra de Carbono Unidirecional TEXICARBON 334-HM

Segundo a fabricante Texiglass, a manta além de ter uma fácil aplicação, proporciona um acréscimo de até três vezes a resistência à compressão com até dez vezes menos peso do que pelo método convencional com ferro ou aço. Possuindo resistência à tração de 3530 MPa, módulo elasticidade entre 230 e 315 GPa e alongação até a ruptura de 1,9

3.2.4 Resina Epóxi

Segundo o fabricante MaxEpoxi, a araldite é bicomponente, fundível, viscoso, de cura à temperatura ambiente entre 20 e 180°C. É utilizado para colagem estrutural de diversos materiais. Tem uma alta resistência ao descolamento e cisalhamento. A resina epóxi é formada pela reação química entre dois componentes: a resina e o endurecedor.

3.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Com o objetivo de facilitar na movimentação das vigas, foram escolhidas as dimensões da seção de 12 cm de base e 24 cm de altura, com um comprimento total 130 cm, sendo que o vão teórico é de 120 cm. Esses 10 cm de folga foram pensados de modo que os apoios não ficassem exatamente nas extremidades. A distância de aplicação entre as cargas P e os apoios é de 40 cm de ambos os apoios.

Para o dimensionamento foi escolhida uma carga solicitante de 50 kN, para não atingir o máximo de carregamento que o equipamento do Laboratório de Materiais da UTFPR poderia atingir. Foi utilizado o *software* Ftool para determinar os gráficos de momento fletor e esforço cortante, como mostrado na Figura 21.

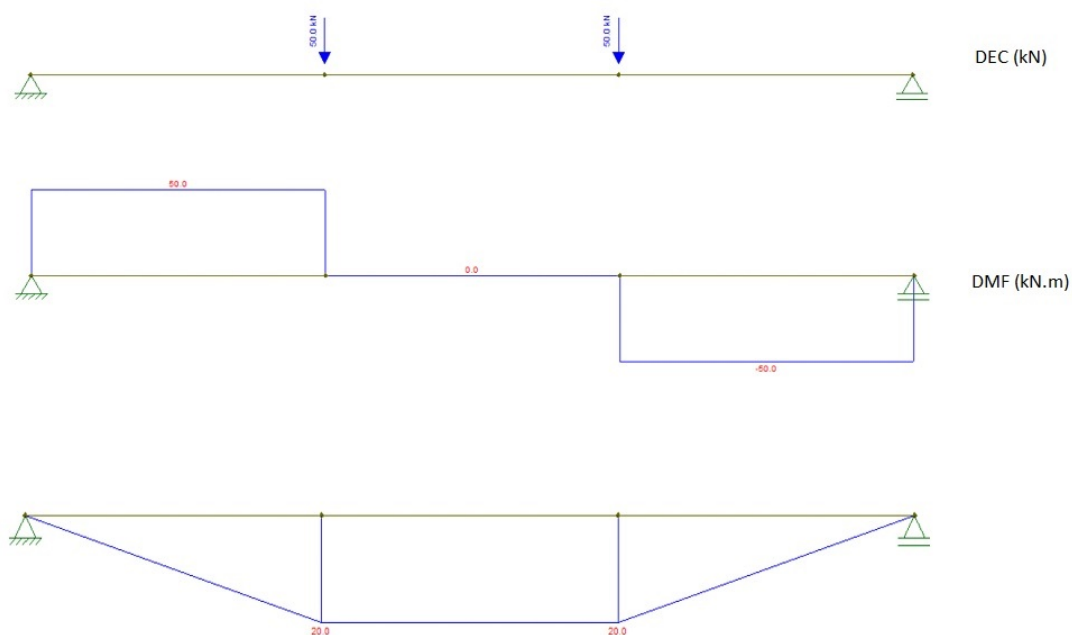


Figura 21 – Esforços gerados no Ftool, de acordo com a idealização estrutural
Fonte: Autoria Própria (2021).

Como o dimensionamento tem o intuito apenas de pesquisa, os coeficientes de majoração e minoração, que são utilizados para garantir a segurança da construção, foram desconsiderados para que os resultados do ensaio fossem mais próximos dos valores dimensionados. Pensando também no transporte das vigas, os cobrimentos das armaduras, considerando a classe de agressividade II seria de 2,5 cm, porém foi considerado 1,5 cm de

cobrimento, pois não existia interesse na durabilidade das vigas, e, com esse cobrimento, a seção podia ser diminuída.

E, para as vigas com reforço na região do furo, seguindo as recomendações da norma 6118:2014, o furo foi posicionado abaixo da linha neutra, com um diâmetro de 10 cm.

3.3.1 Vigas de Referência

Para o dimensionamento das armaduras de flexão e cisalhamento de todas as vigas foram utilizadas as recomendações da NBR 6118 (2014) conforme citado nos itens 2.1.7.1 e 2.1.7.2.

A área de aço para a armadura longitudinal é de $2,07 \text{ cm}^2$ sendo adotado então $2\phi 12,5\text{mm}$, uma armadura longitudinal superior que funcionará apenas como um porta estribo de $2\phi 6,3\text{mm}$ e para o cálculo da área de aço para armadura transversal foi utilizado o Método I de cálculo da NBR 6118 (2014) e encontrado o valor de $3,17 \text{ cm}^2/\text{m}$, então foi considerado $8\phi 6,3 \text{ mm c/ } 16 \text{ cm}$. Os cálculos estão detalhado no Anexo C.

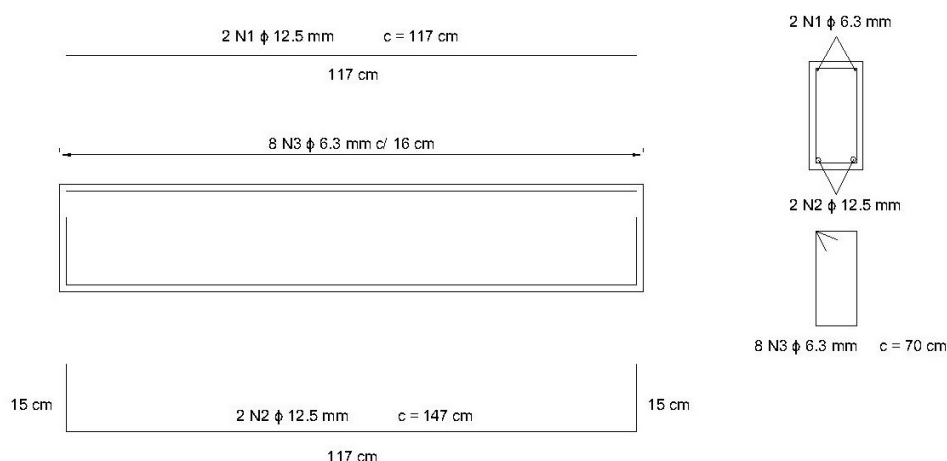


Figura 22 – Detalhamento armaduras de flexão e cisalhamento
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.3.2 Reforços

3.3.2.1 Reforço com aço

O método escolhido para dimensionamento do reforço em aço, devido à presença do furo, foi o de Leonhardt e Monning (1978) apud SIMÃO, (2014) citado no item 2.3.4.1 deste trabalho. Na armadura longitudinal dos banzos foram encontradas áreas de aço de $1,05 \text{ cm}^2$ e $1,26 \text{ cm}^2$ para os banzos superior e inferior, respectivamente, sendo definida então uma armadura de $4\phi 6,3\text{mm}$ em ambos os banzos. Para armadura de cisalhamento dos banzos, foi calculada uma área de aço de $18,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ e definido então $5\phi 5,0\text{mm c/}$

2,0cm. Por último foi dimensionado a armadura de suspensão, que foi necessário uma área de aço de $18,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ e adotado $3\phi 6,3\text{mm c}/ 3,0 \text{ cm}$. Dimensionamento está detalhado no Anexo D.

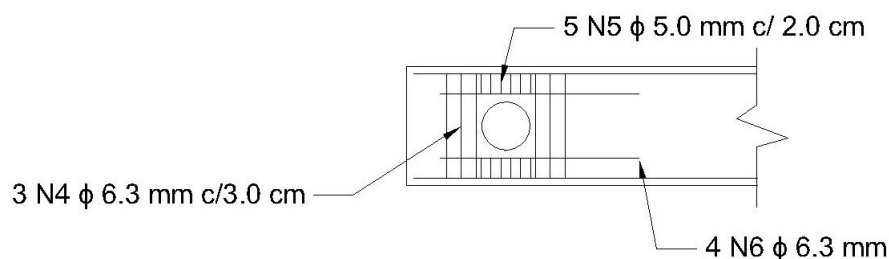


Figura 23 – Detalhamento armaduras reforço
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.3.2.2 Reforço com manta de fibra de carbono

Para o reforço com a manta de fibra de carbono, não foi encontrado nenhum método na literatura que apresentasse o dimensionamento de reforço com a manta para aberturas em vigas de concreto armado. Desta maneira, foi feita uma adaptação entre o método de reforço de aço para abertura de Leonhardt e Monning (1978) apud SIMÃO (2014) e o método de reforço ao cisalhamento com manta de fibra de carbono conforme Machado (2002). Do primeiro foram retirados os cálculos para encontrar os esforços devido à presença da abertura e, com os esforços encontrados, foi utilizado o segundo método para dimensionar a quantidade de manta necessária para resistir aos mesmos.

Assim, foi encontrado para os banzos inferior e superior a utilização de manta contínua que cobrisse toda esta região. E para as região adjacentes ao furo foram calculadas 3 faixas de manta de 2cm x 24 cm com espaçamento de 3,5 cm de eixo a eixo. Todos os cálculo estão presentes no Anexo E e detalhados na figura 24.

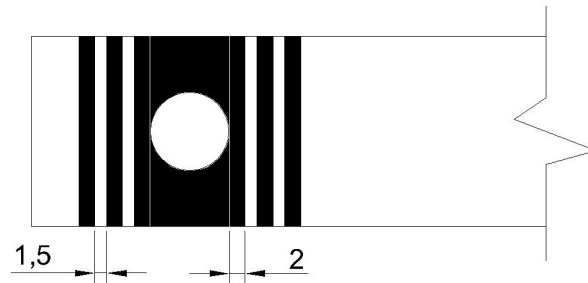


Figura 24 – Detalhamento reforço com manta de fibra de carbono
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4 EXECUÇÃO DAS VIGAS

Todas as vigas foram confeccionadas no Laboratório de Materiais da UTFPR-PB, sendo a etapa I no mês de fevereiro de 2020 e a etapa II em fevereiro de 2021.

3.4.1 Montagem das fôrmas

Nas vigas de referência e nas dos grupos I, II e III, foram confeccionadas fôrmas para cada viga, sem reutilização, pois todas foram concretadas no mesmo dia e como mudava a posição da abertura na lateral da viga, impossibilitava o reaproveitamento de tais fôrmas. Já nos grupos IV e V, a abertura era na mesma posição, permitindo o reaproveitamento das fôrmas.

Para a confecção de todas as vigas, foram utilizados chapas compensadas de madeira modificada e ripas de madeiras, para um bom travamento das fôrmas na parte de baixo. Já na parte de cima, foi utilizado arame recozido, com uma folga de 12 cm entre as paredes da viga, para que a viga não pudesse abrir quando fosse feita a concretagem.

Já para as aberturas, foi utilizada uma serra copo de 100 mm, que era o diâmetro da abertura desejada, e uma tubulação de PVC de 100 mm, utilizado de fôrma circular, simulando a passagem de um tubo através da viga.

A figura 25 mostra as fôrmas prontas para receber as armaduras, para posteriormente serem concretadas.

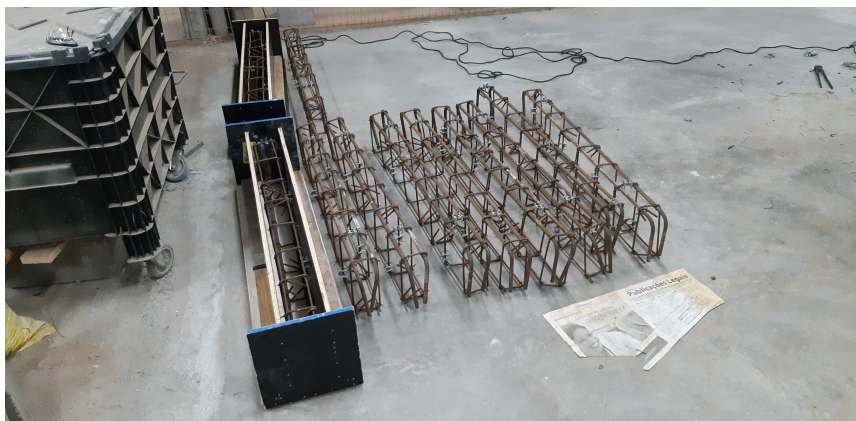


Figura 25 – Fôrmas
Fonte: Autoria Própria (2020).

3.4.2 Montagem das armaduras

Após a confecção das fôrmas, todo o aço foi cortado e dobrado. Para o corte foi utilizada uma esmerilhadeira e uma serra de arco, já para a dobra, foi utilizada uma cantoneira para os aços de menor bitola e um cano metálico para os de bitola maior, todos dobrados em uma mesa com pinos.

Para a armadura principal, primeiramente todos os vergalhões de 12,5 mm foram cortados no comprimento determinado pelo projeto, após isso, foi utilizada uma mesa de dobra do canteiro de obras que possuía os pinos para dobras de vergalhões com bitolas maiores. Como a armadura da parte de cima da viga era apenas porta estribos, e não tinha ancoragem, ela foi cortada com o tamanho correto.

Já os estribos, que em projeto foram definidos com diâmetro de 6,3 mm, devido a disponibilidade de material da UTFPR, também foram primeiramente cortados, para depois começar a dobra. Para esta dobra foi utilizada uma cantoneira e a mesa com os pinos disponibilizada pelo laboratório.

A figura [26](#) mostra a armadura completa da viga.



Figura 26 – Armadura
Fonte: Autoria Própria (2020).

As armaduras do reforço foram divididas em longitudinal e os estribos. Como não tinha ancoragem em gancho, as armaduras longitudinais apenas foram cortadas no tamanho correto. Já os estribos foram feitos conforme os estribos normais da viga, diferenciando apenas os estribos que ficavam em cima e embaixo da abertura, e estes tinham um diâmetro 5,0 mm (Figura 27).



Figura 27 – Armaduras de reforço
Fonte: Autoria Própria (2021).

Com todas as armaduras cortadas e dobradas, se deu o início da montagem das vigas. Para isso foram distribuídos todos os estribos necessários na armadura principal ($\phi 12,5\text{mm}$), e fixados com arame. Após isso, foi colocada a armadura de porta estribo, e os estribos que também foram fixados com arame (Figura 28).



Figura 28 – Montagem das armaduras
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4.3 Concretagem

O concreto utilizado na confecção das duas vigas possui um traço, em massa, de 1:1,8:2,8 (cimento: areia: agregado graúdo) e relação água/cimento de 0,56.

A Tabela 7 mostra a composição para uma betonada de concreto usado nas vigas.

Tabela 7 – Traço do concreto

Material	Quantidade
Cimento	50 kg
Areia	90 kg
Brita 1	70 kg
Brita 0	70 kg
Água	28 kg

Fonte: Autorial Própria (2004)

O cimento utilizado na produção das vigas foi o CP V. O agregado miúdo usado foi areia lavada, e como agregado graúdo foi empregado a brita 1 e a brita 0, visando minimizar as dificuldades nas operações de lançamento e vibração do concreto, evitando ninhos de concretagem. A água utilizada foi a da rede de abastecimento Sanepar. O concreto foi misturado mecanicamente em betoneira com capacidade de até 320 litros, observando-se o tempo de homogeneização dos materiais, aproximadamente 10 minutos (Figura 29). Em seguida, foram moldados 3 corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm para cada viga ensaiada (Figura 30).

A Figura 29 mostra o processo de concretagem.



Figura 29 – Concreto

Fonte: Autorial Própria (2021).



Figura 30 – Corpos de Provas Cilíndricos

Fonte: Autorial Própria (2020).

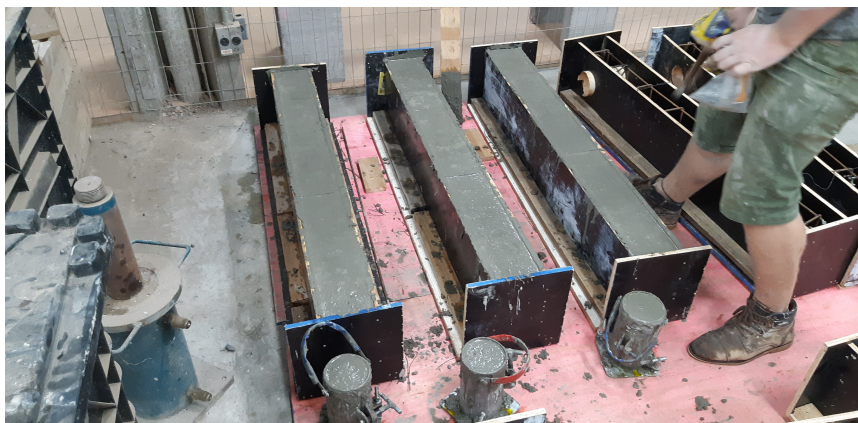


Figura 31 – Concretagem das Vigas
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4.4 Cura

Após 24 horas da concretagem, todos os corpos de provas cilíndricos e vigas foram desformados e identificados. Após a desforma todos foram colocados em cura úmida, em um tanque com solução de água com cal por 28 dias, retirados apenas alguns dias antes do ensaio de ruptura.

A figura [32](#) mostra as vigas submersas em água para a cura úmida.



Figura 32 – Processo de Cura Úmida
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4.5 Colagem do tecido da fibra de carbono

Antes de se iniciar a colagem da manta de fibra de carbono, as vigas foram lixadas (Figuras [33](#)) 10 cm para cada lado a partir da abertura para que fosse retirada a nata de cimento para uma melhor aderência da fibra, e conseqüentemente a transferência de esforços concreto-fibra de carbono ocorresse de forma mais efetiva.

Com isso foi preparada a cola (Figura [34](#)) a ser utilizada, o preparo se deu na mistura de 300g de Araldite GY 279 e 126g de Aradur 2963, conforme indicação do fabricante na proporção de 1:0,43.



Figura 33 – Retirada da nata de cimento da região onde será colado o reforço em fibra de carbono

Fonte: Autoria Própria (2021).

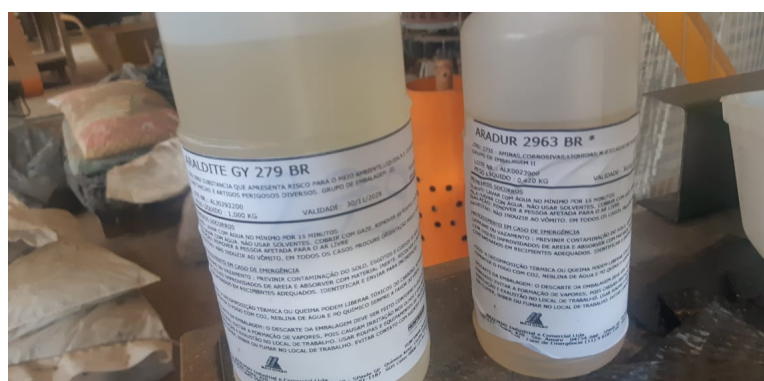


Figura 34 – Misturas para preparação da cola
Fonte: Autoria Própria (2021).

Com a cola pronta, foi passada na viga com o auxílio de um pincel e assim posicionadas as mantas conforme o dimensionamento (Figura 35).



Figura 35 – Mantas coladas na viga
Fonte: Autoria Própria (2021).

3.4.6 Procedimento dos ensaios

Todas as vigas foram submetidas ao Ensaio de Stuttgart, até a ruptura, e os corpos de provas cilíndricos também foram submetidos ao ensaio de compressão axial em uma prensa hidráulica até a ruptura.

3.4.6.1 Ensaio de Stuttgart

Todas as vigas passaram por este ensaio, para que o dimensionamento pudesse ser testado, e o dimensionamento do reforço fosse validado para o uso estrutural.

A figura 36 mostra uma viga sendo ensaiada no pórtico metálico que esta no Laboratório de Materiais da UTFPR - Campus Pato Branco, que possui capacidade de 250 KN, e um macaco hidráulico operado por uma alavanca manual. Os apoios das vigas são ajustáveis no pórtico. Para uma melhor distribuição dos esforços, foi utilizado Neopreme nos apoios e no ponto de aplicação das cargas.

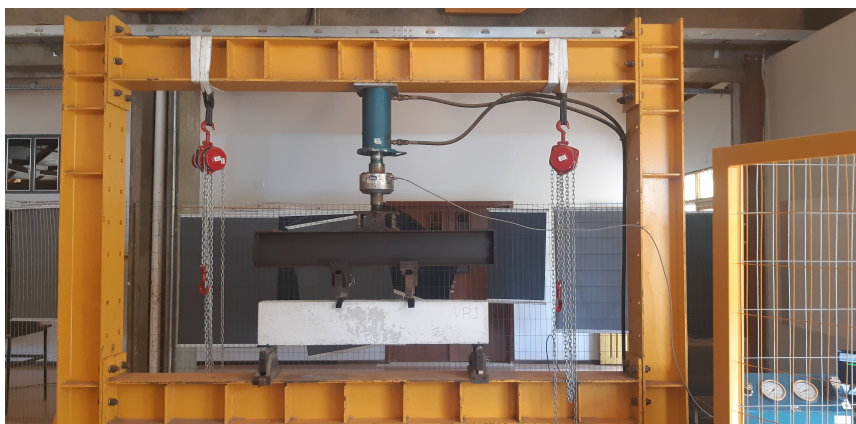


Figura 36 – Ensaio de Stuttgart
Fonte: Autoria Própria (2020).

A carga foi lida através da célula de carga HBM U10M, com velocidade constante até a ruptura da viga. A leitura e o registro dos dados de carregamento foram feitos através de um amplificador universal de 8 canais Quantum X MX840B, em um computador.

Para uma melhor visualização das fissuras, foi utilizado marcador permanente para destacar as fissuras. Também foram tiradas várias fotos, desde as primeiras fissuras até o rompimento total das vigas.

Primeiramente foram rompidas as Vigas de Referência, Grupo I, II e III, em agosto de 2020. Já as vigas dos Grupos IV e V foram rompidas em abril de 2021.

Os resultados deste ensaio estão no capítulo 4 deste trabalho.

3.4.6.2 Ensaio à compressão axial

Todos os corpos de provas cilíndricos foram submetidos ao ensaio à compressão axial na EMIC do Laboratório de Materiais (Figura 37), para validar o dimensionamento das vigas. O resultado deste ensaio também está no capítulo 4 deste estudo.



Figura 37 – Ensaio à compressão axial
Fonte: Autoria Própria (2021).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste tópicos serão apresentados e analisados todos os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados.

4.1 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

O resultado da resistência característica foi obtida no laboratório de materiais da UTFPR-PB, com a ajuda dos profissionais que trabalham no laboratório. Os resultados dos ensaios estão disponíveis nas tabela [8](#).

Tabela 8 – Resistência característica do concreto

Betonada	CP	Resistência (Kg)	Resistência (MPa)	MPa (Média)
B1	B1-1	25110	31,99	35,96
	B1-2	29960	38,66	
	B1-3	29230	37,24	
B2	B2-1	25000	31,85	33,99
	B2-2	28910	36,83	
	B2-3	26140	33,30	
B3	B3-1	28310	36,06	32,47
	B3-2	22020	28,05	
	B3-3	26130	33,29	
B4	B4-1	26660	33,96	32,04
	B4-2	20000	25,48	
	B4-3	28800	36,69	
B5	B5-1	26130	33,29	33,66
	B5-2	28220	35,95	
	B5-3	24910	31,73	
B6	B6-1	24286	30,32	32,24
	B6-2	27395	34,21	
	B6-3	25777	32,18	
B7	B7-1	31653	39,52	37,61
	B7-2	28449	35,52	
	B7-3	30276	37,80	

Fonte: Autoria Própria (2021).

A resistência característica de projeto era de 25 MPa, já a resistência média dos corpos de provas foi de 33,99 MPa, sendo o valor bem acima do projetado, validando todas as betonadas de todas as vigas.

4.2 ENSAIO DAS VIGAS

Com o concreto validado, foi ensaiado os seis grupos de vigas, sendo o primeiro grupo o de referência, para validar o dimensionamento, sem nenhuma abertura (VR), os próximos três grupos (V1, V2 e V3) são os grupos para definir o local mais desfavorável, sem nenhum reforço, o grupo V4 é o grupo com vigas reforçadas com manta de fibra de

carbono e, por fim, o grupo V5 são as vigas com reforço em barras de aço de acordo com a norma.

4.2.1 Modo de ruptura - Etapa I

Neste item, serão apresentados os resultados da Etapa I do trabalho, e a partir da interpretação dos mesmos, definir o posicionamento crítico da abertura.

4.2.1.1 Vigas de referência

As primeiras vigas a serem rompidas foram as vigas de referência, sem nenhuma abertura, para validar o dimensionamento. Durante o ensaio, as primeiras fissuras apareceram no centro do vão, devido ao momento fletor, e próximo as extremidades, devido ao cisalhamento.

As primeiras fissuras apareceram com cargas diferentes em cada viga, na viga VR-1 (Figura 38) as primeiras fissuras apareceram perto dos 100 kN, e rompeu com 133,43 kN, já a viga VR-2 (Figura 39) as primeiras fissuras apareceram com 75 kN e rompeu com 125,36 kN, por fim, na viga VR-3 (Figura 39) as primeiras fissuras apareceram com 53 kN e rompeu com 144,13 kN (Figura 40). Todas as vigas romperam devido ao cisalhamento próximo ao apoio.



Figura 38 – Ensaio de Stuttgart - VR-1
Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 39 – Ensaio de Suttgart - VR-2
 Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 40 – Ensaio de Suttgart - VR-3
 Fonte: Autoria Própria (2020).

Como as vigas foram dimensionadas para resistência última de 100 kN, podemos validar o dimensionamento, pois colapsaram com mais de 100 kN, com valores

próximos de 130 kN.

4.2.1.2 Grupo I - Abertura a 20 cm do apoio e sem reforço

O segundo grupo a ser ensaiado foi o grupo I, que tinha uma abertura de 100 mm na face da viga a 20 cm do apoio, e não tinha nenhum reforço. O esperado deste grupo era que ele rompesse com menos carga do que foi projetado.

Neste grupo, as primeiras fissuras começaram a ocorrer perto dos 45 kN, primeiramente próximo a abertura, sendo as fissuras de cisalhamento (45°) e, posteriormente no centro do vão, fissuras devido ao momento fletor. As figuras 41, 42 e 43 mostram as primeiras fissuras e o rompimento.



Figura 41 – Ensaio de Stuttgart - V1-1
Fonte: Autoria Própria (2020).

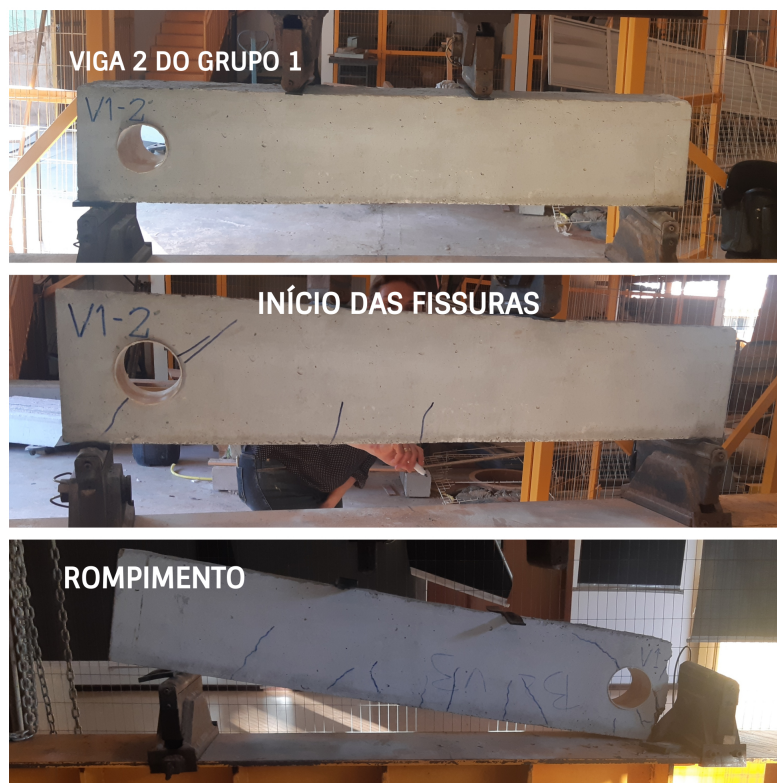


Figura 42 – Ensaio de Suttgart - V1-2
Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 43 – Ensaio de Suttgart - V1-3
Fonte: Autoria Própria (2020).

As cargas de rupturas das vigas deste grupo foram de 91,25 kN para a viga V1-1, 83,15 kN para a viga V1-2 e 81,85 kN para a viga V1-3. Todas as vigas desse grupo romperam devido ao cisalhamento na região da abertura, pois a ausência do concreto deixa esta região extremamente fragilizada.

4.2.1.3 Grupo II - Abertura a 30 cm do apoio e sem reforço

As vigas do Grupo II começaram a apresentar fissuras por volta dos 50 kN e apresentaram uma quantidade de fissuras muito menor comparado com o grupo de referência, sendo que as fissuras principais apareceram inclinadas em 45° na região da abertura.

Nas 3 vigas, o rompimento se deu pelo cisalhamento, tendo a origem no local da aplicação da carga, passando pela abertura e terminando perto do apoio. A V2-1 (Figura 44) teve sua ruptura em 83,10 kN, a V2-2 (Figura 45) em 76,31 kN e a V2-3 (Figura 46) em 103,54 kN. A carga média de ruptura desse grupo foi de 87,65 kN.

As vigas foram dimensionadas para resistir a uma carga última de 100 kN, como as vigas romperam, em média, com 87,65 kN é possível chegar a conclusão de que a abertura a 30 cm do apoio acaba diminuindo a seção de concreto, em uma região em que o cisalhamento tem um valor máximo e, conseqüentemente, diminuindo a capacidade resistente da seção ao cisalhamento.

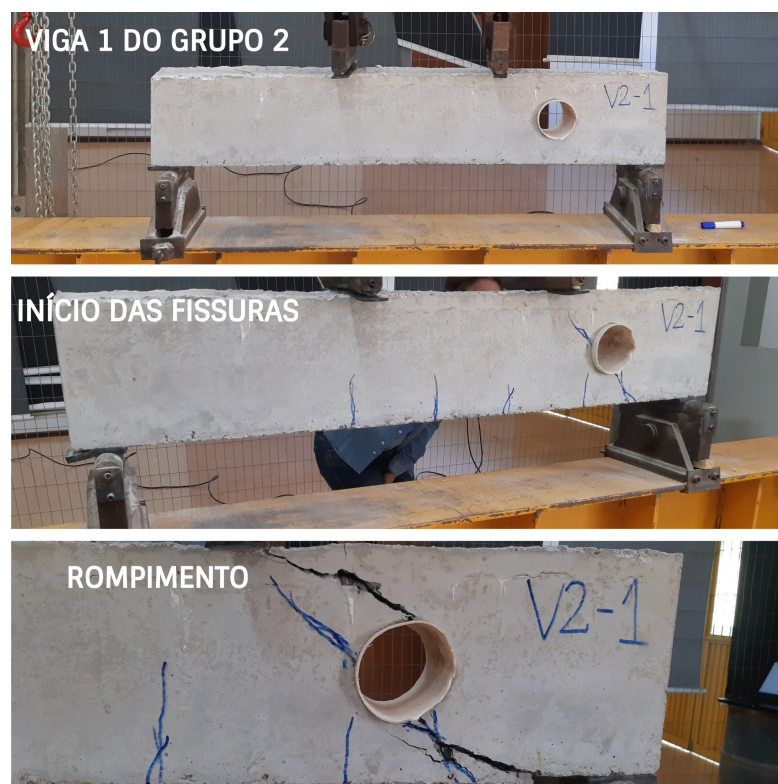


Figura 44 – Ensaio de Stuttgart - V2-1
Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 45 – Ensaio de Suttgart - V2-2
Fonte: Autoria Própria (2020).

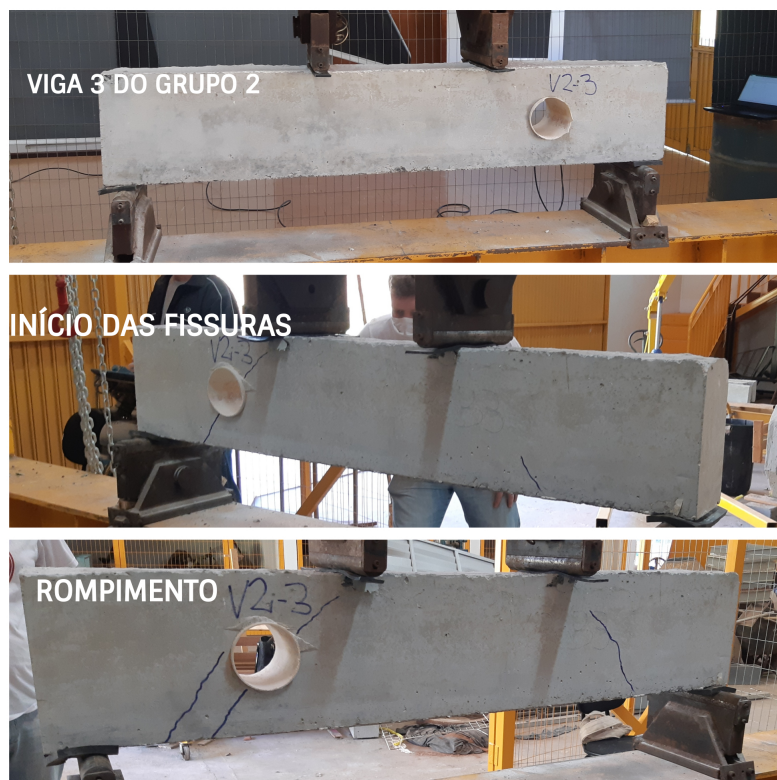


Figura 46 – Ensaio de Suttgart - V2-3
Fonte: Autoria Própria (2020).

4.2.1.4 Grupo III - Abertura no meio do vão e sem reforço

As Vigas do Grupo III começaram a apresentar fissuras aproximadamente com 55 kN. A disposição e a quantidade de fissuras foram semelhantes com o grupo de referência. As fissuras começaram a aparecer no centro do vão das vigas e, depois fissuras de cisalhamento na região do apoio e aplicação das cargas.

As vigas 1 e 3 tiveram seu rompimento devido ao cisalhamento e a viga 2 teve seu rompimento devido ao esmagamento do concreto na região de aplicação da carga e uma ruptura à 90° no local do apoio. A V3-1 (Figura 47) teve sua ruptura em 136,48 kN, a V3-2 (Figura 48) em 145,00 kN e a V3-3 (Figura 49) em 118,40 kN. A carga média de ruptura desse grupo foi de 133,29 kN.

As vigas foram dimensionadas para uma carga última de 100 kN, tiveram uma média de 133,29 kN, mostrando que a abertura no centro do vão não interfere na resistência da viga. Visto que o furo está posicionado abaixo da linha neutra, região em que está atuando apenas tração. E, em um dimensionamento de elementos de concreto armado a tração é resistida apenas pelas armaduras de aço, que não tem influência nenhuma da abertura. E nesse ponto, o cisalhamento é nulo, então a seção de concreto diminuída devido à abertura não prejudica a resistência da viga ao cisalhamento. As vigas do grupo 3 com média de 133,29 kN tiveram uma carga de ruptura muito próxima das vigas de referência que tiveram uma média de 134,31 kN.

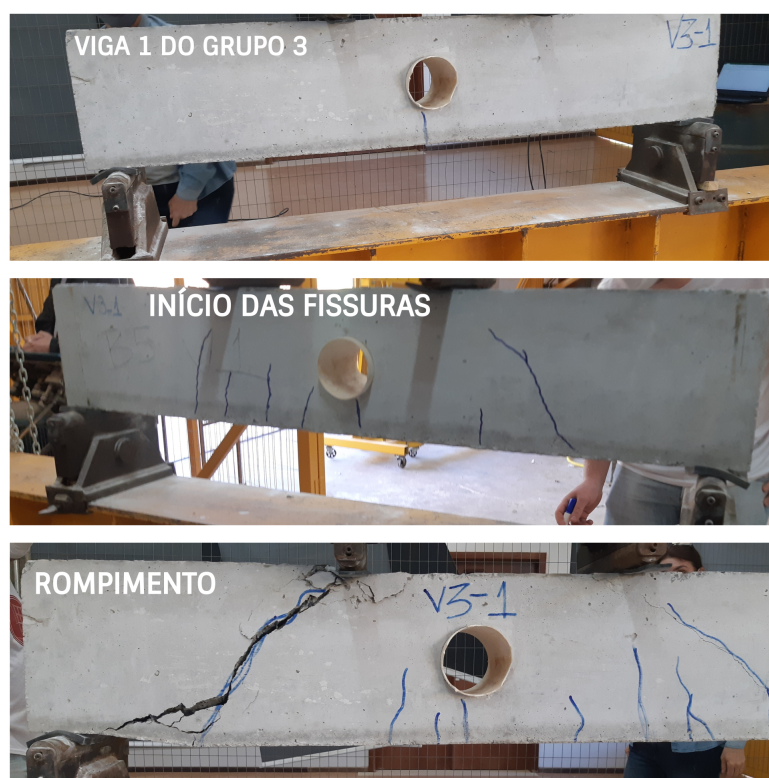


Figura 47 – Ensaio de Stuttgart - V3-1
Fonte: Autoria Própria (2020).



Figura 48 – Ensaio de Stuttgart - V3-2
Fonte: Autoria Própria (2020).

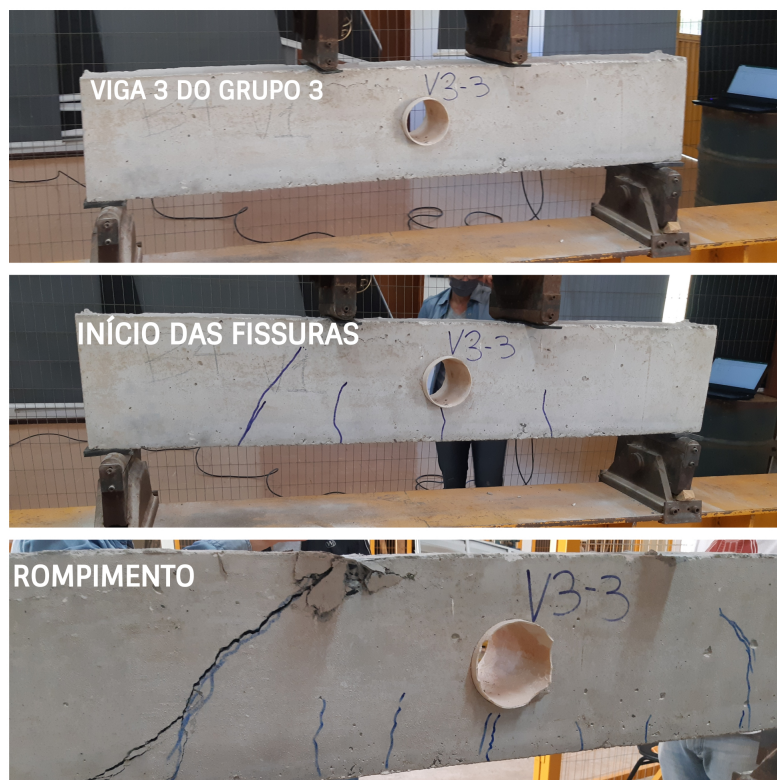


Figura 49 – Ensaio de Stuttgart - V3-3
Fonte: Autoria Própria (2020).

4.2.1.5 Cargas de ruptura - Etapa I

Na Tabela 9 estão apresentados os resultados da primeira etapa de ensaios com as Vigas de Referências (VR), que foram utilizados para a definição do local crítico para se fazer a abertura.

Tabela 9 – Tabela de Resultados - Etapa I

VIGA	DESCRIÇÃO	BETONADA	CARGA DE RUPTURA (kN)	MÉDIA (kN)
VR1	VIGAS SEM ABERTURA	B1	133,43	134,31
VR2			125,36	
VR3			144,13	
V1-1	VIGAS COM ABERTURA A 20 CM DO APOIO	B2	91,25	85,42
V1-2			83,15	
V1-3			81,85	
V2-1	VIGAS COM ABERTURA A 30 CM DO APOIO	B3	83,10	87,65
V2-2			76,31	
V2-3			103,54	
V3-1	VIGAS COM ABERTURA NO MEIO DO VÃO	B4	136,48	133,29
V3-2			145,00	
V3-3		B5	118,40	

Fonte: Autoria Própria(2021).

Com a análise dos resultados, é possível verificar que as vigas de referência tiveram resistência última maior que o previsto no dimensionamento, o que valida o dimensionamento. O Grupo III de vigas teve um comportamento idêntico com as vigas de referência, chegando a conclusão que o furo no meio do vão, onde tem o momento máximo e esforço cortante nulo, não influencia na resistência de cálculo, visto que, a abertura está abaixo da linha neutra, conforme a ABNT (2014), onde só atua o esforço de tração, que é resistido somente pelas barras de aço. Já, para os grupos onde o furo está na região onde o esforço cortante é máximo, as cargas últimas ficaram abaixo do que deveriam resistir, segundo o dimensionamento, fazendo com que uma abertura nessas regiões faz com que seja previsto um reforço.

4.2.2 Modo de ruptura - Etapa II

Com os valores de rompimento da Etapa I foi possível definir qual a posição mais crítica para a abertura, que, neste caso foi a 20 cm do apoio, com isso, foi dimensionado os reforços necessários e executadas as vigas.

4.2.2.1 Grupo IV - Abertura a 20 cm do apoio com reforço com manta de fibra de carbono

As vigas do Grupo IV começaram a apresentar fissuras a partir de 60 kN. Essas fissuras ocorreram devido ao momento fletor e, visivelmente, nenhuma inclinada à 45°, devido ao esforço cortante.

Porém, as vigas 1 e 2 tiveram seu rompimento devido ao cisalhamento, ruptura inclinada que se iniciou perto do ponto de aplicação da carga e se estendeu até a abertura.

Houve o rompimento do concreto, assim como o rompimento da manta de fibra de carbono e seu descolamento. Já a viga 3, teve seu rompimento em 90° no ponto do apoio, sem rompimento da manta e nenhum sinal de fissura inclinada na região da abertura. Depois do rompimento, foi observado que houve um erro de execução da viga 1, em que a armadura principal ficou curta, então na região do apoio onde rompeu, havia um cobrimento de no mínimo 5cm de concreto até chegar na armadura. Desta forma, essa região ficou apresentando uma faixa sem aço, ou seja, tinha somente concreto, criando um ponto crítico para a resistência última.

A viga 1 (Figura 50) teve uma carga de ruptura de 116,77 kN, a viga 2 (Figura 51) em 149,93 kN e a viga 3 (Figura 52) em 98,39 kN.

As vigas foram dimensionadas para 100 kN e como tiveram uma média de 121,69 kN de carga de rompimento, sendo possível afirmar que, o modelo proposto para o dimensionamento e execução do reforço com manta de fibra de carbono foi satisfatório e eficiente em relação à resistência última.



Figura 50 – Ensaio de Stuttgart - V4-1
Fonte: Autoria Própria (2021).



Figura 51 – Ensaio de Suttgart - V4-2
Fonte: Autoria Própria (2021).



Figura 52 – Ensaio de Suttgart - V4-3
Fonte: Autoria Própria (2021).

4.2.2.2 Grupo V - Abertura a 20 cm do apoio com reforço de armadura de complementação

Por último, as vigas do grupo V foram dimensionadas com reforço em aço, com estribos e barras longitudinais. Neste grupo, todas as vigas romperam com mais carga do que foram dimensionadas (100kN), e as primeiras fissuras começaram a aparecer com um carregamento em torno de 70 kN.

Na viga 5-1, a carga de ruptura foi de 149,51 kN, já a viga 5-2 o colapso se deu com um carregamento de 145,22 kN e por fim, na viga 5-3 a carga de rompimento foi de 156,51, e, como podemos perceber nas figuras 53, 54 e 55 o rompimento ocorreu fora da região da abertura, mostrando que o reforço foi de extrema importância na resistência última das vigas.



Figura 53 – Ensaio de Suttgart - V5-1
Fonte: Autoria Própria (2021).



Figura 54 – Ensaio de Suttgart - V5-2
Fonte: Autoria Própria (2021).



Figura 55 – Ensaio de Suttgart - V5-3
Fonte: Autoria Própria (2021).

4.2.2.3 Cargas de ruptura - Etapa II

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados da etapa II de ensaios com as Vigas de Referências (VR), que foram utilizados para validar os dimensionamentos

Tabela 10 – Tabela de Resultados - Etapa II

VIGA	DESCRIÇÃO	BETONADA	CARGA DE RUPTURA (kN)	MÉDIA (kN)
VR1	VIGAS SEM ABERTURA	B1	133,43	134,31
VR2			125,36	
VR3			144,13	
V4-1	VIGAS COM REFORÇO EM FIBRA DE CARBONO	B6	116,76	134,31
V4-2			149,93	
V4-3			98,39	
V5-1	VIGAS COM REFORÇO EM ARMADURA COMPLEMENTAR	B7	149,51	150,41
V5-2			145,23	
V5-3			156,51	

Fonte: Autoria Própria(2021).

Analisando os resultados da etapa II foi identificado que as vigas do grupo que tinham o reforço em aço, resistiram a carga para que foram dimensionadas, inclusive resistindo mais que as próprias vigas de referência, sendo que, uma das possíveis causas, possa ser a melhoria na execução e concretagem das vigas. Assim, o reforço em aço dimensionado foi capaz de resistir aos esforços em que deveriam ser resistidos pelo concreto onde foi posicionada a abertura.

Já o Grupo IV, onde o reforço foi feito com manta de fibra de carbono, duas vigas resistiram o esforço para a qual foram dimensionadas e somente uma ficou um pouco abaixo. A viga V4-3 (Figura 56) teve um erro na hora da execução onde a armadura principal se deslocou para dentro da viga, deixando uma camada de aproximadamente 5 cm, só de concreto, criando um ponto crítico no apoio, responsável pela ruptura fora do esperado, diferenciando das cargas de rupturas das outras vigas que foram executadas corretamente.



Figura 56 – Viga V4-3 rompida
Fonte: Autoria Própria (2021).

4.2.3 Cargas de Ruptura

Nos gráficos a seguir (Figuras 57 e 58) pode-se visualizar as cargas de rupturas das vigas de referência e com aberturas reforçadas, respectivamente, sendo representada também a linha correspondente à resistência última de cálculo igual a 100 kN.

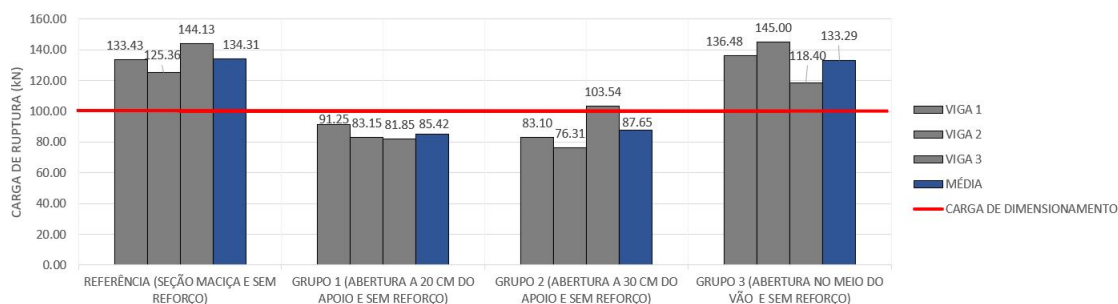


Figura 57 – Gráfico dos valores de Carga de Ruptura Etapa I - Comparativo entre as Vigas de Referências e Grupos I, II e III

Fonte: Autoria Própria (2021).

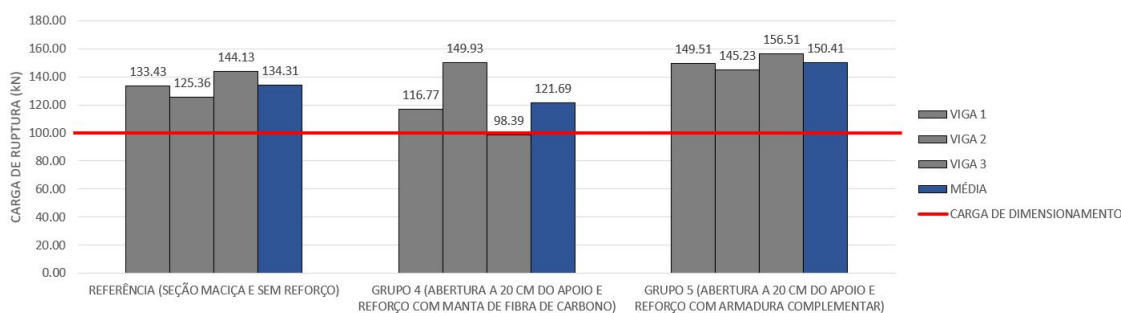


Figura 58 – Gráfico dos valores de Carga de Ruptura Etapa II - Comparativo entre as Vigas de Referências e Grupos IV e V

Fonte: Autoria Própria (2021).

Comparando-se os valores de colapso das vigas, podemos ver que ambos os reforços foram eficientes em sua função. O reforço em aço foi extremamente eficiente, porém, difícil de executar, e nem sempre as aberturas estão previstas na fase de projeto. Já, o reforço em manta de fibra de carbono, descartando a viga que teve problemas na execução, também teve bom desempenho.

A dificuldade em executar a viga pode estar no fato da inexperiência dos autores em armar as vigas e também na escolha da dimensão da mesma (comprimento e seção transversal), que foi determinada para que, o peso e o comprimento, não fosse comprometer o manuseio durante o ensaio.

No entanto, o emprego da manta de fibra de carbono se justifica pela facilidade de execução, para reforço estrutural de construções já existentes, ou seja, após concretagem em estruturas de concreto armado, assim como para casos de falhas ou a recuperação de manifestações patológicas nas estruturas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo teve a finalidade de analisar o comportamento de vigas de concreto armado com aberturas. Foi elaborado um referencial sobre o dimensionamento em vigas de concreto armado e dimensionamento de reforços em aberturas. O objetivo principal foi adaptar o dimensionamento de reforço com manta de fibra de carbono para vigas com aberturas e dessa forma, analisar e comparar o comportamento à flexão de vigas com abertura e armadura de reforço complementar, de acordo com a NBR 6118:2014.

Os grupos de vigas foram dimensionados segundo a NBR 6118:2014, com um carregamento mais real possível, dentro dos limites do ensaio, e, submetidas ao ensaio de Stuttgart para identificar as cargas últimas de cada grupo. Foram realizadas duas etapas de ensaios, na primeira foram confeccionadas vigas de referência e três grupos de vigas sem reforço e com abertura, variando a posição da mesma, com o intuito de analisar qual teria o melhor resultado quanto a resistência à carga de ruptura.

Após os resultados dos primeiros ensaios, foi possível avaliar a influência da posição do furo e, a partir daí, partir para a etapa seguinte e definir e dimensionar os reforços com armadura complementar assim como, com a manta de fibra de carbono. Na sequência, realizou-se mais uma etapa de ensaios, dessa vez para fosse verificado e comparado o desempenho dos dois tipos de reforços.

Com os resultados obtidos na primeira etapa, pode-se concluir que o Grupo I (Abertura a 20 cm do apoio e sem reforço) teve uma carga de ruptura 36,40% menor do que as vigas de referência e 14,58% menor do que a carga para qual foi dimensionada. Já para o Grupo II (Abertura a 30 cm do apoio e sem reforço) os valores se assemelharam aos do Grupo I. Por último, as do Grupo III (Abertura no meio do vão e sem reforço), tiveram seu comportamento estrutural semelhante ao grupo de referência, visto que a abertura estava em um local onde o cisalhamento era nulo, não interferindo então na sua resistência ao momento fletor, pois a abertura estava abaixo da linha neutra.

Nesta etapa foi possível concluir que as aberturas posicionadas próximas ao apoio acabam tendo o posicionamento crítico, como o das vigas do Grupo I e II, pois a seção de concreto que resiste ao cisalhamento foi interrompida devido à abertura.

Assim, as vigas do Grupo IV (Reforço com manta de fibra de carbono) e Grupo V (Reforço com armadura complementar) foram executadas e dimensionadas com a abertura posicionada 20 cm do apoio e assim realizada a segunda etapa de ensaios. Com os resultados dessa etapa foi possível analisar que o Grupo IV teve seu reforço eficaz visto que sua carga de ruptura ficou 21,69% acima da carga de dimensionamento e apenas 9,40% abaixo das vigas de referência. O Grupo V também se mostrou eficaz, uma vez que teve sua carga última 50,41% acima da carga de dimensionamento e 12% acima das vigas de referência.

Com o estudo do referencial realizado e a análise de resultados dos ensaios, pode-se concluir que os objetivos deste trabalho foram alcançados visto que, tanto as vigas reforçadas com manta de fibra de carbono quanto as vigas reforçadas com armadura complementar, foram eficientes, pois entraram em colapso após a carga de dimensionamento. Porém, o reforço com manta de fibra de carbono é de mais fácil execução, e também pode ser executado em vigas na qual a abertura não foi projetada.

REFERÊNCIAS

- ABNT. Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, 2003.
- ABNT. Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento**, 2006.
- ABNT. Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**, 2012.
- ABNT. Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto Armado - Procedimento**, 2014.
- ABNT. Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**, 2018.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Flexão normal simples - vigas**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019.
- CAMPITELI, Vicente Coney. **Concreto de cimento portland: um método de dosagem**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, 2004.
- CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. Edufscar, 2019. ISBN 9788576003564. Disponível em: [{VERURL}](#).
- FACHIN, Odilia. **Fundamentos da Metodologia**. [S.l.]: Saraiva, 2005.
- FARIAS, Ianna Karoline Martins Guimarães. **Influência de furos e aberturas em estruturas de concreto armado - Análise de furos horizontais para passagem de tubulações em vigas convencionais**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Maranhão, São Luís, 2019.
- GIL, A.C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. Atlas, 2002. ISBN 9788522431694. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=X4uvAAAACAAJ>.
- GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Introdução e Propriedades dos Materiais**. Dissertação (Mestrado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- GONÇALVES, Jesiane; GIACOMIN, Letícia. **Estudo sobre o comportamento de viga de concreto armado reforçada com tecido de fibra de carbono**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2018.
- KAEFER, Luís Fernando. **A Evolução do Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) — Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Bauru, 1998.
- KIRSTEN, André Egon. **Mais engenharia. Soluções viáveis para compatibilizar o projeto estrutural**, 2015.

LAKATOS, E.M.; MARCONI, M. de Andrade. **Fundamentos de metodologia científica**. Atlas, 2005. ISBN 9788522440153. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=r0ruAAAACAAJ>.

MACHADO, Ari de Paula. Viapol. **Manual fibra de carbono**, 2002.

MARCHETTI, O.; BOTELHO, M.H.C. **Concreto armado - Eu te amo: 10ª edição**. Editora Edgard Blücher Ltda, 2015. (Concreto Armado - Eu te amo). ISBN 9788521207078. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=8StdDwAAQBAJ>.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto - 5ª Edição**. Bookman Editora, 2015. ISBN 9788582603666. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=dYOPCgAAQBAJ>.

ROCHA, Andrea Corrêa; OLIVEIRA, Maria das Graças Duarte; RESENDE, Paulo Sérgio Oliveira; CHAER, Alberto Vilela. **Ensaio de Stuttgart - Reprodução em laboratório**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2004.

SANTOS, Roberto Eustáquio dos. **A ARMAÇÃO DO CONCRETO NO BRASIL História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SILVA, Aloísio Sthéfano Corrêa. **Análise de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão e ao Cisalhamento com Fibras de Carbono**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2016.

SIMÃO, David Williams da Glória. **Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2014.

SOUZA, Fernando Cechinel de; VARGAS, Alexandre. **Análise experimental de reforço com fibra de carbono no combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) — Universidade do Extremo Sul Catarinense, 2016.

SOUZA, V.C.M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. PINI, 1998. ISBN 9788572660969. Disponível em: https://books.google.com.br/books?id=hRD_RAAACAAJ.

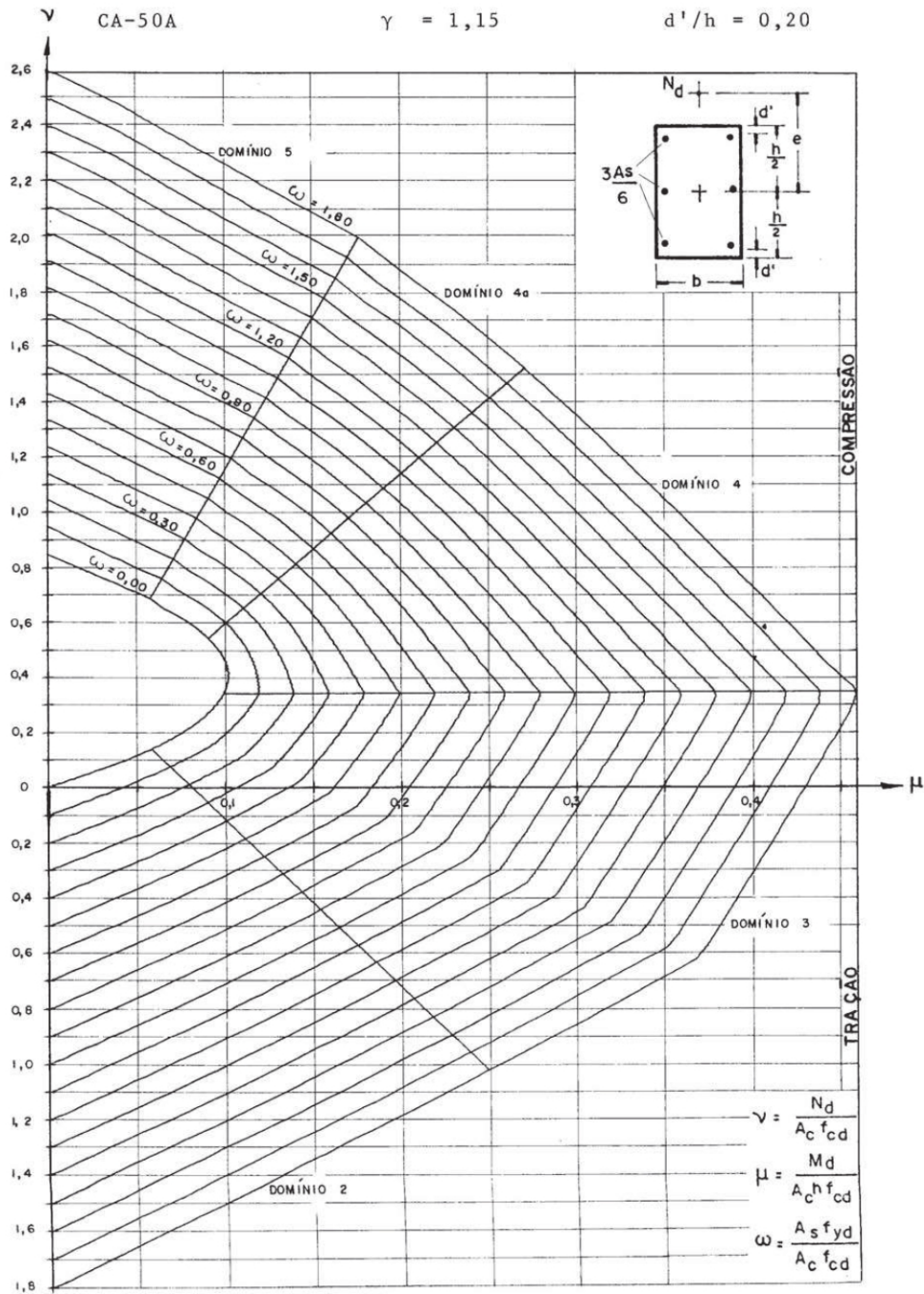
ANEXO A – Tabela do KMD

TABELA KMD, KX, KZ

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0837	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0996	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1653	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2174	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2537	0,8985	3,3991	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306
0,1850	0,3107	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3304	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3507	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3713	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4142	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2509	0,4500	0,8200	3,5000	4,2786

ANEXO B – Ábaco de Venturini A-9

ÁBACO A-9



ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO

1. Armadura Longitudinal

1.1. Altura Útil

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} \Rightarrow d = 24 - 1,5 - 0,63 - \frac{1,25}{2} \Rightarrow \boxed{d = 21,245 \text{ cm}}$$

1.2. KMD

$$KMD = \frac{M_K}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{ck}} \Rightarrow KMD = \frac{20 \cdot 10^3}{0,12 \cdot 0,21245^2 \cdot 25 \cdot 10^6} \Rightarrow \boxed{KMD = 0,1477}$$

1.3. Área de Aço

$$KMD = 0,1477 \rightarrow \text{TABELA KMD (ANEXO A)} \rightarrow k_z = 0,902$$

$$A_s = \frac{M_k}{k_z \cdot d \cdot f_{sk}} \Rightarrow A_s = \frac{20}{0,902 \cdot 0,21245 \cdot 50} \Rightarrow A_s = \boxed{2,07 \text{ cm}^2}$$

2. Armadura Transversal

2.1. Força Cortante Resistente Relativa à Ruína das Diagonais de Concreto

$$V_{Rk,2I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow V_{Rk,2I} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 25000 \cdot 0,12 \cdot 0,21245 \Rightarrow \boxed{V_{Rk,2I} = 154,88 \text{ kN}}$$

2.2. Força Cortante Absorvida pelo Concreto

$$V_c = 0,6 \cdot F_{ctd} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow V_c = 0,6 \cdot 1282,48 \cdot 0,12 \cdot 0,21245 \Rightarrow \boxed{V_c = 19,62 \text{ kN}}$$

2.3. Força Cortante Resistida pela Armadura Transversal

$$V_{sw} = V_{sk} - V_c \Rightarrow V_{sw} = 50 - 19,62 \Rightarrow \boxed{V_{sw} = 30,38 \text{ kN}}$$

2.4. Área de Armadura Transversal por Metro

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{\alpha_{v2} \cdot d \cdot f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{30,38}{0,9 \cdot 0,21245 \cdot 50} \Rightarrow \boxed{\frac{A_s}{s} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

ANEXO D – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE REFORÇO

1. Armadura Longitudinal nos Banzos

1.1. Força Normal nos Banzos

$$D = Z = \frac{M_m}{z} \Rightarrow D = Z = \frac{7,5}{0,17} \Rightarrow D = Z = 44,12 \text{ kN}$$

$$\boxed{N_{sup} = 44,12 \text{ kN}}$$

$$\boxed{N_{inf} = 44,12 \text{ kN}}$$

1.2. Esforço Cortante nos Banzos

$$Q_{sup} = 0,8 \cdot Q \Rightarrow Q_{sup} = 0,8 \cdot 50 \Rightarrow \boxed{Q_{sup} = 40 \text{ kN}}$$

$$Q_{inf} = 0,2 \cdot Q \Rightarrow Q_{inf} = 0,2 \cdot 50 \Rightarrow \boxed{Q_{inf} = 10 \text{ kN}}$$

1.3. Momento Fletor nos Banzos

$$M_{sup} = Q_{sup} \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow M_{sup} = 40 \cdot \frac{0,10}{2} \Rightarrow \boxed{M_{sup} = 2,0 \text{ kN.m}}$$

$$M_{inf} = Q_{inf} \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow M_{inf} = 10 \cdot \frac{0,10}{2} \Rightarrow \boxed{M_{sup} = 0,5 \text{ kN.m}}$$

1.4. Cálculo das Áreas de Aço dos Banzos

1.4.1. Banzo Superior

$$v_{sup} = \frac{N_{sup}}{A_{sc} \cdot f_{ck}} \Rightarrow v_{sup} = \frac{44,12}{84 \cdot 2,5} \Rightarrow v_{sup} = 0,21$$

$$\mu_{sup} = \frac{M_{sup}}{A_{sc} \cdot h_{sc} \cdot f_{ck}} \Rightarrow \mu_{sup} = \frac{200}{84 \cdot 7 \cdot 2,5} \Rightarrow \mu_{sup} = 0,14$$

$$v_{sup} = 0,21 \text{ e } \mu_{sup} = 0,14 \rightarrow \text{Ábaco Venturini A - 9 (ANEXO B)}$$

$$\rightarrow \omega_{sup} = 0,25$$

$$A_{s-sup} = \frac{\omega_{sup} \cdot A_{sc} \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \Rightarrow A_{s-sup} = \frac{0,25 \cdot 84 \cdot 25}{500}$$

$$\Rightarrow \boxed{A_{s-sup} = 1,05 \text{ cm}^2}$$

1.4.2. Banzo Inferior

$$v_{inf} = \frac{N_{inf}}{A_{sc} \cdot f_{ck}} \Rightarrow v_{inf} = \frac{44,12}{84 \cdot 2,5} \Rightarrow v_{inf} = 0,21$$

$$\mu_{inf} = \frac{M_{inf}}{A_{sc} \cdot h_{sc} \cdot f_{ck}} \Rightarrow \mu_{inf} = \frac{50}{84 \cdot 7 \cdot 2,5} \Rightarrow \mu_{inf} = 0,034$$

$v_{inf} = 0,21$ e $\mu_{inf} = 0,034 \rightarrow$ *Ábaco Venturini A - 9 (ANEXO B)* \rightarrow

$$\omega_{inf} = 0,30$$

$$A_{s-inf} = \frac{\omega_{inf} \cdot A_{sc} \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \Rightarrow A_{s-inf} = \frac{0,30 \cdot 84 \cdot 25}{500}$$

$$\Rightarrow \boxed{A_{s-inf} = 1,26 \text{ cm}^2}$$

2. Armadura Transversal nos Banzos

2.1. Força Cortante Absorvida pelo Concreto

$$V_c = 0,6 \cdot F_{ctd} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow V_c = 0,6 \cdot 1282,48 \cdot 0,12 \cdot 0,04245$$

$$\Rightarrow \boxed{V_c = 3,92 \text{ kN}}$$

2.2. Força Cortante Resistida pela Armadura Transversal

$$V_{sw} = V_{sk} - V_c \Rightarrow V_{sw} = 50 - 3,92 \Rightarrow \boxed{V_{sw} = 46,08 \text{ kN}}$$

2.3. Área de Armadura Transversal por Metro

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{\alpha_{v2} \cdot d \cdot f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{46,08}{0,9 \cdot 0,0462 \cdot 60} \Rightarrow \boxed{\frac{A_s}{s} = 18,47 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

3. Armadura de Suspensão

3.1. Força Cortante Resistida pela Armadura Transversal

$$V_{sws} = 0,8 \cdot V_{sk} - V_C \Rightarrow V_{sws} = 0,8 \cdot 50 - 3,92 \Rightarrow \boxed{V_{sws} = 36,08 \text{ kN}}$$

3.2. Área de Armadura Transversal por Metro

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{\alpha_{v2} \cdot d \cdot f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{36,08}{0,9 \cdot 0,04245 \cdot 50} \Rightarrow \boxed{\frac{A_s}{s} = 18,89 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

ANEXO E – DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM MANTA DE FIBRA DE CARBONO

1. Manta na Região dos Banzos

1.1. Fator de Redução da Resistência da Fibra de Carbono

$$K_1 = \left(\frac{fck}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow K_1 = \left(\frac{25}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow K_1 = 0,95$$

$$L_0 = \frac{2500}{(t_f \cdot E_f)^{0,58}} \Rightarrow L_0 = \frac{2500}{(0,0197 \cdot 50,76 \cdot 10^6)^{0,58}} \Rightarrow L_0 = 0,82 \text{ pol} = 2,10 \text{ cm}$$

$$d_{fe} = d_f - L_0 \Rightarrow d_{fe} = 4,245 - 2,10 \Rightarrow d_{fe} = 2,145 \text{ cm}$$

$$K_2 = \frac{d_{fe}}{d_f} \Rightarrow K_2 = \frac{2,145}{4,245} \Rightarrow K_2 = 0,505$$

$$R = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \Rightarrow R = \frac{0,95 \cdot 0,505 \cdot 21}{11900 \cdot 0,017} \Rightarrow \boxed{R = 0,0498}$$

1.2. Cálculo Espaçamentos das Faixas

$$\frac{\omega_f}{s_f} = \frac{V_f}{2 \cdot n \cdot t_f \cdot f_f \cdot d_f} \Rightarrow \frac{\omega_f}{s_f} = \frac{4608}{2 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 45000 \cdot 0,0498 \cdot 4,245}$$

$$\Rightarrow \boxed{\frac{\omega_f}{s_f} = 4,84} > 1, \text{ então faixa contínua em todo o banzo}$$

2. Manta de Suspensão

2.1. Fator de Redução da Resistência da Fibra de Carbono

$$K_1 = \left(\frac{fck}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow K_1 = \left(\frac{25}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow K_1 = 0,95$$

$$L_0 = \frac{2500}{(t_f \cdot E_f)^{0,58}} \Rightarrow L_0 = \frac{2500}{(0,0197 \cdot 50,76 \cdot 10^6)^{0,58}} \Rightarrow L_0 = 0,82 \text{ pol} = 2,10 \text{ cm}$$

$$d_{fe} = d_f - L_0 \Rightarrow d_{fe} = 21,245 - 2,10 \Rightarrow d_{fe} = 19,145 \text{ cm}$$

$$K_2 = \frac{d_{fe}}{d_f} \Rightarrow K_2 = \frac{19,145}{21,245} \Rightarrow K_2 = 0,901$$

$$R = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \Rightarrow R = \frac{0,95 \cdot 0,901 \cdot 21}{11900 \cdot 0,017} \Rightarrow \boxed{R = 0,0889}$$

2.2. Cálculo Espaços das Faixas

$$\frac{\omega_f}{s_f} = \frac{V_f}{2 \cdot n \cdot t_f \cdot f_f \cdot d_f} \Rightarrow \frac{\omega_f}{s_f} = \frac{3608}{2 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 45000 \cdot 0,0889 \cdot 21,245}$$

$$\Rightarrow \boxed{\frac{\omega_f}{s_f} = 0,42} < 1, \text{ então pode adotar faixas com espessura definida}$$