

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIEL HENRIQUE PRONI

VIABILIDADE DE PROJETO DE RESERVATÓRIOS DE
ETA COM BARRAS NÃO METÁLICAS

SÃO CARLOS - SP
2025

GABRIEL HENRIQUE PRONI

VIABILIDADE DE PROJETO DE RESERVATÓRIOS DE ETA COM BARRAS NÃO
METÁLICAS

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de São Carlos, para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Fernando Menezes de
Almeida Filho.

São Carlos-SP
2025

RESUMO

As grandes obras de arte como pontes, viadutos e reservatórios que se encontram em ambientes com incidência de água, contam com um alto custo de manutenção dos seus elementos estruturais, que sofrem com o problema da corrosão das armaduras. Esta fragilidade é recorrente e preocupa os projetistas. Para evitar a ocorrência dessa manifestação patológica, o mercado vem buscando inovações com uso de materiais resistentes e inertes para a substituição do aço convencional. Neste cenário, as barras não metálicas de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP) apresentam excelente relação resistência-peso, tornando-as extremamente resistentes. Além disso, as barras GFRP possuem uma alta resistência à tração e à água, sendo fortemente indicadas a estruturas que sofrem com ação da água e produtos químicos. Este material é bastante utilizado em obras fora do Brasil, como na Europa e Canadá, apresentando bom desempenho frente a ambientes agressivos. O presente trabalho avalia a possibilidade de troca das barras de aço com as barras não metálicas para a execução de reservatórios de estações de tratamento de água (ETA), e seus benefícios para a durabilidade da estrutura, com a simulação de um dimensionamento de um reservatório em concreto armado com aço e concreto armado com barras de GFRP, seguindo os critérios de cálculo das normas brasileiras de concreto armado, NBR 6118, e de projeto de estruturas armadas com barras de polímero reforçado com fibras, a NBR 17196. Os resultados da simulação demonstram consumo de concreto superior para armadura de GFRP por conta do seu cobrimento e custo similar para as armaduras com barras de aço e barras de GFRP, variando aproximadamente 5%. Conclui-se que a substituição do aço por barras poliméricas é viável e apresenta vantagens ao longo do uso e operação da estrutura, reduz a manutenção e prolonga a vida útil.

Palavras-chave: Polímeros reforçados com fibra; GFRP; reservatórios; corrosão da armadura.

ABSTRACT

The great works of art such as bridges, viaducts and reservoirs that are in environments with water incidence, have a high maintenance cost of its structural elements, which suffer from the problem of corrosion of the reinforcement. This fragility is recurrent and worries designers. To circumvent this pathology, the market has been seeking innovations with the use of resistant and inert materials for the replacement of conventional steel. In this scenario, the non-metallic bars of glass fiber reinforced polymers (GFRP) have excellent strength-to-weight ratio, making them extremely resistant. In addition, GFRP bars have a high tensile and water resistance, being strongly indicated to structures that suffer from the action of water and chemicals. This material is widely used in works outside of Brazil, as in Europe and Canada, showing good performance against aggressive environments. The present work evaluates the possibility of exchanging steel bars with non-metallic bars for the execution of water treatment plant reservoirs, and its benefits for the durability of the structure, by simulating the design of a reservoir in steel-reinforced concrete and GFRP-reinforced concrete, following the calculation criteria of the Brazilian standards for reinforced concrete, NBR 6118, and for the design of structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars, NBR 17196. The simulation results demonstrate higher concrete consumption for GFRP reinforcement due to its cover and similar cost for reinforcement with steel bars and GFRP bars, varying approximately 5%. It is concluded that replacing steel with polymer bars is viable and presents advantages throughout the use and operation of the structure, reduces maintenance and extends its useful life.

Keywords: Fiber reinforced polymers; GFRP; reservoirs; steel corrosion.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de reservatórios em relação ao terreno.....	8
Figura 2 - Corrosão em armadura da laje de fundo do reservatório.....	9
Figura 3 - Corrosão em armadura da laje de cobertura de reservatório.....	9
Figura 4 - Exemplos de barras poliméricas.....	10
Figura 5 - Tabuleiro da ponte I-635.....	11
Figura 6 - Beira Mar com barra de GFRP.....	11
Figura 7 - Formas e barras das paredes do reservatório de Quebec, Canadá.....	12
Figura 8 - Detalhe da armadura de canto das paredes do reservatório de Quebec, Canadá...	12
Figura 9 - Esquema do processo produtivo das barras GFRP.....	16
Figura 10 - Diagrama de tensão x deformação para diferentes materiais.....	18
Figura 11 - Processo de carbonatação.....	25
Figura 12 - Vida útil x manutenção.....	27
Figura 13 - Custos de aquisição e custos de manutenção e reparo de estruturas.....	27
Figura 14 - Planta de formas e cortes do reservatório.....	30
Figura 15 - Condições de contorno das paredes do reservatório.....	31
Figura 16 - Condições de contorno da tampa.....	32
Figura 17 - Ações atuantes nas paredes laterais.....	32
Figura 18 - Caso aplicado para dimensionamento da laje de topo.....	33
Figura 19 - Caso aplicado para dimensionamento das paredes.....	35
Figura 20 - Disposição da armação principal nas paredes.....	37
Figura 21 - Esquema da estrutura deformada.....	38
Figura 22 - Distribuição da área de influência de tração.....	38
Figura 23 - Bitolas comerciais para barras de GFRP.....	46
Figura 24 - Armação dos elementos em aço.....	49
Figura 25 - Armação dos elementos em GFRP.....	51
Figura 26 - Coeficientes para cálculo dos esforços.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades das barras de aço e fibras.....	18
Tabela 2 - Propriedades das fibras de vidro.....	20
Tabela 3 - Propriedades das fibras de vidro segundo a norma brasileira.....	21
Tabela 4 - Dados do projeto em concreto armado com aço.....	33
Tabela 5 - Esforços atuantes na laje de topo.....	34
Tabela 6 - Área de aço calculada para a laje de topo.....	34
Tabela 7 - Taxa mínima de aço para seções retangulares.....	35
Tabela 8 - Dimensionamento das paredes.....	36
Tabela 9 - Dimensionamento das paredes como viga-parede.....	37
Tabela 10 - Dimensionamento das trações das paredes.....	39
Tabela 11 - Dados do projeto em concreto armado com barras GFRP.....	40
Tabela 12 - Coeficientes de redução da resistência das barras GFRP.....	40
Tabela 13 - Dados iniciais de projeto de barras GFRP.....	42
Tabela 14 - Resultados do dimensionamento da laje de topo do reservatório.....	42
Tabela 15 - Verificação da cortante para a laje de topo.....	43
Tabela 16 - Resultados do dimensionamento das paredes do reservatório.....	44
Tabela 17 - Tabela de resumo da armadura de aço.....	47
Tabela 18 - Tabela de resumo da armadura de GFRP.....	48
Tabela 19 - Consumo de aço e GFRP.....	54
Tabela 20 - Consumo de concreto e custo com armadura.....	55
Tabela 21 - Esforços da laje de topo e paredes.....	65
Tabela 22 - Valores de d , $d_{mín}$, KMD , KZ e A_s para laje de topo e paredes.....	67
Tabela 23 - Valores de z_e e A_s para as paredes.....	68
Tabela 24 - Resultados finais para o reservatório em aço.....	69
Tabela 25 - Resultados das armadura de GFRP.....	71
Tabela 26 - Resultados das armadura de GFRP para viga-parede.....	74
Tabela 27 - Detalhamento final das armaduras de GFRP.....	75

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	8
2 JUSTIFICATIVA.....	14
3 OBJETIVOS.....	15
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
4.1 Barras de GFRP.....	16
4.1.1 Fabricação das barras de GFRP.....	16
4.1.2 Comparativo entre barras FRP.....	17
4.1.3 Propriedades das barras de GFRP.....	19
4.2 Dimensionamento barras FRP.....	21
4.2.1 Método de dimensionamento.....	21
4.2.2 Estado Limite Último (ELU).....	22
4.2.3 Fator de segurança da barra FRP.....	22
4.3 Manifestações patológicas.....	23
4.3.1 Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado.....	23
4.3.2 Manifestações Patológicas em reservatórios de água.....	24
4.4 Manutenção de estruturas em concreto armado.....	26
4.4.1 Atividades de manutenção preventiva e corretiva em elementos de concreto armado.....	26
4.4.2 Problemas de manutenção em obras públicas de viadutos e pontes.....	28
5 METODOLOGIA.....	29
6 DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS.....	30
6.1 Reservatório em concreto armado.....	30
6.1.1 Parâmetros de cálculo para estruturas de concreto armado.....	33
6.1.2 Dimensionamento da laje de topo.....	33
6.1.3 Dimensionamento das paredes.....	35
6.2 Reservatório com barras de GFRP.....	39
6.2.1 Parâmetros de cálculo para estruturas de concreto armado com barras de GFRP...	39
6.2.2 Dimensionamento da laje de topo.....	40
6.2.3 Dimensionamento das paredes.....	43
7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	46
8 CONCLUSÃO.....	57
REFERÊNCIAS.....	59
APÊNDICE A.....	62

1 INTRODUÇÃO

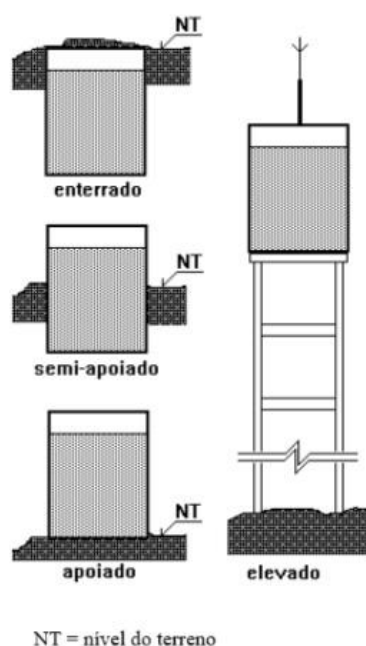
O uso da água é semelhante por todas as sociedades do planeta e indica características sobre o seu modo de vida, hábitos alimentares e condição financeira. Desde os primeiros povos, a água sempre foi determinante para a localização de vilarejos e povoados.

Com o crescimento populacional nas pequenas vilas, foi se desenvolvendo a necessidade de abastecimento de água próximo às casas, visto que o transporte de água em barris já não era eficiente. O uso da água ampliou, com agricultura, alimentação, higiene pessoal, limpeza e produção de mercadorias. Para tal, era necessário a criação de reservatórios para armazenamento da água a ser distribuída (ANA, 2007).

Os reservatórios podem ser classificados conforme os seguintes critérios (Decreto Regulamentar nº23/95):

- 1- Material de construção: concreto armado, alvenaria, aço, polietileno;
- 2- Função: distribuição, reserva para incêndio e regularização de bombagem;
- 3- Implantação: elevados, enterrados, semi apoiados e apoiados na superfície (Figura 1);

Figura 1 - Tipos de reservatórios em relação ao terreno



Fonte: GUIMARÃES, CARVALHO E SILVA, 2007.

4- Capacidade: pequenos (até 500m³), médios (de 500m³ a 5000m³) e grandes (acima de 5000m³).

Os reservatórios de concreto armado, enfoque principal do presente trabalho, são comumente utilizados em estações de tratamento de água, por sua alta capacidade de armazenamento. Apesar de ser muito aplicado, os reservatórios em concreto armado apresentam diversas manifestações patológicas que prejudicam sua vida útil.

Segundo Souza (2014) apud da Silva, L. A., Pires, R. C., de Farias, B., Bispo, E. (2020) as principais manifestações encontradas em reservatórios de água de concreto são: corrosão das armaduras, fissuras, trincas, infiltrações de água e carbonatação. Em pesquisa realizada por Pereira (2014), cerca de 92% dos reservatórios analisados pelo autor apresentaram corrosão das armaduras (Figuras 2 e 3). Conforme Tinoco e Morais (2013) apud da Silva, L. A., Pires, R. C., de Farias, B., Bispo, E. (2020), as principais causas dessa corrosão do aço são a porosidade do concreto, a espessura do cobrimento de concreto e traço e concreto inadequados para a agressividade ambiental.

Figura 2 - Corrosão em armadura da laje de fundo do reservatório



Fonte: Adaptado de PEREIRA, 2014.

Figura 3 - Corrosão em armadura da laje de cobertura de reservatório



Fonte: Adaptado de PEREIRA, 2014.

Devido a ausência de normas específicas para projeto e dimensionamento de reservatórios, aplica-se aos reservatórios de concreto armado, os parâmetros estabelecidos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023). A legislação impõe as especificações de quantidade mínima de armadura, espessura mínima de cobrimento, limite de fissuração, classe de agressividade ambiental e resistência do concreto.

Como solução para a degradação da armadura, foram iniciados diversos estudos sobre materiais que pudessem substituir o aço no concreto armado. Dentre eles, destacam-se os polímeros reforçados com fibras (FRP), sendo os principais de carbono (CFRP) ou de vidro (GFRP) (Figura 4).

Figura 4 - Exemplos de barras poliméricas



Fonte: ACI 440.1R-15, 2015.

O uso de concreto reforçado com fibras teve origem no Japão e, posteriormente, na Europa na década de 80, na Alemanha, com a construção de uma ponte rodoviária. Depois disto, expandiu-se para o Canadá, nas pontes Headingley, Floodway Bridge e, atualmente, é aplicado em quartos hospitalares com ressonância magnética, tabuleiro de pontes (Figura 5), beira-mares (Figura 6), túneis, paredes e alguns pré-moldados (ACI 440.1R-15 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015).

Figura 5 - Tabuleiro da ponte I-635

Fonte: ACI 440.1R-15, 2015.

Figura 6 - Beira Mar com barra de GFRP.

Fonte: ACI 440.1R-15, 2015.

As barras poliméricas já estão sendo aplicadas para tanques de armazenamento em estações de tratamento de água para se estudar seu desempenho e comportamento ao longo do tempo. A estação de tratamento de Thetford Mines, em Quebec, Canadá, foi objeto de estudo de Mohamed e Benmokrane (2013). Os autores Mohamed e Benmokrane (2013) apresentaram o dimensionamento, construção e análise de dados sobre a situação da estrutura em uso. As Figuras 7 e 8 mostram as formas e armações com as barras não metálicas.

Figura 7 - Formas e barras das paredes do reservatório de Quebec, Canadá.



Fonte: MOHAMED, BENMOKRANE, 2013.

Figura 8 - Detalhe da armadura de canto das paredes do reservatório de Quebec, Canadá.



Fonte: MOHAMED, BENMOKRANE, 2013.

Mohamed e Benmokrane (2013) relatam que não houve nenhum problema ou atraso da obra com o manuseio e operação das barras de GFRP e a construção se desenvolveu em 4 meses. O estudo de caso apresenta bons resultados para a estrutura armada com as barras poliméricas, destacando seu bom desempenho e capacidade de suportar as cargas aplicadas e o controle de fissuração quando sujeito ao teste de vazamento executado pelos autores. O teste de fissuração foi desenvolvido com o uso de sensores de fibra óptica posicionados em locais críticos do reservatório para obter dados da deformação e o comportamento de fissuração nas paredes e lajes e o ensaio de estanqueidade foi realizado 3 dias após a retirada da fôrma da laje de cobertura e individualmente para cada célula do reservatório.

As principais propriedades mecânicas das fibras de vidro para o seu desempenho estrutural são a resistência à corrosão, alta resistência à tração, características diamagnéticas e

o comportamento linear de tensão-deformação até a ruptura (ACI 440.1R-15, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015). Segundo Issa e Elzeiny (2011) apud Mazzú (2020), tais atributos favorecem às estruturas de concreto armadas com as barras não metálicas de GFRP, elevando sua vida útil e podendo gerar economia significativa nos custos com manutenção e equipamentos.

Neste trabalho foi estudada a aplicação de barras não metálicas de GFRP para a construção de reservatórios de concreto de estação de tratamento de água (ETA) em substituição à armadura de aço convencional. Foram avaliadas as possíveis vantagens executivas, de operação e de manutenção dos reservatórios com barras não metálicas, e o consumo de materiais para a construção de um reservatório dimensionado com barras de aço e com barras de GFRP por meio de uma simulação de dimensionamento.

2 JUSTIFICATIVA

As estruturas de concreto armado, quando sujeitas às ações da água e agentes químicos, sofrem com dois principais problemas: custo de manutenção e a vida útil destes elementos, quando observam-se os aspectos de durabilidade. Os reservatórios de estações de tratamento de água em concreto armado sofrem gravemente com os danos gerados pelas substâncias nocivas às armaduras convencionais em aço e apresentam custos altíssimos com manutenção, além do tempo parado gerar grandes prejuízos ao abastecimento da população.

Aliado aos altos custos de manutenção, têm-se a ausência de políticas e ações públicas para execução das atividades de manutenção preventiva em grandes obras. O Brasil apresenta falta de cultura de conservação, e isto acarreta em grandes prejuízos econômicos, materiais e afeta a segurança estrutural do elemento. No caso do concreto armado, a principal manifestação patológica é a corrosão da armadura, que muitas vezes só é corrigida quando ocorre o comprometimento da capacidade da estrutura, requerendo intervenções mais complexas e onerosas.

Pesquisas anteriores, iniciadas na década de 80, levantaram as propriedades das barras de fibra de vidro e, atualmente, as barras não metálicas vêm sendo aplicadas em vigas sujeitas aos esforços normais com o intuito de se melhorar a durabilidade e diminuir consumo e custo com aço.

O estudo da aplicação de barras não metálicas possibilita aumentar a durabilidade e diminuir a degradação das armaduras, visto que são inertes à corrosão. A análise da viabilidade de reservatórios com barras não metálicas de GFRP proporciona a diminuição de custos de manutenção para as estações de tratamento de água, além de promover a mesma segurança estrutural que os reservatórios convencionais de concreto armado.

A realização deste tipo de análise possibilita novas explorações com o material, ampliando o conhecimento de seus comportamentos e criando formas de aplicação, como em estruturas nas cidades do litoral brasileiro que apresentam forte ação das marés e maresia.

3 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a viabilidade de execução de reservatório de concreto com barras não metálicas de GFRP.

Analisar o comportamento e as vantagens da aplicação deste material para o funcionamento e manutenção dos reservatórios de estação de tratamento de água, com o intuito de se comprovar a possibilidade de execução de reservatórios com a substituição da barra de aço.

Para isso, os objetivos específicos deste trabalho são:

1- Compreender o modelo e especificações para o dimensionamento de reservatórios de água com uso de concreto armado com barras de GFRP, conforme a NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) e recomendações do IBRACON;

2- Analisar possíveis efeitos, com base na literatura, da alteração das barras de aço para barras não metálicas em estruturas de concreto com ação permanente da água;

3- Levantar e avaliar as vantagens de execução de reservatórios de estação de tratamento de água com barras não metálicas;

Além disso, o presente trabalho visa ampliar as aplicações de barras de GFRP como solução para estruturas com ações de intempéries.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

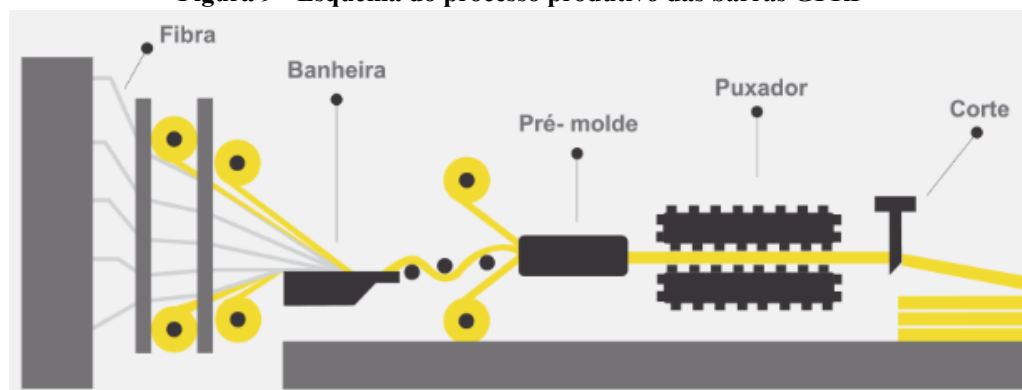
Para representar o atual conhecimento acerca do objeto de estudo deste trabalho, esta pesquisa bibliográfica aborda os principais tópicos relacionados às barras de GFRP, reservatórios de estação de tratamento de água e problemas patológicos em estruturas de concreto armado com ação prolongada da água.

4.1 Barras de GFRP

4.1.1 Fabricação das barras de GFRP

A fabricação de barras GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) é um processo de pultrusão (Figura 9) complexo que envolve uma combinação de materiais e técnicas avançadas. Como mencionado por Tavares (2006), a produção dessas barras é baseada na utilização de fibras de vidro impregnadas em uma matriz polimérica, o que confere à estrutura final alta resistência e leveza. A fabricação das barras GFRP requer um cuidadoso controle da proporção de fibras de vidro e resina polimérica durante o processo de laminação, para garantir uma adequada transferência de carga e máxima eficiência estrutural. Além disso, como apontado por Tavares (2006), é essencial considerar a qualidade dos materiais, forma e composição das fibras e a aderência entre a matriz polimérica e as fibras para garantir o desempenho estrutural das barras GFRP.

Figura 9 - Esquema do processo produtivo das barras GFRP



Fonte: STRATUS, 2023.

No Brasil tem-se algumas empresas que comercializam as barras de polímero reforçado com fibras, algumas delas são a Brafib de Pinhais (PR), a Fama Fiberglass de

Vargem Grande Paulista (SP), a Haizer Group de Curitiba (PR) e a Vergalhão Boa Fibra de Aragoiânia (GO), entre outras. Nesse cenário, a oferta de barras de GFRP vem aumentando e os custos com transporte e manuseamento do material tendem a cair, tornando-o mais atrativo ao mercado.

4.1.2 Comparativo entre barras FRP

Atualmente, além das barras GFRP, existem barras reforçadas com fibras de aramida (AFRP), carbono (CFRP) e basalto (BFRP).

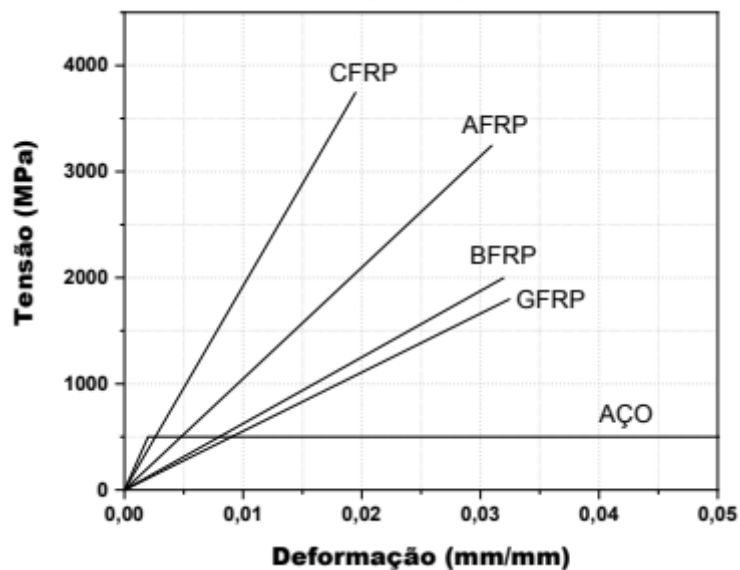
Segundo Micali (2010), as barras constituídas de fibras de carbono possuem alto módulo de elasticidade, baixo coeficiente de dilatação térmica e são as mais resistentes à ação de agentes químicos. Por outro lado, contam com o maior custo e baixa resistência ao impacto.

Ainda de acordo com o autor, as barras AFRP possuem pontos positivos como alta resistência à tração, baixa densidade e elevada resistência ao impacto. Enquanto os fatores negativos são a baixa resistência à compressão, dificuldade na modelagem e suscetibilidade às altas temperaturas.

Para Lapena (2017), as fibras de basalto são superiores às fibras de vidro nos quesitos de resistência à água e estabilidade química. Além disso, segundo Fazio (2011), as fibras de basalto possuem melhor amortização acústica, sendo fortemente recomendada para estruturas sujeitas a grandes vibrações.

Conforme a ACI 440.1R-15 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015), os polímeros reforçados com fibras não apresentam nenhum comportamento plástico, mantendo a relação entre tensão e deformação linear até sua ruptura (Figura 10). Alguns parâmetros destes materiais são apresentados na Tabela 1 a seguir.

Figura 10 - Diagrama de tensão x deformação para diferentes materiais



Fonte: FIP Bulletin (2019) apud MAZZÚ (2020).

Tabela 1 - Propriedades das barras de aço e fibras

	Aço	GFRP	CFRP	AFRP
Densidade (g/cm ³)	7,90	1,25 a 2,10	1,50 a 1,60	1,25 a 1,40
Tensão de escoamento nominal (MPa)	276 a 517	N / D	N / D	N / D
Resistência à tração (MPa)	483 a 1600	483 a 690	600 a 3690	1720 a 2540
Módulo elástico (GPa)	200	35 a 51	120 a 580	41 a 125
Tensão de rendimento (%)	0,14 a 0,25	N / D	N / D	N / D
Tensão de ruptura (%)	6,0 a 12,0	1,2 a 3,1	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4

Fonte: adaptado de ACI 440.1R-15.

Como o enfoque principal do presente trabalho é o reforço com fibra de vidro, a seguir serão destacadas mais detalhadamente as propriedades deste material.

4.1.3 Propriedades das barras de GFRP

De acordo com a ACI 440.1R-15 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015), as barras GFRP apresentam um conjunto de propriedades altamente desejáveis para diversas aplicações. Devido à incorporação das fibras de vidro na matriz polimérica, essas barras exibem uma excelente relação resistência-peso, tornando-as mais leves e, ao mesmo tempo, extremamente resistentes. Além disso, segundo o mesmo documento, as barras GFRP possuem uma alta resistência à tração, o que lhes confere uma ótima capacidade de suportar cargas elevadas. Essas barras também são resistentes à água, o que é uma vantagem significativa em ambientes agressivos ou úmidos, garantindo uma vida útil mais longa e uma manutenção reduzida ao longo do tempo. Outra propriedade notável das barras GFRP é a sua baixa condutividade térmica e elétrica, tornando-as ideais para aplicações em setores onde a resistência a altas temperaturas ou o isolamento elétrico são requisitos importantes.

As propriedades das barras GFRP funcionam para uma instalação mais rápida e eficiente em comparação com as barras de aço tradicionais. Devido à sua leveza, as barras GFRP são mais fáceis de transportar e manusear, facilitando os custos de logística e tornando o processo de montagem mais ágil (ACI 440.1R-15, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015). Além disso, a baixa condutividade térmica das barras GFRP permite uma melhor aderência ao concreto em comparação com o aço, evitando problemas relacionados à expansão e contração térmica.

Em resumo, tem-se os seguintes valores de propriedades para as barras de fibra de vidro, extraídos de Tavares (2006).

Tabela 2 - Propriedades das fibras de vidro

Propriedade	Vidro – E/ Epóxi
Fração do volume de fibras	0,55
Densidade (kg/m ³)	2100
Módulo longitudinal (GPa)	39
Módulo transversal (GPa)	8,6
Módulo de cisalhamento no plano (GPa)	3,8
Coefficiente de Poisson maior	0,28
Coefficiente de Poisson menor	0,06
Resistência à tração longitudinal (MPa)	1080
Resistência à tração transversal (MPa)	39
Resistência ao cisalhamento no plano (MPa)	89
Deformação última à tração longitudinal (%)	2,8
Deformação última à tração transversal (%)	0,5
Resistência à compressão longitudinal (MPa)	620
Resistência à compressão transversal (MPa)	128

Fonte: adaptado de TAVARES, 2006.

A norma brasileira NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024), que está no processo de ser lançada, em Consulta Nacional, traz alguns valores distintos da tabela anterior, apresentando valores característicos para as barras de vidro e basalto. Além das propriedades do material, o documento apresenta as definições de classe de agressividade do ambiente, resistência do concreto e considerações para o dimensionamento e detalhamento das armaduras compostas por barras poliméricas.

Tabela 3 - Propriedades das fibras de vidro segundo a norma brasileira

Propriedade	Vidro – E/ Epóxi
Densidade (kg/m ³)	2200
Módulo longitudinal (GPa)	45
Coefficiente de dilatação térmica longitudinal (α_L (x 10 ⁻⁶ /°C))	8,0
Coefficiente de dilatação térmica transversal (α_T (x 10 ⁻⁶ /°C))	22,0
Resistência à tração longitudinal (MPa)	800
Deformação última à tração longitudinal (‰)	17,7

Fonte: NBR 17196, em Consulta Nacional, dez. 2024.

Os valores para a densidade e módulo de elasticidade longitudinal são superiores na norma em relação aos apresentados por Tavares (2006). Enquanto a resistência à tração longitudinal e a deformação última à tração longitudinal apresentam valores maiores no trabalho do autor quando comparados aos adotados pela NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024).

4.2 Dimensionamento barras FRP

4.2.1 Método de dimensionamento

Segundo a NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024), para estruturas que usam barras de PRF, o processo de dimensionamento é semelhante ao das estruturas de concreto reforçado com barras de aço, garantindo a segurança contra falhas e às condições de uso. Embora as estruturas de concreto armadas com barras de PRF sejam mais limitadas por situações de serviço, o dimensionamento ainda é realizado com base no Estado Limite Último (ELU), de maneira semelhante ao empregado nas estruturas de concreto armadas com barras de aço.

4.2.2 Estado Limite Último (ELU)

Por meio do método do ELU, a resistência de cálculo (R_d) deve ser superior à solicitação de cálculo (S_d). Para determinar as cargas de projeto em uma estrutura, as normas de concreto armado convencional (NBR 6118, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023), recomenda a aplicação de fatores de segurança para aumentar as ações solicitantes e, a partir desses valores, são calculados os esforços resultantes. Por outro lado, a resistência de projeto é relacionada à capacidade resistente de cada material, levando em consideração as propriedades individuais de cada componente, as condições ambientais em que a estrutura estará exposta e a função para a qual está sendo projetada. O coeficiente de redução também é aplicado à resistência do concreto. No entanto, no caso das barras de PRF, o coeficiente de redução é determinado com base nas propriedades específicas dessas barras, em vez de utilizar o coeficiente do aço.

4.2.3 Fator de segurança da barra FRP

De acordo com Tavares (2006), a durabilidade das estruturas de concreto reforçadas com barras de PRF é abordada de maneira distinta em comparação com as estruturas que utilizam barras de aço. Isso ocorre porque não há mais preocupação com a resistência das barras de reforço, mas sim com a garantia da durabilidade da armadura e proteção das fibras, uma vez que esses aspectos têm impacto direto na vida útil da estrutura.

Existem diferentes normas de dimensionamento para estes materiais, como a NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024), atualmente em etapa de consulta nacional, ACI 440.1R (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015), a norma norueguesa NS3473, o *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC), a *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE), a norma holandesa BISE e a FIB 9.3 (Federation Internationale du Béton), que apresentam abordagens específicas para determinar o coeficiente de segurança a ser utilizado no dimensionamento das estruturas com PRF.

Para o enfoque desta pesquisa, foi dada preferência aos valores de fator de redução ambiental (C_e) da norma brasileira, definido como 0,85, que minor a resistência das barras de GFRP. A norma americana ACI 440.1R, (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015) considera esse coeficiente diferente para cada tipo de fibra da barra, sendo indicado 0,70 para fibra de vidro e estrutura sujeita a ação de água e intempéries.

4.3 Manifestações patológicas

As manifestações patológicas apresentadas em estruturas de concreto influenciam diretamente em seu funcionamento e geram custos e problemas aos profissionais do setor de Engenharia. Esses prejuízos têm impulsionado a busca por tecnologias que minimizem os problemas. Segundo Kapelinski (2023), nas pontes americanas muitas soluções foram testadas, como aditivos no concreto, galvanização, proteção catódica e revestimentos epóxi e não sanaram completamente a corrosão do aço das armaduras, daí a necessidade de uma nova metodologia.

4.3.1 Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado

As estruturas de concreto armado estão sujeitas a uma variedade de problemas patológicos que podem comprometer sua integridade e durabilidade ao longo do tempo. Essas manifestações patológicas podem ser causadas por diversos fatores, incluindo corrosão da armadura, carbonatação, fissuras e trincas, deslocamentos, agressão química, má qualidade dos materiais e falhas no projeto e execução (SOUZA, 2014), apresentados a seguir.

- Corrosão das armaduras: A corrosão é uma das patologias mais comuns em estruturas de concreto armado. Ela ocorre quando as armaduras de aço entram em contato com agentes agressivos, como água, dióxido de carbono e cloros presentes em ambientes marinhos, industriais ou de regiões com alta salinidade (MEDEIROS, 2013). A expansão desses agentes corrosivos no concreto provoca a ação das armaduras, resultando em fissuras, deslocamentos e perda de resistência da estrutura.
- Carbonatação: A carbonatação é um processo químico em que o dióxido de carbono do ar reage com o hidróxido de cálcio presente no concreto, diminuindo seu pH. A carbonatação pode ocorrer devido a uma exposição prolongada ao ar atmosférico e é acelerada em concreto mais poroso, apresentando fissuras e permitindo o transporte de CO₂ no interior do concreto (SOUZA, 2014).
- Fissuras e trincas: Segundo Cánovas (1988) apud Souza (2014) as fissuras e trincas podem surgir devido a vários fatores, como retração do concreto durante a cura, expansão térmica, carregamentos excessivos, movimentação do solo ou assentamentos diferenciados. Essas fissuras podem permitir a entrada de água e agentes agressivos, acelerando a perda de resistência das armaduras e causando danos adicionais à estrutura.

- Deslocamentos: Movimentos sísmicos, sobrecargas ou carregamentos não previstos no projeto podem levar a deslocamentos das estruturas de concreto armado. Isso pode resultar em falhas e comprometer a estabilidade da construção.
- Agressão química: A exposição a produtos químicos agressivos, como sulfatos, pode causar danos ao concreto, reduzindo sua resistência mecânica e aumentando o volume de água da mistura (SOUZA, 2014).
- Má qualidade dos materiais: A utilização de materiais de construção de baixa qualidade, como agregados contaminados, cimento de má procedência ou aditivos inadequados, pode resultar em diminuição da resistência e durabilidade do concreto armado.
- Erros de projeto ou execução: Falhas no projeto estrutural, como dimensionamento inadequado, detalhamento deficiente ou falta de consideração de condições ambientais específicas, podem contribuir para a incidência de problemas patológicos. Além disso, erros na execução da obra, como compactação adquirida do concreto, má colocação das armaduras ou cura inadequada, podem levar a problemas relacionados.

De acordo com Amorim (2010), é importante destacar que a prevenção e a manutenção regular e adequada são fundamentais para minimizar a progressão da manifestação patológica. A adoção de práticas construtivas corretas, o uso de materiais de qualidade e a impermeabilização adequada pode estender a vida útil e os prazos de intervenção corretiva nas estruturas.

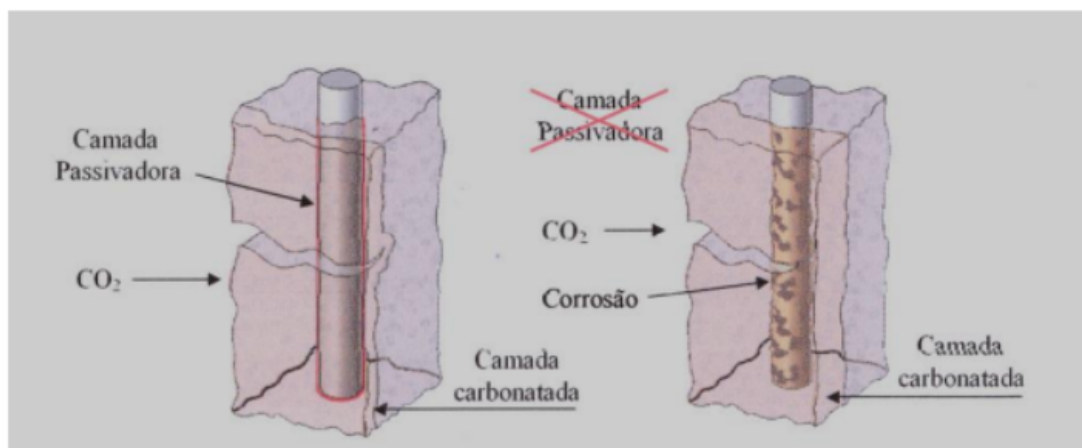
4.3.2 Manifestações Patológicas em reservatórios de água

Os reservatórios de concreto armado são estruturas essenciais para o armazenamento e distribuição de água em diferentes contextos, como abastecimento público, indústria e sistemas de irrigação. No entanto, ao longo do tempo, essas estruturas podem ser suportadas por diversos problemas patológicos que comprometem sua integridade e eficiência operacional.

Em concordância com os estudos de Tinoco e Morais (2013), uma das manifestações patológicas mais comuns em reservatórios de concreto armado é a corrosão do aço das armaduras. A infiltração de água ao longo dos anos pode levar à exposição das barras de aço, enfraquecendo a estrutura e evoluindo para fissuras e delaminações. A corrosão é acelerada em ambientes com concentração elevada de íons cloreto.

Outro problema recorrente é a carbonatação do concreto, que segundo Pereira (2010) ocorre quando o dióxido de carbono apresenta reação com a cal do concreto, reduzindo o pH e comprometendo a aderência das armaduras com o concreto. O esquema da Figura 11 exemplifica a reação e o avanço da carbonatação no concreto.

Figura 11 - Processo de carbonatação



Fonte: adaptado de PEREIRA, 2010.

Além disso, a exposição constante à água pode levar ao surgimento de fungos, algas e outros microrganismos que se desenvolvem na superfície do concreto, contribuindo para a diminuição da vida útil da estrutura. A falta de impermeabilização adequada também pode causar problemas, permitindo a infiltração de água que penetra nas fissuras e poros do concreto, levando à expansão e formação de eflorescências, manchas e a perda resistiva da estrutura.

De acordo com Pereira (2010), a fissuração também se destaca como uma das principais manifestações patológicas em reservatórios e tem como causas má concepção no projeto, falhas construtivas, deficiências nas juntas do concreto e falta de manutenção periódicas.

Para evitar ou minimizar essas apresentações patológicas, é fundamental adotar práticas preventivas desde o projeto até a construção e manutenção dos reservatórios. Isso inclui a seleção de materiais de qualidade, a aplicação de técnicas adaptadas de impermeabilização, o monitoramento constante da estrutura e o cumprimento periódico de inspeções e reparos.

4.4 Manutenção de estruturas em concreto armado

4.4.1 Atividades de manutenção preventiva e corretiva em elementos de concreto armado

A manutenção é responsável por estender a vida útil de uma estrutura e restaurá-la às suas propriedades iniciais, garantindo sua segurança, funcionalidade e estética. Segundo Vitorio (2006), a manutenção preventiva começa com o planejamento, no qual devem ser realizadas vistorias periódicas da obra, análise dos projetos e desenvolvimento de relatórios com recomendações e considerações a respeito da condição da estrutura.

Os custos com manutenção devida à corrosão de armaduras em sistemas de abastecimento de água, segundo Mohamed e Benmokrane (2013), chegaram a atingir 75% dos custos anuais com corrosão, totalizando cerca de US\$36 bilhões.

A NBR 9452 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019), apresenta os procedimentos para inspeção de obras de arte e define o termo inspeção de estruturas de concreto como

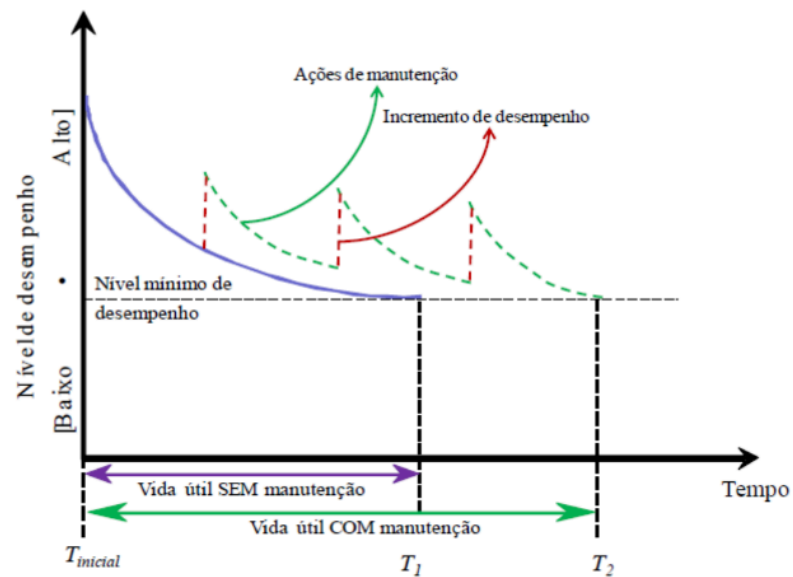
“conjunto de procedimentos técnicos e especializados que compreendem a coleta de dados necessários à formulação de um diagnóstico e prognóstico da estrutura, visando manter ou restabelecer os requisitos de segurança estrutural, de funcionalidade e de durabilidade”.

O documento também estabelece classificações das anomalias e informações que devem constar no relatório de diagnóstico, como a origem de cada patologia e sua respectiva ação corretiva ou de reforço.

A manutenção corretiva, conforme Costa e Souza (2021), é aquela executada em caso de falha e comprometimento da estrutura. Ela pode ser planejada, quando ocorre o acompanhamento periódico e opta-se pela operação até a falha, e não planejada, ou seja, conforme a necessidade e de forma inesperada. A última geralmente apresenta o maior consumo de recursos.

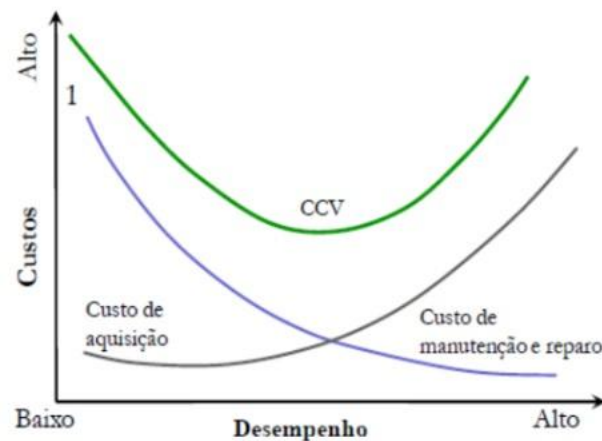
Os autores Possan e Demoliner (2013) demonstram as relações entre a vida útil e as atividades de manutenção (Figura 12) e os custos de aquisição e custos de manutenção e reparo das estruturas ao longo do seu ciclo de vida (Figura 13), destacando a importância desses procedimentos para a construção.

Figura 12 - Vida útil x manutenção



Fonte: POSSAN e DEMOLINER, 2013.

Figura 13 - Custos de aquisição e custos de manutenção e reparo de estruturas



CCV = Custo durante o ciclo de vida

Fonte: POSSAN e DEMOLINER, 2013.

Com o intuito de maximizar a durabilidade e desempenho das estruturas, o estudo por materiais e técnicas mais seguros se intensificou, buscando a avaliação mais precisa do impacto da obra e o espaçamento do tempo de manutenção da edificação.

4.4.2 Problemas de manutenção em obras públicas de viadutos e pontes

Assim como os grandes reservatórios em concreto armado, obras especiais como pontes e viadutos também costumam sofrer gravemente com a corrosão da sua armadura. No Brasil, a ausência de manutenção destas construções acarretam em danos estruturais graves e até irreversíveis.

Segundo IPT (2019) apud Costa e Souza (2021), o viaduto da Marginal Pinheiros em São Paulo, que cedeu aproximadamente 2 metros em 2018, teve como uma das causas a falha na manutenção periódica, visto que a estrutura apresentava um grande fissura que teria sido vista e até corrigida com antecedência, evitando todo o dano causado ao local. Ainda sobre este caso, Cruz (2018) destaca que o concreto comprometido do tabuleiro do viaduto foi retirado e a laje refeita com o reforço de fibras de carbono.

Ainda segundo Costa e Souza (2021), diversos defeitos haviam sido relatados em vistoria visual da obra de arte, como trincas na cabeça de pilares e falhas nas juntas de dilatação, deslocando a viga de apoio para fora do eixo do pilar.

No trabalho de Rosa (2021), são analisados 4 viadutos da cidade de Belo Horizonte, cujo destaque se dá na presença de corrosão da armadura dos elementos estruturais da superestrutura em todas as obras e da ocorrência de corrosão da armadura dos pilares em 50% dos casos. O autor destaca o impacto gerado pela presença de água nos elementos de concreto armado, como manchas de eflorescência, deslocamento do concreto e principalmente a corrosão das armaduras.

Diversos estudos mostram a ineficiência dos órgãos públicos responsáveis pelas atividades de manutenção de grandes obras e como consequência se têm prejuízos estruturais, financeiros, ambientais e sociais. A NBR 9452 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019) traz uma classificação para a condição dos viadutos e pontes no país e, no geral, a maioria possuem condições insatisfatórias, e as falhas de uso e manutenção periódica corroboram para a sua deterioração precoce, interferindo no atendimento dos requisitos de uso, como segurança estrutural, funcionalidade e durabilidade (MORAES, DOURADO & SOUZA, 2023).

5 METODOLOGIA

Para se atingir os objetivos pré-definidos neste trabalho, três etapas principais foram necessárias para o estudo: a) revisão bibliográfica com aspectos positivos e negativos da substituição da barra de aço por barras não metálicas, b) o dimensionamento dos reservatórios com uso de barras de aço e o dimensionamento com uso de barras GFRP; e, por fim, c) a análise dos resultados e conclusões.

- a) Revisão bibliográfica: Nesta etapa foi realizada uma revisão bibliográfica detalhada sobre as barras reforçadas com fibras, com enfoque na fibra de vidro, suas propriedades mecânicas e seu comportamento frente à intempéries. Além disso, foi pesquisado sobre manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, incluindo a corrosão da armadura como destaque e o impacto da falta de manutenção em estruturas que sofrem com a ação da água no Brasil. A revisão bibliográfica teve como objetivo justificar e dar embasamento teórico ao presente trabalho, retratando tópicos importantes e a relevância desta pesquisa.
- b) Dimensionamento dos reservatórios em concreto armado e concreto reforçado com barras não metálicas: Foram realizados os dimensionamentos do reservatório considerando concreto armado com barras de aço convencionais, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023), e o reservatório de concreto reforçado com barras de GFRP, segundo parâmetros da NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024). Nesta etapa calculou-se a área de aço, quantidade de barras e diâmetro, e o volume de concreto.
- c) Análise dos resultados e conclusões: Aqui foram verificados os resultados e apresentadas as conclusões a respeito da viabilidade da execução de reservatórios de ETA com barras não metálicas. Para isso, apresentou-se estudos já realizados acerca das barras de GFRP e seus benefícios em relação às barras de aço a fim de determinar a aplicabilidade deste material em estruturas de reservatórios.

6 DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS

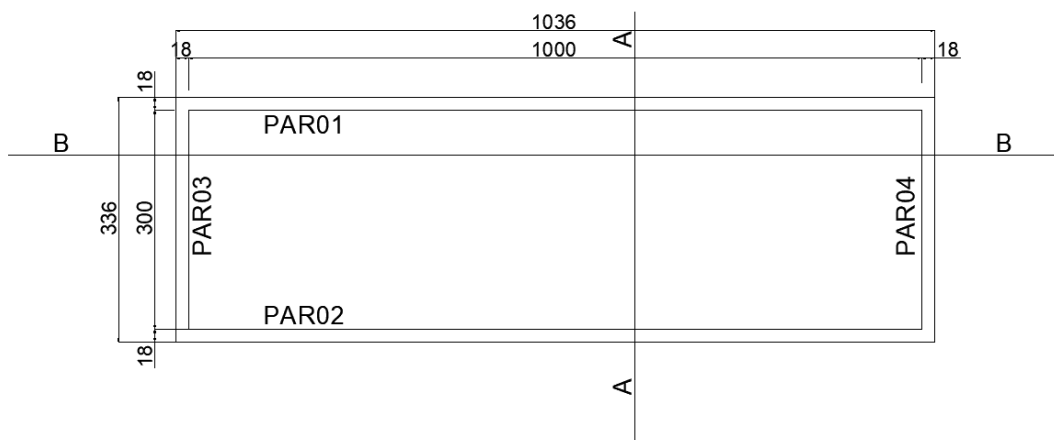
Para alcançar o objetivo do presente trabalho, o dimensionamento do reservatório estudado foi realizado conforme rege a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023) para armação com barras de aço e a NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) para a estrutura em GFRP.

6.1 Reservatório em concreto armado

O reservatório em análise possui dimensões de 3m x 10m com 3m de altura, suas paredes com espessura de 18cm, laje de topo com 12cm e de fundo com 20cm, conforme figura 14. Para este procedimento, dimensiona-se a laje de tampa e as paredes laterais da estrutura. A laje de fundo não foi considerada no dimensionamento do modelo estudado pois seu cálculo varia conforme a solução de fundação adotada e o local de execução da estrutura, não sendo relevante para o presente trabalho. Além disso, destaca-se que foi considerado o reservatório protegido de vento, apoiado sobre a superfície.

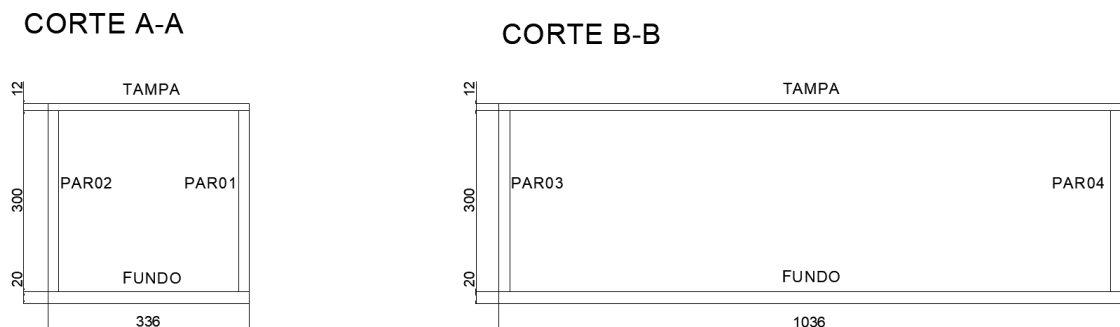
Figura 14 - Planta de formas e cortes do reservatório

a) Planta de formas



Dimensões em centímetros (cm)

b) Cortes do reservatório



Dimensões em centímetros (cm)

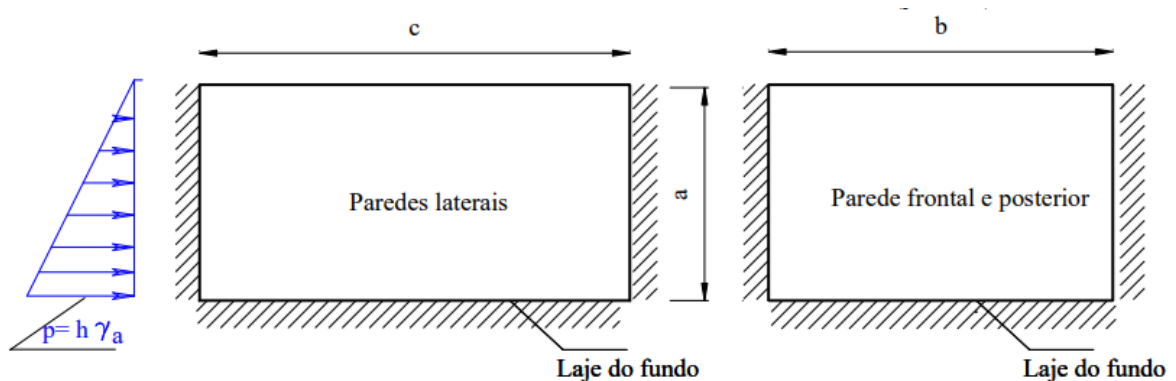
Fonte: Autor, 2025.

A tampa funciona como placa e é dimensionada como laje armada nas duas direções e as paredes laterais estão sujeitas a duas situações: carga de empuxo da água reservada, atuando como placa, e forças gravitacionais, atuando para este caso como viga parede, portanto, as armaduras foram calculadas para cada situação e compostas para obter a área de aço final das paredes.

O reservatório considerado é paralelepípedo, apoiado sob a superfície.

As paredes laterais como já destacado, trabalham como placas e suas condições de contorno para o dimensionamento são engastadas nas laterais e fundo, e apoiadas na face superior (tampa do reservatório), conforme Figura 15, a seguir.

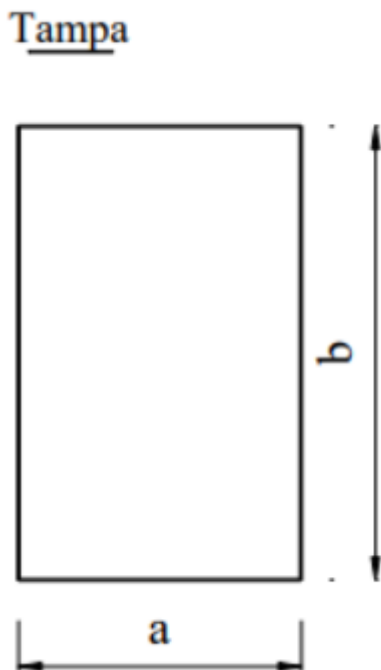
Figura 15 - Condições de contorno das paredes do reservatório



Fonte: CARVALHO, FARIA, 2013.

A laje de topo é considerada simplesmente apoiada (Figura 16).

Figura 16 - Condições de contorno da tampa

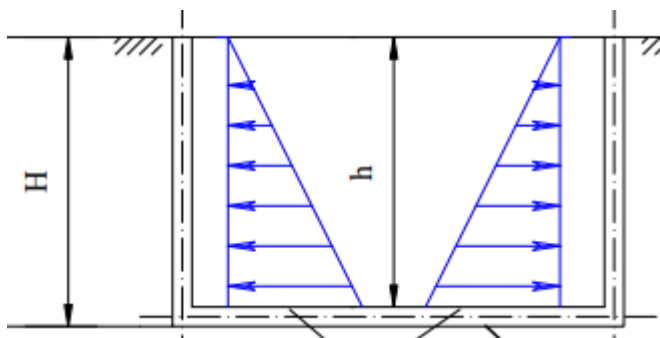


Fonte: CARVALHO, FARIA, 2013.

As ações que atuam sobre os elementos da estrutura são: peso próprio dos elementos (lajes de tampa e fundo e paredes), o empuxo da água (com diagrama triangular que aumenta linearmente com a profundidade) e cargas de impermeabilização e acidental sobre a tampa e paredes do reservatório.

Na Figura 17 está representada a ação do empuxo da água nas paredes laterais do reservatório.

Figura 17 - Ações atuantes nas paredes laterais



Fonte: CARVALHO, FARIA, 2013.

6.1.1 Parâmetros de cálculo para estruturas de concreto armado

Fatores como cobrimento, relação água/cimento e resistência característica do concreto são definidos em norma pela exposição da estrutura. No caso do reservatório de estação de tratamento de água, a classe de agressividade ambiental aplicada foi a IV, devido a exposição a produtos quimicamente agressivos, sujeito a alto risco de deterioração da estrutura. Os dados gerais do projeto estão na Tabela 4 a seguir.

Tabela 4 - Dados do projeto em concreto armado com aço

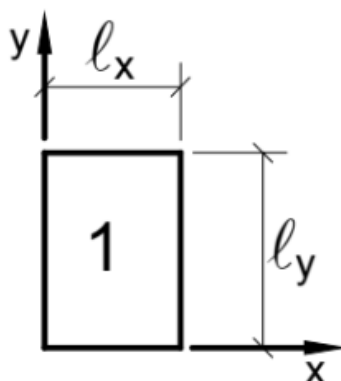
Dados gerais	
f_{ck} (MPa)	40
a/c	até 0,45
cobrimento (mm)	Pilar 50
	Viga 50
	Laje 45

Fonte: Autor, 2025.

6.1.2 Dimensionamento da laje de topo

O cálculo dos esforços atuantes na laje de topo foi desenvolvido por meio do uso das tabelas apresentadas em Carvalho e Figueiredo (2022). Para isso, foi definido o caso da laje de topo, considerando-se os apoios (Figura 18), e calculado o fator λ , que é a relação entre os vãos da laje.

Figura 18 - Caso aplicado para dimensionamento da laje de topo



Fonte: CARVALHO, FIGUEIREDO, 2022.

A carga de impermeabilização adotada foi de 0,75 kN/m² e carga accidental de 2 kN/m² para a laje de topo. O peso próprio foi calculado considerando o peso específico do concreto de 25 kN/m³ e sua espessura de 12 cm. Os resultados estão apresentados na Tabela 5 a seguir.

Tabela 5 - Esforços atuantes na laje de topo

ESFORÇOS ATUANTES		
Peso próprio	3	kN/m ²
qacid	2	kN/m ²
g,imperm	0,75	kN/m ²
G, total =	5,75	kN/m ²
Momentos kN.m/m	Direção x	6,47
	Direção y	1,64
Reações de apoio kN/m	Direção x	5,63
	Direção y	2,81

Fonte: Autor, 2025.

Obtidos os esforços atuantes conforme detalhado no Apêndice A, a laje tem sua armadura calculada por meio de fórmulas adimensionais de KMD e KZ, e sua área de aço A_s é obtida para cada direção das ações atuantes, apresentadas abaixo.

Tabela 6 - Área de aço calculada para a laje de topo

Momento	mx	my
kN.m/m	6,47	1,64
A_s (cm ²)	3,70	0,88
$A_{s,mín}$ (cm ²)	2,15	
bitola (mm)	10	6,3
s final (cm)	20	15
A_s real =	3,93	2,18

Fonte: Autor, 2025.

Além das armaduras calculadas, para lajes simplesmente apoiadas, sem continuidade com lajes adjacentes, a norma prevê a utilização de uma armadura negativa de borda, que deve atender a 0,67 da taxa mínima calculada para a respectiva direção da armadura e se estender até no mínimo 0,15 do menor vão da laje, conforme tabela 19.1 da NBR 6118

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023). A armadura mínima considerada para cálculo foi a determinada seguindo a Tabela a seguir.

Tabela 7 - Taxa mínima de aço para seções retangulares

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

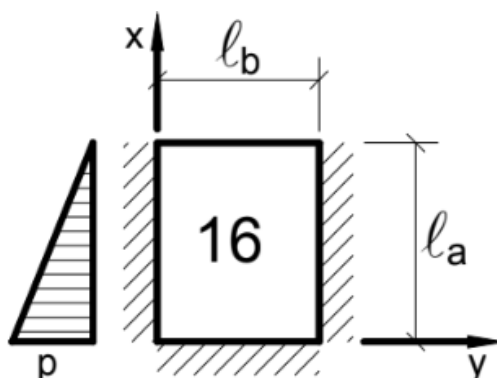
^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2023.

6.1.3 Dimensionamento das paredes

As paredes assim como a laje têm o funcionamento similar ao de placa para o empuxo da água atuante lateralmente, e assim como a tampa, o dimensionamento para as paredes foi realizado com o uso das tabelas (Figura 19). Pela simetria do reservatório paralelepípedo, as paredes frontal e posterior são iguais, bem como as duas paredes laterais, sendo dimensionado apenas um dos casos. Os momentos positivos e negativos para ambas direções foram calculados e suas respectivas armaduras também, como apresentado na Tabela 8.

Figura 19 - Caso aplicado para dimensionamento das paredes



Fonte: CARVALHO, FIGUEIREDO, 2022.

Tabela 8 - Dimensionamento das paredes

Parede	PAR01 = PAR02		PAR03 = PAR04	
Direção	x	y	x	y
Momento positivo (kN.m)	8,05	2,59	3,00	3,21
As (cm ²)	2,27	0,72	0,81	0,87
Momento negativo (kN.m)	18,01	9,72	9,18	7,70
As (cm ²)	5,20	2,74	2,51	2,10
ARMADURA POSITIVA				
bitola (mm)	8	6,3	6,3	6,3
s (cm)	20	15	15	15
As, real (cm ²)	2,51	2,18	2,18	2,18
ARMADURA NEGATIVA				
bitola (mm)	10	8	8	8
s (cm)	15	15	20	20
As, real (cm ²)	5,50	3,52	2,51	2,51

Fonte: Autor, 2025.

Vale destacar que a armadura mínima positiva pode ser reduzida em 0,67 do valor da taxa mínima apresentada na Tabela 7 quando não se tem armadura ativa, conforme estabelecido nas diretrizes de cálculo para estruturas de concreto armado.

Além do funcionamento de placa, as paredes trabalham como vigas-parede, apresentando tração entre si e com as lajes de topo e fundo. Dessa forma, foram dimensionadas como vigas-parede biapoiadas, e sua armadura final será uma composição entre o dimensionamento como laje e como viga-parede.

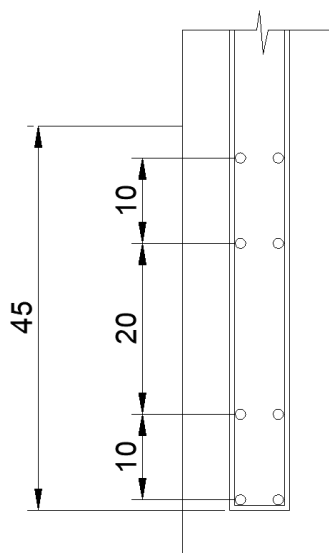
O momento e as armaduras de cada parede estão indicadas na tabela a seguir.

Tabela 9 - Dimensionamento das paredes como viga-parede

Parede	PAR01 = PAR02	PAR03 = PAR04
Momento (kN.m)	558,64	91,96
As (cm ²)	5,56	1,61
As,mín (cm ²)	9,67	9,67
bitola (mm)	12,5	12,5
n° barras	8,00	8,00
As, real (cm ²)	9,82	9,82

Fonte: Autor, 2025.

Por fim, a armação principal da viga-parede, calculada anteriormente, é distribuída conforme recomendação da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023), concentrada em 0,15 da altura da viga, enquanto o restante da altura fica com a armação calculada como placa, em sua respectiva direção. A Figura 20 representa o esquema genérico de armação das paredes, com as dimensões em centímetros.

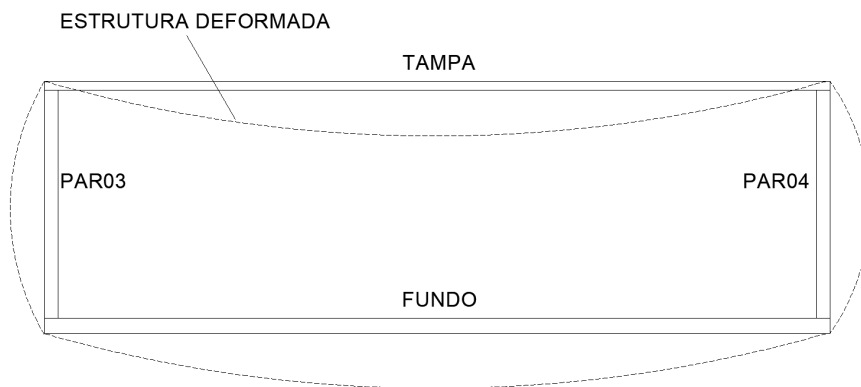
Figura 20 - Disposição da armação principal nas paredes

Fonte: Autor, 2025.

O empuxo da água atuando sobre as paredes, tende a deformar a estrutura e tracionar as ligações entre as paredes e as paredes com as lajes, conforme Figura 21 a seguir. Tal deformação gera esforço de tração entre esses componentes e uma armadura é necessária para reforçar os encontros e garantir o bom funcionamento do reservatório. A tração para cada

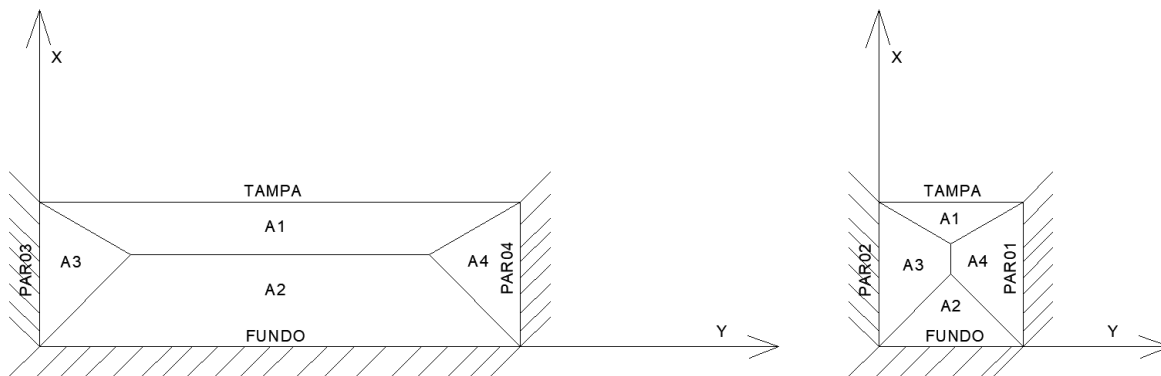
ligação é calculada aplicando-se a distribuição das charneiras, que leva em consideração as condições de apoio e continuidade das lajes e distribui as ações por meio de uma área de influência, conforme item 14.7.6.1 da norma brasileira, obtendo-se a área de influência para cada elemento, conforme Figura 22.

Figura 21 - Esquema da estrutura deformada



Fonte: Autor, 2025.

Figura 22 - Distribuição da área de influência de tração



Fonte: Autor, 2025.

Com a área e o valor da pressão gerada pela água no centro geométrico de cada região de influência definida pelas charneiras, calculam-se as reações para as lajes e paredes, e, posteriormente, a área de armadura necessária em cada situação, apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Dimensionamento das trações das paredes

Parede	PAR01=PAR02	PAR03=PAR04
A1 (m ²)	8,90	1,30
A2 (m ²)	15,40	2,25
A3 = A4 (m ²)	2,85	2,73
CG, 1 (m)	2,49	2,71
CG, 2 (m)	0,88	0,50
CG, 3 (m)	1,63	1,62
q, A1 (kN/m ²)	5,06	2,89
q, A2 (kN/m ²)	21,24	25,00
q, A3 (kN/m ²)	13,66	13,76
T, tampa (kN)	4,50	1,25
T, fundo (kN)	32,70	18,75
T, parede (kN)	12,98	12,50
As, tampa (cm ²)	0,15	0,04
As, fundo (cm ²)	1,05	0,60
As, parede (cm ²)	0,42	0,40

Fonte: Autor, 2025.

A armadura dimensionada para a tração considerada para o projeto foi a da ligação entre a parede 01 e a laje de fundo, a qual deve ser disposta junto com a armadura principal de flexão na laje, sendo aplicada também para a laje de cima. A área de aço calculada foi de 1,05 cm², sendo adotada bitola de 6,3 mm a cada 20 cm.

6.2 Reservatório com barras de GFRP

O mesmo reservatório considerado para o dimensionamento em concreto armado com aço foi dimensionado para barras de GFRP segundo parâmetros da NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024). Com alteração apenas da espessura da laje de topo, considerada de 15 cm para o reservatório com armadura de GFRP.

6.2.1 Parâmetros de cálculo para estruturas de concreto armado com barras de GFRP

Assim como a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023), a norma para barras poliméricas traz definições como a classe de

agressividade, cobrimento, resistência do concreto, relação água/cimento e métodos de cálculo para elementos lineares e lajes, conforme dados da Tabela 11.

Tabela 11 - Dados do projeto em concreto armado com barras GFRP

Dados gerais		
fck (MPa)	45	
a/c	até 0,40	
cobrimento (mm)	Pilar	55
	Viga	55
	Laje	55

Fonte: Autor, 2025.

A norma traz também os coeficientes de redução para a resistência das barras. O coeficiente de redução ambiental, C_e , já citado anteriormente, com valor de 0,85, e o coeficiente γ_{FRP} , que substitui o 1,15 do aço, com valor variando para a combinação dos esforços, seguindo a Tabela abaixo.

Tabela 12 - Coeficientes de redução da resistência das barras GFRP

Combinação	γ_{FRP}
ELU normal	1,30
ELU especial	1,20
ELU excepcional	1,20
ELU fadiga	3,00
ELU fluência	3,00
ELS	1,00

Fonte: Autor, 2025.

6.2.2 Dimensionamento da laje de topo

O dimensionamento das armaduras da laje de topo com as barras de polímero reforçado com fibras é realizado de forma semelhante a armadura com barras de aço. Os

esforços considerados foram os mesmos apresentados na Tabela 5. A resistência do material, por sua vez, que se altera para as barras não metálicas.

O cálculo segue o seguinte procedimento:

- Define-se a resistência à tração da barra de GFRP com os ponderadores aplicados;
- Calcula-se a armadura mínima exigida em norma, sendo a taxa mínima (ρ_f , mín) ou a área de aço necessária para suportar um momento mínimo definido pela NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024);
- Compara-se o momento mínimo com o momento solicitante, visando escolher entre a armadura mínima calculada pela taxa mínima ou pelo momento mínimo;
- Adota-se um valor inicial de área de aço e calcula-se a taxa de aço ρ_f ;
- Calcula-se a taxa de aço balanceada ρ_{fb} e compara-se com a taxa de aço (ρ_f) selecionada anteriormente;
- A partir daí se tem o modo de falha da seção, ou pela ruptura do GFRP ou pelo esmagamento do concreto;
- Definida a verificação crítica do elemento, calcula-se a profundidade da linha neutra e o momento resistente da seção, sendo necessário que este seja superior ao momento solicitante.

A taxa de armadura balanceada, é definida pela NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) como “taxa de armadura de flexão em vigas e lajes para a qual as deformações máximas de compressão no concreto e de tração na armadura de polímero reforçado com fibras alcançam seus limites de projeto simultaneamente”.

Portanto, a taxa balanceada representa o limite de armadura entre a troca do método de falha do elemento estrutural. A falha pela ruptura do GFRP representa uma taxa de aço menor, enquanto o esmagamento do concreto conta com uma taxa de aço maior para ser o determinante da falha. Entretanto, pelo comportamento elástico-linear das barras de GFRP até a ruptura, quando a situação crítica trata-se da resistência da armadura essa falha se dá sem sinais perceptíveis. O concreto quando exigido acima da sua capacidade, apresenta fissuras e trincas que podem auxiliar na antecipação da deformação máxima e possível falha total da estrutura.

Devido ao cobrimento de 5,5 cm exigido pela normativa, a espessura da laje de topo foi considerada 15 cm para o reservatório com barras de GFRP e o dimensionamento foi realizado por faixa de metro.

Os dados iniciais de resistência e os resultados de cálculo das armaduras para a laje de topo estão apresentados nas Tabelas 13 e 14, a seguir.

Tabela 13 - Dados iniciais de projeto de barras GFRP

$E_f =$	4500	kN/cm ²
$f_{fk} =$	800	MPa
$f_{fd} =$	52,31	kN/cm ²
$\alpha_c =$	0,85	
$\lambda =$	0,8	
$C_e =$	0,85	
$\gamma_{FRP} =$	1,3	
$\eta_c =$	0,96	

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 14 - Resultados do dimensionamento da laje de topo do reservatório

DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
Md, mín =	2775,42	kN*cm	Md, mín =	2775,42	kN*cm
Msd =	905,8	kN*cm	Msd =	229,6	kN*cm
pf, mín =	0,0028		pf, mín =	0,0028	
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm
s	20	cm	s	20	cm
Af, imp =	2,513	cm ² /m	Af, imp =	2,513	cm ² /m
$\rho_{fb} =$	0,0093		$\rho_{fb} =$	0,0093	
$\rho_f =$	0,0030		$\rho_f =$	0,0030	
RUPTURA DO GFRP			RUPTURA DO GFRP		
PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA			PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA		
x =	0,63	cm	x =	0,63	cm
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO		
$\sigma_{fd} =$	52,31	kN/cm ²	$\sigma_{fd} =$	52,31	kN/cm ²
MRd =	1058,25	kN*cm	MRd =	1058,25	kN*cm
Msd =	905,8	kN*cm	Msd =	229,6	kN*cm
OK			OK		

Fonte: Autor, 2025.

Assim como na armadura de aço, a laje de topo precisa ser armada com armadura negativa de borda com as barras de GFRP, estabelecidos os mesmos critérios citados no item 6.1.2.

Por fim, verifica-se a necessidade de armadura transversal para resistir à força cortante atuante na laje. A norma exige que $V_{sd} \leq VR_{d1}$ para a dispensa de armadura transversal em lajes.

A Tabela 15 demonstra a verificação da cortante para a laje de topo.

Tabela 15 - Verificação da cortante para a laje de topo

$\tau_{Rd} =$	0,047	kN/cm ²
$\rho_f =$	0,003	
$VR_{d1} =$	18,266	kN
$V_{Sd} =$	7,882	kN
OK		

Fonte: Autor, 2025.

6.2.3 Dimensionamento das paredes

As paredes do reservatório, diferente do dimensionamento para barras de aço, foram calculadas somente como lajes. A norma de estruturas de concreto armado com barras poliméricas não apresenta detalhamento específico para vigas-paredes, seguindo basicamente as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023). Dessa forma, calculou-se as armaduras necessárias para resistir aos momentos positivos e negativos em ambas as direções da parede, sendo que as armações verticais representam os estribos e as armações horizontais são as barras longitudinais da parede.

Destaca-se que os parâmetros apresentados na Tabela 13 permanecem os mesmos.

Os resultados alcançados e os valores adotados estão expostos na Tabela a seguir.

Tabela 16 - Resultados do dimensionamento das paredes do reservatório

a) Armação da PAR01 = PAR02

PAR01=PAR02					
Md,mín =	3996,61	kN*cm			
pf, mín=	0,0028				
ρfb =	0,0093				
DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
Msd, positivo =	1127,00	kN*cm	Msd, positivo =	362,60	kN*cm
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm
s	15	cm	s	15	cm
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m
pf =	0,0031		pf =	0,0031	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm
Msd, negativo =	2521,40	kN*cm	Msd, negativo =	1360,80	kN*cm
Bitola	10	mm	Bitola	8	mm
s	17,5	cm	s	15	cm
Af, imp =	4,712	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m
pf =	0,0043		pf =	0,0031	
MRd =	2595,79	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm

Fonte: Autor, 2025.

b) Armação da PAR03 = PAR04

PAR03=PAR04					
Md,mín =	3996,61	kN*cm			
ρf, mín=	0,0028				
ρfb =	0,0093				
DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
Msd, positivo =	420,00	kN*cm	Msd, positivo =	449,40	kN*cm
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm
s	15	cm	s	15	cm
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m
ρf =	0,0031		ρf =	0,0031	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm
Msd, negativo =	1285,20	kN*cm	Msd, negativo =	1078,00	kN*cm
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm
s	15	cm	s	15	cm
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m
ρf =	0,0031		ρf =	0,0031	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm

Fonte: Autor, 2025.

7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Diante de todo o dimensionamento realizado ao longo do capítulo anterior, foram desenvolvidos os detalhamentos da armação da laje de tampa e das paredes do reservatório, considerando as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023) para as barras de aço e NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) para as barras de GFRP. Os diâmetros nominais das barras de GFRP foram consultados em empresas fornecedoras no Brasil e a Figura 23 traz o catálogo da empresa “Vergalhão Boa Fibra”, usado como referência para as armaduras com barras poliméricas.

Figura 23 - Bitolas comerciais para barras de GFRP

Bitola	Valor Construtora p/ metro	Peso Fibra (kg)
3mm	R\$ 0,55	0,012
4mm	R\$ 0,75	0,025
5mm	R\$ 1,11	0,037
6mm	R\$ 1,62	0,054
8mm	R\$ 2,82	0,094
10mm	R\$ 4,32	0,144
12mm	R\$ 7,35	0,210

Fonte: Vergalhão Boa Fibra, 2025.

Os cálculos detalhados com as equações utilizadas e as condições adotadas para cada dimensionamento se encontram no Apêndice A ao final deste trabalho.

Para a escolha das bitolas e espaçamento entre as barras para cada direção dos esforços atuantes, observa-se a área de aço calculada e a área de aço mínima exigida em norma. Sendo assim, foi possível determinar-se cada armadura que compõem os elementos estruturais, sua bitola e espaçamento, conforme apresentadas nas tabelas de resumo.

Tabela 17 - Tabela de resumo da armadura de aço

RESUMO DAS ARMADURAS COM BARRAS DE AÇO								
Elemento	Posição	Msd (kN*m/m)	As, princ (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, borda (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)
Laje de topo	X	9,06	3,70	10,00	20,00	1,44	6,30	20,00
	Y	2,29	2,15	6,30	15,00	1,44	6,30	20,00
Par1=Par2	H	13,61	9,67	12,50	n° barras 8	--	--	--
	V	25,21				--	--	--
Par3=Par4	H	10,77	9,67	12,50	n° barras 8	--	--	--
	V	12,85				--	--	--
Elemento	Posição	As, estribo (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, pele (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, total (cm ² /m)
Laje de topo	X	--	--	--	--	--	--	5,49
	Y	--	--	--	--	--	--	3,74
Par1=Par2	H	--	--	--	2,74	8,00	15,00	13,34
	V	5,20	10,00	15,00	--	--	--	15,32
Par3=Par4	H	--	--	--	2,10	8,00	20,00	12,33
	V	2,51	8,00	20,00	--	--	--	12,33

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 18 - Tabela de resumo da armadura de GFRP

RESUMO DAS ARMADURAS COM BARRAS DE GFRP								
Elemento	Posição	Msd (kN*cm/m)	As, princ (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, borda (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)
Laje de topo	X	905,8	2,513	8	20	1,57	6	20
	Y	229,6	2,513	8	20	1,57	6	20
Par1=Par2	H	1360,80	9,67	12	n° barras 10	--	--	--
	V	2521,40				--	--	--
Par3=Par4	H	1078,00	9,67	12	n° barras 10	--	--	--
	V	1285,20				--	--	--

Elemento	Posição	As, estribo (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, pele (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, total (cm ² /m)
Laje de topo	X	--	--	--	--	--	--	4,083
	Y	--	--	--	--	--	--	4,083
Par1=Par2	H	--	--	--	3,519	8	15	14,828
	V	4,712	10	17,5	--	--	--	16,022
Par3=Par4	H	--	--	--	3,519	8	15	14,828
	V	3,519	8	15	--	--	--	14,828

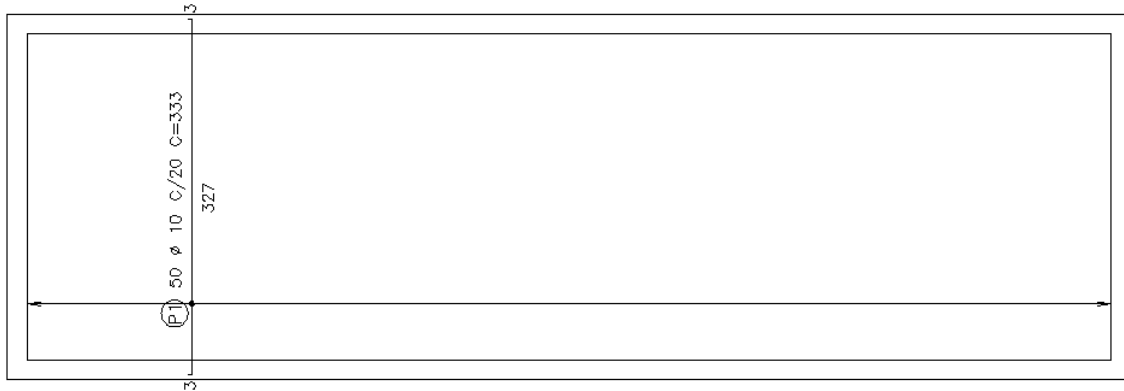
Fonte: Autor, 2025.

Dessa forma, os elementos estruturais e suas respectivas armaduras estão apresentados nas Figuras 24 e 25 a seguir.

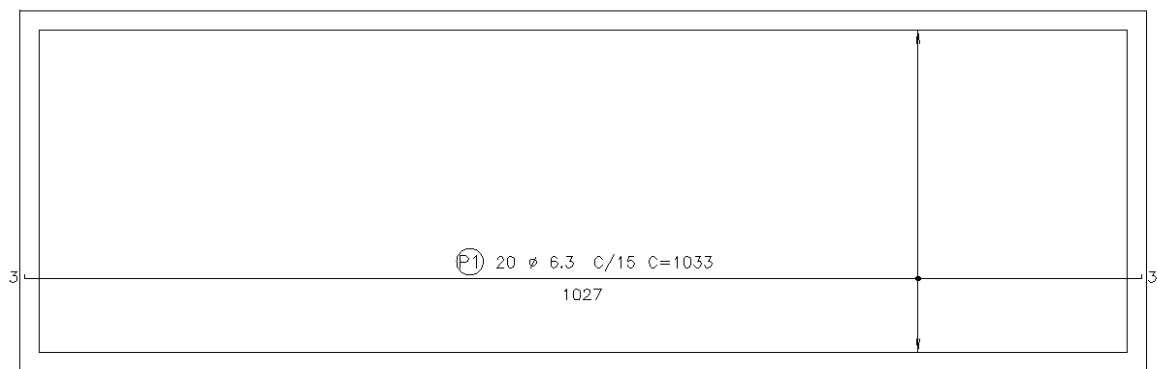
Figura 24 - Armação dos elementos em aço

a) Armação da laje de topo

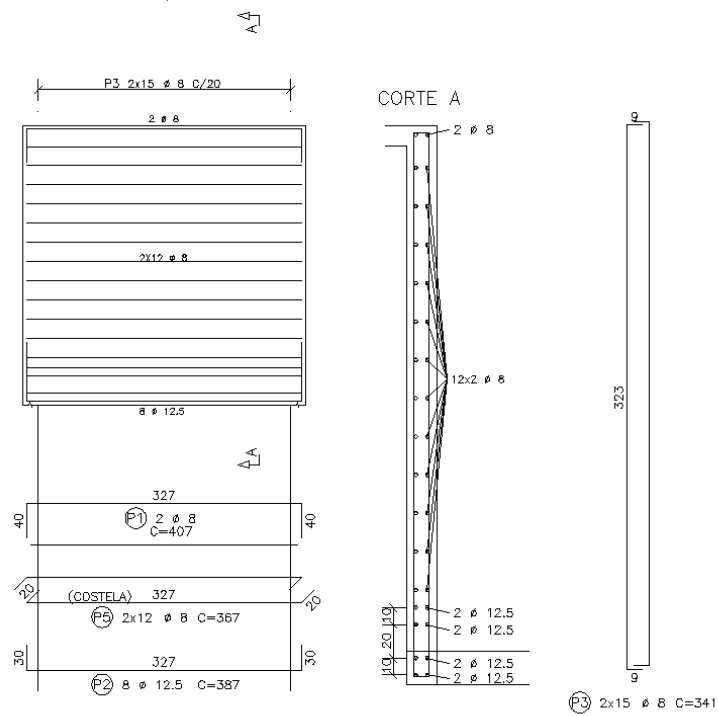
ARMAÇÃO POSITIVA PRINCIPAL



ARMAÇÃO POSITIVA SECUNDÁRIA



PAR3=PAR4 18/332

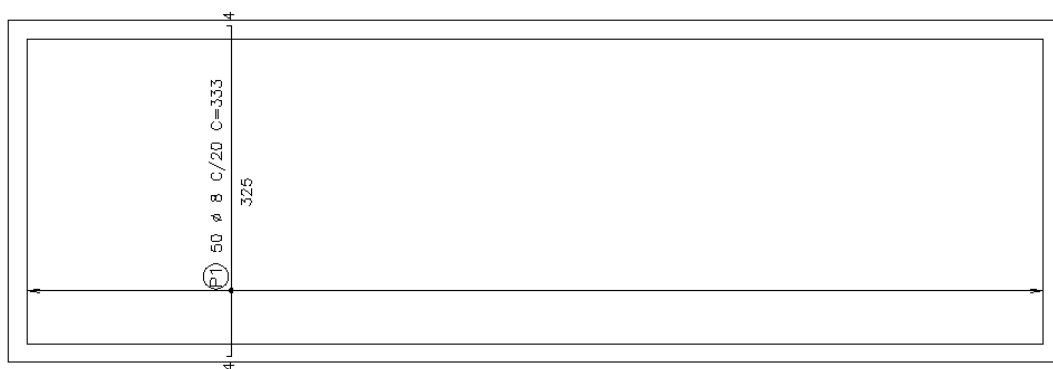


Fonte: Autor, 2025.

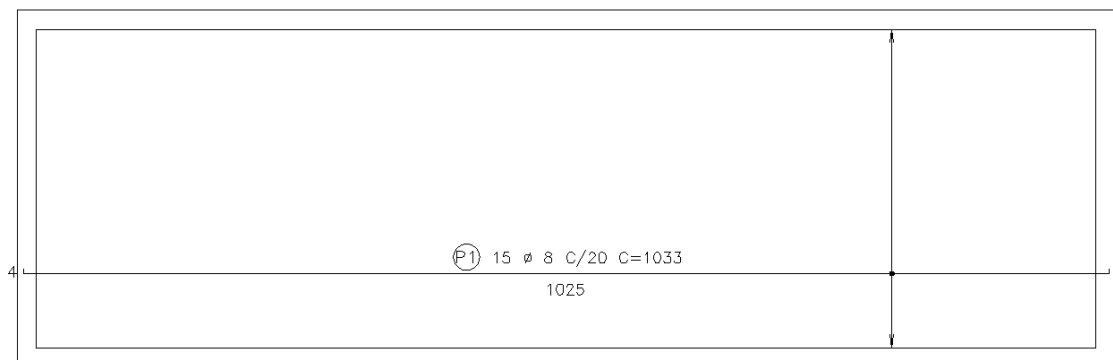
Figura 25 - Armação dos elementos em GFRP

a) Armação da laje de topo

ARMAÇÃO POSITIVA PRINCIPAL



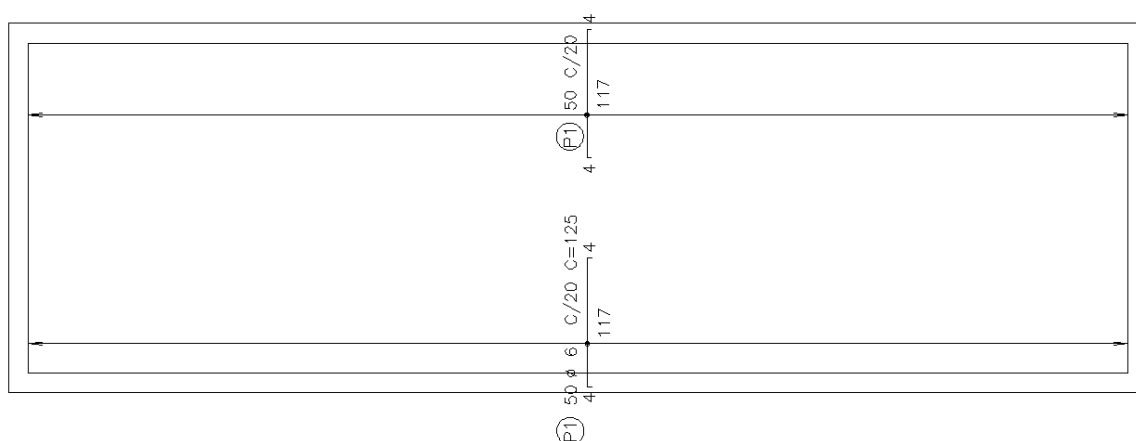
ARMAÇÃO POSITIVA SECUNDÁRIA



ARMAÇÃO NEGATIVA HORIZONTAL

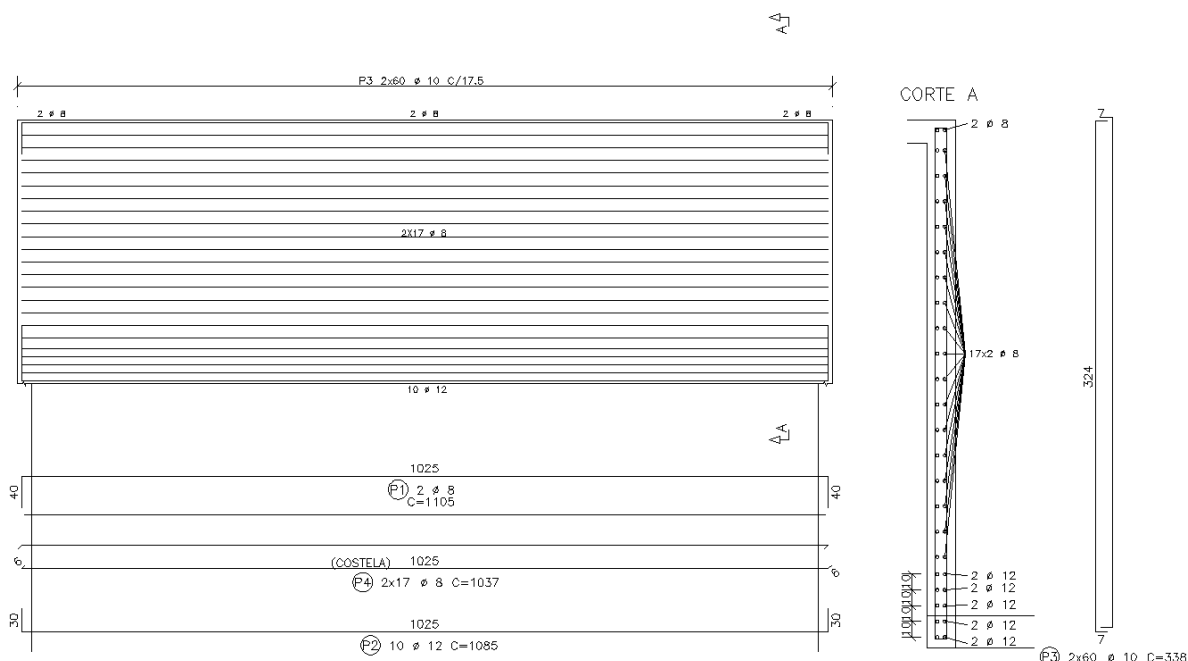


ARMAÇÃO NEGATIVA VERTICAL

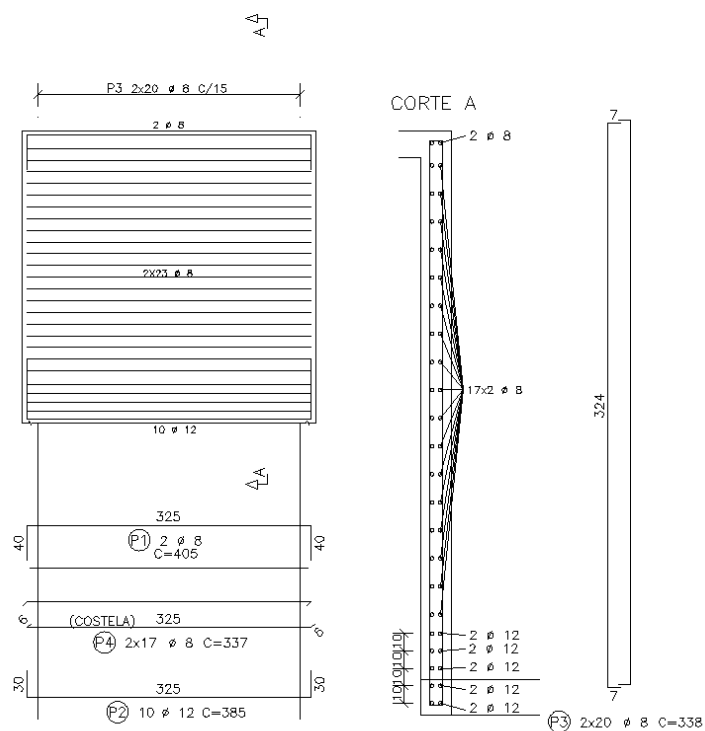


b) Armação das paredes

PAR1=PAR2 18/335



PAR3=PAR4 18/335



Fonte: Autor, 2025.

Além disso, levantou-se o quantitativo de aço e GFRP para a execução dos reservatórios, como visto na Tabela 19.

Tabela 19 - Consumo de aço e GFRP**a) Quantitativo de aço por elemento**

AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT cm	TOTAL cm
ARMAÇÃO NEGATIVA HORIZONTAL					
50A	1	6.3	30	115	3450
ARMAÇÃO NEGATIVA VERTICAL					
50A	1	6.3	100	115	11500
ARMAÇÃO POSITIVA PRINCIPAL					
50A	1	10	50	333	16650
ARMAÇÃO POSITIVA SECUNDÁRIA					
50A	1	6.3	20	1033	20660
PAR1=PAR2 (X2)					
50A	1	8	4	1107	4428
50A	2	12.5	16	1087	17392
50A	3	10	280	341	95480
50A	5	8	68	1067	72556
PAR3=PAR4 (X2)					
50A	1	8	4	407	1628
50A	2	12.5	16	387	6192
50A	3	8	60	341	20460
50A	5	8	48	367	17516

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	6.3	356	85
50A	8	1167	461
50A	10	1121	692
50A	12.5	236	227
Peso Total 50A =			1465 kgf

b) Quantitativo de GFRP por elemento

GFRP	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT cm	TOTAL cm
ARMAÇÃO NEGATIVA HORIZONTAL					
50A	1	6	30	125	3750
ARMAÇÃO NEGATIVA VERTICAL					
50A	1	6	100	125	12500
ARMAÇÃO POSITIVA PRINCIPAL					
50A	1	8	50	333	16650
ARMAÇÃO POSITIVA SECUNDÁRIA					
50A	1	8	15	1033	15495
PAR1=PAR2 (X2)					
50A	1	8	4	1105	4420
50A	2	12	20	1085	21700
50A	3	10	240	338	81120
50A	4	8	68	1037	70516
PAR3=PAR4 (X2)					
50A	1	8	4	405	1620
50A	2	12	20	385	7700
50A	3	8	80	338	27040
50A	4	8	92	337	31004

RESUMO DE AÇO			
GFRP	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
	6	163	9
	8	1668	157
	10	811	117
	12	294	62
Peso Total =			345 kgf

Fonte: Autor, 2025.

A fim de se comparar a execução dos reservatórios com barras de aço e barras não metálicas, levantou-se os custos de armadura e o volume de concreto necessário para a

construção de cada modelo do reservatório (Tabela 20). Os valores por metro de cada barra de aço foram concedidos pelo catálogo da empresa “Arcelor Mittal” e os valores para as barras de GFRP foram consultados do catálogo da empresa “Vergalhão Boa Fibra”, apresentados na Figura 23. Para a estimativa de custos aqui realizada, não foram levados em consideração os custos com o concreto e os custos de transporte das barras de aço e GFRP.

Tabela 20 - Consumo de concreto e custo com armadura

a) Reservatório em aço

RESERVATÓRIO COM AÇO		
Material	Consumo	Unidade
Concreto	17,64	m ³
Aço 6,3mm	356	m
Aço 8mm	1167	m
Aço 10mm	1121	m
Aço 12,5mm	236	m
Custo aço		
Aço 6,3mm	1,71	R\$/m
Aço 8mm	2,85	R\$/m
Aço 10mm	4,24	R\$/m
Aço 12,5mm	6,31	R\$/m
CUSTO TOTAL COM AÇO	R\$ 10.176,91	

b) Reservatório em GFRP

RESERVATÓRIO COM GFRP		
Material	Consumo	Unidade
Concreto	18,54	m ³
GFRP 6mm	163	m
GFRP 8mm	1668	m
GFRP 10mm	811	m
GFRP 12mm	294	m
Custo GFRP		
GFRP 6mm	1,62	R\$/m
GFRP 8mm	2,82	R\$/m
GFRP 10mm	4,32	R\$/m
GFRP 12mm	7,35	R\$/m
CUSTO TOTAL COM GFRP	R\$ 10.632,24	

Fonte: Autor, 2025.

Os preços e consumo de materiais se mostraram próximos entre os dois reservatórios dimensionados. Destacou-se a diferença entre os pesos das estruturas, sendo a armadura de GFRP 4 vezes mais leve quando comparada com a armadura em aço.

8 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou dados, aplicações e propriedades sobre as barras poliméricas e o dimensionamento e detalhamento de um reservatório de estação de tratamento de água, considerado em ambiente com classe de agressividade ambiental IV, armado com barras de aço e com barras de GFRP, seguindo os critérios das normas brasileiras NBR 6118 e NBR 17196, respectivamente. Com os resultados obtidos, extraiu-se o consumo de materiais e os custos com a armação dos elementos e comparou-se entre o aço e o GFRP.

Devido às grandes vantagens das barras não metálicas com relação ao processo de corrosão, a alta resistência à tração e a sua baixa massa linear, este material vem apontando como uma nova tecnologia para a execução de elementos em concreto armado e diversos estudos estão retratando suas qualidades em funcionamento.

Os custos levantados com o material da armadura apresentou diferença de aproximadamente 5% entre os materiais, sendo o menor valor correspondente às barras de aço. Além disso, a norma de projeto de concreto com barras poliméricas exige um cobrimento maior para os elementos em ambientes agressivos, o que fez com que o consumo de concreto fosse 4,85% maior para esse caso, visto que a espessura da laje de tampa precisou ser aumentada para 15 cm.

Apesar do consumo de armadura de aço ser 10,3% menor que a armadura de GFRP, em termos de área de aço por metro, os custos finais foram muito próximos, e, quando se leva em consideração as vantagens de desempenho que as barras de GFRP proporcionam, esse benefício se torna ainda maior. O menor impacto ambiental para a produção das barras e a redução da manutenção das estruturas, deixam comercialmente mais atrativos os projetos com vergalhões de fibra. Para obras de arte como reservatórios, pontes e viadutos, o fator manutenção apresenta-se ainda mais relevante, visto o impacto dessas estruturas para a sociedade e o cenário que a envolve, um reservatório de abastecimento parado para manutenção gera prejuízos econômicos, sociais e até políticos.

Quanto às desvantagens das barras de GFRP, destaca-se a pouca utilização deste material no mercado e a baixa oferta de mão de obra capacitada no Brasil. Ademais, o barra polimérica impossibilita a produção da armadura no canteiro de obras, já que não pode ser dobrada ou cortada fora da fábrica. No entanto, acredita-se que após a publicação e início da vigência da NBR 17196, atualmente em consulta nacional, as barras de polímero reforçados

com fibras, sejam GFRP, CFRP ou AFRP, ganhem mais visibilidade no mercado da construção civil.

De maneira geral, é importante ressaltar que a aplicação das barras de GFRP podem ser viáveis ou não para outras estruturas, visto seu baixo módulo de elasticidade, sendo relevante que o projetista avalie cada situação. Todavia, a norma ainda abre a possibilidade de empregar uma combinação de ambos os materiais para aproveitar as vantagens de cada um.

Com tudo que foi relatado ao longo deste trabalho, foi validada a possibilidade de construção de reservatórios com as barras de polímeros reforçados com fibras. Entretanto, as suas vantagens se dão principalmente a longo prazo, quando se pensa na vida útil da estrutura. O desempenho das barras de GFRP pode prolongar a vida útil das estruturas para até 100 anos, contribuindo com a redução significativa dos custos com manutenção e reparação das estruturas, que são a principal fragilidade das obras de arte no Brasil.

Para pesquisas futuras recomenda-se:

- 1- O estudo para reservatórios com alturas diferentes, no intuito de verificar se os consumos e custos se mantêm como os resultados obtidos neste trabalho.
- 2- O dimensionamento de uma ponte ou passarela com barras não metálicas e o estudo comparativo com barras de aço.
- 3- Pesquisa comparativa entre as áreas de aço de reservatórios dimensionados com a norma brasileira e com normas estrangeiras.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE 440.1R. **Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars**. 2015.

AMORIM, A.A. **Durabilidade das estruturas de concreto armado aparentes**. Monografia do curso Especialização em Construção Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

ANA - Agência Nacional de Águas. **A história do uso da água no Brasil: do descobrimento ao século XX**. 249 p., 2007. Disponível em: http://historiadaagua.ana.gov.br/livro_historia_agua.pdf. Acesso em: 23 jun. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 238 p., 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 9452: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 48p., 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 17196: Projeto de estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP)**. Projeto de norma em consulta nacional, Rio de Janeiro, 57p., out. 2024.

CARVALHO, R. C.; FARIA, A. de. Reservatórios paralelepípedicos e piscinas. (Apostila). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos/SP, 2013.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos/SP: Edufscar, 2022. 415 p.

COSTA, G. F. da; SOUZA, V. H. de. **Conservação e manutenção de pontes e de obras de arte especiais**. Revista eletrônica: Gestão, Tecnologia e Inovação. 23 p., 2021.

CRUZ, F. **Recuperação do viaduto que cedeu em São Paulo vai demorar até 5 meses**, 2018. Disponível em <<https://bit.ly/2JWUqfu>>. Acesso em: 07 nov. 2023.

FAZIO, P. de. Basalt Fibra: from earth an ancient material for innovative and modern application. 2011. p. 89-96.

GUIMARÃES, CARVALHO E SILVA. **IT 179 - Saneamento Básico**. UFRRJ, Seropédica - RJ. 36 p., agosto 2007. Disponível em: <http://www.ufrrj.br/institutos/it/deng/leonardo/downloads/APOSTILA/Apostila%20IT%20179/Cap%204%20parte%203.pdf>. Acesso em: 23 jun. 2023.

LAPENA, M. H.. **Estudo do comportamento mecânico de cilindros de compósito epóxi/fibra de basalto em ensaios hidrostáticos**. 2017. 59 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ciências na Área de Tecnologia Nuclear – Materiais. Autarquia Associada à Universidade de São Paulo, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, São Paulo, 2017.

MAZZÚ, A. D. E. **Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto**. Dissertação, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2020.

MEDEIROS, M. **Corrosão do concreto é causada por umidade e gases nocivos**. AEC Web, 2013. Disponível em:

<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/corrosao-do-concreto-e-causada-por-umidade-e-gases-nocivos/6412>

. Acesso em: 16 jul. 2023.

MICALI, R. M. **Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímeros reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo**. São Carlos, 2010. 150p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade de São Paulo.

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E COMUNICAÇÕES. (23 de agosto de 1995).

Decreto Regulamentar n.º 23/95 - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de

Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais. Diário da República n.º

194/1995, Série I-B, pp. 5284-5319. Disponível em:

<https://www.aguasdoporto.pt/files/uploads/cms/adp/1/files/416/declei-23-95.pdf>. Acesso em 23 jun. 2023.

MORAES, R. A.; DOURADO, S. D. N.; SOUZA, V. N. de. **Análise das Manifestações Patológicas em Estrutura de Concreto Armado: Estudo de Caso de Três Viadutos em Salvador- BA**. UNIFACS - Universidade Salvador, 2023.

PEREIRA, H. W. B. **Identificação das condições gerais de conservação nos reservatórios integrantes do sistema de abastecimento de água de Natal**. Dissertação, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2014. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/14857/1/HazenWBP_DISSERT.pdf. Acesso em: 24 jun. 2023.

PEREIRA, E. A. **Patologias em reservatórios de água potável e sua correção**. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa - ISEL. 99p., 2010. Disponível em: <https://repositorio.ipl.pt/handle/10400.21/443>. Acesso em: 16 jul. 2023.

POSSAN, E.; DEMOLINER, C. A. **Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: Abordagem geral**. Revista Técnico-Científica do CREA-PR. 1ª ed., 14 p., Outubro de 2013.

ROSA, A. C. C. **MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM VIADUTOS DE CONCRETO ARMADO: Estudo de caso de 4 viadutos na cidade de Belo Horizonte**. Monografia apresentada para obtenção de título de especialista em construção civil, Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG. Belo Horizonte, 2021.

SILVA, L. A., PIRES da, R. C. DE FARIAS, B., & BISPO, E. (2020). **Estudo Sobre Patologia Estrutural Em Um Reservatório De Água De Concreto Armado**. *Revista Augustus*, 25(50), 66-80. Disponível em: <https://doi.org/https://doi.org/10.15202/1981896.2020v25n50p66>. Acesso em: 24 jun. 2023.

SOUZA, A. K. L. de. **Identificação das manifestações patológicas em reservatório de água executado em concreto armado em condomínio unifamiliar – estudo de caso**. Monografia apresentada para obtenção de título de especialista em patologia da construção, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Curitiba, 2014.

TAVARES, D. H. **Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP**. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos - SP, 2006.

TINOCO, H. F. F.; MORAIS, A. S. de. **Reservatório sem concreto armado: principais manifestações patológicas, diagnóstico e soluções para reabilitação e reforço**. CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS, 9., 2013, João Pessoa. Anais João Pessoa: CINPAR, 2013.

VERGALHÃO BOA FIBRA, Catálogo de Produtos. Disponível em: <https://vergalhaoboafibra.com.br>. Acesso em: 10 jan. 2025.

VITORIO, J. A. P. **Vistorias, Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto**. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON. Rio de Janeiro, 2006.

APÊNDICE A

A.1 - DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO COM AÇO

A seguir, apresentam-se os passos e cálculos realizados para o dimensionamento do reservatório em concreto armado com barras de aço, seguindo critérios da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023).

1- Cargas: inicialmente, definem-se as cargas e esforços atuantes em cada elemento estrutural. Para as lajes, o esforço é obtido por meio das tabelas apresentadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2022). Os coeficientes utilizados e as equações de cálculo estão apresentadas abaixo.

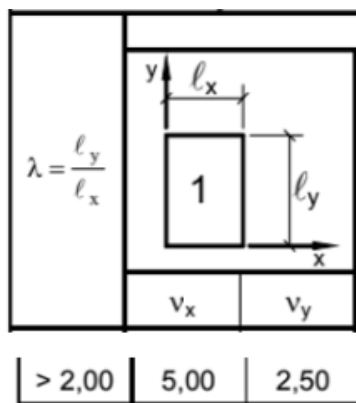
$$\text{Para a laje de topo: } \lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{10}{3} \Rightarrow \lambda = 3,33$$

$$\text{Para as paredes 1 e 2: } \lambda = \frac{la}{lb} = \frac{3}{10} \Rightarrow \lambda = 0,33$$

$$\text{Para as paredes 3 e 4: } \lambda = \frac{la}{lb} = \frac{3}{3} \Rightarrow \lambda = 1,00$$

Figura 26 - Coeficientes para cálculo dos esforços

a) Reações de apoio na laje de topo



b) Reações de apoio na laje de fundo

		$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$
v'_x	v'_y	
5,00	2,50	> 2,00

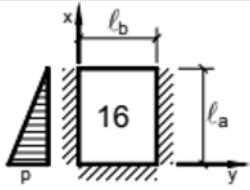
c) Momentos fletores na laje de topo

Tipo		
$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	μ_x	μ_y
> 2,00	12,50	3,16

d) Momentos fletores nas paredes 1 e 2

				Tipo
μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$
2,98	6,67	0,96	3,60	< 0,50

e) Momentos fletores nas paredes 3 e 4

				Tipo
μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	$\gamma = \frac{l_a}{l_b}$
1,11	3,40	1,19	2,85	1,00

Fonte: CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R. de, 2022.

Os resultados foram calculados com as seguintes equações.

$$Qx = \frac{p^*l}{10} * vx$$

$$Qy = \frac{p^*l}{10} * vy$$

$$Mx = \frac{p^*l^2}{100} * \mu x$$

$$My = \frac{p^*l^2}{100} * \mu y$$

Onde, p é a carga uniforme nas lajes e a carga de empuxo nas paredes laterais, e l é o menor vão.

Tabela 21 - Esforços da laje de topo e paredes

Laje de topo				
p =	3,75	kN/m ²		
Momentos kN.m/m	Direção x	6,47		
	Direção y	1,64		
Reações de apoio kN/m	Direção x	5,63		
	Direção y	2,81		
Laje de fundo				
p =	35,75	kN/m ²		
Reações de apoio kN/m	Direção x	53,63		
	Direção y	26,81		
Parede	PAR01 = PAR02		PAR03 = PAR04	
p (kN/m ²)	30		30	
Direção	x	y	x	y
Momento positivo (kN.m)	8,05	2,59	3,00	3,21
Momento negativo (kN.m)	18,01	9,72	9,18	7,70

Fonte: Autor, 2025.

Já para o dimensionamento das paredes como viga-parede, os esforços atuantes são calculados como uma viga bi-apoiada, seguindo as seguintes equações.

$$\begin{aligned}
 \text{Peso, parede} &= h * H * 25 = 3 * 0,18 * 25 \Rightarrow \text{Peso, parede} = 13,5 \text{ kN/m} \\
 F &= \text{reaç, topo} + \text{reaç, fundo} + \text{Peso, parede} = 2,81 + 26,81 + 13,5 \Rightarrow \\
 F &= 43,12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

A força F trata-se da força uniforme aplicada sobre a viga bi-apoiada. Portanto, seu maior momento e a cortante resultante nos apoios são calculadas com as equações de vigas simples. O vão efetivo entre os eixos dos apoios foi considerado igual a 10,18m para o cálculo de momento.

$$\begin{aligned}
 V, \text{ apoio} &= \frac{F*L}{2} = \frac{43,12*10}{2} \Rightarrow V, \text{ apoio} = 215,62 \text{ kN} \\
 M_{\text{máx}} &= \frac{F*Lx^2}{8} = \frac{43,12*10,18^2}{8} \Rightarrow M_{\text{máx}} = 55864,34 \text{ kN} * \text{cm}
 \end{aligned}$$

2- Cálculo da armadura mínima: A taxa de armadura mínima para as lajes é definida pelos valores apresentados na Tabela 7, sendo 0,179% para o concreto de classe 40MPa.

Para a laje de topo:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,179}{100} * A_c = \frac{0,179}{100} * 12 * 100 \Rightarrow A_{s, \text{mín}} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Para as paredes:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,179}{100} * A_c = \frac{0,179}{100} * 18 * 100 \Rightarrow A_{s, \text{mín}} = 3,22 \text{ cm}^2$$

As vigas-parede, por sua vez, apresentam um valor um pouco diferente, visto que sua seção de concreto é calculada considerando a espessura x altura.

Para viga-parede:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,179}{100} * A_c = \frac{0,179}{100} * 18 * 300 \Rightarrow A_{s, \text{mín}} = 9,67 \text{ cm}^2$$

3- Cálculo das armaduras: Primeiramente, deve-se determinar um valor de altura útil “d”, considerada para a seção, que precisa ser superior ao “d” mínimo estabelecido em norma. Depois, a área de aço necessária para suportar os momentos atuantes em cada direção das lajes é dimensionada por meio da equação adimensional de KMD e o auxílio das tabelas de Carvalho e Figueiredo Filho (2022) para a obtenção de KZ e o posterior cálculo da área de aço.

$$d, \text{mín} = 2 * \sqrt{\frac{Msd}{b * fcd}}$$

Onde, b é a largura da seção, considerada 1 metro para as lajes, pois a área de aço é dimensionada por faixa de metro, e,

$$fcd = \frac{fck}{1,4} = \frac{40000}{1,4} \Rightarrow fcd = 28571,43 \text{ kN/m}^2$$

O valor de “d” admitido para o dimensionamento seguiu a equação abaixo.

$$d = h - 1,5 * \phi_{\text{barra}} - cob$$

Cujo h é a altura da laje ou espessura das paredes, ϕ_{barra} é o diâmetro da barra da armadura e cob é o cobrimento mínimo exigido em norma.

O coeficiente KMD, é calculado com a seguinte fórmula.

$$KMD = \frac{Msd}{\phi_{\text{barra}} * d^2 * fcd}$$

Com os respectivos valores de KMD, encontra-se o KZ correspondente nas tabelas e calcula-se a área de aço necessária conforme equação abaixo.

$$A_s = \frac{Msd}{KZ*d*fyd}$$

Onde,

$$fyd = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo assim, obteve-se os seguintes resultados.

Tabela 22 - Valores de d, dmín, KMD, KZ e As para laje de topo e paredes

LAJE DE TOPO						
Momentos		dmín	d	KMD	KZ	As
kN.m		m	m			cm ²
mx =	6,47	0,04	0,06	0,09	0,94	3,70
my =	1,64	0,02	0,06	0,02	0,99	0,89
PAR01=PAR02						
Momentos		dmín	d	KMD	KZ	As
kN.m		m	m			cm ²
mx =	8,05	0,04	0,12	0,03	0,98	2,27
my =	2,59	0,02	0,12	0,01	0,99	0,72
m'x =	18,01	0,06	0,12	0,07	0,96	5,20
m'y =	9,72	0,04	0,12	0,04	0,98	2,74
PAR03=PAR04						
Momentos		dmín	d	KMD	KZ	As
kN.m		m	m			cm ²
mx =	3,00	0,02	0,12	0,01	0,99	0,81
my =	3,21	0,03	0,12	0,01	0,99	0,87
m'x =	9,18	0,04	0,12	0,03	0,98	2,51
m'y =	7,70	0,04	0,12	0,03	0,98	2,10

Fonte: Autor, 2025.

Para as vigas parede, o cálculo da área de aço muda. Primeiramente calcula-se um braço (ze) para depois dimensionarmos a área de aço. As equações utilizadas foram as seguintes.

$$ze = 0,2 * Lx + 2 * H$$

$$A_s = \frac{Msd}{ze*fyd}$$

Os resultados de cada parede estão na Tabela 23.

Tabela 23 - Valores de z_e e A_s para as paredes

PAR01=PAR02		
z_e	323,6	cm
A_s	5,56	cm ²
PAR03=PAR04		
z_e	183,6	cm
A_s	1,61	cm ²

Fonte: Autor, 2025.

4- Detalhamento das armaduras: Encontrados os valores de área de aço necessária e área de aço mínima para cada caso, é possível definirmos a bitola e espaçamento para cada direção de armadura da laje de topo e das paredes.

Como as paredes laterais do reservatório funcionam como placa e como viga-parede, devido aos seus carregamentos de empuxo da água, as armaduras calculadas anteriormente serão combinadas para se obter a armadura total disposta nos elementos. Para isso, a área de aço calculada como viga-parede foi disposta totalmente até uma altura de $0,15 \cdot H$, como detalhamento solicitado pela norma de concreto armado com barras de aço, e as taxas de aço por metro calculadas para as paredes com funcionamento de lajes, foram dispostas verticalmente como estribo e horizontalmente como armadura de pele das vigas-parede, sempre adotando-se o pior caso de momento, ou seja, os momentos negativos para cada direção. Para a laje de topo, além da armadura dimensionada, foi considerada uma armadura negativa de borda, necessária nas 4 faces de apoio da laje, com área de aço equivalente a 0,67 da área mínima estabelecida no item 2.

As armaduras finais com suas respectivas bitolas, espaçamento, posição no elemento estrutural e área de aço real estão apresentadas a seguir e os desenhos das armações de cada elemento se encontram no tópico de resultados do presente trabalho.

Tabela 24 - Resultados finais para o reservatório em aço

RESUMO DAS ARMADURAS COM BARRAS DE AÇO								
Elemento	Posição	Msd (kN*m/m)	As, princ (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, borda (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)
Laje de topo	X	9,06	3,70	10,00	20,00	1,44	6,30	20,00
	Y	2,29	2,15	6,30	15,00	1,44	6,30	20,00
Par1=Par2	H	13,61	9,67	12,50	n° barras 8	--	--	--
	V	25,21						
Par3=Par4	H	10,77	9,67	12,50	n° barras 8	--	--	--
	V	12,85						

Elemento	Posição	As, estribo (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, pele (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, real (cm ² /m)
Laje de topo	X	--	--	--	--	--	--	5,49
	Y	--	--	--	--	--	--	3,74
Par1=Par2	H	--	--	--	2,74	8,00	15,00	13,34
	V	5,20	10,00	15,00	--	--	--	15,32
Par3=Par4	H	--	--	--	2,10	8,00	20,00	12,33
	V	2,51	8,00	20,00	--	--	--	12,33

Fonte: Autor, 2025.

A.2 - DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO COM BARRAS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO

Os primeiros passos citados no item anterior, de obtenção de cargas e esforços foram reaproveitados do dimensionamento em aço. Desta forma, os valores de momento e reações de apoio para cada direção do elemento a ser dimensionado são os mesmos supracitados.

Portanto, vamos direto para o passo de dimensionamento da armadura mínima.

1- Armadura mínima: Para os elementos com armadura de GFRP, a NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) traz uma taxa geométrica de armadura mínima que precisa atender 1 dos 2 critérios a seguir.

I) $\rho_f, \text{mín} = \text{área de aço necessária para suprir o } Md, \text{mín}, \text{ sendo,}$

$$Md, \text{mín} = 1,5 * \frac{l}{y} * f_{ctk, sup}$$

ou

$$\text{II) } \rho_f, \text{mín} = 0,3 * \frac{f_{ctk,sup}}{f_{fd}}$$

Onde, I é a inércia da seção bruta, y é a distância da linha neutra da seção bruta até a fibra mais tracionada, $f_{ctk,sup}$ é a resistência à tração característica superior do concreto, definido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023), e, f_{fd} é a resistência à tração de cálculo das barras de GFRP.

Aplicando tais formulações, verificou-se que o momento mínimo era sempre muito superior ao momento solicitante, em consequência disso, adotou-se como taxa mínima o valor obtido pela segunda equação.

$$\rho_f, \text{mín} = 0,3 * \frac{f_{ctk,sup}}{f_{fd}} = 0,3 * \frac{4,934}{523,10} \Rightarrow \rho_f, \text{mín} = 0,00283$$

A NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) define que,

$$\rho_f = \frac{A_f}{b*d}$$

Com a equação acima é possível se determinar a área de aço necessária por faixa de metro para atender a taxa geométrica mínima calculada.

2- Cálculo das armaduras: Assim como no reservatório em aço, o primeiro passo é estimar o valor de “d”, de forma semelhante ao reservatório de concreto com aço, e as bitolas dos vergalhões de GFRP foram consultadas no catálogo da empresa “Vergalhão Boa Fibra”, fornecedora nacional deste material (Figura 23).

Para o dimensionamento da armadura de GFRP, primeiro adota-se um valor de área de aço (igual ou superior ao mínimo) e verifica-se se a taxa de aço escolhida é superior ou inferior à taxa de aço balanceada. A taxa de aço balanceada representa o limite onde as tensões de compressão do concreto e de tração da armadura alcançam seus limites de projeto, ou seja, limita a troca do tipo de falha do elemento, seja por ruptura do GFRP ou esmagamento do concreto.

A definição do tipo de ruptura do elemento vai gerir as equações de cálculo da profundidade da linha neutra e momento resistente que serão utilizadas.

A seguir, apresentam-se as fórmulas e posteriormente os números obtidos com os cálculos da altura útil, taxa de armadura, taxa de armadura balanceada, profundidade da linha neutra, tensão atuante na armadura e o momento resistente da seção.

$$d = h - 1,5 * \phi barra - cob$$

$$\rho fb = \lambda * \alpha c * \eta c * \frac{fcd}{ffd} * \frac{Ef * \epsilon cu}{Ef * \epsilon cu + ffd}$$

$$x = \frac{ffd * Af}{\lambda * \alpha c * \eta c * fcd * b}, \text{ se } \rho f \leq \rho fb$$

$$x = \frac{1}{2b} * \frac{\epsilon cu * Ef * Af}{\lambda * \alpha c * \eta c * fcd} * \left(-1 + \sqrt{1 + 4 * \frac{\lambda * \alpha c * \eta c * fcd}{\epsilon cu * Af * Ef} * b * d} \right), \text{ se } \rho f > \rho fb$$

$$\sigma fd = ffd, \text{ se } \rho f \leq \rho fb$$

$$\sigma fd = \frac{b * \lambda * x * \alpha c * \eta c * fcd}{Af}, \text{ se } \rho f > \rho fb$$

$$Mrd = \sigma fd * Af * \left(d - \frac{\lambda * x}{2} \right)$$

Tabela 25 - Resultados das armadura de GFRP

a) Propriedades das barras

$\epsilon cu =$	0,004	
$Ef =$	4500	kN/cm ²
$ffk =$	800	MPa
$ffd =$	52,31	kN/cm ²
$\alpha c =$	0,85	
$\lambda =$	0,8	
$Ce =$	0,85	
$\gamma FRP =$	1,3	
$\eta c =$	0,96	
$b =$	100	cm

b) Dimensionamento da laje de topo

LAJE DE TOPO					
DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
d	8,3	cm	d	8,3	cm
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm
s	20	cm	s	20	cm
Af, imp =	2,513	cm ² /m	Af, imp =	2,513	cm ² /m
ρ_{fb} =	0,00930		ρ_{fb} =	0,00930	
ρ_f =	0,00303		ρ_f =	0,00303	
RUPTURA DO GFRP			RUPTURA DO GFRP		
PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA			PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA		
x =	0,626	cm	x =	0,626	cm
MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO			MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO		
σ_{fd} =	52,31	kN/cm ²	σ_{fd} =	52,31	kN/cm ²
MRd =	1058,25	kN*cm	MRd =	1058,25	kN*cm

e) Dimensionamento das paredes

PAR01=PAR02						
$\rho_{fb} =$	0,0093					
	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
	POSITIVO			POSITIVO		
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm	
s	15	cm	s	15	cm	
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m	
$\rho_f =$	0,0031		$\rho_f =$	0,0031		
x	0,876	cm	x	0,876	cm	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm	
	NEGATIVO			NEGATIVO		
Bitola	10	mm	Bitola	8	mm	
s	17,5	cm	s	15	cm	
Af, imp =	4,712	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m	
$\rho_f =$	0,0043		$\rho_f =$	0,0031		
x	1,173	cm	x	0,876	cm	
MRd =	2595,79	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm	
PAR03=PAR04						
$\rho_{fb} =$	0,0093					
	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
	POSITIVO			POSITIVO		
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm	
s	15	cm	s	15	cm	
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m	
$\rho_f =$	0,0031		$\rho_f =$	0,0031		
x	0,876	cm	x	0,876	cm	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm	
	OK			OK		
	NEGATIVO			NEGATIVO		
Bitola	8	mm	Bitola	8	mm	
s	15	cm	s	15	cm	
Af, imp =	3,519	cm ² /m	Af, imp =	3,519	cm ² /m	
$\rho_f =$	0,0031		$\rho_f =$	0,0031		
x	0,876	cm	x	0,876	cm	
MRd =	2015,28	kN*cm	MRd =	2015,28	kN*cm	

Fonte: Autor, 2025.

Assim como o dimensionamento em concreto armado com aço, as paredes foram dimensionadas como vigas-parede também, e no fim, as armaduras foram associadas para a seção final das paredes do reservatório. O cálculo foi realizado de forma semelhante ao do aço, substituindo-se apenas a resistência da barra pela resistência do GFRP. Os resultados se encontram a seguir.

Tabela 26 - Resultados das armadura de GFRP para viga-parede

PAR01=PAR02		
M =	55864,34	kN*cm
z =	323,6	cm
ffd =	52,31	kN/cm ²
As =	4,62	cm ²
As,mín =	9,67	cm ²
bitola	12	mm
n° barras	10	
PAR03=PAR04		
M =	9195,96	kN*cm
z =	183,6	cm
ffd =	52,31	kN/cm ²
As =	1,34	cm ²
As,mín	9,67	cm ²
bitola	12	mm
n° barras	10	

Fonte: Autor, 2025.

3- Detalhamento das armaduras: Como o dimensionamento dos elementos com GFRP já é realizado adotando-se uma armadura e verificando se a mesma é capaz de suportar as ações na estrutura, o detalhamento com a bitola e espaçamento das barras é instantâneo. Entretanto, para as paredes, foram associadas as armaduras de viga-parede com as armaduras de laje, sendo a principal vertical adotada como estribo e a horizontal se tornou a armadura de pele.

As armaduras finais estão apresentadas na Tabela 27 e sua representação gráfica se encontra no tópico de resultados deste trabalho.

Tabela 27 - Detalhamento final das armaduras de GFRP

RESUMO DAS ARMADURAS COM BARRAS DE GFRP								
Elemento	Posição	Msd (kN*cm/m)	As, princ (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, borda (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)
Laje de topo	X	905,8	2,513	8	20	1,57	6	20
	Y	229,6	2,513	8	20	1,57	6	20
Par1=Par2	H	1360,80	9,67	12	n° barras	--	--	--
	V	2521,40			10	--	--	--
Par3=Par4	H	1078,00	9,67	12	n° barras	--	--	--
	V	1285,20			10	--	--	--

Elemento	Posição	As, estribo (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, pele (cm ² /m)	φ, barra (mm)	s (cm)	As, real (cm ² /m)
Laje de topo	X	--	--	--	--	--	--	4,083
	Y	--	--	--	--	--	--	4,083
Par1=Par2	H	--	--	--	3,519	8	15	14,828
	V	4,712	10	17,5	--	--	--	16,022
Par3=Par4	H	--	--	--	3,519	8	15	14,828
	V	3,519	8	15	--	--	--	14,828

Fonte: Autor, 2025.

Destaca-se que o objetivo principal deste trabalho era a comparação entre as taxas de consumo de aço e GFRP e o volume de concreto. Portanto, não foram apresentados os cálculos e verificações para o Estado Limite de Serviço (ELS), que devem ser atendidos ao que estabelecem a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2023) e NBR 17196 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2024) para as barras de aço e barras de GFRP, respectivamente.