

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO COLEGIADO DE ENGENHARIA CIVIL
PROJETO DE GRADUAÇÃO

ERIK SANTOS JENIER

**DIMENSIONAMENTO E PROJETO DO PÓRTICO ESPACIAL DE REAÇÃO
AUTOEQUILIBRADO DO LEST PARA ENSAIOS EM ELEMENTOS
ESTRUTURAIS**

VITÓRIA – ES

2024

ERIK SANTOS JENIER

**DIMENSIONAMENTO E PROJETO DO PÓRTICO ESPACIAL DE REAÇÃO
AUTOEQUILIBRADO DO LEST PARA ENSAIOS EM ELEMENTOS
ESTRUTURAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil do
Centro Tecnológico da Universidade Federal do
Espírito Santo, como requisito parcial para
obtenção do grau de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias

VITÓRIA – ES

2024

ERIK SANTOS JENIER

**DIMENSIONAMENTO E PROJETO DO PÓRTICO ESPACIAL DE REAÇÃO
AUTOEQUILIBRADO DO LEST PARA ENSAIOS EM ELEMENTOS
ESTRUTURAIS**

Projeto de graduação apresentado a Universidade Federal do Espírito Santo como parte das exigências para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Vitória, 30 de setembro de 2024.

COMISSÃO EXIMINADORA

Dr. João Victor Fragoso Dias

Universidade Federal do Espírito Santo
Orientador

Dr. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Universidade Federal do Espírito Santo
Examinadora

Eng. Felipe Botelho Coutinho

Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus que segundo sua vontade tem me concedido toda sorte de bençãos, por sua misericórdia e favor imerecido.

Aos meus pais e familiares pelo incentivo incondicional e auxílio ao longo de toda a graduação, pela instrução e sabedoria outrora transmitida sem a qual não poderia trilhar esse caminho.

Ao orientador Dr. João Victor Fragoso Dias pelo zelo no ensino e riqueza do aprendizado ao longo de disciplinas, projetos de extensão e monografia, não somente, por sua paciência e solicitude.

Aos colegas e amigos que por dividirem momentos de alegria e dificuldades tornaram essa caminhada mais leve.

A todos que de algum modo contribuíram para essa conquista.

Aqueles que mesmo diante da brevidade do tempo se fizeram mais chegados que irmãos.

RESUMO

JENIER, E. Dimensionamento e Projeto de um Pórtico Espacial de Reação Autoequilibrado para Ensaios em Elementos Estruturais. 2024. Projeto de Graduação (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2024.

Caracteriza-se como pórtico de reação autoequilibrado toda estrutura projetada a fim de estabilizar corpos solicitados por ações mecânicas em ensaios destrutivos. São assim chamados por serem capazes de conter todo o carregamento a própria estrutura de ensaio, não necessitando de vínculos externos para equilibrar os carregamentos impostos. Embora o Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Espírito Santo (LEST) possua esse equipamento, sua capacidade de carga de ensaio é desconhecida devido à falta de documentação das barras de aço que compõem a estrutura, bem como, de seus meios e elementos de ligação. A fim de realizar bom uso do recurso empregado, é realizada uma série de medidas *in loco* além de uma investigação quanto à origem das barras para identificação dos perfis por catálogos de fabricantes. Com os dados obtidos é possível levantar possíveis configurações de ensaios da estrutura e suas respectivas cargas de ensaio que podem ser definidas após considerações acerca de modelos de cálculos matemáticos válidos em função da geometria e vínculos internos da estrutura. Conhecido os estados-limites últimos que governam o equipamento são propostas mudanças quando à montagem da estrutura e aquisição de novos perfis a fim de dobrar sua capacidade de carga de ensaio, não somente, são levantadas justificativas para estudos futuros quanto a rigidez de suas ligações e deformações.

Palavras-chave: Dimensionamento. Pórtico de reação autoequilibrado. Ensaios Destrutivos.

ABSTRACT

A structural loading frame is characterized as any structure designed to stabilize bodies subjected to mechanical actions in destructive testing. They are called this way because they are capable of containing all loads within the testing structure itself, without needing external ties to balance the imposed loads. Although the Structural Laboratory of the Federal University of Espírito Santo (LEST) has this equipment, its load testing capacity is unknown due to a lack of documentation regarding the steel bars that make up the structure, as well as their connections and elements. To make good use of the employed resource, a series of on-site measurements are conducted using instruments such as tape measures and calipers, along with an investigation into the origin of the bars to identify the profiles through manufacturer catalogs. With the data obtained, it is possible to outline potential testing configurations of the structure and their respective test loads, which can be defined after considerations regarding valid mathematical calculation models based on the geometry and internal connections of the structure. Once the ultimate limit states governing the equipment are known, changes are proposed for the assembly of the structure and the acquisition of new profiles to increase its load testing capacity. Additionally, future research needs are raised to deepen the understanding of the response of the testing structure to the imposed forces.

Keywords: Sizing. Structural loading frame. Destructive testing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pórtico plano de reação autoequilibrado.....	14
Figura 2 – Pórtico espacial de reação autoequilibrado do LEST-UFES.....	15
Figura 3 - Viga de ensaio em Munique.....	17
Figura 4 - Pórtico de reação autoequilibrado para ensaio de elementos em incêndio.....	18
Figura 5 - Diagrama esquemático de modelo computacional e DWM experimental	20
Figura 6 - Pórtico de reação auto equilibrado.....	22
Figura 7 - Ensaio de flexão em placas (laje)	23
Figura 8 - Geometria da seção das vigas longitudinais	26
Figura 9 - Ligação entre vigas longitudinais e pilares.....	27
Figura 10 – Variação da força cortante resistente de perfis I laminados com a esbeltez.....	33
Figura 11 - Momento fletor resistente para perfis I laminados	37
Figura 12 - Momento fletor resistente para chapas de mesa de perfis I laminados.....	38
Figura 13 - Parâmetros de cálculo para obtenção de Ct	44
Figura 14 - Ligação entre viga transversal e pilar.	46
Figura 15 - Ligação tipo viga longitudinal e pilar em vista lateral.....	46
Figura 16 - Área de trabalho do metal de solda.....	49
Figura 17 - Configuração de montagem em ensaio de flexão simples em três pontos.....	51
Figura 18- Configuração de montagem em ensaio de flexão assimétrica em três pontos.....	52
Figura 19 - Configuração de montagem em ensaio de flexão em quatro pontos	52
Figura 20 - Disposição de ensaio.....	54
Figura 21 - Transmissão de forças.....	55
Figura 22 - Modelo de barra para verificação da viga transversal	56
Figura 23 - Diagrama de esforço cortante para a viga transversal	56
Figura 24 - Diagrama de momento fletor para a viga transversal	56
Figura 25 - Geometria e carregamento para ensaio de flexão em três pontos.....	57
Figura 26 - Diagrama de força normal para ensaio de flexão em três pontos	57
Figura 27 - Diagrama de força cortante para ensaio de flexão em três pontos.....	58
Figura 28 - Momento fletor para ensaio de flexão em três pontos	58
Figura 29 - Parâmetros para verificação de solda na região nodal da viga transversal.....	76
Figura 30 - Vista frontal ligação W460x60 com pilares.....	81
Figura 31 - Vista lateral ligação W460x60 com pilares	81
Figura 32 – Ligação em vista frontal do perfil W610x101 com pilares.....	84

Figura 33 - ligação em vista lateral do perfil W610x101 com pilares	84
Figura 34 - Parâmetros de geometria para enrijecedores	86
Figura 35 - Montagem dos enrijecedores	88
Figura 36 - Cordões de solda nos enrijecedores	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Medidas do perfil da viga transversal e valores adotados	24
Tabela 2 - Medidas de comprimento da viga transversal e detalhamento de chapa de topo.	25
Tabela 3 – Medidas do perfil da viga longitudinal e valores adotados.....	26
Tabela 4 - Medidas de comprimento da viga longitudinal e padrão de furação.....	27
Tabela 5 – Medidas do perfil do pilar e valores adotados	28
Tabela 6 - Medidas de comprimento do pilar e padrão de furação.....	28
Tabela 7 - Configurações de ensaios avaliadas	53
Tabela 8 - Resumo de parâmetros de esbeltez da alma e da mesa U381x59,5.....	66
Tabela 9 - Momento resistente em função do vão entre pilares	69
Tabela 10 – Carga Limite de ensaio com trechos entre pilares inferiores a 5 mentores	79
Tabela 11 - Novo carregamento limite de ensaio	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto ao cortante	32
Quadro 2 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto ao momento fletor	36
Quadro 3 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto a flambagem local da mesa	38
Quadro 4 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto a flambagem local da alma.....	39
Quadro 5 - Resistência do Mínima do Metal de Solda.....	49
Quadro 6 - Espessura mínima da perna de filete	49
Quadro 7 - Momento fletor resistente nominal para viga transversal	60
Quadro 8 - Momento fletor resistente por flambagem local da mesa na viga transversal	61
Quadro 9 - Momento fletor resistente por flambagem local da alma na viga transversal	62
Quadro 10 - Flambagem por cisalhamento na viga transversal.....	64
Quadro 11 - Momento fletor resistente nominal para viga longitudinal condição II	66
Quadro 12 - Momento fletor resistente por flambagem local da alma na viga longitudinal....	67
Quadro 13 - Momento fletor resistente por flambagem local da mesa na viga longitudinal ...	68
Quadro 14 - Flambagem por cisalhamento na viga longitudinal, condição V	70
Quadro 15 - Parâmetros para determinação de An e Ae	72
Quadro 16 - Força cortante resistente de cálculo	73
Quadro 17 - Cálculo e parâmetros para colapso por rasgamento da chapa de ligação.....	74
Quadro 18 - Cálculo e áreas adotadas para verificação ao cisalhamento da chapa de ligação	75
Quadro 19 - Força solicitante máxima para rompimento da solda de chapa de topo	76
Quadro 20 - Parâmetros de seção W460x60	80
Quadro 21 - Cargas limites de ensaio em função das formas de falha do perfil W460x60.....	82
Quadro 22 - Verificação das disposições construtivas perfil W460x60	83
Quadro 23 - Parâmetros de seção W610x101	83
Quadro 24 - Verificação das disposições construtivas W610x101	85
Quadro 25 - Cargas limites de ensaio em função das formas de colápsio do perfil W610x101	85

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. OBJETIVOS.....	15
2. REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1. EXEMPLO DE USO DE ESTRUTURAS AUTOEQUILIBRADAS PARA ENSAIOS .	17
2.2. FLEXIBILIDADE DE USOS	18
2.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE RIGIDEZ	19
3. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA DE ENSAIO EXISTENTE	21
3.1. VIGAS TRANSVERSAIS	23
3.2. VIGAS LONGITUDINAIS.....	25
3.3. PILARES	27
4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	30
4.1. VIGA TRANSVERSAL.....	30
4.1.1. ESFORÇO CORTANTE.....	30
4.1.1.1. FORÇA CORTANTE CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESCOAMENTO.....	30
4.1.1.2. FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE FLAMBAGEM DA ALMA.....	31
4.1.1.3. FORÇA CORTANTE DE PLASTIFICAÇÃO DA ALMA	32
4.1.1.4. DETERMINAÇÃO DA FORÇA CORTANTE RESISTENTE NOMINAL	32
4.1.2. MOMENTO FLETOR.....	33
4.1.2.1. MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO E FORMAÇÃO DE RÓTULA PLÁSTICA....	33
4.1.2.2. FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO.....	34
4.1.2.3. DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE NOMINAL	36
4.1.3. COLAPSO POR FLAMBAGEM LOCAL DAS CHAPAS	37
4.1.3.1. FLAMBAGEM LOCAL DA MESA.....	37
4.1.3.2. FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA	39
4.1.4. COLAPSO POR FORÇA LOCALIZADA	39
4.1.4.1. FLEXÃO LOCAL DA MESA.....	39
4.1.4.2. ESCOAMENTO LOCAL DA ALMA.....	40
4.1.4.3. ENRUGAMENTO DA ALMA	40
4.1.4.4. FLAMBAGEM LATERAL DA ALMA	41

4.2. VIGA LONGITUDINAL	41
4.3. PILARES	42
4.3.1. COLAPSO POR ESCOAMENTO DA SEÇÃO TRACIONADA.....	42
4.3.2. COLAPSO POR RUPTURA DA SEÇÃO EFETIVA	42
4.4. VERIFICAÇÃO A ESFORÇOS COMBINADOS.....	44
4.5. LIGAÇÕES	46
4.5.1. PARAFUSOS E CHAPAS DE PERFIS.....	47
4.5.1.1. CISALHAMENTO DOS PARAFUSOS	47
4.5.1.2. PRESSÃO DE CONTATO	47
4.5.2. SOLDA	48
4.5.3. ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	49
4.5.3.1. COLAPSO POR RASGAMENTO	50
4.5.3.1. FORÇA CORTANTE	50
5. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA ESTRUTURA	51
5.1. MONTAGEM E GEOMETRIA DA ESTRUTURA DE CARREGAMENTO.....	51
5.2. MODELO DE CÁLCULO PARA A VIGA TRANSVERSAL	55
5.3. MODELO DE CÁLCULO PARA OS PÓRTICOS LONGITUDINAIS	56
5.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRANSVERSAL.....	59
5.4.1. DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO	59
5.4.2. FORÇA CORTANTE RESISTENTE NA VIGA TRANSVERSAL	63
5.5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGITUDINAL	65
5.5.1. DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO	65
5.5.2. FORÇA CORTANTE RESISTENTE NA VIGA LONGITUDINAL	69
5.6. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	71
5.7. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	72
5.7.1. FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO NO CONJUNTO DE PARAFUSOS	72
5.7.2. FORÇA CORTANTE RESISTENTE POR PRESSÃO DE CONTATO.....	73
5.7.3. FORÇA RESISTENTE DE RASGAMENTO	74
5.7.4. CISALHAMENTO DA CHAPA DE TOPO	75
5.7.5. VERIFICAÇÃO DA SOLDA	75

5.8. VERIFICAÇÃO DA SOLDA	77
6. AMPLIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ENSAIO	78
6.1. OTMIZAÇÃO DAS CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO.....	78
6.2. PROPOSTA DE NOVOS PERFIS	79
6.2.1. VIGA TRANSVERSAL EM PERFIL W460x60.....	80
6.2.2. VIGA TRANSVERSAL EM PERFIL W610x101.....	83
6.2.2.1 ENRIJECEDORES.....	86
6.3. CAPACIDADE LIMITE EM FUNÇÃO DA CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO	89
7. CONCLUSÃO.....	91
REFERÊNCIAS	92
APÊNDICE A.....	94
APÊNDICE B.....	98
APÊNDICE C	102
APÊNDICE D	104

1. INTRODUÇÃO

Projetos estruturais têm como objetivo a concepção de uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo condições de segurança, de utilização e econômicas (Martha, 2010). São chamados de elementos estruturais as partes integrantes de uma edificação destinadas a receber e transmitir esforços resistindo ao carregamento imposto.

A resistência de um material depende de sua capacidade de suportar uma carga sem deformações excessivas ou ruptura. Essa propriedade é inerente ao próprio material e deve ser determinada por métodos experimentais (Hibbeler, 2010). Para além das propriedades dos materiais, tratando-se da resistência de componentes de um sistema estrutural, devem ser considerados fatores como dimensões, geometria, distribuição de carregamentos, vínculos e defeitos que estão intimamente ligados a mecanismos de falha ou instabilidade de um corpo sólido. Devido à complexidade da combinação dessas variáveis, não raro torna-se inviável o desenvolvimento teórico de formulações fechadas, sendo a compreensão do fenômeno de falha dada através de modelos numéricos ou experimentais.

Em resposta à problemática apresentada, ensaios destrutivos são técnicas empregadas para analisar o comportamento dos materiais quando sujeitos a esforços mecânicos em condições específicas e semelhantes às de sua operação. São assim chamados pois, na maioria das vezes, promovem a ruptura ou a inutilização da amostra analisada, haja vista que algumas propriedades físicas somente são observadas por meio de testes que causam danos no material (DEMAT, 2023). Assim, a depender da amostra e do comportamento que se deseja observar, os carregamentos aplicados podem gerar danos ao local em que se realiza a experimentação devido ao par ação e reação formado pelo objeto ensaiado e seu meio.

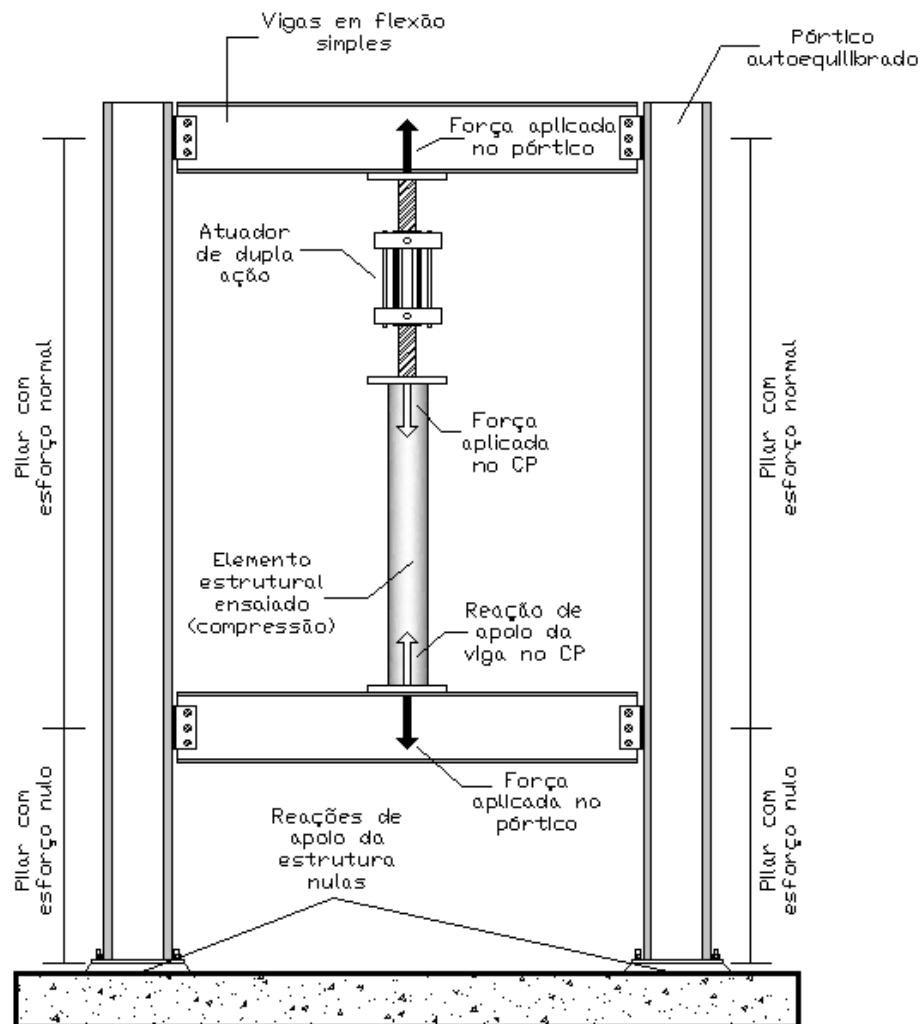
Consoante ao exposto, ensaios destrutivos devem proceder com técnicas e equipamentos que visam conter o carregamento aplicado ou em meios que possibilitem a transmissão das solicitações até elementos capazes de resistir e dissipar essas ações sem causar danos a estruturas a sua volta.

Entende-se por pórtico de reação autoequilibrado toda a estrutura reticulada capaz de estabilizar corpos ensaiados por solicitações mecânicas sem subsequente transferência das cargas provenientes dos ensaios a elementos externos à estrutura de carregamento. São

caracterizados por quadros fechados, interconectados e solicitados de forma que vínculos externos não se fazem necessários para equilibrar as cargas provenientes dos ensaios, ou seja, todo o carregamento fica contido pela estrutura de ensaio.

A figura 1 traz a configuração de montagem e carregamento para um pórtico plano de reação autoequilibrado em ensaio de compressão. Embora apresente-se como uma das configurações mais simplórias, é suficiente para demonstrar o princípio que norteia o funcionamento dessas estruturas. Nota-se que o somatório de cargas aplicadas aos elementos estruturais é nulo, não somente, que devido à posição de aplicação dos carregamentos os vínculos externos não se fazem necessários para contrapor binários.

Figura 1 - Pórtico plano de reação autoequilibrado



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Dada a relevância do tema, o Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Espírito Santo (LEST) é equipado com um pórtico espacial de reação autoequilibrado. Entretanto, sua capacidade de carga de ensaio é desconhecida devido à ausência de documentação da estrutura. Para o bom uso do recurso empregado é necessária a identificação dos perfis de aço do equipamento, levantamento das possíveis configurações de ensaio, caracterização de seus elementos e meios de ligação a fim de que seja determinada a capacidade de carga de ensaio da estrutura. Não somente, com os resultados obtidos, torna-se possível avaliar propostas de novos elementos para ampliação de sua capacidade de aplicação de carga ou proposição de novos ensaios. A figura 2 retrata a configuração de montagem e estado no qual se encontra a estrutura de ensaio no segundo semestre do ano de 2023.

Figura 2 – Pórtico espacial de reação autoequilibrado do LEST-UFES



Fonte: acervo do autor (2024)

1.1. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral determinar a capacidade resistente do pórtico de reação autoequilibrado existente no Laboratório de Estruturas da Ufes (LEST) na

realização de diversos ensaios de flexão e propor alternativas para aumento de sua capacidade resistente.

Para tanto, são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar levantamento geométrico do pórtico existente;
- Desenvolver planilhas de cálculo para cada um dos elementos estruturais;
- Levantar configurações de ensaios que podem ser realizados e calcular a capacidade resistente da estrutura em cada configuração;
- Propor novos elementos que permitam aumento da capacidade resistente.

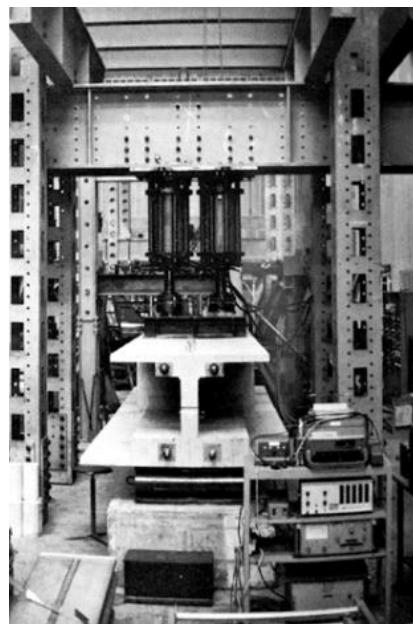
2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. EXEMPLO DE USO DE ESTRUTURA AUTOEQUILIBRADA PARA ENSAIOS

Como exemplo prático de aplicação dos conceitos apresentados no Capítulo 1, destaca-se o projeto da ponte Rio-Niterói, onde ensaios experimentais foram necessários para o entendimento do comportamento mecânico de suas juntas coladas em resina epóxi.

Dividido em dois módulos de 200 metros e outro 300 m, o vão central foi assim planejado para viabilizar a montagem da estrutura por içamento de suas vigas caixão em aço, tendo a transmissão de esforços entre os módulos assegurada pelo correto dimensionamento das suas juntas coladas em resina epóxi. Seu comportamento foi atestado por ensaio de ruptura de vigas coladas em escala 1:6 sujeitas a momento e esforço cortante. O ensaio realizado em Munique (Alemanha) foi suficiente para demonstrar que a resistência da junta sob tensões normais de compressão fica determinada pela resistência do concreto adjacente e que, na ruptura de vigas coladas sob efeito de cisalhamento e flexão, o mecanismo de falha observado é o mesmo de uma viga concretada sem juntas, podendo seguir com os mesmos métodos de dimensionamento. Um dos ensaios realizados é apresentado na figura 3.

Figura 3 - Viga de ensaio em Munique



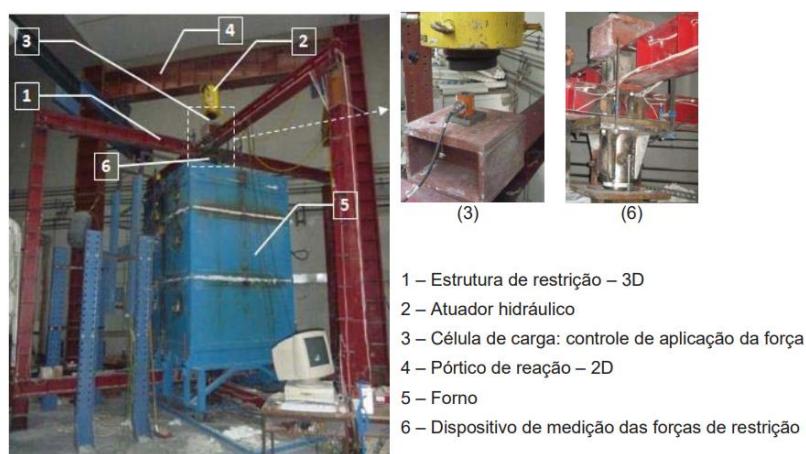
Fonte: PFEIL (1975)

2.2. FLEXIBILIDADE DE USOS

Pórticos de reação aautoequilibrados ou quadros de reações podem ser utilizados para os mais diversos ensaios mecânicos e a flexibilidade de seu uso parte do levantamento das necessidades de ensaio ainda na etapa de concepção da estrutura, onde são consideradas as necessidades de aplicação de força em corpos de prova de diversos comprimentos, materiais, seções transversais e fixações, além da necessidade de coletar dados de carga e variações no comprimento da amostra durante os testes (Kazemiroodsari. H, 2010). Este tipo de equipamento pode ser projetado para diversos tipos de aplicações, desde propósitos educacionais, que visam demonstrar o mecanismo de flambagem a partir de barras de pequenas dimensões confeccionadas ainda em nylon (Kazemiroodsari. H, 2010) até ensaios de modelos em escala real submetidos às mais diversas condições de solicitações e vínculos.

A título de exemplo, é fato que o gradiente térmico desenvolvido durante um incêndio causa expansões térmicas distintas em cada elemento estrutural. Sendo assim, a estrutura circundante a um pilar desenvolve efeitos de restrição que podem afetar a estabilidade do mesmo e merecem atenção quando da avaliação de sua força de compressão resistente em temperaturas elevadas (Almeida. S, 2013). Almeida (2013) avaliou a degradação das propriedades mecânicas do aço em condições de incêndio, descrevendo seus modos de falha, temperatura crítica de instabilidade e configurações de deformada. Neste trabalho, conforme ilustrado na figura 4, destaca-se o uso da estrutura autoequilibrada não somente para a aplicação de carregamentos mecânicos, mas para simulação de restrições quanto a vínculos e alongamentos de pilares de aço em elevadas temperaturas.

Figura 4 - Pórtico de reação aautoequilibrado para ensaio de elementos em incêndio



Fonte: Almeida. S (2013)

A flexibilidade dos usos e aplicações dos pórticos de reação autoequilibrados é reafirmada frente à possibilidade de aplicação de cargas em diversas direções e posições da amostra ensaiada. A saber, um dos maiores desafios para a reprodução dos efeitos de ações sísmicas em paredes de enchimento é a aplicação de carregamentos para fora de seu plano de modo a representar as solicitações de campo. Embora esses ensaios possam ser conduzidos com a utilização de mesas sísmicas, a interpretação de seus resultados é questionável, pois os ensaios dinâmicos em mesas sísmicas são normalmente constituídos por ações bidirecionais, onde são avaliadas as respostas do painel às ações combinadas que dificultam o entendimento do efeito de cada ação na sua resposta (Furtado *et al*, 2019). Novas abordagens para a realização de testes caracterizados por aplicações de cargas para fora do plano em paredes têm sido estudadas, dentre essas, pode ser citada a utilização de conjuntos de airbags para exercer reação em estruturas autoequilibradas ao aplicar cargas em painéis, esse método permite maior controle sobre o ponto de aplicação das cargas, além da realização de carregamentos cíclicos pela alternância entre acionamento de airbags.

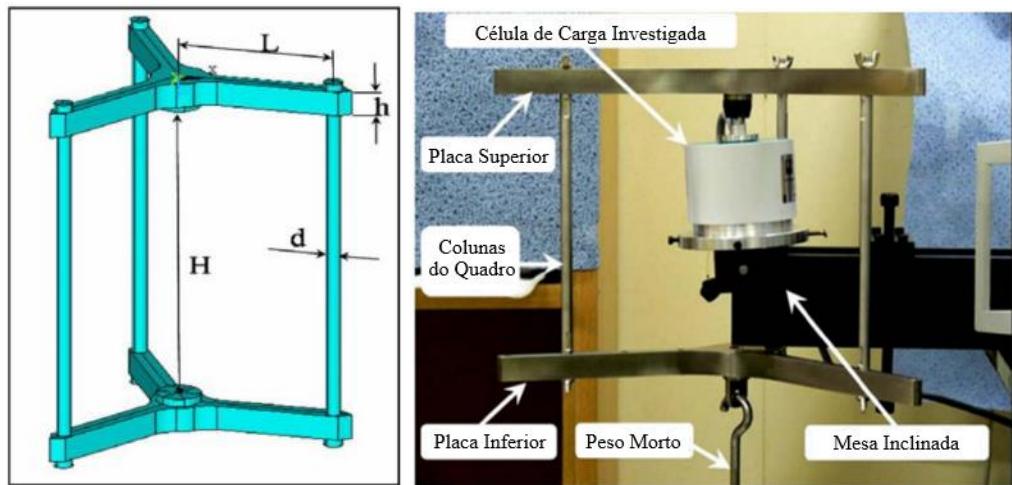
2.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE RIGIDEZ

A rigidez de um material pode ser definida como sua resistência à deformação quando solicitado por esforços mecânicos. É esperado que estruturas de reação sofram deformações suficientemente pequenas a fim de que não resultem em desvios dos resultados de carregamentos aplicados por deslocamento da direção da carga de ensaio ou mesmo por interferências externas e movimentação da estrutura de ensaio.

No caso particular de ensaios estruturais, uma vez que é usual que meçam deslocamentos e deformações do corpo ensaiado, é importante que o equipamento utilizado para realização dos ensaios tenha rigidez elevada, de maneira que suas deformações não afetem a medição das respostas esperadas. Além disso, baixa rigidez do pórtico autoequilibrado pode afetar a aplicação de carga. Um exemplo de estrutura na qual a preocupação com a rigidez é acentuada são as Deadweight machines (DWM) ou “Máquina de Peso Morto” que constituem estruturas autoequilibradas voltadas para a verificação de instrumentos de aplicação e medição de cargas, essas são capazes de aplicar carregamentos a partir de pesos com massas conhecidas em locais onde a aceleração da gravidade foi precisamente medida. Contudo, desvios em seus resultados podem ocorrer em função de efeitos parasitas como vibrações ou deslocamento da direção de aplicação da força.

Através das partes que compõem a estrutura autoequilibrada da figura 5, A. Abu-Sinna et al (2009) sugerem a existência de quatro fatores importantes para a rigidez de um quadro de carga a fim de que efeitos parasitas sejam minimizados, dentre eles: a espessura da placa superior (h), largura do vão (L), altura do pórtico de carregamento (H) e diâmetro do pilar (d). A figura a seguir ilustra a montagem do equipamento utilizado para o estudo.

Figura 5 - Diagrama esquemático de modelo computacional e DWM experimental



Fonte: A. Abu-Sinna *et al* (2009)

Como resultado de uma série de simulações computacionais e ensaios experimentais, concluiu-se que a espessura da placa superior (h) é a mais importante dos parâmetros apresentados, onde pequenas alterações provocam grandes desvios relativos nos valores de carga aferidos pelo equipamento. A partir do estudo, fica comprovada a influência da resposta da estrutura de carregamento nos resultados de ensaios, estabelecendo que sua rigidez deve ser significativa para mitigar interferências externas na aplicação de carregamentos.

3. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA DE ENSAIO EXISTENTE

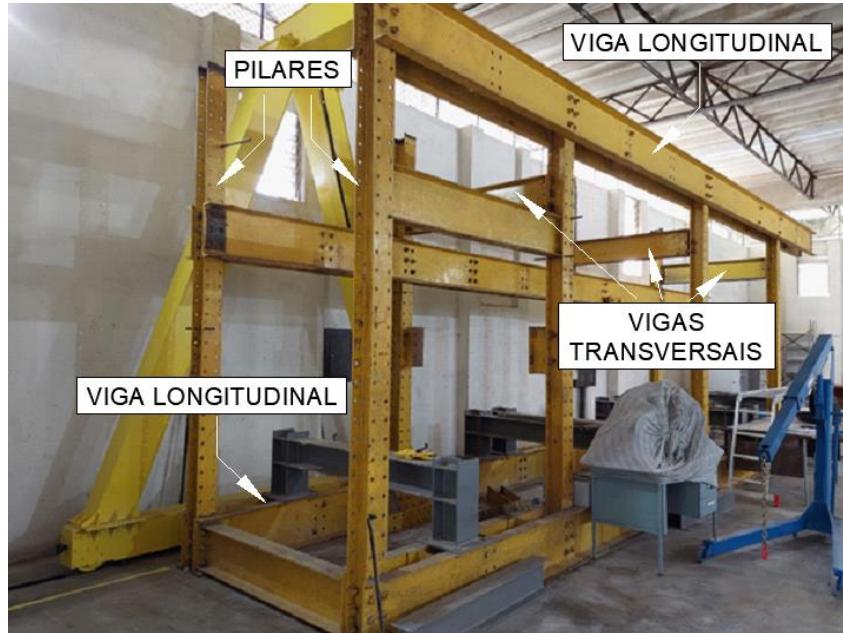
Preliminar ao levantamento das solicitações por carregamento de ensaios e determinação dos esforços resistentes da estrutura autoequilibrada encontrada no LEST, é necessário conhecer os parâmetros de seção, propriedades geométricas e de material, bem como, as dimensões dos elementos que compõem o pórtico espacial, seus meios e elementos de ligação.

Para a identificação dos perfis foram feitas medidas *in loco* com auxílio de trena e paquímetro. Ainda, destaca-se que esses são fabricados em aço A36 como uma medida conservadora quanto a suas propriedades e dada a sua provável década de fabricação conforme discorrido a seguir.

As medidas tomadas foram comparadas com catálogos de perfis apresentados em Fakury, Caldas e Silva (2017), Historical Record Dimensions and Properties Steel and Wrought Iron Beams & Columns As Rolled (AISC, 1953) e Kaiser Steel General Catalog (Kaiser Steel, 1953). A diversidade de catálogos consultados é justificada pois não são encontrados perfis de medidas próximas às aferidas por um mesmo fabricante ou literatura para todas as barras. Ainda, nem sempre são encontrados em um mesmo catálogo todas as propriedades de seção necessárias para o dimensionamento, além de ser observada uma marca da siderúrgica americana (Kaiser Steel Company) nas barras de viga. Somado a isso, é sabido que o pórtico existente tem sua data de fabricação mais provável junto a década de 60, quando a maioria dos perfis de aço utilizados no Brasil eram importados.

Para organizar o estudo, os elementos são catalogados como vigas transversais, vigas longitudinais e pilares, como ilustrado na Figura 6.

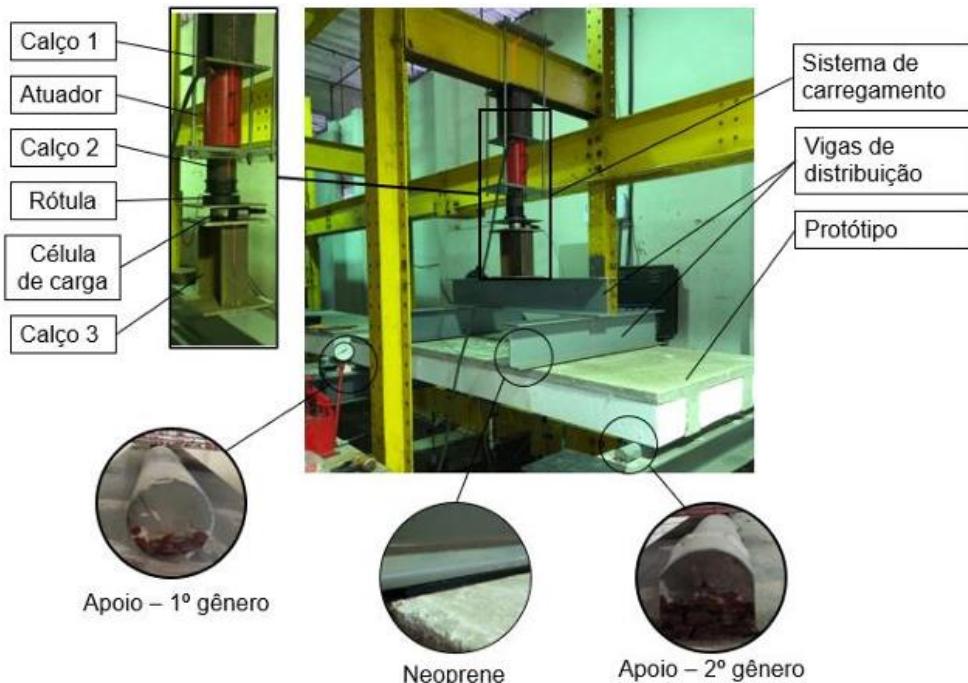
Figura 6 - Pórtico de reação auto equilibrado



Fonte: acervo do autor (2024)

Ainda na figura 6, é possível notar que além dos elementos estruturais que caracterizam a estrutura de reação autoequilibrada, esses pintados em amarelos, são vistos também pórticos acessórios quem visam simular apoios de primeira e segunda ordem (elementos em cinza), não somente, que há peças sobressalentes que não condizem com a configuração de montagem da estrutura, como o perfil I, posicionado em paralelo com as vigas longitudinais, que não aparenta participar da transmissão de esforços da estrutura. A figura 7 documenta o uso do mesmo equipamento para ensaio de flexão em placas, onde é possível verificar o modo de carregamento das vigas transversais e aplicação dos pórticos de apoio.

Figura 7 - Ensaio de flexão em placas (laje)



Fonte: Candido (2021)

3.1. VIGAS TRANSVERSAIS

As vigas transversais são formadas por perfis I de faces inclinadas, pintadas em amarelo e marcadas em relevo por “Kaiser Steel”. Considerando a atual configuração geométrica do pórtico, são destinadas a receber o carregamento por atuador hidráulico ou reação de apoio proveniente dos elementos ensaiados, transmitindo essas até os pilares. A Tabela 01 apresenta as medidas tomadas do perfil, bem como sua designação e dimensões nominais considerando as informações nos catálogos levantados.

Tabela 1 - Medidas do perfil da viga transversal e valores adotados

PERFIL I - FACES INCLINADAS			
	PARÂMETRO	MEDIDO	ADOTADO
	t_{f1}	12,50	8,89
	t_{f2}	19,60	18,75
	t_w	8,76	8,89
	b_f	134,0	127
	d	305,0	304,80
LEGENDA			
	t_{f1}	Espessura da mesa a 1/4 da borda	
	t_{f2}	Espessura da mesa a 3/4 da borda	
	t_w	Espessura da alma	
	b_f	Comprimento de mesa	
	d	Altura	
PERFIL IDENTIFICADO			
	K304,8x46,4		
NOTA	Os valores de t_{f1} e t_{f2} adotados correspondem as extremidades das mesas		

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Ao longo do comprimento a barra não possui nenhum furo ou enrijecedor, apresentando chapas de topo soldadas por filete nas extremidades ao longo de todo o contorno do perfil. A ligação com os pilares é realizada por parafusos estruturais sextavados de 22/25" que conectam as chapas de topo às mesas dos pilares. Destaca-se a utilização de arruelas especiais de espessura variável que possibilitam o paralelismo da cabeça do parafuso com as faces inclinadas das mesas dos pilares. As medidas referentes à chapa de topo se encontram na Tabela 02.

Tabela 2 - Medidas de comprimento da viga transversal e detalhamento de chapa de topo.

VIGA TRANSVERSAL E CHAPA DE LIGAÇÃO															
CHAPA DE LIGAÇÃO	VIGA TRANSVERSAL														
<p>CORTE A-A'</p> <p>VISTA FRONTAL</p>	<p>L</p> <p>VIGA TRANSVERSAL PERfil K304.8x46,4 COM CHAPA DE TOPO</p>														
VALORES MEDIDOS (mm)															
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>L</td> <td>1570</td> </tr> <tr> <td>e_1</td> <td>100,0</td> </tr> <tr> <td>e_2</td> <td>50,0</td> </tr> <tr> <td>t_c</td> <td>10,35</td> </tr> <tr> <td>h</td> <td>300,0</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>147,0</td> </tr> <tr> <td>d_f</td> <td>23,10</td> </tr> </tbody> </table>		L	1570	e_1	100,0	e_2	50,0	t_c	10,35	h	300,0	b	147,0	d_f	23,10
L	1570														
e_1	100,0														
e_2	50,0														
t_c	10,35														
h	300,0														
b	147,0														
d_f	23,10														

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

3.2. VIGAS LONGITUDINAIS

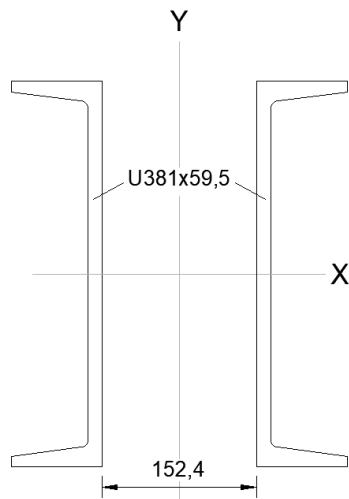
No caso das vigas longitudinais, a seção é composta por dois perfis do tipo U de faces inclinadas, pintados em amarelo, como ilustrado na figura 8. Não foi identificada a origem do perfil pois no elemento não foram encontradas marcações, sendo sua designação feita por tabelas disponíveis em literatura. Diante das dimensões obtidas, o perfil foi considerado como o U381x59,5 (Gerdau), uma vez que possui dimensões suficientemente próximas do catálogo da Kaiser Steel acrescido da vantagem de informações completas a respeito das propriedades geométricas da seção. A tabela seguinte ilustra os parâmetros de perfil, sendo suas medidas tomadas em milímetros.

Tabela 3– Medidas do perfil da viga longitudinal e valores adotados

PERFIL U - FACES INCLINADAS		
PARÂMETRO	MEDIDO	ADOTADO
t_{f1}	10,32	16,5
t_{f2}	20,22	16,5
t_w	14,1	13,2
b_f	90,0	89,4
d	381,0	381
LEGENDA		
t_{f1}	Espessura da mesa a 1/4 da borda	
t_{f2}	Espessura da mesa a 3/4 da borda	
t_w	Espessura da alma	
b_f	Comprimento de mesa	
d	Altura	
PERFIL IDENTIFICADO		
U381x59,5		
NOTA	Os valores de t_{f1} e t_{f2} adotados correspondem as extremidades das mesas	

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

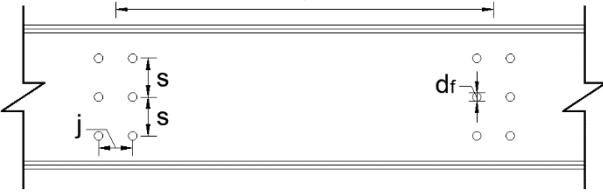
Figura 8 - Geometria da seção das vigas longitudinais



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

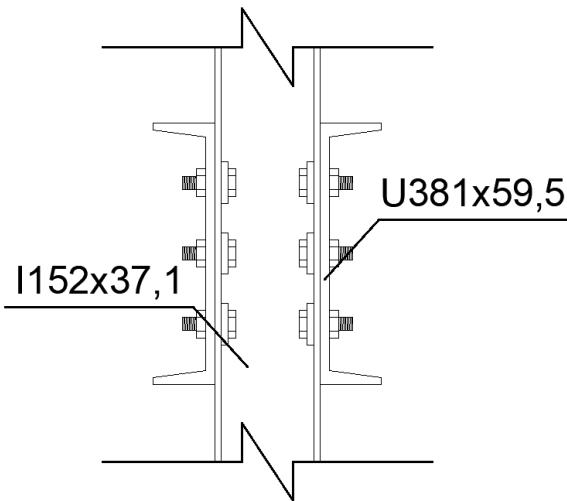
A barra apresenta padrão de furação em sua alma ao longo de todo o comprimento e a ligação é realizada diretamente com os pilares ao parafusar a alma do perfil U381x59,5 às mesas dos pilares. A Tabela 4 traz informações quanto à distribuição do padrão de furação ao longo do comprimento da barra e a figura 9 consiste na representação da ligação viga longitudinal com o pilar.

Tabela 4 - Medidas de comprimento da viga longitudinal e padrão de furação

VIGA LONGITUDINAL E PADRÃO DE FURAÇÃO											
LEGENDA	MEDIDO										
L	10170										
DETALHE E PADRÃO DE FURAÇÃO											
	<table> <thead> <tr> <th>LEGENDA</th> <th>MEDIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>j</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>l</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>d_f</td> <td>23,1</td> </tr> </tbody> </table>	LEGENDA	MEDIDO	s	100	j	90	l	1000	d_f	23,1
LEGENDA	MEDIDO										
s	100										
j	90										
l	1000										
d_f	23,1										
NOTAS	Dimensões em mm, Número de padrões de furações observados: 11										

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Figura 9 - Ligação entre vigas longitudinais e pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

3.3. PILARES

A seção dos pilares é composta por perfis do tipo I de faces inclinadas pintados em amarelo. Não foi identificada a origem do perfil, pois marcações no elemento não foram encontradas, sendo sua designação feita por tabelas de perfis americanos. A barra apresenta padrão de furação em suas mesas ao longo de todo o seu comprimento. De forma análoga aos

elementos anteriores, são apresentados nas Tabelas 5 e 6 a seção transversal dos pilares e o padrão de furação ao longo do comprimento do perfil.

Tabela 5 – Medidas do perfil do pilar e valores adotados

PERFIL I – AMERICANO DE FACES INCLINADAS			
	PARÂMETRO	MEDIDO	ADOTADO
	t_{f1}	10,40	12
	t_{f2}	12,90	12
	t_w	8,30	7,95
	b_f	149,0	150,8
	d	152,5	152,4
LEGENDA			
	t_{f1}	Espessura da mesa a 1/4 da borda	
	t_{f2}	Espessura da mesa a 3/4 da borda	
	t_w	Espessura da alma	
	b_f	Comprimento de mesa	
	d	Altura	
PERFIL IDENTIFICADO			
	I152x37,1		
NOTA	Os valores de t_{f1} e t_{f2} adotados correspondem as extremidades das mesas		

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Tabela 6 - Medidas de comprimento do pilar e padrão de furação

PILAR E PADRÃO DE FURAÇÃO		
L		
		3620
DETALHE DO PADRÃO DE FURAÇÃO		
	LEGENDA	MEDIDO
	s	100
	j	90
	d_f	23,1
NOTA	Dimensões em mm	

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Os desenhos técnicos cotados das barras são apresentados no Apêndice A. Os parâmetros dos perfis e suas propriedades geométricas estão disponíveis no Apêndice B, bem como, as simplificações adotadas para cálculo das propriedades não declaradas no catálogo do

fabricante ou literatura consultada. Devido à ausência de informação quanto à variação da espessura da mesa dos perfis de faces inclinadas, são adotados os valores de espessura média das mesas para o dimensionamento da estrutura.

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Como já apresentado, o pórtico é formado por perfis I e perfis do tipo U para composição de seus elementos estruturais, sendo as ligações todas parafusadas. Nesse sentido, na presente seção são descritas as formulações a serem avaliadas na verificação de cada um desses elementos em acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Nos capítulos seguintes, estas formulações serão aplicadas aos elementos do pórtico considerando as informações até aqui levantadas, permitindo a determinação de sua capacidade resistente em cada configuração de ensaio.

4.1. VIGAS TRANSVERSAIS

As vigas transversais, sujeitas à flexão simples em sua maior inércia, são aplicáveis as verificações referentes aos estados-limites últimos associados ao momento fletor, força cortante e forças localizadas conforme discorrido a seguir.

4.1.1. Esforço Cortante

A priori, o esforço cortante resulta no surgimento de tensões tangenciais as faces internas de corpos carregados, sendo capaz de promover seu cisalhamento. Contudo, dentre os mecanismos de colapso por força cortante, pode-se citar também a flambagem por cisalhamento, onde a distribuição de tensões ocasiona regiões de compressão e tração nas direções principais do vão da viga, podendo levar ao surgimento de ondulações na alma. Por isso, é necessário avaliar em maior profundidade os efeitos oriundos de forças cisalhantes.

4.1.1.1. Força cortante correspondente ao início do escoamento

Consiste na força capaz de provocar o início do escoamento do material da alma, levando em consideração tensões residuais e área efetiva de cisalhamento, pode ser encontrada conforme a equação a seguir:

$$V_r = A_w(f_{vy} - \tau_r) \quad (4.1)$$

Onde:

V_r é a força cortante correspondente ao início de escoamento;

f_{vy} é a tensão resistente de cisalhamento;

τ_r é a tensão residual de cisalhamento;

A_w a efetiva de cisalhamento.

A tensão resistente de escoamento por cisalhamento do aço é tomada em função do critério de Von Mises, sendo essa tomada como 60% da resistência ao escoamento e a tensão residual de cisalhamento, como 20% da resistência ao escoamento por cisalhamento. Quanto à área efetiva de cisalhamento, fica definida como a faixa correspondente à região da alma considerando a altura total do perfil:

$$A_w = d \times t_w \quad (4.2)$$

Onde:

t_w é a espessura da alma;

d é altura total da seção transversal.

Realizando as corretas substituições, a equação 4.1 pode ser reescrita como:

$$V_r = 0,48 \times (A_w \times f_{vy}) \quad (4.3)$$

4.1.1.2. Força cortante resistente de flambagem da alma

De acordo com a ABNT NBR 8800, quando em regime elástico, a força cortante crítica nominal de flambagem da alma é dada por:

$$V_{cr} = 0,90 \times \frac{k_v E_a A_w}{\lambda^2} \quad (4.4)$$

Onde:

V_{cr} é a força crítica nominal de flambagem em regime elástico;

k_v é o coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento;

E_a é o módulo de elasticidade do aço;

λ é o parâmetro de esbeltez da alma.

Uma vez que a alma não apresenta enrijecedores transversais, o coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento é igual a 5. Ainda, o parâmetro de esbeltez da alma é dado por:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4.5)$$

Na equação acima, h é a altura da alma considerando a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância entre mesa e alma do perfil laminado.

Para a situação de flambagem em regime elastoplástico, a força resistente nominal de flambagem é denotada por " V_i " e passa a ser calculada como:

$$V_i = \sqrt{V_{cr} \times V_r} \quad (4.6)$$

Em acordo com as considerações dos tópicos anteriores, pode ser expressa por:

$$V_i = 0,66 \times \frac{A_w}{\lambda} \times \sqrt{k_v E_a f_y} \quad (4.7)$$

4.1.1.3. Força cortante de plastificação da alma

Corresponde à força que gera escoamento da área efetiva de cisalhamento, uma vez denotada por V_{pl} segue:

$$V_{pl} = A_w \times f_{vy} = 0,60 \times (A_w \times f_{vy}) \quad (4.8)$$

4.1.1.4. Determinação da força cortante resistente nominal (V_{Rk})

O colapso a ser observado por força cortante está ligado aos parâmetros de esbeltez da seção. Seja λ dado pela equação (2.5) e os parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r conforme as equações seguintes, os mecanismos de falhas e índice de esbeltez são relacionados conforme o quadro 1.

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}} \quad (4.9)$$

$$\lambda_r = 1,73 \times \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}} \quad (4.10)$$

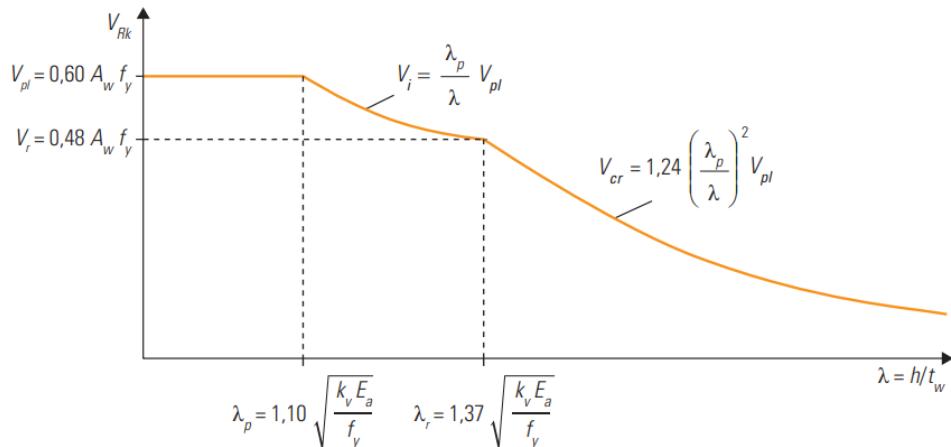
Quadro 1 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto ao cortante

PARÂMETRO DE ESBELTEZ E FALHA OBSERVADA POR ESFORÇO CORTANTE		
Parâmetro de esbeltez (λ)	Mecanismo de falha	Força cortante nominal (V_{Rk})
$\lambda \leq \lambda_p$	Colapso por escoamento	V_{pl}
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	Flambagem Elastoplástica	V_i
$\lambda > \lambda_r$	Flambagem Elástica	V_{cr}

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A relação expressa no quadro acima pode ser observada graficamente através da figura a seguir.

Figura 10 – Variação da força cortante resistente de perfis I laminados com a esbeltez



Fonte: Fakury *et al* (2017)

4.1.2. Momento Fletor

Além do esforço cortante, os elementos de barra que compõem o pórtico podem ter seu colapso em detrimento de esforços associados à flexão. Nesses casos, fenômenos locais e globais são responsáveis pela falha, como a plastificação total da seção transversal (rótula plástica), a flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) ou a flambagem local da alma (FLA). Em síntese, o processo de verificação baseia-se na determinação do esforço máximo de flexão resistido atrelado à esbeltez da seção transversal do elemento em análise. Caso seja observada uma esbeltez muito baixa, a seção pode alcançar a plastificação total, acaso se tenha um valor intermediário de esbeltez, observa-se a FLT em regime elastoplástico, acaso a seção tenha esbeltez elevada, a FLT pode ocorrer ainda em regime elástico, isso, caso não ocorram falhas locais das placas que compõem a mesa e alma do perfil.

4.1.2.1. Momento de plastificação e formação de rótula plástica

Preliminar ao estudo da FLT, destaca-se a avaliação da plastificação total da seção transversal por tensões advindas do esforço de flexão. A formação da rótula plástica é caracterizada pela perda da capacidade de transmissão de momento fletor, o que gera instabilidade ou redução do grau de hiperestasticidade do elemento que teve sua seção transversal inteiramente plastificada. Contudo, para que ocorra o escoamento da primeira fibra, deve-se ter um momento que provoque tensões iguais à tensão de escoamento do perfil

subtraída da tensão residual de compressão já existente. Assim, o momento que provoca o início do escoamento é dado por:

$$M_r = W_x \times (f_y - \sigma_r) \quad (4.11)$$

Onde:

M_r é o momento fletor de início de escoamento;

W_x é o módulo de resistência elástico;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

σ_r é a tensão residual decorrente do processo de fabricação do perfil.

Quanto ao momento de plastificação, cuja ocorrência leva a formação da rótula plástica, esse é dado em função da resistência ao escoamento e do módulo de resistência plástico da seção, sendo calculado como:

$$M_{pl} = Z \times f_y \quad (4.12)$$

Onde:

M_{pl} é o momento de plastificação;

Z é o módulo de resistência plástico, dado como a soma do produto das áreas acima e abaixo na linha neutra plástica (LNP) por suas correspondentes distâncias de centro geométrico até a LNP.

4.1.2.2. Flambagem Lateral com Torção

A flambagem lateral com torção é caracterizada pelo aumento gradativo da curvatura de barras sujeitas à flexão juntamente a deslocamentos transversais a seu eixo. O mecanismo de falha se dá pela crescente tendência de deslocamentos para fora de seu plano de flexão por parte da fibra comprimida ao passo que a região tracionada tende a limitar esses deslocamentos. Isso resulta na crescente torção das seções transversais que somadas a flexão levam à instabilidade.

Conforme exposto, o fenômeno deve ser observado apenas nos casos em que há possibilidades de deslocamento lateral da fibra comprimida. Situado entre duas seções contidas lateralmente ou entre uma seção contida lateralmente e extremidades livres, é chamado de comprimento destravado o vão em que não são observadas restrições a deslocamentos transversais na altura das fibras comprimidas.

Em função da esbeltez da seção transversal e do comprimento destravado a FLT pode ocorrer ainda em regime elástico, sendo que o momento fletor de flambagem elástica é dado por:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_a I_y}{L_b^2} \times \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \quad (4.13)$$

Onde:

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

L_b é o comprimento destravado;

C_b é o fator de modificação de diagrama de momento fletor não uniforme.

Destaca-se que o fator “ C_b ” visa considerar a influência da variação do momento fletor ao longo do comprimento destravado. Seu valor pode ser determinado por formulário específico ou mesmo encontrado na literatura através de tabelas que o correlacionam com condições típicas de contorno (vinculações). De forma conservadora, no presente trabalho adota-se o valor de C_b igual à unidade.

Ainda, fica estabelecido que a flambagem em regime elástico só ocorrerá caso o comprimento destravado seja superior ao valor L_r encontrado por:

$$L_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{J \beta_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (4.14)$$

Sendo:

$$\beta_1 = \frac{W_x \times (f_y - \sigma_r)}{E_a J} \quad (4.15)$$

Quando o comprimento destravado for inferior ao valor dado pelo parâmetro L_r , a flambagem pode ocorrer em regime elastoplástico, sendo o momento capaz de conduzir a esse estado limite-último dado pela envoltória linear estabelecida entre o patamar de plastificação e a curvatura de flambagem lateral com torção em regime elástico. A fórmula a seguir descreve a envoltória linear a ser observada, a figura 11 ilustra graficamente a envoltória mencionada.

$$M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

4.1.2.3. Determinação do momento resistente nominal

A fim de determinar quais dos modos de falha serão observados, faz-se uso dos parâmetros de esbeltez da seção. Sejam esses λ , λ_p e λ_r dados conforme as equações seguintes, os mecanismos de falhas e índice de esbeltez são relacionados conforme o quadro 2.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (4.16)$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (4.17)$$

$$\lambda_r = \frac{L_r}{r_y} \quad (4.18)$$

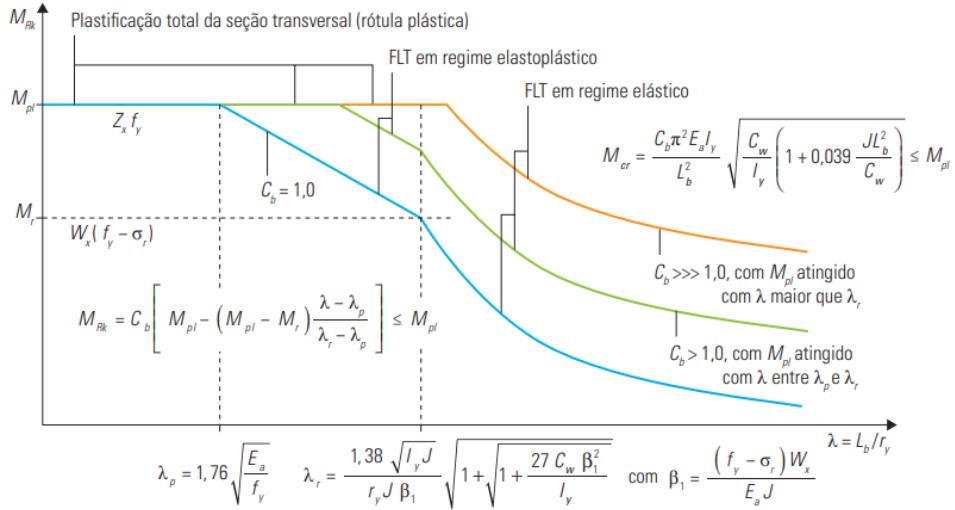
Quadro 2 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto ao momento fletor

PARÂMETRO DE ESBELTEZ E FALHA OBSERVADA POR MOMENTO FLETOR		
Parâmetro de esbeltez (λ)	Mecanismo de falha	Momento fletor nominal (M_{rk})
$\lambda \leq \lambda_p$	Rótula Plástica	$Z_x f_y$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	FLT - Elastoplástico	$C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$
$\lambda > \lambda_r$	FLT - Elástico	$\frac{C_b \pi^2 E_a I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} (1 + 0,039 * \frac{J L_b^2}{C_w})$

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

A relação expressa na tabela acima pode ser observada graficamente através da figura a seguir.

Figura 11 - Momento fletor resistente para perfis I laminados



Fonte: Fakury *et al* (2017)

4.1.3. Colapso por flambagem local das chapas

Outro mecanismo de falha e instabilidade a ser avaliado consiste na flambagem local das chapas comprimidas de barras solicitadas por momento fletor. O efeito pode ser observado tanto nas chapas que compõem a mesa do perfil quanto na chapa de alma. O processo de verificação de ambos os elementos é similar a verificação da flambagem lateral por torção, consistindo em comparar os parâmetros de esbeltez das chapas para determinação do estado-limite último a ser observado. Assim, com o intuito de elaborar uma resolução direta, são indicados a seguir o formulário para cálculo dos parâmetros de esbeltez e momento fletor associados a flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

4.1.3.1. Flambagem local da mesa

O parâmetro de esbeltez para qualquer chapa retangular que integre o perfil da seção é dado por:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (4.19)$$

Onde:

b é a largura da chapa, sendo a maior dimensão da chapa em seção transversal e correspondente a semilargura da mesa ($b_f/2$) em perfis I;

t é a espessura chapa.

Para o cálculo de λ_p e λ_r são aplicadas as equações a seguir:

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (4.20)$$

$$\lambda_r = 0,83 \times \sqrt{\frac{E_a}{f_y - \sigma_r}} \quad (4.21)$$

De modo similar aos tópicos anteriores, o quadro 3 relaciona os parâmetros de esbeltez com seus respectivos mecanismos de falha e momento fletor correspondentes.

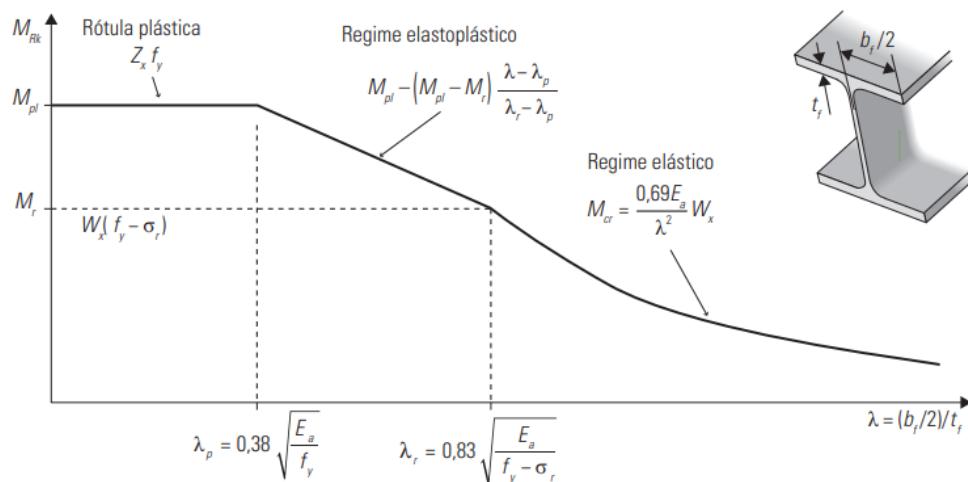
Quadro 3 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto a flambagem local da mesa

PARÂMETRO DE ESBELTEZ E FALHA DA MESA POR MOMENTO FLETOR		
Parâmetro de esbeltez (λ)	Mecanismo de falha	Momento fletor nominal (M_{rk})
$\lambda \leq \lambda_p$	Plastificação, sem FLM	$Z_x f_y$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	FLM em regime elastoplástico	$M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$
$\lambda > \lambda_r$	FLM em regime elástico	$\frac{0,69 E_a}{\lambda^2} W_x$

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

A relação expressa acima pode ser observada de forma gráfica através da figura a seguir.

Figura 12 - Momento fletor resistente para chapas de mesa de perfis I laminados



Fonte: Fakury et al (2017)

4.1.3.2. Flambagem local da alma

O parâmetro de esbeltez para chapas de alma corresponde a equação 4.19 apresentada no item anterior. Para o cálculo de λ_p e λ_r são aplicadas as equações a seguir:

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (4.22)$$

$$\lambda_r = 5,70 \times \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (4.23)$$

Para facilitar a verificação, o quadro 4 relaciona os parâmetros de esbeltez com seus respectivos mecanismos de falha e momento fletor correspondentes.

Quadro 4 - Parâmetros de esbeltez para verificação quanto a flambagem local da alma.

PARÂMETRO DE ESBELTEZ E FALHA DA ALMA POR MOMENTO FLETOR		
Parâmetro de esbeltez (λ)	Mecanismo de falha	Momento fletor nominal (M_{rk})
$\lambda \leq \lambda_p$	Plastificação, sem FLA	$Z_x f_y$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	FLA em regime elastoplástico	$M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$
$\lambda > \lambda_r$	FLA em regime elástico	-

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Como a FLA em regime elástico é prevista apenas em vigas de alma esbelta sua verificação será omitida, uma vez que não há perfis que se enquadrem nessa condição avaliados no presente trabalho.

4.1.4. Colapso por força localizada

No caso das vigas que recebem apoios dos protótipos e, especialmente, as forças concentradas dos atuadores hidráulicos, como inicialmente ilustrado junto a figura 7, mostra-se necessária a verificação dos perfis às forças localizadas. Nesse caso, e levando em conta que essas vigas são birrotuladas, os perfis do tipo I usados podem sofrer até cinco estados-limite únicos relacionados à presença de forças concentradas na face de uma de suas mesas, cuja verificação é realizada por meio de formulários previstos na NBR ABNT 8800:2008. Fenômenos como o cisalhamento do painel da alma e a flambagem da alma por compressão não são esperados para o modelo de viga apresentados devido à forma como a ligação entre elementos é realizada.

4.1.4.1. Flexão local da mesa

Deve ser verificada sempre que a mesa de uma barra solicitada por força concentrada for capaz de produzir tração na alma, exceto quando o comprimento de atuação da força for inferior a 15% da largura da mesa carregada na direção perpendicular ao comprimento da barra. A determinação da força capaz de provocar o estado limite último mencionado é dada por:

$$F_{rd} = \frac{6,25 \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4.24)$$

4.1.4.2. Escoamento local da alma

Verificada sempre que houver força localizada na mesa que provoque solicitações de tração ou compressão a alma. Sua determinação varia conforme a posição de aplicação da força, como a aplicação da força deve ocorrer ao centro da viga transversal, apenas o caso em que força aplicada esteja uma distância das extremidades superior à altura do perfil será abordado. Nesse caso, a força resistente é dada por:

$$F_{rd} = \frac{1,10(5k + l_n)f_y t_w}{\gamma_{a1}} \quad (4.25)$$

Na qual:

k consiste na espessura da mesa mais o raio de concordância entre mesa e alma;

l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga.

4.1.4.3. Enrugamento da alma

Sempre que a força localizada for capaz de provocar compressão na alma o enrugamento da mesma deve ser verificado. Assim como no escoamento local da alma, a posição do carregamento em relação à extremidade da viga altera o modo de determinação da força capaz de gerar o colapso da seção por enrugamento. Uma vez esperado que o atuador aplique força ao centro da viga transversal, apenas será verificado o caso em que o carregamento é aplicado a uma distância da extremidade igual ou maior à metade da altura do perfil.

$$F_{rd} = \frac{0,66t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) \times \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \quad (4.26)$$

Na equação acima:

l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga;

E consiste no módulo de elasticidade;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência para escoamento.

4.1.4.4. Flambagem lateral da alma

Deve ser verificada sempre que a força aplicada a mesa comprimida for capaz de provocar compressão na alma com o livre deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida e a mesa tracionada no ponto de aplicação da carga. A correta escolha do método de determinação da força capaz de gerar a flambagem lateral da alma depende da geometria da seção e comprimento destravado, o formulário a ser observado é descrito a seguir.

- Caso a rotação da mesa carregada seja impedida para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2,30$:

$$F_{rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,94 + 0,37 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (4.27)$$

- Caso a rotação da mesa comprimida seja impedida para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1,70$:

$$F_{rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,37 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (4.28)$$

Na equação acima:

l é o maior comprimento destravado lateralmente, envolvendo a seção de atuação da força concentrada, considerando as duas mesas;

h é a distância entre as faces internas das mesas menos o raio de concordância;

C_r é igual a 32E quando $M_{sd} < M_r$ e a 16E quando $M_{sd} \geq M_r$.

4.2. VIGA LONGITUDINAL

De maneira similar às vigas transversais, as vigas longitudinais devem ser verificadas ao momento fletor e à força cortante. O processo ocorre do mesmo modo como descrito para as vigas transversais, ou seja, com a observação dos parâmetros de esbeltez. Contudo, por se tratar de duplo perfil U com separação, deve-se estar atendo quanto a determinação das propriedades de área e inércia da seção para levantamento dos esforços solicitantes no material, assim como, após determinação dos valores de resistência para um único perfil, considerar o dobro de capacidade de carga resistente.

4.3. PILARES

A seguir serão levantados os principais mecanismos de colapsos associados aos pilares, sabendo que esses devem estar predominantemente solicitados a forças axiais de tração.

4.3.1. Colapso por escoamento da seção tracionada

A primeira forma de falha a ser verificada consiste no escoamento da seção transversal da barra, causada quando a tensão na seção transversal supera a resistência ao escoamento do material. Chamada de força axial de tração resistente de cálculo, fica definida por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4.29)$$

Na equação acima o numerador representa a força resistente nominal da seção transversal e fica definido que:

A_g é a área bruta da seção transversal;

f_y é a tensão resistente de escoamento do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência para escoamento.

4.3.2. Colapso por ruptura da seção efetiva

A ruptura da seção transversal da barra ocorre quando a tensão na seção transversal supera a resistência à ruptura do material em sua área líquida efetiva. Estudada na região de ligação, fica definida por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.30)$$

Na equação acima o numerador representa a força resistente da seção transversal e fica definido que:

A_e é a área líquida efetiva;

f_u é a tensão resistente de ruptura do aço;

γ_{a2} é o coeficiente de ponderação da resistência para ruptura, valendo 1,35.

A determinação da área líquida efetiva (A_e) da seção consiste na ponderação da área líquida da seção (A_n) por um coeficiente de redução (C_t).

$$A_e = A_n C_t \quad (4.31)$$

Por sua vez, a área líquida da seção consiste na área bruta da seção transversal (A_g) subtraída da área dos furos em cada chapa que compõe o perfil ao longo da linha de ruptura da seção. Uma vez que a barra possui furação de padrão uniforme, sua linha de ruptura é definida por um único segmento de reta que define um plano através de seus furos. Assim, planificando a seção:

$$A_n = A_g - 4(d_f \times t_f) \quad (4.32)$$

Voltando ao coeficiente de redução (C_t), o mesmo tem por finalidade considerar a não uniformidade da distribuição de tensão ao longo da seção devido a existência de elementos não conectados que experimentam uma tensão menor que os conectados. Tendo em vista que a ligação ocorre exclusivamente por parafusos e por apresentar seção transversal aberta, seu valor é dado por:

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (4.33)$$

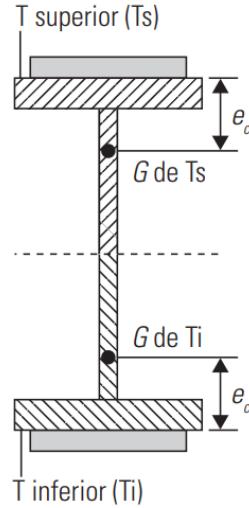
Onde:

e_c é a excentricidade de ligação (distância do centro geométrico da seção da barra, ao plano de cisalhamento da ligação);

l_c é o comprimento efetivo de ligação (distância entre eixos do primeiro ao último parafuso na direção da força axial).

A figura a seguir ilustra os parâmetros para obtenção do coeficiente de redução para um perfil I, a interface entre a região hachurada e em cinza consiste no plano de cisalhamento da ligação.

Figura 13 - Parâmetros de cálculo para obtenção de Ct



Fonte: Fakury *et al* (2017)

4.4. VERIFICAÇÃO A ESFORÇOS COMBINADOS

Como discriminados anteriormente, para os elementos de viga e pilar do pórtico de reação estudo podem ocorrer estados-limite correlacionados à força normal, à força cortante ou ao momento fletor. A presença de qualquer um desses não exclui a possibilidade de manifestação dos demais, podendo ocorrer simultaneamente mais de um esforço que pode agravar ou atenuar os efeitos uns dos outros. O efeito combinado a ser observado dadas as configurações de ensaios e geometria é dado pela interação entre tensões normais originadas por forças axiais juntamente à flexão, estudos teóricos e experimentais indicam que nesses casos os elementos avaliados devem atender as seguintes equações:

I – Caso $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{9}{8} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad (4.34)$$

II – Caso $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad (4.35)$$

Nas equações acima:

N_{Sd} consiste na força axial solicitante de cálculo;

N_{Rd} consiste na força axial resistente de cálculo;

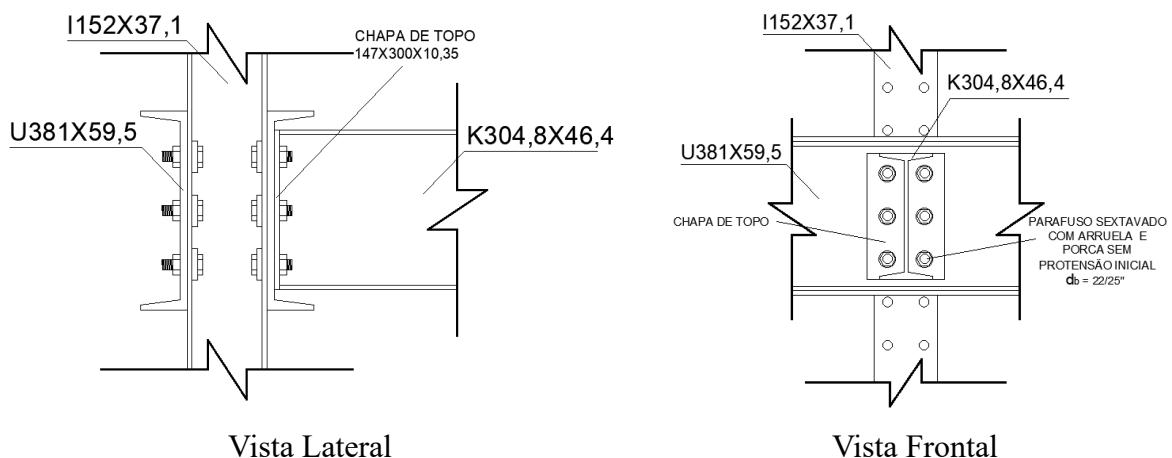
$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ referem-se ao momento fletor solicitante de cálculo em relação aos eixos x e y, respectivamente;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ referem-se ao momento fletor resistente de cálculo em relação aos eixos x e y, respectivamente.

4.5. LIGAÇÕES

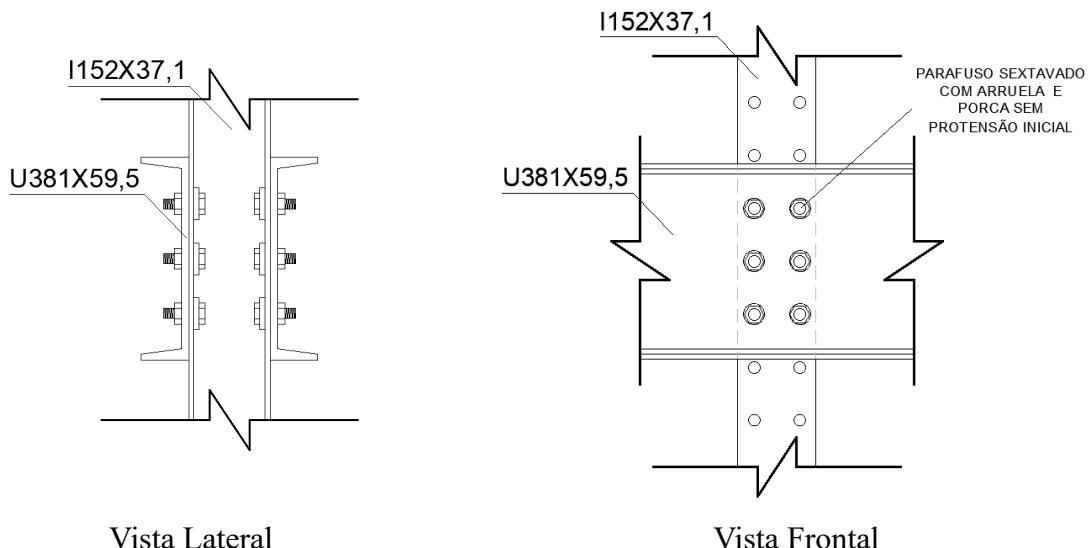
As ligações consistem nas partes responsáveis por promover as vinculações entre elementos. Além de transmitir forças, seu arranjo pode fornecer binários capazes de conduzir momento fletor entre as peças. A observação da região nodal do pórtico de reação estudado permite identificar dois modelos de ligações, a saber, as ligações entre viga transversal e pilar e as ligações entre viga longitudinal e pilar, conforme as figuras 14 e 15 a seguir.

Figura 14 - Ligação entre viga transversal e pilar.



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 15 - Ligação tipo viga longitudinal e pilar em vista lateral



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

4.5.1. Parafusos e chapas de perfis

Consoante ao exposto, os elementos encontram-se conectados por grupos de seis parafusos sextavados com arruela e porca, dispostos de maneira uniforme em concordância com o padrão de furação encontrado nas mesas dos perfis dos pilares e alma das vigas longitudinais, sendo a união das vigas transversais possibilitada por chapa de topo soldada aos perfis ao longo de todo o contorno da seção e parafusada ao pilar. A seguir são descritas as verificações necessárias considerando que as ligações são constituídas de rótulas, devido à baixa eficiência em transmitir momentos fletores entre elementos.

4.5.1.1. Cisalhamento dos parafusos

O estado-limite último relacionado a falha dos parafusos por cisalhamento consiste na ruptura do seu plano de corte. Nas ligações apresentadas, há apenas um plano de corte por parafuso de modo que a verificação da força resistente ao cisalhamento oferecida pela região nodal é dada por:

$$F_{v,Rd} = n_t \frac{\alpha_b A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (4.36)$$

Onde:

α_b é a um fator relacionado ao tipo de parafuso e região de ligação, aqui adotado a favor da segurança como 0,4 (parafuso comum com plano de corte situado na rosca);

A_b é a área bruta dada pelo diâmetro do parafuso;

f_{ub} é a tensão resistente de cisalhamento oferecida pelo material do parafuso;

n_t é a quantidade total de parafusos empregados na ligação;

Vale destacar que, avaliando parafusos do tipo comum, caso a espessura das partes ligantes somadas excedam em cinco vezes o diâmetro do parafuso, a resistência oferecida deve ser reduzida em 1% a cada 1,5 mm excedente.

4.5.1.2. Pressão de contato

Uma vez submetidos ao cisalhamento, o contato dos parafusos com as chapas que compõem a estrutura gera pressão capaz de levar ao colapso das paredes dos furos seja por esmagamento ou por rasgamento. De qualquer um dos modos, a força capaz de conduzir ao estado-limite último da ligação é dada pela menor dentre as seguintes equações:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.37)$$

$$F'_{c,Rd} = \frac{2,4d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.38)$$

Onde:

l_f é a menor distância observada na direção da força entre borda de furos adjacentes ou entre a borda do furo e a borda da parte ligada;

d_b é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada;

f_u é a resistência a ruptura do aço da chapa.

4.5.2. Solda

A utilização de solda de filete pode ser observada na união entre chapas de topo e perfil I da viga transversal. Dada a ligação rotulada e disposição de carregamentos, sua verificação deve ser feita em função das tensões cisalhantes na área útil do cordão de solda conforme a equação 4.39, essa representa uma fórmula genérica para verificação de soldas submetidas a tensões normais ou cisalhantes a depender do sentido do carregamento em relação ao plano da ligação.

$$\frac{F_{Sd}}{A_{ew}} = \frac{F_{Sd}}{l_w \times 0,707 \times d_w} \leq \frac{0,60f_w}{\gamma_{a1}} \quad (4.39)$$

Onde:

f_w é a resistência ao escoamento do metal solda;

F_{Sd} é a força solicitante capaz de produzir tensões de cisalhamento ou normais na ligação;

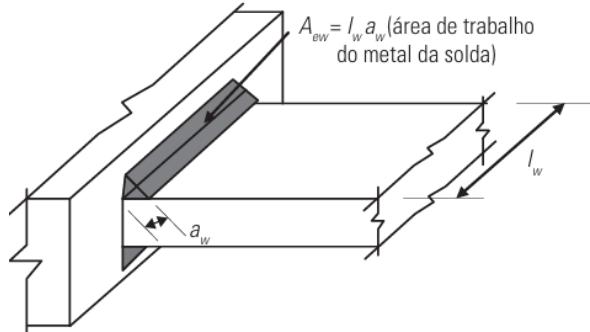
A_{ew} é a área de trabalho do metal da solda;

l_w é o comprimento da perna do filete;

d_w é a perna (espessura) do filete de solda.

Vale destacar que, tratando de soldas por filete, a área de trabalho do metal de solda é dada pelo produto do comprimento do filete e sua garganta efetiva, a figura 16 ilustra a determinação da área de trabalho do metal solda.

Figura 16 - Área de trabalho do metal de solda



Fonte: Fakury et al (2017)

Além do exposto, as soldas devem atender a compatibilidade entre o eletrodo e o metal-base, além de ser imposta uma espessura mínima da perna do filete conforme os quadros a seguir:

Quadro 5 - Resistência do Mínima do Metal de Solda

Eletrodo	Resistência f_w (MPa)	Metal-base
Classe de resistência 6	415	$f_y \leq 250$ (MPa), com $t \leq 19$ mm
Classe de resistência 7	485	$f_y \leq 380$ (MPa),
Classe de resistência 8	550	$f_y \leq 450$ (MPa),

Fonte: Fakury et al (2017)

Quadro 6 - Espessura mínima da perna de filete

Espessura da chapa do metal-base (mm)	Dimensão mínima d_w (mm)
$t \leq 6,35$	3
$6,35 < t \leq 12,50$	5
$12,50 < t \leq 19,00$	6
$t > 19,00$	8

Fonte: Fakury et al (2017)

4.5.3. Elementos de ligação

Para o correto dimensionamento da região nodal, elementos como chapas de ligação, cantoneiras, consoles e outros afetados pela transmissão de cargas devem ser verificados. Nas ligações apresentadas, observa-se a presença de chapa de topo para a conexão das vigas

transversais aos pilares. Assim, considerando as regiões nodais apresentadas, são apresentadas a seguir as verificações pertinentes.

4.5.3.1. Colapso por rasgamento

Nos casos em que é possível observar regiões de tração e cisalhamento ocorrendo mutuamente em uma mesma chapa, pode-se manifestar o fenômeno de rasgamento. A resistência ao rasgamento é avaliada pela área líquida de cisalhamento e área líquida de tração resistentes através de linhas de rupturas definidas. Não somente, a uniformidade da distribuição de tensões é representada pela adoção de um coeficiente que minora a resistência na área tracionada. O fenômeno tem seu valor de resistência tomado como o menor dentre as respostas avaliadas pelas equações 4.40 e 4.41 expressas a seguir:

$$F_{r,Rd} = \frac{0,6A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.40)$$

$$F'_{r,Rd} = \frac{0,6A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.41)$$

Onde:

A_{nv} é a área líquida sujeita ao cisalhamento, dada pela área bruta em cisalhamento menos seus furos;

A_{nt} é a área líquida sujeita a tração, dada pela área bruta tracionada menos seus furos;

C_{ts} é dado pelo nível de uniformidade da distribuição das tensões de tração, tomado como a unidade em distribuições de tensões uniformes e igual a 0,5 nos demais casos.

4.5.3.2. Força Cortante

A determinação da força cortante capaz de causar o escoamento ou ruptura do elemento de ligação é fornecida pelo produto direto das áreas bruta e líquida sujeitas ao cisalhamento pelas tensões de escoamento e ruptura respectivamente, ponderadas por coeficientes que visam minorar os resultados em favor da segurança, a falha é caracterizada pelo menor valor dentre:

$$F_{Rd} = \frac{0,6A_{gv}f_y}{\gamma_{a2}} \quad (4.42)$$

$$F'_{Rd} = \frac{0,6A_{nv}f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.43)$$

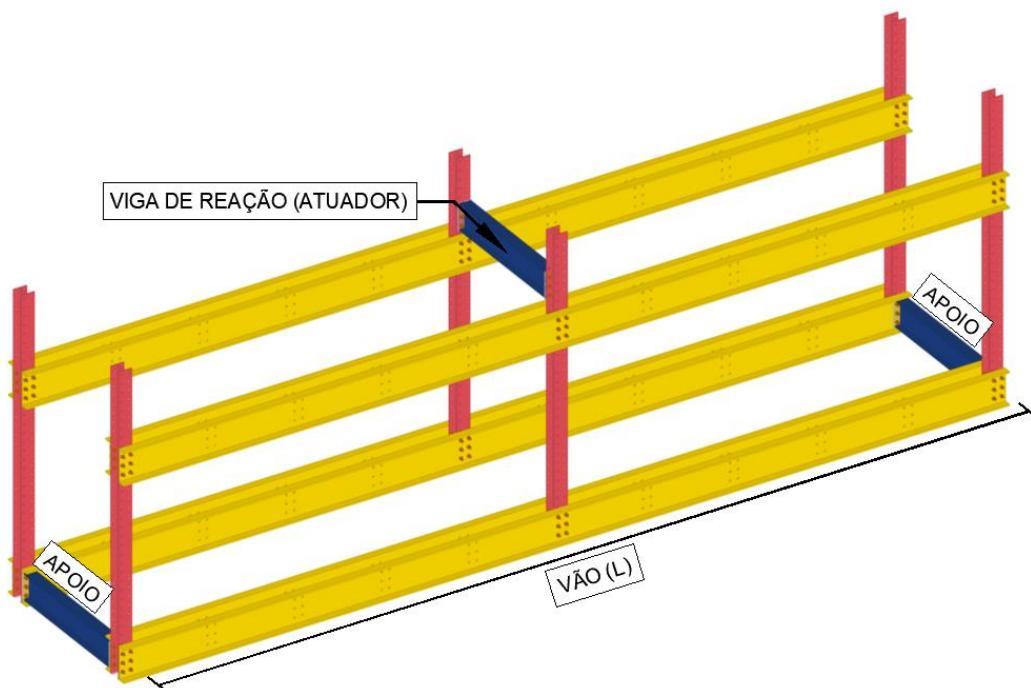
5. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA ESTRUTURA

Na presente seção são levantadas as possíveis configurações de ensaio da estrutura a fim de determinar sua geometria, posições de carregamentos, vão livre e outros parâmetros necessários para o levantamento da carga máxima de ensaio do equipamento. Após isso, são aplicados os conceitos e formulários até então apresentados a fim de expressar em valores a força máxima entregue pelos atuadores hidráulicos nos corpos de prova ensaiados.

5.1. MONTAGEM E GEOMETRIA DA ESTRUTURA DE CARREGAMENTO

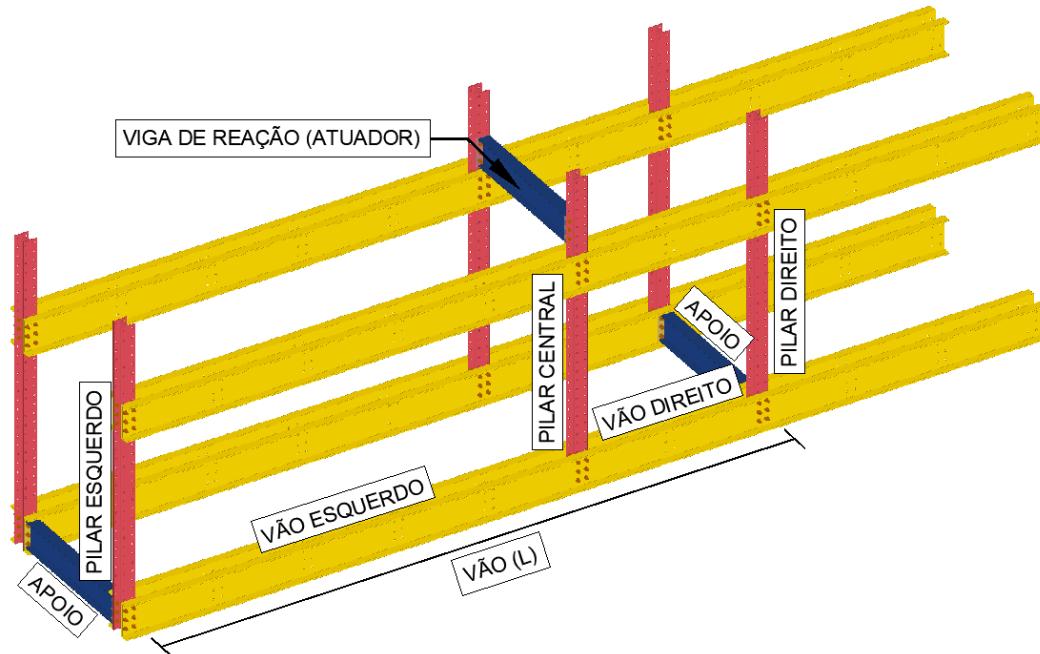
O escopo do presente estudo é delimitado pela verificação da estrutura para ensaios de flexão em corpos de prova. Ora, considera-se flexão em três pontos (simétrica e assimétrica, isto é, com a carga ora no meio do vão e ora em outra posição) e ora, ensaio de flexão em quatro pontos. Nas figuras 17, 18 e 19 são mostrados os elementos fundamentais à montagem da estrutura para cada um dos três tipos de ensaios levantados. Destaca-se que o vão (L) ilustrado consiste no comprimento do elemento ensaiado, ou seja, distância entre apoios. Ainda, são nomeados elementos e trechos notórios a verificação da estrutura.

Figura 17 - Configuração de montagem em ensaio de flexão simples em três pontos



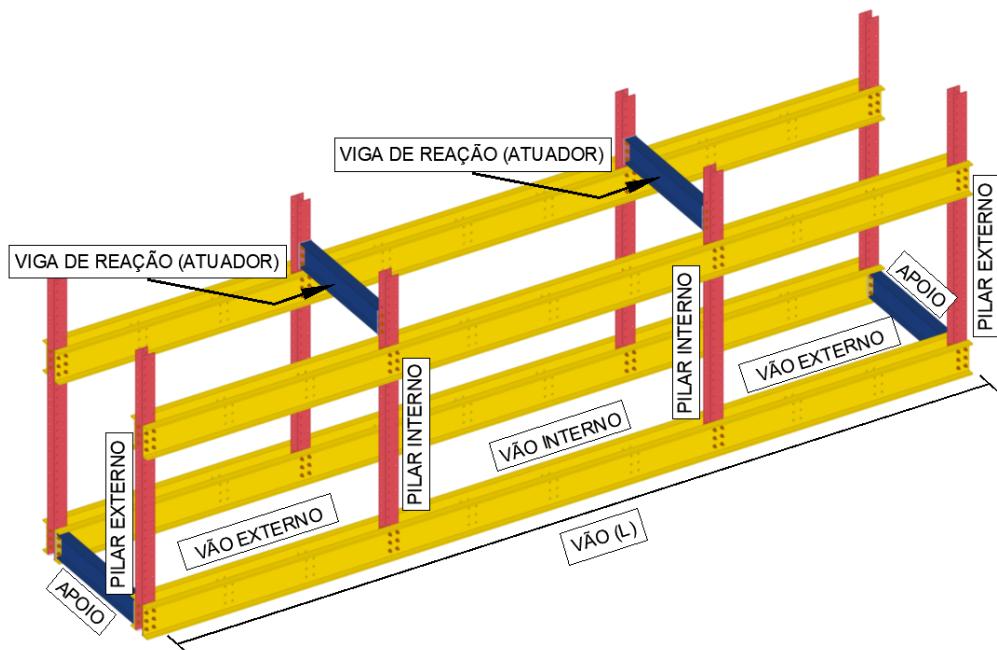
Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 18- Configuração de montagem em ensaio de flexão assimétrica em três pontos



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 19 - Configuração de montagem em ensaio de flexão em quatro pontos



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Considerando o padrão de furação e dimensões máximas dos elementos disponíveis é possível levantar as configurações de ensaios possíveis, sendo elas relacionadas conforme a

Tabela 7. A posição dos atuadores é dada em função do vão do elemento ensaiado a partir de uma de suas extremidades.

Tabela 7 - Configurações de ensaios avaliadas

CONDIÇÕES DE ENSAIOS PREVISTAS				
ENSAIO DE FLEXÃO EM 3 PONTOS	SIMÉTRICO	ID	VÃO (L)	ATUADOR I
		I	2 m	L/2
		II	4 m	L/2
		III	6 m	L/2
		IV	8 m	L/2
		V	10 m	L/2
	ASSIMÉTRICO	VI	3 m	L/3
		VII	4 m	L/4
		VIII	5 m	L/5
		IX	5 m	2L/5
		X	6 m	L/6
		XI	6 m	2L/6
		XII	7 m	L/7
		XIII	7 m	2L/7
		XIV	7 m	3L/7
		XV	8 m	L/8
		XVI	8 m	2L/8
		XVII	8 m	3L/8
		XVIII	9 m	L/9
		XIX	9 m	2L/9
		XX	9 m	3L/9
		XXI	9 m	4L/9
		XXII	10 m	L/10
	ENSAIO DE FLEXÃO EM 4 PONTOS	XXIII	10 m	2L/10
		XXIV	10 m	3L/10
		XXV	10 m	4L/10
		XXVI	4 m	L/4
		XXVII	6 m	2L/6
		XXVIII	6 m	L/6
		XXIX	8 m	3L/8
		XXX	8 m	2L/8
		XXXI	8 m	L/8
		XXXII	10 m	4L/10

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

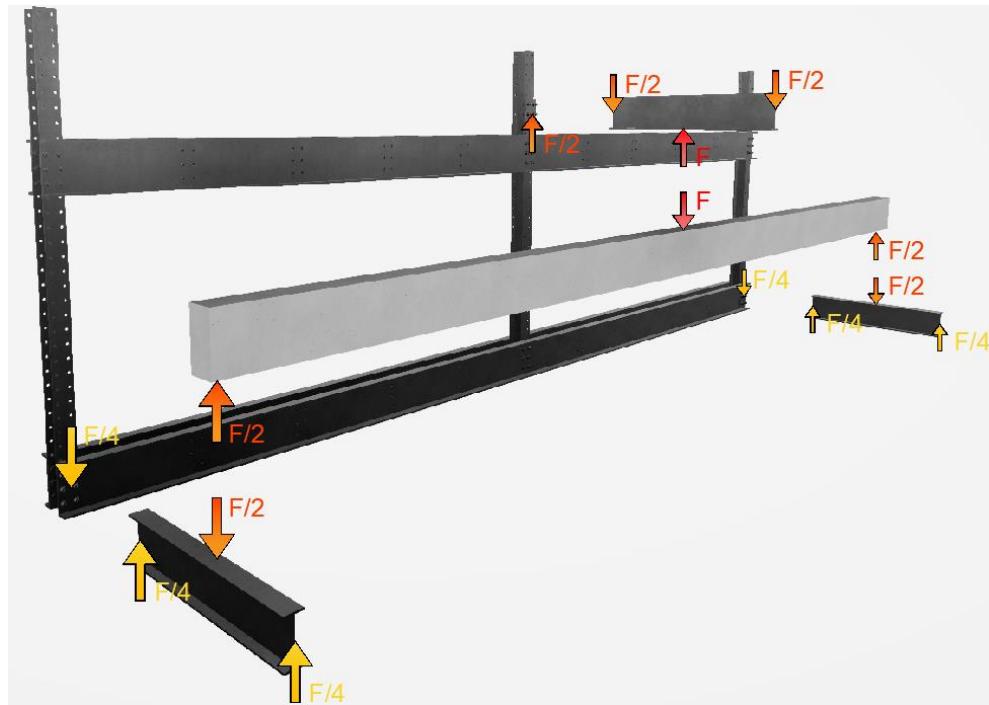
Assim, de maneira geral, pressupõe-se que em uma dada configuração de ensaio de flexão o corpo de prova apoia-se em duas vigas transversais inferiores e que o carregamento é aplicado por um atuador hidráulico disposto sob uma viga transversal localizada acima do corpo de prova conforme a Figura 20. Consequentemente, uma força F aplicada à estrutura é transferida à viga transversal que, por sua vez, apoia-se em dois pilares transmitindo metade da solicitação para esses elementos. Com isso, as vigas longitudinais trabalham resistindo a esforço cortante e momento fletor. Vale destacar que a resultante de forças sobre a estrutura é nula, uma vez que o somatório de cargas aplicadas sob as vigas de reação é igual ao daquelas que atuam sobre os apoios, contudo, em sentidos opostos. A figura 21 ilustra a transmissão de cargas entre a estrutura e o corpo de prova.

Figura 20 - Disposição de ensaio



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 21 - Transmissão de forças



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

5.2. MODELO DE CÁLCULO PARA A VIGA TRANSVERSAL

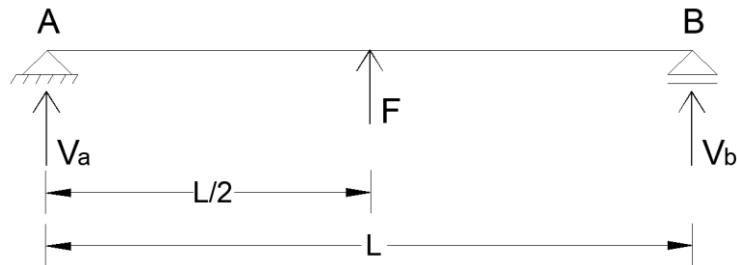
Parafraseando Martha (2010), ao considerar um modelo estrutural, suas condições de contorno em termos de deslocamentos e rotações devem ser capazes de representar a ligação do modelo com o meio externo, o qual pode ser suas fundações ou outras estruturas conectadas a estrutura modelada. É importante destacar que de acordo com o grau de impedimento da rotação relativa de barras unidas uma ligação pode ser classificada como rígida, flexível ou semirrígida (Fakury et al, 2017).

Frente ao exposto e observando a ligação da viga transversal aos pórticos planos, é válida a interpretação do modelo de viga biapoiada, não apenas pelo baixo grau de impedimento à rotação previsto na ligação, mas também pela consideração do caminho de projeto que se deseja impor para a transmissão do carregamento, assim, admitindo a falta de rigidez a rotação da ligação.

A figura 22 ilustra as dimensões, carregamentos e apoios considerados para o modelo de cálculo das vigas transversais, a força concentrada “F” representa a ação do atuador hidráulico ao centro da viga ou reações de apoio do elemento ensaiado, descrevendo uma configuração típica para os ensaios levantados anteriormente. As reações de apoio (V_a e V_b) são

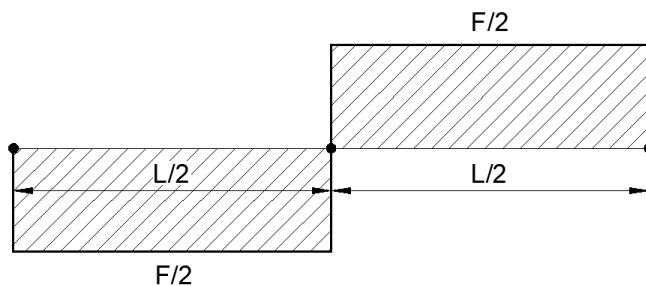
dadas por $-F/2$, os diagramas de esforço cortante e distribuição de momento fletor podem ser observados nas figuras 23 e 24.

Figura 22 - Modelo de barra para verificação da viga transversal



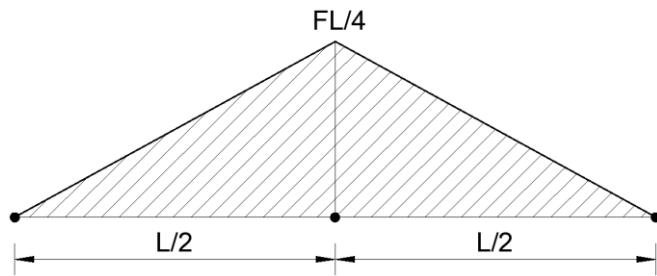
Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 23 - Diagrama de esforço cortante para a viga transversal



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 24 - Diagrama de momento fletor para a viga transversal



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

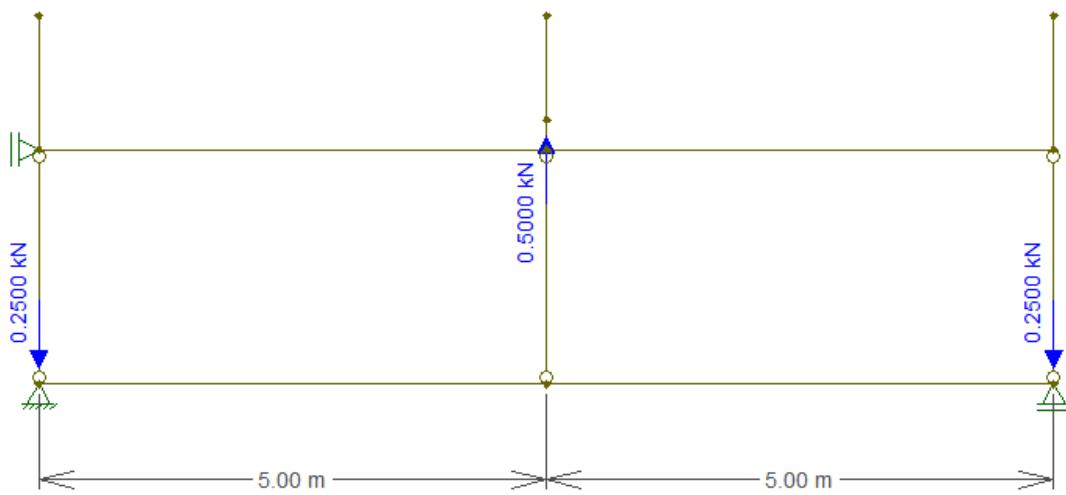
5.3. MODELO DE CÁLCULO PARA OS PÓRTICOS LONGITUDINAIS

Embora a distribuição de esforços nas vigas transversais sejam as mesmas para qualquer condição de ensaio, cada configuração de pórtico plano longitudinal da estrutura entrega uma resposta diferente em função da geometria adotada. Assim, para qualquer que seja a configuração de ensaio, o comportamento do plano composto por vigas longitudinais e pilares

é estudado com auxílio do Ftool, a fim de determinar seus esforços normais, cortantes e momento fletor.

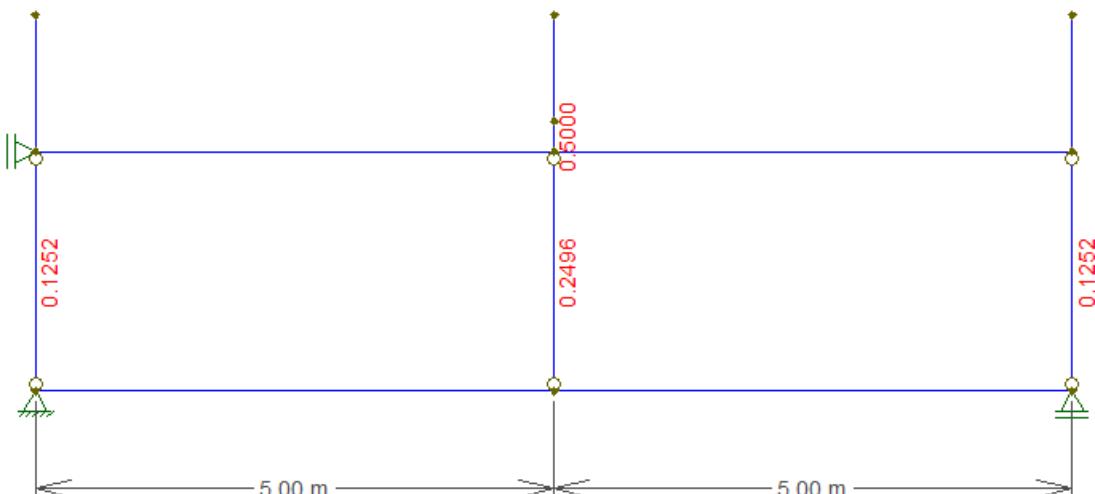
Como exemplo, são exibidos a seguir o lançamento da geometria e as respostas da estrutura para os pórticos planos longitudinais em ensaio de flexão em três pontos simétrico com vão de 10 metros (conforme o item V da tabela 7) que servirá também de exemplo na determinação dos esforços resistentes de cálculo. Vale destacar que não são observados valores de reações de apoio uma vez que esses são nulos.

Figura 25 - Geometria e carregamento para ensaio de flexão em três pontos



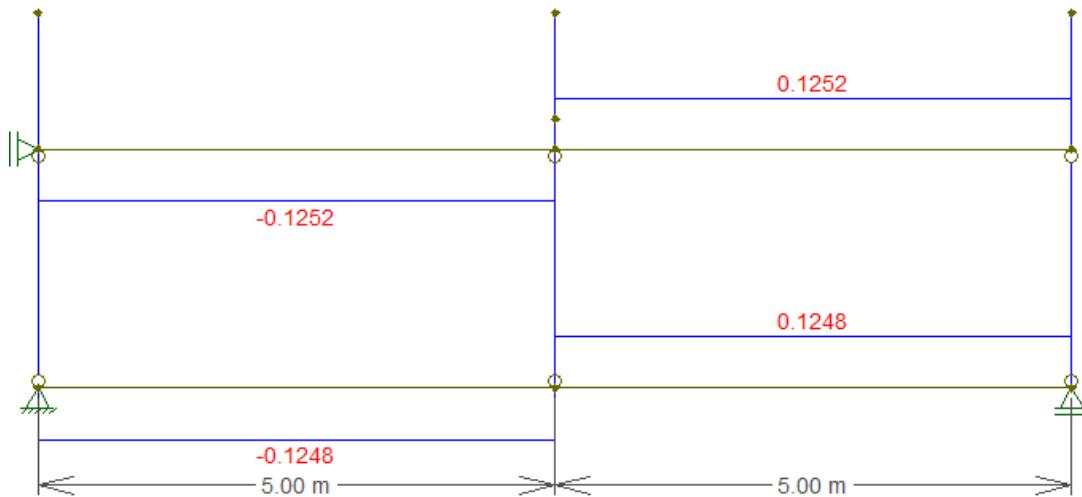
Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 26 - Diagrama de força normal para ensaio de flexão em três pontos



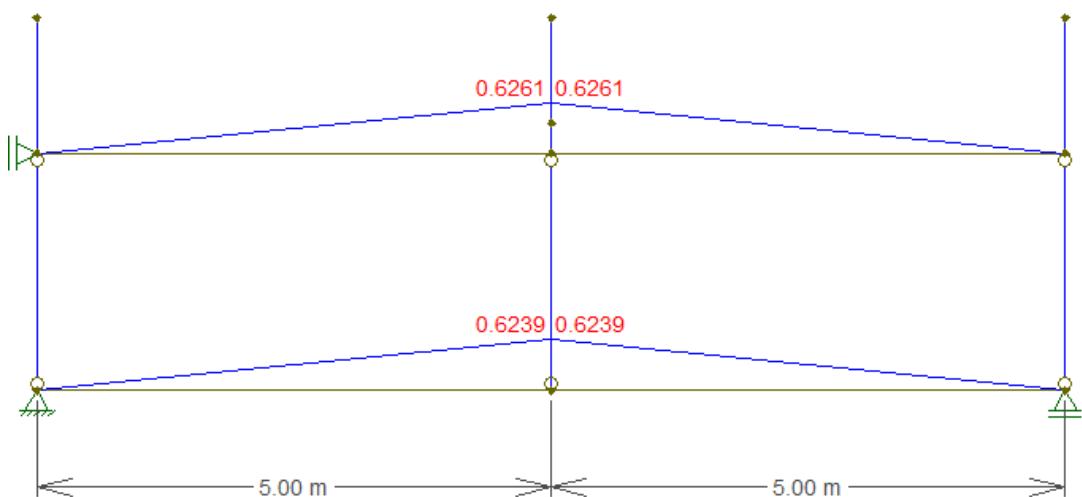
Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 27 - Diagrama de força cortante para ensaio de flexão em três pontos



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 28 - Momento fletor para ensaio de flexão em três pontos



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Embora as ligações entre vigas longitudinais e pilares forneçam binários capazes de transmitir momento fletores essas também são tomadas como rótulas, haja visto que a determinação precisa do grau de rigidez da ligação envolve estudos que extrapolam o desenvolvimento teórico das verificações de primeira ordem e carecem do desenvolvimento de estudos a parte por ensaios ou investigação por modelos computacionais por método de elementos finitos. Além disso, mesmo sendo consideradas como engastes, a transferência de momento fletor entre elementos de pilar e viga longitudinal é significativamente baixa devido à discrepância entre a rigidez a flexão dos pilares e vigas longitudinais.

O Apêndice D traz os resultados de esforço normal, cortante e momento fletor dos pórticos planos longitudinais para cada condição de ensaio levantada na tabela 7 dado um carregamento de 1 kN aplicado pelo atuador seguindo a nomeação dos elementos apresentados nas figuras 17, 18 e 19.

5.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRANSVERSAL

5.4.1. Determinação do momento fletor resistente de cálculo

Avaliando efeitos globais (FLT), com os dados levantados para o perfil K304,8x46,4 no capítulo 3 e o formulário até aqui apresentado, os valores de parâmetros de esbeltez relacionados à flexão da seção podem ser determinados através das equações 4.16, 4.17 e 4.18, sendo apresentados a seguir:

$$\lambda = 61,03$$

$$\lambda_p = 49,78$$

$$\lambda_r = 181,59$$

Portanto, seguindo o quadro 2, é esperado o colapso da seção por flambagem lateral com torção em regime elastoplástico, tendo seu valor:

$$M_{rk} = 164,07 \text{ kNm}$$

Todo o cálculo é realizado com auxílio de planilha eletrônica através do *Microsoft Excel* (2019) conforme o registro abaixo, sendo os dados de entradas referenciados a parte.

Quadro 7 - Momento fletor resistente nominal para viga transversal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇAO					
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO			MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ		
$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_a I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} (1 + 0,039 * \frac{J L_b^2}{C_w})}$					
M_{cr}	268,96	kNm			
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO					
$M_{rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$					
M_{rk}	164,07	kNm			
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO					
$M_{pl} = Z_x f_y$					
M_{pl}	169,74	kNm			
MOMENTO FLETOR DE INÍCIO DE ESCOAMENTO					
$M_r = W_x (f_y - \sigma_r)$					
M_r	103,24	kNm			
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.		ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO	
$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$		$\lambda_r = \frac{L_r}{r_y}$		$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	
λ	61,03	λ_r	181,59	λ_p	49,78
CONDIÇÕES DE FALHA					
Rótula Plástica		Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico		Flambagem Lateral com Torção - Elástico	
$\lambda < \lambda_p$		$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$		$\lambda_r \leq \lambda$	
M_{rk}	M_{pl}	M_{rk}	M_{rk}	M_{rk}	MENOR ($M_{cr}; M_{pl}$)
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)					
164,07					
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)					
149,15					

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

De modo similar, para avaliar efeitos locais na mesa, ao analisar os parâmetros de esbeltez do item 4.1.3.1 (FLM), determinam-se seus valores por meio das equações 4.19, 4.20 e 4.21 que resultam em:

$$\lambda = 4,60$$

$$\lambda_p = 10,75$$

$$\lambda_r = 28,06$$

Portanto, seguindo o quadro 3, é esperado o colapso da chapa da mesa da viga transversal por plastificação, que calculada conforme a equação 4.12 tem seu valor dado por:

$$M_{rk} = M_{pl} = 169,74 \text{ kNm}$$

O processo de cálculo é feito com auxílio de planilha eletrônica como mostra o registro abaixo.

Quadro 8 - Momento fletor resistente por flambagem local da mesa na viga transversal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LOCAL DA MESA									
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO			MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ						
$Mrk = Mcr = \frac{0,69Ea}{\lambda^2} Wx$									
M_{cr} 3854,80 kNm									
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO									
$Mrk = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda r - \lambda p}$									
M_{rk} 193,38 kNm									
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO									
$M_{pl} = Z_x f_y$									
M_{pl} 169,74 kNm									
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.		ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO					
$\lambda = \frac{b}{t}$		$\lambda r = 0,83 \sqrt{\frac{Ea}{f_y - \sigma_r}}$		$\lambda p = 0,38 \sqrt{\frac{Ea}{f_y}}$					
λ 4,60		λ_r 28,06		λ_p 10,75					
CONDIÇÕES DE FALHA									
Rótula Plástica		Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico		Flambagem Lateral com Torção - Elástico					
$\lambda < \lambda_p$		$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$		$\lambda_r \leq \lambda$					
M_{rk}		M_{pl}		M_{rk}					
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)									
169,74									
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)									
154,31									

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Repetindo o processo para efeitos locais na alma conforme o item 4.1.3.2 (FLA), os valores de parâmetros de esbeltez dados pelas equações 4.19, 4.22 e 4.23 resultam em:

$$\lambda = 25,86$$

$$\lambda_p = 106,35$$

$$\lambda_r = 161,22$$

Portanto, seguindo o quadro 4, é esperado o colapso da chapa da alma por plastificação, que calculada conforme a equação 4.12 tem seu valor registrado a seguir. Ainda, igualmente aos processos de cálculos anteriores, o mesmo é realizado com planilha eletrônica conforme exibido a seguir:

$$M_{rk} = M_{pl} = 169,74 \text{ kNm}$$

Quadro 9 - Momento fletor resistente por flambagem local da alma na viga transversal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA					
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO			MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ		
<i>Prevista para perfis de alma esbelta, não levantados no presente estudo</i>					
M_{cr}	-	kNm			
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO					
$Mrk = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda r - \lambda p}$					
Mrk	261,71	kNm			
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO					
$M_{pl} = Z_x f_y$					
M_{pl}	169,74	kNm			
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.		ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO	
$\lambda = \frac{b}{t}$		$\lambda r = 5,70 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$		$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	
λ	30,47	λ_r	161,22	λ_p	106,35
CONDIÇÕES DE FALHA					
Rótula Plástica		Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico		Flambagem Lateral com Torção - Elástico	
$\lambda < \lambda_p$		$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$		$\lambda_r \leq \lambda$	
Mrk	M_{pl}	M_{rk}	M_{rk}	Mrk	M_{cr}
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)					
169,74					
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)					
154,31					

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Conforme apresentado junto à revisão bibliográfica, pórticos de reação autoequilibrados devem ser dimensionados visando uma elevada rigidez da estrutura de carregamento, apresentando deformações tão pequenas quanto possíveis. Para isso, embora não sejam encontrados valores de referência em literatura, é razoável considerar que, sendo assegurado o regime elástico da estrutura de carregamento, as deformações por ela apresentada estarão dentro de limites aceitáveis a fim de que efeitos de segunda ordem ou parasitas não prejudiquem os resultados dos ensaios. Isso pode ser tomado como verdade quando os corpos de prova em ensaio de flexão são levados a seus limites de plastificação, ruptura ou instabilidade, apresentando deformações significativamente maiores que a estrutura de carregamento, de forma que os deslocamentos devidos à movimentação de partes da estrutura se tornam irrissórios perto das falhas observadas nos corpos de prova ensaiados.

De outra forma, visando também a durabilidade do equipamento e múltiplo usos da estrutura, o início de escoamento da seção transversal foi tomado como o estado-limite a ser considerado, avaliado conforme equação 4.11:

$$Mrk = M_r = 103,24 \text{ kNm}$$

Logo, para determinação do momento resistente de cálculo, basta considerar o coeficiente de ponderação da resistência correlacionado ao escoamento e instabilidade, denotado por “ γ_{a1} ”, com valor de 1,10.

$$M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,10}$$

$$M_{rd} = \frac{103,24}{1,10}$$

$$M_{rd} = 93,85 \text{ kNm}$$

Considerando exclusivamente esse elemento estrutural, o momento resistente e a configuração de carregamento conforme a figura 22, bem como, o diagrama de momento fletor conforme exibido na figura 24, pode-se determinar que a máxima força a ser aplicada no atuador desconsiderando coeficientes de ponderação de cargas:

$$F = 239,11 \text{ kN}$$

O valor acima é encontrado sabendo que o momento máximo em uma viga birotulada é alcançado ao centro de seu vão, dado pela quarta parte do produto do carregamento aplicado pelo seu comprimento (vão livre).

5.4.2. Força cortante resistente na viga transversal

Avaliando efeitos globais, com os dados levantados para o perfil K304,8x46,4 no capítulo 3 e o formulário até aqui apresentado, os valores de parâmetros de esbeltez da seção para cálculo da força cortante resistente nominal podem ser determinados através das equações 4.5, 4.9 e 4.10, tendo seus valores apresentados a seguir:

$$\lambda = 30,47$$

$$\lambda_p = 69,57$$

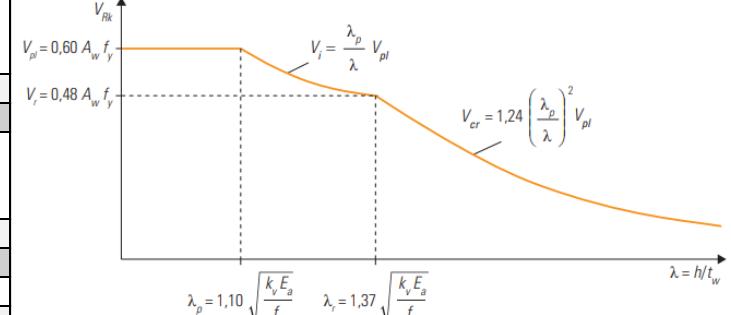
$$\lambda_r = 109,41$$

Portanto, seguindo o quadro 1, é esperado o colapso da seção por escoamento, tendo força resistente nominal dada pela força cortante de plastificação, conforme a equação 4.8:

$$V_{rk} = V_{pl} = 405,38 \text{ kN}$$

O cálculo é realizado com auxílio de planilha eletrônica, conforme registrado a seguir:

Quadro 10 - Flambagem por cisalhamento na viga transversal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM POR CISALHAMENTO					
FORÇA CORTANTE DE FLABAGEM ELÁSTICA			MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ		
$V_{cr} = k_v \frac{0,90 E_a A_w}{\lambda^2}$					
$V_{cr} = 2620,61$	kN				
FORÇA CORTANTE DE FLAMBAGEM ELASTOPLÁSTICO					
$V_i = 0,66 \frac{A_w}{\lambda} \sqrt{k_v E_a f_y}$					
$V_i = 925,72$	kN				
FORÇA CORTANTE DE PLASTIFICAÇÃO DA ALMA					
$V_{pl} = A_w f_{vy} = 0,64 A_w f_y$					
$V_{pl} = 405,38$	kN				
FORÇA CORTANTE DE INÍCIO DE ESCOAMENTO			COEFICIENTE DE FLAMBAGEM DA ALMA POR CISALHAMENTO (Kv)		
$V_R = A_w (f_{vy} - \tau_r)$			ALMA SEM ENRIJECEDOR, RELAÇÃO (a/3) > 3 ou a/h > (260tw/h)^2	5	
$V_r = 324,31$	kN		DEMAIS CASOS: $Kv = 5 + 5/(a/h)^2$	-	
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.		ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO	
$\lambda = \frac{h}{t_w}$		$\lambda_r = 1,73 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$		$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$	
$\lambda = 30,47$		$\lambda_r = 109,41$		$\lambda_p = 69,57$	
CONDIÇÕES DE FALHA					
Rótula Plástica	Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico		Flambagem Lateral com Torção - Elástico		
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$		$\lambda_r \leq \lambda$		
V_{rk}	V_{pl}	V_{rk}	V_i	V_{rk}	V_{cr}
FORÇA CORTANTE RESISTENTE NOMINAL (kN)					
405,38					
FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO (kN)					
368,53					

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Agora, novamente considerando a durabilidade do equipamento e múltiplos usos da estrutura e sua rigidez, o início de escoamento da seção transversal foi tomado como o estado-limite a ser considerado, dado por meio da equação 4.3, tem seu valor:

$$V_{rk} = V_r = 324,31 \text{ kN}$$

Ainda, considerando efeitos locais, ao analisar cada estado-limite último levantado no item 4.1.4, a capacidade de carga de ensaio tomada pela estrutura fica conhecida por:

$$F = 628,76 \text{ kN}$$

Portanto, para a viga transversal, considerando efeitos de cortante e carregamento por força localizada ao centro de seu vão, fica definida a máxima força resistente de cálculo de 628,76 kN, haja vista que para obter um cortante equivalente ao de início do escoamento é necessário aplicar uma força de 648,62 kN. Destaca-se que, para todas as formas de colapso por força concentrada, os correspondentes valores de resistência são calculados com auxílio de planilha eletrônica, sendo registrados no Apêndice C.

5.5. DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGITUDINAL

5.5.1. Determinação do momento fletor resistente de cálculo

A determinação é feita de modo similar às vigas transversais, contudo, deve-se avaliar efeitos devido a variação do comprimento destravado e a correta entrada de valores de parâmetros de seção por se tratar de um elemento formado por dois perfis. Em primeira análise o elemento de viga longitudinal é estudado como um único perfil U e, após obtenção de seus valores de resistência, adota-se o dobro da resistência a fim de obter um valor representativo da divisão de cargas entre os perfis da viga longitudinal. Vale destacar que, embora sejam observados espaçadores ao longo das vigas longitudinais, esses não são previstos em distâncias regulares e por isso não asseguram o trabalho conjunto dos perfis, isso evita que erros por descuidos quanto ao seu posicionamento sejam cometidos na montagem da estrutura. A segurança quanto ao comportamento conjunto dos elementos que compõem a seção transversal das vigas longitudinais é dada pela simetria de sua geometria, seção e carga dos elementos e meios de ligação.

As verificações a seguir são realizadas para a configuração de ensaio V (ensaio de flexão simples simétrico) em função dos trechos de viga longitudinal entre pilares, destaca-se que basta a verificação de apenas um de seus trechos devido à simetria da estrutura.

Considerando efeitos globais (FLT), observando as equações 4.16, 4.17 e 4.18, é possível determinar os parâmetros de esbeltez para o perfil U381x59,5. As equações envolvidas são resolvidas com auxílio de planilha eletrônica e, assim como as verificações anteriores, seus valores de cálculo são mostrados em sequência.

$$\lambda = 221,28$$

$$\lambda_p = 49,78$$

$$\lambda_r = 212,01$$

Portanto, seguindo o quadro 2 é esperado o colapso por flambagem lateral com torção em regime elástico, tendo seu valor:

$$M_{rk} = 126,71 \text{ kNm}$$

Quadro 11 - Momento fletor resistente nominal para viga longitudinal condição II

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇO - ID V		
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO		MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ
$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_a I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} (1 + 0,039 * \frac{Jl_b^2}{C_w})}$		$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_a f_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{Jl_b^2}{C_w} \right)} \leq M_{pl}$ $M_{\alpha} = \frac{C_b \pi^2 E_a f_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{Jl_b^2}{C_w} \right)}$
$M_{cr} = 126,71$ kNm		
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO		
$M_{rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$		
$M_{rk} = 127,52$ kNm		
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO		
$M_{pl} = Z_x f_y$		
$M_{pl} = 234,33$ kNm		
MOMENTO FLETOR DE INÍCIO DE ESCOAMENTO		
$M_r = W_x (f_y - \sigma_r)$		
$M_r = 133,29$ kNm		
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.
$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$		$\lambda_r = \frac{L_r}{r_y}$
$\lambda = 221,28$		$\lambda_r = 212,01$
CONDIÇÕES DE FALHA		
Rótula Plástica	Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico	
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$	
M_{rk}	M_{pl}	M_{rk}
		M_{rk}
		$MENOR (M_{cr}; M_{pl})$
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)		
126,71		
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)		
115,19		

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Prosseguindo para a verificação de efeitos locais por flexão, a tabela a seguir resume os valores encontrados para os parâmetros de esbeltez das chapas de alma e mesa do perfil U381x59,5. Aqui são empregadas as fórmulas apresentadas em 4.19, 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 resolvidas com auxílio de planilhas eletrônicas.

Tabela 8 - Resumo de parâmetros de esbeltez da alma e da mesa U381x59,5

ESBELTEZ DE ALMA E MESA PARA O PERFIL U		
ALMA	λ	25,86
	λ_p	106,35
	λ_r	161,22
MESA	λ	5,42
	λ_p	10,75
	λ_r	28,06

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Para ambas as chapas o colapso esperado ocorre por plastificação, portanto seu valor é tomado pela equação 4.12:

$$M_{rk} = M_{pl} = 234,33 \text{ kNm}$$

O registro do cálculo por planilha eletrônica é demonstrado nos quadros 12 e 13.

Quadro 12 - Momento fletor resistente por flambagem local da alma na viga longitudinal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA - ID V					
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO			MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ		
<i>Prevista para perfis de alma esbelta, não levantados no presente estudo</i>					
M_{cr}	-	kNm			
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO					
$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$					
M_{rk}	382,53	kNm			
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO					
$M_{pl} = Z_x f_y$					
M_{pl}	234,33	kNm			
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.		ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO	
$\lambda = \frac{b}{t}$		$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{Ea}{f_y}}$		$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{Ea}{f_y}}$	
λ	25,86	λ_r	161,22	λ_p	106,35
CONDIÇÕES DE FALHA					
Rótula Plástica	Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico		Flambagem Lateral com Torção - Elástico		
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$		$\lambda_r \leq \lambda$		
M_{rk}	M_{pl}	M_{rk}	M_{rk}	M_{rk}	M_{cr}
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)					
234,33					
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)					
213,03					

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Quadro 13 - Momento fletor resistente por flambagem local da mesa na viga longitudinal

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM LOCAL DA MESA - ID V		
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELÁSTICO		MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ
$Mrk = Mcr = \frac{0,69Ea}{\lambda^2} Wx$		
M_{cr}	3580,51	kNm
MOMENTO FLETOR CRÍTICO ELASTOPLÁSTICO		
$Mrk = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$		
M_{rk}	265,44	kNm
MOMENTO FLETOR DE PLASTIFICAÇÃO		
$M_{pl} = Z_x f_y$		
M_{pl}	234,33	kNm
ESBELTEZ		ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.
$\lambda = \frac{b}{t}$		$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{Ea}{f_y - \sigma_r}}$
λ	5,42	λ_r
		28,06
CONDIÇÕES DE FALHA		
Rótila Plástica	Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico	
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$	$\lambda_r \leq \lambda$
M_{rk}	M_{pl}	M_{rk}
MOMENTO FLETOR RESISTENTE NOMINAL (kNm)		234,33
MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO (kNm)		
		213,03

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Para determinar o valor do momento resistente de cálculo deve-se considerar o coeficiente de ponderação da resistência correlacionado ao escoamento e instabilidade, denotado por “ γ_{a1} ” com valor de 1,10. Não somente, dobra-se o valor obtido para que seja considerada a divisão dos esforços solicitantes entre os perfis U381x59x5.

$$M_{rd} = 2 \times \frac{M_{rk}}{1,10}$$

$$M_{rd} = 2 \times \frac{126,71}{1,10}$$

$$M_{rd} = 230,38 \text{ kNm}$$

Com o resultado obtido é possível definir que, para a viga longitudinal, considerando efeitos de momento fletor, geometria e carregamento da condição V de ensaio juntamente aos valores de resistência referentes ao conjunto de perfis U, a máxima força resistente de cálculo a partir de um carregamento unitário aplicado ao centro da viga transversal consiste no valor de 367,96 kN. O resultado anteriormente expresso é dado pela simples divisão entre o momento fletor resistente de cálculo encontrado para o vão de 5 metros (230,38 kNm) e o máximo

momento fletor causado na viga longitudinal devido à aplicação de um carregamento unitário ao centro da viga transversal (figura 28).

Os valores máximos entregues pelos atuadores em função do colapso das vigas longitudinais em cada uma das configurações de ensaio levantadas são observados junto ao Apêndice D. Ainda, fica conhecido que para qualquer que seja o vão, em nenhum momento os mecanismos de falha por flambagem local sobrepõem os globais. A tabela a seguir relaciona o máximo momento fletor resistente de cálculo em função do comprimento destravado (vão) da viga:

Tabela 9 - Momento resistente em função do vão entre pilares

MOMENTO RESISTENTE		
<i>L</i> (m)	<i>M_{Rd}</i> (kNm)	ELU
1	121,17	Escoamento
2	121,17	Escoamento
3	121,17	Escoamento
4	121,17	Escoamento
5	115,19	FLT - Elástico
6	93,87	FLT - Elástico
7	79,35	FLT - Elástico
8	68,79	FLT - Elástico
9	60,75	FLT - Elástico
10	54,42	FLT - Elástico

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

5.5.2. Força cortante resistente na viga longitudinal

Novamente, observando as equações 4.5, 4.9 e 4.10, o primeiro passo consiste na obtenção dos parâmetros de esbeltez da seção U381x59,5. Com auxílio de planilha eletrônica, quadro 14, é possível determinar os seguintes valores:

$$\lambda = 25,86$$

$$\lambda_p = 69,57$$

$$\lambda_r = 109,41$$

Observando o quadro 1, é esperado o colapso por plastificação da seção, conforme a equação 4.8 seu valor é por:

$$V_{rk} = V_{pl} = 754,38 \text{ kN}$$

Quadro 14 - Flambagem por cisalhamento na viga longitudinal, condição V

AVALIAÇÃO POR FLAMBAGEM POR CISALHAMENTO - ID V		
FORÇA CORTANTE DE FLABAGEM ELÁSTICA		MOMENTO FLETOR x PARÂMETRO DE ESBELTEZ
$V_{cr} = k_v \frac{0,90 E_a A_w}{\lambda^2}$		
V_{cr}	6766,47	kN
FORÇA CORTANTE DE FLAMBAGEM ELASTOPLÁSTICO		
$V_i = 0,66 \frac{A_w}{\lambda} \sqrt{k_v E_a f_y}$		
V_i	2029,19	kN
FORÇA CORTANTE DE PLASTIFICAÇÃO DA ALMA		
$V_{pl} = A_w f_{vy} = 0,6 A_w f_y$		
V_{pl}	754,38	kN
FORÇA CORTANTE DE INÍCIO DE ESCOAMENTO		COEFICIENTE DE FLAMBAGEM DA ALMA POR CISALHAMENTO (Kv)
$V_r = A_w (f_{vy} - \tau_r)$		ALMA SEM ENRIJECEDOR, RELAÇÃO $(a/3) > 3$ ou $a/h > (260tw/h)^2$
V_r	603,50	kN
ESELTEZ	ESBELTEZ CORRESPONDENTE AO INÍCIO DO ESC.	ESBELTEZ CORRESPONDENTE À PLASTIFICAÇÃO
$\lambda = \frac{h}{t_w}$	$\lambda_r = 1,73 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$	$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$
λ	25,86	λ_r
		109,41
		λ_p
		69,57
CONDIÇÕES DE FALHA		
Rótula Plástica	Flambagem Lateral com Torção - Elastoplástico	Flambagem Lateral com Torção - Elástico
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$	$\lambda_r \leq \lambda$
V_{rk}	V_{pl}	V_r
V_{rk}	V_{pl}	V_r
FORÇA CORTANTE RESISTENTE NOMINAL (kN)		
754,38		
FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO (kN)		
685,80		

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Uma vez que as vigas longitudinais recebem cargas dos pilares diretamente em sua alma, não se aplicam os estados limites-últimos por forças localizadas. Ainda, com o intuito de preservar a estrutura para múltiplos usos, a força cortante limite será dada como aquela capaz de conduzir o início do escoamento, assim:

$$V_{rk} = V_r = 603,50 \text{ kN}$$

Para determinação da força resistente de cálculo, basta considerar o coeficiente de ponderação da resistência correlacionado ao escoamento e instabilidade, denotado por “ γ_{a1} ”, com valor de 1,10. Por fim, dobra-se o valor obtido para que seja considerada a divisão dos esforços solicitantes entre os perfis U381x59x5.

$$V_{rd} = 2 \times \frac{V_{rk}}{1,10}$$

$$V_{rd} = 2 \times \frac{603,50}{1,10}$$

$$V_{rd} = 1097,27 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,73 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$$

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Portanto, para a viga longitudinal, considerando apenas efeitos de cortante e a configuração de ensaio V, torna-se possível calcular a máxima força resistente de cálculo a partir do carregamento unitário, sendo ela dada pela simples divisão entre a força cortante resistente de cálculo encontrado para o vão de 5 metros (1097,27 kN) e o máximo esforço cortante causado pela força unitária (figura 20) conforme apresentado a seguir:

$$F = 8764,16 \text{ kN}$$

Esses processos de verificação são repetidos para cada condição de ensaio levantada, avaliando-se trecho a trecho de viga longitudinal. Os valores de esforços e momento fletor presentes em cada trecho em virtude do carregamento unitário e a correspondente resistência se encontram no Apêndice D, bem como, a máxima força a ser entregue pelo atuador que seja capaz de provocar o início de escoamento da ruptura ou um de seus estados limite-últimos.

5.6. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

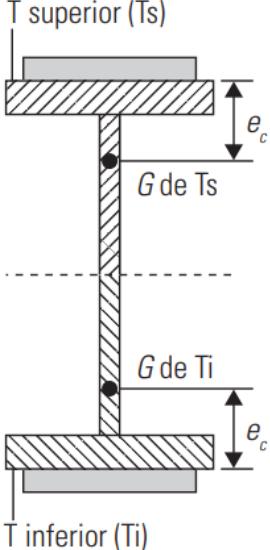
Para qualquer que seja o ensaio tomado, os pilares devem apresentar os mesmos valores de resistência devido aos efeitos de tração não sofrerem variação com o comprimento ou posicionamento dos elementos. Iniciando pela avaliação do escoamento e ruptura da seção efetiva do perfil, com os dados apresentados no capítulo 3, é possível realizar a aplicação direta das equações 4.29 e 4.30, que resultam nos valores seguir:

$$N_{t,Rd} = 823,00 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 918,64 \text{ kN}$$

A saber, os valores dos parâmetros levantados para determinação da área líquida e área líquida efetiva da seção são resumidos na tabela a seguir:

Quadro 15 - Parâmetros para determinação de A_n e A_e

DETERMINAÇÃO DA ÁREA BRUTA, LÍQUIDA E EFETIVA																									
Parâmetros	Área bruta (cm^2)																								
 <p>T superior (T_s) G de T_s e_c ----- G de T_i e_c T inferior (T_i)</p>	<p><i>Tabela de Perfis</i></p> <table> <tr> <td>A_g</td><td>47,3</td></tr> <tr> <td colspan="2">Área líquida (cm^2)</td></tr> <tr> <td colspan="2">$A_n = A_g - 4(d_f \times t_f)$</td></tr> <tr> <td>$A_n$</td><td>36,21</td></tr> <tr> <td colspan="2">Coeficiente de Redução</td></tr> <tr> <td>$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$</td><td>$G$ 61,82</td></tr> <tr> <td></td><td>e_c 14,38</td></tr> <tr> <td></td><td>l_c 100</td></tr> <tr> <td>C_t</td><td>0,86</td></tr> <tr> <td colspan="2">Área líquida efetiva</td></tr> <tr> <td colspan="2">$A_e = C_t \times A_n$</td></tr> <tr> <td>A_e</td><td>31,00</td></tr> </table>	A_g	47,3	Área líquida (cm^2)		$A_n = A_g - 4(d_f \times t_f)$		A_n	36,21	Coeficiente de Redução		$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$	G 61,82		e_c 14,38		l_c 100	C_t	0,86	Área líquida efetiva		$A_e = C_t \times A_n$		A_e	31,00
A_g	47,3																								
Área líquida (cm^2)																									
$A_n = A_g - 4(d_f \times t_f)$																									
A_n	36,21																								
Coeficiente de Redução																									
$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$	G 61,82																								
	e_c 14,38																								
	l_c 100																								
C_t	0,86																								
Área líquida efetiva																									
$A_e = C_t \times A_n$																									
A_e	31,00																								

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Portanto, para os pilares, a máxima força axial resistente de cálculo é dada pelo escoamento da seção, ou seja, 823,00 kN. Ainda, sabendo que a força solicitante máxima encontrada nos pilares ocorre nos trechos entre o nó de ligação da viga transversal e o nó de ligação da viga longitudinal (Figura 26) e desconsiderando coeficientes de ponderação de ações, a máxima força aplicada pelo atuador de modo a ocasionar o estado-limite mencionado corresponde ao dobro da capacidade de escoamento da seção:

$$F = 1646,00 \text{ kN}$$

5.7. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

Os valores de resistência das ligações são os mesmos para qualquer configuração de ensaio, uma vez que seu arranjo não é afetado pela realocação de barras. Diferentemente das vigas, a verificação das ligações não considera previamente parâmetros de esbeltez, sendo cada forma de colapso obtida pela aplicação direta do formulário apresentado no item 4.5.

5.7.1. Força cortante resistente de cálculo no conjunto de parafusos

Conforme as figuras 14 e 15, cada região nodal conta com um total de seis parafusos e, aplicando a equação 4.36 junto aos dados de diâmetro e resistência ao cisalhamento do material

descritos no item 3, pode ser obtido o seguinte valor de resistência ao cisalhamento dos parafusos:

$$F_{v,Rd} = 286,22 \text{ kN}$$

Vale destacar que foi considerada a utilização de parafusos do tipo comum com plano de corte na rosca, ainda, a verificação é feita com planilha eletrônica conforme exibido a seguir.

Quadro 16 - Força cortante resistente de cálculo

FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO		
$F_{v,Rd} = n_t \frac{\alpha_b A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$	α_b	0,4
	$A_b (\text{mm}^2)$	387,94
	γ_{a2}	1,35
	$f_{ub} (\text{MPa})$	415
$F_{v,Rd} (\text{kN})$		286,22

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

Portanto, sabendo que apenas metade da carga aplicada a viga transversal pelo atuador chega como solicitação aos apoios, o valor da máxima força a ser aplicada pelo atuador de modo a ocasionar o cisalhamento dos parafusos é de:

$$F = 572,44 \text{ kN}$$

5.7.2. Força cortante resistente por pressão de contato

Ao observar as equações 4.37 e 4.38 a falha por pressão de contato é esperada por meio da chapa de topo presente na ligação entre viga transversal e pilar, uma vez que essa apresenta a menor espessura se comparada com as mesas dos pilares ou mesmo alma da viga longitudinal, não somente, para a chapa de topo verifica-se menor distância entre furo e borda. Realizando a substituição direta dos parâmetros de cálculo das equações mencionadas encontra-se:

$$F_{c,Rd} = 190,90 \text{ kN}$$

$$F'_{c,Rd} = 169,71 \text{ kN}$$

Assim, adotando o menor valor acima, sabendo que a região nodal dispõe de seis furos e que apenas metade da carga do atuador chega como solicitante junto as ligações, é possível concluir que a máxima força que pode atuar na viga transversal é:

$$F = 2036,52 \text{ kN}$$

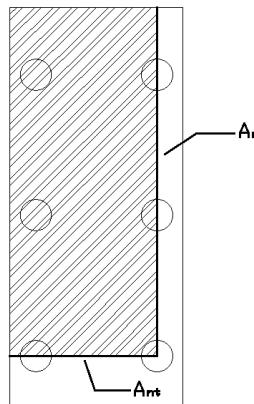
5.7.3. Força resistente de rasgamento

Para avaliar as áreas de tração e cisalhamento são traçadas linhas de ruptura conforme a figura contida no quadro 18, com os dados levantados no capítulo 3 e aplicando as equações 4.40 e 4.41 é possível determinar:

$$F_{r,Rd} = 572,93 \text{ kN}$$

$$F'_{r,Rd} = 509,57 \text{ kN}$$

Quadro 17 - Cálculo e parâmetros para colapso por rasgamento da chapa de ligação

COLAPSO POR RASGAMENTO		PERÍMETRO RES.
$F_{r,Rd} = \frac{0,6A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}}$		
$F'_{r,Rd} = \frac{0,6A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}}$		
$A_{nt} (\text{mm}^2)$	749,47	
$A_{nv} (\text{mm}^2)$	1973,62	
$A_{gv} (\text{mm}^2)$	2587,50	
$F_{r,Rd} (\text{kN})$	572,93	
$F'_{r,Rd} (\text{kN})$	509,57	

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

O dimensionamento foi realizado considerando uma distribuição uniforme de tensões na chapa, ou seja, com coeficiente C_{ts} igual a unidade. Portanto, considerando unicamente o rasgamento, a máxima força entregue pelo atuador é:

$$F = 1019,14 \text{ kN}$$

Vale destacar que foram avaliados diferentes perímetros de ruptura em função da altura onde ocorre a linha de ruptura para a área tracionada e que o valor expresso anteriormente é tomado como duas vezes a resistência ao colapso por rasgamento, uma vez que apenas metade da carga do atuador chega à chapa.

5.7.4. Cisalhamento da chapa de topo

A verificação da máxima força que pode ser aplicada considerando apenas o cisalhamento da chapa de topo é feita conforme as equações 4.42 e 4.43 e os dados levantados no capítulo 3, com auxílio de planilha eletrônica encontra-se:

$$F_{Rd} = 423,41 \text{ kN}$$

$$F'_{Rd} = 421,04 \text{ kN}$$

Quadro 18 - Cálculo e áreas adotadas para verificação ao cisalhamento da chapa de ligação

CISALHAMENTO DA CHAPA DE LIGAÇÃO			
ESCOAMENTO		CISALHAMENTO	
$F_{Rd} = \frac{0,6A_{gv}f_y}{\gamma_{a1}}$		$F'_{Rd} = \frac{0,6A_{nv}f_u}{\gamma_{a2}}$	
$A_{gv} (\text{mm}^2)$	3105,00	$A_{nv} (\text{mm}^2)$	2368,34
$f_y (\text{MPa})$	250,00	$f_u (\text{MPa})$	400,00
γ_{a1}	1,10	γ_{a2}	1,35
Menor ($F_{Rd}; F'_{Rd}$)			
$F'_{Rd} (\text{kN})$		421,04	

Fonte: Elaborada pelo autor (2024)

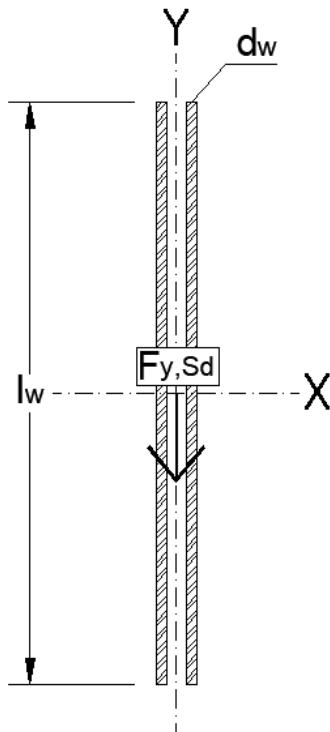
Assim, a máxima força entregue pelo atuador poderia ser tomada por:

$$F = 842,08 \text{ kN}$$

5.7.5. Verificação da solda

A favor da segurança, as soldas são verificadas considerando que toda transferência de esforço cortante (cisalhamento) ocorre unicamente pela região da alma do perfil. Assim, embora a solda apresente-se em todo o contorno do perfil, é considerado para cálculo apenas o cordão de comprimento igual a distância das faces internas das mesas do perfil da viga transversal. Outro fator simplificador, consiste na adoção da espessura mínima exigida por norma para a perna do filete, uma vez que a medida exata desse parâmetro se torna complicada com o uso de ferramentas usuais como régua e paquímetros. A figura 29 ilustra os parâmetros de cálculo a serem adotados.

Figura 29 - Parâmetros para verificação de solda na região nodal da viga transversal



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Segundo os mesmos princípios, o metal solda é adotado em função das características do metal-base (espessura de chapa inferior a 19 mm com resistência classe 6). O quadro a seguir exibe o resultado obtido.

Quadro 19 - Força solicitante máxima para rompimento da solda de chapa de topo

COLAPSO POR CISALHAMENTO DA SOLDA		
f_w	415	MPa
d_w	5	mm
l_w	267,3	mm
TENSÃO RESISTENTE		
$\tau_{w,Rd} = \frac{0,60f_w}{\gamma_w 2}$		
$\tau_{w,Rd}$	184,44	MPa
FORÇA SOLICITANTE MÁXIMA		
$F_{y,Sd} = \tau_{w,Rd} \times A_{ew}$		
$F_{y,Sd}$	348,57	kN

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Assim, sabendo que o esforço cortante no metal de solda consiste na metade da força de carregamento da viga transversal, fica determinado que o máximo carregamento resistido em função do cisalhamento das soldas é de:

$$F = 697,14 \text{ kN}$$

5.8. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ENSAIO

Avaliando os esforços solicitantes e resistentes de cada elemento para os 35 ensaios previstos é possível determinar o máximo carregamento que a estrutura de ensaio é capaz de suportar. É notória a discrepância entre a limitação de carregamento imposta por flexão global da viga transversal em relação aos demais elementos conforme Apêndice D, esse estado-limite último governa todas as 35 configurações de ensaio. Logo, seja qual for a configuração tomada, a máxima carga entregue pelo atuador deve ser de:

$$F = 239,11 \text{ kN}$$

6. AMPLIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ENSAIO

Dentre as vantagens da utilização de pórticos de reação autoequilibrados em ensaios mecânicos está a possibilidade de reproduzir fielmente as condições de campo em laboratório, assim, deseja-se que elementos estruturais ou peças solicitadas a esforços mecânicos diversos sejam ensaiadas sem qualquer interferência de fatores advindos da redução de suas escalas. Como consequência, os carregamentos de ensaios podem ser tão elevados quanto necessários para obtenção da resposta desejada.

Diante do exposto, deseja-se obter uma estrutura que suporte a carregamentos tão elevados quanto os possíveis, extraíndo o máximo de seus elementos.

6.1. OTIMIZAÇÃO DAS CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO

Para um melhor aproveitamento da capacidade de ensaio em função das vigas longitudinais, as configurações de montagem do equipamento inicialmente propostas podem ser alteradas considerando a inserção de pilares. A proposta consiste em impossibilitar a ocorrência da flambagem lateral com torção em regime elástico, forçando o perfil a atingir o patamar de escoamento. Dessa forma, conforme a equação 4.14 e as possíveis configurações de montagem impostas pelo padrão de furação, deseja-se limitar o comprimento destravado (trecho entre pilares) das vigas longitudinais em no máximo 4 metros. A proposta é fundamentada conforme os resultados da tabela 9, onde pode-se notar que a resistência máxima à flexão dentro do regime elástico decai consideravelmente a partir de 5 metros, com valores máximos e de igual módulo para trechos de comprimento iguais ou inferiores a 4 metros. Vale ressaltar que a inserção de pilares exerce pouca ou nenhuma influência na resposta da estrutura quanto a distribuição de momento fletores e que, embora altere o coeficiente de forma (C_b) de alguns elementos, as verificações já foram realizadas considerando o caso crítico onde o coeficiente é unitário. A tabela a seguir traz os ensaios que são impactados por essa mudança, esclarecendo a carga limite de ensaio para seu maior vão considerando a subdivisão proposta.

Tabela 10 – Carga Limite de ensaio com trechos entre pilares inferiores a 5 mentores

NOVA CARGA LIMITE IMPOSTA PELA VIGA LONGITUDINAL			
ID	MAIOR VÃO (m)	MAIOR VÃO APÓS ALTERAÇÃO (m)	F_{Rd} (kN)
V	5	3	387,13
XII	6	3	560,08
XVI	6	3	643,34
XVII	6	3	515,19
XIX	8	4	621,08
XX	6	3	483,43
XXIII	8	4	604,20
XXIV	8	4	460,65
XXV	6	3	403,17
XXXI	6	3	969,38
XXXIV	6	3	484,69
XXXV	8	4	969,38

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Vale destacar que há ensaios além dos listados que se beneficiariam da subdivisão de trechos entre pilares, contudo, como esses já apresentam valores de resistência elevados, considerados próximos de 500 kN, não se justificam tais mudanças, principalmente pela consideração de perfis maiores para as vigas transversais.

6.2. PROPOSTA DE NOVOS PERFIS

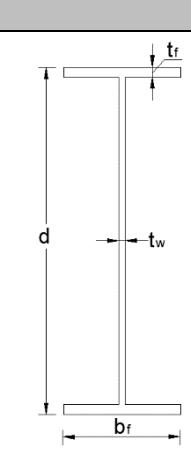
Com base nos resultados obtidos para o carregamento limite de ensaio, observa-se uma grande discrepância entre a carga limite imposta pela falha das vigas transversais em relação aos demais estados-limites últimos dos elementos da estrutura e suas ligações. A proposta de uma viga transversal capaz de resistir a um carregamento concentrado de até 500 kN é feita considerando que as vigas longitudinais atendem a essa carga de ensaio ou mesmo permitem que seja empregada o dobro da capacidade de carga inicial da estrutura em 28 das 35 configurações levantadas. Outra proposta é feita para um carregamento concentrado de 1000 kN, embora sejam poucas as configurações que suportem essa carga, o registro é feito tendo em vista a capacidade de ensaio das ligações e pilares que atendem a essa solicitação, ainda, fica entendido que investimentos maiores podem ser feitos a fim de substituir os perfis U381x59,5 mediante futuras demandas específicas, não sendo o propósito nesse momento.

6.2.1. VIGA TRANSVERSAL EM PERFIL W460x60

Para atender a carregamentos de 500 kN, capacidade típica de atuadores hidráulicos utilizados em ensaios mecânicos, para um mesmo vão de 1,57 metros é proposto o emprego do perfil laminado W460x60 produzido pela Gerdau tendo como material o ASTM A572 grau 50. O quadro a seguir registra os valores para os parâmetros de seção do perfil.

Quadro 20 - Parâmetros de seção W460x60

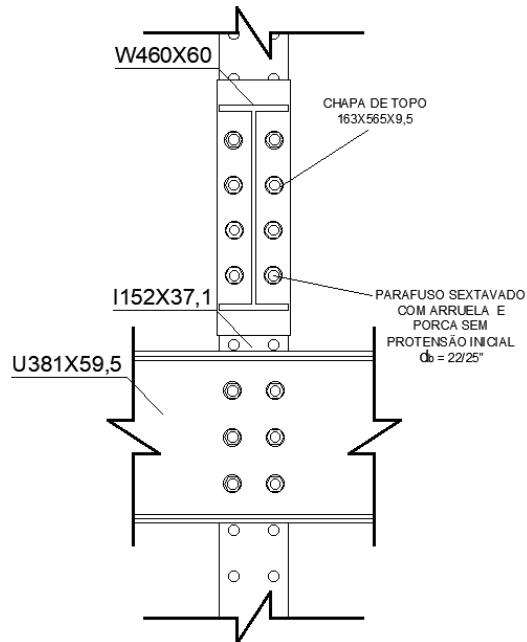
PERFIL W460x60	
PARÂMETRO	VALOR (mm)
t_f	13,30
t_w	8,00
b_f	153
d	455
LEGENDA	
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
b_f	Comprimento da mesa
d	Altura total



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

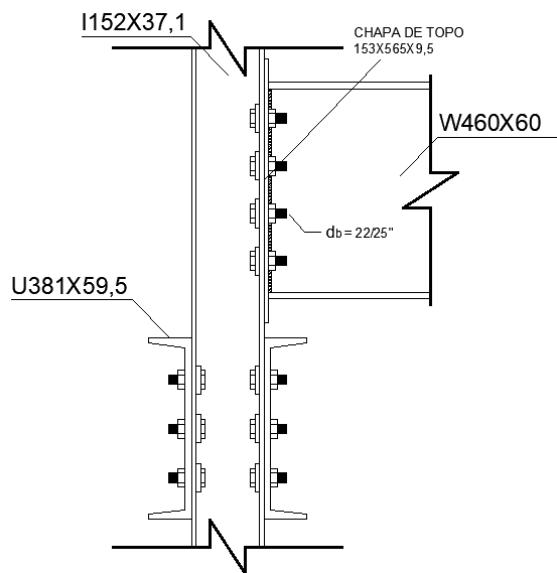
A região nodal é apresentada nas figuras 30 e 31, onde fica sendo conhecida a configuração dos parafusos, solda e chapa de topo, bem como, sua posição em relação a viga longitudinal. Vale ressaltar que foram mantidas as distâncias verticais e horizontais entre parafusos conforme o padrão de furação apresentado pelo pilar.

Figura 30 - Vista frontal ligação W460x60 com pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 31 - Vista lateral ligação W460x60 com pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

A escolha do perfil visa um investimento menos oneroso e que apresente uma capacidade de ensaio compatível com os demais elementos da estrutura. O processo de verificação é realizado conforme o capítulo 5 do presente texto que revela a carga limite de ensaio em função do enrugamento da alma por forças localizadas. Ainda, o quadro 21 resume

os valores de resistência do perfil e carga máxima do atuador em função dos mecanismos de falha estudados. Destaca-se que o quadro de propriedades geométricas e de material do perfil se encontram junto ao Apêndice B.

Quadro 21 - Cargas limites de ensaio em função das formas de falha do perfil W460x60

CARREGAMENTO LIMITE PERFIL W460x60			
FALHA	MECANISMO	RESISTENTE	CARGA MÁXIMA
Flexão Global	Início de escoamento	272,32 kNm	693,80 kN
Flexão Local	Plastificação da mesa	445,77 kNm	1135,72 kN
Cortante	Início de escoamento	602,78 kN	1205,56 kN
Forças Localizadas	Enrugamento da Alma	664,29 kN	664,29 kN
Região Nodal	Cisalhamento dos Parafusos	381,63 kN	763,26 kN

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Foram dispensadas as verificações quanto aos esforços de pressão de contato pelos parafusos nas mesas dos pilares e alma dos elementos que compõem a viga longitudinal, uma vez que suas espessuras são superiores a espessura da chapa de topo que não se mostrou menos competente que a resistência entregue pelo grupo de parafusos, de modo similar foram dispensadas as verificações da ligação parafusada das vigas longitudinais com os pilares, haja vista que representam um conjunto de 12 parafusos e, portanto, resistência superior a região nodal da própria viga transversal com os pilares. Por fim, conforme visto ao longo do capítulo 5, todos os elementos e meios de ligação apresentam resistência superior aos 250 kN entregues como solicitação na região nodal.

Além das verificações quanto aos esforços resistentes, é necessário garantir que as disposições construtivas sejam atendidas, assegurando a possibilidade de montagem e operação da estrutura. As equações a seguir visam descrever as distâncias mínimas entre centros de furos, centro de furo e chapa e centro de furo e borda, respectivamente.

$$e_{ff} \geq 3,0d_b \quad (6.1)$$

$$e_{fc} \geq 1,35d_b \quad (6.2)$$

$$e_{fb} \geq 1,25d_b \quad (6.3)$$

Quadro 22 - Verificação das disposições construtivas perfil W460x60

DISTÂNCIA FURO/FURO		DISTÂNCIA FURO/CHAPA		DISTÂNCIA FURO/BORDA	
e_{ff}	$e_{ff(mín)}$	e_{fc}	$e_{fc(mín)}$	e_{fb}	$e_{fb(mín)}$
100 mm	66,68 mm	41,00 mm	30,00 mm	30,40 mm	27,78 mm
OK		OK		OK	

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

6.2.2. VIGA TRANSVERSAL EM PERFIL W610x101

O processo para verificação de perfis para uma viga transversal que resista a 1000 kN demonstrou que o ponto crítico da proposta se encontra na região nodal, uma vez que são necessários ao menos 11 parafusos para que esses não sofram cisalhamento sendo que, por conveniência do padrão de furação, emprega-se um total de 12 parafusos. Isso, alinhado com o espaçamento vertical de 100 mm entre parafusos, conduz a perfis altos que facilmente passam nos critérios relacionados a flexão, não diferente, devido à grande altura de sua alma, a resistência aos esforços que promovem o início do escoamento por cisalhamento (cortante) também se apresentam significativamente elevados em relação a solicitante. O perfil adotado é apresentado conforme a tabela a seguir, desde já fica explícito sua produção em aço ASTM A572 grau 50 e que suas propriedades de seção são indicadas junto ao Apêndice B.

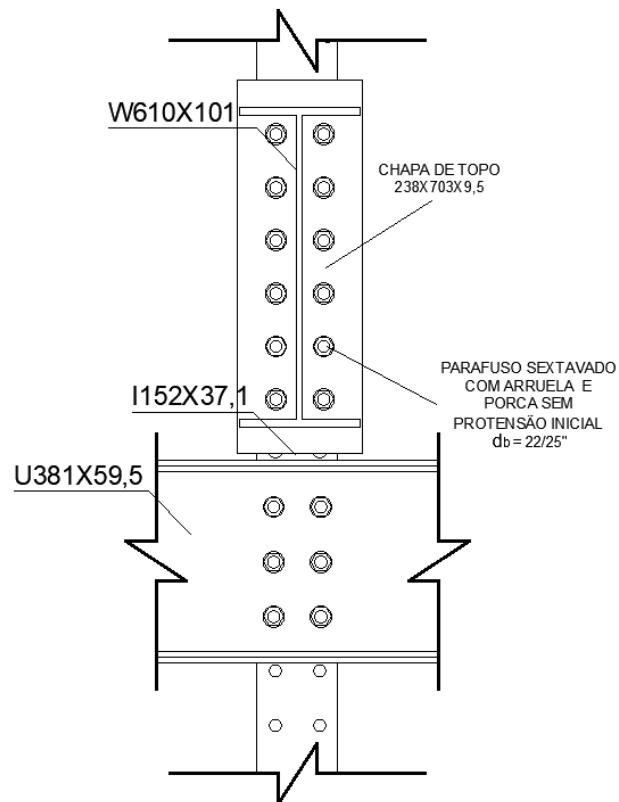
Quadro 23 - Parâmetros de seção W610x101

PERFIL W610x101		
PARÂMETRO	VALOR (mm)	
t_f	14,90	
t_w	10,50	
b_f	228	
d	603	
LEGENDA		
t_f	Espessura da mesa	
t_w	Espessura da alma	
b_f	Comprimento da mesa	
d	Altura total	

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

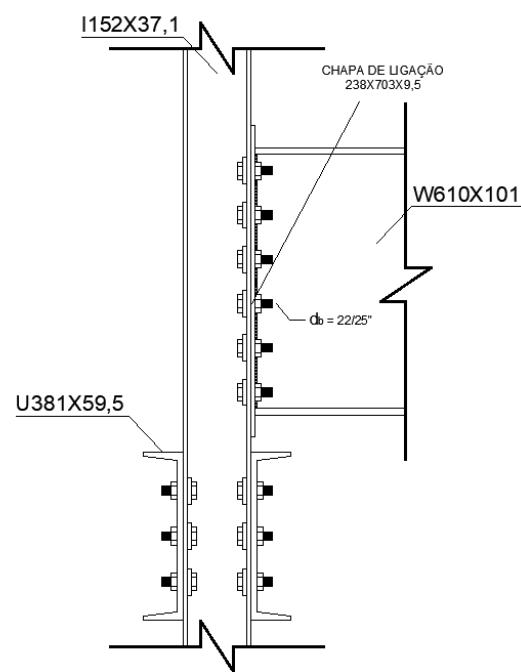
A região nodal é apresentada nas figuras 32 e 33, onde fica sendo conhecida a configuração dos parafusos, solda e chapa de topo, bem como, sua posição em relação a viga longitudinal.

Figura 32 – Ligação em vista frontal do perfil W610x101 com pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 33 - ligação em vista lateral do perfil W610x101 com pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

As verificações construtivas são feitas em vista das equações 6.1, 6.2 e 6.3 tendo seus resultados expressos conforme o quadro a seguir.

Quadro 24 - Verificação das disposições construtivas W610x101

DISTÂNCIA FURO/FURO		DISTÂNCIA FURO/CHAPA		DISTÂNCIA FURO/BORDA	
e_{ff}	$e_{ff(mín)}$	e_{fc}	$e_{fc(mín)}$	e_{fb}	$e_{fb(mín)}$
100 mm	66,68 mm	36,60 mm	30,00 mm	30,4 mm	27,78 mm
OK		OK		OK	

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

O processo de verificação é realizado conforme o capítulo 5 do presente texto que revela a carga limite de ensaio em função do enrugamento da alma por forças localizadas. Ainda, o quadro 25 resume os valores de resistência do perfil e carga máxima do atuador em função dos mecanismos de falha estudados.

Quadro 25 - Cargas limites de ensaio em função das formas de colapso do perfil W610x101

CARREGAMENTO LIMITE PERfil W610x101			
FALHA	MECANÍSMO	RESISTENTE	CARGA MÁXIMA
Flexão Global	Início de escoamento	616,79 kNm	1571,44 kN
Flexão Local	Plastificação da mesa	1008,33 kNm	2568,99 kN
Cortante	Início de escoamento	1048,50 kN	2097,00 kN
Forças Localizadas	Enrugamento da Alma	1039,86 kN	1039,86 kN
Região Nodal	Cisalhamento dos Parafusos	572,44 kN	1144,88 kN

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Ao analisar os diversos estados-limites últimos para essa solução nota-se que o perfil falha por forças localizadas com carga significativamente próximas aos 1000 kN desejados. Apesar da força solicitante ainda ser inferior a resistida pelo perfil, por segurança serão propostos enrijecedores transversais dado a sensibilidade da resposta da estrutura a linha de carga das forças localizadas conforme equações 4.25 e 4.26. Conforme prescrito pela ABNT NBR 8800:2008, tratando-se de colapso por forças localizadas, a estabilidade da estrutura fica assegurada pela utilização de enrijecedores junto ao ponto de aplicação de carga, desde que esses se estendam pelo menos até a metade da altura com capazes de resistir a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo.

6.2.2.1. Enrijecedores

Para definir a geometria dos enrijecedores são verificadas as dimensões mínimas que esses devem apresentar para que possam ser efetivos na estabilização da seção. Assim, a largura mínima das chapas deve atender a seguinte inequação.

$$b_s + \frac{1}{2}t_w \geq \frac{1}{3}b_f \quad (6.4)$$

Onde:

b_s é a largura do enrijecedor.

Adicionalmente, também devem ser capazes de atender ao critério mais restrito dentre as duas equações a seguir, assim, a espessura deve atender:

$$t_s \geq \frac{1}{2}t_f \quad (6.5)$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{0,56 \sqrt{\frac{E_a}{f_{y,s}}}} \quad (6.6)$$

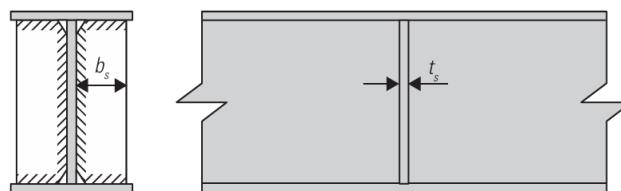
Onde:

t_s é a espessura do enrijecedor;

$f_{y,s}$ é a tensão de escoamento do aço do enrijecedor.

A figura 34 visa ilustrar os dois novos parâmetros apresentados.

Figura 34 - Parâmetros de geometria para enrijecedores



Fonte: Fakury *et al* (2017)

Ainda, vale ressaltar que dado o fato dos enrijecedores não serem empregados para subdivisão do trecho em painéis menores, ou seja, não são empregados visando o aumento da capacidade resistente à força cortante, esses não necessitam passar por verificação de inércia.

Conhecida a espessura da alma e comprimento da mesa do perfil W610x101 conforme o quadro 23 e, em acordo com a equação 6.4, pode-se determinar a largura mínima do enrijecedor conforme apresentado abaixo:

$$b_s \geq \frac{1}{3}b_f - \frac{1}{2}t_w = 76 - 5,25 = 70,75 \text{ mm}$$

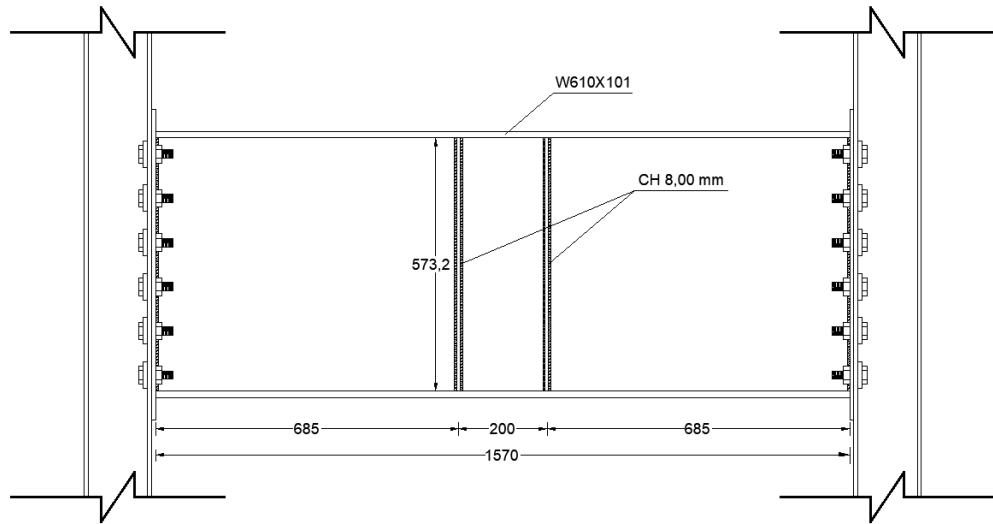
Por conveniência, toma-se o enrijecedor por todo o comprimento entre o a alma da viga e sua borda, assim, com largura mínima de 108,75 mm. Seguindo com a determinação da espessura mínima do enrijecedor, através das equações 6.5 e 6.6, sabendo que as chapas são laminadas em aço A36, encontra-se:

$$t_s \geq \frac{1}{2}t_f = 7,45 \text{ mm}$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{0,56 \sqrt{\frac{E_a}{f_{y,s}}}} = \frac{108,75}{0,56 \sqrt{\frac{200 \times 10^3}{250}}} = 6,87 \text{ mm}$$

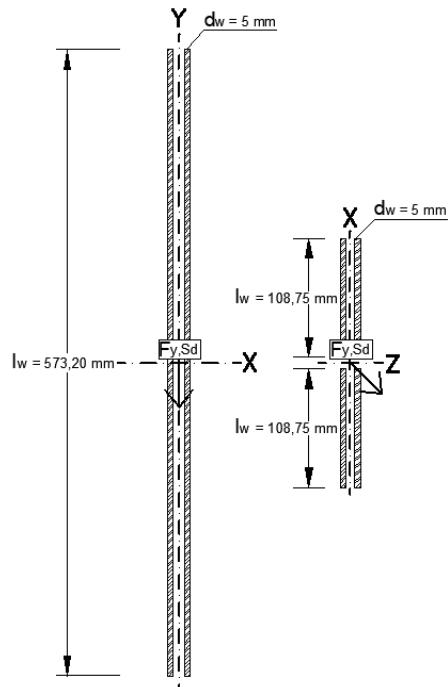
Assim, considerando as espessuras comerciais de chapas laminadas, fica determinada a espessura do enrijecedor por 8,00 mm. Ainda, fica conhecida a espessura mínima de perna de filete conforme o quadro 6, sendo essa de 5,00 mm aplicada em todo o perímetro de contato entre a chapa do enrijecedor e o perfil. Por segurança, os enrijecedores são propostos como um par disposto ao centro da viga e separados a uma distância de 200 mm a fim de cobrir o intervalo da linha de atuação do atuador. A figura 35 ilustra o esquema de montagem dos enrijecedores e a figura 36 especifica os cordões de solda na alma (a direita) e nas mesas (a esquerda).

Figura 35 - Montagem dos enrijecedores



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Figura 36 - Cordões de solda nos enrijecedores



Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Não havendo explicitamente uma diferença de carga a ser resistida, as verificações quanto a capacidade de transmissão de esforços normais e cisalhantes pelas soldas é dispensada, assim como a verificação a compressão por parte dos enrijecedores. O cuidado quanto a aplicação de enrijecedores visa trazer segurança acaso durante a vida útil da estrutura ocorra

carregamentos com uma linha de aplicação inferior a 186 mm com carregamento de 1000 kN, combinação que leva ao escoamento da alma, não somente, a presença dessas estruturas abre margem para que carregamento maiores possam ser eventualmente aplicados desde que verificados previamente.

6.3. Capacidade limite em função da configuração de ensaio

Considerando todas as três possibilidades de vigas transversais possíveis, a saber, K304,8x46,4, W460x60 e W610x101, a Tabela 11 foi produzida a fim de resumir as capacidades de carga possíveis em cada um dos ensaios.

Tabela 11 - Novo carregamento limite de ensaio

CARREGAMENTO MÁXIMO POR ENSAIO			
ID	<i>F_{MÁX}</i> (kN)		
	K304,8x46,4	W460X60	W610X101
I	239,11	664,29	1039,86
II	239,11	664,29	945,92
III	239,11	641,30	641,30
IV	239,11	483,05	483,05
V	239,11	387,07	387,07
VI	239,11	664,29	1039,86
VII	239,11	664,29	1039,86
VIII	239,11	664,29	1039,86
IX	239,11	664,29	796,93
X	239,11	664,29	720,84
XI	239,11	664,29	1039,86
XII	239,11	560,08	560,08
XIII	239,11	641,20	641,20
XIV	239,11	562,55	562,55
XV	239,11	664,29	720,34
XVI	239,11	643,34	643,34
XVII	239,11	515,19	515,19
XVIII	239,11	615,58	615,58
XIX	239,11	621,08	621,08
XX	239,11	483,43	483,43
XXI	239,11	435,17	435,17
XXII	239,11	537,65	537,65

XXIII	239,11	604,20	604,20
XXIV	239,11	460,65	460,65
XXV	239,11	403,17	403,17
XXVI	239,11	664,29	969,38
XXVII	239,11	484,69	484,69
XXVIII	239,11	664,29	969,38
XXIX	239,11	323,13	323,13
XXX	239,11	484,69	484,69
XXXI	239,11	664,29	969,38
XXXII	239,11	242,35	242,35
XXXIII	239,11	323,13	323,13
XXXIV	239,11	484,69	484,69
XXXV	239,11	664,29	969,38

Fonte: elaborada pelo autor (2024)

Tais resultados evidenciam que a viga transversal hoje existente está subdimensionada, sendo governante em praticamente todas as configurações analisadas. Observa-se que, com apenas a substituição destes elementos, para muitos dos ensaios propostos, é possível alcançar a capacidade máxima dos atuadores hoje existentes no laboratório de estruturas (500 e 1000 kN).

Dentre as configurações de ensaio elencadas, somente a configuração XXXII não se beneficiaria de uma substituição da viga transversal. Além disso, 23 das 35 configurações propostas possuem capacidade superior a 500 kN, de maneira que se beneficiariam do uso do perfil W610x101.

7. CONCLUSÃO

O presente trabalho realizou levantamento e dimensionamento do pórtico de reação existente no LEST. As capacidades de carga que podem ser aplicadas pelo atuador hidráulico para 35 possíveis configurações de ensaio compreendendo flexão em três e quatro pontos foram levantadas. Evidenciou-se que, devido ao perfil atualmente usado nas vigas transversais, somente são possíveis ensaios até aproximadamente 240 kN.

Foram propostos novos elementos que podem ser fabricados a fim de substituir as vigas transversais atuais. Um perfil W460x60 permitiria alcançar 500 kN de capacidade de carga em diversos dos ensaios e um perfil W610x101 visa o máximo aproveitamento da capacidade das vigas longitudinais, podendo ainda alcançando cargas de ensaio de 1000 kN em parte das configurações de ensaio levantadas. Uma lista das capacidades de carga possíveis no sistema com as três possibilidades de vigas transversais foi desenvolvida para facilitar consulta por futuros usuários e para permitir uma avaliação das propostas.

Com relação a trabalhos futuros, recomenda-se a análise experimental dos resultados apresentados e estudos de outras configurações de ensaios, como ensaios de compressão em pilares realizados entre as vigas longitudinais e estudos a respeito da rigidez do equipamento, a fim de verificar os níveis de deslocamentos obtidos para cada configuração de ensaios quando submetidas a carregamento. Tais deslocamentos devem ser subtraídos dos que são obtidos nos ensaios propriamente ditos a fim de não mascarar resultados. Também é sugerida a caracterização do material existente a fim de determinar sua resistência ao escoamento e módulo de elasticidade, uma vez que foram adotadas as propriedades nominais dos aços dos perfis e não valores medidos.

Por fim, recomenda-se estudos acerca da rigidez da ligação entre vigas longitudinais e pilares. Embora não represente um limitador quanto a capacidade de ensaio, acaso ocorra transmissão de momento fletor para os pilares esses podem falhar por flexo-tração com carregamentos abaixo dos valores apresentados na tabela anterior, pois os mesmos ficam fletidos em sua menor inércia.

REFERÊNCIAS

ABU-SINNA, Ahmed. The influence of loading frame stiffness on loadcell–deadweight force machine interaction. **Measurement**, Republic of Korea, 42, julho, 2009. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263224109000177>. Acesso em: abril de 2024.

ALMEIDA, Saulo. Estudo experimental do comportamento a temperaturas elevadas de elementos de aço formados a frio submetidos à compressão com restrição ao alongamento térmico. **Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio Coimbra**, Portugal, 2, 2013. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/261510138_Estudo_Experimental_do_Comportamento_a_Temperaturas_Elevadas_de_Elementos_de_Aco_Formados_a_Frio_Comprimidos. Acesso em: abril 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

FAKURY, Ricardo H. et al. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2016.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2010.

FURTADO, André. Principais desafios e desenvolvimentos em ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real. **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, Rio de Janeiro, ISBN:978852850158-2, fevereiro, 2019. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/261510138_Estudo_Experimental_do_Comportamento_a_Temperaturas_Elevadas_de_Elementos_de_Aco_Formados_a_Frio_Comprimidos. Acesso em: abril de 2024.

FERRIS, H. W. Historical record, dimensions and properties: rolled shapes, steel and wrought iron beams & columns, as rolled in U.S.A., period 1873 to 1952. American Institute of Steel Construction. New York, 1953: The Institute. Disponível em: <https://catalog.hathitrust.org/Record/001513556>. Acesso em: novembro de 2023.

HIBBEKER, R.C. **Resistência dos Materiais**. Tradução: Arlete Simille Marques. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

KAZEMIROODSARI, Hadi. Design and Building of a Load Frame for Buckling Test. ASEE Annual Conference, Flórida, 126, junho, 2019. Disponível em: https://peer.asee.org/?collection_id=76&page=10&q=project-&topic=Diversity&year=2019. Acesso em: abril de 2024.

Kaiser Steel General Catalog. **Kaiser Steel Corporation**. Second Edition, Oakland California, 1953. Disponível em: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/historic-shape-references/kaiser-steel-general-catalog-1953.pdf>.

PEDROSO, F. Luís. Soluções pioneiras no projeto e execução da Ponte Rio-Niterói. **Concreto e construções**, 113 edição, São Paulo, 2023. Disponível em: <https://concretoeconstrucoes.org.br/index.php/revista/edicao-113-artigo-001>. Acesso em: Abril 2024.

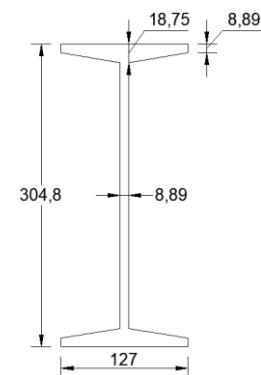
PFEIL, Walter. **Ponte Presidente Costa e Silva, Rio-Niterói**: métodos construtivos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975.

SILVA, Gisele M. **Ensaios Destrutivos** – 162, 2023. Disponível em: <https://www.demat.cefetmg.br/ensaios-destrutivos-162/>. Acesso em: abril de 2024.

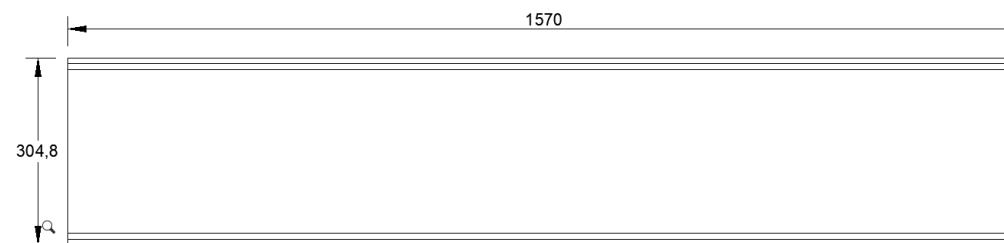
APÊNDICE A

A.1 VIGA TRANSVERSAL

- PERFIL K304,8x46,4

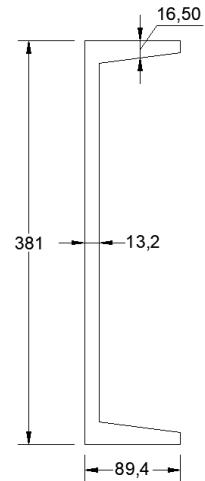


- VISTA LATERAL

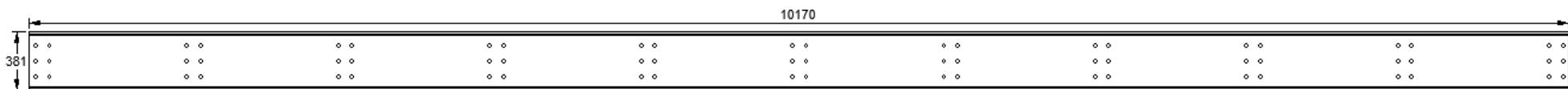


A.2 VIGA LONGITUDINAL

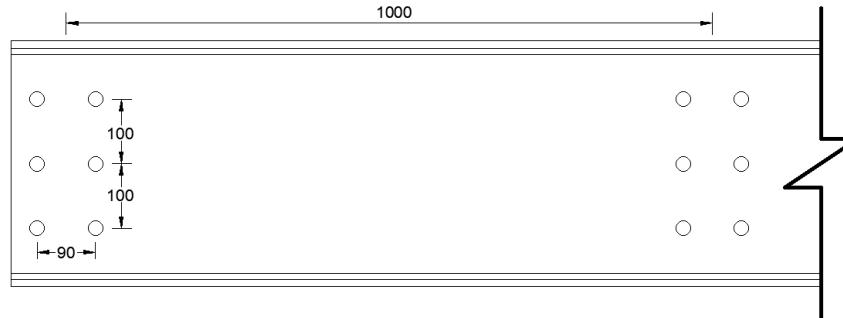
- PERFIL U381x59,5



- VISTA LATERAL

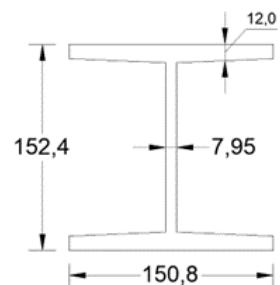


- DETALHE DO PADRÃO DE FURAÇÃO

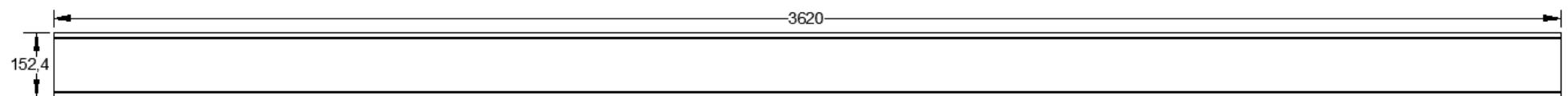


A.4 PILAR

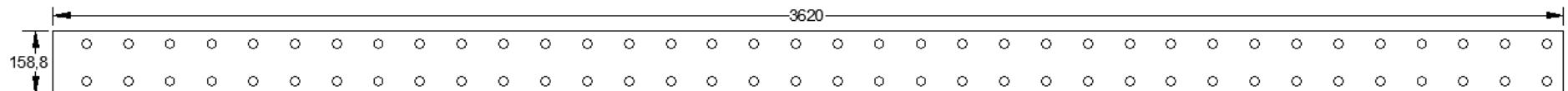
- PERFIL I 152x37,1



- VISTA LATERAL

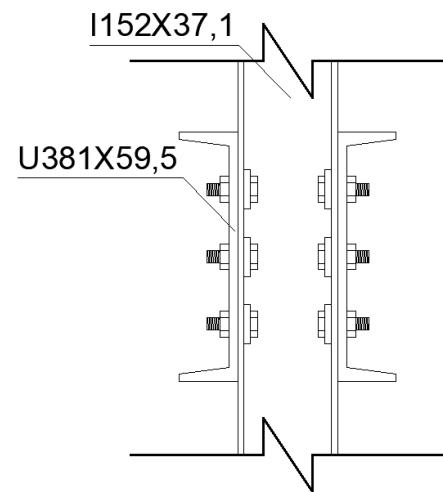


- VISTA DE TOPO

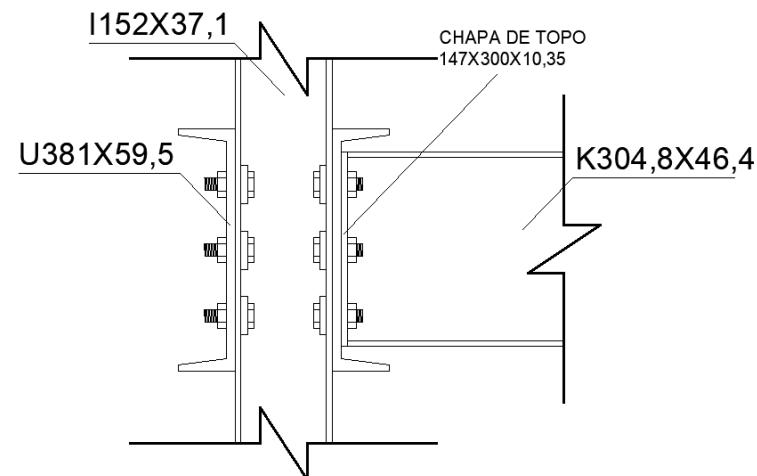


A.4 REGIÕES DE LIGAÇÃO

- PILAR E VIGA LONGITUDINAL



- PILAR, VIGA LONGITUDINAL E TRANSVERSAL



APÊNDICE B

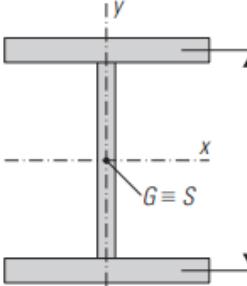
B.1 PARÂMETROS E PROPRIEDADES DA SEÇÃO NA VIGA TRANSVERSAL

VIGA TRANSVERSAL - DADOS DO ELEMENTO																								
PERFIL I - FACES INCLINADAS			VISTA LONGITUDINAL E TOPO																					
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PARÂMETRO</th> <th>MEDIDO</th> <th>ADOTADO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>t_{f1}</td> <td>12,5</td> <td>8,89</td> </tr> <tr> <td>t_{f2}</td> <td>19,6</td> <td>18,75</td> </tr> <tr> <td>t_w</td> <td>8,76</td> <td>8,89</td> </tr> <tr> <td>b_f</td> <td>134</td> <td>127</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>305</td> <td>304,80</td> </tr> </tbody> </table>	PARÂMETRO	MEDIDO	ADOTADO	t_{f1}	12,5	8,89	t_{f2}	19,6	18,75	t_w	8,76	8,89	b_f	134	127	d	305	304,80	<table border="1"> <tr> <td style="text-align: center;">L</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">cl</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">lbf</td> </tr> </table>	L	cl	lbf	1570
PARÂMETRO	MEDIDO	ADOTADO																						
t_{f1}	12,5	8,89																						
t_{f2}	19,6	18,75																						
t_w	8,76	8,89																						
b_f	134	127																						
d	305	304,80																						
L																								
cl																								
lbf																								
PERFIL IDENTIFICADO	DETALHE CHAPA DE LIGAÇÃO SOLDADA																							
K304,8x46,4 NOTA: tf1 e tf2 foram medidos a partir da extremidade aberta da seção, representado pontos aproximadamente a 1/4 e 3/4 da borda respectivamente		<table border="1"> <thead> <tr> <th>PARÂMETRO</th> <th>MEDIDO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>e_1</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>e_2</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>t_c</td> <td>10,35</td> </tr> <tr> <td>h</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>127</td> </tr> <tr> <td>Nº DE VIGAS</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	PARÂMETRO	MEDIDO	e_1	100	e_2	50	t_c	10,35	h	300	b	127	Nº DE VIGAS	4								
PARÂMETRO	MEDIDO																							
e_1	100																							
e_2	50																							
t_c	10,35																							
h	300																							
b	127																							
Nº DE VIGAS	4																							

PARÂMETROS DA SEÇÃO					PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS										
d	Massa	b_f	t_w	t_f	A_g	I_x	W_x	r_x	Z_x	I_y	W_y	r_y	Z_y	J	C_w
mm	kg/m	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^6
304	46,40	127	8,89	13,82	59,74	8982,27	589,94	12,26	678,97	395,42	62,27	2,57	-	28,81	83241,64

PROPRIEDADES DO MATERIAL DO PERFIL - A36				PROPRIEDADES DO PARAFUSO - ASMT307			
f_y	f_u	σ_r	E_a	f_{yb}	f_{ub}	d_b	d_b
MPa	MPa	MPa	GPa	Mpa	Mpa	mm	pol
250	400	75	200	-	415	22,225	7/8

CONSTANTE DE TORÇÃO (J)	
CÁLCULO	SEÇÃO DA CHAPA METÁLICA
$j = \frac{1}{3} \sum b t^3$	
$J \text{ (mm}^4\text{)}$	
288087	

CONSTANTE DE EMPENO	
SEÇÃO TIPO	CÁLCULO
	$C_w = \frac{h_0^2 I_y}{4}$
	$C_w \text{ (mm}^6\text{)}$
	83241,64
	NOTA
	O ponto S é situado no plano da seção transversal onde qualquer esforço cortante que tenha sua linha de ação passando pelo mesmo não é capaz de gerar momento torsor na seção

B.1 PARÂMETROS E PROPRIEDADES DA SEÇÃO NA VIGA LONGITUDINAL

MEDICAO VIGA LONGITUDINAL													
PERFIL U - ABAS INCLINADAS					VISTA LONGITUDINAL E TOPO								
		LEGENDA	MEDIDO	ADOTADO									
tf1	10,32	16,5											
tf2	20,22	16,5											
tw	14,1	13,2											
bf	90	89,4	LEGENDA	MEDIDO									
d	381	381	L	10170									
PERFIL IDENTIFICADO					DETALHE DO PADRÃO DE FURAÇÃO								
U381x59,5													
NOTA: tf1 e tf2 foram medidos nos limites das extremidades externas e internas da mesa respectivamente.					LEGENDA	MEDIDO							
					s	100							
					j	90							
					l	1000							
					df	23,1							
INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES													
Nº ELEMENTOS					8								
Nº FURAÇÕES P/PEÇA					11								

PARÂMETROS DA SEÇÃO					PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS										
<i>d</i>	Massa	<i>b_f</i>	<i>t_w</i>	<i>t_f</i>	<i>A_g</i>	<i>I_x</i>	<i>W_x</i>	<i>r_x</i>	<i>Z_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_y</i>	<i>r_y</i>	<i>Z_y</i>	<i>J</i>	<i>C_w</i>
mm	kg/m	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁶
381,00	59,50	89,40	13,20	16,50	75,80	14510,00	761,68	13,84	937,32	387,00	55,20	2,26	124,80	58,50	95100,00

PROPRIEDADES DO MATERIAL DO PERFIL - A36				PROPRIEDADES DO PARAFUSO - ASMT307			
<i>f_y</i>	<i>f_u</i>	<i>σ_r</i>	<i>E_a</i>	<i>f_{yb}</i>	<i>f_{ub}</i>	<i>d_b</i>	<i>d_b</i>
MPa	MPa	MPa	GPa	Mpa	Mpa	mm	pol
250,00	400,00	75,00	200,00	-	415,00	22,23	0,88

B.2 PROPRIEDADES E PARÂMETROS DO PERFIL W460x60

PARÂMETROS DA SEÇÃO					PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS										PROPRIEDADES DO MATERIAL DO PERFIL - A572				
d	Massa	bf	tw	tf	Ag	I _x	W _x	r _x	Z _x	I _y	W _y	r _y	Z _y	J	C _w	f _y	f _u	σ _r	E _a
mm	kg/m	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁶	MPa	MPa	MPa	GPa
455	60,00	153	8,00	13,30	76,20	25652,00	1127,60	18,35	1292,10	796,00	104,10	3,23	163,40	31,31	387230,00	345	450	104	200

B.3 PROPRIEDADES E PARÂMETROS DO PERFIL W610x101

PARÂMETROS DA SEÇÃO					PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS										PROPRIEDADES DO MATERIAL DO PERFIL - A572				
d	Massa	bf	tw	tf	Ag	I _x	W _x	r _x	Z _x	I _y	W _y	r _y	Z _y	J	C _w	f _y	f _u	σ _r	E _a
mm	kg/m	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁶	MPa	MPa	MPa	GPa
603	101,00	228	10,50	14,90	130,30	77003,00	2554,00	24,31	2922,70	2951,00	258,80	4,76	405,00	72,40	2544966,00	345	450	104	200

APÊNDICE C

C.1 MEMORIAL DE CÁLCULO COLAPSO POR FORÇAS CONCENTRADAS NA VIGA TRANSVERSAL K304,80x46,4

FLEXÃO LOCAL DA MESA	
$F_{rd} = \frac{6,25t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}}$	
$lm > 0,15bf$ (VERIFICAR ELU)	
l' (cm)	20
$0,015b_f$	1,91
Frd (kN)	
271,20	
NOTA	Im é o comprimento de atuação da força na direção perpendicular ao eixo da viga.

ENRUGAMENTO DA ALMA	
$F_{rd} = \frac{0,66t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}}$	
In (mm)	200,00
Frd (kN)	
843,81	
NOTA	In é o comprimento de atuação da força na direção paralela ao eixo da viga.

FLAMBAGEM LATERAL DA ALMA	
CONDIÇÃO	$(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2,30$
$(h/t_w)/(l/b_f)$	2,46
l (mm)	1570
Cr (GPa)	6400
$F_{rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,37 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right]$	
Frd (kN)	
NÃO OCORRE	
NOTA (1)	O raio de concordância foi considerado como 20% da espessura da mesa
NOTA (2)	Cr calculado como 32E, supondo que o elemento trabalha em regime elástico.

ESCOAMENTO LOCAL DA ALMA	
$F_{rd} = \frac{1,10(5k + l_n)f_y t_w}{\gamma_{a1}}$	
k (mm)	16,58
l _n (mm)	200,00
Frd (kN)	
628,76	

FLAMBAGEM POR COMPRESSÃO
NÃO OCORRE, DESCONSIDERANDO O PESO PRÓPRIO DO ELEMENTO, NÃO SÃO PREVISTAS FORÇAS EM SENTIDOS OPOSTOS NA MESMA SEÇÃO TRANSVERSAL

CISALHAMENTO DO PAINEL DA ALMA
NÃO OCORRE, FENÔMENO DE LIGAÇÕES RÍGIDAS, COM A LIGAÇÃO SENDO FEITA NA ALMA DO PILAR

APÊNDICE D

D.1 MEMORIAL DE CÁLCULO PARA CARGA MÁXIMA DO ATUADOR EM FUNÇÃO DO COLAPSO DA VIGA LONGITUDINAL

VIGA LONGITUDINAL EM ENSAIO DE FLEXÃO COMPOSTA																
ID	VÃO EXTERNO							VÃO INTERNO								
	SOLICITANTE UNITÁRIA			RESISTENTE		CARGA ATUADOR			SOLICITANTE UNITÁRIA			RESISTENTE		CARGA ATUADOR		
	L	$M_{Sd,u}$	$V_{Sd,u}$	M_{Rd}	V_{Rd}	$F_{M,Rd}$	$F_{V,Rd}$	F_{Rd}	L	$M_{Sd,u}$	$V_{Sd,u}$	M_{Rd}	V_{Rd}	$F_{M,Rd}$	$F_{V,Rd}$	F_{Rd}
XXVI	1	0,250	0,250	242,35	1097,27	969,38	4389,09	969,38	2	0,250	0,000	242,35	1097,27	969,38	-	969,38
XXVII	2	0,500	0,250	242,35	1097,27	484,69	4389,09	484,69	2	0,500	0,000	242,35	1097,27	484,69	-	484,69
XXVIII	1	0,250	0,250	242,35	1097,27	969,38	4389,09	969,38	4	0,250	0,000	242,35	1097,27	969,38	-	969,38
XXIX	3	0,750	0,250	242,35	1097,27	323,13	4389,09	323,13	2	0,750	0,000	242,35	1097,27	323,13	-	323,13
XXX	2	0,500	0,250	242,35	1097,27	484,69	4389,09	484,69	4	0,500	0,000	242,35	1097,27	484,69	-	484,69
XXXI	1	0,250	0,250	242,35	1097,27	969,38	4389,09	969,38	6	0,250	0,000	187,75	1097,27	750,98	-	750,98
XXXII	4	1,000	0,250	242,35	1097,27	242,35	4389,09	242,35	2	1,000	0,000	242,35	1097,27	242,35	-	242,35
XXXIII	3	0,750	0,250	242,35	1097,27	323,13	4389,09	323,13	4	0,750	0,000	242,35	1097,27	323,13	-	323,13
XXXIV	2	0,500	0,250	242,35	1097,27	484,69	4389,09	484,69	6	0,500	0,000	187,75	1097,27	375,49	-	375,49
XXXV	1	0,250	0,250	242,35	1097,27	969,38	4389,09	969,38	8	0,250	0,000	137,58	1097,27	550,33	-	550,33
NOTAS		Unidades em kilonewtons (kN) e metro (m)														

D.2 MEMORIAL DE CÁLCULO CARGA MÁXIMA DO ATUADOR EM FUNÇÃO DO COLAPSO DOS PILARES

PILARES EM ENSAIO DE FLEXÃO SIMPLES SIMÉTRICA						
ID	PILAR DE CENTRO			PILAR DE BORDA		
	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR
	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$
I	0,217	823,00	3790,88	0,141	823,00	5820,37
II	0,244	823,00	3378,49	0,128	823,00	6419,66
III	0,248	823,00	3318,55	0,126	823,00	6531,75
IV	0,249	823,00	3303,89	0,125	823,00	6563,00
V	0,250	823,00	3298,60	0,125	823,00	6573,48
NOTA		Unidades em kilonewtons (kN) e metro (m)				

PILARES EM ENSAIO DE FLEXÃO SIMPLES ASSIMÉTRICA									
ID	PILAR ESQUERDO			PILAR CENTRAL			PILAR DIREITO		
	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR
	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$
VI	0,176	823,00	4668,18	0,236	823,00	3494,69	0,088	823,00	9331,07
VII	0,193	823,00	4255,43	0,242	823,00	3399,42	0,065	823,00	12759,69
VIII	0,204	823,00	4034,31	0,245	823,00	3359,18	0,051	823,00	16137,25
IX	0,211	823,00	3896,78	0,247	823,00	3337,39	0,042	823,00	19502,37
X	0,168	823,00	4892,98	0,248	823,00	3322,57	0,084	823,00	9785,97
XI	0,211	823,00	3896,78	0,247	823,00	3337,39	0,042	823,00	19502,37
XII	0,217	823,00	3801,39	0,247	823,00	3326,60	0,036	823,00	22797,78
XIII	0,180	823,00	4579,86	0,248	823,00	3313,20	0,072	823,00	11446,45
XIV	0,144	823,00	5731,20	0,249	823,00	3309,21	0,108	823,00	7641,60
XV	0,220	823,00	3734,12	0,248	823,00	3317,21	0,032	823,00	26126,98
XVI	0,188	823,00	4368,37	0,249	823,00	3307,88	0,063	823,00	13105,10
XVII	0,157	823,00	5248,72	0,249	823,00	3303,89	0,094	823,00	8746,01
XVIII	0,224	823,00	3680,68	0,249	823,00	3311,87	0,028	823,00	29498,21
XIX	0,195	823,00	4218,35	0,249	823,00	3303,89	0,056	823,00	14749,10
XX	0,167	823,00	4925,19	0,249	823,00	3301,24	0,084	823,00	9844,50
XXI	0,139	823,00	5912,36	0,249	823,00	3299,92	0,111	823,00	7387,79
XXII	0,226	823,00	3639,98	0,249	823,00	3307,88	0,025	823,00	32788,84
XXIII	0,201	823,00	4102,69	0,249	823,00	3301,24	0,050	823,00	16427,15
XXIV	0,175	823,00	4692,13	0,250	823,00	3298,60	0,075	823,00	10944,15
XXV	0,150	823,00	5475,72	0,250	823,00	3298,60	0,100	823,00	8213,57

PILARES EM ENSAIO DE FLEXÃO COMPOSTA						
ID	PILARES CENTRAIS			PILARES DE BORDA		
	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR	SOLIC. UNITÁRIA	RESISTENTE	CARGA ATUADOR
	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$	$N_{Sd,u}$	N_{Rd}	$F_{N,Rd}$
XXVI	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXVII	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXVIII	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXIX	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXX	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXXI	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXXII	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXXIII	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXXIV	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
XXXV	0,250	823,00	3292,00	0,250	823,00	3292,00
NOTA		Unidades em kilonewtons (kN) e metro (m)				