



Universidade Federal de Uberlândia

Faculdade de Engenharia Civil



# TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

*Análise da fissuração e das condições de vinculação de  
vigas pré-moldadas de concreto: estudo de caso*

**Luísa Santos Ribeiro – 11121ECV036**

UBERLÂNDIA, 2017

# *Análise da fissuração e das condições de vinculação de vigas pré-moldadas de concreto: estudo de caso*

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientadora: Professora Doutora Maria Cristina Vidigal de Lima.

Agradeço em primeiro lugar a Deus por iluminar o meu caminho durante esta caminhada.

À minha família, por sonhar comigo os meus sonhos e por sempre me incentivar em cada conquista.

Agradeço também a todos os professores que me acompanharam durante a graduação, em especial à Professora Maria Cristina Vidigal de Lima, por todo apoio durante a orientação deste trabalho.

## RESUMO

Um dos grandes desafios nas obras da construção civil é o de executar o projeto dentro do prazo estimado. Durante a execução de um projeto podem ocorrer atrasos seja com entrega de material ou mesmo por condições climáticas desfavoráveis, como a chuva. Por estes e outros fatores, muitas vezes é preciso buscar técnicas que otimizem o tempo de produção, sendo uma destas o uso de estruturas pré-moldadas. Com o intuito de analisar o surgimento de fissuras que podem ocorrer nos elementos pré-moldados, o presente trabalho faz um estudo de caso de uma viga que a princípio foi calculada para concreto convencional, porém, como em pelo menos 50% dos casos citados na literatura técnica, optou-se por utilizar o concreto pré-moldado. Devido à mudança no método construtivo, faz-se necessário fazer a verificação da fissuração para as diferentes situações transitórias consideradas durante o processo de fabricação e montagem da viga. A importância de evitar as fissuras se dá pelo fato da ocorrência tanto de problemas estéticos como estruturais, podendo comprometer a durabilidade e a segurança da estrutura. Os resultados mostram que as mudanças nas condições de vinculação, bem como no carregamento, devem ser consideradas adequadamente em projeto, pois podem interferir no nível de fissuração do elemento.

**Palavras-chave:** Fissuração, Viga, Situações transitórias, Concreto pré-moldado.

## ABSTRACT

One of the major challenges in construction works is to execute the project within the estimated time. During project execution, delays can occur with either material delivery or even unfavorable weather conditions, such as rain. For these and other factors, it is often necessary to seek techniques that optimize production time, one of which is the use of precast structures. In order to analyze the appearance of cracks that may occur in the precast elements, the present work makes a case study of a beam that was initially calculated for conventional concrete, but as in at least 50% of the cases mentioned in technical literature, it was decided to use the precast concrete. Due to the change in the constructive method, it is necessary to verify the cracking for the different transient situations considered during the process of manufacturing and assembling the beam. The importance of avoiding cracks is due to the occurrence of both aesthetic and structural problems, which may compromise the durability and safety of the structure. The results show that the changes in the binding conditions, as well as the loading, must be properly considered in project, as they may interfere with the level of cracking of the element.

**Keywords:** Cracking, Beam, Transitional situations, Precast concrete.

## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 – Forma básica do sistema estrutural (pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares) e esquema construtivo com elementos de eixo reto ..... | 16 |
| Figura 2 – Planta baixa e disposição estrutural .....                                                                                                                | 17 |
| Figura 3 – Viga biengastada .....                                                                                                                                    | 18 |
| Figura 4 – Reação da laje na viga V1 .....                                                                                                                           | 20 |
| Figura 5 – Reações da laje L1 na viga V1 .....                                                                                                                       | 21 |
| Figura 6 – Carregamento de cálculo para dimensionamento da viga, resultante da combinação última normal.....                                                         | 23 |
| Figura 7 – Carregamento de cálculo para verificar abertura de fissuras, resultante da combinação frequente .....                                                     | 23 |
| Figura 8 – Carregamento de cálculo para verificar formação de fissuras, resultante da combinação rara .....                                                          | 24 |
| Figura 9 – Momentos de cálculo para dimensionamento [Resultados em $\text{kN}\cdot\text{m}$ ].....                                                                   | 25 |
| Figura 10 – Momentos de cálculo para verificação de abertura de fissuras [Resultados em $\text{kN}\cdot\text{m}$ ] .....                                             | 25 |
| Figura 11 – Momentos de cálculo para verificação de formação de fissuras [Resultados em $\text{kN}\cdot\text{m}$ ] .....                                             | 26 |
| Figura 12 – Seção da peça para momento positivo .....                                                                                                                | 27 |
| Figura 13 – Seção da peça para momento negativo .....                                                                                                                | 29 |
| Figura 14 – Força resistente de tração na diagonal comprimida .....                                                                                                  | 33 |
| Figura 15 – Diagrama de momento fletor em escala e detalhamento da armadura longitudinal da viga V1 .....                                                            | 38 |
| Figura 16 – Detalhe longitudinal de viga biengastada com fissuras .....                                                                                              | 41 |
| Figura 17 – Seção retangular no Estádio II .....                                                                                                                     | 41 |
| Figura 18 – Concreto de envolvimento da armadura .....                                                                                                               | 43 |
| Figura 19 – Aço na seção engastada e no meio do vão .....                                                                                                            | 45 |
| Figura 20 – Esquema de armazenamento dos elementos .....                                                                                                             | 47 |

|                                                                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 21 – Momentos para verificação de formação e abertura de fissuras na situação de armazenamento .....                       | 48 |
| Figura 22 – Esquema de içamento com alça na vertical.....                                                                         | 49 |
| Figura 23 – Indicações para detalhamento das alças de içamento .....                                                              | 50 |
| Figura 24 – Momentos para verificação de formação e abertura de fissuras na situação de içamento .....                            | 52 |
| Figura 25 – Ligação viga x pilar rígida com solda.....                                                                            | 53 |
| Figura 26 – Ligação viga x pilar articulada.....                                                                                  | 54 |
| Figura 27 – Carregamento e momento de serviço das combinações frequente e rara (respectivamente), para a viga biapoiada .....     | 55 |
| Figura 28 – Carregamentos e momentos de serviço das combinações frequente e rara (respectivamente), para viga engaste-apoio ..... | 57 |
| Figura 29 – Carregamento e momento para dimensionamento da viga nas novas situações [Resultados em kN·m].....                     | 60 |
| Figura 30 – Análise da área de aço na seção transversal da viga .....                                                             | 61 |

## LISTA DE TABELAS

|                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 1 – Carregamento na viga para a situação de projeto .....                                                                                | 21 |
| Tabela 2 – Carregamentos de cálculo para a situação de projeto .....                                                                            | 24 |
| Tabela 3 – Cargas na viga para a situação de projeto.....                                                                                       | 26 |
| Tabela 4 – Interpolação de fatores para dimensionamento com valores segundo ABNT NBR 6118:2014 .....                                            | 28 |
| Tabela 5 – Valores para dimensionamento da seção .....                                                                                          | 31 |
| Tabela 6 – Momento de Fissuração da viga V1 .....                                                                                               | 40 |
| Tabela 7 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental..... | 44 |
| Tabela 8 – Resultados da abertura de fissuras nas seções críticas.....                                                                          | 45 |
| Tabela 9 – Comprimento de ancoragem das alças de içamento .....                                                                                 | 51 |
| Tabela 10 – Resultados da abertura de fissuras para viga biapoiada.....                                                                         | 56 |
| Tabela 11 – Resultados da abertura de fissuras para viga engaste-apoio.....                                                                     | 57 |
| Tabela 12 – Comparativo de resultados obtidos.....                                                                                              | 59 |
| Tabela 13 – Dados para análise percentual .....                                                                                                 | 62 |

## SUMÁRIO

|                                                                                            |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1 INTRODUÇÃO.....                                                                          | 11 |
| 1.1 Considerações Iniciais .....                                                           | 11 |
| 1.2 Objetivos.....                                                                         | 11 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....                                                               | 12 |
| 2.1 Introdução teórica .....                                                               | 12 |
| 2.2 Elementos de concreto pré-moldado.....                                                 | 13 |
| 2.3 Fissuração em elementos de concreto.....                                               | 14 |
| 3 ESTUDO DE CASO .....                                                                     | 16 |
| 3.1 Definições iniciais.....                                                               | 16 |
| 3.2 Cálculo da viga para a situação de projeto .....                                       | 18 |
| 3.2.1 Carregamento na viga V1.....                                                         | 18 |
| 3.2.2 Combinações dos carregamentos que atuam na viga V1 .....                             | 22 |
| 3.2.3 Momentos fletores na viga V1 .....                                                   | 24 |
| 3.2.4 Dimensionamento à flexão da peça.....                                                | 26 |
| 3.2.5. Detalhamento da armadura longitudinal da peça .....                                 | 31 |
| 3.2.6 Verificação da formação de fissuras (ELS-F) .....                                    | 39 |
| 3.2.7 Verificação da abertura de fissuras (ELS-W) .....                                    | 41 |
| 3.3 Verificação da primeira situação transitória: armazenamento.....                       | 46 |
| 3.3.1 Cargas na viga para a situação de armazenamento .....                                | 47 |
| 3.3.2 Combinações de ações para a situação de armazenamento.....                           | 47 |
| 3.3.3 Momento fletor para a situação de armazenamento.....                                 | 48 |
| 3.3.4 Verificação de formação e abertura de fissura para a situação de armazenamento ..... | 48 |
| 3.4 Verificação da segunda situação transitória: içamento.....                             | 49 |
| 3.4.1 Cargas na viga e dimensionamento das alças de içamento .....                         | 50 |

|                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.4.2 Combinações de ações para a situação de içamento .....                         | 51 |
| 3.4.3 Momento fletor para a situação de içamento .....                               | 51 |
| 3.4.4 Verificação de formação e abertura de fissura para a situação de içamento..... | 52 |
| 3.5 Terceira verificação: erro na execução das ligações.....                         | 53 |
| 3.5.1 Verificações para viga simplesmente apoiada .....                              | 54 |
| 3.5.2 Verificações para viga na condição engaste-apoio .....                         | 56 |
| 3.6 Avaliação dos resultados e possíveis soluções .....                              | 58 |
| 3.7 Análise percentual de área de aço.....                                           | 61 |
| 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....                                                         | 63 |
| REFERÊNCIAS .....                                                                    | 64 |

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

O surgimento de fissuras em edificações pode demandar gastos não previstos no início da obra, principalmente com o reparo e a manutenção dos elementos estruturais. A falta de conhecimento das causas, reações e consequências da ocorrência de fissuração pode aumentar a probabilidade da ocorrência desses gastos. Para isso, é necessário fazer estudos que auxiliem a identificação de possíveis erros, sejam eles de projeto ou de execução, visando a melhoria dos resultados e minorando a necessidade de fazer a recuperação dos elementos danificados, desde as primeiras etapas do desenvolvimento do projeto.

Tendo em vista os fatores mencionados, o presente trabalho visa analisar um problema decorrente da alteração do método construtivo de um projeto. Conforme El Debs (2000) 50% das obras em concreto pré-moldado não foram concebidas desde o projeto para serem pré-moldadas, mas decorrente de alteração de projeto, que inicialmente seria em concreto moldado in loco. Diferente do concreto moldado no local o pré-moldado precisa ser verificado para situações transitórias, desde o processo de produção até a instalação. A não consideração das vinculações para situações como o içamento e o transporte, por exemplo, podem levar a sérios problemas, que segundo Elliot (1996) resultam em 75% dos problemas em obras de concreto pré-moldado.

## 1.2 Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo analisar a presença de fissuras em vigas de concreto pré-moldadas, tendo como ênfase erros ocorridos nas etapas de projeto e de execução referentes às condições de apoio finais e transitórias da mesma.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Fazer o detalhamento e as verificações para a situação inicial de projeto;
- Considerar todas as situações de apoio transitórias no dimensionamento da viga e fazer a verificação da fissuração para cada uma;
- Fazer a verificação para situação de erro de execução das ligações entre elementos;
- Analisar os resultados e seus riscos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução teórica

A fissuração excessiva em edificações de concreto armado é um dos grandes problemas abordados em materiais que tratam sobre a patologia de estruturas. O surgimento dessas fissuras, tanto em elementos pré-moldado como nos moldados in loco, pode ser originado por causas intrínsecas ou extrínseca devido a erros nas etapas de concepção, execução ou utilização da estrutura.

De acordo com a seção 6.1 da ABNT NBR 6118: 2014: “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizados em projeto conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a sua vida útil”. Desta forma, qualquer erro detectado deve ser corrigido com a finalidade de evitar a deterioração estrutural, eliminar as possibilidades de grandes prejuízos materiais e humanos e continuar garantindo a segurança da estrutura.

Tratando-se de vigas pré-moldadas, existem algumas particularidades que devem ser consideradas nas etapas de elaboração e de execução do projeto, como o içamento da peça para posicionamento na estrutura e a execução de ligações entre os elementos. Estas são condições muito importantes e devem ser consideradas nas etapas de cálculo com a finalidade de evitar o aparecimento de fissuras durante a execução e ao longo da vida útil da estrutura.

Ainda para as vigas, o aumento da formação e da abertura de fissuras provoca uma diminuição da rigidez e conseqüentemente um aumento nas flechas, que por sua vez podem levar a estrutura ao colapso, caso seus valores ultrapassem os Estados Limites de serviço especificados pela ABNT NBR 6118:2014. Por isso, o controle da fissuração deve ter grande relevância tanto na etapa do desenvolvimento de projetos, como nas etapas de execução e manutenção preventiva e corretiva.

## 2.2 Elementos de concreto pré-moldado

A utilização de elementos pré-moldados vem ganhando espaço cada vez maior no setor da construção civil, principalmente pela agilidade de execução da obra quando comparado ao processo convencional de estrutura moldada *in loco*. Também associado aos termos pré-fabricação e industrialização da construção, a técnica da pré-moldagem não se restringe à estrutura principal, podendo ser utilizada também para os fechamentos da estrutura (EL DEBS, 2000).

Quanto à terminologia é importante notar que segundo a ABNT NBR 9062:2006, existe uma distinção entre o elemento pré-moldado e o pré-fabricado quanto ao local de produção, sendo que o elemento pré-fabricado é aquele executado em instalações permanentes de empresa destinada para tal fim. Já o pré-moldado é definido como o elemento executado fora do local de utilização definitiva na estrutura, podendo ser executado no próprio canteiro de obra de acordo com características específicas do projeto.

Uma estrutura pré-moldada é então formada por elementos modulares que são previamente executados em local diferente do de sua utilização e que por sua vez precisam ser transportados até a estrutura. Depois de moldados, os elementos estruturais como pilares, vigas e lajes devem atingir uma resistência necessária que possibilite o içamento e o transporte do elemento para a sua posição definitiva, onde são montadas e ficam então sujeitos aos esforços atuantes na estrutura.

Por ser uma forma construtiva que envolve uma série de operações com equipamentos de montagem, o concreto pré-moldado tem maior necessidade de planejamento de montagem quando comparado ao concreto convencional. Segundo Doniak (2007), o planejamento de montagem de elementos pré-moldados é uma atividade essencial, pois pode prevenir situações que abrangem a segurança dos envolvidos, a integridade da estrutura e o cronograma proposto.

Ainda no planejamento de montagem devem ser considerados fatores como a determinação de acessos, a identificação de obstáculos e riscos potenciais, limitações pelo tamanho e peso do elemento, definição de equipamentos a serem utilizados para o içamento como guias e dispositivos auxiliares e armazenagem das peças no canteiro.

Além da necessidade de transporte das peças, as vigas pré-fabricadas se diferem das moldadas no local pela existência de emendas e ligações entre as peças. De acordo com El Debs (2000), apesar das estruturas pré-moldadas apresentarem maior facilidade de execução, a necessidade de realizar

as ligações entre os elementos constitui-se em um dos principais problemas a serem enfrentados no emprego da pré-moldagem. Nas estruturas pré-moldadas as ligações constituem a parte mais importante, sendo fundamentais tanto para a produção como para o comportamento da estrutura montada.

Dentre as diversas vantagens do uso de estruturas pré-moldadas, destacam-se a agilidade na execução e a redução de custos indiretos. Apesar dos custos diretos serem maiores, a sua utilização possibilita uma maior racionalização no processo construtivo reduzindo desperdícios com fôrmas e cimbramento, ampliando a produtividade nos canteiros de obra e garantindo alto controle de qualidade das peças.

### **2.3 Fissuração em elementos de concreto**

As fissuras são um tipo comum de patologia nas edificações, podendo ser classificadas em micro ou macro fissuras, dependendo das dimensões apresentadas. Elas podem estar presentes tanto nos elementos estruturais como em alvenarias e podem interferir na funcionalidade, na estética e na durabilidade da obra.

Em se tratando de elementos estruturais como as vigas, as fissuras podem ser decorrentes de diversos fatores que podem ser externos ou internos, dos quais as causas mais comuns podem estar relacionadas com o comprometimento da estrutura, vibrações, retirada de elementos de escoras durante a fase construtiva, sobrecarga de uso calculada inadequadamente, cura inadequada na fase de concretagem, falhas de execução, entre outros.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 a fissuração em elementos estruturais é inevitável, devido à grande variabilidade e a baixa resistência do concreto à tração. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras, quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, deve-se controlar a abertura dessas fissuras para que não ultrapassem valores limites.

A espessura do cobrimento pode ajudar a evitar a corrosão na armadura pela abertura de fissuras, porém não é parâmetro único para garantir a durabilidade da estrutura, pois a presença de fissuras no elemento estrutural pode invalidar a função do cobrimento. Segundo Filho (2014) “A abertura máxima característica das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm,

sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas”.

De maneira geral, a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites fixados pela ABNT NBR6118:2014, em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não representarão perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados limites últimos.

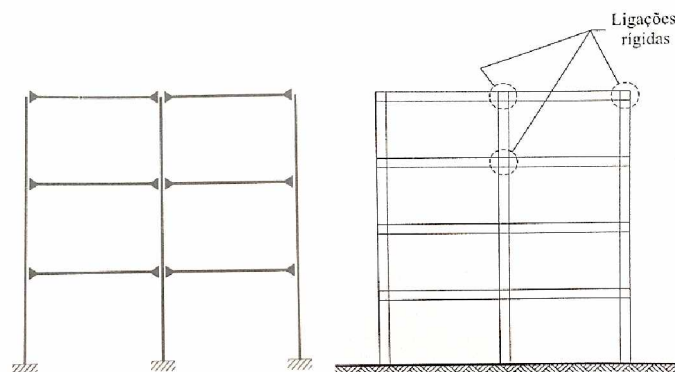
De acordo com Bastos (2006), no projeto de elementos estruturais o procedimento é verificar o comportamento da peça nos chamados Estados Limites de Serviço, como os Estados Limites de Formação de Fissuras (ELS-F) e de Abertura das Fissuras (ELS-W), em função da utilização e desempenho requeridos para o elemento estrutural. No concreto armado, a armadura submetida a tensões de tração alonga-se, até o limite máximo de 10 ‰ ( $1\% = 10\text{‰} = 10\text{ mm/m}$ ), imposto pela ABNT NBR 6118:2014, para Estado Limite Ultimo (Domínio 2).

### 3 ESTUDO DE CASO

#### 3.1 Definições iniciais

O estudo se baseia na análise do surgimento de fissuras em vigas de um projeto que foi feito para ser executado em concreto armado convencional, mas que por diversas questões optou-se por substituir por concreto pré-moldado, com um sistema estrutural com elementos de eixo reto, com pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares, conforme ilustrado na Figura 1.

Figura 1 – Forma básica do sistema estrutural (pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares) e esquema construtivo com elementos de eixo reto



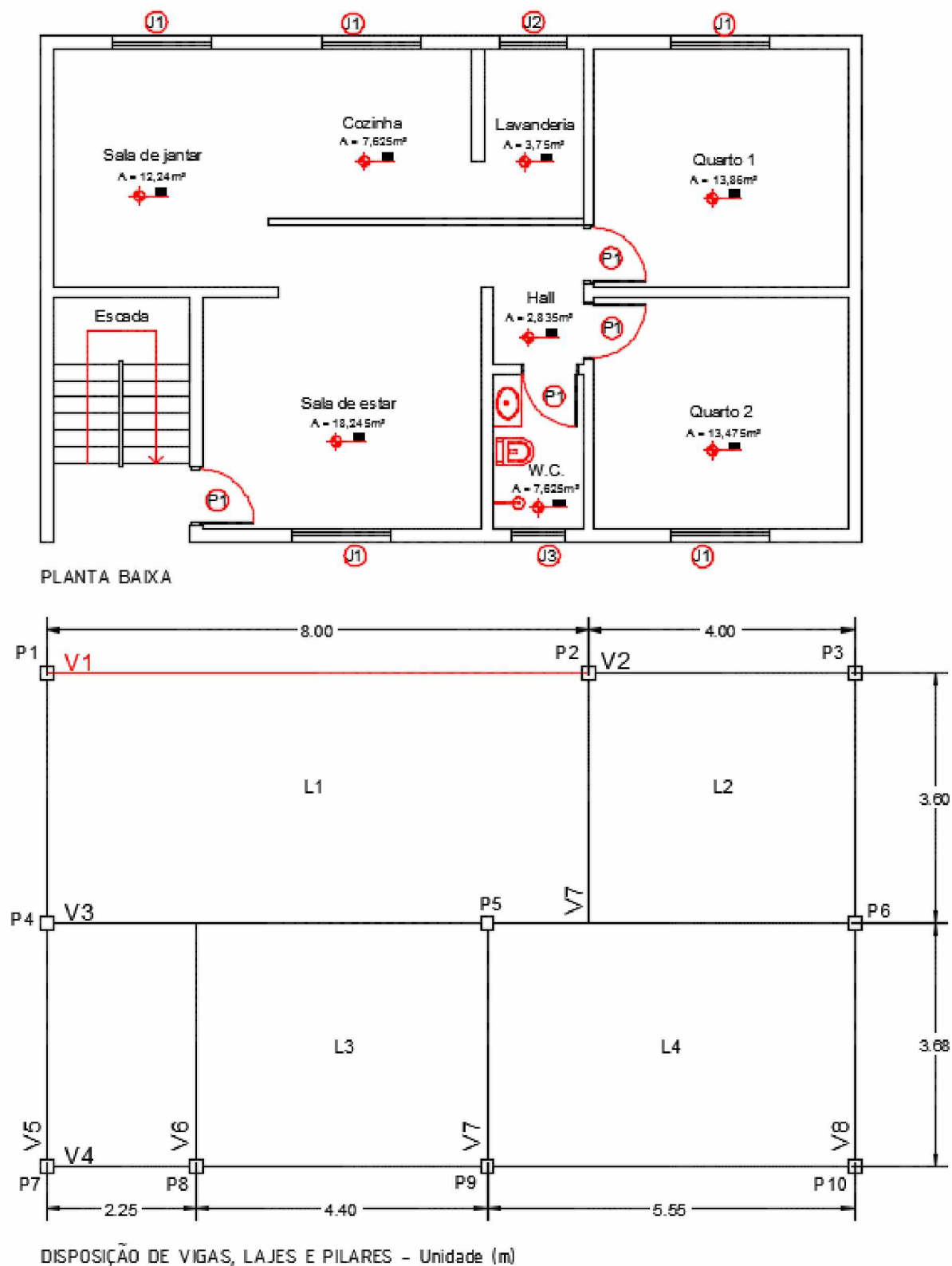
Fonte: El Debs (2000)

Segundo El Debs (2000), este caso tem grande semelhança de comportamento com as estruturas de concreto moldado no local, às custas de ligações mais dispendiosas.

Com a finalidade de demonstrar a importância da consideração das diferentes condições de apoio de uma viga pré-moldada em um projeto, a viga estudada será calculada e depois verificada para duas diferentes situações transitórias e duas considerações de falha de execução.

Nesta seção será estudada uma viga denominada V1, com comprimento ( $L$ ) de 8 metros e seção transversal com base ( $b$ ) de 20 centímetros e altura ( $h$ ) de 60 centímetros. A viga faz parte da estrutura de uma edificação residencial, com quatro pavimentos, situada em um complexo habitacional formado por várias destas edificações, cuja planta baixa e disposição dos pilares, vigas e lajes podem ser observados na Figura 2.

Figura 2 – Planta baixa e disposição estrutural



Fonte: Autora (2017)

### 3.2 Cálculo da viga para a situação de projeto

Antes de realizar os cálculos necessários para determinar a armadura da viga com as dimensões determinadas anteriormente, será considerada a hipótese de que o projeto exija que a viga V1 seja biengastada como mostrado na Figura 3.

Figura 3 – Viga biengastada



Fonte: Autora (2017)

#### 3.2.1 Carregamento na viga V1

Para a tomada de carga da viga serão consideradas as ações permanentes diretas causadas por 3 parcelas que são o peso próprio da viga, o peso de alvenaria direta na viga e a reação das lajes que se apoiam na viga.

Não serão considerados nos cálculos as ações permanentes indiretas constituídas por deformações impostas por retração do concreto, fluência, recalques de apoios, imperfeições geométricas bem como as ações variáveis pela ação do vento e da chuva, pelas variações da temperatura e nem as ações dinâmicas, como choques ou vibrações. Também não serão considerados os efeitos das ações excepcionais, que são de duração extremamente curta e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção, como os abalos sísmicos, as explosões, os incêndios, choques de veículos, enchentes, etc.

Para encontrar a primeira parcela, referente ao peso próprio ( $g_{k(pp,viga)}$ ) da viga, cujo valor foi de 3 kN/m, foi utilizada Equação 1, considerado o peso específico do concreto armado ( $\gamma_{CA}$ ) como 25 kN/m<sup>3</sup> (ABNT NBR 6120:1980), e as dimensões da seção transversal já descritas.

$$g_{k(pp,viga)} = b \cdot h \cdot \gamma_{CA} \quad (1)$$

Na segunda parcela, composta pelo peso de alvenaria ( $g_{k(alv)}$ ) direta sobre a viga, foi necessário levar em consideração as dimensões da parede em projeto. De acordo com o mesmo a espessura ( $e_{par}$ ) da parede é de 15 cm e a altura do pé direito (PD) é de 270 cm. Descontando-se a altura da viga de 60 cm do pavimento superior a altura resulta em 210 cm de parede de alvenaria. Considerando ainda o peso específico do tijolo furado como 13 kN/m<sup>3</sup> (ABNT NBR 6120:1980), o carregamento encontrado para a parede de alvenaria foi de 4,095 kN/m, seguindo a Equação 2. Para esta parcela de carga de alvenaria não foi levado em conta a parcela referente ao peso da argamassa de revestimento em cada face da parede.

$$g_{k(alv)} = e_{par} \cdot (PD - h) \cdot \gamma_{tijolo} \quad (2)$$

Para a terceira parcela de carga, referente à reação da laje L1 que se apoia sobre a viga V1, foram considerados o peso próprio da laje, o peso de revestimentos e uma carga acidental sobre a laje. Conforme detalhes do projeto, a laje que apoia sobre a viga em estudo é uma laje retangular de dimensões  $l_x$  igual a 3,60 metros e  $l_y$  igual a 8 metros, armada em apenas uma direção e cuja espessura ( $e_{laje}$ ) é de 12 centímetros.

Para o peso próprio da laje ( $g_{k(pp,laje)}$ ) foi utilizado o peso específico do concreto armado e a espessura da laje, encontrando-se um valor de 3 kN/m<sup>2</sup> conforme demonstrado na Equação 3 e para o peso de revestimento ( $g_{k(pp,rev)}$ ) foi estimado um valor considerável de 1 kN/m<sup>2</sup>.

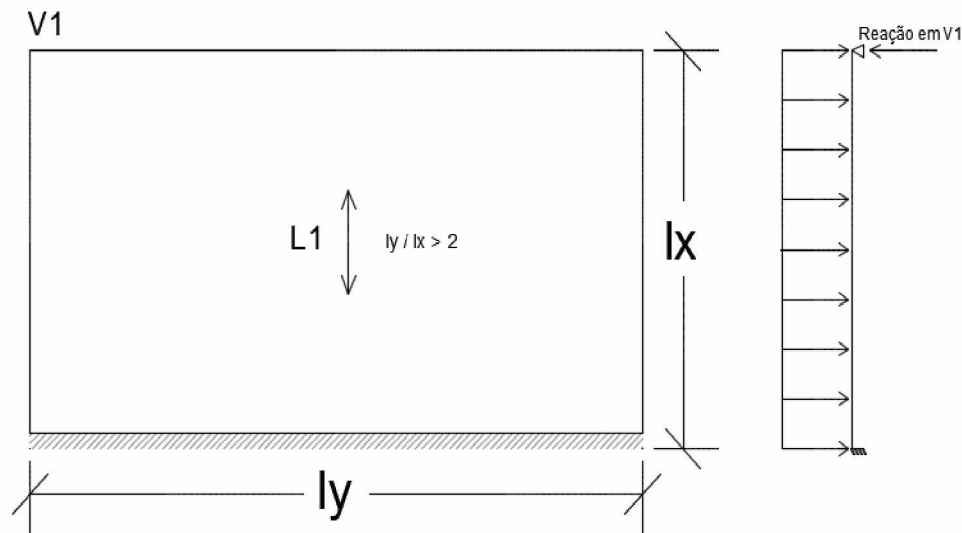
$$g_{k(pp,laje)} = e_{laje} \cdot \gamma_{CA} \quad (3)$$

As cargas permanentes na laje ( $g_{k(laje)}$ ) são então compostas pela soma do peso de revestimento e peso próprio da laje resultando em um valor de 4 kN/m<sup>2</sup>. Como se trata de uma laje de edifício

residencial, na região de copa e cozinha, será considerada ainda uma carga acidental ( $q_{k(laje)}$ ) de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, conforme indicações da tabela 2 ABNT NBR 6120:1980.

No cálculo das reações da laje na viga, a laje será analisada em função da direção. No caso das lajes armadas em uma direção, as reações de apoio são provenientes do cálculo da viga suposta, conforme ilustrado na Figura 4.

Figura 4 – Reação da laje na viga V1

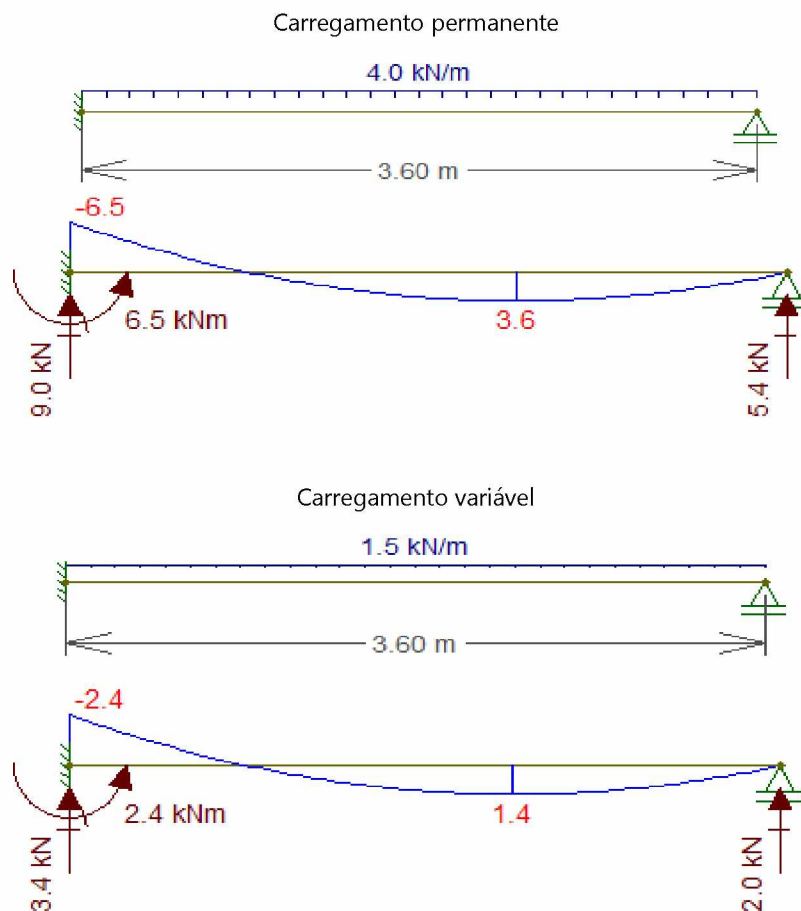


Fonte: Autora (2017)

Portanto, o valor da reação da laje na viga ( $R_{V1}$ ) pode ser encontrado pela Equação 4, onde a carga da laje é utilizada para uma faixa de 1 metro. Desta forma é possível determinar que para a carga permanente de 4 kN/m<sup>2</sup> a reação corresponde a 5,4 kN/m e para a carga variável de 1,5 kN/m<sup>2</sup> corresponde a 2,0 kN/m, conforme ilustrado na Figura 5.

$$R_{V1} = \frac{3 (g_{k,laje} \cdot 1) l_x}{8} \quad (4)$$

Figura 5 – Reações da laje L1 na viga V1



Fonte: Autora (2017)

Deste modo, o valor final das cargas atuantes na viga corresponde à soma dos valores encontrados, para cargas permanentes e variáveis. Os resultados estão dispostos na Tabela 1.

Tabela 1 – Carregamento na viga para a situação de projeto

| Carregamento |                      | Valor característico | TOTAL       |
|--------------|----------------------|----------------------|-------------|
| Permanentes  | Peso próprio da viga | 3 kN/m               | 12,495 kN/m |
|              | Alvenaria direta     | 4,095 kN/m           |             |
|              | Reação da laje       | 5,4 kN/m             |             |
| Variáveis    | Reação da laje       | 2,0 kN/m             | 2,0 kN/m    |

Fonte: Autora (2017)

### 3.2.2 Combinações dos carregamentos que atuam na viga V1

Com a finalidade de verificar a segurança dos possíveis estados limites, deve-se analisar as combinações de ação, para cada tipo de carregamento, que possam acarretar efeitos desfavoráveis nas seções críticas do elemento em estudo. Segundo a ABNT NBR 8681:2003, as ações permanentes devem ser consideradas em sua totalidade, enquanto as ações variáveis são consideradas apenas quando produzirem efeitos desfavoráveis para a segurança.

Desta forma, seguindo as diretrizes deste trabalho, serão feitas as combinações última normal, frequente e rara para fazer o dimensionamento da peça e verificar a abertura e a formação de fissuras respectivamente.

- Combinação última normal:

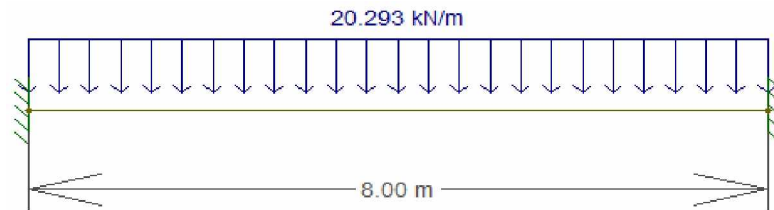
De acordo com a ABNT NBR 8681:2003 esta combinação é determinada pela Equação 5. Determinados os valores das cargas, será necessário então definir os valores dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes ( $\gamma_g$ ) e variáveis ( $\gamma_q$ ).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (5)$$

Resolvendo de maneira agrupada, de acordo com ABNT NBR 8681:2003, para combinação normal e edificação tipo 2 os valores do coeficiente de ponderação para ações permanentes será 1,4 para condição desfavorável e 1,0 para condição favorável. Vale lembrar que a edificação é classificada como tipo 2, pois as cargas acidentais não superam 5kN/m<sup>2</sup>. O coeficiente de ponderação para ações variáveis vale 1,4 e o fator de combinação ( $\Psi_0$ ), para cargas acidentais de edifícios residenciais, vale 0,5.

Como apenas uma ação variável está sendo considerada nos estudos, a combinação será feita considerando esta ação como a ação principal e assim o fator de combinação não será necessário. O resultado encontrado foi de 20,293 kN/m, conforme indicado na Figura 6.

Figura 6 – Carregamento de cálculo para dimensionamento da viga, resultante da combinação última normal



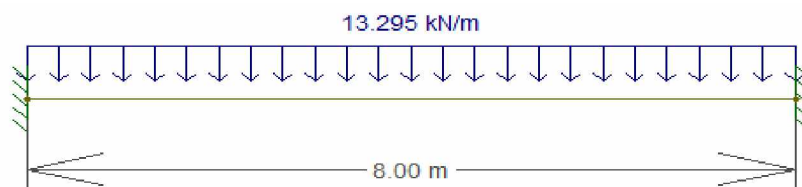
Fonte: Autora (2017)

- Combinação frequente de serviço:

Esta combinação será feita com a finalidade de fazer a verificação de abertura de fissuras e de acordo com a ABNT NBR 8681:2003 é dada pela Equação 6. Será necessário então definir os valores dos fatores de redução ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ), que para as cargas acidentais de edifícios residenciais, conforme tabela 6 da NBR 8681:2003, valem 0,4 e 0,3 respectivamente. O resultado encontrado foi de 13,295 kN/m, conforme indicado na Figura 7.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (6)$$

Figura 7 – Carregamento de cálculo para verificar abertura de fissuras, resultante da combinação frequente



Fonte: Autora (2017)

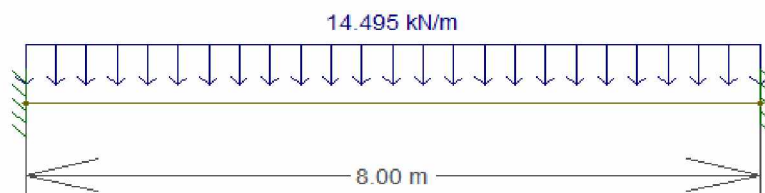
- Combinação rara de serviço:

Com a finalidade de verificar a formação de fissuras na viga, será feita a combinação rara, que segundo a ABNT NBR 8681:2003 é definida pela Equação 7. Como, neste caso, existe apenas

uma ação variável, não será utilizado o fato de redução e o resultado será um carregamento de 14,495 kN/m, conforma Figura 8.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (7)$$

Figura 8 – Carregamento de cálculo para verificar formação de fissuras, resultante da combinação rara



Fonte: Autora (2017)

Os valores encontrados para cada combinação estão resumidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Carregamentos de cálculo para a situação de projeto

| Combinação           | Carregamento de cálculo |
|----------------------|-------------------------|
| Última normal        | 20,293 kN/m             |
| Frequente de serviço | 13,295 kN/m             |
| Rara de serviço      | 14,495 kN/m             |

Fonte: Autora (2017)

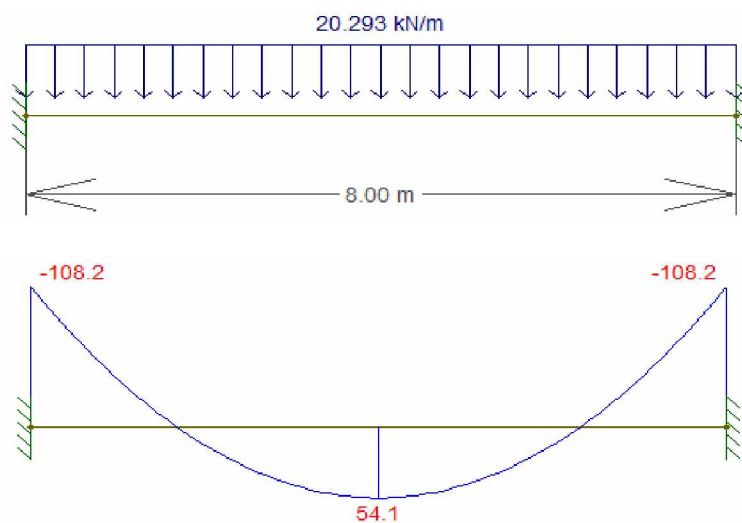
### 3.2.3 Momentos fletores na viga V1

Determinados os carregamentos, é possível encontrar os diagramas de momento fletor para as três combinações descritas. Para determinação do diagrama, os momentos no meio do vão e nas bordas engastadas serão dados pelas Equações 8 e 9 respectivamente. Os valores encontrados e que serão utilizados para dimensionamento e para verificação de abertura e formação de fissuras estão representados nas Figura 9, 10 e 11, respectivamente, e dispostos na Tabela 3.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{g L^2}{24} \quad (8)$$

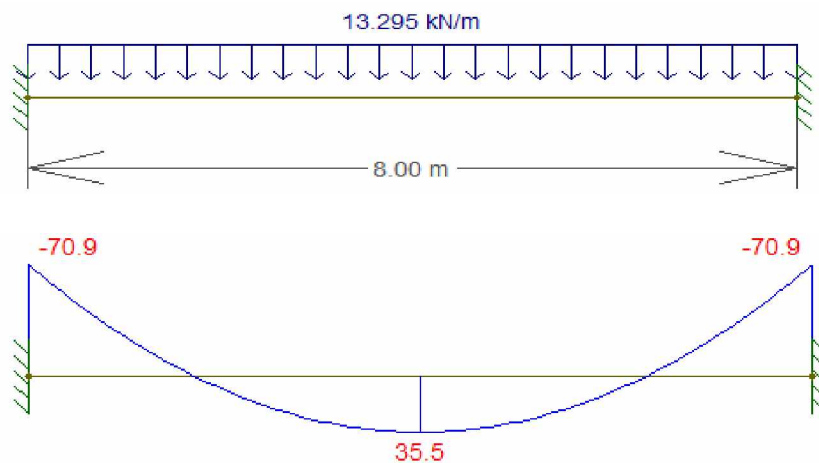
$$M_A = M_B = \frac{-g L^2}{12} \quad (9)$$

Figura 9 – Momentos de cálculo para dimensionamento [Resultados em kN·m]



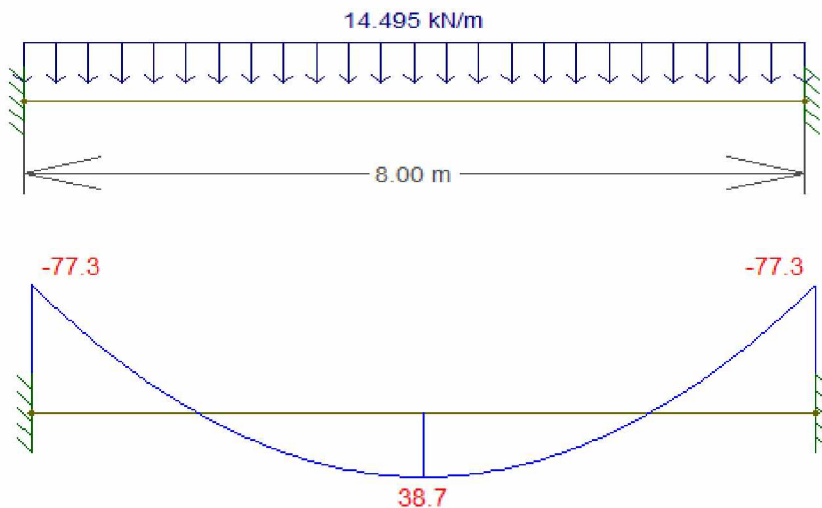
Fonte: Autora (2017)

Figura 10 – Momentos de cálculo para verificação de abertura de fissuras [Resultados em kN·m]



Fonte: Autora (2017)

Figura 11 – Momentos de cálculo para verificação de formação de fissuras [Resultados em kN·m]



Fonte: Autora (2017)

Tabela 3 – Cargas na viga para a situação de projeto

| Utilização           | Máximo Momento | Máximo Momento |
|----------------------|----------------|----------------|
|                      | Positivo       | Negativo       |
| Dimensionamento      | 54,1 kN·m      | 108,2 kN·m     |
| Formação de fissuras | 38,7 kN·m      | 77,3 kN·m      |
| Abertura de fissuras | 35,5 kN·m      | 70,9 kN·m      |

Fonte: Autora (2017)

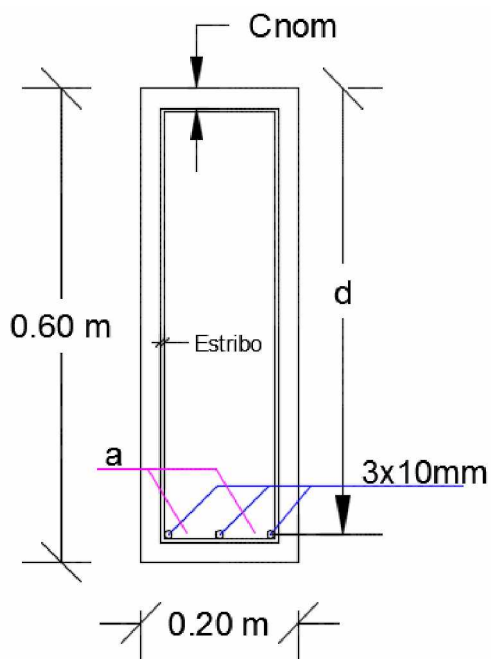
### 3.2.4 Dimensionamento à flexão da peça

Será necessário fazer o dimensionamento para os dois momentos encontrados.

- Armadura para momento positivo de 5410 kN.cm:

Será adotada inicialmente uma armadura hipotética, de aço CA50, com 3 barras de diâmetro ( $\emptyset$ ) de 10 mm e estribo com diâmetro de ( $\emptyset_t$ ) 5 mm conforme Figura 12, com a finalidade de determinar a altura útil ( $d$ ) da peça, conforme Equação 10.

Figura 12 – Seção da peça para momento positivo



Fonte: Autora (2017)

$$d = h - C_{nom} - \phi_t - \frac{\phi}{2} \quad (10)$$

Para determinar o valor do cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ) foi preciso analisar a classe de agressividade ambiental (CAA) a partir das tabelas 6.1, 7.1 e 7.2 da ABNT NBR 6118:2014. Como se trata de um edifício residencial em meio urbano, a agressividade é moderada com CAA II. Para tal classe de agressividade a classe de concreto a ser utilizado deve ser no mínimo a C25 e ainda que o cobrimento nominal a ser utilizado deve ser de 30 mm, podendo ser reduzido em até 5 milímetros caso seja utilizado uma classe de concreto de resistência superior ao mínimo exigido.

Desta forma, foi definindo que será utilizado concreto de classe C30 com cobrimento nominal de 25 mm, sendo possível obter um valor de altura útil igual a 56,5 cm. Com o valor encontrado para a altura útil é possível determinar o valor do parâmetro  $k_c$  através da Equação 11, cujo valor é 11,8.

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} \quad (11)$$

Encontrado o valor do parâmetro  $k_c$  e utilizando a tabela de dimensionamento de seção retangular sob flexão simples, é possível interpolar o valor encontrado para determinar a relação  $x/d$  definida como  $\beta_c$ , conforme indicado na Tabela 4.

Tabela 4 – Interpolação de fatores para dimensionamento com valores segundo ABNT NBR 6118:2014

| $\beta_c$           | $k_c$          | $k_s$           |
|---------------------|----------------|-----------------|
|                     | Concreto C30   | Aço CA-50       |
| 0,04                | 17,4           | 0,023           |
| $\beta_c = 0,05964$ | $k_c = 11,801$ | $k_s = 0,02398$ |
| 0,06                | 11,7           | 0,024           |

Fonte: Autora (2017)

Para definir a posição da linha neutra ( $x$ ) na seção basta seguir a Equação 12, com o valor de  $\beta_c$  encontrado, sendo possível determinar um valor de 3,37 cm.

$$\beta_c = \frac{x}{d} \quad (12)$$

Finalmente é possível determinar a área de aço necessária para obter equilíbrio na seção, através da Equação 13, utilizando o valor encontrado para  $k_s$  na Tabela 4, obtendo-se um valor de 2,296 cm<sup>2</sup>. Portanto a armadura adotada inicialmente de 3 barras de 10 mm é suficiente, pois a área de aço efetiva destas barras, que é igual a 2,355 cm<sup>2</sup>, é maior do que a calculada.

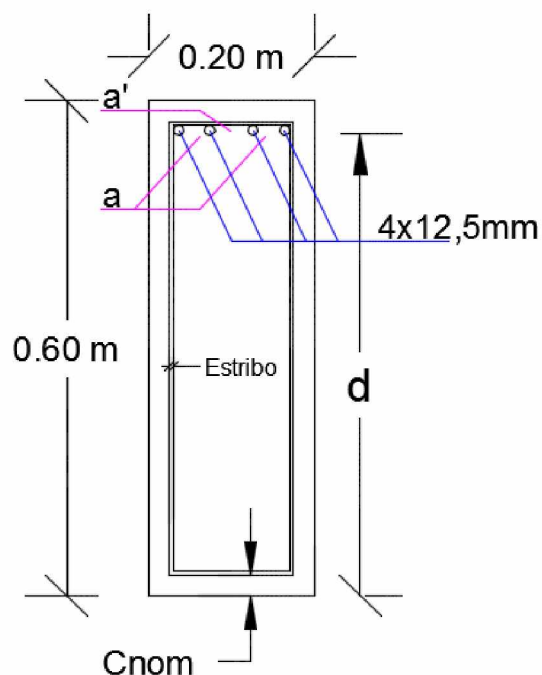
$$k_s = \frac{A_s \cdot d}{M_d} \quad (13)$$

É importante ainda observar que utilizando 3 barras de 10 mm é possível obedecer o espaçamento mínimo entre as barras ( $a$ ) que deve ser  $\geq 20 \text{ mm} \geq \emptyset$  da barras, obtendo-se um valor de 5,5 cm.

- Armadura para momento negativo de 10820 kN.cm:

Será adotada inicialmente uma armadura hipotética com 4 barras de diâmetro ( $\emptyset$ ) de 12,5 mm, de aço CA50, e estribo com diâmetro de ( $\emptyset_t$ ) 5 mm, conforme Figura 13. Utilizando os mesmos valores de classe de concreto C30 e cobrimento nominal de 2,5 mm definidos anteriormente, foi possível determinar o valor da altura útil de 56,375 cm e o valor do parâmetro  $k_c$  de 5,874.

Figura 13 – Seção da peça para momento negativo



Fonte: Autora (2017)

Com o novo valor de  $k_c$  e utilizando a tabela de dimensionamento foram encontrados os novos valores dos demais parâmetros,  $\beta_c$  igual a 0,12313 e  $k_s$  igual a 0,024. A nova posição da linha

neutra passa a ser 6,94 cm e a área de aço calculada é de 4,606 cm<sup>2</sup>. Portanto, a armadura adotada inicialmente de 4 barras de 12,5 mm é suficiente, pois a área de aço efetiva destas barras, que é igual a 4,908 cm<sup>2</sup>, é maior do que a calculada e os espaçamentos ( $a$  e  $a'$ ) foram de 2,5 cm entre as barras da extremidade e de 4 cm entre as barras do meio, possibilitando a passagem de vibrador de concreto.

Como a viga não tem altura superior a 60 cm, o cálculo da armadura de pele não é necessário, segundo a ABNT NBR 6118:2014. Além disso, por norma, é necessário conferir se os valores encontrados para a área de armadura não ultrapassam a armadura máxima nem retrocede o valor da armadura mínima.

A armadura máxima nas seções transversais visa assegurar condições de ductilidade, além de respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto. Para verificar basta checar se a área de aço efetiva é menor do que 4% da área de concreto da seção transversal da viga em análise, que corresponde a 48 cm<sup>2</sup>, portando todas as seções estão dentro do aceitável.

Por fim a armadura mínima, que tem o intuito de evitar a ruptura frágil das seções transversais ao se formar a primeira fissura, é calculada a partir de um momento mínimo que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por  $f_{ctk,sup}$ , e relacionando o momento de inercia ( $I$ ) com a meia altura da viga ( $y$ ), é possível obter um valor de 3615 kN.cm, por meio da Equação 14.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot \frac{I}{y} \cdot f_{ctk,sup} \quad (14)$$

Como o momento usado para dimensionar foi maior do que o momento mínimo calculado, a armadura encontrada será maior do que a armadura mínima exigida, não sendo necessário encontrar o valor da armadura mínima. Na Tabela 5 está disposto um resumo dos valores encontrados para o dimensionamento da seção.

Tabela 5 – Valores para dimensionamento da seção

| Momento Positivo (5410 kN.cm) |                       | Momento negativo (10820 kN.cm) |                       |
|-------------------------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------|
| $C_{nom}$                     | 2,5 cm                | $C_{nom}$                      | 2,5 cm                |
| $\varnothing$ adotado         | 3 de 10 mm            | $\varnothing$ adotado          | 4 de 12,5 mm          |
| $\varnothing_t$               | 5 mm                  | $\varnothing_t$                | 5 mm                  |
| Aço                           | CA50                  | Aço                            | CA50                  |
| $f_{ck}$                      | 30 MPa                | $f_{ck}$                       | 30 MPa                |
| d                             | 56,5 cm               | d                              | 56,375 cm             |
| $k_c$                         | 11,801                | $k_c$                          | 5,874                 |
| $k_s$                         | 0,02398               | $k_s$                          | 0,024                 |
| $\beta_c$                     | 0,05964               | $\beta_c$                      | 0,12313               |
| x                             | 3,37 cm               | x                              | 6,94 cm               |
| $A_s$ calculada               | 2,296 cm <sup>2</sup> | $A_s$ calculada                | 4,606 cm <sup>2</sup> |
| $\phi$ usado                  | 3 de 10mm             | $\phi$ usado                   | 4 de 12,5mm           |
| $A_s$ efetiva                 | 2,356 cm <sup>2</sup> | $A_s$ efetiva                  | 4,908 cm <sup>2</sup> |
| a                             | 5,5 cm                | a                              | 2,5 cm                |
|                               |                       | a'                             | 4,0 cm                |

Fonte: Autora (2017)

### 3.2.5. Detalhamento da armadura longitudinal da peça

- Ancoragem nos pilares extremos:

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, como o momento no apoio é negativo de valor superior à metade do momento do vão, a área de armadura mínima que deve chegar até o apoio será  $\frac{1}{4}$  da área de aço calculada para o vão ( $A_{s,apoio} > \frac{1}{4} A_{s,vão}$ ), obtendo-se então um valor de 0,5715 cm<sup>2</sup>. A armadura longitudinal negativa é a armadura a ancorar no pilar assim, serão levados até o apoio as quatro barras de 12,5 mm cuja área efetiva é 4,908 cm<sup>2</sup>, sendo então a área maior do que a mínima exigida.

Para encontrar o comprimento a ser ancorado, a partir da face do apoio, será utilizado o maior valor encontrado entre as Equações 15 e 16. O valor de r representa o raio de curvatura dos

ganchos, que para a situação da viga biengastada usando barra de aço tipo CA50, corresponde a nó de pórtico e vale 7,5 vezes o diâmetro da barra, segundo a seção 18.2.2 da ABNT NBR 6118:2014.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (15)$$

$$l_{b,nec} \geq r + 5,5\phi \quad (16)$$

Sabendo que serão utilizados concreto C30 ( $\gamma_c=1,4$ ), aço CA-50 (barra nervurada de alta aderência com coeficiente de conformação superficial  $n1=2,25$ ) de bitola com 12,5 mm (coeficiente  $n3=1$ ), em situação de má aderência para as barras (cujo coeficiente de aderência  $n2=0,7$ ) e utilizando gancho ( $\alpha=0,7$ ) o comprimento de ancoragem é determinado seguindo as Equações 17, 18, 19, 20 e 21.

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (17)$$

$$f_{ctd} = 0,7 \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (18)$$

$$f_{bd} = n1 \cdot n2 \cdot n3 \cdot f_{ctd} \quad (19)$$

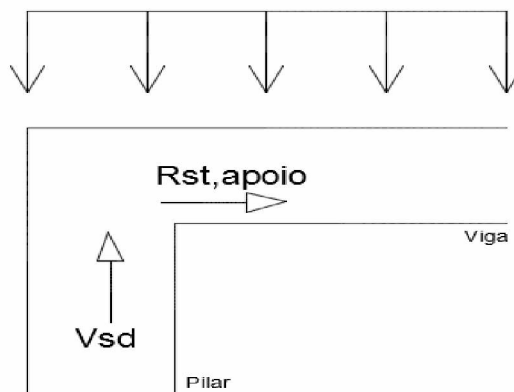
$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} \quad (20)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (21)$$

Desta forma, o valor mínimo encontrado para a ancoragem é de 31,83 mm e será usado um valor de 32 cm. Supondo que o comprimento disponível para ancoragem é de 45 cm, equivalente à largura do pilar de extremidade de seção 45x50, e descontado do cobrimento nominal de 2,5 cm, ficam disponíveis para ancoragem 42,5, o que é suficiente para ancorar os 32 cm adotados. Para o comprimento do gancho, considerando gancho a 90°, será utilizada uma relação de 8 vezes o diâmetro da barra, resultando em um comprimento de 10 cm.

É necessário também ancorar a armadura inferior, situada em região de boa aderência, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão. A área de aço que deve ser levada até o apoio é determinada pela Equação 22, que por sua vez depende de uma força resistente de tração, conforme ilustrado na Figura 14 e que é calculada pela Equação 23.

Figura 14 – Força resistente de tração na diagonal comprimida



Fonte: Autora (2017)

$$A_{s,apoio} = \frac{R_{st,apoio}}{f_{yd}} \quad (22)$$

$$R_{st,apoio} = \frac{a_l}{d} \cdot V_{sd} \quad (23)$$

O valor de “ $a_l$ ” corresponde ao deslocamento (decalagem) do diagrama de momentos exigido por conta do modelo de treliça de Ritter e Mörsch. A ABNT NBR 6118:2014, admite dois

modelos de cálculo, e para este trabalho será considerado o modelo II, que admite bielas de compressão com inclinação  $\theta$  entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Assim, considerando bielas a  $30^\circ$  e inclinação de estribos  $\alpha$  a  $90^\circ$ , o valor do deslocamento  $a_l$  será  $0,87d$ , conforme Equação 24.

$$a_l = 0,5d (\cotg\theta - \cotg\alpha) \quad (24)$$

Portanto, sabendo que o valor máximo para a força cortante  $V_{sd}$  é de 81,2 kN, o valor encontrado para a resistente de tração foi de 73,08 kN e a área de aço calculada para o apoio foi de 1,68 cm<sup>2</sup>. Para suprir esta área serão prolongadas até o apoio as 3 barras de 10 mm utilizadas no meio do vão, resultando em uma área efetiva de 2,355 cm<sup>2</sup>.

Sabendo que serão utilizados concreto C30 ( $\gamma_c=1,4$ ), aço CA-50 (barra nervurada de alta aderência com coeficiente de conformação superficial  $n_1=2,25$ ) de bitola com 10 mm (coeficiente  $n_3=1$ ), em situação de boa aderência para as barras (cujo coeficiente de aderência  $n_2=1,0$ ) e utilizando gancho ( $\alpha=0,7$ ) o comprimento de ancoragem resultará em 16,65 cm seguindo as Equações 15, 17, 18, 19, 20 e 21, já descritas, porém é adotado o valor de 20 cm.

Com o comprimento do pilar de 45 cm é possível garantir a ancoragem. Para o comprimento do gancho, considerando ganho a  $90^\circ$ , será utilizada uma relação de 8 vezes o diâmetro da barra, resultando em um comprimento de 10 cm. Para o pino de dobramento será utilizado um pino com diâmetro de 5 vezes maior de o diâmetro da barra, conforme Tabela 9.1 da ABNT NBR 6118:2014.

- Detalhamento da armadura longitudinal:

Para encontrar o comprimento da barra dentro da viga foi utilizado o método de decalagem do diagrama de momento fletor em escala, seguindo os seguintes passos:

- 1° - Dividir o eixo do comprimento da viga, na região do momento em análise, em  $n$  partes de mesmo comprimento;

- 2° - Dividir o segmento de momento conhecido em n partes de mesmo tamanho (não necessariamente na mesma proporção do segmento anterior;
- 3° - Determinar o ponto de inflexão;
- 4° - A partir do ponto inicial do eixo dos comprimentos, traçar linhas de chamada ligando os pontos determinados pelos segmentos na faixa do momento ao ponto de inflexão;
- 5° - A partir dos pontos marcado no comprimento, marcar a interação com as linhas de chamada e ligas os pontos marcados;

Para determinar o quanto cada barra pode absorver de momento, foi utilizada relação disposta na Equação 25 multiplicada pela área de aço de 1 barra de diâmetro determinado.

$$\frac{M_{max}}{A_{s,ef}} = \frac{kN \cdot cm}{cm^2} \quad (25)$$

Portanto para as 4 barras com bitola de 12,5 mm, utilizadas para combater o momento negativo, o momento absorvido por cada uma será de 2705 kN.cm. Como determinado anteriormente o valor de “a<sub>l</sub>” corresponde a 0,9d, logo para a região do momento positivo com “d” valendo 56,375 a decalagem é de 507 mm.

Seguindo com as equações demonstradas anteriormente, para 4Ø12,5mm atuando no momento negativo, considerando região de má aderência, com área calculada de 4,684cm<sup>2</sup> e área efetiva de 1,908cm<sup>2</sup>, o valor do comprimento de ancoragem básico (l<sub>b</sub>) é 596 mm. Este valor pode ser reduzido devido a diferença entre área calculada e área efetiva, portanto considerando agora barra sem gancho (α=1), o comprimento de ancoragem necessário passa a ser 569 mm.

Por fim o comprimento real das barras pode ser obtido através de uma análise com o diagrama de momento fletor em escala, escolhendo a maior dimensão, da seguinte maneira:

Barra 4':

$$(\text{Momento } 10820 \text{ kN.cm}) = a_l + l_{b,nec} = 507 + 569 = \mathbf{1076 \text{ mm}}$$

*ou*

$$(\text{Momento } 8115 \text{ kN.cm}) = 110 + a_l + 10 \varnothing = 110 + 507 + 125 = 742 \text{ mm}$$

Barra 3':

$$(\text{Momento } 8115 \text{ kN.cm}) = 110 + a_l + l_{b,nec} = 110 + 507 + 569 = \mathbf{1186 \text{ mm}}$$

*ou*

$$(\text{Momento } 5410 \text{ kN.cm}) = 423 + a_l + 10 \varnothing = 423 + 507 + 125 = 1055 \text{ mm}$$

Barra 2':

$$(\text{Momento } 5410 \text{ kN.cm}) = 423 + a_l + l_{b,nec} = 423 + 507 + 569 = 1499 \text{ mm}$$

*ou*

$$(\text{Momento } 2705 \text{ kN.cm}) = 955 + a_l + 10 \varnothing = 955 + 507 + 125 = \mathbf{1587 \text{ mm}}$$

Barra 1':

$$(\text{Momento } 2705 \text{ kN.cm}) = 955 + a_l + l_{b,nec} = 955 + 507 + 569 = 2031 \text{ mm}$$

*ou*

$$(\text{Momento } 0) = 1690 + a_l + 10 \varnothing = 1690 + 507 + 125 = \mathbf{2322 \text{ mm}}$$

Por simetria optou-se por utilizar as barras 3' e 4' do mesmo tamanho, valendo 1200 mm e as barras 1' e 2' também no mesmo tamanho, valendo 2350 mm.

Para o detalhamento da armadura positiva no meio do vão referente a 3 barras de 10mm, o comprimento das barras corresponde a todo o comprimento do vão, uma vez que estas serão prolongadas até os apoios.

Para dar continuidade no comprimento das barras superiores e servir como porta estribo serão utilizadas 2 barras com bitola de 5mm, que serão emendadas por traspasse com as barras de 12,5mm. Neste caso a emenda será feita pela simples justaposição longitudinal das barras num comprimento de traspasse ( $l_{ot}$ ) que torna possível a transferência da força de uma barra para outra por meio de bielas inclinadas de compressão.

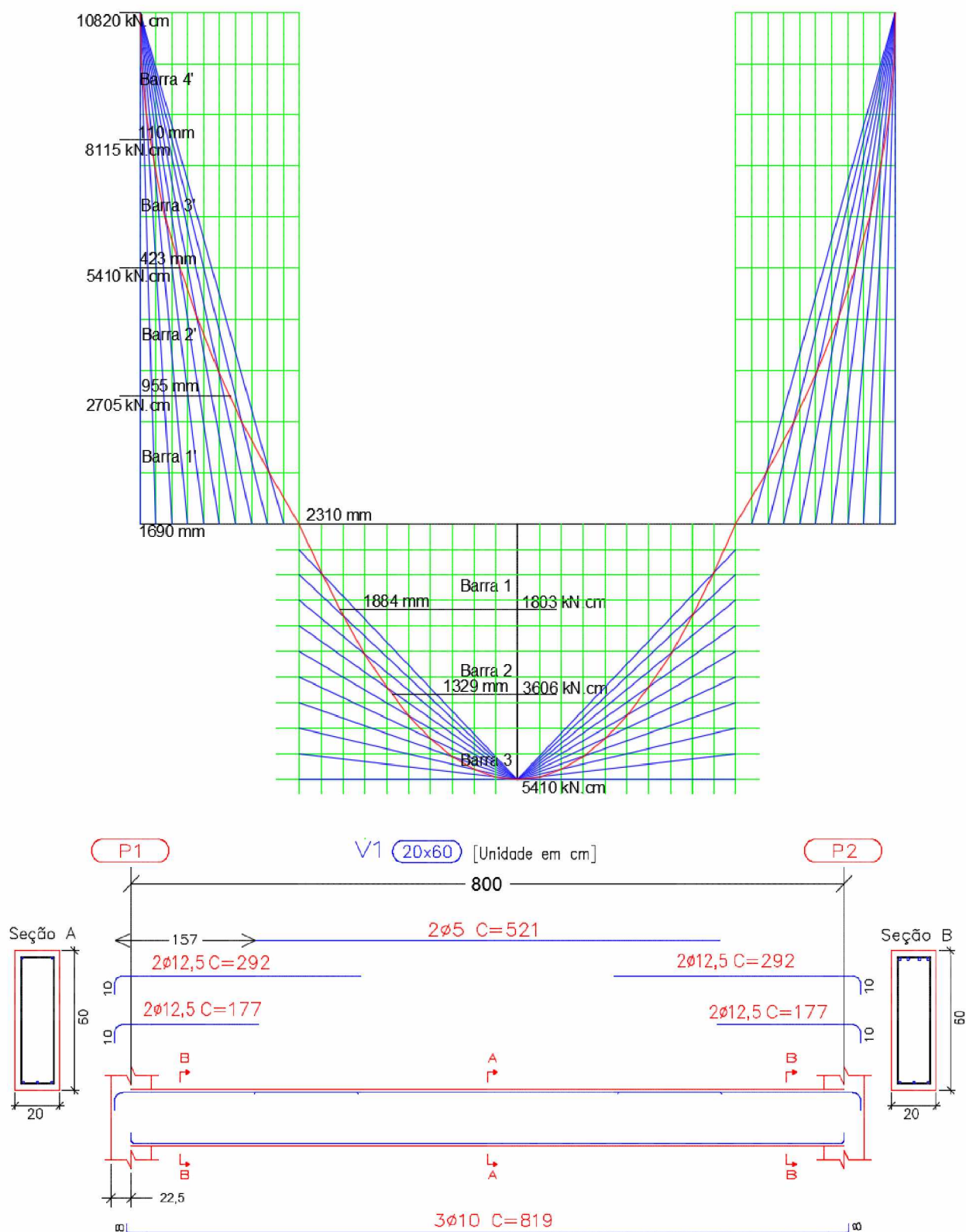
Como as barras possuem diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse será calculado pela barra de maior diâmetro. Conforme a ABNT NBR 6118:2014 o comprimento de traspasse para barras tracionadas, quando a distância livre entre as barras emendadas for superior a 4 vezes o diâmetro da barra, será dado pela Equação 26, acrescida a distância livre entre as barras emendadas, que neste caso vale 9,95 cm. Na equação dada,  $\alpha_{ot}$  é um coeficiente em função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme a tabela 9.4 da mesma norma. Como neste caso a porcentagem de barras emendadas é de 50% o coeficiente vale 1,8. Com o comprimento de ancoragem necessário calculado anteriormente é possível determinar o comprimento de traspasse no valor de 113 cm.

$$l_{ot} = (\alpha_{ot} \cdot l_{b,nec}) + 9,95 \geq l_{ot,min} \quad (26)$$

Finalmente, foi verificado se o comprimento calculado atende os valores mínimos conforme Equação 27. Portanto como o máximo valor para o comprimento mínimo foi de 32 cm, o comprimento calculado é suficiente. O detalhamento finalizado está disposto na Figura 15.

$$l_{ot,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot \alpha_{ot} \cdot l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (27)$$

Figura 15 – Diagrama de momento fletor em escala e detalhamento da armadura longitudinal da viga V1



Fonte: Autora (2017)

### 3.2.6 Verificação da formação de fissuras (ELS-F)

Ao longo de sua vida útil, a estrutura feita em concreto pode passar por diferentes estádios que variam conforme o início da aplicação da força até a sua ruptura. Dentre estes o primeiro é o Estádio I, que tem como início a aplicação do carregamento, onde as tensões atuantes são menores que a resistência à tração do concreto, gerando um diagrama linear de tensões e valendo a Lei de Hooke. O limite deste estágio fica definido pelo momento de fissuração ( $M_r$ ).

Já no Estádio II a seção da peça apresenta fissuras e o concreto não resiste mais à tração. As fissuras vão aumentando conforme o aumento do carregamento aplicado. A região de concreto comprimido possui um diagrama linear e continua valendo a Lei de Hooke. Neste estágio são feitas as verificações de Estados Limites de Serviço (fissuração e flechas) e seu limite fica definido pela plastificação dos materiais.

O último estágio do concreto é o III, no qual ocorre a plastificação do concreto comprimido, que determina o limite de ruptura da seção e que é definido por um diagrama parábola-retângulo. Neste estágio que se realiza o dimensionamento das estruturas e para cálculo é feita uma simplificação para diagrama retangular do concreto comprimido.

A verificação de formação de fissuras é feita para os estados limites de serviço, tendo as estruturas trabalhando parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois estádios é definida pelo momento de fissuração que de acordo com a seção 17.3 da ABNT NBR 6118:2014 pode ser encontrado através da Equação 28.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (28)$$

Nesta equação,  $\alpha$  é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta e para seções retangulares vale 1,5.

A resistência do concreto à tração direta,  $f_{ct}$ , é obtida conforme a seção 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014, sendo que para determinação de  $M_r$ , no estado de limite de formação de fissuras, deve ser usado o  $f_{ctk,inf}$ , conforme Equação 29.

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} \quad (29)$$

A parcela de  $I_c$  corresponde ao momento de inércia da seção bruta de concreto que para a viga de seção retangular é dado pela Equação 30.

$$I_c = \frac{b h^3}{12} \quad (30)$$

Por fim, o  $y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada, e pode ser encontrado através da Equação 31 para a viga de seção retangular.

$$y_t = h/2 \quad (31)$$

Os resultados encontrados para o momento de fissuração estão dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 – Momento de Fissuração da viga V1

| Resultado do Momento de Fissuração ( $M_r$ ) |                          |
|----------------------------------------------|--------------------------|
| $\alpha$                                     | 1,5                      |
| $f_{ck}$                                     | 30 MPa                   |
| $f_{ct}$                                     | 0,203 kN/cm <sup>2</sup> |
| $b$                                          | 20 cm                    |
| $h$                                          | 60 cm                    |
| $I_c$                                        | 360000 cm <sup>4</sup>   |
| $y_t$                                        | 30 cm                    |
| <b><math>M_r</math></b>                      | <b>3650 kN·cm</b>        |

Fonte: Autora (2017)

O estado limite de formação de fissuras é verificado então comparando o valor de  $M_r$  com o momento fletor relativo à combinação rara de serviço, encontrado anteriormente na seção 3.2.3 e que no meio do vão vale  $M_{d, \text{serv}} = 3870 \text{ kN}\cdot\text{cm}$  e nos engastes valem  $M_{d, \text{serv}} = 7730 \text{ kN}\cdot\text{cm}$ . Como  $M_{d, \text{serv}} > M_r$ , a seção da viga encontra-se no estágio II e portanto há grande probabilidade de iniciar o processo de fissuração na seção transversal, conforme ilustrado na Figura 16. Desta forma é necessário realizar a verificação das aberturas das fissuras que ocorrerão na viga, quando em serviço.

Figura 16 – Detalhe longitudinal de viga biengastada com fissuras

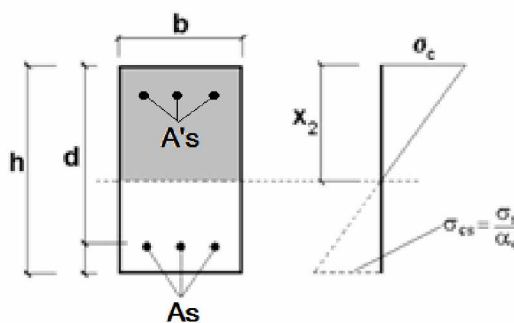


Fonte: Autora (2017)

### 3.2.7 Verificação da abertura de fissuras (ELS-W)

Como já mencionado anteriormente, o estudo da abertura de fissuras ocorre no Estádio II, desta forma, diferentemente do que ocorre no Estádio I, conforme Pinheiro e Muzardo (2017) o concreto não resiste mais à tração e a região de concreto tracionado, conforme ilustrado na Figura 17, é desprezada nos cálculos pois ele está fissurado.

Figura 17 – Seção retangular no Estádio II



Fonte: Autora (2017)

Como a viga em estudo é formada pela combinação do concreto com o aço, que são materiais que possuem propriedades distintas, é necessário homogeneizar a seção em análise para efetuar alguns cálculos. Essa homogeneização é feita substituindo-se a área de aço por uma área correspondente de concreto, obtida a partir da multiplicação da área de aço ‘ $A_s$ ’ pelo fator ‘ $\alpha e$ ’, e será aplicada nos cálculos da posição da linha neutra e do momento de inércia. Para determinar o fator  $\alpha e$  basta dividir o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) pelo módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ).

Para encontrar a posição  $X_{II}$  da linha neutra basta igualar o momento estático da seção em relação à linha neutra a zero ( $M_{LN} = 0$ ), desprezando-se a resistência do concreto à tração. A expressão para cálculo da linha neutra resultar na Equação 32, na qual  $A's$  corresponde à área de aço comprimida e  $d'$  é a distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida até a fibra mais comprimida do concreto

$$\frac{bw \cdot X^2}{2} + (\alpha e - 1) \cdot A's \cdot (X_{II} - d') - \alpha e \cdot A_s \cdot (d - X_{II}) = 0 \quad (32)$$

De forma análoga, o momento de inércia será encontrado pela Equação 33.

$$I_{II} = \frac{bw \cdot X_{II}^3}{3} + (\alpha e - 1) \cdot A's \cdot (X_{II} - d')^2 - \alpha e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2 = 0 \quad (33)$$

O próximo passo é encontrar a tensão de tração ( $\sigma_s$ ) no centro de gravidade da armadura, utilizando o método de cálculo representado pela Equação 34. Segundo recomendações do item 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, o cálculo pode ser feito utilizando a relação  $\alpha e$  entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15. Para o valor de momento é utilizado o valor encontrado anteriormente para a combinação frequente.

$$\sigma_s = \frac{\alpha e \cdot M_{d,freq} \cdot (d - X_{II})}{I_{II}} \quad (34)$$

Finalmente, conforme o item 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, a abertura de fissuras determinada para cada região de envolvimento é a menor entre  $w_1$  e  $w_2$ , dadas pelas Equações 35 e 36.

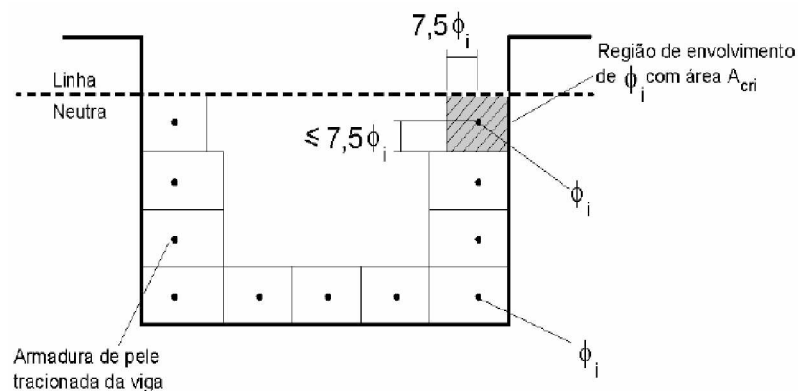
$$w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (35)$$

$$w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (36)$$

Para cada área de envolvimento em análise, conforme ilustrado na Figura 18, são definidos os parâmetros  $\sigma_{si}$ ,  $\phi_i$ ,  $E_{si}$ ,  $\rho_{ri}$ . O módulo de elasticidade do aço da barra considerada é dado por  $E_{si}$  e  $\rho_{ri}$  é a taxa de armadura em relação à área crítica  $A_{cri}$ , que representa a área da região de envolvimento protegida pela barra de diâmetro  $\phi_i$ . A taxa de armadura pode ser encontrada por meio da Equação 37.

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \quad (37)$$

Figura 18 – Concreto de envolvimento da armadura



Tem-se ainda o  $\eta_i$  que é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada com valores variando de acordo com o tipo de aderência da barra utilizada, sendo 1,0 para barras lisas, 1,4 para barras dentadas e 2,25 para barras nervuradas, sendo o último valor o que será utilizado para análise.

O valor encontrado para a abertura de fissuras é então comparado com valores limites estabelecidos por norma. A Tabela 7, extraída da ABNT NBR 6118:2014 estabelece algumas exigências de durabilidade relacionadas à fissuração, em função da classe de agressividade ambiental (CAA) e determina o limite das aberturas de fissuras, que para o caso em estudo, por se tratar de CAA II deve ser de  $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$ .

Tabela 7 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

| Tipo de concreto estrutural                      | Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão | Exigências relativas à fissuração  | Combinação de ações em serviço a utilizar |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|
| Concreto simples                                 | CAA I a CAA IV                                              | Não há                             | –                                         |
| Concreto armado                                  | CAA I                                                       | ELS-W $w_k \leq 0,4 \text{ mm}$    | Combinação frequente                      |
|                                                  | CAA II e CAA III                                            | ELS-W $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$    |                                           |
|                                                  | CAA IV                                                      | ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$    |                                           |
| Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)  | Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II           | ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$    | Combinação frequente                      |
| Concreto protendido nível 2 (protensão limitada) | Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV        | Verificar as duas condições abaixo |                                           |
|                                                  |                                                             | ELS-F                              | Combinação frequente                      |
|                                                  |                                                             | ELS-D <sup>a</sup>                 | Combinação quase permanente               |
| Concreto protendido nível 3 (protensão completa) | Pré-tração com CAA III e IV                                 | Verificar as duas condições abaixo |                                           |
|                                                  |                                                             | ELS-F                              | Combinação rara                           |
|                                                  |                                                             | ELS-D <sup>a</sup>                 | Combinação frequente                      |

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 50 \text{ mm}$  (Figura 3.1).

NOTAS

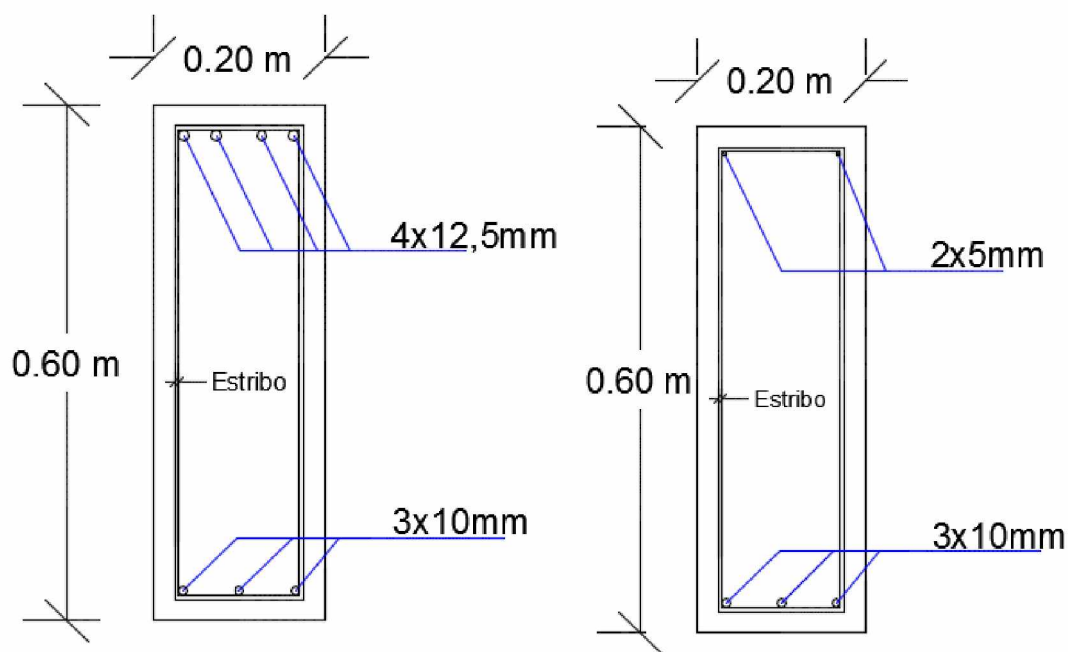
1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Os resultados obtidos para as seções analisadas estão ilustrados na Figura 19 e também estão dispostos na Tabela 8.

Figura 19 – Aço na seção engastada e no meio do vão



Fonte: Autora (2017)

Tabela 8 – Resultados da abertura de fissuras nas seções críticas

| No meio do vão, ESTADIO II            | Nos engastes, ESTADIO II               |
|---------------------------------------|----------------------------------------|
| As 2,356 cm <sup>2</sup>              | As 4,909 cm <sup>2</sup>               |
| A's 0,393 cm <sup>2</sup>             | A's 2,356 cm <sup>2</sup>              |
| d 56,5 cm                             | d 56,375 cm                            |
| d' 3,25 cm                            | d' 3,5 cm                              |
| αε 15 (caso mais crítico)             | αε 15 (caso mais crítico)              |
| X <sub>II</sub> 12,30 cm              | X <sub>II</sub> 16,00 cm               |
| I <sub>II</sub> 81898 cm <sup>4</sup> | I <sub>II</sub> 152496 cm <sup>4</sup> |
| M <sub>d,freq</sub> 3550 kN·cm        | M <sub>d,freq</sub> 7090 kN·cm         |

|                                    |                                     |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| $\sigma_s$ 28,7 kN/cm <sup>2</sup> | $\sigma_s$ 28,16 kN/cm <sup>2</sup> |
| $E_s$ 210000 MPa                   | $E_s$ 210000 MPa                    |
| $A_{cr}$ 220 cm <sup>2</sup>       | $A_{cr}$ 260 cm <sup>2</sup>        |
| $\eta$ 2,25                        | $\eta$ 2,25                         |
| $w_1$ 0,203 mm                     | $w_1$ 0,153 mm                      |
| $w_2$ 0,144 mm                     | $w_2$ 0,174 mm                      |
| <b>w 0,144 mm</b>                  | <b>w 0,153 mm</b>                   |
| $w_{lim}$ 0,3 mm                   | $w_{lim}$ 0,3 mm                    |

Fonte: Autora (2017)

Portanto, como os valores encontrados para  $w_1$  e  $w_2$  são menores que o  $w_{lim}$ , conclui-se que não haverá fissuração excessiva na viga, pois atender uma das duas expressões já seria suficiente para se verificar que a situação está aquém do estado limite de fissuração inaceitável.

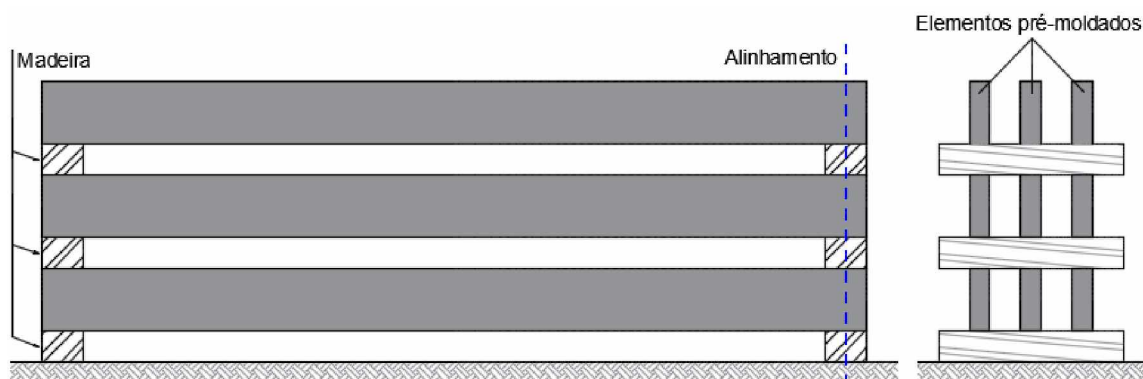
### 3.3 Verificação da primeira situação transitória: armazenamento

Após a execução os elementos devem armazenados em área apropriada por alguns dias, antes de ser levado à sua posição definitiva na estrutura. Segundo El Debs (2000) isso deve ocorrer para que aumente a resistência do concreto até atingir preferencialmente a resistência de projeto.

Uma vez que a parte destinada ao armazenamento ocupa uma área considerável, é preciso prever a forma como os elementos serão armazenados. E ainda, para que não haja sobrecarga no elemento mais inferior da pilha, é importante seguir as recomendações de não utilizar mais que duas linhas de apoio e de armazenar os elementos na posição correspondente à de sua utilização definitiva (EL DEBS, 2000).

Desta forma, foi definido que para o armazenamento da viga em questão, será utilizado um esquema conforme ilustrado na Figura 20, onde as vigas se encontram biapoiadas.

Figura 20 – Esquema de armazenamento dos elementos



Fonte: Autora (2017)

### 3.3.1 Cargas na viga para a situação de armazenamento

Durante a fase de armazenamento, atua sobre o elemento apenas o peso próprio, que tem valor calculado anteriormente de 3 kN/m.

### 3.3.2 Combinações de ações para a situação de armazenamento

- Frequente:

Conforme a Equação 6 definida anteriormente, e considerando apenas a ação permanente devido ao peso próprio, a combinação frequente resultará em um carregamento de cálculo com valor igual ao do carregamento característico que é de 3 kN/m.

- Rara:

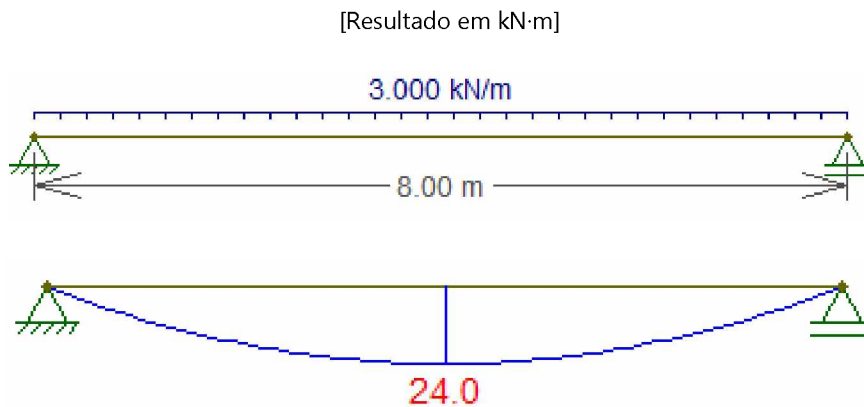
Como existe apenas uma ação permanente sendo considerada, analisando a Equação 7, o resultado para a combinação rara será igual ao resultado já descrito para a combinação frequente com carregamento de cálculo valendo 3 kN/m.

### 3.3.3 Momento fletor para a situação de armazenamento

Para definir os diagramas de momento fletor foram usados os carregamentos encontrados nas combinações descritas anteriormente, sendo que para calcular o momento no meio do vão foi utilizada a Equação 38. O valor encontrado que será utilizado para verificar a abertura e formação de fissura está representado na Figura 21.

$$M_{\text{meio do vão}} = \frac{g l^2}{8} \quad (38)$$

Figura 21 – Momentos para verificação de formação e abertura de fissuras na situação de armazenamento



Fonte: Autora (2017)

### 3.3.4 Verificação de formação e abertura de fissura para a situação de armazenamento

Com os dados da viga dimensionada anteriormente, comparando o valor do momento de fissuração encontrado na seção 3.2.6 com os valor de momento de serviço para na situação de armazenamento, percebe-se que  $M_{d, \text{serv}} = 24 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_r = 36,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ , desta forma não há probabilidade de iniciar o processo de fissuração na seção transversal em que ocorre tal relação entre os momentos fletores, não sendo necessário realizar a verificação das aberturas das fissuras.

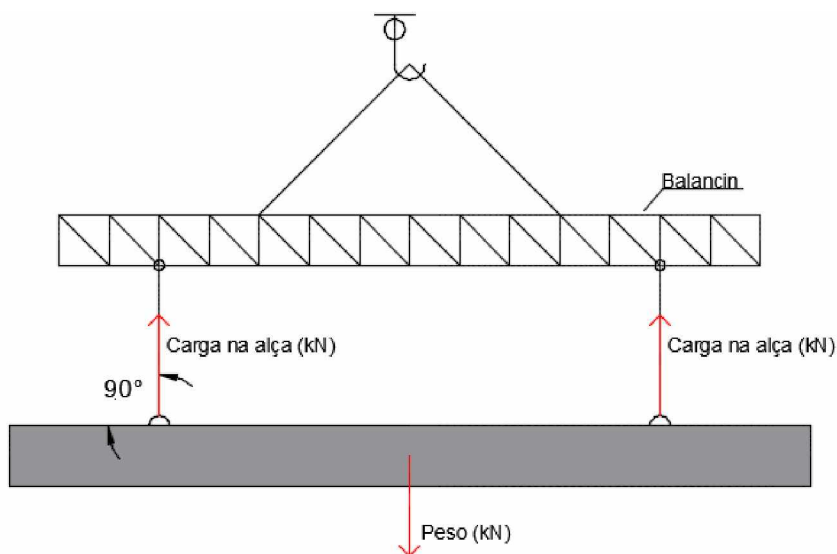
### 3.4 Verificação da segunda situação transitória: içamento

Um dos principais problemas existentes com os elementos pré-fabricados pode ser encontrado na etapa de transporte das peças. Os esforços solicitantes no momento de içar, podem ser diferentes daqueles considerados para projetar a peça, surgindo momentos negativos, por exemplo, onde antes havia apenas momentos positivos, cabendo à peça resistir tais solicitações com os dispositivos de içamento.

Para fazer o içamento da peça devem ser instaladas alças de içamento, que são consideradas ligações temporárias e deverão ser colocadas nos locais previstos, incorporadas no concreto e fixadas com a armadura cuja aderência de ancoragem seja suficiente para resistir ao peso próprio do elemento. Estas têm como função permitir a movimentação e sustentação das peças durante os processos de fabricação, transporte e montagem na estrutura, com o auxílio de balancins e guindastes.

Para os cálculos nesta segunda verificação foi considerado que o içamento irá ocorrer na vertical, com alças projetadas com ângulo de levantamento de  $90^\circ$  e com auxílio de balancim para garantir a verticalidade, conforme ilustrado na Figura 22. Considerou-se ainda que as alças serão instaladas com uma distância da borda de 20% do comprimento da viga.

Figura 22 – Esquema de içamento com alça na vertical



Fonte: Autora (2017)

### 3.4.1 Cargas na viga e dimensionamento das alças de içamento

Foi considerado que durante o içamento apenas o peso próprio está atuando no elemento, portanto, como já se sabe a viga em estudo possui 8 metros de vão e um peso próprio de 3 kN/m, que é a carga distribuída na viga, gerando um peso total de 24 kN.

Sabe-se que a viga possui duas alças e que cada uma delas suporta metade da carga, desta forma, considerando que as alças devem ser projetadas com um coeficiente de segurança equivalente a 4 vezes o peso a ser levantado (EL DEBS, 2000), é possível obter uma força total de 48kN por alça.

Ainda de acordo com El Debs (2000) não se deve utilizar para as alças de içamento os aços das categorias CA-50 e CA-60 devido à falta de ductilidade destas barras, devendo ser utilizado então barras da categoria CA25, comumente encontrado no mercado como barras lisas. Para determinar o diâmetro necessário da alça, segundo o mesmo autor, pode-se utilizar a Equação 39, que relaciona a força de cálculo aplicada na alça ( $F_d$ ) e a tensão de cálculo de escoamento do aço ( $F_{yd}$ ), resultando em um diâmetro de 16 mm.

$$F_d = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} \quad (39)$$

Para encontrar o comprimento de ancoragem das alças foi utilizada a Tabela 9. Conforme a seção 5.3.3.9 da ABNT NBR 9062:2006 será utilizada barras de aço tipo CA-25, que são normalmente lisas, a ancoragem resulta em 67,2 cm que deverão ser adentrados no concreto. Para o detalhamento das alças, é recomendado que sejam obedecidas as indicações da Figura 23.

Figura 23 – Indicações para detalhamento das alças de içamento



Fonte: El Debs (2000)

Tabela 9 – Comprimento de ancoragem das alças de içamento

| Comprimento de ancoragem                                                            |           |           |           |           |           |           |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $f_{ck,j}$ (MPa) <sup>1</sup>                                                       | 10        | 15        | 20        | 25        | 30        | 35        | 40        |
| $\eta_b = 1,0$<br>(barra lisa)                                                      | 73 $\phi$ | 59 $\phi$ | 51 $\phi$ | 46 $\phi$ | 42 $\phi$ | 39 $\phi$ | 36 $\phi$ |
| $\eta_b = 1,5$<br>(barra nervurada)                                                 | 35 $\phi$ | 27 $\phi$ | 22 $\phi$ | 19 $\phi$ | 17 $\phi$ | 15 $\phi$ | 14 $\phi$ |
| 1. Considerando o valor último da tensão de aderência com $f_{cd} = f_{ck,j}/1,4$ . |           |           |           |           |           |           |           |

Fonte: El Debs (2000)

### 3.4.2 Combinações de ações para a situação de içamento

- Frequente:

Conforme a Equação 6 definida anteriormente, e considerando apenas a ação permanente devido ao peso próprio, a combinação frequente resultará em um carregamento de cálculo com valor igual ao do carregamento característico que é de 3 kN/m.

- Rara:

Como existe apenas uma ação permanente sendo considerada, analisando a Equação 7, o resultado para a combinação rara será igual ao resultado já descrito para a combinação frequente com carregamento de cálculo valendo 3 kN/m.

### 3.4.3 Momento fletor para a situação de içamento

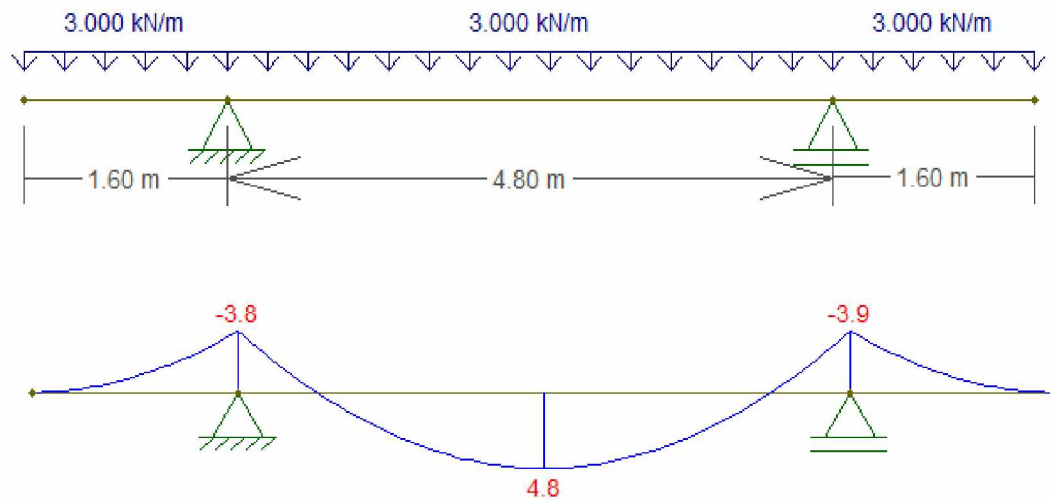
Para definir os diagramas de momento fletor foram usados os carregamentos encontrados nas combinações descritas anteriormente, sendo que para calcular os momentos no meio do vão e nos apoios foram utilizadas as Equações 40 e 41 respectivamente, sendo “a” o comprimento do balanço. Os valores encontrados e que devem ser utilizados para verificar a abertura e formação de fissura são de -3,8 kN·m nas alças e 4,8kN·m no meio do vão, conforme representado na Figura 24.

$$M_{\text{meio do vão}} = \frac{g(l^2 - 4a^2)}{8} \quad (40)$$

$$M_{\text{Apoio A}} = M_{\text{Apoio B}} = -\frac{g a^2}{2} \quad (41)$$

Figura 24 – Momentos para verificação de formação e abertura de fissuras na situação de içamento

[Resultado em kN-m]



Fonte: Autora (2017)

#### 3.4.4 Verificação de formação e abertura de fissura para a situação de içamento

Com os dados da viga dimensionada anteriormente, comparando o valor do momento de fissuração encontrado na seção 3.2.6 com os valores de momento de serviço indicado anteriormente, percebe-se que  $M_{d, \text{serv}} < M_r$  tanto nos apoios como no meio do vão. Isto indica que também não há probabilidade de iniciar o processo de fissuração, para a situação de içamento, nas seções transversais em que ocorre tal relação entre os momentos fletores, não sendo necessário realizar a verificação das aberturas das fissuras.

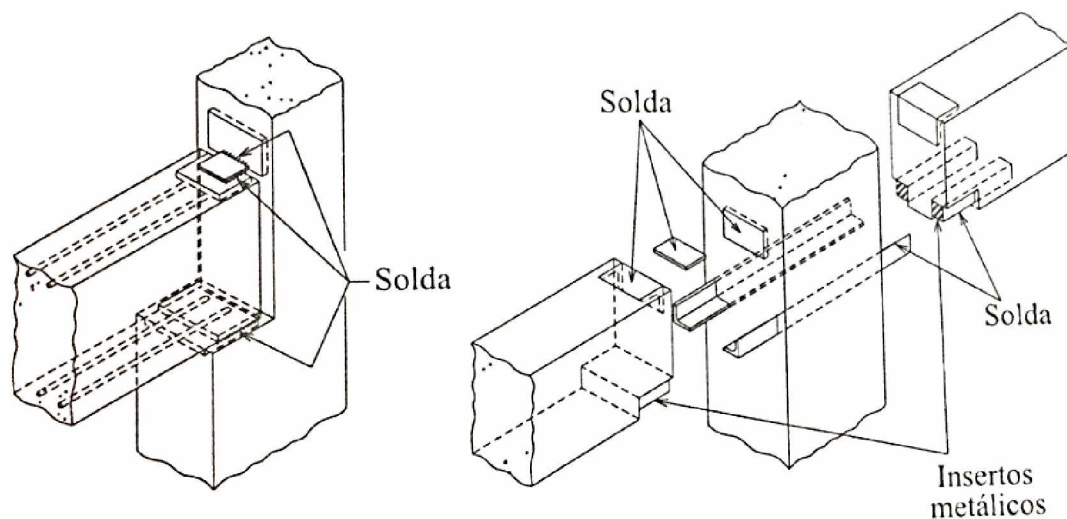
### 3.5 Terceira verificação: erro na execução das ligações

Para assegurar de que os elementos resistam ao momento para o qual foram projetados, deve-se ter muita atenção na execução, quanto à ligação entre as peças pré-fabricadas, uma vez que estas estão diretamente ligadas ao bom desempenho estrutural da construção.

As ligações projetadas para as peças podem apresentar obstáculos executivos na fase de montagem dos elementos na obra, deixando os elementos mais susceptíveis a erros. Desta forma, caso as ligações não sejam realizadas conforme previsto em projeto, a estrutura não possuirá a sua capacidade estrutural esperada.

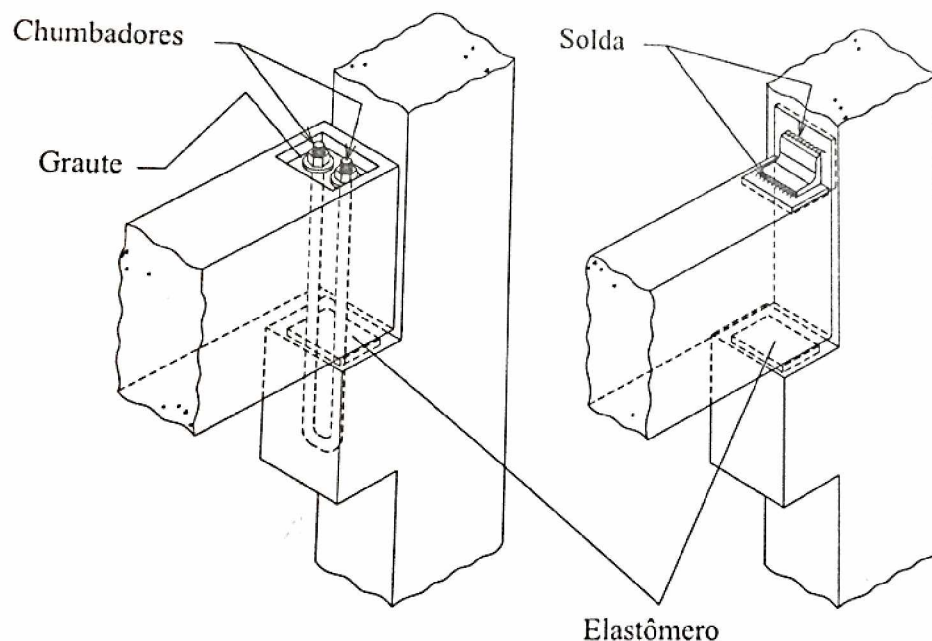
Para o caso em estudo trata-se de uma ligação viga-pilar, que é feita entre as extremidades da viga e o apoio dos pilares. Esta ligação geralmente ocorre na região dos consolos, por meio de parafusos ou soldas, conforme ilustrado nas Figuras 25 e 26. Após a montagem dos elementos, os vazios são preenchidos com graute e o apoio dos consolos de concreto armado são reforçados com uma camada de argamassa, que terá a função de distribuir as tensões de contato na região do apoio.

Figura 25 – Ligação viga x pilar rígida com solda



Fonte:El Debs (2000)

Figura 26 – Ligação viga x pilar articulada



Fonte: El Debs (2000)

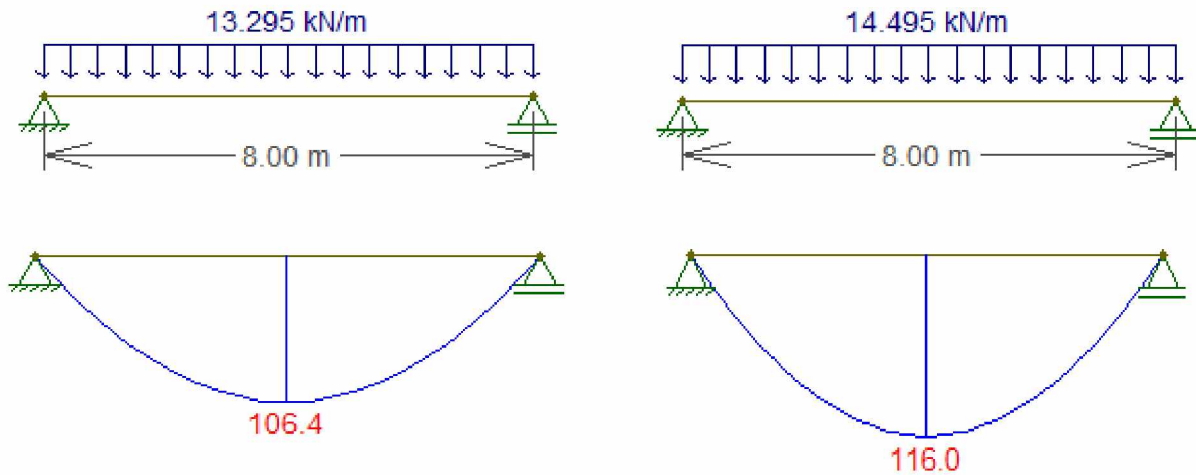
Supondo que a execução das ligações entre a viga V1 e os pilares P1 e P2 não foi feita de forma adequada para garantir a condição de engastamento imposta pelo projeto, são apresentadas a seguir duas situações finais nas quais as condições de apoio são diferentes. Na primeira situação a viga foi montada como simplesmente apoiada nos pilares e na segunda situação a viga ficou engastada em um dos pilares e apoiada no outro.

### 3.5.1 Verificações para viga simplesmente apoiada

Para esta situação, as cargas atuantes na viga são as cargas finais, já calculadas na seção 3.2. Desta forma, utilizando os carregamentos de cálculo para as combinações de serviço, na viga biapoiada conforme demonstrado na Figura 27, é possível determinar o momento de serviço dado pela Equação 42, e que vale 10640 kN.cm.

Figura 27 – Carregamentos e momentos de serviço das combinações frequente e rara (respectivamente), para a viga biapoiada

[Resultado em kN·m]



Fonte: Autora (2017)

$$M_{d,serv} = \frac{g l^2}{8} \quad (42)$$

Como pode ser observado  $M_{d,rara} = 11600 \text{ kN.cm} > M_r = 3650 \text{ kN.cm}$ , portanto a seção da viga encontra-se no estágio II e há grande probabilidade de iniciar o processo de fissuração na seção transversal. Desta forma é necessário realizar a verificação das aberturas das fissuras que ocorrerão na viga, quando em serviço.

Utilizando os dados da viga dimensionada, afim de encontrar o valor da abertura de fissuras para a viga em situação biapoiada, percebe-se que o valor encontrado para a tensão na armadura longitudinal tracionada atinge seu limite, que para o aço utilizado do tipo CA-50 é de  $50 \text{ kN/cm}^2$ . Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultados da abertura de fissuras para viga biapoiada

| <b>Max. Positivo, Estadio II</b> |                             |
|----------------------------------|-----------------------------|
| As                               | 2,356 cm <sup>2</sup>       |
| A's                              | 0,393 cm <sup>2</sup>       |
| d                                | 56,5 cm                     |
| d'                               | 3,25 cm                     |
| $\alpha e$                       | 15 (caso mais crítico)      |
| X <sub>II</sub>                  | 12,30 cm                    |
| I <sub>II</sub>                  | 81898 cm <sup>4</sup>       |
| M <sub>d,freq</sub>              | 10640 kN·cm                 |
| <b><math>\sigma_s</math></b>     | <b>50 kN/cm<sup>2</sup></b> |
| Es                               | 210000 MPa                  |
| Acr                              | 220 cm <sup>2</sup>         |
| $\eta$                           | 2,25                        |
| Fonte: Autora (2017)             |                             |

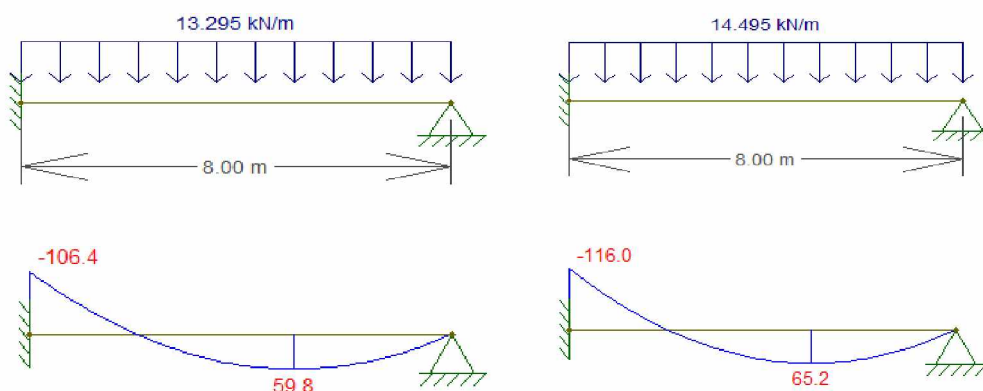
Portanto, com os valores encontrados não é possível obter um resultado para a abertura de fissuras, pois antes mesmo da peça fissurar a seção em análise não resistirá aos esforços e romperá, isto porque o aço atinge sua tensão início de escoamento. Pode ser observado ainda que a viga dimensionada como biengastada fica subdimensionada no meio do vão e superdimensionada nas regiões próximas aos pilares, quando instalada como biapoiada, podendo ocorrer então o colapso da estrutura.

### 3.5.2 Verificações para viga na condição engaste-apoio

De forma similar à situação anterior, a análise para a viga com engaste-apoio, ilustrada na Figura 28, é possível determinar os momentos de serviço, sendo o máximo momento positivo de 5980 kN.cm e o máximo negativo de 10640 kN.cm.

Figura 28 – Carregamentos e momentos de serviço das combinações frequente e rara (respectivamente), para viga engaste-apoio

[Resultado em kN·m]



Fonte: Autora (2017)

Para esta situação ocorre a mesma relação  $M_{d,rara} > M_r$ , portanto a seção da viga encontra-se no estágio II e há grande probabilidade de iniciar o processo de fissuração na seção transversal. Os resultados obtidos para a abertura de fissuras na viga engaste-apoio estão dispostos na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultados da abertura de fissuras para viga engaste-apoio

| Máx. Positivo, Estadio II               | Máx. Negativo, Estadio II               |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| As 2,356 cm <sup>2</sup>                | As 4,909 cm <sup>2</sup>                |
| A's 0,393 cm <sup>2</sup>               | A's 2,356 cm <sup>2</sup>               |
| d 56,5 cm                               | d 56,375 cm                             |
| d' 3,25 cm                              | d' 3,5 cm                               |
| αe 15 (caso mais crítico)               | αe 15 (caso mais crítico)               |
| X <sub>II</sub> 12,30 cm                | X <sub>II</sub> 16,00 cm                |
| I <sub>II</sub> 81898 cm <sup>4</sup>   | I <sub>II</sub> 152496 cm <sup>4</sup>  |
| M <sub>d,freq</sub> 5980 kN·cm          | M <sub>d,freq</sub> 10640 kN·cm         |
| σ <sub>s</sub> 48,41 kN/cm <sup>2</sup> | σ <sub>s</sub> 42,24 kN/cm <sup>2</sup> |
| Es 210000 MPa                           | Es 210000 MPa                           |

|                         |                         |
|-------------------------|-------------------------|
| Acr 220 cm <sup>2</sup> | Acr 260 cm <sup>2</sup> |
| $\eta$ 2,25             | $\eta$ 2,25             |
| w <sub>1</sub> 0,343 mm | w <sub>1</sub> 0,230 mm |
| w <sub>2</sub> 0,411 mm | w <sub>2</sub> 0,391 mm |
| <b>w 0,343 mm</b>       | <b>w 0,230 mm</b>       |
| w <sub>lim</sub> 0,3 mm | w <sub>lim</sub> 0,3 mm |

Fonte: Autora (2017)

Com os valores obtidos é possível observar que para o máximo momento de serviço negativo o valor da abertura não excede o valor limite, portanto não haverá fissuração excessiva na viga nesta seção. Por outro lado, para o máximo momento de serviço positivo o valor encontrado é ligeiramente maior que o limite, assim haverá fissuração excessiva na seção. É importante ficar atento também quanto à tensão na armadura longitudinal que é próxima à tensão de escoamento.

### 3.6 Avaliação dos resultados e possíveis soluções

Com os resultados obtidos, dispostos na Tabela 12, quanto ao surgimento de fissuras na viga, é possível afirmar que a viga detalhada, para ser construída a princípio em concreto convencional, pode ser feita em concreto pré-moldado, uma vez que nas situações de içamento e de armazenamento não há probabilidade de formação de fissuras.

Por outro lado, é muito importante garantir uma correta execução das ligações viga-pilar, para que a viga não fique com condições de apoio diferentes daquelas previstas em projeto. Como demonstrado anteriormente, a ocorrência de erros nas ligações pode gerar momentos maiores em certas regiões da peça, fazendo com que a armadura projetada não seja mais suficiente para resistir aos novos momentos, ocorrendo então a fissuração excessiva na viga, que por sua vez pode levar a estrutura ao colapso.

Tabela 12 – Comparativo de resultados obtidos

|                                         | Concreto convencional               |                | Concreto pré-moldado usando dados do projeto do concreto convencional |                |                                     |                |                                                                                           |                |                                            |                |
|-----------------------------------------|-------------------------------------|----------------|-----------------------------------------------------------------------|----------------|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|--------------------------------------------|----------------|
|                                         | SITUAÇÃO DE PROJETO                 |                | ARMAZENAMENTO                                                         |                | IÇAMENTO                            |                | ERRO DE EXECUÇÃO                                                                          |                |                                            |                |
| Condição de apoio                       | Viga biengastada                    |                | Viga biapoiada                                                        |                | Viga biapoiada com balanço          |                | Viga biapoiada                                                                            |                | Viga engaste-apoio                         |                |
| Carregamento para dimensionamento       | Uniformemente distribuído           |                | -                                                                     |                | -                                   |                | -                                                                                         |                | -                                          |                |
|                                         | 20,293 kN/m                         |                |                                                                       |                |                                     |                |                                                                                           |                |                                            |                |
| Carregamento para verificações          | Uniformemente distribuído           |                | Uniformemente distribuído                                             |                | Uniformemente distribuído           |                | Uniformemente distribuído                                                                 |                | Uniformemente distribuído                  |                |
|                                         | 13,295 kN/m                         |                | 3,00 kN/m                                                             |                | 3,00 kN/m                           |                | 13,295 kN/m                                                                               |                | 13,295 kN/m                                |                |
| Momento de cálculo para dimensionamento | Engaste                             | - 10820 kN·cm  | -                                                                     | -              | -                                   | -              | -                                                                                         | -              | -                                          | -              |
|                                         | Meio do vão                         | 5410 kN.cm     |                                                                       |                |                                     |                |                                                                                           |                | -                                          | -              |
| Momento de cálculo para verificações    | Engaste                             | - 7090 kN·cm   | Meio do vão                                                           | 2400 kN·cm     | Meio do vão                         | 4800 kN·cm     | Meio do vão                                                                               | 10640 kN·cm    | Engaste                                    | - 10640 kN·cm  |
|                                         | Meio do vão                         | 3550 kN·cm     |                                                                       |                | Apoios                              | - 3800 kN·cm   |                                                                                           |                | Vão                                        | 5980 kN·cm     |
| Armadura positiva                       | 3φ10mm                              | As = 2,356 cm² | 3φ10mm                                                                | As = 2,356 cm² | 3φ10mm                              | As = 2,356 cm² | 3φ10mm                                                                                    | As = 2,356 cm² | 3φ10mm                                     | As = 2,356 cm² |
| Armadura negativa                       | 4φ12,5mm                            | As = 4,908 cm² | 4φ12,5mm                                                              | As = 4,908 cm² | 4φ12,5mm                            | As = 4,908 cm² | 4φ12,5mm                                                                                  | As = 4,908 cm² | 4φ12,5mm                                   | As = 4,908 cm² |
| Momento de Fissuração (Mr)              | 3649,55 kN·cm                       |                | 3649,55 kN·cm                                                         |                | 3649,55 kN·cm                       |                | 3649,55 kN·cm                                                                             |                | 3649,55 kN·cm                              |                |
| Abertura de fissura (w)                 | Engaste                             | 0,153mm        | -                                                                     | -              | -                                   | -              | Engaste                                                                                   | 0,610mm        | Engaste                                    | 0,230mm        |
|                                         | Meio do vão                         | 0,005mm        |                                                                       |                |                                     |                |                                                                                           |                | Vão                                        | 0,343mm        |
| Fissura limite                          | 0,3mm                               |                | 0,3mm                                                                 |                | 0,3mm                               |                | 0,3mm                                                                                     |                | 0,3mm                                      |                |
| Resultado                               | Verificações de fissuração estão ok |                | Verificações de fissuração estão ok                                   |                | Verificações de fissuração estão ok |                | Não é possível verificar abertura de fissuras pois seção da viga não resiste aos esforços |                | Verificações de fissuração NÃO estão ok    |                |
| Solução                                 | -                                   |                | -                                                                     |                | -                                   |                | Aumentar a área de aço positiva                                                           |                | Aumentar a área de aço positiva e negativa |                |

Fonte: Autora (2017)

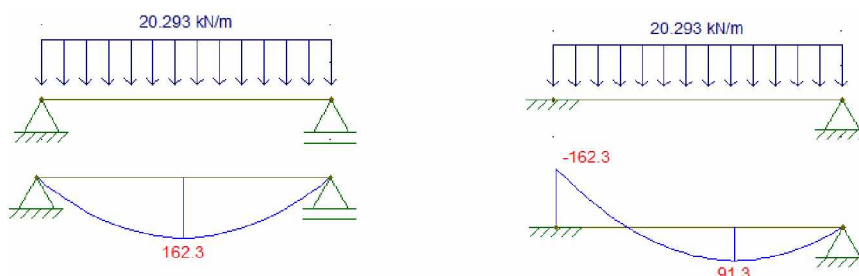
Na ocorrência de erro de execução das ligações, a estrutura irá perder a sua capacidade resistente aos esforços a que está submetida, sendo necessário reabilitá-la. Para os dois casos apresentados, o primeiro sendo a viga biapoiada e o segundo na condição de engaste-apoio, trata-se de um reforço ao momento fletor, devido insuficiência de armadura de tração.

Existem diversos métodos para fazer o reforço na estrutura dentre elas destacam-se o reforço com concreto armado, com chapas metálicas, com fibras e mantas sintéticas e com protensão externa.

Para o caso em estudo, o reforço pode ser feito por meio do concreto armado, com adição de mais barras de aço e de concreto, através de um processo que envolve a retirada da camada de concreto inferior, a solda de novas barras de aço longitudinais junto ao estribo e a concretagem do fundo da viga. Dentre as vantagens encontradas para este método estão o amplo conhecimento dos materiais utilizados, menor custo e rapidez na execução. Por outro lado, são vistos como desvantagens o aumento das dimensões finais da viga, a necessidade de utilizar formas e a complexidade para concretar a viga uniformemente pela parte inferior.

A área de aço necessária para as situações de erro de execução, foi calculada conforme já descrito para a situação de projeto na seção 3.2.4. Considerando armadura com barras de diâmetro de 20mm, para a viga biapoiada, o momento de cálculo no meio do vão vale 16230 kN·cm e a área de aço necessária é de 7,26 cm<sup>2</sup> e para a viga engaste-apoio o momento no engaste também vale 16230 kN·cm, com área de aço necessária de 7,26 cm<sup>2</sup>. Considerando armadura com barras de diâmetro de 16 mm, ainda para a viga engaste-apoio, no vão o momento positivo máximo vale 9230 kN·cm, com área de aço necessária de 3,94 cm<sup>2</sup>. A Figura 29 ilustra as situações descritas.

Figura 29 – Carregamento e momento para dimensionamento da viga nas novas situações [Resultados em kN·m]



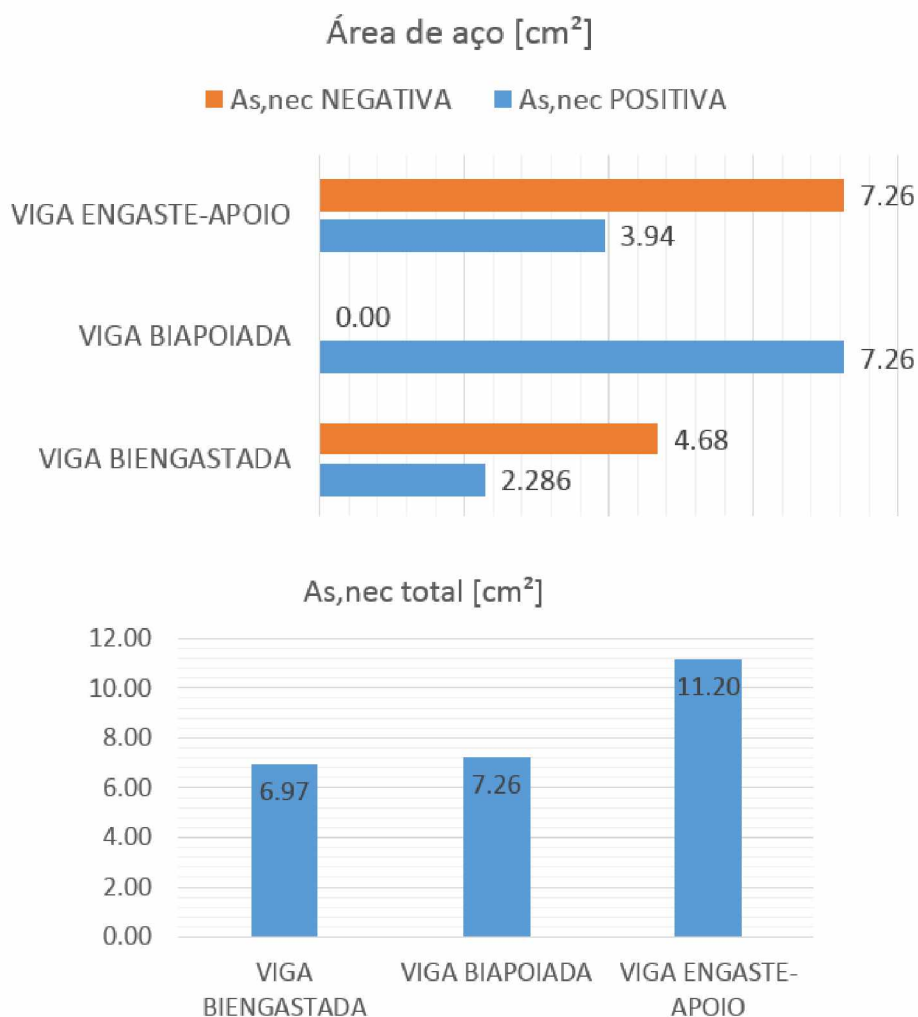
Fonte: Autora (2017)

### 3.7 Análise de área de aço consumida

A Figura 30, apresenta uma análise da área de aço comparando a situação de projeto de viga biengastada com as duas situações de erro de execução de viga biapoçada e engaste-apoio. A análise foi feita para a seção transversal para os momentos negativo e positivo, com base nos dados da Tabela 13.

A partir do gráfico é possível notar que a situação de viga biapoçada gastará o dobro do aço necessário quando comparada à armadura positiva dos outros dois casos. Já a situação de engaste-apoio é a que consumirá maior quantidade de área de aço negativa.

Figura 30 – Análise da área de aço na seção transversal da viga



Fonte: Autora (2017)

Tabela 13 – Dados para análise percentual

| <b>VIGA BIENGASTADA</b>           | <b>VIGA BIAPOIADA</b>            | <b>VIGA ENGASTE-APOIO</b>        |
|-----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Momento Negativo (10820 kN·cm)    | Momento Negativo (NÃO HÁ)        | Momento Negativo (16230 kN·cm)   |
| As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 4.684 | As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 0    | As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 7.26 |
| As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 4.908  | As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 0     | As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 7.511 |
| 4φ12,5mm                          | -                                | 3φ20mm e 1φ12,5mm                |
| Momento Positivo (5410 kN·cm)     | Momento Positivo (16230 kN·cm)   | Momento Positivo (9130 kN·cm)    |
| As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 2.286 | As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 7.26 | As,nec (cm <sup>2</sup> ) = 3.94 |
| As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 2.356  | As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 7.511 | As,ef (cm <sup>2</sup> ) = 4.02  |
| 3φ10mm                            | 3φ20mm e 1φ12,5mm                | 2φ16mm                           |

Fonte: Autora (2017)

Por fim, é possível afirmar que a execução correta das ligações entre os elementos, além de essencial para a não ocorrência de fissuração, é importante para a economia de aço na peça, quando analisando a composição das seções transversais. A consideração do mesmo carregamento para diferentes vinculações, gera momentos distintos em cada elemento, sendo então necessário alterar a quantidade de aço em cada um para garantir a integridade estrutural do mesmo.

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização deste trabalho fica clara a importância da análise das diferentes condições de apoio de uma viga pré-moldada em um projeto, para evitar o aparecimento de fissuras. Esta importância se dá pela variação de carregamento que ocorre para cada tipo de vinculação, podendo surgir momentos negativos significativos em regiões onde não há armadura suficiente, como para o caso de içamento, ou mesmo momentos positivos maiores do que os previstos em projeto, como para o caso de erro de execução.

Para o caso estudado neste trabalho, o peso próprio da viga não foi o determinante para elevar o carregamento na mesma e gerar grandes momentos negativos no içamento. Entretanto, para vigas que possuem maiores vãos, com uma parcela mais significativa de peso próprio, podem apresentar problemas, quanto ao momento negativo que aparece na zona das alças de içamento e ao momento positivo quando em armazenamento, devido à insuficiência de armadura.

Pode-se concluir que o surgimento de fissuras está relacionado com falhas tanto na etapa de execução como na de projeto, e que é essencial que o projetista preveja no projeto todas as situações transitórias prováveis durante a execução da viga. Desta forma, para se evitar este tipo de patologia deve-se investir em mão de obra mais qualificada e no caso dos erros de execução das ligações deve existir uma melhor compatibilização dos projetos para que não ocorram dúvidas na hora da execução.

Vale ainda ressaltar que as verificações de fissuração não são suficientes para garantir que a viga possa ser definitivamente construída em concreto pré-moldado, sendo necessário realizar demais comprovações requeridas pela ABNT NBR 6118:2014 como a verificação de deslocamentos, da estabilidade lateral, da diagonal comprimida e ale dos esforços fletores, verificar os esforços cortantes e torçores caso existam.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto, 2014
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, 2006.
- BASTOS, P. S. S. Fundamentos do concreto armado. São Paulo, 2006.
- DONIAK, I. L. O. Manual de montagem de pré-moldados ABCIC/NETPre. São Paulo, 2007.
- EL DEBS, M. K. Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações. 1 ed. São Carlos. EESC-USP, 2000.
- ELLIOTT, K. S. Multi-storey precast concrete framed structures. Oxford: Blackwell Science, 1996.
- FILHO, A. C. Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado. Rio Grande do Sul, 2014.
- FUSCO, P.B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1994.
- MAMEDE, F. C. Utilização de pré-moldados em edifícios de alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- PINHEIRO, L. M. e MUZARDO C. D. Estruturas de concreto. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

