



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JUCIELBE GOMES DA SILVA

**DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA PARA OTIMIZAÇÃO DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À
FLEXÃO NORMAL SIMPLES**

**ARARUNA
2019**

JUCIELBE GOMES DA SILVA

**DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA PARA OTIMIZAÇÃO DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À
FLEXÃO NORMAL SIMPLES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti

**ARARUNA
2019**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S586d Silva, Jucielbe Gomes da.
Desenvolvimento de uma ferramenta para otimização de vigas de concreto armado com seções retangulares submetidas à flexão normal simples [manuscrito] / Jucielbe Gomes da Silva. - 2019.
72 p. : il. colorido.
Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2019.
"Orientação : Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."
1. Concreto Armado. 2. Vigas. 3. Otimização. 4. Python. I.
Título
21. ed. CDD 624.183 41

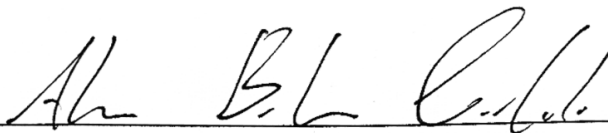
JUCIELBE GOMES DA SILVA

DESENVOLVIMENTO DE UMA FERRAMENTA PARA OTIMIZAÇÃO DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO COM SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À FLEXÃO
NORMAL SIMPLES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Estadual da Paraíba, como requi-
sito à obtenção do título de Bacharel em Enge-
nharia Civil.

Aprovado em: 11 / 12 / 2019.

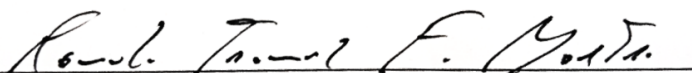
BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Rafael de Brito Cândido Gomes
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Rômulo Thomaz de Figueiredo Borja
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Dedico este trabalho a Deus, porque o Senhor é quem dá a sabedoria, e de sua boca é que procedem a ciência e a prudência (Pr 2,6). Dedico à sociedade brasileira, que tanto necessita de profissionais éticos e comprometidos com o desenvolvimento deste país.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, fonte inesgotável de conhecimento e a Santíssima Virgem Maria, Mãe da Sabedoria.

Ao meu pai, Boanégio Pereira da Silva, por todo esforço e suporte dado para que eu pudesse obter uma educação de qualidade.

À minha mãe, Maria Salete Gomes de Araújo Silva, por todo apoio oferecido para tornar este momento possível.

Às minhas irmãs, Jucibelen Gomes da Silva e Juciele Gomes da Silva, por toda dedicação, companheirismo e amizade.

À coordenação do curso de Engenharia Civil e à todo corpo docente, técnicos e auxiliares administrativos.

Ao meu orientador, professor Alan Barbosa Cavalcanti, pela dedicação, paciência e confiança ao longo de tantas atividades acadêmicas.

Aos colegas e futuros profissionais de Engenharia Civil, os quais tive o privilégio de conhecer durante a graduação: Cibele Rocha da Silva, Manoel Francisco M. Neto, Suelligton Oliveira Santos, Cristiano Wilson F. Silva, Fernando Araújo Silva, entre outros que não foram citados aqui, mas que sinto um enorme respeito e admiração.

“Os que buscam as leis da natureza como um apoio para suas novas obras colaboram com o Criador”. (Antoni Gaudí)

RESUMO

Vigas de concreto armado são elementos lineares formados por concreto e aço em que a flexão é preponderante, devendo ser dimensionadas para resistir os esforços a que são submetidas. Entretanto, sabendo que para cada consideração feita no início do dimensionamento da viga, como as dimensões da sua seção transversal e as bitolas das armaduras, existe um custo associado à sua confecção, nem sempre consegue-se obter o dimensionamento mais econômico possível, pois, durante esse processo, essas escolhas são realizadas baseando-se na experiência prática do projetista ou em limitações arquitetônicas e, mesmo com a alteração dessas variáveis ao longo do procedimento de cálculo estrutural, geralmente não se leva em consideração o preço dos insumos para a confecção da viga na escolha dessas dimensões, o que pode resultar em um custo total elevado para as vigas. Dessa forma, o presente estudo tem como objetivo a criação de uma ferramenta que possa auxiliar nessa etapa do dimensionamento, incluindo o preço dos materiais utilizados na confecção de vigas no processo de escolha da viga cujas dimensões resultam em um menor custo. Assim, utilizando a linguagem de programação Python, desenvolveu-se uma ferramenta capaz de relacionar o custo total das vigas com as variáveis utilizadas no seu dimensionamento, procurando obter a classe de resistência do concreto, a largura, a altura e as bitolas das armaduras que resultam em um menor custo total para as vigas. Por meio de processos iterativos, o programa foi capaz de determinar o custo de vigas biapoiadas, alterando os valores dessas variáveis e obtendo resultados para carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m atuantes em vigas de 2 m, 3 m, 4 m e 5 m de comprimento. Através dos resultados, foi possível correlacionar as áreas de aço da armadura positiva e a altura das vigas, obtendo gráficos que facilitam a escolha da altura da viga pelo projetista, com base na quantidade aproximada de aço que será utilizado. Os resultados fornecidos pelo programa para a altura ótima de vigas biapoiadas são por volta de 10% do comprimento do vão, assim como recomenda a literatura. No entanto, em alguns casos, o programa forneceu vigas com alturas de até 7% do comprimento do vão, podendo gerar uma economia na confecção das vigas. Além disso, foi possível observar que as formas apresentam o maior percentual no custo final em relação aos outros itens da composição da viga, chegando a mais de 50% em alguns casos, fazendo com que pequenas mudanças nas dimensões da seção transversal resultem em grandes variações no custo total das vigas. Portanto, é possível concluir que aplicação de processos iterativos automatizados por meio da ferramenta criada com o uso da linguagem de programação Python é bastante eficiente no estudo dos custos de vigas de concreto armado, conseguindo otimizar as suas dimensões para gerar economia nas obras.

Palavras-Chave: Concreto Armado. Vigas. Otimização. Python.

ABSTRACT

Reinforced concrete beams are linear elements formed by concrete and steel in which the bending is predominant and must be designed to resist the stresses to which they are subjected. However, knowing that for every consideration made at the beginning of beam design, such as cross-sectional dimensions and reinforcement diameter, there is a cost associated with its construction and it is not always possible to achieve the most economical design possible, because, during this process, these choices are made based on the designer's practical experience or architectural limitations, and even with the change of these variables throughout the structural calculation procedure, the price of inputs for the design is generally not taken into account beam design when choosing these dimensions, which can result in a high total cost for the beams. Thus, using the Python programming language, a tool has been developed that can relate the total cost of the beams with the variables used in its design, seeking to obtain the strength class of the concrete, the width, the height and the diameter of the reinforcement that result in a lower total cost for the beams. Through iterative processes, the program was able to determine the cost of a simply supported beam by changing the values of these variables and obtaining results for loads of 10 kN/m, 20 kN/m and 30 kN/m acting on 2 m, 3 m, 4 m and 5 m in length. Through the results, it was possible to correlate the steel areas of the longitudinal reinforcement at tension and the height of the beams, obtaining graphs that facilitate the designer to choose the height of the beam, based on the approximate amount of steel that will be used. The results provided by the program for the optimum beam height are around 10% of the beam length, as recommended in the literature. However, in some cases, the program has provided beams with heights of up to 7% of the beam length, which can generate savings in beam construction. Also, it was observed that the formworks have the highest percentage in the final cost as compared to other beam composition items, reaching more than 50% in some cases. Thus, making small changes in the cross-section dimensions result in large variations in the total cost of the beams. Therefore, it can be concluded that the application of automated iterative processes through the tool created using the Python programming language is very efficient in studying the costs of reinforced concrete beams, being able to optimize their dimensions to generate savings in the construction.

Keywords: Reinforced Concrete. Beams. Optimization. Python

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema da transmissão das cargas pela estrutura até o solo.....	15
Figura 2 – Diagramas de esforço cortante e momento fletor de uma viga biapoiada	16
Figura 3 – Armaduras em uma viga biapoiada.....	17
Figura 4 – Disposição das armaduras na seção transversal de uma viga biapoiada.....	18
Figura 5 – Etapas para o desenvolvimento do programa	19
Figura 6 – Árvore de possibilidades para a classe C20.....	21
Figura 7 – Distribuição de tensões e deformações em vigas com armadura simples.....	23
Figura 8 – Distribuição de tensões e deformações em vigas com armadura dupla.....	24
Figura 9 – Analogia da treliça de Ritter e Mörsch	26
Figura 10 – Esquema com o detalhamento das armaduras longitudinais.....	29

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção transversal calculada da armadura longitudinal de tração
A'	área da seção transversal calculada da armadura longitudinal de compressão
A'_{ef}	área da seção transversal efetiva da armadura longitudinal de compressão
A_{Apoio}	área da seção transversal calculada da armadura usada para ancorar a viga nos apoios
A_{ef}	área da seção transversal efetiva da armadura longitudinal de tração
$A_{s,calc}$	área da seção transversal calculada de uma armadura
$A_{s,ef}$	área da seção transversal efetiva de uma armadura
$A_{sp,face}$	área da seção transversal calculada da armadura de pele por face da viga
A_{sw}	área da seção transversal calculada da armadura utilizada nos estribos
C_{Lcomp}	comprimento das barras da armadura comprimida
C_{Ltrac}	comprimento das barras da armadura tracionada
C_{est}	comprimento de cada estribo
C_{pele}	comprimento das barras da armadura de pele
E_{ci}	módulo de deformação tangente inicial do concreto
E_{cs}	módulo de deformação secante do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço de armadura passiva
I_I	momento de inércia no estágio I
I_{II}	momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II
I_c	momento de inércia da seção bruta de concreto
L_{0c}	comprimento do trecho de trasparse para barras comprimidas isoladas
L_{Apoio}	comprimento da armadura usada para ancorar a viga nos apoios
$L_{vão}$	comprimento do vão da viga
M_d	momento fletor de cálculo
M_k	momento fletor característico
M_r	momento de fissuração
V_{Rd2}	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
V_{Rd3}	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
V_c	parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
V_d	esforço cortante de cálculo
V_{sw}	parcela da força cortante resistida pela armadura transversal
W_0	módulo de resistência da seção bruta de concreto
a_h	espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais na direção horizontal
a_l	decalagem do diagrama de momentos fletores

a_v	espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais na direção vertical
d'	distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais tracionada da viga
d_{max}	dimensão máxima característica do agregado graúdo
f_{bd}	resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	resistência média à tração do concreto
f_{ctd}	resistência de cálculo à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	valor inferior da resistência a tração do concreto
$f_{ctk,sup}$	valor superior da resistência a tração do concreto
f_{yd}	resistência ao escoamento de cálculo do aço de armadura passiva
f_{ywk}	resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal
$l_{b,min}$	comprimento de ancoragem mínimo
$l_{b,nec}$	comprimento de ancoragem necessário
l_b	comprimento de ancoragem básico
$n_{\phi/camada}$	número máximo de barras tracionadas por camada
s_t	espaçamento transversal entre ramos sucessivos de armadura constituída por estribos
σ'	tensão na armadura comprimida
ϵ_2	deformação na armadura comprimida
ϵ_{cu}	deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ϕ_{Lcomp}	diâmetro das barras da armadura comprimida
ϕ_{Ltrac}	diâmetro das barras da armadura tracionada
$\phi_{estribo}$	diâmetro das barras utilizadas nos estribos
ϕ_{pele}	diâmetro das barras da armadura de pele
h	Altura da viga
ΔC^*	comprimento do gancho
L	comprimento da viga
b	largura da viga
c	cobrimento nominal
d	distância da borda comprimida ao centro da armadura tracionada
p	carregamento atuante sobre a viga
x	posição da linha neutra

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	OBJETIVOS	14
2.1	Objetivo geral	14
2.2	Objetivos específicos	14
3	VIGAS DE CONCRETO ARMADO	15
4	METODOLOGIA	19
4.1	Vigas sob flexão normal simples	22
4.2	Esforço cortante em vigas	25
4.3	Verificação de deformações excessivas em vigas	27
4.4	Detalhamento das armaduras	29
4.5	Custo das vigas	32
5	RESULTADOS	35
6	CONCLUSÃO	42
	REFERÊNCIAS	43
	APÊNDICE A – PROGRAMA	45
	APÊNDICE B – GRÁFICOS DO CUSTO TOTAL DE VIGAS	58
	APÊNDICE C – GRÁFICOS DA COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE VIGAS	69

1 INTRODUÇÃO

Segundo Pinheiro (2007) as vigas são barras horizontais que delimitam as lajes e suportam as reações que delas provêm, além de suportar seus pesos próprios, o peso das paredes e ações de outros elementos que nelas se apoiem, trabalhando à flexão e ao cisalhamento, e transmitindo as ações para os elementos verticais (pilares e paredes estruturais).

O projeto estrutural de vigas de concreto armado visa fornecer a quantidade de materiais, a disposição e as dimensões adequadas para que a viga consiga resistir aos esforços dentro dos limites de segurança estabelecidos pelas prescrições normativas.

Inicialmente, no processo de cálculo, realiza-se um pré-dimensionamento por meio da atribuição de valores para as dimensões da seção da viga, além da escolha da classe de resistência do concreto e das bitolas das armaduras. Segundo Bastos (2015, p. 6), a largura das vigas em edifícios residenciais é geralmente escolhida por meio de limitações arquitetônicas, atribuindo um valor em função da espessura final da parede. Pinheiro (2007) afirma que a altura das vigas é determinada por meio de uma estimativa grosseira, sendo igual a 10% do vão para uma viga biapoiada, 8,33% do vão para uma viga contínua e 20% do vão para uma viga em balanço.

De acordo com Araújo (2014, p. 1), geralmente recorre-se a experiência adquirida em projetos anteriores similares para determinar a escolha dessas dimensões, tendo em vista que elas podem ser alteradas conforme o avanço na elaboração do projeto.

Na medida em que o projeto avança, obtêm-se os valores das áreas de aço longitudinais e transversais da viga com base nas variáveis consideradas no início no pré-dimensionamento. Caso haja alguma alteração nos valores considerados no início do cálculo para que as determinações normativas sejam obedecidas, os valores encontrados para as áreas de aço também mudarão e, conseqüentemente, o custo total da confecção da viga também será alterado. Sabendo que existem diversas soluções possíveis na elaboração de um projeto estrutural de vigas de concreto armado e que para cada solução existe um custo associado, é fundamental inserir o preço dos materiais envolvidos na confecção da viga como itens a serem avaliados ainda na escolha das dimensões da sua seção transversal, da classe do concreto e das bitolas das armaduras, pois uma combinação inadequada dessas variáveis pode resultar em um dimensionamento antieconômico.

No entanto, em geral, o preço dos materiais necessários para a confecção da viga não é um fator levado em consideração durante esse processo, mesmo sabendo-se que o custo é uma variável que pode sofrer grandes alterações, pois geralmente os projetistas preferem realizar o

orçamento da confecção da viga somente após a conclusão do dimensionamento. Caso o projetista rotineiramente optasse por avaliar o custo final de cada seção possível a ser considerada no dimensionamento, teria que realizar exaustivos cálculos manuais ou vários dimensionamentos utilizando ferramentas computacionais disponíveis no mercado para comparar todos os custos possíveis associados a cada viga dimensionada com diferentes seções transversais, classes de concreto e bitolas de armaduras, o que na prática se tornaria inviável.

Isso decorre do fato de que é necessário um processo automatizado e iterativo que possa correlacionar com rapidez as variáveis consideradas no início do cálculo com os resultados do dimensionamento e com o custo final de confecção das vigas, de forma que o projetista possa escolher quais dimensões da seção transversal da viga combinadas com alguma classe do concreto e com determinadas bitolas das armaduras, para um dado carregamento atuante, resultam em valores que obedecem as limitações especificadas pela norma e que, ao mesmo tempo, oferecem um menor custo final em relação a todas as opções existentes.

Dessa forma, considerando a construção civil como um segmento onde pequenos ajustes estratégicos podem ter proporções consideráveis em relação à economia, pretende-se, através do presente estudo, incluir aspectos econômicos diretamente no processo de dimensionamento de vigas de concreto armado por meio de processos iterativos, promovendo um menor custo das vigas ao mesmo tempo que se respeita os limites normativos.

Sendo assim, utilizando a linguagem de programação Python, foi possível desenvolver uma ferramenta capaz de realizar o dimensionamento de vigas de concreto armado para diversas seções, classes de concreto e bitolas de armaduras, atrelando a cada conjunto de variáveis consideradas para a viga, um diferente custo de confecção, permitindo que o projetista possa escolher a viga que resultará em uma maior economia para o projeto.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Elaborar uma ferramenta computacional através da linguagem de programação Python que utiliza processos iterativos no dimensionamento e otimização de vigas de concreto armado submetidas a flexão normal simples, por meio da avaliação e escolha das dimensões da seção transversal, da classe do concreto e das bitolas das armaduras longitudinais e transversais que geram um menor custo total na confecção da viga.

2.2 Objetivos específicos

- Obter uma ferramenta que contribua com o estudo dos custos de vigas de concreto armado, procurando otimizá-las para o menor custo possível;
- Elaborar gráficos que auxiliem os projetistas na obtenção das dimensões das vigas, por meio dos resultados fornecidos pelo programa;
- Avaliar as melhores combinações entre as classes de resistência do concreto, as dimensões da seção transversal da viga e as bitolas das armaduras que, para determinados carregamentos, geram os menores custos para as vigas;
- Definir quais são os insumos que mais influenciam no custo total para vigas com diferentes seções, comprimentos e carregamentos.

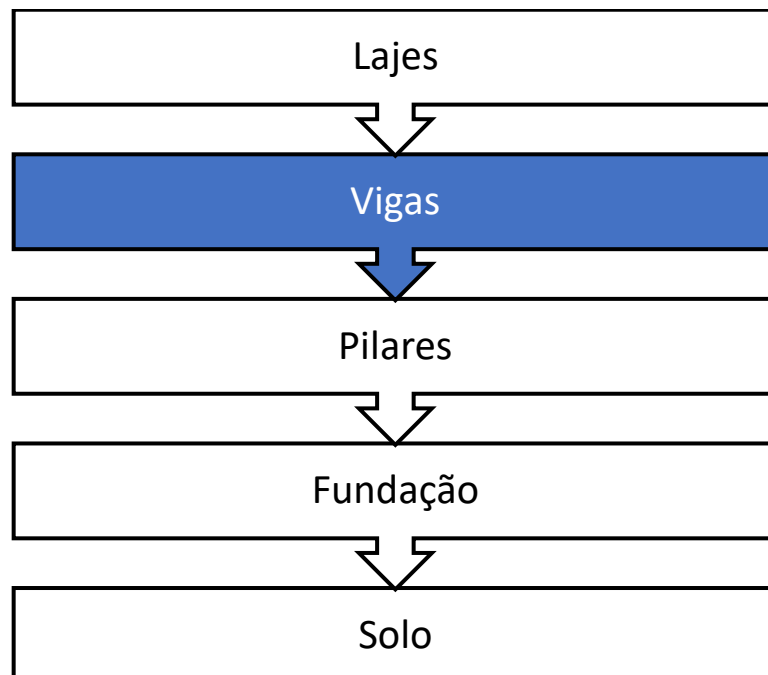
3 VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo Santos (2017, p. 15) um sistema estrutural é o conjunto de elementos interconectados cujo objetivo é suportar os carregamentos que incidem sobre a estrutura e conduzi-los para o solo.

“O projeto de uma estrutura visa garantir sua segurança em condições críticas de carregamento e limitar as deformações para não afetar sua aparência, desempenho e durabilidade durante as condições de serviço” (GAMBHIR, 2006, p. 24, tradução do autor).

De acordo com Konstantinidis (2014), em uma estrutura de concreto armado, as lajes transportam as cargas provenientes do piso de cada andar para as vigas. Já as vigas conduzem as cargas transferidas para elas pelas lajes, bem como o peso das paredes assentadas sobre elas. Os pilares levam as cargas das vigas e as transmitem para a fundação. Por último, a fundação transporta as cargas dos pilares para o solo (Figura 1).

Figura 1 – Esquema da transmissão das cargas pela estrutura até o solo



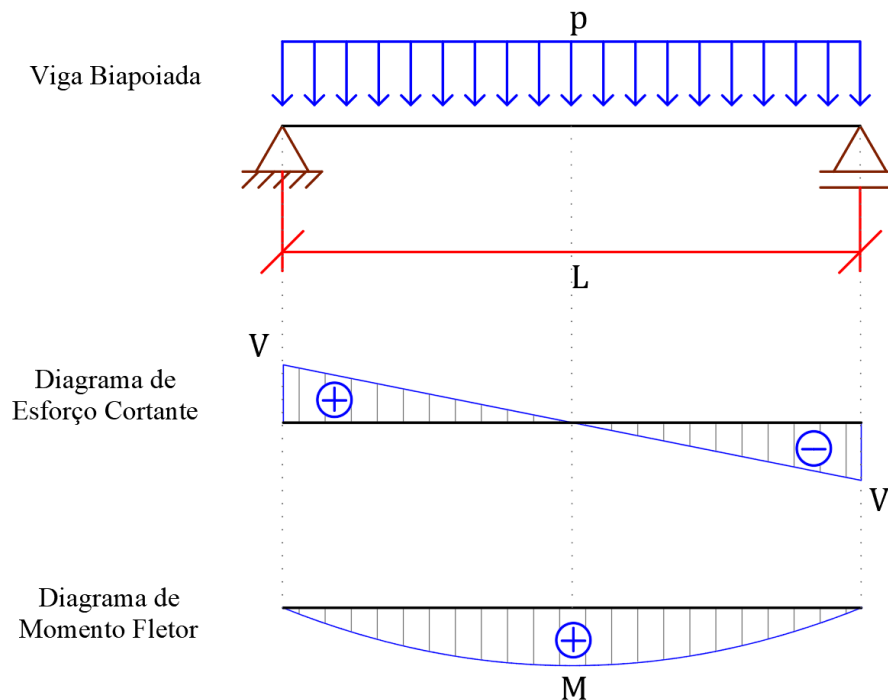
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

O item 14.4.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 83) define viga como um elemento linear onde a flexão é preponderante. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal é superior a pelo menos três vezes as dimensões da seção transversal.

Segundo Porto e Fernandes (2015, p. 33), as vigas são elementos dimensionados para suportar esforços como momentos fletores, cortantes e momentos devidos à torção.

Considerando uma viga biapoiada, temos os seguintes diagramas de esforço cortante e de momento fletor, mostrados na Figura 2.

Figura 2 – Diagramas de esforço cortante e momento fletor de uma viga biapoiada



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

De acordo com Bastos (2015 p. 1), a armadura longitudinal presente nas vigas tem o objetivo de resistir as tensões provenientes da flexão, enquanto a armadura transversal, composta por estribos verticais, é dimensionada para resistir aos esforços cortantes.

Santos (2017, p. 90 et seq.) afirma que pode haver basicamente cinco tipos de armadura no interior das vigas:

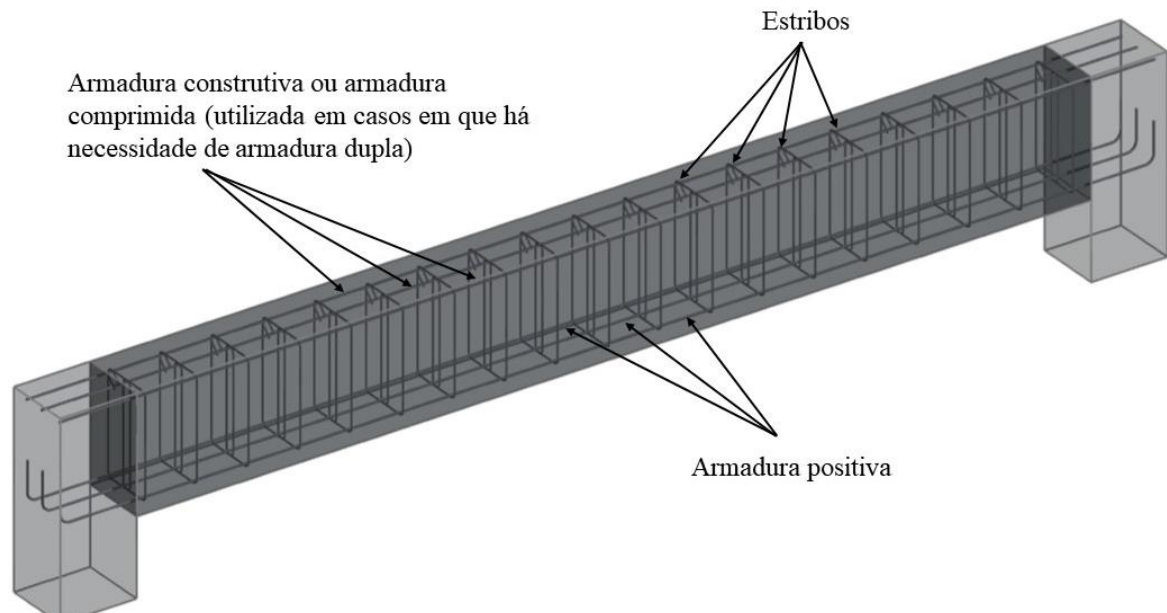
- Armadura de flexão positiva, destinada a absorver os esforços gerados pelo momento fletor positivo que, para uma viga biapoiada, traciona a parte inferior da peça e comprime a parte superior. Por esse motivo, a armadura positiva fica posicionada na parte inferior da viga.
- Armadura de flexão negativa, posicionada na parte superior do elemento, servindo para combater as tensões de tração que surgem em vigas com apoios intermediários ou vigas em balanço.

- Armadura lateral, também conhecida como armadura de pele, utilizada em vigas com altura superior a 60 cm para evitar o aparecimento de fissuras nas regiões tracionadas.
- Grampos, utilizados nas ligações da viga com seus apoios para auxiliar a ancoragem das armaduras longitudinais, sendo necessários quando os apoios são curtos.
- Armadura transversal, composta pelos estribos, que possuem a função de combater as tensões resultantes do esforço cortante.

Bastos (2015, p. 21) afirma que, além da armadura longitudinal tracionada, devem ser dispostas as armaduras construtivas, também denominadas como porta-estribos, utilizadas nas regiões comprimidas da viga e servindo para a amarração dos estribos da viga, onde, segundo Santos (2017, p. 92) teoricamente seria dispensável a utilização de armadura longitudinal já que o concreto é capaz de absorver as tensões de compressão. Em casos em que haja necessidade de armadura dupla, será dimensionada uma armadura que, de acordo com Bastos (2015, p. 33), será colocada ali para auxiliar o concreto na resistência das tensões de compressão.

A Figura 3 mostra um esquema com as armaduras de uma viga de concreto armado biapoiada obtida através do software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

Figura 3 – Armaduras em uma viga biapoiada

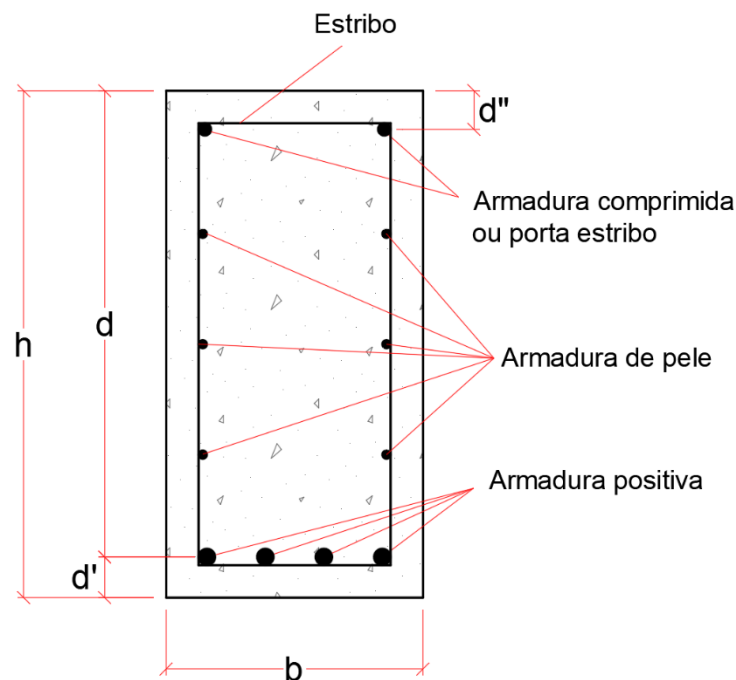


Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

Um esquema com a disposição das armaduras no interior da seção de uma viga biapoiada é mostrado na Figura 4, onde também são exibidas algumas dimensões importantes. De acordo

com Bastos (2015, p. 7), em construções de pequeno porte, a largura b da viga pode ser escolhida como sendo a largura da parede sem os revestimentos. Já a altura h , depende de vários fatores, sendo os mais importantes o comprimento do vão, o carregamento e a resistência do concreto, podendo-se estimar a altura de vigas contínuas dividindo-se o comprimento do vão por doze em construções de pequeno porte e para concretos do tipo C20 e C25. Pinheiro (2007), por sua vez, estima a altura de vigas biapoiadas dividindo-se o comprimento do vão por dez.

Figura 4 – Disposição das armaduras na seção transversal de uma viga biapoiada



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

Todas as dimensões dos elementos presentes nessa seção são obtidas por meio de um projeto que, segundo Mosley, Bungey e Hulse (2012, p. 176), consiste em uma série de etapas e verificações interrelacionadas. Essas etapas podem ser resumidas em três estágios básicos:

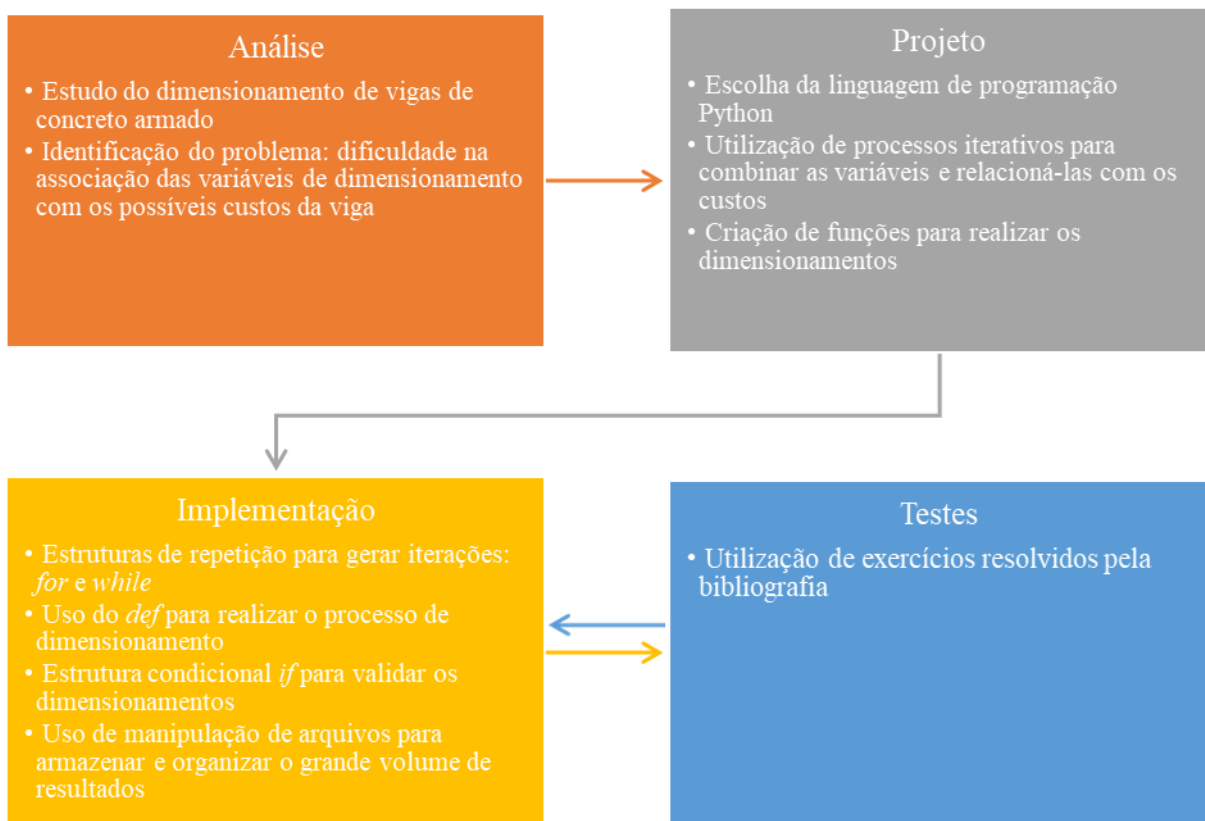
- análise preliminar e pré-dimensionamento da viga;
- análise detalhada e dimensionamento das armaduras;
- cálculos das condições de serviço.

A NBR 6118 (ABNT, 2014 apud Porto e Fernandes, 2015 p. 33) afirma que “o objetivo do dimensionamento, da verificação e do detalhamento é garantir a segurança em relação aos estados-limites último (ELU) e de serviço (ELS) da estrutura como um todo e em cada uma de suas partes”.

4 METODOLOGIA

O desenvolvimento da ferramenta para dimensionamento ótimo de vigas de concreto armado foi realizado por meio da linguagem de programação Python. O programa, contendo cerca de 550 linhas, está disponível no Apêndice A. Optou-se pela linguagem Python, devido a sua simplicidade e ao mesmo tempo pelo fácil acesso, além de ser uma poderosa linguagem de programação. O desenvolvimento seguiu as etapas mostradas na Figura 5.

Figura 5 – Etapas para o desenvolvimento do programa



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

O programa funciona por meio de processos iterativos, realizando vários dimensionamentos para uma viga de concreto armado biapoiada com um determinado comprimento L e para um dado carregamento p , em que determinadas variáveis são alteradas para se obter os possíveis custos relacionados à confecção da viga.

O processo iterativo foi criado por meio da estrutura de repetição *for* em que os valores das variáveis são alterados conforme os valores disponíveis nas suas respectivas listas, como pode ser observado entre as linhas 10 e 16 do programa disponível no Apêndice A. As variáveis

são as seguintes: classe de resistência do concreto (f_{ck}) em MPa, base (b) em cm, altura (h) em cm, diâmetro da armadura positiva (ϕ_{Ltrac}) em mm, diâmetro do porta-estribo ou armadura comprimida caso seja necessária (ϕ_{Lcomp}) em mm, diâmetro da armadura de pele (ϕ_{pele}) em mm e diâmetro do estribo ($\phi_{estribo}$) em mm.

Foram escolhidos valores para o f_{ck} conforme as classes de resistência do Grupo I do item 4.2 da NBR 8953:2015, disponíveis a seguir no Quadro 1.

Quadro 1 – Classes de resistência do concreto

Classe de resistência do Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência do Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 8953 (ABNT, 2015)

Os valores escolhidos para a variável b , ou seja, a largura da viga, estão entre 12 e 25 cm, sendo 12 cm o mínimo recomendado pela NBR 6118:2014 no item 13.2.2. Já os valores para a altura foram escolhidos entre 25 cm e 65 cm, modulados em 5 e 5 cm. Os valores possíveis para as armaduras foram escolhidos com base nas bitolas disponíveis no mercado. Sendo assim, foi possível obter 3360 possibilidades diferentes, 480 possibilidades para cada classe de resistência do concreto. A árvore de possibilidades, considerando a classe de resistência C20 é mostrada na Figura 6.

Figura 6 – Árvore de possibilidades para a classe C20



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

Por convenção, na linha 17 do programa, foi especificada uma condição para que o dimensionamento só aconteça quando a altura da seção for pelo menos 10 cm maior do que o valor da largura da viga, de forma que as seções fiquem mais próximas das dimensões vistas no cotidiano para vigas de concreto armado. Na mesma linha foi especificada uma condição para que se respeite o item 15.10 da NBR 6118:2014 relacionado a instabilidade lateral de vigas, fazendo com que o dimensionamento somente ocorra quando a largura da viga for igual ou superior a 40% da sua altura.

Também se convencionou um cobrimento nominal (c) igual a 3 cm, utilizado em vigas de concreto armado presentes em edifícios residenciais de ambientes urbanos, conforme a tabela 7.2 da NBR 6118:2014 para uma classe de agressividade ambiental II.

Para a obtenção da altura útil d , conforme a Equação 1, estimou-se a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais tracionada d' igual a 5 cm, conforme as recomendações de Bastos (2015, p. 28). Essa variável pode ser facilmente alterada pelo projetista conforme a Equação 2, caso o valor de d' obtido no final do dimensionamento divirja muito desse valor considerado inicialmente.

$$d = h - d' \quad (1)$$

$$d' = c + \frac{\phi_{Ltrac}}{2} + \phi_{estribo} \quad (2)$$

Neste estudo, foram considerados os carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m atuantes em vigas biapoiadas com comprimentos iguais a 2 m, 3 m, 4 m e 5 m para a obtenção dos resultados. Esses valores podem ser inseridos nas linhas 28 e 29 do programa, respectivamente.

4.1 Vigas sob flexão normal simples

A determinação do momento fletor máximo característico foi dado pela Equação 3, majorado com o coeficiente $\gamma_c = 1,4$ para obtenção do valor momento fletor de cálculo.

$$M_k = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad (3)$$

$$M_d = \gamma_c \cdot M_k \quad (4)$$

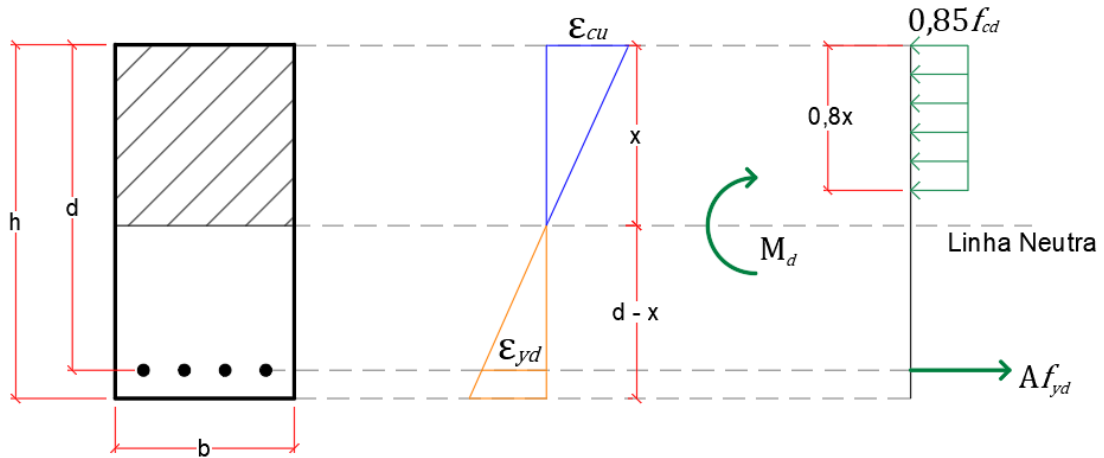
Para o cálculo das armaduras longitudinais de tração, foram utilizadas as Equações 5 e 6, para o caso de armadura simples, considerando as hipóteses simplificadoras do item 17.2.2 da NBR 6118:2014 e adotando o diagrama retangular da Figura 7 que, de acordo com Tepedino (1980 apud Porto e Fernandes, 2015 p. 38), é adequado para o estudo das tensões no concreto nos casos de domínios 2 e 3.

$$\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x - A \cdot f_{yd} = 0 \quad (5)$$

$$\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = M_d \quad (6)$$

onde $\alpha_c = 0,85$ e $\lambda = 0,8$; para $f_{ck} \leq 50MPa$.

Figura 7 – Distribuição de tensões e deformações em vigas com armadura simples



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

Para garantir que a armadura de tração respeite os valores mínimos recomendados pelo item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014, calculou-se o momento fletor mínimo, dado pela Equação 7:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (7)$$

sendo

$$W_0 = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (8)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (9)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (10)$$

onde $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em MPa.

No caso de armadura dupla, segundo Carini (2019) serão utilizadas as Equações 11 e 12, conforme a Figura 8.

$$\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x_{duc} - A \cdot f_{yd} + A' \cdot \sigma' = 0 \quad (11)$$

$$M_{d,duc} + A' \cdot \sigma' \cdot (d - d') = M_d \quad (12)$$

sendo

$$M_{d,duc} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{duc} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x_{duc}}{2} \right) \quad (13)$$

onde $x_{duc} = 0,45 \cdot d$. O valor de σ' é dado por: $\sigma' = f_{yd}$, caso $\epsilon_2 \geq \epsilon_{yd}$, isto é, se houver escoamento da armadura comprimida, ou se $\epsilon_2 < \epsilon_{yd}$, σ' é calculado por:

$$\sigma' = E_s \cdot \epsilon_2 \quad (14)$$

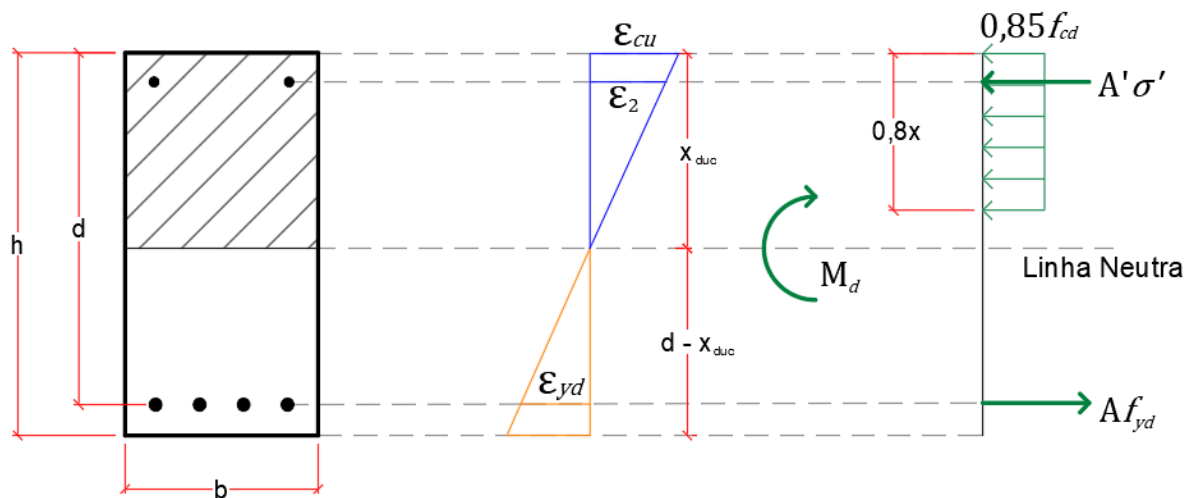
sendo

$$\epsilon_2 = \epsilon_{cu} \cdot \frac{x_{duc} - d'}{x_{duc}} \quad (15)$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (16)$$

onde $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ e $E_s = 210 \text{ GPa}$.

Figura 8 – Distribuição de tensões e deformações em vigas com armadura dupla



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

Essas equações foram resolvidas por meio da criação de funções no programa, através do comando *def*, como pode ser observado entre as linhas 91 e 135.

Entre as linhas 139 e 154 foram criadas condições, por meio da estrutura condicional *if*, onde foram analisadas três situações possíveis:

- $M_d \leq M_{d,mín}$, em que se substitui $M_{d,mín}$ no lugar de M_d na Equação 6 e, caso o valor de A seja inferior a taxa mínima absoluta de 0,15%, será considerado $A = 0,0015 \cdot b \cdot h$, de acordo com o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014;
- $M_{d,mín} < M_d < M_{d,duc}$, onde temos o caso de armadura simples;
- $M_d \geq M_{d,duc}$, onde temos o caso de armadura dupla.

Através da estrutura de repetição *while*, foi possível obter a quantidade de barras necessárias para que a área de aço efetiva das barras utilizadas fosse superior a área calculada, como pode ser observado entre as linhas 157 e 160 para a armadura positiva, e entre as linhas 163 e 166 para a armadura dos porta-estribos, no caso de armadura simples, ou para a armadura comprimida, no caso de armadura dupla.

Para respeitar o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014 sobre distribuição transversal das armaduras, utilizou-se a Equação 17 de acordo com Porto e Fernandes (2015 p. 43), para determinar o número máximo de barras tracionadas que podem ser dispostas por camada:

$$n_{\phi/camada} = \frac{a_h + b_{\acute{u}til}}{a_h + \phi_{Ltrac}} \quad (17)$$

onde

$$b_{\acute{u}til} = b - 2(c + \phi_{estribo}) \quad (18)$$

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{Ltrac} \\ 1,2d_{max} \end{cases} \quad (19)$$

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{Ltrac} \\ 0,5d_{max} \end{cases} \quad (20)$$

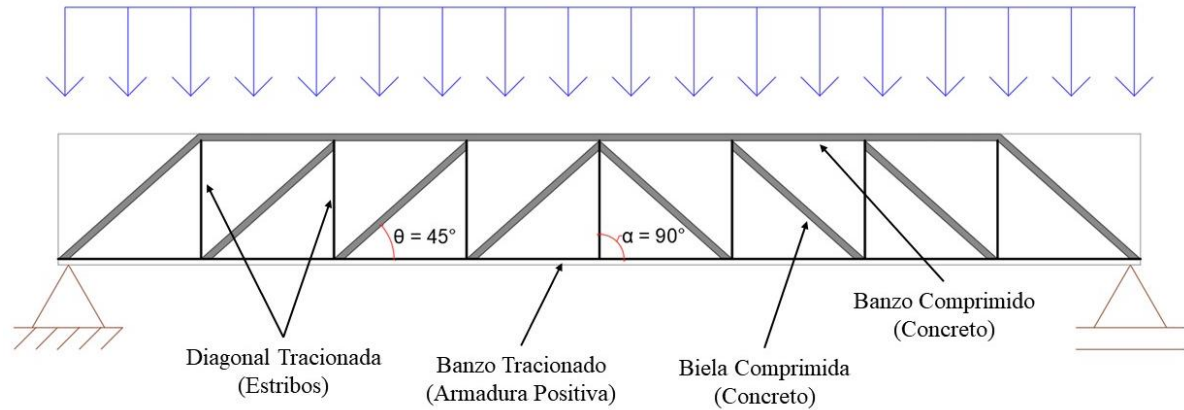
A consideração sobre o uso da armadura de pele foi realizada conforme o item 17.3.5.2.3 da NBR 6118:2014, sendo a área de aço por face calculada como $A_{sp,face} = 0,0010 \cdot b \cdot h$. No entanto, optou-se pela sua utilização em vigas a partir de 60 cm de altura, incluindo esse valor. O cálculo relativo ao uso de armadura de pele está disponível entre as linhas 179 e 188 do programa.

4.2 Esforço cortante em vigas

Segundo Rebello (2005, p. 306), o dimensionamento de uma viga de concreto armado ao esforço cortante tem como objetivo determinar o diâmetro e o espaçamento dos estribos, para que possam absorver as tensões de tração, além de controlar a força de compressão para que não ultrapasse a resistência à compressão do concreto.

Foi observado o modelo de treliça de Ritter e Mörsh que, de acordo com Porto e Fernandes (2015 p. 45), tem como objetivo fazer uma analogia com uma viga de seção retangular biapoiada após fissuração, devido ao comportamento semelhante que ela possui em relação a uma treliça (Figura 9).

Figura 9 – Analogia da treliça de Ritter e Morsch



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

O procedimento foi realizado seguindo o modelo de cálculo I disponível no item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, onde $\theta = 45^\circ$ e V_c possui um valor constante. Assim, temos:

- verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (21)$$

onde

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (22)$$

com f_{ck} expresso em MPa;

- verificação das bielas tracionadas:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (23)$$

onde

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} \quad (24)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (25)$$

- obtenção da armadura mínima, seguindo as recomendações do item 17.4.1.1.1 da NBR 6118:2014:

$$A_{sw,min} = 0,2 \cdot b \cdot \left(\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}\right) \quad (26)$$

onde $f_{ywk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, obtendo, a partir de $A_{sw,min}$:

$$V_{sw,min} = A_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (27)$$

$$V_{Rd3,min} = V_{sw,min} + V_c \quad (28)$$

em que se deve utilizar a armadura mínima quando $V_d < V_{Rd3,min}$;

- cálculo da armadura dos estribos, no caso em que $V_d \geq V_{Rd3,min}$:

$$A_{sw} = \frac{V_d - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (29)$$

Este procedimento está disponível entre as linhas 195 e 215 do programa no Apêndice A. Por convenção, foi considerada a utilização de estribos de dois ramos. O cálculo do espaçamento, a quantidade de estribos e as verificações quanto ao espaçamento segundo o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014, estão disponíveis entre as linhas 222 e 238 do programa.

4.3 Verificação de deformações excessivas em vigas

O cálculo relativo à verificação das deformações está disponível entre as linhas 263 e 346 do programa. Inicialmente, determinou-se o módulo de deformação secante do concreto, de acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118:2014:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (30)$$

sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \leq 1,0 \quad (31)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (32)$$

onde f_{ck} é dado em MPa e foi considerado $\alpha_E = 1,0$ para um agregado miúdo granítico.

O momento de fissuração foi calculado para seções retangulares, por meio da Equação 33, de acordo com Carini (2019):

$$M_r = 0,25 \cdot f_{ct,m} \cdot b \cdot h^2 \quad (33)$$

A carga de serviço foi estimada pela Equação 34, pelo fato de que, pelos dados iniciais obtidos, não há informações que permitam o seu cálculo preciso.

$$p_{serv} = \frac{8 \cdot M_{serv}}{L^2} \quad (34)$$

onde temos, de Porto e Fernandes (2015 p. 75):

$$M_{serv} = M_g + 0,3 \cdot M_q \quad (35)$$

sendo $M_g = 80\% M_k$ e $M_q = 20\% M_k$.

Os momentos de inércia no Estádio I (Equação 36) e no Estádio II (Equação 37) foram calculados de acordo com Carini (2019):

$$I_I = I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (36)$$

$$I_{II} = b \cdot \frac{x^3}{3} + A'_{ef}(\alpha_n - 1)(x - d')^2 + A_{ef} \cdot \alpha_n(d - x)^2 \quad (37)$$

onde

$$\alpha_n = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (38)$$

sendo o valor de x obtido pela resolução da seguinte equação:

$$b \cdot \frac{x^2}{2} + A'_{ef}(\alpha_n - 1)(x - d') - A_{ef} \cdot \alpha_n(d - x) = 0 \quad (39)$$

Dessa forma, temos duas possibilidades:

- $M_{serv} < M_r$, Estádio I, onde $I_{eq} = I_I = I_c$;
- $M_{serv} \geq M_r$, Estádio II, onde

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{serv}}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{serv}}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad (40)$$

A flecha imediata foi calculada pela Equação 41:

$$f_{t=0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{serv} \cdot L^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}} \quad (41)$$

A flecha diferida foi determinada pelo procedimento do item 17.3.2.1.2 da NBR 6118:2014 (Equação 42):

$$f_{t=\infty} = (1 + \alpha_f) f_{t=0} \quad (42)$$

sendo

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (43)$$

$$\rho' = \frac{A'_{ef}}{b \cdot d} \quad (44)$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (45)$$

onde $\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses e $\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32}$ para $t \leq 70$ meses.

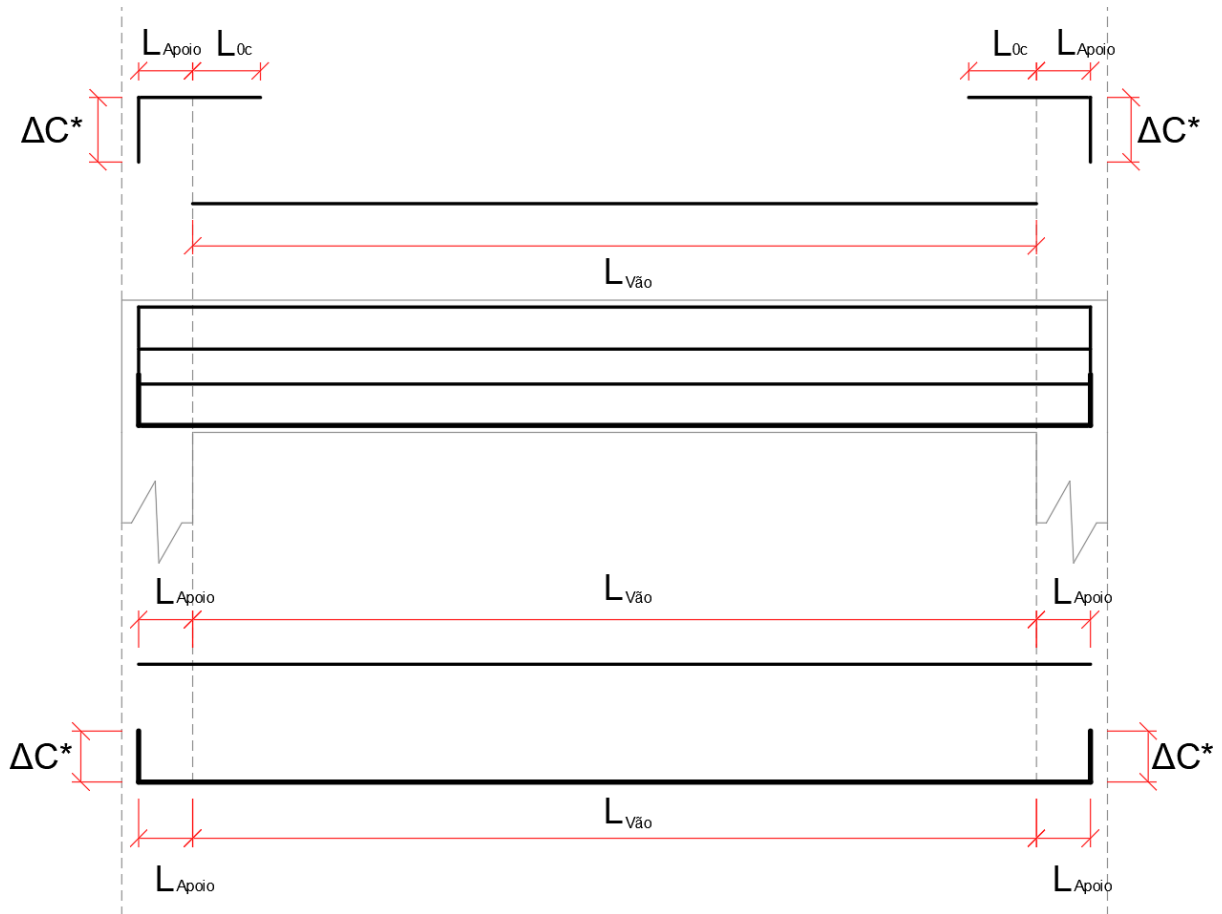
A determinação do tempo t_0 foi adotado de acordo com Carini (2019), onde se considerou que 30% da carga de longa duração foi aplicada no primeiro mês, 20% nos dois meses seguintes e 50% nos cinco meses subsequentes:

$$t_0 = \frac{0,3 \cdot 1 + 0,2 \cdot 2 + 0,5 \cdot 5}{0,3 + 0,2 + 0,5} = 3,2 \text{ meses} \quad (46)$$

4.4 Detalhamento das armaduras

O comprimento das armaduras longitudinais foi calculado conforme o esquema mostrado na Figura 10, onde temos a armadura superior e os ganchos em suas extremidades, a armadura de pele e a armadura positiva.

Figura 10 – Esquema com o detalhamento das armaduras longitudinais



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019

O comprimento total da armadura positiva é dado pela Equação 47.

$$C_{Ltrac} = L_{V\tilde{a}o} + 2 \cdot L_{Apoio} + 2 \cdot \Delta C^* \quad (47)$$

O valor de ΔC^* , isto é, o comprimento dos ganchos, foi obtido através dos dados disponíveis no Quadro 2, em que temos um determinado comprimento ΔC^* para cada tipo de bitola utilizada nas armaduras.

Quadro 2 – Comprimento do gancho

ϕ (mm)	ΔC^* (cm)
6,3	9
8	8
10	13
12,5	12
16	16
20	24
*Valores práticos	

Fonte: Araújo (2014, v. 2, p. 418)

A determinação de L_{Apoio} foi realizada segundo as recomendações do item 18.3.2.4.1 da NBR 6118:2014, referente à ancoragem da armadura de tração nos apoios, sendo igual ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b,nec}$;
- $(r + 5,5\phi)$, onde r é o raio de curvatura dos ganchos;
- 60 mm.

Já o comprimento de ancoragem necessário, $l_{b,nec}$, foi calculado de acordo com o item 9.4.2.5 da NBR 6118:2014.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (48)$$

sendo

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (49)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\phi \quad (50)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (51)$$

onde $\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (CA-50), $\eta_2 = 1$ para situações de boa aderência, $\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência e $\eta_3 = 1$ para barras em que $\phi < 32 \text{ mm}$.

Por convenção, se utilizou a mesma bitola da armadura positiva nos ganchos, sempre procurando respeitar as alíneas b) e c) do item 18.3.2.3.2 da NBR 6118:2014, onde a armadura dos apoios deve ser igual ou superior aos seguintes valores:

$$A_{Apoio} \geq \begin{cases} \frac{a_l \cdot V_d}{d \cdot f_{yd}} \\ \frac{A_{ef}}{4} \end{cases} \quad (52)$$

onde a_l é o valor obtido pela decalagem do diagrama de momento fletor de acordo com a alínea c) do item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014.

O comprimento total das barras utilizadas na armadura de pele foi calculado conforme a Equação 53:

$$C_{pele} = L_{V\tilde{a}o} + L_{Apoio} \quad (53)$$

O comprimento de cada estribo é dado pela Equação 54:

$$C_{est} = 2s_t + 2(h - 2c) + 2 \Delta C^* \quad (54)$$

onde s_t é a distância entre ramos do estribo, dada por $s_t = b - 2c$.

O comprimento da armadura superior da viga, ou seja, da armadura do porta-estribos ou da armadura comprimida, foi calculada pela Equação 55 quando a armadura do gancho e a armadura superior tiverem bitolas diferentes:

$$C_{Lcomp} = L_{V\tilde{a}o} + 2 \cdot L_{Apoio} + 2 \cdot L_{0c} + 2 \cdot \Delta C^* \quad (55)$$

Quando as bitolas forem iguais, não haverá traspasse das barras, logo o comprimento da armadura será dado pela Equação 56:

$$C_{Lcomp} = L_{V\tilde{a}o} + 2 \cdot L_{Apoio} + 2 \cdot \Delta C^* \quad (56)$$

Por convenção, resolveu-se adotar o mesmo comprimento L_{Apoio} utilizado na armadura positiva.

O valor do traspasse L_{0c} foi obtido conforme as especificações do item 9.5.2.3 da NBR 6118:201, onde:

$$L_{0c} = l_{b,nec} \geq L_{0c,min} \quad (57)$$

sendo

$$L_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (58)$$

4.5 Custo das vigas

Os preços dos insumos, mostrados no Quadro 3, foram coletados de acordo com os dados disponibilizados pelo SINAPI, da Caixa Econômica Federal, para o mês de setembro de 2019.

Quadro 3 – Preços dos insumos para confecção de vigas de concreto armado

INSUMO	PREÇO
Forma de Madeira	R\$ 43,87 por m ²
Concreto C20	R\$ 330,00 por m ³
Concreto C25	R\$ 343,89 por m ³
Concreto C30	R\$ 355,47 por m ³
Concreto C35	R\$ 368,21 por m ³
Concreto C40	R\$ 382,10 por m ³
Concreto C45	R\$ 429,57 por m ³
Concreto C50	R\$ 509,47 por m ³
Vergalhão $\phi = 5 \text{ mm}$	R\$ 4,47 por kg
Vergalhão $\phi = 6,3 \text{ mm}$	R\$ 4,72 por kg
Vergalhão $\phi = 8 \text{ mm}$	R\$ 5,30 por kg
Vergalhão $\phi = 10 \text{ mm}$	R\$ 4,51 por kg
Vergalhão $\phi = 12,5 \text{ mm}$	R\$ 4,29 por kg
Vergalhão $\phi = 16 \text{ mm}$	R\$ 4,29 por kg

Fonte: SINAPI – Caixa Econômica Federal (2019, adaptado)

O cálculo para determinação do custo total está disponível entre as linhas 468 e 534 do programa no Apêndice A.

Após a realização dos cálculos, o programa salva os seguintes resultados em um arquivo com extensão *.txt* para cada viga calculada, ordenados do menor preço para o maior preço:

- custo total (R\$);
- f_{ck} (MPa);
- largura da viga (cm);
- altura da viga (cm);
- custo da forma (R\$);
- custo do concreto (R\$);
- custo da armadura longitudinal inferior (R\$);
- custo da armadura longitudinal superior (R\$);
- custo dos estribos (R\$);

- custo da armadura de pele (R\$);
- momento fletor de cálculo (kN.cm);
- posição da linha neutra (cm);
- área de aço calculado da armadura longitudinal inferior (cm²);
- área de aço efetivo da armadura longitudinal inferior (cm²);
- bitola da armadura longitudinal inferior (mm);
- número de barras da armadura longitudinal inferior;
- número máximo admissível de barras por camada na armadura longitudinal inferior;
- comprimento total de cada barra longitudinal inferior (cm);
- área de aço calculado da armadura longitudinal superior (cm²);
- área de aço efetivo da armadura longitudinal superior (cm²);
- bitola da armadura longitudinal superior (mm);
- número de barras da armadura longitudinal superior;
- comprimento total de cada barra longitudinal superior (cm);
- área de aço calculado da armadura de pele por face (cm²);
- área de aço efetivo da armadura de pele por face (cm²);
- bitola da armadura de pele (mm);
- número de barras da armadura de pele por face;
- comprimento total de cada barra da armadura de pele (cm);
- esforço cortante de cálculo (kN);
- força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN);
- parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao modelo em treliça (kN);
- área calculada da seção transversal dos estribos (cm²/m);
- área efetiva da seção transversal de um estribo de dois ramos (cm²);
- bitola dos estribos (mm);
- espaçamento entre os estribos (cm);
- número de estribos;
- comprimento total de cada barra da armadura dos estribos (cm);
- flecha diferida (mm);

- flecha admissível (mm).

Todos os valores obtidos foram copiados para planilhas do Microsoft Office Excel, onde foram gerados gráficos que relacionam os custos obtidos com as variáveis empregadas no dimensionamento.

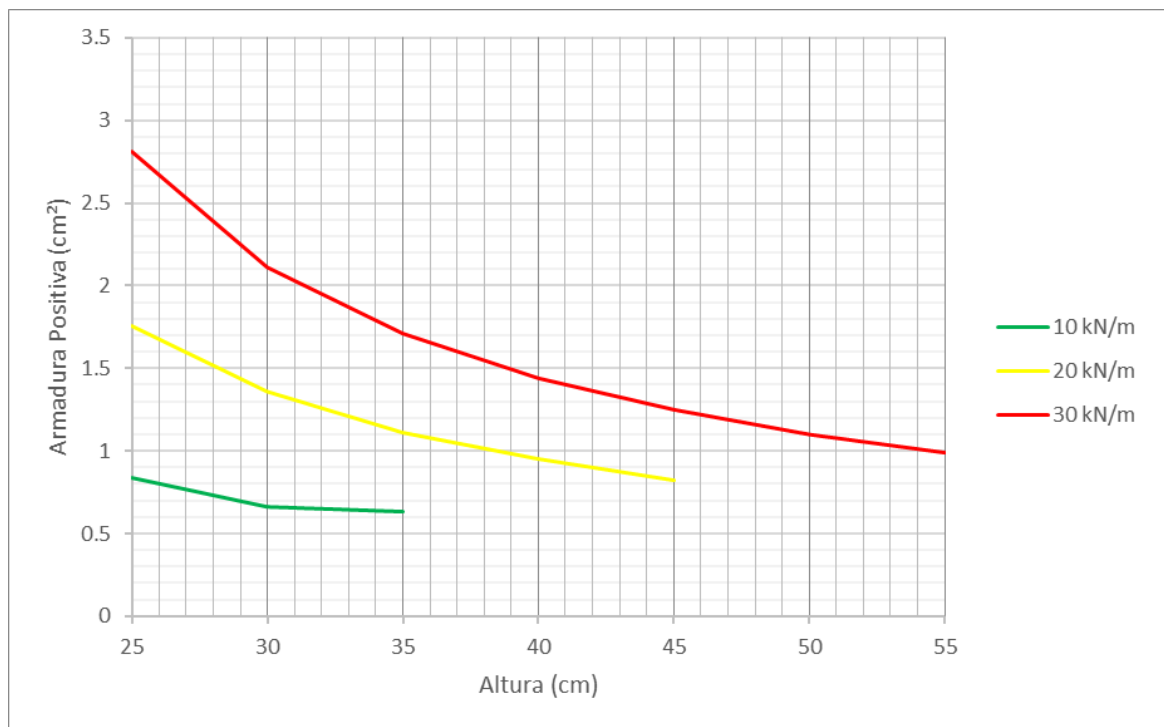
As vigas que não obedeceram aos requisitos mínimos especificados pela NBR 6118:2014 foram descartadas e não foram salvas no arquivo de resultados. Isso é determinado na linha 536 do programa, onde somente serão salvas as vigas com as seguintes características:

- $A_{ef} + A'_{ef} < 0,04 \cdot b \cdot h$, de acordo com o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118:2014;
- $V_d \leq V_{Rd2}$, segundo o item 17.4.2.1 da NBR 6118:2014;
- espaçamento entre ramos dos estribos inferior ao máximo especificado pelo item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014;
- $f_{t=\infty} < f_{adm}$, no que se refere às condições de serviço;
- número máximo de camadas igual a 2 para a armadura positiva, adotado para evitar vigas com muitas barras tracionadas dispostas em várias camadas.

5 RESULTADOS

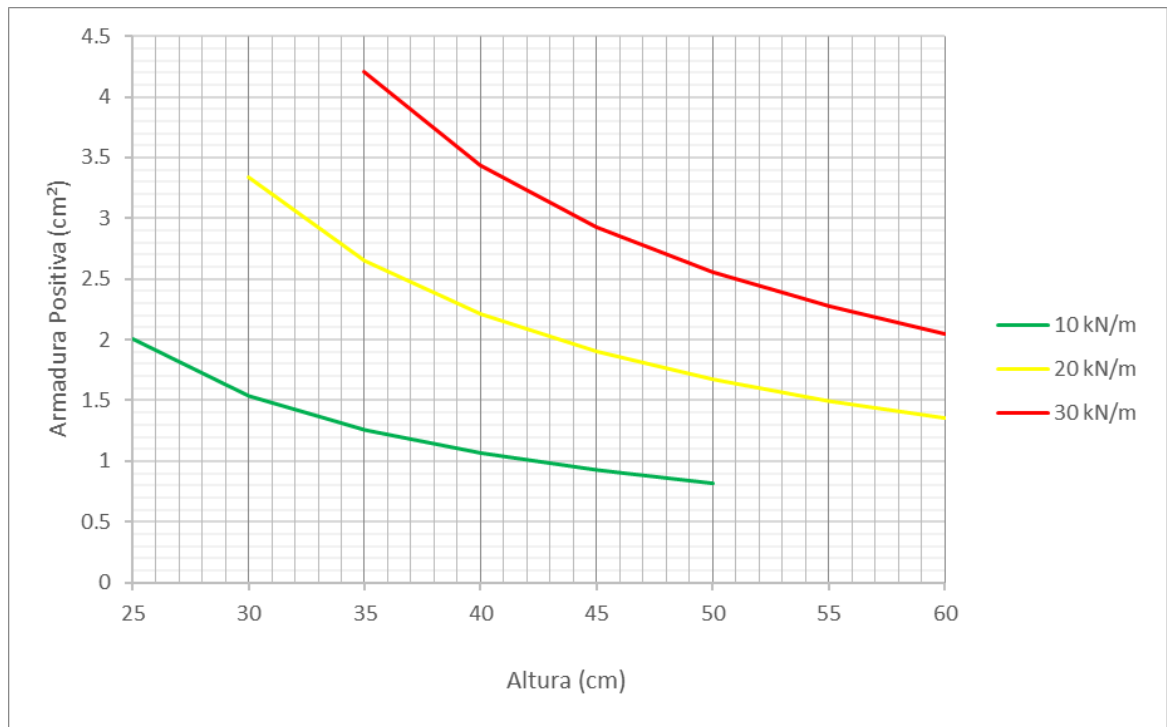
Como o programa oferece uma enorme quantidade de resultados, foi possível correlacionar a área de aço calculada para a armadura positiva A (cm^2) com a altura da viga h (cm), considerando seções cujas dimensões dispensam a necessidade do uso de armadura mínima, utilizando um concreto com classe de resistência C20, vigas com larguras entre 12 cm e 20 cm, onde $0,4h \leq b \leq 0,6h$, carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m e comprimentos de 2 m, 3 m e 4 m, obtendo-se os Gráficos 1, 2 e 3.

Gráfico 1 – Relação entre altura da viga e área aproximada de aço da armadura positiva para carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m em vigas com 2 m de comprimento



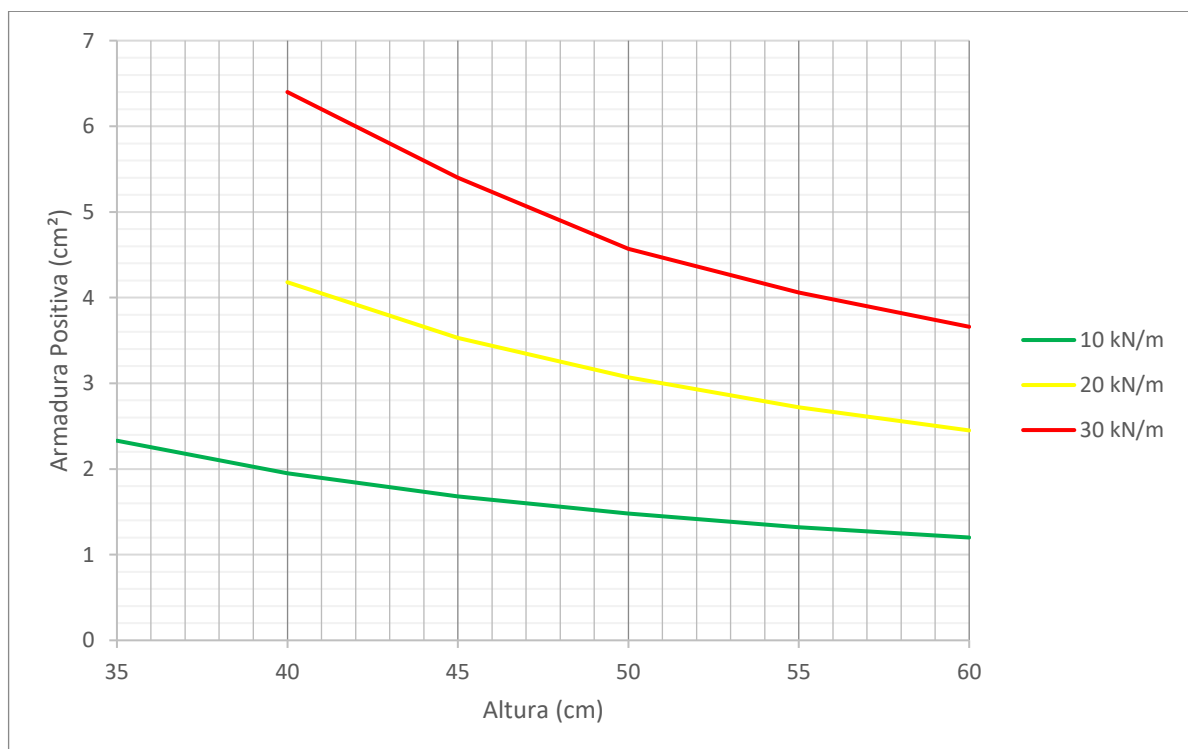
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Gráfico 2 – Relação entre altura da viga e área aproximada de aço da armadura positiva para carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m em vigas com 3 m de comprimento



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Gráfico 3 – Relação entre altura da viga e área aproximada de aço da armadura positiva para carregamentos de 10 kN/m, 20 kN/m e 30 kN/m em vigas com 4 m de comprimento



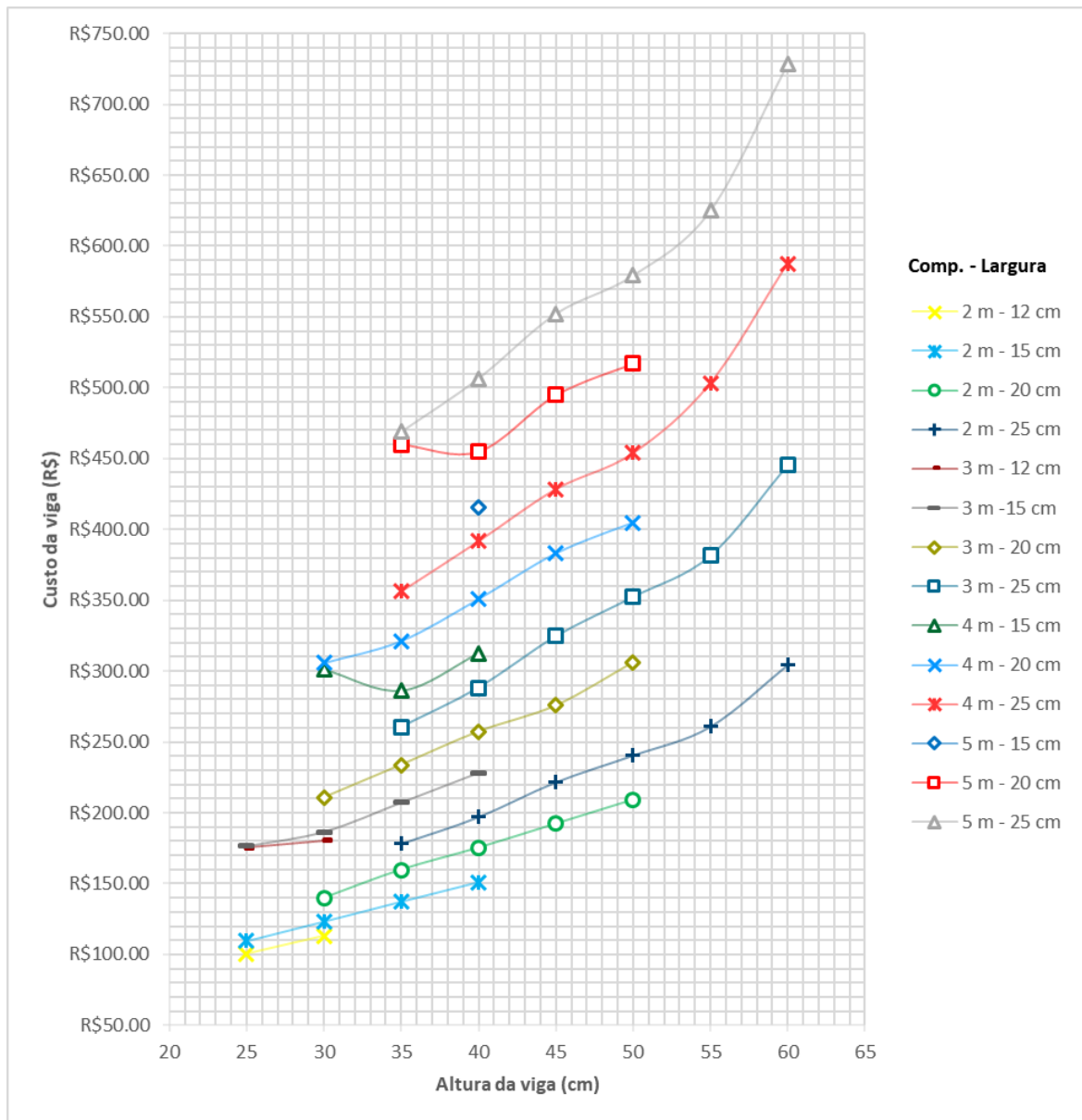
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Esses gráficos podem ser úteis quando se deseja estimar a altura no início do dimensionamento da viga, tendo em vista a quantidade de aço que se pode consumir para determinada altura considerada. Observou-se poucas variações entre os gráficos para as diferentes larguras consideradas, resultando numa diferença menor ou igual a $0,15 \text{ cm}^2$ na área de aço obtida no gráfico em relação a área calculada por meio de processos manuais, logo esses gráficos podem ser utilizados para estimar a altura da viga obtendo imediatamente uma quantidade aproximada de aço que será utilizado na confecção da armadura positiva. No entanto, quando a área fornecida pelo gráfico for inferior ao especificado no item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014, isto é, no caso de armadura mínima, deve-se calcular o valor de A de acordo com as recomendações do item citado.

Utilizando como exemplo o cálculo realizado por Araújo (2014, v. 1, p. 144), onde, para uma viga com classe C20 e 4 m de comprimento com seção transversal de $15 \times 40 \text{ cm}$, submetida a um carregamento de 15 kN/m , foi encontrada uma armadura positiva igual a $3,00 \text{ cm}^2$ por meio de um processo manual de cálculo. Temos, por meio do Gráfico 3, uma armadura positiva aproximadamente igual a $3,05 \text{ cm}^2$ para uma viga com altura de 40 cm , considerando uma linha média entre os dados referentes a 10 kN/m e 20 kN/m , o que evidencia a importância desses gráficos em fornecer com rapidez uma estimativa da armadura positiva, permitindo ao projetista adotar a altura que seja economicamente mais satisfatória em relação ao consumo de aço esperado.

A seguir, no Gráfico 4, estão disponíveis os custos das vigas em relação a altura considerada, para a classe de resistência C20, para as larguras de 12 m , 15 m , 20 m e 25 m e para o carregamento de 10 kN/m , considerando a combinação de armaduras com menor preço para cada seção. Os gráficos para vigas com classe C20 submetidas aos carregamentos de 20 kN/m e 30 kN/m , além das vigas com classes C30, C40 e C50 submetidas aos carregamentos de 10 kN/m , 20 kN/m e 30 kN/m estão disponíveis no Apêndice B.

Gráfico 4 – Custo total para vigas com concreto C20 submetidas a carga de 10 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Através dos dados obtidos nos gráficos de custo total e como já era esperado, as vigas com menores larguras são as que geram um menor custo. Também foi possível obter, por meio dos gráficos do Apêndice B, a altura ótima das vigas para a classe C30, ou seja, a altura que resultará na viga com menor custo, como pode ser observado no Quadro 4:

Quadro 4 – Altura ótima das vigas para a classe C30

CARREGAMENTO (kN/m)	COMPRIMENTO DA VIGA (m)	ALTURA ÓTIMA (cm)				RELAÇÃO ALTURA/VÃO (%)
		b = 12	b = 15	b = 20	b = 25	
10	2	25	25	30	35	Entre 12,5 e 17,5
	3	25	25	30	35	Entre 8,3 e 11,7
	4	–	30	30	35	Entre 7,5 e 8,8
	5	–	40	35	35	Entre 7,0 e 8,0
20	2	25	25	30	35	Entre 12,5 e 17,5
	3	30	30	30	35	Entre 10,0 e 11,7
	4	–	40	35	40	Entre 8,8 e 10,0
	5	–	–	45	40	Entre 8,0 e 9,0
30	2	25	25	30	35	Entre 12,5 e 17,5
	3	–	30	30	35	Entre 10,0 e 11,6
	4	–	40	40	40	10,0
	5	–	–	50	45	Entre 9,0 e 10,0

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Pelo que se observa nos gráficos do Apêndice B relativos à classe C30, verifica-se que as alturas ótimas podem variar dependendo da largura considerada, resultando em várias alturas ótimas para cada largura, como pode ser visto no Quadro 4. Além disso, deve-se ressaltar que vigas com seções pequenas podem resultar na utilização de bitolas muito grandes, principalmente nos casos onde as cargas são mais elevadas, podendo gerar problemas de fissuração ou muitas barras dispostas em mais de uma camada, dificultando a montagem da armadura. Por esse motivo deve-se observar se as alturas ótimas consideradas no Quadro 4, além de resultarem em um menor custo total para a viga, também resultam em armaduras que facilitam o processo de montagem. Caso sejam verificados casos onde a fissuração ultrapassa os limites normativos e que a disposição das armaduras dificulte a execução, pode-se aumentar em 5 cm as alturas das vigas do Quadro 4.

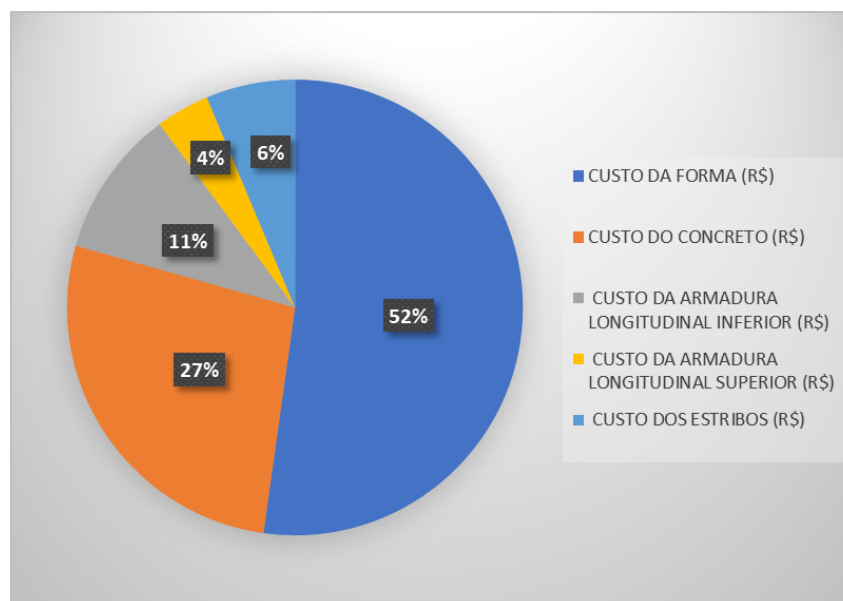
Percebe-se que os valores obtidos para a relação altura/vão estão bem próximos ao encontrado na literatura, ou seja, $h = 10\% L_{V\tilde{a}o}$. No entanto, verifica-se que, em alguns casos, essa relação disponível na literatura poderia resultar em prejuízo: para uma viga de 5 m de comprimento, por exemplo, com classe C30 para o concreto, submetida a um carregamento de 10 kN/m, a altura ótima, de acordo com o gráfico B.3 do Apêndice B, seria de 35 cm, ou seja, $h = 7\% L_{V\tilde{a}o}$, resultando em R\$ 433,26, caso se utilize uma largura de 20 cm, 3 barras de 12,5 mm na armadura positiva e 2 barras de 6,3 mm como porta-estribos. Usando a relação $h = 10\% L_{V\tilde{a}o}$, teríamos uma altura de 50 cm e, nesse caso, um custo de R\$ 535,76, mantendo a

largura para a viga, utilizando 2 barras de 12,5 mm na armadura positiva e 2 barras de 6,3 mm como porta-estribos. Logo, teríamos um prejuízo de cerca de 100 reais devido a uma escolha antieconômica na altura da viga, o que pode ser evitado com a utilização da ferramenta desenvolvida neste estudo.

No exemplo resolvido por Bastos (2015, p. 17 et seq.), é considerada uma viga com seção transversal de 20 x 50 cm e um momento fletor de 10000 kN.cm, em que utilizou uma classe de concreto C20 e se obteve uma armadura positiva com $A = 8,10 \text{ cm}^2$. Utilizando o programa para observar se a escolha das dimensões foi economicamente adequada, adotou-se uma viga com um comprimento de 5 m submetida a uma carga de 32 kN/m para gerar o momento fletor do exemplo e manteve-se os demais dados. De acordo com os resultados, a viga com seção de 20 x 50 cm e classe de concreto C20 escolhida pelo autor é a que apresenta menor custo entre todas as opções: R\$ 645,03, utilizando 7 barras de 12,5 mm na armadura positiva e 2 barras de 6,3 mm no porta-estribos. Entretanto, o autor do exemplo realiza um detalhamento em que utiliza 4 barras de 16 mm e, para esse caso, de acordo com o programa, sem considerar o uso de armadura de pele feito pelo autor, temos um custo de R\$ 653,07, ou seja, o programa também contribui na avaliação da escolha das armaduras que geram o menor custo para a viga. Caso o projetista, trabalhando em um projeto semelhante a esse do exemplo, optasse por aumentar as dimensões da seção em 5 cm com o objetivo de diminuir a quantidade de barras ou obter bitolas menores para a armadura positiva, teria um grande prejuízo: para uma seção de 25 x 55 cm, de acordo com o programa, haveria um custo de R\$ 731,62, utilizando 6 barras de 12,5 mm na armadura positiva. Ou seja, pequenas alterações nas dimensões da seção transversal da viga com o objetivo de diminuir a quantidade de armaduras pode elevar de forma considerável o custo final da viga porque os insumos relacionados as dimensões da viga têm maior impacto sobre o custo final do que as dimensões das armaduras.

No Gráfico 5 temos o percentual de cada insumo na composição do custo total de vigas, considerando um carregamento de 10 kN/m, comprimento de 3 m, concreto de classe C30 e alturas entre 25 cm e 35 cm. Os gráficos para alturas entre 30 cm e 65 cm em vigas com 3 m e 5 m de comprimentos submetidas a carregamentos de 10 kN/m e 30 kN/m estão disponíveis no Apêndice C.

Gráfico 5 – Composição do custo total para uma viga de 3 m de comprimento, altura entre 25 e 35 cm, submetida a um carregamento de 10 kN/m



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

Dos gráficos é possível perceber que as formas apresentam maior percentual no custo final das vigas em relação aos outros itens, com o custo do concreto vindo logo em seguida. Isso explica o motivo pelo qual ao alterar pequenas dimensões na seção transversal da viga temos grandes alterações no preço total da viga, porque os insumos relacionados as dimensões da seção, isto é, concreto e formas, tem um impacto considerável sobre o custo total da viga

Também é possível observar que, para as vigas que possuem pequenas alturas e que são submetidas a maiores carregamentos, temos um aumento considerável na influência do custo do aço da armadura positiva (longitudinal inferior), permanecendo em todos os casos, como o terceiro item que possui mais influência no custo total da viga.

Em vigas com altura superior a 60 cm, apesar de termos um baixo custo na armadura positiva, temos um custo consideravelmente alto com as formas e o concreto, além de ser recomendada a utilização de armadura de pele, que chega a ter um percentual de 8% na composição do custo da viga.

6 CONCLUSÃO

Por meio do presente estudo, foi possível concluir que a utilização de uma ferramenta computacional que utiliza processos iterativos automatizados na otimização do dimensionamento de vigas de concreto armado traz enormes benefícios de ordem técnica e econômica.

Os resultados do programa ficaram dentro dos limites especificados pelas normas e se mostraram bem próximos aos valores obtidos através do processo manual de cálculo, sendo mais eficiente porque escolhe as dimensões mais econômicas para a viga.

Também foi possível constatar que a altura ótima de vigas de concreto armado se encontra em torno de 10% do comprimento do vão, conforme especifica a literatura. No entanto, por meio do programa, foi possível obter vigas com altura em torno de 7% do comprimento do vão, gerando economia no custo final das vigas.

Além disso, o custo final das vigas sofre grandes impactos com alterações nas dimensões da sua seção transversal. Isso decorre do fato de que as formas e o concreto apresentam a maior influência sobre o custo das vigas em relação aos outros insumos que as compõem, chegando a apresentar juntos mais de 80% do custo total em alguns casos, onde somente as formas alcançaram mais de 50%.

Dessa forma, um programa que realiza automaticamente diversos dimensionamentos para uma viga de concreto armado, buscando encontrar as dimensões que geram um menor custo final para a viga, surge como um enorme aliado dos projetistas na realização de dimensionamentos mais econômicos.

Portanto, recomenda-se analisar em estudos futuros a otimização de outros elementos estruturais, bem como a otimização da estrutura como um todo em relação ao seu custo final, procurando gerar obras mais econômicas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953:2015 Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed, Rio Grande: Dunas, 2014. 4 v.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 3. ed, Rio Grande: Dunas, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Flexão normal simples – Vigas**. Bauru: UNESP, 2015.

CARINI, Matheus Roman. **Curso de Cálculo Estrutural em Concreto Armado**. Disponível em: <https://www.udemy.com/course/curso-de-calculo-estrutural-em-concreto-armado>
Acesso em: 24 de jun. 2019.

GAMBHIR, Murari Lal. **Fundamentals of reinforced concrete design**. PHI Learning Pvt. Ltd., 2006.

KONSTANTINIDIS, Apostolos. **Earthquake Resistant Buildings made of reinforced concrete**. 2014. v. 1.

MOSLEY, William Henry; HULSE, Ray; BUNGEY, John Henry. **Reinforced concrete design: to Eurocode 2**. Macmillan International Higher Education, 2012.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Estruturas de Concreto Armado**. Universidade de São Paulo, 2007.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle. **Curso básico de concreto armado**. Oficina de Textos, 2015.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Estruturas de aço, concreto e madeira: atendimento da expectativa dimensional**. Zigurate, 2005.

SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e pretendido**. Oficina de Textos, 2017.

FEDERAL, Caixa Econômica. **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. Brasil, Governo Federal, 2019.

Disponível em: http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2009-pb/SINAPI_ref_Insumos_Composicoes_PB_092019_Desonerado.zip.

Acesso em: 31 de out. 2019

APÊNDICE A – PROGRAMA

```

1  #!/usr/bin/python3.6
2  # -*- coding: utf-8 -*-
3  # Jucielbe Gomes da Silva
4  '''Ferramenta para otimização de vigas de concreto armado com seções
   retangulares submetidas à flexão normal simples'''
5
6  import math
7
8  tabela = []
9
10 for fck in [20,25,30,35,40,45,50]: # Fck [MPa] classe de resistência
   do concreto
11     for b in [12,15,20,25]: # b [cm] base da viga
12         for h in [25,30,35,40,45,50,55,60,65]: # h [cm] altura da viga
13             for phi_Ltrac in [8,10,12.5,16]: # [mm] diâmetro da armadura
               positiva
14                 for phi_Lcomp in [6.3,8,10]: # [mm] diâmetro do
                   porta-estribo ou armadura comprimida caso seja necessária
15                     for phi_pele in [6.3,8]: # [mm] diâmetro da armadura de
                       pele
16                         for phi_estribo in [5,6.3]: # [mm] diâmetro do estribo
17                             if h >= b + 10 and b >= 0.4*h:
18                                 .....
19                                 .....'''INFORMAÇÕES INICIAIS'''
20                                 .....
21                                 .....'''Dados de Entrada'''
22                                 .....
23                                 .....
24                                 .....c = 3 # c [cm] cobertura nominal da viga
25                                 .....d_ = 5 # d'[cm] distância do centro da armadura à
                                   borda da viga
26                                 .....d = h-d_ # d [cm] distância da borda comprimida ao
                                   centro da armadura tracionada
27                                 .....fyk = 50 # Fyk [kN/cm²] resistência de escoamento do
                                   aço
28                                 .....p = 20 # p [kN/m] carga atuante sobre a viga biapoiada
29                                 .....L = 3 # L [m] comprimento da viga biapoiada
30                                 .....brita = 'granito' #Tipo de brita utilizada
31                                 .....
32                                 .....d_max = 19 # [mm] dimensão máxima característica do
                                   agregado graúdo
33                                 .....
34                                 .....n_Ltrac = 2 # Número mínimo de barras longitudinais
                                   tracionadas
35                                 .....n_Lcomp = 2 # Número mínimo de barras longitudinais
                                   comprimidas
36                                 .....n_pface = 0 # Número mínimo de barras para armadura
                                   de pele por face
37                                 .....
38                                 .....
39                                 .....'''Preços'''
40                                 .....preco_forma = 43.87 # [R$/m²] 00001349 UN 106,17
                                   CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA PARA FORMA
                                   DE CONCRETO, DE 2,20 X 1,10 M, E = 20 MM
41                                 .....preco_concreto20 = 330.00 # [R$/m³] 00001524 M3
                                   330,00 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
                                   RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
                                   MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
42                                 .....preco_concreto25 = 343.89 # [R$/m³] 00001527 M3

```

```

343,89 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C25, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
43 .....preco_concreto30 = 355.47 # [R$/m³] 00001525 M3
355,47 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
44 .....preco_concreto35 = 368.21 # [R$/m³] 00011145 M3
368,21 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
45 .....preco_concreto40 = 382.10 # [R$/m³] 00034479 M3
382,10 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
46 .....preco_concreto45 = 429.57 # [R$/m³] 00034481 M3
429,57 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C45, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
47 .....preco_concreto50 = 509.47 # [R$/m³] 00034483 M3
509,47 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE
RESISTENCIA C50, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20
MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
48 .....preco_phi5 = 4.47 # [R$/kg] 00000039 KG 4,47
49 .....preco_phi6_3 = 4.72 # [R$/kg] 00000032 KG 4,72
50 .....preco_phi8 = 5.30 # [R$/kg] 00000033 KG 5,30
51 .....preco_phi10 = 4.51 # [R$/kg] 00000034 KG 4,51
52 .....preco_phi12_5 = 4.29 # [R$/kg] 00000031 KG 4,29
53 .....preco_phi16 = 4.29 # [R$/kg] 00000027 KG 4,29
54 .....preco_phi20 = 4.01 # [R$/kg] 00000029 KG 4,01
55
56
57 .....'''Constantes'''
58
59 .....alfa = 0.85 # Efeito Rusch
60 .....lambda_ = 0.8 # constante aplicada à posição da
linha neutra
61 .....Es = 21000 # Es [kN/cm²] módulo de elasticidade do
aço de armadura passiva
62 .....ecu = 3.5 # [por mil] deformação específica de
encurtamento do concreto na ruptura
63 .....fywk = 50 # Fywk [kN/cm²] resistência característica
ao escoamento do aço da armadura transversal
64
65 .....'''Conversão para Valores de Cálculo'''
66
67 .....Mk = (100)*(p*L**2)/8 # Mk (kN.cm) Momento fletor
máximo solicitante
68 .....Md = 1.4*Mk # Md (kN.cm) Momento fletor de cálculo
69 .....Vk = (p*L)/2 # Vk (kN) Esforço cortante máximo
70 .....Vd = 1.4*Vk # Vd (kN) Esforço cortante de cálculo
71 .....fcd = fck/(1.4*10) # fcd [kN/cm²] resistência de
cálculo do concreto
72 .....fyd = fyk/1.15 # fyd [kN/cm²] resistência de
escoamento do aço de cálculo
73 .....fywd = fywk/1.15 # Fywd [kN/cm²] Tensão na armadura
transversal passiva
74
75 .....'''CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL'''

```



```

76
77 '''Cálculo do Momento Fletor Mínimo'''
78
79 Wo = (b*h**2)/6 # Wo [cm³] módulo de resistência da
      seção bruta de concreto
80 fct_m = (0.3*(fck**(2/3)))/10 # fct,m [kN/cm²] valor
      médio da resistência à tração do concreto
81 fctk_sup = 1.3*fct_m # fctk,sup [kN/cm²] valor
      superior da resistência a tração do concreto
82 Md_min = 0.8*Wo*fctk_sup # Md,min [kN.cm] Momento
      fletor mínimo
83
84 '''Cálculo do Momento Fletor Dúctil'''
85
86 xduc = 0.45*d
87 Md_duc = alfa*fcd*b*lambda_*xduc*(d-(lambda_*xduc)/2)
      # Md,min [kN.cm] Momento fletor dúctil
88
89 '''Funções para o Cálculo da Armadura Longitudinal'''
90
91 def Armadura_Simples (alfa,fcd,lambda_,d,Md):
92     '''
93     termo_a = (-alfa*fcd*(lambda_**2)*b)/2 # termo "a"
          da fórmula de bháskara
94     termo_b = alfa*fcd*lambda_*b*d # termo "b" da
          fórmula de bháskara
95     termo_c = -Md # termo "c" da fórmula de bháskara
96
97     # resolução da formula de bháskara
98     try:
99         x1 = (-termo_b+(termo_b**2-4*termo_a*termo_c)**
              0.5)/(2*termo_a)
100     except:
101         x1 = float("inf")
102
103     try:
104         x2 = (-termo_b-(termo_b**2-4*termo_a*termo_c)**
              0.5)/(2*termo_a)
105     except:
106         x2 = float("inf")
107
108     # escolha do x [cm] correto da fórmula de bháskara
109     if x1 < d and x1 >= 0:
110         x = x1
111     if x2 < d and x2 >= 0:
112         x = x2
113     # área de aço A da armadura tracionada [cm²]
114     A = (alfa*fcd*lambda_*x*b)/fyd
115     return A,x
116
117 def Armadura_Dupla (ecu,xduc,d_,fyd,Es,Md,Md_duc,d,
          alfa,fcd,b,lambda_):
118
119     # deformação na armadura comprimida [por mil]
120     e2 = ecu*(xduc-d_)/xduc
121
122     eyd = 1000*fyd/Es # [por mil] deformação
          especifica de escoamento do aço
123     # verificação se houve escoamento

```

```

124     if e2 >= eyd and e2 < 10:
125         sigma_ = fyd # se houve escoamento a tensão na
                        armadura de compressão é fyd
126
127     if e2 < eyd:
128         sigma_ = Es*e2/1000 #se não houve escoamento,
                        usa-se a Lei de Hooke para obter a tensão na
                        armadura comprimida
129
130         # área de aço A' da armadura comprimida [cm²]
131         A_ = (Md - Md_duc)/(sigma_*(d-d_))
132
133         # área de aço A da armadura tracionada [cm²]
134         A = (alfa*fcd*b*lambda_*xduc + A_*sigma_)/fyd
135     return A, A_
136
137     '''Verificação do Tipo de Armadura Longitudinal'''
138
139     if Md < Md_min:
140         A = (Armadura_Simples(alfa,fcd,lambda_,d,Md_min))[0]
141         A_ = n_Lcomp*(math.pi*(phi_Lcomp/10)**2)/4 # [cm²]
                        Porta estribos, utilizando 2 armaduras com
                        diâmetro especificado pelo projetista
142         linha_neutra = Armadura_Simples(alfa,fcd,lambda_,d,
                        Md_min)[1]
143     if A < 0.0015*b*h:
144         A = 0.0015*b*h # deve ser respeitada a taxa
                        mínima absoluta de aço na seção de concreto
145
146     if Md_min <= Md and Md < Md_duc:
147         A = (Armadura_Simples(alfa,fcd,lambda_,d,Md))[0]
148         A_ = n_Lcomp*(math.pi*(phi_Lcomp/10)**2)/4 # [cm²]
                        Porta estribos, utilizando 2 armaduras com
                        diâmetro especificado pelo projetista
149         linha_neutra = (Armadura_Simples(alfa,fcd,lambda_,d
                        ,Md))[1]
150
151     if Md >= Md_duc:
152         A = (Armadura_Dupla (ecu,xduc,d_,fyd,Es,Md,Md_duc,d
                        ,alfa,fcd,b,lambda_))[0]
153         A_ = (Armadura_Dupla (ecu,xduc,d_,fyd,Es,Md,Md_duc,
                        d,alfa,fcd,b,lambda_))[1]
154         linha_neutra = xduc
155
156     '''Número de barras longitudinais tracionadas'''
157     Aef = n_Ltrac*(math.pi*(phi_Ltrac/10)**2)/4 # Aef
                        [cm²] Armadura efetiva longitudinal tracionada
158     while Aef < A:
159         n_Ltrac = n_Ltrac + 1 # Número de barras
                        longitudinais tracionadas
160     Aef = n_Ltrac*(math.pi*(phi_Ltrac/10)**2)/4
161
162     ''' Número de barras longitudinais comprimidas'''
163     Aef_ = n_Lcomp*(math.pi*(phi_Lcomp/10)**2)/4 # A'ef
                        [cm²] Armadura efetiva longitudinal comprimida
164     while Aef_ < A_:
165         n_Lcomp = n_Lcomp + 1 # Número de barras
                        longitudinais comprimidas
166     Aef_ = n_Lcomp*(math.pi*(phi_Lcomp/10)**2)/4

```

```

167
168     """Espaçamento das armaduras longitudinais
        tracionadas"""
169
170     ah = max([20, phi_Ltrac, 1.2*d_max]) # [mm]
        espaçamento mínimo das armaduras na direção horizontal
171     av = max([20, phi_Ltrac, 0.5*d_max]) # [mm]
        espaçamento mínimo das armaduras na direção vertical
172
173     n_cam = math.floor((ah+(10*b-2*(10*c+phi_estribo)))/(
        ah+phi_Ltrac)) # Número de barras tracionadas por
        camada
174
175
176
177     """Verificação da Necessidade de Armadura de Pele"""
178
179     if h >= 60:
180         Asp_face = 0.001*b*h
181         Aef_pface = n_pface*(math.pi*(phi_pele/10)**2)/4 #
        Aef,pface [cm²] Área de armadura de pele efetiva
        usada em cada face
182         while Aef_pface < Asp_face:
183             n_pface = n_pface + 1 # Número de barras da
            armadura de pele por face
184             Aef_pface = n_pface*(math.pi*(phi_pele/10)**2)/4
185         if h < 60:
186             Asp_face = 0
187             Aef_pface = 0
188             n_pface = 0
189
190
191     """CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL - MODELO DE
        CALCULO I DA NBR 6118/2014"""
192
193     """Bielas Comprimidas"""
194
195     alfa_v2 = 1 - fck/250 # [MPa]
196     VRd2 = 0.27*alfa_v2*fcd*b*d # [kN] Força cortante
        resistente de cálculo, relativa a ruína das
        diagonais comprimidas de concreto
197
198     """Bielas Tracionadas"""
199
200     fctk_inf = 0.7*fct_m # fctk,inf [kN/cm²] valor
        inferior da resistência a tração do concreto
201     fctd = fctk_inf/1.4 # fctd [kN/cm²] valor inferior
        da resistência a tração de cálculo do concreto
202     Vc = 0.6*fctd*b*d # Vc [kN] parcela da força
        cortante absorvida por mecanismos complementares ao
        modelo em treliça
203
204     Asw_min = 100*(0.2*(fct_m/fywk)*b) # Asw,min [cm²/m]
        área mínima da seção transversal dos estribos por
        metro
205
206     Vsw_min = Asw_min*0.9*d*fywd # Vsw,min [kN] parcela
        da força cortante resistida pela armadura mínima
        transversal

```

```

207
208 VRd3_min = Vsw_min + Vc # VRd3,min [kN] força
      cortante resistente de cálculo com uso da armadura
      mínima transversal
209
210 if Vd < VRd3_min:
211     Asw = Asw_min
212     VRd3 = VRd3_min
213 if Vd >= VRd3_min:
214     Asw = (Vd - Vc)/(0.9*d*fywd)
215     VRd3 = Asw*0.9*d*fywd
216
217 Asw_ef = 2*(math.pi*(phi_estribo/10)**2)/4 # Asw,ef
      [cm²] Área da armadura efetiva de um estribo de dois
      ramos
218
219
220 # Espaçamento máximo entre os estribos
221
222 s = 100*Asw_ef/Asw # [cm] espaçamento entre os estribos
223 if Vd <= 0.67*VRd2:
224     smax = min([0.6*d,30])
225 if Vd > 0.67*VRd2:
226     smax = min([0.3*d,20])
227 if s > smax:
228     s = smax
229
230 # Espaçamento máximo entre ramos
231 st = b - 2*c # [cm] distância entre dois ramos do
      estribo
232 if Vd <= 0.2*VRd2:
233     stmax = min([d,80])
234 if Vd >= 0.2*VRd2:
235     stmax = min([0.6*d,35])
236
237 # Quantidade de estribos
238 n_est = math.ceil(100*L/s)
239
240 ''' Comprimento da armadura utilizada para estribos'''
241
242 if phi_estribo == 5:
243     deltaC_gancho_estribo = 10
244 if phi_estribo == 6.3:
245     deltaC_gancho_estribo = 11
246 if phi_estribo == 8:
247     deltaC_gancho_estribo = 13
248 if phi_estribo == 10:
249     deltaC_gancho_estribo = 17
250 if phi_estribo == 12.5:
251     deltaC_gancho_estribo = 20
252 if phi_estribo == 16:
253     deltaC_gancho_estribo = 26
254
255 Comp_est = 2*st + 2*(h-2*c) + 2*deltaC_gancho_estribo
256
257
258 '''VERIFICAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS'''
259
260 '''Módulo de Elasticidade do Concreto'''

```

```

261
262     # Tipo de brita utilizada
263     if brita == 'basalto' or 'diabásio':
264         alfa_E = 1.2
265     if brita == 'granito' or 'gnaisse':
266         alfa_E = 1.0
267     if brita == 'calcário':
268         alfa_E = 0.9
269     if brita == 'arenito':
270         alfa_E = 0.7
271
272     Eci = alfa_E*5600*((fck)**(0.5)) # [MPa] Módulo de
        Elasticidade Tangente do Concreto
273
274     alfa_i = 0.8+0.2*(fck/80)
275
276     Ecs = alfa_i*Eci # [MPa] Módulo de Elasticidade
        Secante do Concreto
277
278     '''Momento de Fissuração do Concreto'''
279
280     Mr = 0.25*fct_m*b*h**2 # [kN.cm] Momento de
        Fissuração do Concreto
281
282     M_serv = 0.8*Mk + (0.3)*0.2*Mk # [kN.cm] Estimativa
        para o momento máximo da carga de serviço
283
284     p_serv = (8*M_serv)/(100*(L)**2) # [kN/m] Estimativa
        para a carga de serviço, obtida da fórmula anterior
285
286
287     '''Momentos de Inércia para Seções Retangulares'''
288
289     #Estádio I
290     I1 = (b*h**3)/12 # [cm^4] Momento de Inércia no
        Estádio I
291
292     #Estádio II
293
294     alfa_n = (10*Es)/Ecs # Relação entre os módulos de
        elasticidade do aço e do concreto
295
296     def Equacao_2_grau (b,Aef_,alfa_n,Aef,d_,d):
297
298         termo_a = b/2 # termo "a" da fórmula de bháskara
299         termo_b = Aef_*alfa_n - Aef_ + Aef*alfa_n # termo
        "b" da fórmula de bháskara
300         termo_c = -Aef_*alfa_n*d_ + Aef_*d_ - Aef*alfa_n*d
        # termo "c" da fórmula de bháskara
301
302         # resolução da formula de bháskara
303         try:
304             x1 = (-termo_b+(termo_b**2-4*termo_a*termo_c)**
                0.5)/(2*termo_a)
305         except:
306             x1 = float("inf")
307
308         try:
309             x2 = (-termo_b-(termo_b**2-4*termo_a*termo_c)**

```

```

                                0.5)/(2*termo_a)
310         except:
311             x2 = float("inf")
312
313         # escolha do x [cm] correto da fórmula de bhaskara
314         if (x2 <=0 and x1 >= 0) or (x1>=0 and x2>=0 and x1
            <= x2):
315             x = x1
316         if (x1 <=0 and x2 >= 0) or (x2>=0 and x1>=0 and x2
            <= x1):
317             x = x2
318         return x
319
320     x = Equacao_2_grau(b,Aef_,alfa_n,Aef,d,d)
321
322     I2 = (b*x**3)/3 + Aef_*(alfa_n - 1)*(x-d)**2 + Aef*
            alfa_n*(d-x)**2 # [cm^4] Momento de Inércia no
            Estádio II
323
324     ''' Análise do estádio em que a seção se encontra'''
325
326     if M_serv < Mr: # Caso em que a seção se encontra no
            estádio I
327         Ieq = I1
328
329     if M_serv >= Mr: # Caso em que a seção se encontra
            no estádio II
330         Ieq = ((Mr/M_serv)**3)*I1 + (1 - (Mr/M_serv)**3)*I2
331
332
333     ''' Flecha Instantânea '''
334
335     f_to = 10*(5*(p_serv/100)*(L*100)**4)/(384*(Ecs/10)*
            Ieq) # f,to [mm] Flecha imediata
336
337     ''' Flecha Diferida '''
338
339     to = (0.3*1 + 0.2*2 + 0.5*5)/(0.3 + 0.2 + 0.5)
            #Tempo em meses relativo a aplicação da carga de
            longa duração em idades diferentes
340     xi_to = 0.68*(0.996**to)*(to**0.32)
341     xi_t = 2
342     delta_xi = xi_t - xi_to
343     ro_ = (Aef_)/(b*d)
344     alfa_f = (delta_xi)/(1+50*(ro_))
345     f_dif = (1 + alfa_f)*f_to
346     f_adm = L*1000/250
347
348
349     ''' DETALHAMENTO '''
350     '''Comprimento das barras longitudinais tracionadas'''
351
352     #Comprimento do gancho
353     if phi_Ltrac == 6.3:
354         deltaC_Ltrac = 9
355     if phi_Ltrac == 8:
356         deltaC_Ltrac = 8
357     if phi_Ltrac == 10:
358         deltaC_Ltrac = 13

```

```

359         if phi_Ltrac == 12.5:
360             deltaC_Ltrac = 12
361         if phi_Ltrac == 16:
362             deltaC_Ltrac = 16
363         if phi_Ltrac == 20:
364             deltaC_Ltrac = 24
365
366         # Decalagem do momento fletor para o caso de
367         # estribos verticais
368         if abs(Vd) <= abs(Vc) or abs((d/2)*((Vd)/(Vd-Vc))) >=
369             abs(d):
370             al = d
371         if abs((d/2)*((Vd)/(Vd-Vc))) < abs(d):
372             al = max([abs((d/2)*((Vd)/(Vd-Vc))), 0.5*d])
373
374         eta_1 = 2.25 # valor para barras nervuradas (CA-50)
375         eta_2 = 1 # valor para situação de boa aderência
376         eta_3 = 1 # valor para barras com diâmetro inferior
377         # a 32 mm
378
379         fbd = eta_1*eta_2*eta_3*fctd # fbd [kN/cm²]
380         # Resistência de aderência de cálculo entre a armadura
381         # e o concreto
382         lb = max([(phi_Ltrac/(4*10))*(fyd/fbd), 25*phi_Ltrac/
383             10]) # lb [cm] Comprimento de ancoragem básico
384
385         As_apoio = max([(al*Vd)/(d*fyd), Aef/4])
386
387         lb_min = max([0.3*lb, phi_Ltrac, 10])
388
389         lb_nec = max([0.7*lb*As_apoio/Aef, lb_min]) # [cm]
390
391         #Comprimento da armadura inferior nos apoios extremos
392         if phi_Ltrac < 20:
393             l_apoio = max([lb_nec, 6, 2.5*phi_Ltrac/10])
394         if phi_Ltrac == 20:
395             l_apoio = max([lb_nec, 6, 4*phi_Ltrac/10])
396
397         #Comprimento da armadura tracionada
398         Comp_Ltrac = 100*L + 2*l_apoio + 2*deltaC_Ltrac
399
400         '''Comprimento das barras da armadura de pele'''
401         if h >= 60:
402             Comp_pele = 100*L + l_apoio
403         if h < 60:
404             Comp_pele = 0
405
406         '''Comprimento das barras longitudinais comprimidas
407         e dos ganchos'''
408
409         #Comprimento do gancho
410         Ase = Aef/4 # Ase [cm²] Área da armadura superior

```

```

                                nos apoios extremos
411
412
413     #----- if Ase < Aef_: #Caso a área da armadura superior nos
                                apoios extremos seja menor do que a armadura efetiva
                                superior do vão, continua-se a mesma armadura
414     #----- Ase = Aef_
415
416
417     #----- for i in [20,16,12.5,10,8,6.3]:
418     #----- if n_Lcomp*(math.pi*(i/10)**2)/4 >= Ase:
419     #----- phi_Lgancho = i #[mm] Diâmetro da armadura
                                superior nos apoios extremos
420     #----- Ase_ef = n_Lcomp*(math.pi*(i/10)**2)/4 #Área
                                efetiva da armadura superior nos apoios extremos
421
422     #----- if phi_Lgancho == 6.3:
423     #----- deltaC_Lgancho = 9
424     #----- if phi_Lgancho == 8:
425     #----- deltaC_Lgancho = 8
426     #----- if phi_Lgancho == 10:
427     #----- deltaC_Lgancho = 13
428     #----- if phi_Lgancho == 12.5:
429     #----- deltaC_Lgancho = 12
430     #----- if phi_Lgancho == 16:
431     #----- deltaC_Lgancho = 16
432     #----- if phi_Lgancho == 20:
433     #----- deltaC_Lgancho = 24
434
435
436
437     #----- eta_1_se = 2.25 # valor para barras nervuradas (CA-50)
438     #----- if h <= 30:
439     #----- eta_2_se = 1 # valor para situação de boa aderência
440     #----- if h > 30:
441     #----- eta_2_se = 0.7 # valor para situação de má aderência
442     #----- eta_3_se = 1 # valor para barras com diâmetro
                                inferior a 32 mm
443
444
445     #----- fbd_se = eta_1_se*eta_2_se*eta_3_se*fctd # fbd
                                [kN/cm²] Resistência de aderência de cálculo entre a
                                armadura e o concreto para a armadura superior nos
                                apoios extremos
446
447     #----- lb_se = max([(phi_Lgancho/(4*10))*(fyd/fbd_se), 25*
                                phi_Lgancho/10]) # lb [cm] Comprimento de ancoragem
                                básico
448
449     #----- lb_min_se = max([0.3*lb_se, phi_Lgancho, 10])
450
451     #----- lb_nec_se = max([0.7*lb_se*Ase/Ase_ef, lb_min_se]) #
                                [cm]
452
453     #----- loc_min = max([0.6*lb_se, 15*phi_Lgancho/10, 20])
454
455     #----- loc = max([lb_nec_se, loc_min])
456
457     #----- Comp_Lcomp = 100*L

```



```

458
459     .....if phi_Lcomp == phi_Lgancho:
460     .....Comp_Lgancho = 2*l_apoio + 2*deltaC_Lgancho
461
462     .....if phi_Lcomp != phi_Lgancho:
463     .....Comp_Lgancho = 2*l_apoio + 2*loc + 2*deltaC_Lgancho
464
465
466     .....'''CUSTO'''
467
468     .....custo_forma = preco_forma*(2*b*h + b*L*100 + 2*h*L*
469     .....100)/10000 # [R$]
470
471     .....if fck == 20: .....
472     .....custo_concreto = preco_concreto20*(b*h*L)/10000 #
473     .....[R$]
474     .....if fck == 25: .....
475     .....custo_concreto = preco_concreto25*(b*h*L)/10000 #
476     .....[R$]
477     .....if fck == 30: .....
478     .....custo_concreto = preco_concreto30*(b*h*L)/10000 #
479     .....[R$]
480     .....if fck == 35: .....
481     .....custo_concreto = preco_concreto35*(b*h*L)/10000 #
482     .....[R$]
483     .....if fck == 40: .....
484     .....custo_concreto = preco_concreto40*(b*h*L)/10000 #
485     .....[R$]
486     .....if fck == 45: .....
487     .....custo_concreto = preco_concreto45*(b*h*L)/10000 #
488     .....[R$]
489     .....if fck == 50: .....
490     .....custo_concreto = preco_concreto50*(b*h*L)/10000 #
491     .....[R$]
492
493     .....
494     .....if phi_Ltrac == 6.3:
495     .....custo_Ltrac = preco_phi6_3*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
496     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
497     .....if phi_Ltrac == 8:
498     .....custo_Ltrac = preco_phi8*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
499     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
500     .....if phi_Ltrac == 10:
501     .....custo_Ltrac = preco_phi10*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
502     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
503     .....if phi_Ltrac == 12.5:
504     .....custo_Ltrac = preco_phi12_5*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
505     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
506     .....if phi_Ltrac == 16:
507     .....custo_Ltrac = preco_phi16*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
508     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
509     .....if phi_Ltrac == 20:
510     .....custo_Ltrac = preco_phi20*(n_Ltrac*(Comp_Ltrac/100
511     .....)*(math.pi*(phi_Ltrac/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
512
513     .....
514     .....if phi_Lcomp == 6.3:
515     .....custo_Lcomp = preco_phi6_3*(n_Lcomp*(Comp_Lcomp/100
516     .....)*(math.pi*(phi_Lcomp/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
517     .....if phi_Lcomp == 8:
518     .....custo_Lcomp = preco_phi8*(n_Lcomp*(Comp_Lcomp/100
519     .....)*(math.pi*(phi_Lcomp/1000)**2)/4)*7850) # [R$]
520

```

```

) * ((math.pi * (phi_Lcomp / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
502     if phi_Lcomp == 10:
503         custo_Lcomp = preco_phi10 * (n_Lcomp * (Comp_Lcomp / 100
) * ((math.pi * (phi_Lcomp / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
504     if phi_Lcomp == 12.5:
505         custo_Lcomp = preco_phi12_5 * (n_Lcomp * (Comp_Lcomp /
100) * ((math.pi * (phi_Lcomp / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
506     if phi_Lcomp == 16:
507         custo_Lcomp = preco_phi16 * (n_Lcomp * (Comp_Lcomp / 100
) * ((math.pi * (phi_Lcomp / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
508     if phi_Lcomp == 20:
509         custo_Lcomp = preco_phi20 * (n_Lcomp * (Comp_Lcomp / 100
) * ((math.pi * (phi_Lcomp / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
510
511     if phi_Lgancho == 6.3:
512         custo_Lgancho = preco_phi6_3 * (n_Lcomp * (Comp_Lgancho
/ 100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) / 4) * 7850) #
[R$]
513     if phi_Lgancho == 8:
514         custo_Lgancho = preco_phi8 * (n_Lcomp * (Comp_Lgancho /
100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) / 4) * 7850) #
[R$]
515     if phi_Lgancho == 10:
516         custo_Lgancho = preco_phi10 * (n_Lcomp * (Comp_Lgancho /
100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) / 4) * 7850) #
[R$]
517     if phi_Lgancho == 12.5:
518         custo_Lgancho = preco_phi12_5 * (n_Lcomp * (
Comp_Lgancho / 100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) /
4) * 7850) # [R$]
519     if phi_Lgancho == 16:
520         custo_Lgancho = preco_phi16 * (n_Lcomp * (Comp_Lgancho /
100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) / 4) * 7850) #
[R$]
521     if phi_Lgancho == 20:
522         custo_Lgancho = preco_phi20 * (n_Lcomp * (Comp_Lgancho /
100) * ((math.pi * (phi_Lgancho / 1000) ** 2) / 4) * 7850) #
[R$]
523
524     if phi_estribo == 5:
525         custo_est = preco_phi5 * (n_est * (Comp_est / 100) * ((math
.pi * (phi_estribo / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
526     if phi_estribo == 6.3:
527         custo_est = preco_phi6_3 * (n_est * (Comp_est / 100) * ((
math.pi * (phi_estribo / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
528
529     if phi_pele == 6.3:
530         custo_pele = preco_phi6_3 * (2 * n_pface * (Comp_pele / 100
) * ((math.pi * (phi_pele / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
531     if phi_pele == 8:
532         custo_pele = preco_phi8 * (2 * n_pface * (Comp_pele / 100
) * ((math.pi * (phi_pele / 1000) ** 2) / 4) * 7850) # [R$]
533
534     custo_total = custo_forma + custo_concreto +
custo_Ltrac + custo_Lcomp + custo_Lgancho + custo_est
+ custo_pele # [R$]
535
536     if Aef + Aef_ < 0.04 * b * h and Vd <= VRd2 and st <=
stmax and f_dif < f_adm and n_cam > 1 and n_Ltrac <=

```

```

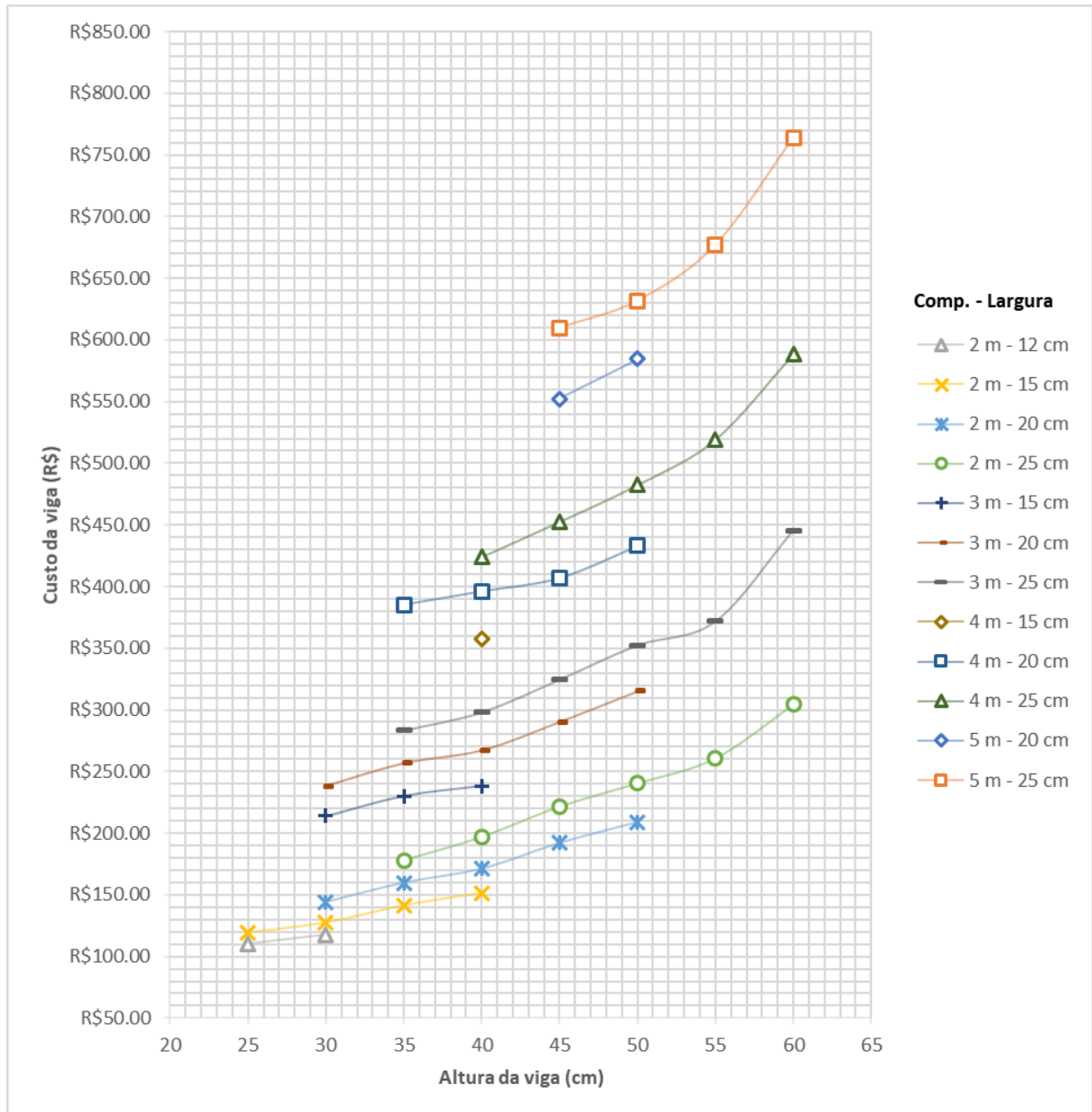
2*n_cam:
537 lista = [round(custo_total,2),fck,b,h,round(
custo_forma,2),round(custo_concreto,2),round(
custo_Ltrac,2),round(custo_Lcomp + custo_Lgancho,2
),round(custo_est,2),round(custo_pele,2),round(Md
,2),round(linha_neutra,2),round(A,2),round(Aef,2),
phi_Ltrac,n_Ltrac,n_cam,round(Comp_Ltrac,2),round(
A_,2),round(Aef_,2),phi_Lcomp,n_Lcomp,round(
Comp_Lcomp + Comp_Lgancho,2),round(Asp_face,2),
round(Aef_pface,2),phi_pele,n_pface,round(Comp_pele
,2),round(Vd,2),round(VRd2,2),round(Vc,2),round(Asw
,2),round(Asw_ef,2),phi_estribo,round(s,2),n_est,
round(Comp_est,2),round(f_dif,2),round(f_adm,2)]
538 tabela.append(lista)
539
540
541 Resultado = open(str(input('Digite o endereço em que o novo arquivo
se encontra \n')), 'w')
542 tabela.sort()
543
544 Resultado.writelines('CUSTO TOTAL (R$),Fck (MPa),BASE DA VIGA
(cm),ALTURA DA VIGA (cm),CUSTO DA FORMA (R$),CUSTO DO CONCRETO (R$),
CUSTO DA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR (R$), CUSTO DA ARMADURA
LONGITUDINAL SUPERIOR (R$), CUSTO DOS ESTRIBOS (R$), CUSTO DA
ARMADURA DE PELE (R$),MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO (kN.cm),POSIÇÃO DA
LINHA NEUTRA (cm),ÁREA DE AÇO CALCULADO DA ARMADURA LONGITUDINAL
INFERIOR (cm²),ÁREA DE AÇO EFETIVO DA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR
(cm²),BITOLA DA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR (mm),NÚMERO DE BARRAS
DA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR,NÚMERO MÁXIMO ADMISSÍVEL DE BARRAS
POR CAMADA NA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR,COMPRIMENTO TOTAL DE
CADA BARRA LONGITUDINAL INFERIOR (cm),ÁREA DE AÇO CALCULADO DA
ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR (cm²),ÁREA DE AÇO EFETIVO DA ARMADURA
LONGITUDINAL SUPERIOR (cm²),BITOLA DA ARMADURA LONGITUDINAL
SUPERIOR,NÚMERO DE BARRAS DA ARMADURA LONGITUDINAL
SUPERIOR,COMPRIMENTO TOTAL DE CADA BARRA LONGITUDINAL SUPERIOR
(cm),ÁREA DE AÇO CALCULADO DA ARMADURA DE PELE POR FACE (cm²),ÁREA
DE AÇO EFETIVO DA ARMADURA DE PELE POR FACE (cm²),BITOLA DA ARMADURA
DE PELE,NÚMERO DE BARRAS DA ARMADURA DE PELE POR FACE,COMPRIMENTO
TOTAL DE CADA BARRA DA ARMADURA DE PELE (cm),ESFORÇO CORTANTE DE
CÁLCULO (kN),FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO RELATIVA A RUÍNA
DAS DIAGONAIS COMPRIMIDAS DE CONCRETO (kN),PARCELA DA FORÇA CORTANTE
ABSORVIDA POR MECANISMOS COMPLEMENTARES AO MODELO EM TRELIÇA,ÁREA
CALCULADA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS ESTRIBOS (cm²/m),ÁREA EFETIVA DA
SEÇÃO TRANSVERSAL DE UM ESTRIBO DE DOIS RAMOS (cm²),BITOLA DOS
ESTRIBOS,ESPAÇAMENTO ENTRE OS ESTRIBOS (cm),NÚMERO DE
ESTRIBOS,COMPRIMENTO TOTAL DE CADA BARRA DA ARMADURA DOS ESTRIBOS
(cm),FLECHA DIFERIDA (mm),FLECHA ADMISSÍVEL (mm)' + '\n')
545
546 for i in tabela:
547     Resultado.writelines(str(i)[1:-1]+' \n')
548
549 Resultado.close()
550

```

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

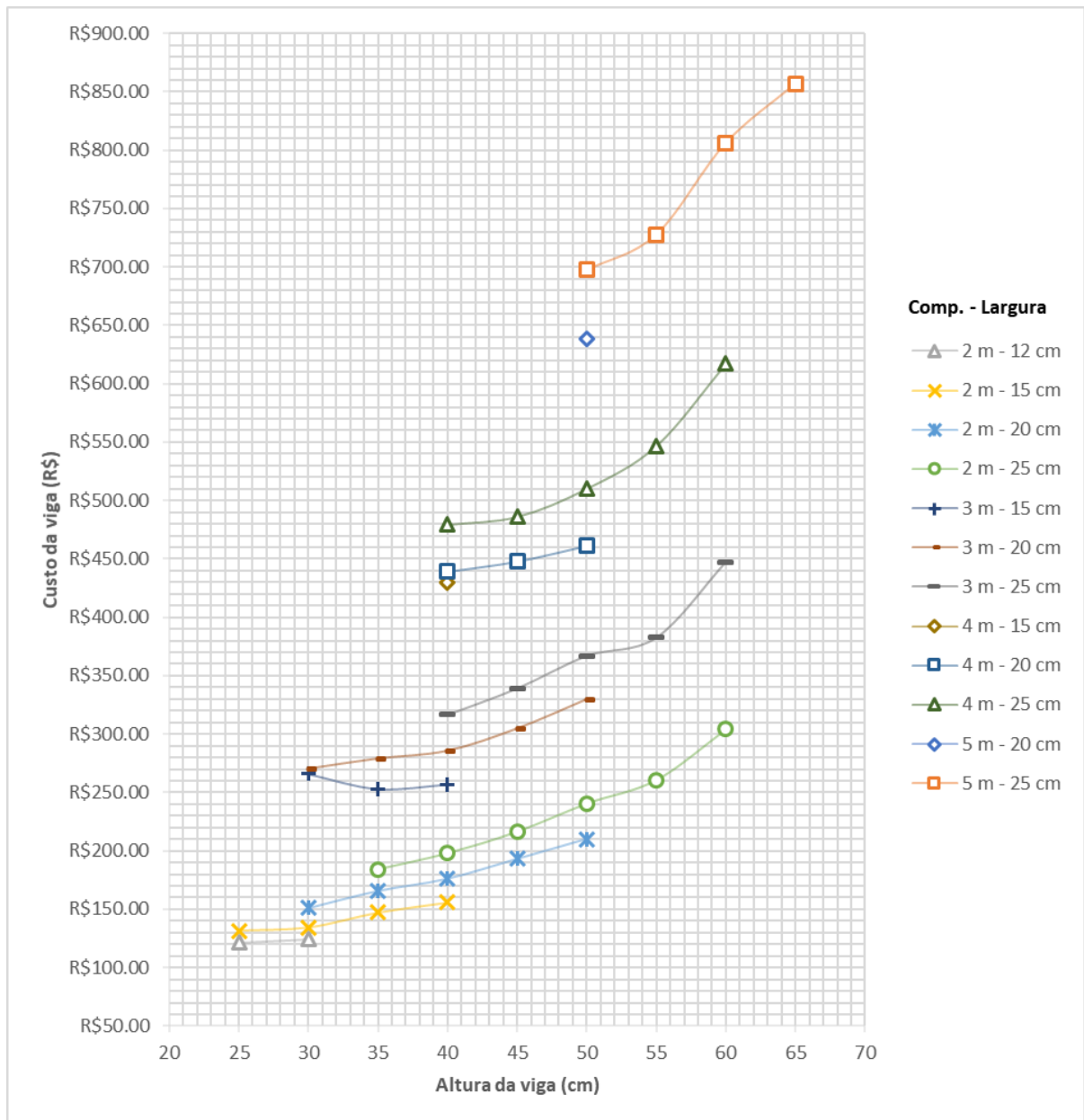
APÊNDICE B – GRÁFICOS DO CUSTO TOTAL DE VIGAS

B.1 – Custo total para vigas com concreto C20 submetidas a carga de 20 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



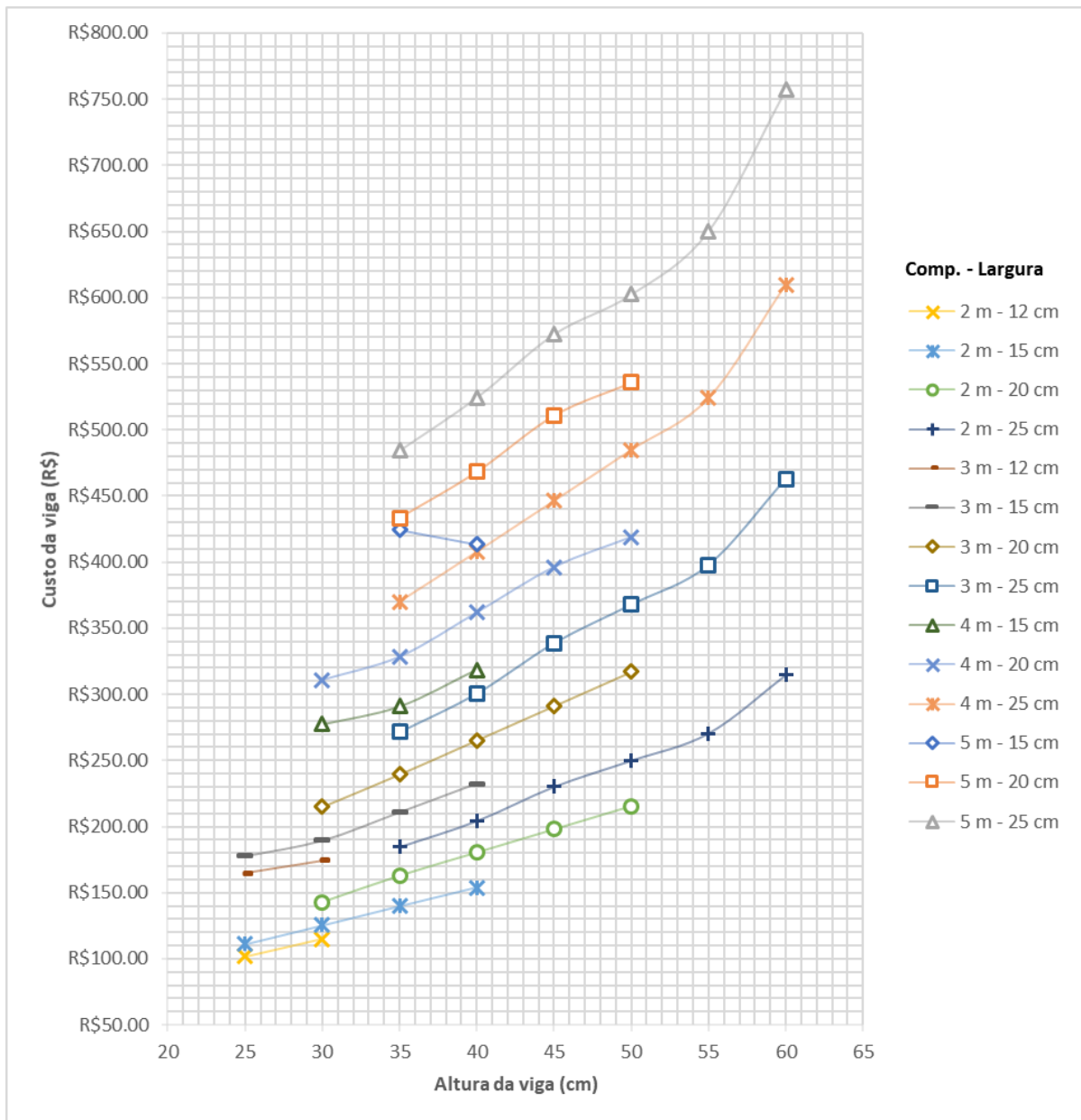
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.2 – Custo total para vigas com concreto C20 submetidas a carga de 30 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



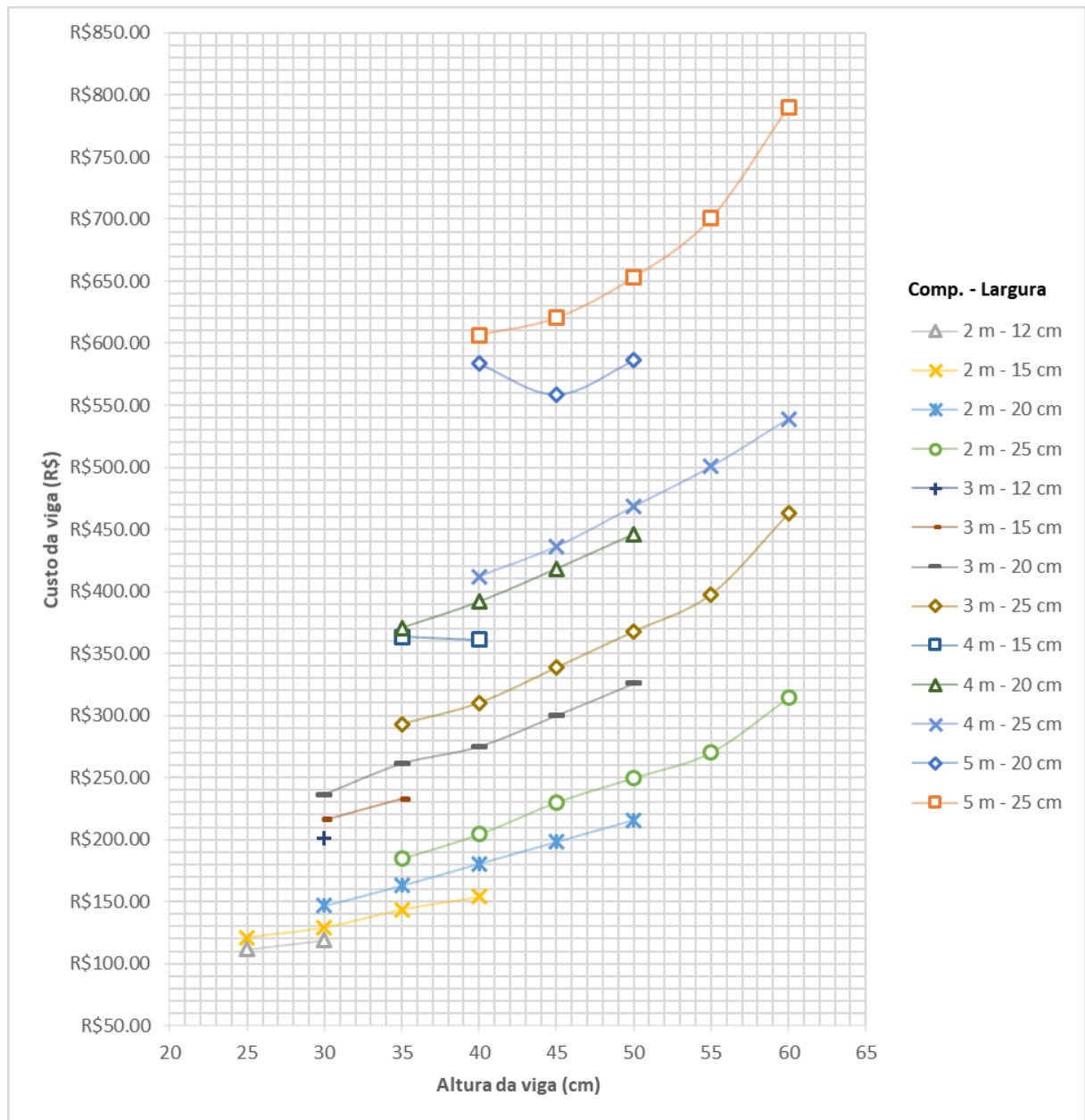
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.3 – Custo total para vigas com concreto C30 submetidas a carga de 10 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



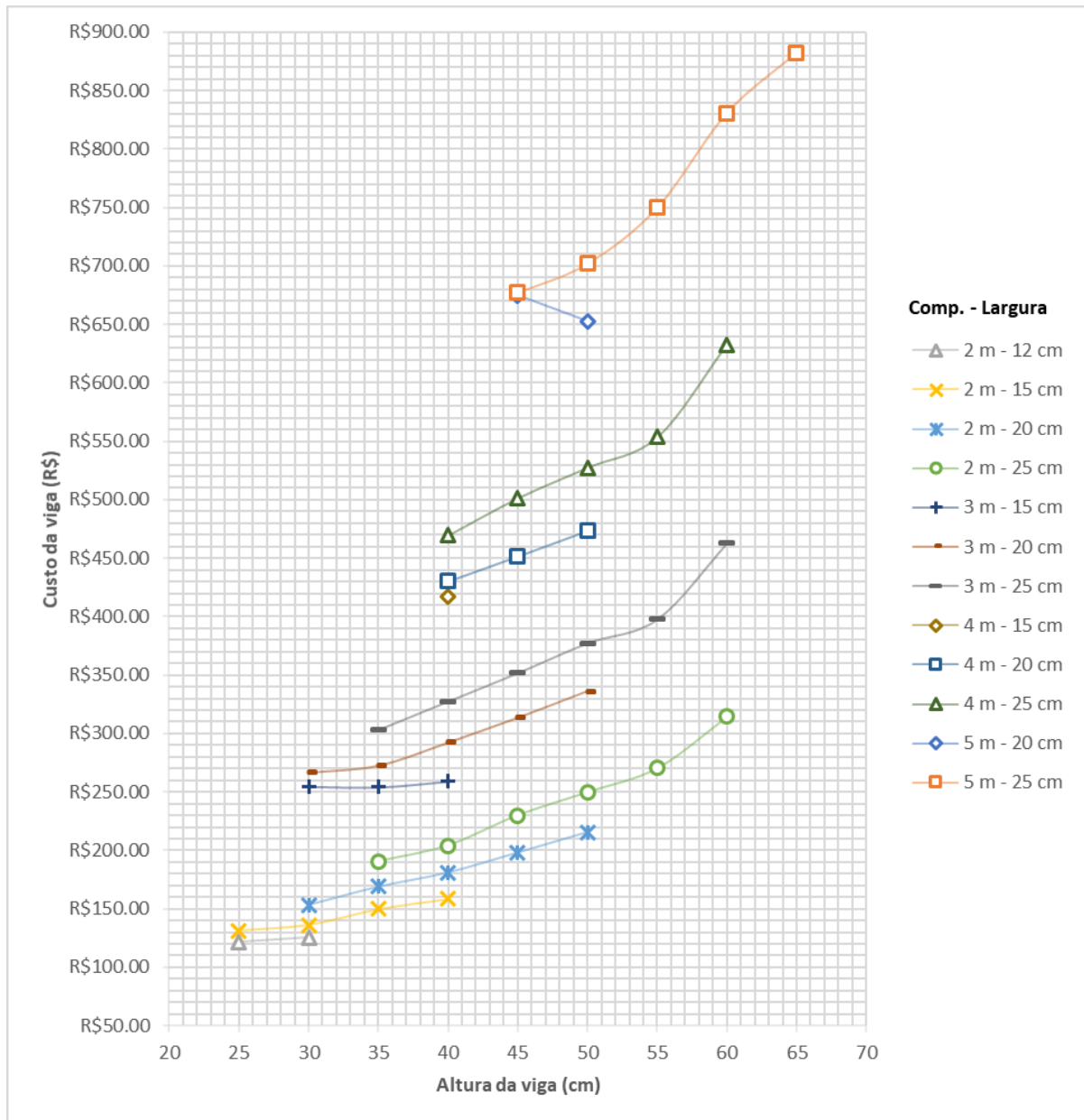
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.4 – Custo total para vigas com concreto C30 submetidas a carga de 20 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



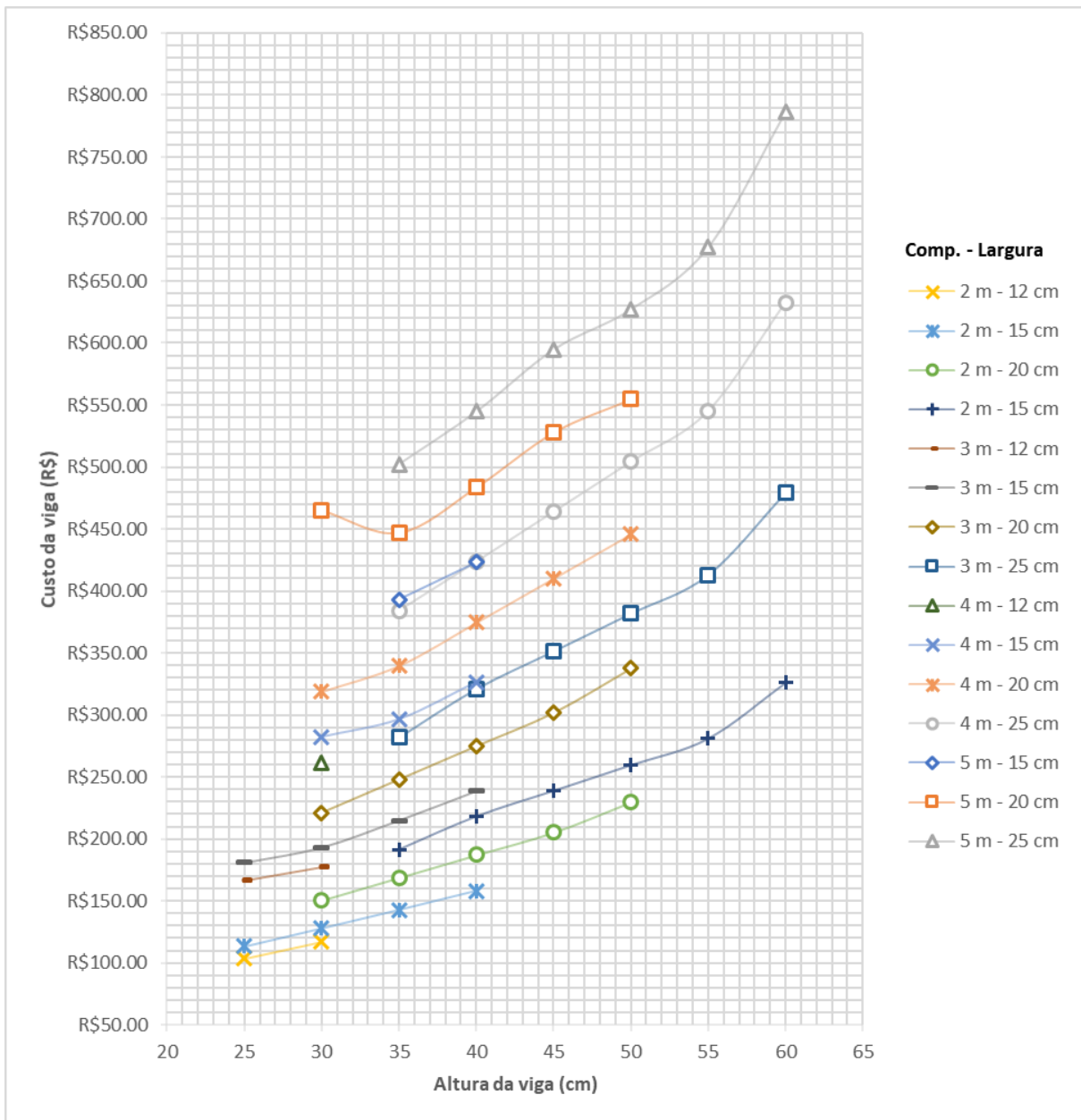
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.5 – Custo total para vigas com concreto C30 submetidas a carga de 30 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



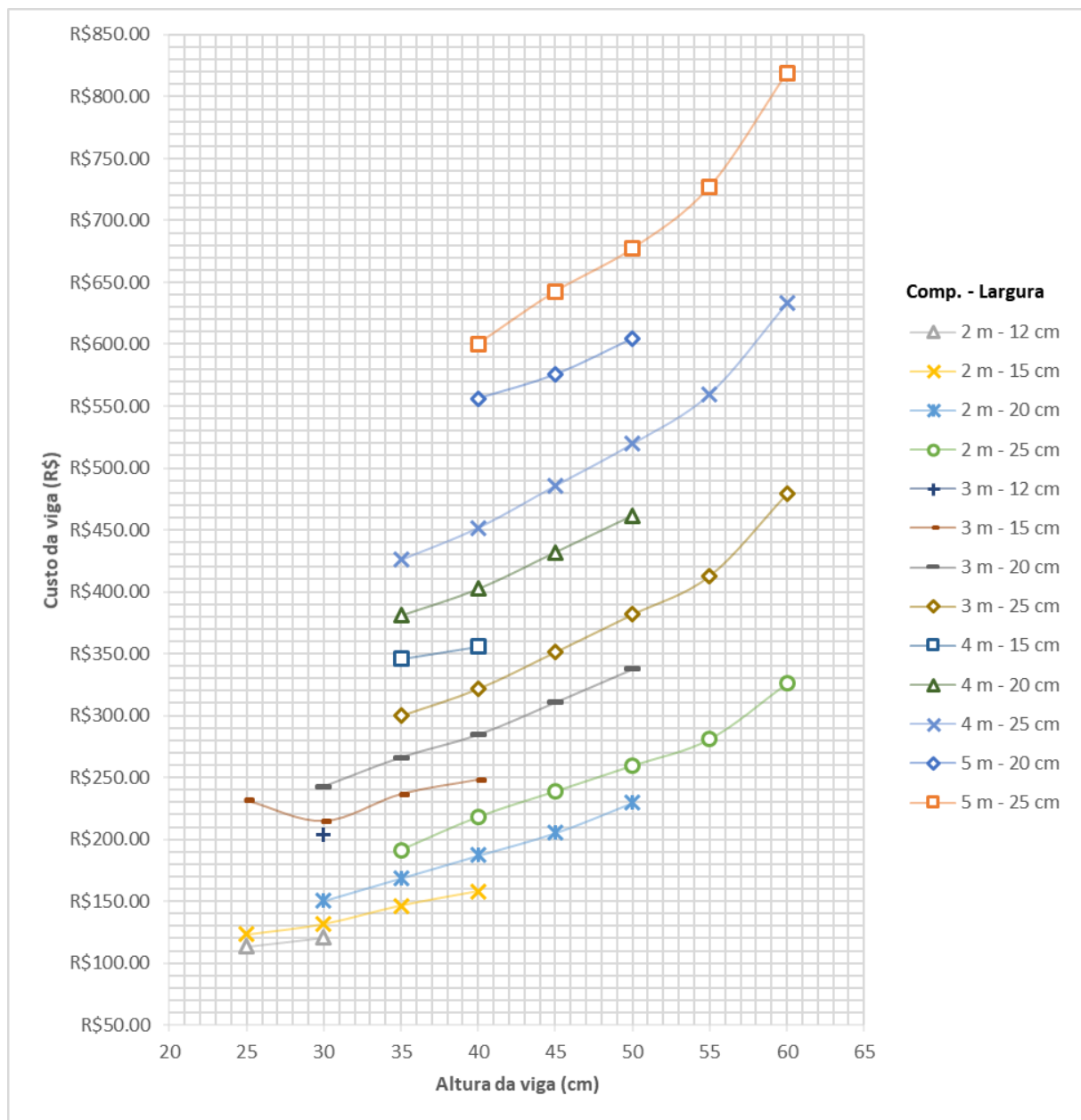
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.6 – Custo total para vigas com concreto C40 submetidas a carga de 10 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



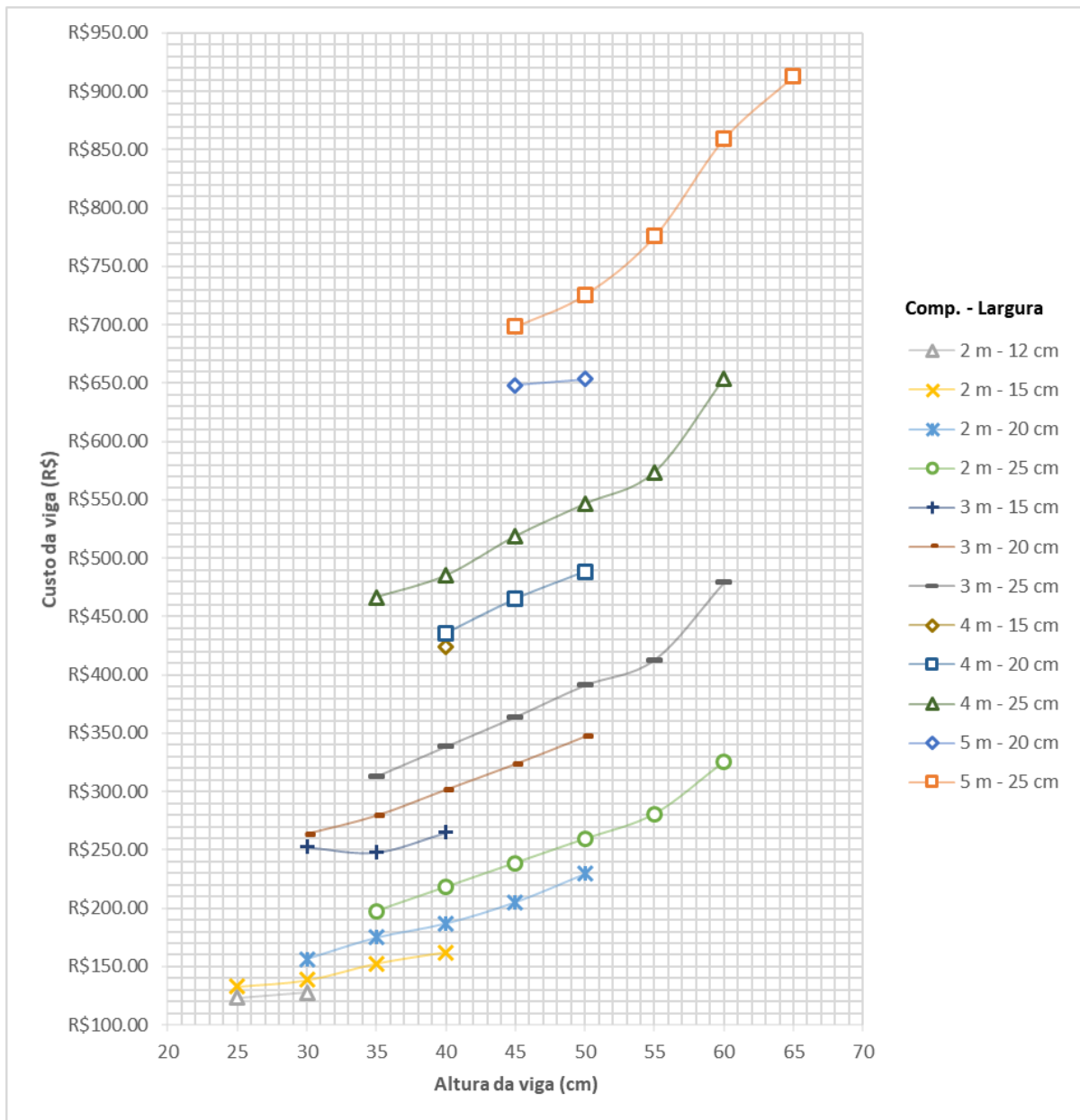
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.7 – Custo total para vigas com concreto C40 submetidas a carga de 20 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



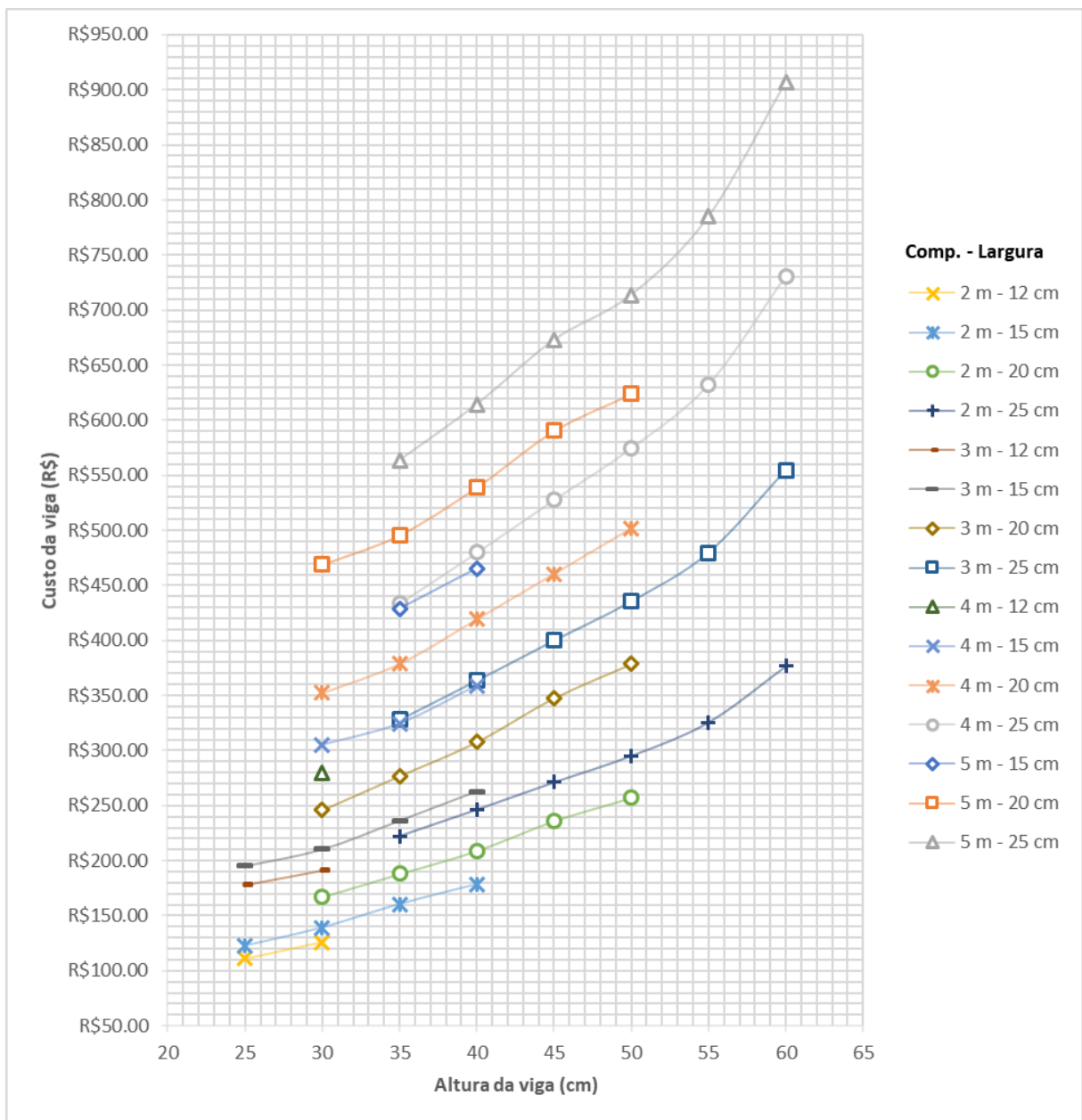
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.8 – Custo total para vigas com concreto C40 submetidas a carga de 30 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



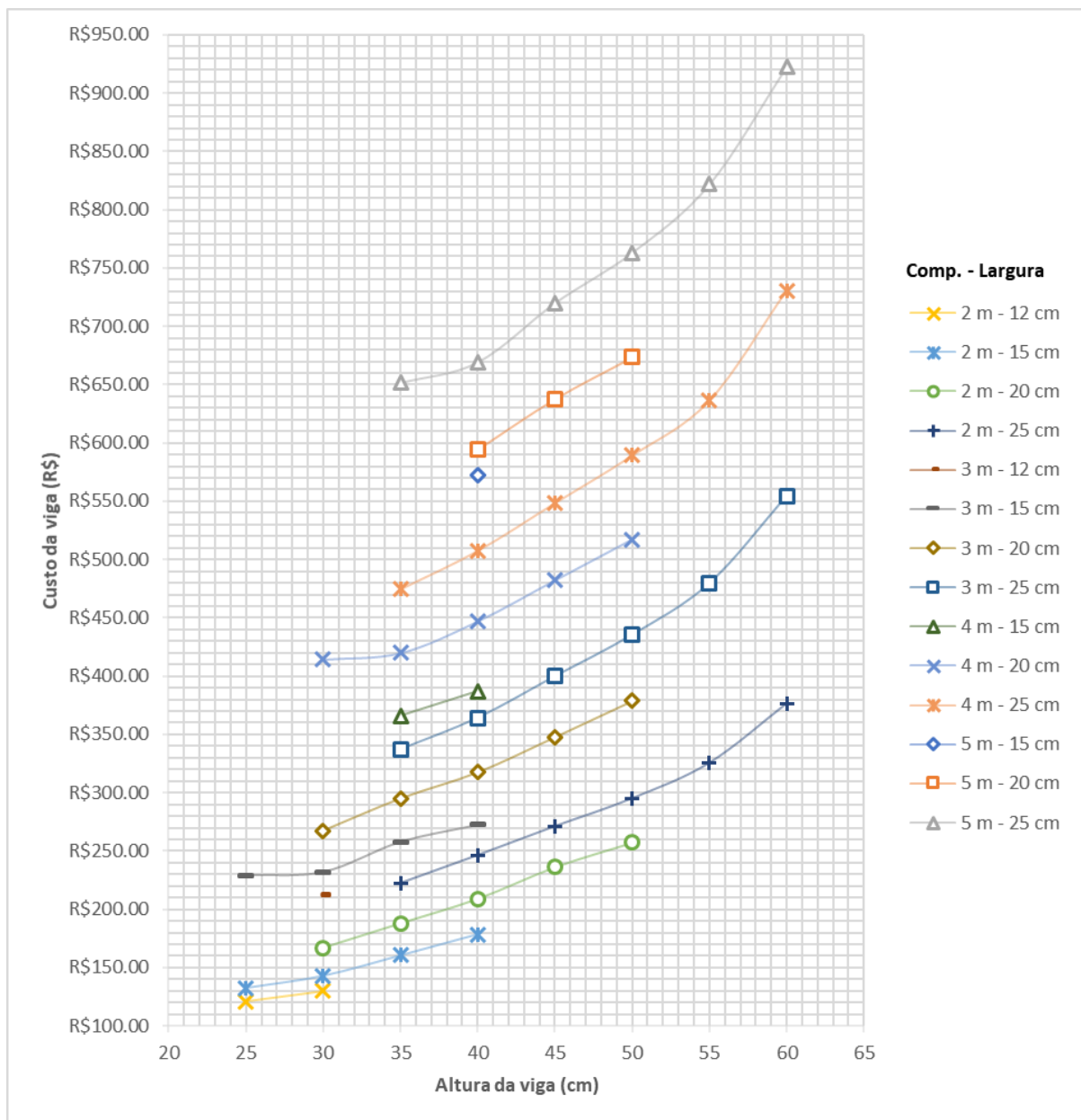
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.9 – Custo total para vigas com concreto C50 submetidas a carga de 10 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



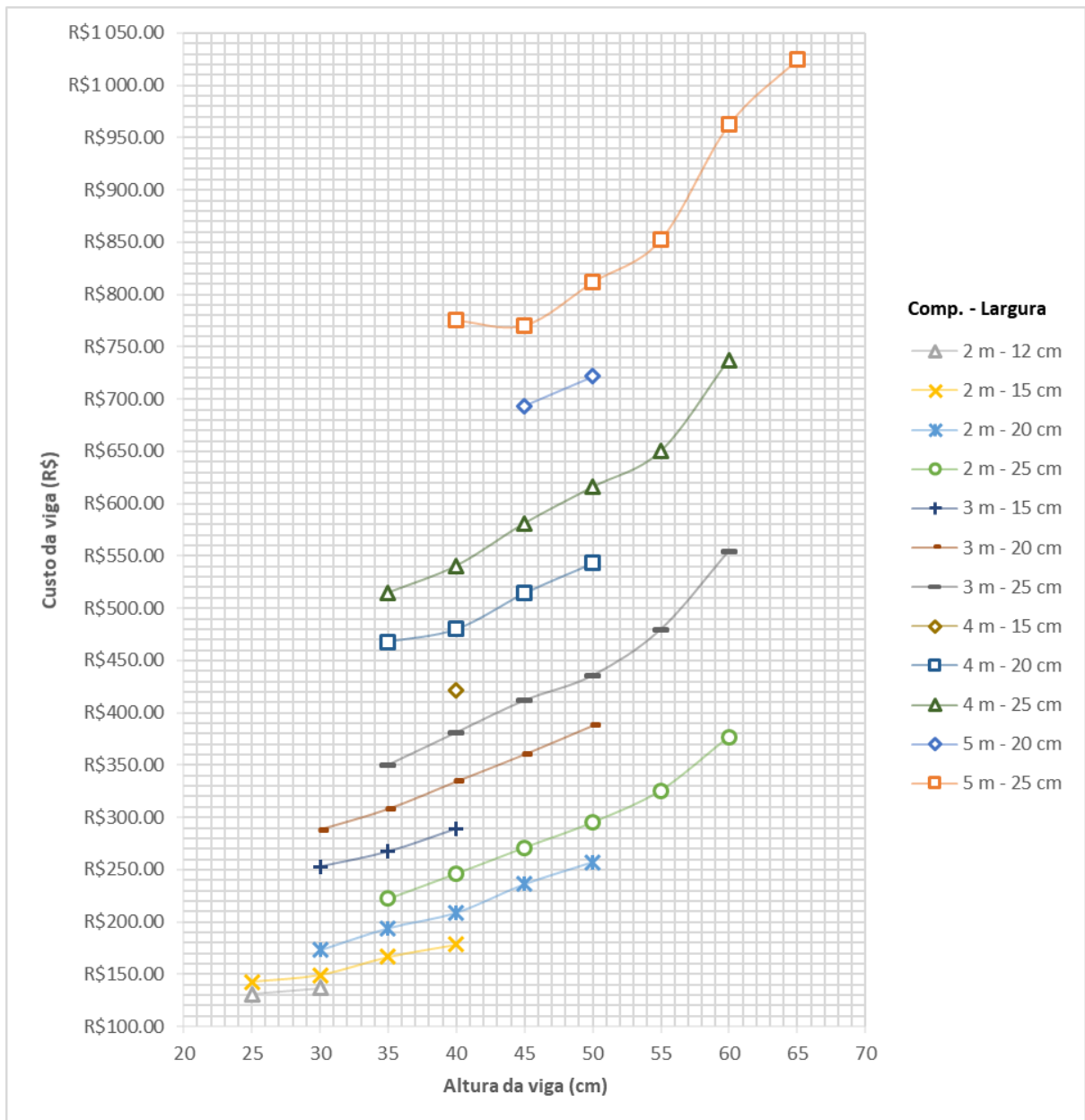
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

B.10 – Custo total para vigas com concreto C50 submetidas a carga de 20 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

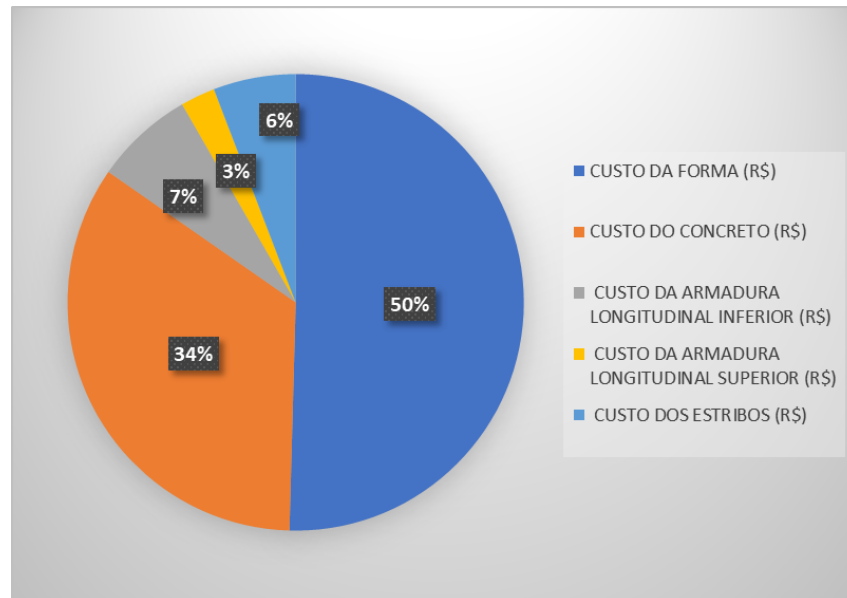
B.11 – Custo total para vigas com concreto C50 submetidas a carga de 30 kN/m para diferentes alturas, larguras e comprimentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

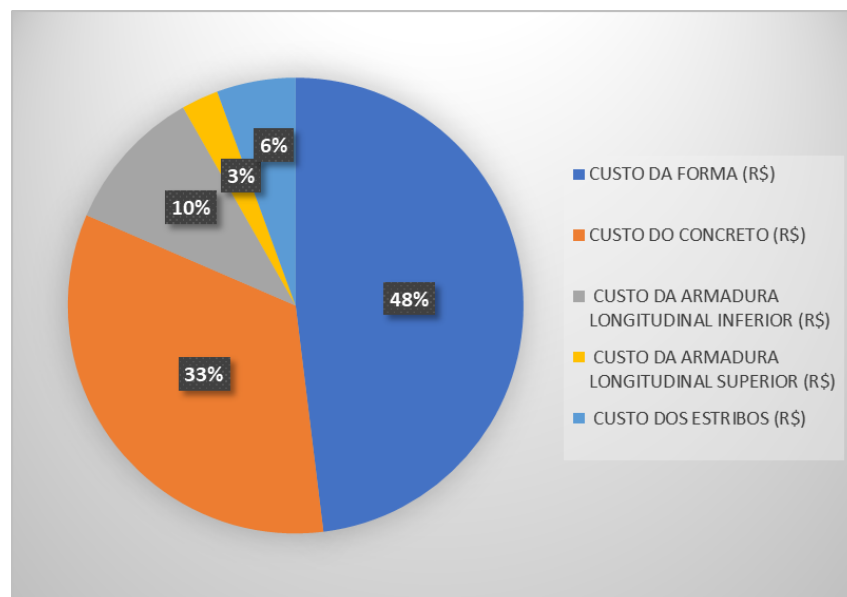
APÊNDICE C – GRÁFICOS DA COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS DE VIGAS

C.1 – Composição do custo total para uma viga de 3 m de comprimento, altura entre 40 e 55 cm, submetida a um carregamento de 10 kN/m



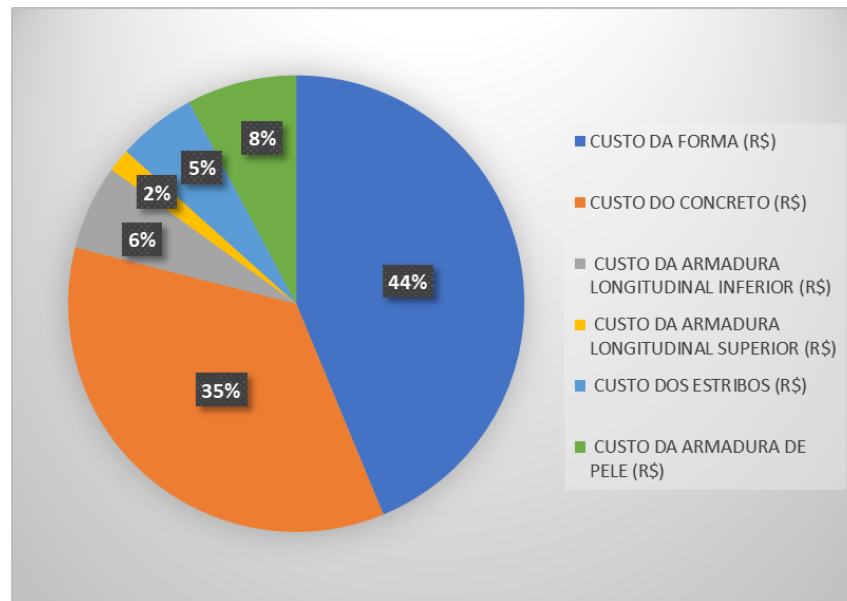
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.2 – Composição do custo total para uma viga de 5 m de comprimento, altura entre 40 e 55 cm, submetida a um carregamento de 10 kN/m



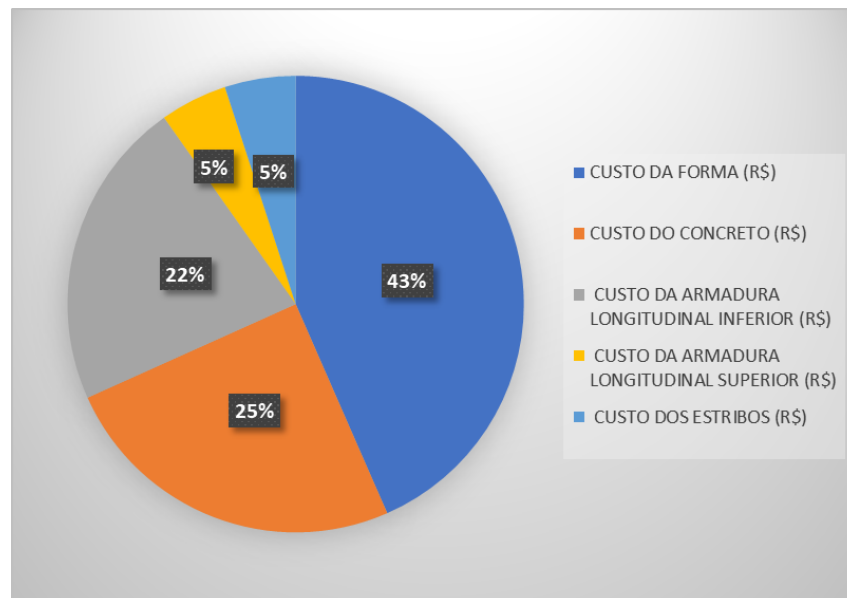
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.3 – Composição do custo total para uma viga de 5 m de comprimento, altura igual a 60 cm, submetida a um carregamento de 10 kN/m



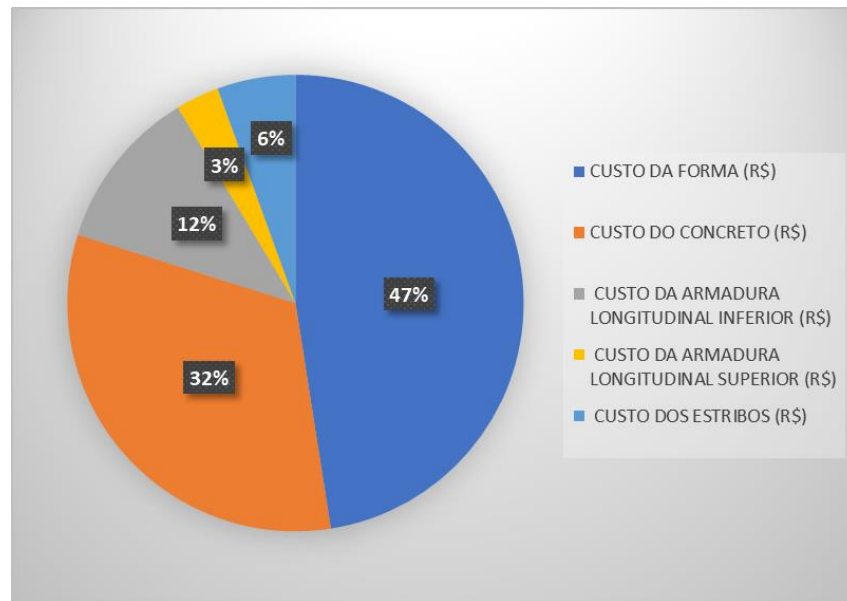
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.4 – Composição do custo total para uma viga de 3 m de comprimento, altura entre 30 e 35 cm, submetida a um carregamento de 30 kN/m



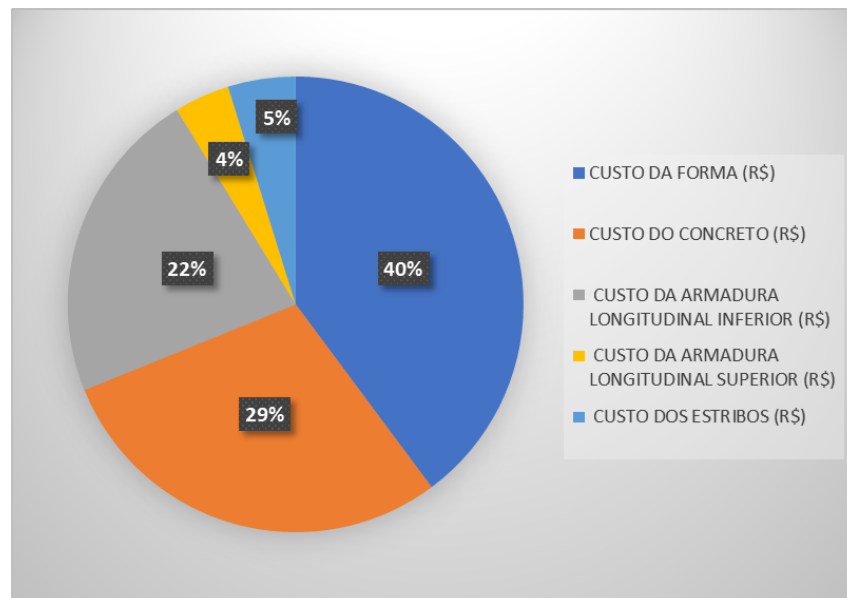
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.5 – Composição do custo total para uma viga de 3 m de comprimento, altura entre 40 e 45 cm, submetida a um carregamento de 30 kN/m



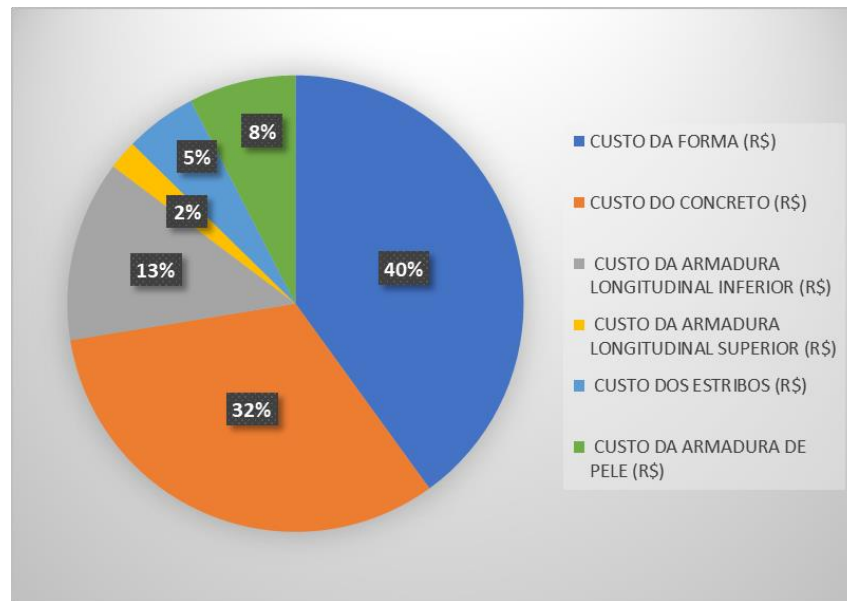
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.6 – Composição do custo total para uma viga de 5 m de comprimento, altura entre 40 e 55 cm, submetida a um carregamento de 30 kN/m



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019

C.7 – Composição do custo total para uma viga de 5 m de comprimento, altura entre 60 e 65 cm, submetida a um carregamento de 30 kN/m



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019