

**DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE VIGAS CONTÍNUAS UTILIZADAS EM
EDIFICAÇÕES**

RODRIGO MOULIN RIBEIRO PIEROTT

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ**

NOVEMBRO - 2018

DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE VIGAS CONTÍNUAS UTILIZADAS EM EDIFICAÇÕES

RODRIGO MOULIN RIBEIRO PIEROTT

“Dissertação apresentada ao PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Gines Arturo Santos Falcon

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

NOVEMBRO – 2018

DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE VIGAS CONTÍNUAS UTILIZADAS EM EDIFICAÇÕES

RODRIGO MOULIN RIBEIRO PIEROTT

“Dissertação apresentada ao PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Aprovada em 29/11/2018.

Comissão examinadora:

Prof. Sergio Rafael Cortes de Oliveira, D. Sc. - NPAACC – IFF.

Prof. Jean Marie Désir, D. Sc. - DECIV – UFRGS.

Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc. - LECIV – UENF.

Prof. Gines Arturo Santos Falcon, D. Sc. - LECIV – UENF.

Orientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Pai Criador por me permitir chegar até aqui e por todo o auxílio que me foi concedido. Agradeço pelo auxílio concedido em toda a minha trajetória, cuidadosamente observada e amparada pelos anjos guardiões, por me auxiliar em minhas fraquezas e por abrir meus caminhos no progresso intelectual e moral.

Agradeço, em especial, ao meu anjo protetor, que sempre me auxiliou nos momentos mais difíceis ininterruptamente e invariavelmente, com toda sua sabedoria, amor e companheirismo direcionados a mim.

Agradeço minha mãe Monica Moulin, por ser sempre meu porto seguro, minha companheira, minha sócia em todas as empreitadas. Nessa vida, se tive facilidades ou felicidades, na grande maioria das vezes, vieram por ela. Sem exageros, as pessoas geralmente elogiam muito as mães, não sei se todas são assim, mas se não fosse pela minha eu estaria lá trás...

Agradeço ao meu falecido pai Fajardo Pierott, que sempre me instigou nos estudos, por ser meu provedor em minha infância e adolescência, por me ensinar diversas coisas maravilhosas, por me ensinar o pouco que eu sei sobre caridade e por ser o meu maior fã enquanto estava ao meu lado em carne.

Agradeço a minha vó Cely Moulin, minha segunda mãe (ou mãe duas vezes como ela costuma dizer). Agradeço a ela por ser minha alma gêmea, por estar comigo em qualquer momento, por fazer o melhor ensopado de carne do planeta, por ser super compreensiva quando eu não posso comparecer aos nossos corriqueiros domingos que passamos juntos e eu sempre com a promessa: “vó, quando eu terminar esse mestrado, tudo vai voltar a ser como antes”. Agradeço por ter me ensinado desde criancinha o que é o amor de verdade, sem esperar nada em troca, sem esperar nem mesmo a minha compreensão do que era aquilo, assim como Jesus.

Agradeço ao meu orientador e professor Gines Falcón, que apesar de eu não ter apresentado os resultados esperados de um mestrando no início do processo, foi compreensivo, me auxiliando em diversos momentos, depositando parte do seu tempo para melhorar meus conhecimentos e sempre me dando liberdade para que eu criasse e seguisse o caminho que eu achasse mais coerente no desenvolvimento do presente trabalho, sempre quando possível.

Também agradeço ao meu coorientador e professor Sergio Luis, que se não fosse por ele eu não poderia ter continuado no mestrado. Foi pelas suas mãos que veio minha segunda chance de melhorar e finalizar este trabalho. Agradeço também pelas aulas de concreto que recebi em sua sala, sendo bastante esclarecedoras.

Agradeço a minha companheira e namorada Juliana Ywasaki, por estar comigo da metade pra frente desse processo, por me auxiliar em momentos de difíceis decisões, por me escutar horas lendo um trecho qualquer que eu escrevi e fingindo que estava entendendo tudo só pra eu continuar. Agradeço imensamente pelo seu carinho, seu cuidado e seu amor. Agradeço também pelo seu auxílio na organização das referências desse trabalho. Muito obrigado.

Agradeço ao meu colega de profissão, professor e grande amigo Alexandre Terra, por me proporcionar o tempo necessário para que eu pudesse finalizar, da melhor maneira o presente trabalho, mesmo com trabalho acumulado e com muitas tarefas que necessitariam da minha presença.

Agradeço ao meu colega de profissão Marco Tâmega, por me auxiliar em diversos aspectos na parte de concreto armado e por ter me ensinado técnicas importantes desta disciplina.

Agradeço a todos meus colegas e amigos de faculdade que fizeram parte da minha vida acadêmica, pelo companheirismo e pelos momentos de descontração. Prefiro não citar todos os nomes por eu ser capaz de esquecer de alguém. Porém, vai um agradecimento especial a dois amigos queridos. Agradeço ao amigo Alexandre Magno, por ser um grande companheiro desde a época da graduação e por ter sido um grande amigo em alguns momentos difíceis que passei. Agradeço imensamente ao amigo Humberto Torres, por sempre estar presente quando eu precisava, por confiar em mim mesmo com o relativo pouco tempo de convivência, por ser generoso e prestativo, mais parecendo um irmão, muito obrigado!

Eu agradeço ao LECIV e aos seus funcionários pelas facilidades que prestaram nesses anos de mestrado, em especial ao nosso secretário Silvio, sempre muito prestativo e tranquilo pra resolver todos os nossos problemas. Agradeço a todos os professores aos quais eu tive a honra ser ensinado, agradeço à FAPERJ pelo auxílio financeiro tão necessário nesse momento de ampliação de conhecimentos e agradeço a UENF por me proporcionar um ensino melhor que eu mereço, desde a época de graduação. Muito obrigado a todos!

“Não sei o que possa parecer aos olhos do mundo, mas aos meus pareço apenas ter sido como um menino brincando à beira-mar, divertindo-se em encontrar de vez enquanto um seixo mais liso ou uma concha mais bonita que o normal, enquanto o grande oceano da verdade permanece completamente oculto à minha frente.”

Isaac Newton

SUMÁRIO

SUMÁRIO	7
Lista de Abreviaturas e Símbolos.....	9
Letras Romanas.....	9
Letras Gregas	9
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE TABELAS	12
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS e SÍMBOLOS.....	13
RESUMO	16
ABSTRACT.....	17
1 INTRODUÇÃO	18
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	18
1.2 OBJETIVOS	21
Objetivos específicos:	22
1.3 JUSTIFICATIVA	22
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	33
3.1 Fundamentos Teóricos de Vigas em Concreto Armado e Exigências Normativas	34
3.1.1 Durabilidade e cobrimento nominal	35
3.1.2 Coeficientes de ponderação	36
3.1.3 Estado Limite Último (ELU).....	37
3.1.4 Limitação na geometria das vigas	42
3.1.5 Prescrições normativas referente às armaduras longitudinais das vigas..	43
3.1.6 Prescrições normativas referentes às armaduras transversais das vigas	49

3.1.7	Estado Limite de Serviço (ELS)	52
4	Fundamentos teóricos de otimização	62
4.1	CARACTERÍSTICAS DOS ALGORITMOS GENÉTICOS	64
5	modelagem do problema de otimização	66
5.1	Configuração do Algoritmo Genético	68
5.2	Fluxograma de Acesso Iterativo de Otimização	70
5.3	Algoritmos Genéticos	71
6	Modelo de Análise Estrutural	72
6.1	Método dos elementos finitos	73
6.2	Banco de dados	74
6.3	Função de armação transversal	79
6.4	Módulo de Análise Estrutural	81
6.4.1	Função da análise de estado último, domínio de deformação e ductilidade 81	
6.4.2	Obtenção dos esforços na estrutura	82
6.4.3	Armadura lateral	82
6.4.4	Centro de gravidade das armaduras	82
6.4.5	Funções de verificação de Estado Limite de Serviço	83
6.5	Módulo de Otimização	83
6.5.1	Função de mapeamento	83
6.5.2	Função Objetivo	84
6.5.3	Restrições de projeto	84
7	APLICAÇÕES, RESULTADOS E DISCUSSÃO	87
7.1	Aplicação na Otimização de Vigas biapoiadas	87
7.2	Aplicação na Otimização de Vigas contínuas	91
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	100
8.1	CONCLUSÕES	102
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora;
AG	Algoritmo Genético;
ASTM	American Society for Testing and Materials
CALFEM	Computer Aided Learning Finite Element Methods;
MEF	Método dos Elementos Finitos;

LETRAS ROMANAS

A	área da seção transversal do elemento;
C	custo total da estrutura;
E	Módulo de elasticidade do aço;
f_y	Tensão de escoamento;
$g(X)$	restrições de desigualdade;
$h(X)$	restrições de igualdade;
I	momento de inércia da seção transversal da viga;
L	comprimento do vão;
M_{sk}	momento fletor característico;
M_{sd}	momento fletor de projeto;
N	esforços normais;
P	carga concentrada;
q	carga distribuída;

LETRAS GREGAS

ε	deformação elástica;
λ	índice de esbeltez;
σ	tensão normal;
τ	tensão cisalhante;
ψ	coeficiente de majoração;
ρ	taxa de armadura passiva ou ativa aderente calculada;
ϕ	diâmetro da bitola da armação longitudinal;
α	coeficiente de limitação das camadas de armaduras longitudinais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Seção típica de viga de concret armado otimizada por Coello <i>et al.</i> (1997)	26
Figura 2.2 Fluxograma do método de otimização proposto por Coello <i>et al.</i> (1997).	27
Figura 2.3 Fluxograma do método de otimização proposto por Govindaraj e Ramasamy (2005).	28
Figura 2.4 Fluxograma do método de otimização proposto por Kwak e Kim (2009).	29
Figura 3.1 Modelo simplificado de viga contínua e suas dimensões básicas.	35
Figura 3.2 Comparação do Diagrama Parábola-Retângulo com o Diagrama Retangular simplificado.	38
Figura 3.3 Diagrama retangular e suas variações, (PINHEIRO <i>et al.</i> 2004).	41
Figura 3.4 Diagrama para seção retangular.	43
Figura 3.5 Centro de gravidade das armaduras longitudinais de tração.	48
Figura 3.6 Analogia de Ritter-Mörsch (PORTO, 2015).	50
Figura 3.7. Deslocamento excessivo de uma viga.	53
Figura 3.8 Fissuração em viga de concreto armado (LEONHARDT e MONNING, 1982).	57
Figura 3.9 Concreto de envolvimento da armadura, adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).	59
Figura 4.1 Exemplo de otimização topológica (CHRISTENSEN E KLARBLING, 2009).	62
Figura 4.2 Exemplo de otimização dimensional.	63
Figura 5.1. Esquema geral de otimização.	67
Figura 5.2. Fluxograma da metodologia desenvolvida.	71
Figura 6.1. Viga contínua e momento fletor obtido pelo FTool.	73
Figura 6.2. Momento fletor obtido pelo CALFEM.	74
Figura 6.3 Representação da seção transversal de uma viga.	76
Figura 6.4 Exemplificação da adição de bitolas para o algoritmo de geração de banco de dados.	77
Figura 6.5 Banco de dados de possibilidades de armações da viga analisado pelo algoritmo de otimização.	78
Figura 6.6 Diferentes regiões de cortante para a armação transversal da viga contínua.	79

Figura 7.1 Estudo de caso proposto por Chakrabarty (1992) e comparado por COello et al. (1997).....	88
Figura 7.2 Estudo de caso proposto por Kanagasundram e Karihaloo (1991), comparado por Govindaraj e Ramasamy (2005) e pelo presente trabalho.....	89
Figura 7.3 Restrições de projeto obtidas nas comparações do presente trabalho com Coello et al. (1997) e Govindaraj and Ramasamy (2005).....	91
Figura 7.4 Viga contínua submetida a carga uniformemente distribuída permanente G e acidental Q.	92
Figura 7.5. Esquema de blocos de armação para o cortante das vigas por vão (adaptado de GOVANINDARAJ e RAMASAMY, 2005).....	93
Figura 7.6 Restrições de projeto obtidas pela comparação dos resultados do presente trabalho com Govindaraj e Ramasamy (2005).	95
Figura 7.7 Armação obtida por Govanindaraj e Ramasamy (2005) para o problema proposto de vigas contínuas.	96
Figura 7.8 Armação da viga gerada pelo algoritmo de otimização desenvolvido. Adaptada para o programa de cálculo estrutural TQS e verificada quanto as exigências normativas.	97
Figura 7.9 Verificações do software TQS para a viga gerada pelo presente trabalho, considerando a flexão composta normal.	98
Figura 7.10. Verificações do software TQS para a viga gerada pelo presente trabalho, considerando o cortante e a torção.	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Classes de agressividade ambiental (CAA) NBR 6118 (ABNT, 2014)	35
Tabela 3.2 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental (CAA) e o cobrimento nominal.....	36
Tabela 3.3 Valores dos coeficientes γ_c e γ_s NBR 6118 (ABNT, 2014).....	37
Tabela 3.4 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas, NBR 6118 (ABNT, 2014).....	47
Tabela 3.5. Valores do coeficiente ξ em função do tempo. NBR 6118 (ABNT, 2014).	55
Tabela 3.6. Limites para deslocamentos. NBR 6118 (ABNT, 2014).	56
Tabela 3.7 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental, NBR 6118 (ABNT, 2014).....	58
Tabela 3.8. Valores do coeficiente de aderência η_1 , NBR 6118 (ABNT, 2014).	59
Tabela 5.1 Configuração do Algoritmo Genético.	69
Tabela 7.1: Custo dos materiais e cargas aplicadas para o estudo de caso de viga biapoiada proposto por Coello et al. (1997) e adaptado para o presente trabalho....	88
Tabela 7.2 Comparação entre os resultados obtidos pelo presente trabalho (PT), Coello et al. (1997) e Chakrabarty (1992).	89
Tabela 7.3 Resultados obtidos pelo presente trabalho (PT), Govindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991).....	90
Tabela 7.7 Comparação dos resultados obtidos entre o presente trabalho, Govanindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991).....	94

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

LECIV – Laboratório de Engenharia Civil;

MPa – Mega Pascal;

NBR – Norma Brasileira Regulamentada;

PUC - Pontifícia Universidade Católica;

UENF – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro;

M_g = momento total das cargas permanentes;

M_q = momento total das cargas acidentais;

ψ_2 = coeficiente de minoração do momento;

h = altura da seção transversal da viga;

b = base da seção transversal da viga;

LN = linha neutra;

x = profundidade da linha neutra no diagrama parábola-retângulo;

y = profundidade da linha neutra no diagrama retangular medida da fibra mais comprimida para a mais tracionada;

λ = parâmetro de redução;

d = altura útil da seção transversal da viga;

d' = distância do CG das armaduras até o banzo mais tracionado da viga;

M_d = momento solicitante de cálculo;

R'_{sd} = resultante da compressão na armadura;

R_{cc} = resultante da compressão no concreto;

R_{st} = resultante da tração na armadura (aço somente) ;

z = distância entre as resultantes R_{cc} e R_{st} ;

f_c = resistência final de cálculo do concreto;

A_s = armadura tracionada;

A_{s1} e A_{s2} = parcelas a serem calculadas para definir A_s ;

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço;

K e K' = parâmetros adimensionais diretamente relacionados a intensidade dos momentos atuantes na estrutura.

M_d = Momento de cálculo;

$d_{máx}$ = dimensão máxima característica do agregado graúdo do concreto;

τ = tensão de cisalhamento;

V = força cortante que atua na seção transversal da viga;
 Q = momento estático de uma área ($y \cdot A$);
 I = momento de inércia da seção;
 b_w = largura da alma da viga;
 V_{sd} = esforço cortante solicitante na viga;
 V_c = parcela do esforço cortante que é absorvido pelos mecanismos complementares da treliça;
 V_{rd2} = força cortante relativa à biela comprimida do concreto;
 V_{rd3} = máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da diagonal tracionada;
 V_{wd} = parcela do esforço cortante, que é absorvido pela armadura;
 $A_{s,w}$ = área da armadura transversal;
 S = espaçamento da armadura transversal (estribos);
 τ_{wd} = tensão convencional de cisalhamento de cálculo;
 τ_{wd2} = tensão máxima convencional de cisalhamento de cálculo;
 p_i = carga imediata de serviço;
 L = comprimento entre vãos da viga;
 $(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente;
 K = coeficiente de condições de apoio;
 g = cargas permanentes;
 q = cargas acidentais;
 ψ_2 = coeficiente de minoração do momento;
 E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto;
 M_r = momento de fissuração do elemento estrutural;
 M_a = momento fletor na seção crítica do vão em análise (momento máximo tanto positivo quanto negativo) ;
 I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;
 I_{II} = momento de inércia da seção fissurada do concreto no estágio II;
 b = largura do elemento estrutural;
 x_{II} = posição da linha neutra no estágio II;
 α_e = relação modular;
 $f_{t = \infty}$ = flecha diferida no tempo infinito;
 f_i = flecha imediata;
 α_f = fator que relaciona o CG das armaduras com o da primeira camada;

ϕ_i = diâmetro da barra sendo verificada;

η_1 = coeficiente de aderência;

σ_{si} = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II de deformação;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da barra em análise, de diâmetro ϕ_i ;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração;

ρ_{ri} = taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}) ;

f_{yd} = resistência de escoamento de cálculo;

$A_{s,calc}$ = armadura de tração calculada;

$A_{s,ef}$ = armadura de tração efetivamente colocada ou existente;

γ_f = coeficiente de ponderação das ações (para este trabalho foi adotado $\gamma_f \approx 1,4$) ;

ρ_{ri} = taxa de armadura passiva ou ativa aderente;

A_{si} = armadura referente a cada barra ϕ_i ;

A_{cri} = área de concreto de envolvimento de cada barra ϕ_i da armadura.

RESUMO

É apresentada uma metodologia computacional para dimensionamento ótimo de vigas contínuas de concreto armado. O objetivo é minimizar o custo de fabricação, obtendo a melhor configuração relacionada às dimensões da seção transversal, alocação de armações e resistência característica do concreto que geram resultados ótimos. As restrições utilizadas estão relacionadas à segurança e integridade das estruturas, considerando-se o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, de acordo com as normas vigentes. Um programa de Métodos de Elementos Finitos foi desenvolvido para a obtenção das tensões e deformações de vigas contínuas, com diferentes geometrias e cargas aplicadas. Além disso, foi desenvolvido um gerador de banco de dados de armações longitudinais, garantindo que os *layouts* de armação gerados atendam as prescrições das normas. No modelo desenvolvido, são usadas variáveis de projeto discretas, a fim de representar um modelo de otimização de estruturas mais realista. Na busca por resultados ótimos globais, utilizando variáveis de projeto discretas, os Algoritmos Genéticos foram utilizados. A ferramenta computacional desenvolvida no presente trabalho foi integralmente elaborada na plataforma MATLAB[®]. Os resultados obtidos pela metodologia proposta apresentaram resultados satisfatórios quando comparados com outros da literatura.

Palavras-chave: vigas contínuas; concreto armado; dimensionamento ótimo de vigas de concreto armado; otimização estrutural.

ABSTRACT

It is present a computational methodology for optimal sizing of reinforced concrete continuous beams. The goal is to minimize manufacturing cost by achieving the best configuration related to the cross-sectional dimensions, reinforcement layouts and characteristic strength of concrete that yield optimum results. The constraints used are related to security and structure integrity, considering the Ultimate Limit State and Serviceability Limit State, in accordance with current regulatory codes. A Finite Element Methods program were developed in order to obtain the continuous beams stresses and strains with different geometries and load forces. Besides that, a longitudinal reinforcements database generator was developed ensuring that reinforcement layouts generated are within codes of practice constraints. In the developed model, discrete design variables are used, representing a more realistic optimized structure model. In the search for global optimum results using discrete design variables, Genetic Algorithms was used. The computational tool developed in the present work was integrally elaborated in the MATLAB[®] platform. The results obtained by the proposed methodology presented satisfactory results when compared with other studies.

Keywords: continuous beams; reinforced concrete; structural optimization; Genetic Algorithm.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A evolução das ferramentas computacionais, consegue-se definir estruturas mais arrojadas e desafiadoras. Concomitantemente, nos últimos anos, veio a necessidade de definir estruturas mais leves e mecanicamente mais eficientes. Assim, na construção civil, procura-se o melhor aproveitamento das características dos materiais e por consequência, projetos estruturais mais econômicos.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais modernas disponíveis, o tempo dedicado à elaboração de projetos diminuiu drasticamente. Já as predefinições de lançamento estrutural atuais, como as dimensões dos elementos estruturais, características dos materiais utilizados na construção e custos dos próprios materiais, não são levados em consideração no pré-dimensionamento. Desta forma, o procedimento de predeterminação das dimensões dos elementos estruturais utilizado no dimensionamento tradicional, não acompanhou a evolução das ferramentas de cálculo modernas, pois ainda seguem a cultura de um pré-dimensionamento anacrônico, no qual as dimensões pré-determinadas são obtidas por métodos que, na maioria das vezes, trazem como dados principais, características e situações ao entorno de cada elemento, como: região onde será alocada a peça estrutural, características arquitetônicas, hidráulicas, elétricas e etc., negligenciando o custo final da estrutura (CHRISTENSEN E KLARBLING, 2009).

No Brasil, existem diversos programas de dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado, os mais difundidos no mercado na atualidade são: Eberick[®], Cypecad[®] e TQS[®]. No entanto, os programas citados não incluem nos seus sistemas computacionais, técnicas de otimização tão necessárias na atualidade.

Na prática atual de projetos, utilizando programas comerciais, faz-se a entrada de características das seções obtidas no pré-dimensionamento e alimentam-se os dados da modelagem estrutural. Após diversas análises e refinamentos necessários, são estabelecidas as armaduras necessárias para cada elemento estrutural, atendendo todos os requisitos associados ao Estado Limite de Serviço, Estado Limite Último e convenções construtivas das boas práticas na construção civil. Caso seja possível, a determinação de uma armadura necessária aos requisitos do projeto, aloca-se a armação para a seção transversal pré-definida e o dimensionamento será

concluído. Caso não seja possível alocar um arranjo de armaduras necessário, o programa acusa como impossível dimensionar, desta forma o projetista pode realizar alterações nas seções transversais dos elementos, materiais utilizados, entre outros. Nota-se que os programas computacionais comerciais, em princípio, não levam em consideração o volume e nem os tipos de materiais utilizados, peso próprio da estrutura e muito menos o custo da obra no momento de definir as características dos elementos estruturais utilizados a serem executadas em obra.

As vigas são elementos estruturais, responsáveis por receberem cargas permanentes e variáveis oriundas da edificação e direcioná-las para outras peças estruturais onde estas se apoiam, para finalmente serem conduzidas ao solo. Este elemento estrutural é comumente utilizado na grande maioria das estruturas de concreto armado, como galpões, pontes, prédios e edificações diversas.

De maneira generalista, as vigas podem ser definidas como biapoiadas, quando apresentam apenas um vão livre, e vigas contínuas, quando apresentam múltiplos vãos. Como o concreto não resiste bem aos esforços de tração, o concreto armado é basicamente definido como a inclusão no concreto de armações longitudinais e transversais à face da viga. Essas armações são comercializadas a partir de diâmetros comerciais, os quais são comumente denominados de bitolas.

O cálculo do custo de fabricação de vigas de concreto armado, é baseado nas características do elemento e propriedades dos materiais, isto é, no volume de concreto, peso do aço e área de fôrma utilizada, juntamente com a mão de obra para serem executadas e suas respectivas resistências.

A otimização estrutural é a busca da melhor solução para um dado problema estrutural, ao mesmo tempo que as restrições impostas ao projeto são satisfeitas. Desta forma, dentro de muitas soluções possíveis, consegue-se a utilização dos recursos disponíveis de maneira otimizada.

No presente trabalho, propõe-se uma metodologia computacional com o intuito de alcançar edificações estruturalmente otimizadas, sendo estas, vigas de concreto armado em seções retangulares e seção T, destinadas a edificações de pequeno e médio porte, e com resistências características do concreto de até 50 MPa.

Os métodos de otimização podem ser classificados como sendo métodos determinísticos, métodos enumerativos e métodos estocásticos. Para o presente trabalho, foi utilizado um método estocástico. Estas técnicas trazem o conceito de algoritmos evolucionistas. Dentre estes se encontram os métodos de colônia de

formigas, métodos de colônia de abelhas, método de Algoritmos Genéticos, dentre outros.

No presente trabalho, para a otimização das estruturas, serão utilizados os Algoritmos Genéticos, por apresentar um desempenho computacional adequado e robustez em seus resultados. Neste método, alcança-se em média, um tempo de processamento menor que os métodos enumerativos (SOARES, 1997). No processo de otimização, são analisadas as diferentes seções transversais geradas, que levam, através das diversas iterações, ao resultado ótimo.

Nos meados dos anos 70, Holland (1975) apresentou a técnica dos Algoritmos Genéticos, se embasando na teoria da evolução das espécies de Darwin, o algoritmo desenvolvido utiliza etapas de geração das populações. após a criação da população inicial, os cromossomos são submetidos ao processo de otimização, que seguem resumidamente as etapas apresentadas a seguir.

A etapa de aptidão consiste em analisar se a população gerada apresenta bons resultados se comparados com os requisitos do problema proposto. Caso algum critério previamente estabelecido seja descumprido, a solução passará pelo processo de penalização e limitado.

Na etapa da seleção, os cromossomos selecionados passam pelo processo de reprodução, onde a possibilidade de acontecer a reprodução é determinada pela etapa de aptidão.

Após a seleção dos cromossomos mais aptos, na etapa de cruzamento, os genes são combinados gerando assim novos indivíduos com maior probabilidade de alcançar a configuração ótima.

Na etapa de mutação, existe a possibilidade que seja alterada uma característica aleatória de um cromossomo. Essa etapa se justifica pela possibilidade de gerar soluções diversificadas e buscar as soluções em novas amostras.

Finalmente, estas etapas se repetem em um processo iterativo, até que um critério de parada/tolerância seja alcançado.

O modelo de otimização busca a redução do custo de confecção de vigas em concreto armado, que resista aos esforços solicitantes e atenda aos requisitos normativos vigentes.

A otimização se dá pela minimização de uma função objetivo, que para o presente trabalho é representada pelo custo de confecção da viga. Visando a geração de modelos realistas, são consideradas variáveis de projeto discretas, como por

exemplo número de barras longitudinais, altura e largura da seção transversal da viga e classe de resistência do concreto (f_{ck}). As restrições consideradas são decorrentes da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim, são consideradas restrições de resistência e ductilidade solicitadas pelo Estado Limite Último, e algumas restrições de conforto visual e durabilidade requisitadas pelo Estado Limite de Serviço.

As configurações iniciais necessárias são estipuladas pelo próprio problema proposto. Tais informações devem apresentar: número de vãos (para vigas contínuas), cargas permanentes e cargas acidentais. Com isso, o algoritmo inicia a busca sistemática da configuração ótima.

A variação da seção transversal e mudança na resistência característica do concreto provocam alteração no peso próprio da estrutura e nos esforços internos que atuam na estrutura.

A análise estrutural é feita através do Método dos Elementos Finitos, onde se obtém os deslocamentos e os esforços presentes na estrutura em análise.

A armação longitudinal é obtida através de um banco de dados criado pelo módulo computacional desenvolvido pelo presente trabalho, a fim de criar as diversas possibilidades de armações longitudinais a serem testadas, sendo estas dentro das normas e considerando boas práticas da construção civil.

Com a configuração da viga completa (seção transversal, armação positiva, armação negativa e classe de resistência do concreto), segue para o cálculo da estrutura gerada, obtendo assim os esforços internos e deslocamentos presentes na estrutura.

O algoritmo de otimização, através de sua sistemática busca pelo resultado excelente, realiza o ciclo de otimização, passando pela análise da estrutura e pelo algoritmo de otimização recursivamente, até que o critério de parada seja alcançado, obtendo assim a configuração ótima do problema.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho foi desenvolver uma metodologia computacional para dimensionamento ótimo de vigas contínuas de concreto armado, solicitadas à flexão simples, utilizando variáveis de projeto discretas, considerando parâmetros comerciais dos materiais utilizados, como diâmetros nominais das armaduras,

resistência característica do concreto e dimensões principais usualmente utilizadas na construção civil, e considerando as limitações normativas como restrições de projeto.

Objetivos específicos:

- Desenvolver uma metodologia para dimensionamento ótimo de vigas contínuas de concreto armado, atendendo as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço das estruturas analisadas;
- Desenvolver um algoritmo computacional para a obtenção automatizada das possíveis armações viáveis para as seções transversais críticas verificadas no processo de otimização;
- Desenvolver códigos computacionais para análise estrutural de vigas contínuas, considerando o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço das estruturas;
- Desenvolver um algoritmo computacional para dimensionamento ótimo de vigas contínuas de concreto armado, que considere variáveis contínuas e discretas de projeto concomitantemente.

1.3 JUSTIFICATIVA

A prática atual de dimensionamento de vigas, que define as características geométricas das vigas que serão executadas no canteiro obras, consiste em um pré-dimensionamento, e então calcula-se a taxa de armadura necessária para que a viga consiga resistir aos esforços submetidos definidos por projeto. Caso não seja possível alocar um arranjo de armaduras necessário, o projetista pode fazer alterações nas seções transversais dos elementos, nos materiais utilizados, nos posicionamentos dos elementos estruturais, entre outros. Neste procedimento empírico de dimensionamento estrutural, nota-se que a princípio, não é levado em consideração o volume de material utilizado, peso próprio da estrutura e muito menos o custo de confecção da estrutural.

Através da revisão bibliográfica realizada, constatou-se a necessidade de uma metodologia que auxilie na definição de estruturas mecanicamente eficientes e econômicas. Assim, neste estudo, realiza-se a otimização de vigas contínuas de concreto armado, que considerem variáveis de projeto definidas pela prática real,

como é o caso da armação longitudinal das seções transversais que são definidas através de bitolas comerciais ou seja são parâmetros discretos. Também, a definição de vigas contínuas dentro das normas locais e que leve em consideração os aspectos do Estado Limite Último juntamente com o Estado Limite de Serviço como restrições de projeto. Desta forma, disponibilizando uma metodologia de otimização de vigas contínuas de concreto armado passível de ser adotada nos procedimentos de dimensionamento atualmente existentes.

Assim sendo, o presente trabalho tem o intuito de desenvolver uma nova metodologia para o dimensionamento ótimo de vigas contínuas, aplicando técnicas de análise e otimização modernas e amigáveis, a fim de se obter soluções melhores quando comparados com os métodos tradicionais de cálculo.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação é composta de cinco capítulos:

O primeiro capítulo é a introdução, na qual estão apresentadas as considerações iniciais sobre o tema em estudo, definição dos objetivos a serem alcançados, a justificativa e o escopo/delimitação da abrangência do presente trabalho.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica. Visando estabelecer o atual estado da arte do tema em estudo, foram analisados diversos trabalhos e, selecionados alguns deles considerados relevantes para discussão. A revisão serviu de base para determinar os possíveis aperfeiçoamentos adotados para o desenvolvimento do presente trabalho.

O terceiro capítulo apresenta a fundamentação teórica necessária para o desenvolvimento do presente trabalho. Ainda neste capítulo, foram apresentados os procedimentos de cálculos utilizados, embasados em fundamentos teóricos e de projetos para concreto armado, sendo estes também apresentados por normas regulamentadoras nacionais e internacionais. O conteúdo deste capítulo foi utilizado na elaboração das funções nos algoritmos desenvolvidos. Cada função codificada, traz de maneira automatizada, o conteúdo teórico apresentado.

No quarto capítulo foram apresentados os fundamentos teóricos de otimização, juntamente com a caracterização dos algoritmos genéticos utilizados no presente trabalho.

No quinto capítulo, foi apresentada a modelagem do problema de otimização proposta e desenvolvida pelo presente trabalho, apresentando as configurações do algoritmo otimizador utilizado e o fluxograma de acesso iterativo de otimização.

No sexto capítulo é apresentado o modelo de análise estrutural com o algoritmo de obtenção de esforços na estrutura, a geração do banco de dados, a função de armação transversal e as demais funções presentes no modelo proposto.

Já o sétimo capítulo apresenta os estudos de caso e análise dos resultados obtidos no trabalho pela metodologia proposta. Neste capítulo, apresentam-se as avaliações e comparações dos resultados com os presentes na literatura.

No oitavo capítulo, são apresentadas as principais conclusões e propostas sugestões para a continuidade da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na revisão bibliográfica foram avaliados diversos artigos, dissertações de mestrado e teses de doutorado, que abordam a otimização de vigas biapoiadas e vigas contínuas de concreto armado. Foram revisados preferencialmente os trabalhos que utilizaram o Método dos Elementos Finitos e Algoritmos Genéticos, sendo esta parte importante do escopo da presente dissertação.

Pinheiro et al. (2004) e Porto (2015) foram utilizados como base de conhecimento teórico geral em concreto armado, que descreve de maneira detalhada as metodologias tradicionais do cálculo de estruturas de concreto armado. Especificamente Porto (2015) é atualizado com os preceitos da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) em sua versão mais atualizada, a de 2014.

A revisão realizada serviu de base para definir os rumos do desenvolvimento da metodologia proposta pelo presente trabalho.

Visando estabelecer o atual estado da arte do tema em estudo, a revisão bibliográfica é apresentada a seguir.

Balagaru (1980) propôs uma metodologia para dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado mais econômicas, com seções transversais retangulares e armaduras simples ou dupla. Para o caso de armadura simples, o autor apresentou um algoritmo próprio para a determinação das dimensões ótimas da seção transversal e área de armadura necessária. Objetivou a minimização dos materiais utilizados, levando em consideração o custo de fabricação da viga. O custo dos materiais contempla valores relacionados ao volume de concreto, peso de aço e área de fôrmas utilizadas. Para o processo de otimização, foi utilizado o Método dos Multiplicadores de Lagrange. O autor exemplifica a metodologia proposta com um estudo de caso numérico e conclui sendo possível determinar se o resultado ótimo será obtido através de uma solução contendo armação simples ou dupla, através de uma equação proposta pelo autor.

Coello *et al.* (1997) realizaram a otimização da seção transversal de vigas biapoiadas de concreto armado se baseando no modelo proposto por Chackabarty (1992), que realizou a otimização do custo da viga considerando a altura útil (d), a largura da viga (bw) e a área de aço (A_s). As restrições adotadas foram: variáveis positivas, razão entre bw e h máxima, bw mínimo, momento resistente, equilíbrio das

forças e momentos na seção transversal. Os métodos de otimização utilizados por Coello *et al.* (1997) e Chackabarty (1992) foram Algoritmos Genéticos e Programação Geométrica respectivamente. Uma exemplificação da seção transversal típica da viga de concreto armado otimizada por Coello *et al.* (1997) pode ser observada através da Figura 2.1.

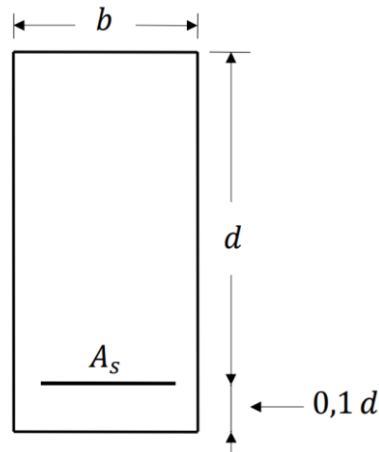


Figura 2.1 Seção típica de viga de concret armado otimizada por Coello *et al.* (1997)

Na execução da otimização, Coello *et al.* (1997) utilizou o Algoritmo Genético simples proposto por Goldberg (1989), utilizando operador de cruzamento de dois pontos, seleção por torneio e variáveis de projeto contínuas. A metodologia alcançou reduções de custo de até 2.4% se comparado com o estudo de caso proposto pelo autor. A metodologia de otimização de vigas de concreto armado simplesmente apoiadas sujeitas a flexão simples proposta por Coello *et al.* (1997), pode ser vista através da Figura 2.2.

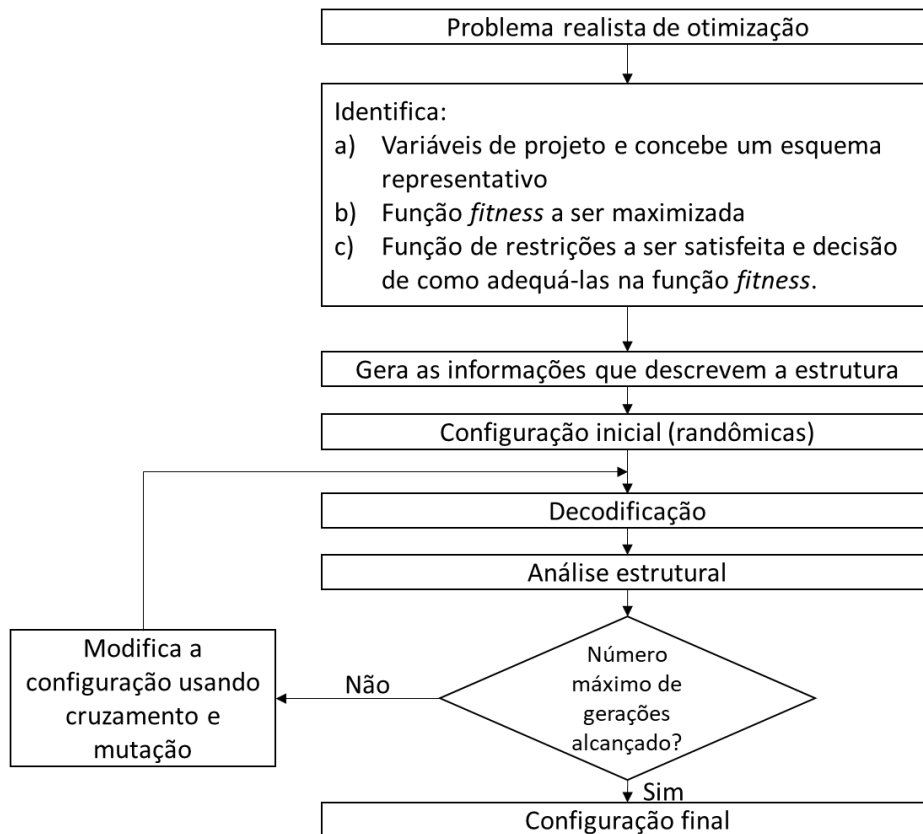


Figura 2.2 Fluxograma do método de otimização proposto por Coello *et al.* (1997).

Haupt e Haupt (2004) confirmaram a eficácia dos Algoritmos Genéticos no processo de otimização e apresentaram as principais vantagens destes algoritmos. Em suas publicações discutem algumas aplicações de Algoritmos Genéticos em diversas áreas do conhecimento. Na conclusão, os autores destacaram que a eficiência dos Algoritmos Genéticos é ocasionada principalmente pela sua robustez e pela facilidade em implementações para problemas de engenharia, se utilizando de variáveis de projeto discretas.

Govindaraj e Ramasamy (2005) desenvolveram uma metodologia para otimização de vigas contínuas de concreto armado. Esse trabalho foi utilizado como base de comparação para os resultados de vigas contínuas do presente trabalho, e é na atualidade, um dos trabalhos mais citados em se tratando de vigas contínuas de concreto armado. O modelo de otimização considerou seções transversais variáveis através dos múltiplos vãos e criou uma tabela de possibilidades de armações para utilização no processo de otimização. A metodologia alcançou reduções de custo de até 11% se comparado com os estudos de caso propostos pelo autor. A Figura 2.3

apresenta o fluxograma simplificado do método desenvolvido por Govindaraj e Ramasamy (2005).

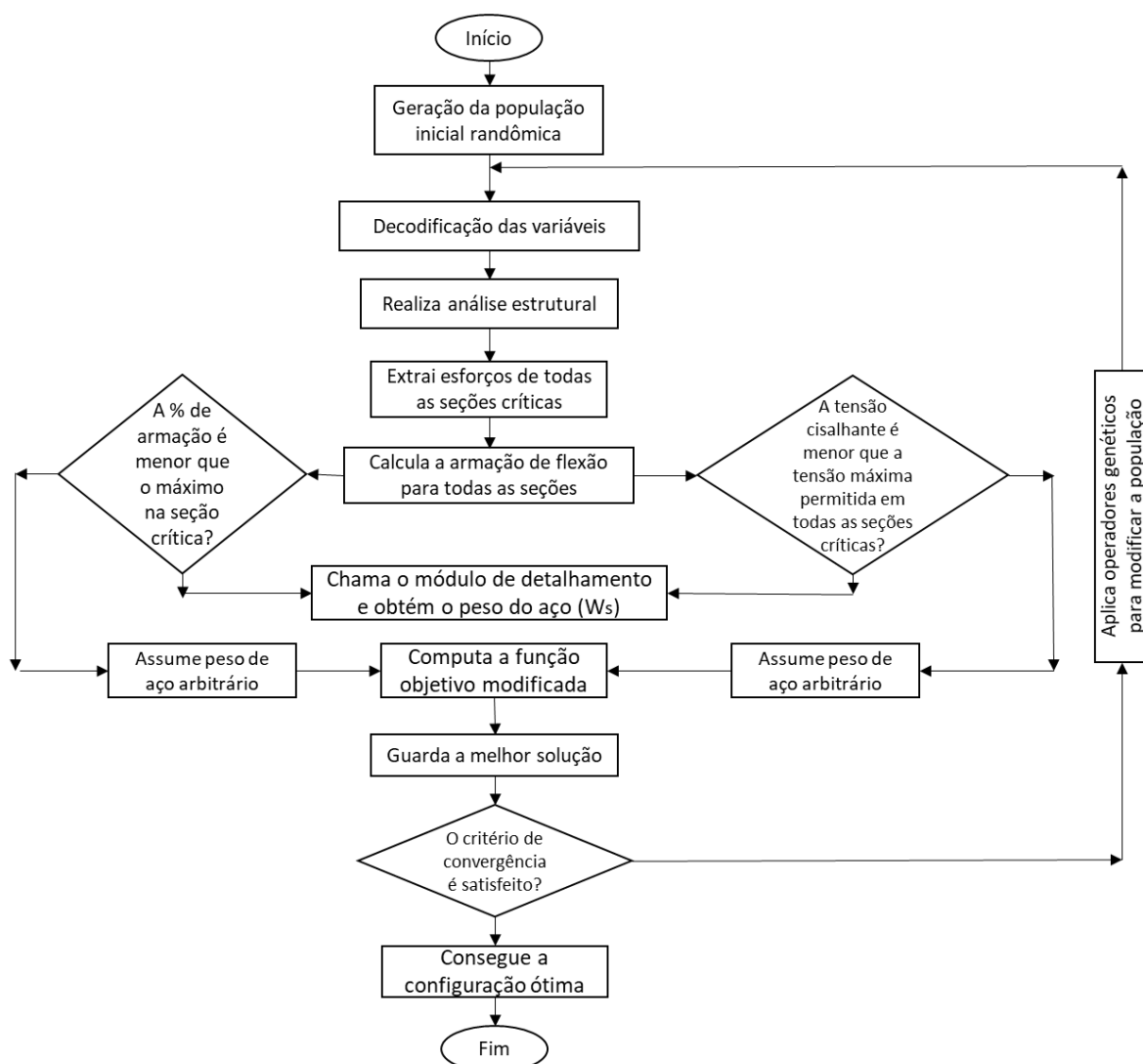


Figura 2.3 Fluxograma do método de otimização proposto por Govindaraj e Ramasamy (2005).

A necessidade de alcançar modelos mais realistas para os métodos de otimização, pesquisando pórticos estruturais em vez de elementos estruturais individuais, Kwak e Kim (2008), desenvolveram a otimização de pórticos de concreto armado. Para as análises estruturais, foram desenvolvidos bancos de dados contendo as seções transversais de vigas e pilares disponíveis para serem utilizados. Foram desenvolvidos diferentes bancos de dados para cada diâmetro de armação de aço. Nesses bancos de dados, estão contidas as dimensões das seções transversais, número de bitolas solicitados à tração, número de bitolas solicitados à compressão e momento máximo resistente. Com isso, objetivou encontrar a seção mais econômica

dentro dos bancos de dados pré-estabelecidos. O algoritmo de otimização utilizado foi o de Programação Dinâmica.

Um ano após a publicação do primeiro artigo sobre otimização de pórticos de concreto armado, Kwak e Kim (2009) desenvolveram um novo trabalho baseado no anterior, porém desta vez, ampliando as condições de contorno e trouxeram restrições mais elaboradas, tornando o modelo de otimização proposto mais realista. Adicionalmente foram implementadas novas rotinas de cálculo, sendo revisado o código anterior, e desta forma, a nova rotina de otimização alcançou resultados superiores em relação ao tempo de processamento do trabalho anterior. A metodologia alcançou reduções de custo de até 6% se comparado com os estudos de caso propostos pelo autor. A Figura 2.4 apresenta o fluxograma simplificado do método desenvolvido por Kwak e Kim (2009).

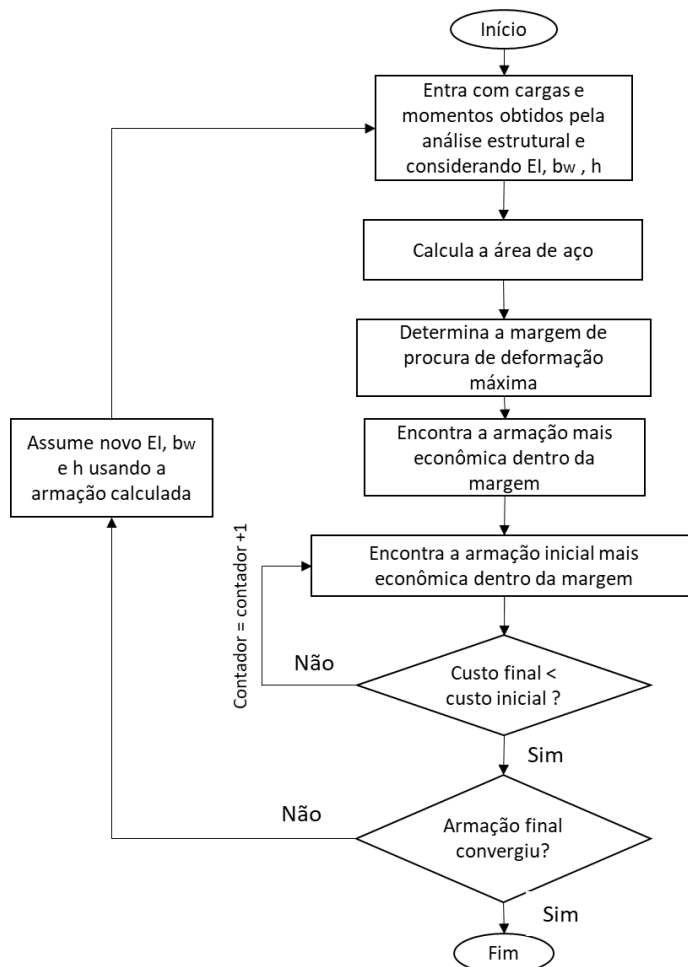


Figura 2.4 Fluxograma do método de otimização proposto por Kwak e Kim (2009).

Já Mingqi e Xing (2010) desenvolveram um método de otimização estrutural por meio de Algoritmos Genéticos. O objetivo foi minimizar os materiais relacionando volume e valor monetário para a confecção de elementos estruturais de concreto armado, levando em conta restrições de normas e carregamentos usuais. Neste trabalho foi utilizado o método das penalidades. Foram apresentados dois estudos de caso e os autores concluíram que o método de Algoritmos Genéticos obteve ótimos resultados se observado seu tempo de processamento.

Com a popularidade do método de Algoritmos Genéticos, Mustafa (2010) apresentou dois novos operadores de cruzamento, sendo estes: sequencial e randômico. O autor comparou os dois novos operadores com os sete conhecidos anteriormente. Por fim, comparando a utilização dos operadores de cruzamentos existentes com os dois novos propostos, para diversas aplicações distintas, os novos operadores se provaram eficientes e obtiveram resultados superiores se comparados com a utilização dos operadores tradicionais.

Silva (2011) estudou o dimensionamento ótimo de vigas de seção transversal T em concreto armado, com o intuito de sua produção como elementos pré-moldados. O escopo do trabalho foi direcionado para vigas biapoiadas em condição de flexão simples. O peso próprio das estruturas geradas foi desconsiderado. Foram utilizados dois métodos de otimização, o Método de Programação Quadrática Sequencial e Algoritmos Genéticos. Para o cálculo das respostas mecânicas da estrutura, foram utilizadas formulações relacionadas a equações de equilíbrio de forças e de momentos, de acordo com os respectivos domínios de deformação. Os resultados obtidos pelos métodos de otimização apresentaram resultados bastante satisfatórios se comparados aos métodos tradicionais de cálculo. A autora concluiu que, para os casos estudados, o Método de Programação Quadrática Sequencial foi mais eficiente em termos de consumo computacional se comparado aos resultados obtidos através do método de Algoritmos Genéticos utilizado.

Como no trabalho de Silva (2011), Barros *et al.* (2012) apresentaram um método de otimização estrutural para minimização do custo de produção de vigas, considerando seção transversal retangular em concreto armado. Como as cargas aplicadas nas vigas são solicitadas à flexão simples, as variáveis de projeto analisadas pelos autores foram a altura da linha neutra e a área de armadura. As solicitações de momento fletor e esforços normais e cortantes, juntamente com as restrições de contorno (larguras e alturas máximas e mínimas da seção transversal e taxas

máximas e mínimas de armadura longitudinal), foram definidas como as restrições para os estudos de casos propostos. A condição de otimalidade utilizada foi a de Kuhn-Tucker (K-T). Esta condição foi escolhida por apresentar restrições em formas de inequações obtidas através do método dos Multiplicadores de Lagrange.

Alves (2013) desenvolveu uma metodologia para a otimização estrutural de pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão normal, com o auxílio da Programação Matemática e Algoritmos Genéticos. Neste trabalho se concluiu que a Programação Matemática foi mais favorável do que a utilização do método de Algoritmo Genético. Se atribuiu esta conjuntura à função objetivo e as restrições de projeto, por serem equações lineares, e caso fossem não lineares, o esperado seria o AG alcançar resultados superiores quanto ao tempo de processamento, como são características dos dois métodos mencionados.

Como pilares de concreto armado podem se tornar estruturas complexas em função das cargas aplicadas no mesmo, Pires (2014) desenvolveu uma metodologia para otimização de seções transversais de pilares, submetidas à flexão oblíqua. Pires (2014) buscou a solução ótima com auxílio de um banco de dados de possibilidades, procurando alcançar a estrutura mais econômica dentro de critérios pré-estabelecidos. O autor utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF) para a obtenção dos deslocamentos e esforços na estrutura. Foram utilizados Algoritmos Genéticos para obtenção dos resultados ótimos. O autor desenvolveu um algoritmo capaz de determinar as possíveis seções transversais de concreto armado que possam ser solicitadas pelo processo. Após a otimização do problema utilizando Algoritmos Genéticos, o programa apresenta as possíveis seções capazes de atender aos requisitos de projeto e seleciona a de menor custo dentre as apresentadas.

Como o material escolhido para o desenvolvimento do presente trabalho foi o concreto armado, utilizou-se como base teórica tanto normas regulamentadoras atualizadas, quanto livros clássicos de concreto armado.

Após a revisão bibliográfica, constatou-se a necessidade de gerar estruturas otimizadas, com melhor aproveitamento de seus materiais, e que atendam à diversos requerimentos normativos. Percebeu-se também uma tendência em otimizar estruturas, através de funções independentes, facilitando a organização do algoritmo como um todo, assim como a vantagem em se utilizar o volume de materiais como variáveis de projeto.

Nos trabalhos estudados, em relação aos materiais, geralmente são utilizados: volume de concreto, peso do aço e área de fôrma de madeira. Após a obtenção dos materiais utilizados, usualmente realiza-se uma análise de custo dos respectivos materiais, correlacionando volume com o respectivo custo do material utilizado.

Pela análise dos trabalhos revisados, concluiu-se que a utilização de métodos de Algoritmos Genéticos é uma técnica eficiente, confiável, de implementação facilitada e que admite variáveis discretas e contínuas simultaneamente. Através das informações obtidas pelos trabalhos estudados, decidiu-se utilizar os Algoritmos Genéticos (AG) na metodologia de dimensionamento ótimo desenvolvida pelo presente trabalho.

Assim como no presente trabalho, Lee e Ahn (2003), Pinheiro *et al.* (2004), Govanindaraj e Ramasamy (2005) e Kwak Kim (2008) elaboraram bancos de dados com seções transversais preestabelecidas para definição dos elementos estruturais.

Algumas normas que regem as boas práticas da construções em concreto armado no Brasil e no mundo são: NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento; NBR 15823 Concreto auto adensável; NBR 12655 Preparo, controle e recebimento de concreto; NBR 6122 Projeto e execução de fundações; NBR 9062 Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado; NBR 12653 Materiais pozolânicos – Requisitos; NBR 15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio; ASTM em geral (American Society for Testing and Materials); EuroCod em geral (Europe Code); etc. Todas as normas aqui citadas foram levadas em consideração no desenvolvimento do modelo computacional, porém, procurou-se seguir preferencialmente os preceitos das normas técnicas vigentes nacionais.

É válido salientar que não foi possível realizar uma comparação precisa entre os estudos de caso realizados pelo presente trabalho, por não ter sido encontrado outro trabalho que realize todas as verificações indicadas pelas normas regulamentadoras brasileiras.

No próximo capítulo são apresentados os fundamentos teóricos necessários para o desenvolvimento da metodologia de otimização que se propõe no presente trabalho.

3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Neste capítulo são discutidos os fundamentos teóricos de concreto armado. O conteúdo aqui apresentado serviu de base para elaboração dos códigos computacionais desenvolvidos para verificação do comportamento estrutural de vigas de concreto armado.

O concreto armado é o material de construção mais utilizado no mundo. É composto por agregados miúdos ($0,075 \text{ mm} < \varphi < 4,8 \text{ mm}$), como areia natural e artificial, e agregados graúdos ($\varphi \geq 4,8 \text{ mm}$), como pedras, britas e seixos rolados. Também é composto por aglomerantes (cimento), água, adições minerais e aditivos sendo: aceleradores e retardadores de pega, incorporadores de ar, corantes, impermeabilizantes, etc.

Este material apresenta como principais vantagens: boa resistência, estrutura monolítica, moldabilidade, são compostos por materiais de baixo custo relativo, os processos construtivos requeridos são bem difundidos no Brasil, não exige mão de obra com alto nível de qualificação, é um material durável, os gastos de manutenção são reduzidos, pouco permeável, resiste à efeitos térmicos, vibrações, intemperies, desgastes mecânicos e apresenta razoável segurança contra incêndios e descargas atmosféricas. Por outro lado, o concreto apresenta desvantagens como: baixa resistência à tração, fragilidade, altamente fissurável, peso próprio elevado, custo adicional de fôrmas para moldagem, dentre outros (PINHEIRO *et al.* 2004).

Quando se diz concreto armado, se refere à existência do concreto com uma armadura de aço objetivando combater os esforços de tração aos quais o concreto unicamente não é capaz de resistir. Esse fato é atribuído, como mencionado anteriormente, pelo material apresentar baixa resistência à tração. Com a união do concreto e da armadura necessária, e através da aderência entre esses dois materiais, se obtém o concreto armado (PINHEIRO *et al.* 2004).

O cimento Portland, responsável pela aglomeração dos elementos compositores do concreto, é comercializado comumente, dentre outras especificações, por sua resistência característica à compressão.

De modo simplificado, desconsiderando fatores como região, estoque de fábricas, validades e promoções de cada meio comercializador, quanto maior for a resistência do concreto à compressão (f_{ck}), mais elevado será seu custo. As resistências comerciais mais utilizadas são: C15, C20, C25, C30, C40 e C50, sendo

estas resistências à compressão características (em Megapascal) de: 15 MPa; 20 MPa; 25 MPa; 30 MPa; 40 MPa; 50 MPa, respectivamente.

Por fim, a composição de cada cimento, ou seja, a proporção de cimento para adições, define o tipo do cimento (PORTO, 2015). Basicamente, apresentam-se: CP I; CP II; CP III; CP IV e CP V-ARI. Para o presente trabalho, com o intuito de seguir o escopo do presente trabalho, sendo este destinadas a otimizar estruturas de pequeno e médio porte, optou-se por utilizar concretos com resistência característica à compressão máxima de 50 MPa (C50).

O aço estrutural galvanizado usado comumente na construção civil, apresenta teores de carbono entre 0,18% e 0,25%, e é comercializado principalmente por sua resistência ao escoamento (f_{yk}) e diâmetro comercial.

A resistência ao escoamento é fator determinante para o dimensionamento de estruturas. Os aços estruturais comerciais mais comuns são: CA-25, CA-50, CA-60, com as resistências ao escoamento característico de 250 MPa, 500 MPa e 600 MPa, respectivamente (PINHEIRO *et al.* 2004), sendo o mais utilizado atualmente o CA-50.

O aço estrutural é vendido por diâmetro comerciais (bitolas), sendo os diâmetros mais comuns: 5 mm; 6,3 mm; 8 mm; 10 mm; 12,5 mm; 16 mm; 20 mm; 25 mm; 32 mm, com comprimento de vergalhão máximo comercial de 12 m por vara. Comumente, quanto maior for a bitola (diâmetro) comercial, mais elevado será o custo, por apresentar maior volume de material, porém menor será o custo por peso (R\$/kg).

3.1 Fundamentos Teóricos de Vigas em Concreto Armado e Exigências Normativas

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante.” (NBR 6118 (ABNT, 2014), item 14.4.1.1). Elemento linear é aquele em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominado “barra” (PORTO, 2015).

Estes elementos estruturais são responsáveis por receber cargas oriundas de lajes, pilares, outras vigas e outros, transmitindo as solicitações para a infraestrutura responsável por recebe-las, como por exemplo, pilares, fundações rasas, fundações profundas ou até mesmo o próprio solo.

As vigas, de maneira geral, podem ser classificadas como vigas bi apoiadas e vigas contínuas (que ultrapassam um vão), e podem apresentar armaduras positivas e negativas, destinadas a combater os momentos atuantes (MONTROYA *et al.*, 1987).

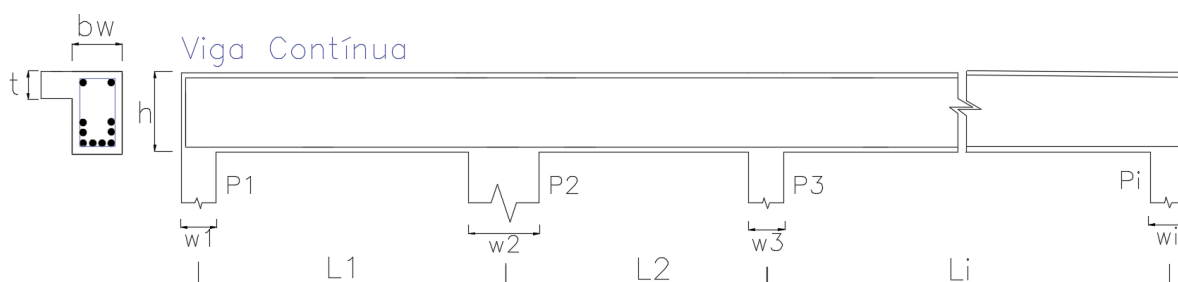


Figura 3.1 Modelo simplificado de viga contínua e suas dimensões básicas.

3.1.1 Durabilidade e cobrimento nominal

A durabilidade de vigas de concreto armado está diretamente relacionada com as características do concreto, a qualidade dos materiais utilizados para sua composição, e medidas relacionadas a proteção das armaduras longitudinais e transversais. Desta forma, o cobrimento nominal é fator decisivo para a durabilidade da estrutura (PORTO, 2015). Pode-se calcular o cobrimento nominal através de parâmetros normativos e utilizando a Classe de Agressividade Ambiental (CAA). A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 6.4.2 apresenta a Tabela 3.1 classes de agressividade ambiental.

Tabela 3.1 Classes de agressividade ambiental (CAA) NBR 6118 (ABNT, 2014)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Conhecendo a classe de agressividade do ambiente, a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 7.4.7.2, apresenta a Tabela 3.2, a fim de facilitar a determinação do cobrimento nominal, e leva em consideração nos dados de entrada o elemento estrutural a ser executado e a Classe de Agressividade Ambiental.

Tabela 3.2 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental (CAA) e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	CAA (Quadro 1.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30	40	50	
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

É válido salientar que a norma permite considerar uma CAA inferior ao apresentado pela região em que a edificação será executada, caso algumas especificações sejam atendidas, vide a própria norma. Esta mesma norma também permite definir cobrimentos diferentes dos calculados e dos tabelados (5mm a menos), caso exista um “controle rígido de qualidade” na execução da estrutura.

O cobrimento nominal é utilizado pelo modelo desenvolvido no presente trabalho no momento de definir a largura útil e obter o espaçamento entre bitolas na mesma camada.

3.1.2 Coeficientes de ponderação

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta os coeficientes de ponderação para o Estado Limite Último (ELU) em seu item 12.4.1, como pode ser observado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Valores dos coeficientes γ_c e γ_s NBR 6118 (ABNT, 2014).

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Neste mesmo item a norma comenta: “*Para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1*”.

No presente trabalho serão considerados os coeficientes de ponderação recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), como base para os cálculos de dimensionamento das vigas estudadas, desta forma adotou-se $\gamma_f = 1,4$.

3.1.3 Estado Limite Último (ELU)

Seguindo os preceitos da NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 17.2.2, para estruturas de concreto armado que sofrem solicitações, devem-se considerar algumas hipóteses básicas, como as de Bernoulli, admitindo que as extremidades permanecem planas após o início das deformações, até alcançar o ELU. Considera-se também a solidariedade perfeita do concreto com a armadura, desta forma a deformação longitudinal do aço e a do concreto, tanto na tração quanto na compressão, são consideradas idênticas.

A resistência a tração normal à seção de um elemento de concreto deve ser desconsiderada no ELU (resistência nula na tração resistida pelo concreto). Por último, as tensões na seção transversal de um elemento estrutural resultam no diagrama parábola-retângulo com tensão de pico de $0,85 * f_{cd}$. Como apresentado na Figura 3.2, o diagrama retangular simplificado permite trabalhar com profundidades y obtidas pela equação $y = \lambda * x$, sendo para concretos de classe até C50, $\lambda = 0,8$ (PINHEIRO *et al.* 2004).

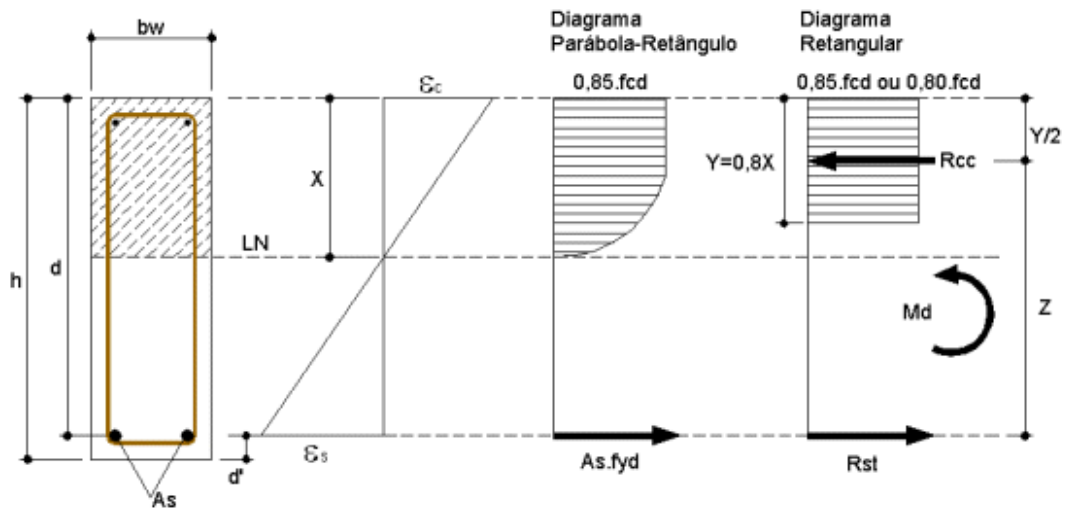


Figura 3.2 Comparação do Diagrama Parábola-Retângulo com o Diagrama Retangular simplificado.

3.1.3.1 Estádios de cálculo da seção crítica

Usualmente, para a determinação de alguns parâmetros de cálculo, como por exemplo o cálculo de flechas, faz-se necessário determinar o estágio de cálculo da seção crítica em que a estrutura de concreto se encontra.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), um elemento estrutural pode trabalhar nos estádios I e II. O estágio I representa um concreto não fissurado, onde concreto pode trabalhar tanto à tração quanto à compressão. Já o estágio II representa um concreto fissurado, sendo assim, é considerado a parcela comprimida no regime elástico e a parcela tracionada é completamente desprezada para efeitos cálculo.

Para identificar se o concreto se encontra no estágio I ou II, faz-se uma comparação do momento fletor de serviço (M_{serv}), com o momento fletor de fissuração (M_r), seguindo as condições apresentadas a seguir.

$$\begin{cases} M_{serv} < M_r \rightarrow \text{Estádio I} \\ M_{serv} > M_r \rightarrow \text{Estádio II} \end{cases} \quad (3.1)$$

Para o cálculo do momento fletor de serviço utilizou-se a Equação 3.2.

$$M_{serv} = M_g + \psi_2 * M_q \quad (3.2)$$

Onde ψ_2 pode ser determinado através da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), Tabela 3.4.

Segundo Porto (2015), quando não são disponibilizadas informações suficientes sobre os carregamentos oriundos das lajes, para o cálculo preciso dos momentos gerados pelas sobrecargas, sendo esta a ocorrência presente nos estudos de caso discutidos pelo presente trabalho, que por sua vez não considera as lajes no modelo de otimização, pode-se utilizar a simplificação apresentada a seguir.

M_g = momento total das cargas permanentes = 80% $M_{m\acute{a}x}$;

M_q = momento total das cargas acidentais = 20% $M_{m\acute{a}x}$.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.3.1, o momento de fissuração pode ser obtido através da Equação 3.3.

$$M_r = \alpha * f_{ct} * \frac{I_c}{y_t} \quad (3.3)$$

Onde:

α = fator que relaciona a resistência à tração para flexão com a resistência à tração direta. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se considerar o fator α pelas condições apresentadas a seguir.

- $\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T
- $\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido
- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares

Para uma seção retangular tem-se:

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (3.4)$$

$$I_c = b * \frac{h^3}{12} \quad (3.5)$$

Para definição do estágio que se encontra as estruturas de concreto armado analisadas pelo presente trabalho, utiliza-se a Equação 3.5.

3.1.3.2 *Armação da seção transversal*

Levando em consideração o escopo do presente trabalho, decidiu-se direcionar a criação das rotinas de programação a fim de calcularem solicitações de flexão simples exclusivamente. Porém, é válido salientar que a implementação de solicitações mais complexas se dá de maneira simplificada, levando em conta que a análise estrutural nessas condições já estaria resolvida através da utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) para a obtenção das mais diversas solicitações de carga que por ventura possam ser necessárias.

Para flexão simples, analisando os domínios de deformação apresentado no tópico anterior, não se considerou o dimensionamento no domínio 1, por apresentar seção exclusivamente tracionada. Semelhantemente, são descartados os dimensionamentos nos domínios 4 e 5, por apresentarem seção inteiramente comprimida.

Dimensiona-se, desta forma, para os domínios 2, 3 e 4, sendo que nos domínios 2 e 3 apresentam uma seção sub-armada, onde a armadura escoar antes da ruptura do concreto à compressão. O domínio 4, diferentemente dos domínios 2 e 3, apresenta uma seção super-armada, sendo este o caso onde o concreto alcança o encurtamento convencional de ruptura antes da armação escoar.

Existe também a possibilidade de a seção transversal estar normalmente armada, onde a altura da linha neutra encontrar-se no limite entre a seção sub-armada e super-armada, sendo esta altura exatamente no ponto x_{34} . Nesse último caso, ocorre o esmagamento convencional do concreto comprimido juntamente com a deformação de escoamento do aço (PINHEIRO *et al.* 2004). Esta é a região onde os materiais são utilizados na sua máxima capacidade e apresentando segurança no momento de ruptura, porém, não necessariamente tem-se a viga otimizada economicamente neste domínio.

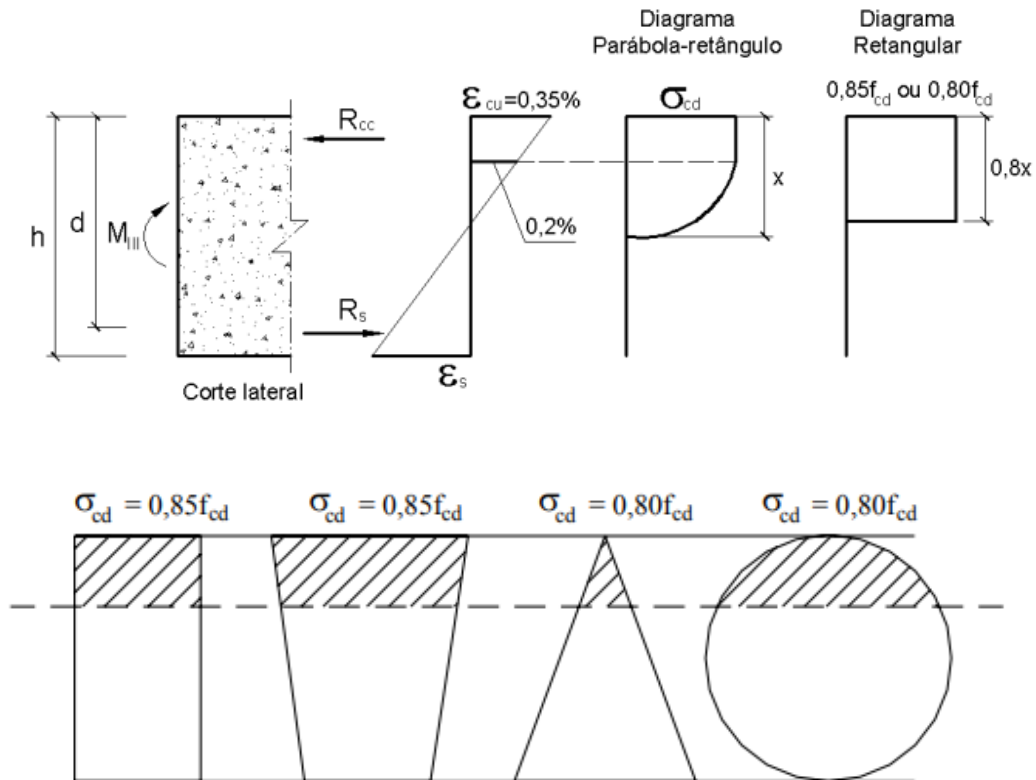


Figura 3.3 Diagrama retangular e suas variações, (PINHEIRO *et al.* 2004).

É importante considerar nas codificações realizadas no algoritmo do presente trabalho que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 17.2.3, é mais restritiva em relação às versões anteriores. A norma limita, para garantir boas condições de ductilidade e respeitando os limites da posição da linha neutra ($\beta_x = x/d$), e também para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, um $\beta_x \leq 0,45$, sendo essa limitação respeitada no desenvolvimento da metodologia do presente trabalho.

Além disso, no mesmo item a norma restringe: “Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido δM , deve ser limitada por:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$;
 - b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$.
- O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:
- a) $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
 - b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

Sendo estas condições atendidas no presente trabalho.

3.1.4 Limitação na geometria das vigas

Como a NBR 6118 (ABNT, 2014) não especifica altura mínima para vigas, foi utilizada a altura mínima de $h_{\min} = 25$ cm, como é recomendado por Bastos (2015).

Já para altura máxima foi considerada $h_{\max} = 100$ cm, que abrange a grande parte das vigas usualmente utilizadas em estruturas de pequeno e médio porte, necessitando apenas atenção ao dimensionar a armadura de costela quando $h > 60$ cm, como recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014), segundo seu item 17.3.5.2.3.

Para a largura mínima da seção transversal de concreto ($b_{w,\min}$) foi utilizada a relação de $0,40 \cdot h$, conforme o recomendado no item 15.10 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde comenta sobre a instabilidade lateral das vigas de concreto armado confeccionadas com b_w inferior ao valor mencionado. Entretanto, de acordo com o item 13.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a largura da seção transversal não deve ser inferior a 12 cm, salvo quando respeitadas as condições de alojamento das armaduras, lançamento e vibração do concreto. De acordo com a ABNT NBR 14931, pode-se reduzir esta largura mínima para um valor mínimo absoluto de 12 cm em casos especiais. No presente trabalho foi utilizado $b_{w,\min} = 15$ cm como o mínimo absoluto.

A largura máxima ($b_{w,\max}$) foi considerada 35 cm, pois como a norma em vigor não apresenta largura máxima estabelecida, e como o escopo do presente trabalho objetiva os dimensionamentos para vigas de pequeno e médio porte, 35 cm foi considerado um valor limite aceitável para vigas sob a ótica das boas práticas da construção civil. Porém, caso seja necessário alterar os limites, o algoritmo permite mudanças de limites máximos e mínimos de maneira prática e simplificada.

No caso de seção L e T, como não se realiza a otimização das lajes, somente das vigas, as medidas do b_f são proporcionais ao b_w , de modo que, como boa prática, adotou-se $b_f = 2,5 \cdot b_w$. Como h_f é uma medida arbitrária, sendo esta a espessura da laje propriamente dita, para os casos em estudo, adotou-se $h_f = 15$ cm. Porém, pode-se observar alguns limites de espessura de laje na NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.2.4.1, onde descreve as espessuras mínimas por situações diferenciadas. Nota-se que $h_f = 15$ cm é um valor que abrange obras de pequeno e médio porte padrão.

3.1.5 Prescrições normativas referente às armaduras longitudinais das vigas

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica alguns critérios a serem seguidos e são apresentados neste subcapítulo algumas limitações para projetos e métodos de cálculo.

3.1.5.1 Armação devido a flexão

Segundo Tepedino (1980), para o estudo das tensões no concreto armado através de uma seção transversal retangular e em condição de domínios comuns, pode-se utilizar o diagrama apresentado na Figura 3.4.

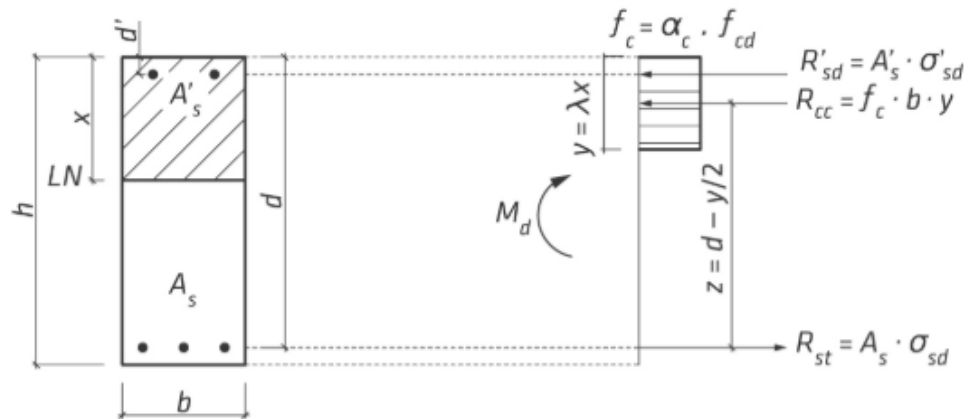


Figura 3.4 Diagrama para seção retangular.

$$f_c = \alpha_c * f_{cd} = \alpha_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.6)$$

$\gamma_c = 1,4$, pode-se verificar no item 4.2;

$\alpha_c = 0,8$ para concretos de classe até C50.

Para obtenção da área de aço necessária para a armação, utilizam-se as Equações 3.7, 3.8 e 3.9.

$$A_s \geq A_{s1} + A_{s2} \quad (3.7)$$

$$A_{s1} = \frac{f_c * b * d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) \quad (3.8)$$

$$A_{s1} = \frac{f_c * b * d}{f_{yd}} \left(\frac{K - K'}{1 - \left(\frac{d'}{d}\right)} \right) \quad (3.9)$$

Já para alcançar os parâmetros K e K', pode-se seguir a marcha de cálculo a seguir.

$$K = \frac{M_d}{f_c * b * d^2} = \frac{1,4M}{f_c * b * d^2} \quad (3.10)$$

Para se obter o K', sendo esse fator o responsável pelo resultado das duas parcelas de armadura longitudinal A_{s1} e A_{s2} , deve-se primeiramente encontrar os valores de K_L como segue.

$$K_L = K'_L = \alpha_L \left(1 - \frac{\alpha_L}{2} \right) \quad (3.11)$$

Onde:

$$\alpha_L = \left(\frac{y}{d} \right)_L = \lambda \left(\frac{x}{d} \right)_L \quad (3.12)$$

Como já foi comentado no item 1, seguindo o escopo do presente trabalho que abrange concretos de classe até C50, tem-se $\lambda = 0,8$ e $x/d \leq 0,45$. A partir dos resultados obtidos pelas equações 3.12 e 3.13, pode-se estipular K' a partir das condições apresentadas a seguir.

$$\begin{cases} K \leq K_L \rightarrow K' = K \\ K > K_L \rightarrow K' = K_L \end{cases} \quad (3.13)$$

Usualmente utiliza-se para concretos de classe até C50 de resistência, $\alpha_L = 0,360$ e $K_L = 0,295$.

É válido ressaltar que para os casos em não que exista a parcela A_{s2} de cálculo, ou seja, caso $K' = K$, a parcela A_{s2} é imediatamente anulada. Nesse caso, segue-se com os cálculos de armadura simples. Caso $K' \neq K$, a parcela A_{s2} passa a existir e deve-se calcular armadura de compressão (armadura dupla). Para isso, faz-se necessário o cálculo do nível da tensão na armadura comprimida (ϕ), sendo esse nível de tensão o próprio coeficiente de majoração por trazer como restrição valores menores ou iguais a 1.

$$\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{x}{d}\right)_L - \left(\frac{\sigma'}{\sigma}\right)}{\left(\frac{x}{d}\right)_L} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s}{f_{yd}} \leq 1 \quad (3.14)$$

Pode-se definir a armadura de compressão aplicando-se o coeficiente majorador como sendo o nível de tensão na armadura comprimida calculada pela Equação 3.15.

$$A'_s = \frac{A_{s2}}{\phi} \quad (3.15)$$

4.7.3 Espaçamentos mínimos entre bitolas

No que diz respeito aos espaçamentos mínimos necessários, a NBR 6118 (ABNT, 2014) discute no item 18.3.2.2, onde apresenta os espaçamentos mínimos, tanto horizontal (α_h) quanto vertical (α_v). Ambos os espaçamentos devem ser o maior dentre as três condições especificadas nas Equações 3.16 e 3.17.

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{barra}, \varphi_{feixe}, \varphi_{luva} \\ 1,2d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{barra}, \varphi_{feixe}, \varphi_{luva} \\ 0,5d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (3.17)$$

$$\phi_{feixe} = \phi_n = \phi_f \sqrt{n} \quad (3.18)$$

Pode-se calcular a largura útil ($b_{\acute{u}til}$) para que se possa distribuir a armação na seção da viga corretamente.

$$b_{\acute{u}til} = b_w - (c_{nom} + \varphi_t) \quad (3.19)$$

Consegue-se o número máximo de bitolas que podem ser distribuídas por camada arredondando-se os valores fracionados obtidos. Esse número pode ser calculado através da Equação 3.20. Esses valores são obtidos pelo algoritmo desenvolvido no presente trabalho, especificamente na parte de geração automática de armação longitudinal.

$$n_{\phi/amada} \leq \frac{a_h + b_{\acute{u}til}}{a_h + \phi_L} \quad (3.20)$$

3.1.5.2 Armadura longitudinal mínima e máxima de tração

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.3.5.2.1, a armadura mínima de tração deve ser suficiente para atender o momento fletor mínimo de tração, sendo esse obtido pela Equação 3.21.

$$M_{d,min} = 0,8 * W_0 * f_{ctk,sup} \quad (3.21)$$

Através da equação 3.28 chega-se na Tabela 3.4, apresentada também pela NBR 6118 (ABNT, 2014), facilitando o cálculo e obtendo o coeficiente ρ_{min} , aplicando-o na Equação 3.28. Para a metodologia desenvolvida no presente trabalho, o ρ_{min} é calculado em expressão matemática ao invés de se utilizar a tabela com valores pré-determinados disponibilizados pela norma.

$$A_{s,s,mín} = \rho_{mín} * A_c \quad (3.22)$$

Tabela 3.4 Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas, NBR 6118 (ABNT, 2014).

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

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

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 17.3.5.2.4 explica que, para peças de concreto armado, deve ser respeitado um limite máximo de 4% da sua seção transversal de concreto. Esse limite considera a soma da armadura de tração, da armadura de compressão, e também quaisquer armaduras longitudinais, como a armadura de pele. Desta forma, restringe-se os cálculos como demonstrado pela Equação 3.23.

$$A_{s,máx} = 4\%A_c \quad (3.23)$$

3.1.5.3 Centro de gravidade das armaduras longitudinais positivas (d')

As normas regulamentadoras permitem que se aloquem múltiplas camadas de armadura, com diversas bitolas, a fim de alcançar o A_s necessário para o dimensionamento da seção transversal crítica calculada. A obtenção do CG da armadura longitudinal é dada pela Equação 3.24:

$$d' = \frac{\sum_{i=1}^n CG_i * n_{\phi_i}}{\sum n_{\phi_i}} \quad (3.24)$$

Com a Equação 3.24, obtém-se o d' da armadura. Porém, a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 17.2.4.1 recomenda: “Os esforços nas armaduras podem ser considerados concentrados no centro de gravidade correspondente, se a distância deste centro de gravidade ao centro da armadura mais afastada, medida normalmente à linha neutra, for menor que 10 % de h .”. Desta forma, a diferença entre o início das armações até o CG da armadura deve ser, obrigatoriamente, menor que 10% de h (vide Figura 3.5). Sendo esta limitação considerada no algoritmo desenvolvido pelo presente trabalho. Mais especificamente na função de restrições do algoritmo otimizador.

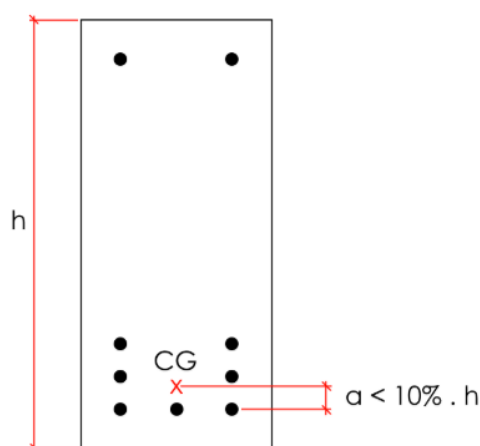


Figura 3.5 Centro de gravidade das armaduras longitudinais de tração.

3.1.5.4 Armadura de pele

De acordo com o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as armaduras de pele (ou armadura lateral) são necessárias no controle da abertura excessiva de fissuras na região de tração da viga, evitando assim fissurações acima das permitidas por norma. A locação da armadura de pele só é exigida para vigas de altura (h) maior que 60 cm. Essa armadura é calculada separadamente das armações de tração, e devem ser compostas por barras de aço de no mínimo CA-50.

$$A_{s,pele,mín} = 0,10\%A_{c,alma} \quad (3.25)$$

É válido ressaltar que a área apresentada pela Equação 3.25, representa a armação referente a somente uma das faces da alma. Sendo assim, a armação de se repetir com a mesma taxa de armação para a face oposta.

Já o espaçamento mínimo vertical deve respeitar a menor das possibilidades apresentadas pela Equação 3.26.

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ d/3 \\ 15\phi_L \end{cases} \quad (3.26)$$

A consideração da armadura de pele foi implementada no algoritmo desenvolvido pelo presente trabalho, especificamente na função objetivo.

3.1.6 Prescrições normativas referentes às armaduras transversais das vigas

É de conhecimento geral que o concreto não resiste bem à esforços de tração, desta forma, para concreto armado, o processo de fissuração é inevitável (PORTO, 2015). Considerando somente a flexão simples e objetivando identificar a origem da condição de fissuração, especificamente analisando o terço médio do vão, as fissuras são consideradas verticais, já que nessa região é onde se predominam usualmente os maiores esforços de momento fletor. Todavia, as fissuras inclinadas são causadas majoritariamente pelos esforços cisalhantes, tendo a tensão cisalhante obtida através da Equação 3.27 (PORTO, 2015).

$$\tau = \frac{V * Q}{b_w * I} \quad (3.27)$$

Segundo Porto (2015), no início do século passado, Ritter e Morsch desenvolveram um modelo de treliça que simula os esforços internos em uma viga. Morsch concluiu que uma viga retangular, bi apoiada, com carga distribuída uniformemente, após sofrer o processo de fissuração, se comportava analogamente a uma treliça.

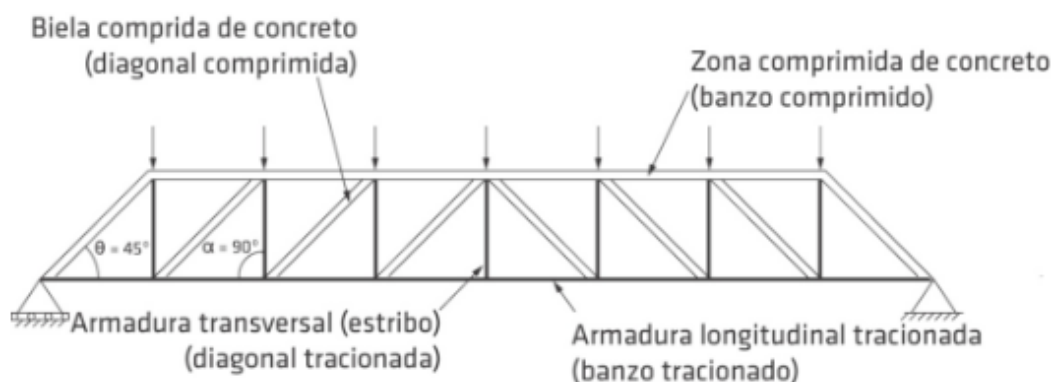


Figura 3.6 Analogia de Ritter-Mörsch (PORTO, 2015).

Analisando a Figura 3.6, observa-se a analogia entre os componentes do elemento estrutural de concreto armado (viga) e a treliça de Mörsch. Um exemplo coerente seria considerar o concreto e a armadura de compressão superior (quando existente) representando o banzo superior, a armadura tracionada representando o banzo inferior, as armaduras transversais de cisalhamento, representadas pelas diagonais tracionadas, juntamente com as bielas comprimidas de concreto entre as fissuras, são representadas pelas diagonais comprimidas.

O modelo de treliça apresentado por Ritter-Mörsch delimita os limites geométricos que devem ser seguidos, principalmente considerando as fissuras e as bielas comprimidas com inclinação θ a 45° e as armaduras de cisalhamento possuindo inclinação α entre 45° e 90° .

Com base nos ensaios realizados para a verificação do modelo, observou-se que existiam imperfeições na analogia apresentada por Ritter-Mörsch. As fissuras apresentam inclinação inferior a 45° , os banzos não são paralelos e a treliça é hiperestática, com engastamento das bielas e no banzo comprimido, demonstrando que algumas correções devem ser feitas para que esse modelo possa ser utilizado. Desta forma, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta os modelos de cálculo I e II (PORTO, 2015).

3.1.6.1 *Armação devido ao esforço cortante*

Para o dimensionamento de uma viga ao esforço cortante, a NBR 6118 (ABNT, 2014) faz menção a dois modelos de cálculos, modelo I e modelo II. Segundo Bastos (2015), no modelo I a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 17.4.2.2, adota-se a treliça clássica de Ritter-Mörsch, adaptada ao ângulo de 45° entre as diagonais

comprimidas de concreto (bielas de compressão) e o eixo longitudinal do elemento estrutural. A parcela complementar (V_c) tem valor constante, independentemente da força solicitante (V_{sd}). Já para o modelo II, a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 17.4.2.3, adota a treliça generalizada e admite que o ângulo de inclinação das diagonais de compressão varia livremente entre 30° e 45° , assim a parcela complementar V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} .

No presente trabalho adotou-se a metodologia de cálculo proposta no modelo I. Para a classe de resistência do concreto até C50 tem-se o conjunto de Equações 3.28:

$$\begin{aligned}
 V_{sd} &\leq V_{rd2} & V_{Rd2} &= 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \\
 V_c &= \frac{0,6 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d}{1,4} & V_{rd3} &= V_{sw} + V_c \\
 V_{sw} &= V_{sd} - V_c & \frac{A_{s,w}}{s} &= \frac{V_{wd}}{39,2 \cdot d} \quad (3.28)
 \end{aligned}$$

As Equações 3.35 são válidas para estribo a 90° e aço CA-50 ou CA-60, e são consideradas na metodologia através das funções de armação longitudinal, função de restrições para os espaçamentos mínimos entre estribos e também através da função objetivo.

3.1.6.2 Armadura transversal mínima e máxima e limites de espaçamentos

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 18.3.3.2, declara que o diâmetro mínimo dos estribos é obtido por:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \geq 5 \text{ mm} \\ \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \end{array} \right. \quad (3.29)$$

Considera limitações como: para barras lisas o diâmetro não deve ser superior a 12 mm e para diâmetros mínimos em estribo de tela soldada ϕ_t deve ser no mínimo de 4,2 mm.

Levando em consideração os espaçamentos necessários, segundo a norma vigente, devem ser limitados para que se viabilize a utilização de vibradores, sendo estipulados por norma as seguintes condições:

$$\begin{cases} \text{se } \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} \leq 0,67 \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0,6d \leq 300mm \\ \text{se } \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} > 0,67 \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0,3d \leq 200mm \end{cases} \quad (3.30)$$

Os limites de espaçamento e de bitolas máximas e mínimas são considerados pela metodologia do presente trabalho através da função de geração de bitolas transversais e pela função de restrições.

3.1.7 Estado Limite de Serviço (ELS)

Diferentemente das verificações relacionadas ao Estado Limite Último (ELU), os Estados Limites de Serviço (ELS) são os critérios de segurança e usabilidade que consideram o conforto do usuário, durabilidade da estrutura, aparência estrutural e a correta utilização dos espaços e suas respectivas cargas acidentais e permanentes.

Os ELS estudados e utilizados para o desenvolvimento da metodologia do presente trabalho foram: estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W) e estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF). Os estados limites de estado-limite de descompressão (ELS-D), o estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE), estão relacionados ao concreto protendido, o que foge do escopo do presente trabalho.

3.1.7.1 Controle de flecha (ELS-DEF)

Nos modelos de cálculo de flecha, usualmente realiza-se o procedimento para o cálculo em elementos de lajes. Porém, como é importante garantir o controle de deflexão nas estruturas e visando alcançar uma metodologia mais realista e usual, facilitando assim futuras alterações e melhorias, decidiu-se implementar o cálculo de flecha máxima nas vigas otimizadas, evitando resultados ótimos de vigas que estejam sujeitas à flechas excessivas, como pode ser observada na Figura 3.7.

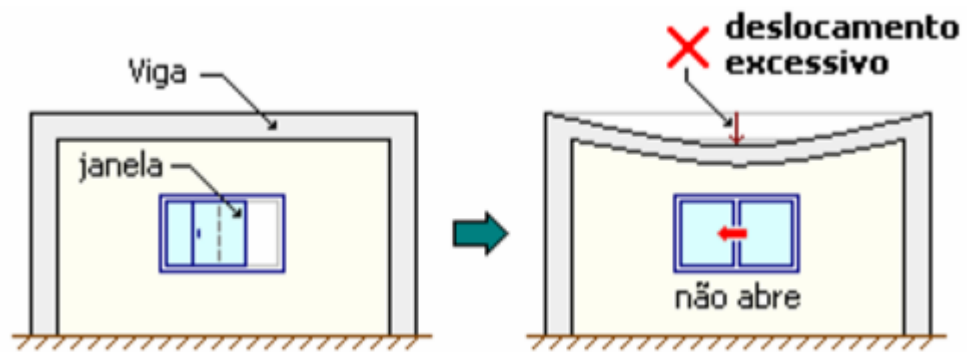


Figura 3.7. Deslocamento excessivo de uma viga.

No instante em que as primeiras cargas são aplicadas, obtém-se uma flecha inicial, ou flecha imediata (f_i). A flecha inicial é obtida para lajes armadas em uma direção, pelas mesmas equações que se obtém a flecha para vigas, por consequência das características comuns a estes dois elementos estruturais (BRANSONS, 1966).

O cálculo da flecha imediata em vigas é baseado no cálculo de rigidez equivalente, que se utiliza das formulações apresentadas por Bransons (1966).

$$f_i = \frac{p_i \cdot L^4}{384(EI)_{eq}} K \quad (3.31)$$

$$K = 5 \rightarrow \text{apoiada} - \text{apoiada}$$

$$K = 2 \rightarrow \text{apoiada} - \text{engastada}$$

$$K = 1 \rightarrow \text{engastada} - \text{engastada} \quad (3.32)$$

$$p_i = g + \psi_2 * q \quad (3.33)$$

Onde p , g , ψ_2 e q são cargas aplicadas, carregamento permanente, coeficiente majorador normativo e carga acidental aplicada na estrutura respectivamente

Já para o cálculo da rigidez equivalente $(EI)_{eq}$, deve-se inicialmente definir em qual estágio de seção crítica se encontra a estrutura e então utiliza-se as equações apresentadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.3.2.1.1.

Para o estágio I tem-se:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot I_c \quad (3.34)$$

Para o estágio II tem-se:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (3.35)$$

Seguindo os preceitos apresentados pelo item 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as equações apresentadas em seguida se aplicam para concretos de massa específica usual, sendo assim, em estado seco, para os que apresentam massa específica entre 2000kg/m³ e 2800 kg/m³. Quando a massa específica não é conhecida, pode-se adotar $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ (PORTO, 2015).

Já o módulo de elasticidade (E_{ci}) pode ser obtido através ensaios recomendados pela norma NBR 8522-2008c. Esta norma considera o módulo de deformação tangente inicial obtido aos 28 dias. O valor do módulo de elasticidade pode ser estimado pelas equações 3.43 e 3.44.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.36)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.37)$$

Para concretos de classe de resistência até C50:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.38)$$

Onde:

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_e = 0,9$ para calcário;

$\alpha_e = 0,7$ para arenito;

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;

E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa) pelas equações 3.46 e 3.47.

Através da flecha inicial, pode-se determinar a flecha final, sendo esse dado considerado, para efeito de cálculo, como flecha de cálculo. A flecha final ocorre quando, após o elemento estrutural solicitado às cargas de projeto por longo período

de tempo, apresenta o deslocamento máximo. Para fins de cálculo, o período é considerado para intervalos maiores que 70 meses (PORTO, 2015).

$$f_{t=\infty} = f_i(1 + \alpha_f) \quad (3.39)$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (3.40)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \quad (3.41)$$

Para determinar o coeficiente ξ em função do tempo de maneira facilitada, pode-se também utilizar a Tabela 3.5, disponibilizada pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 3.5. Valores do coeficiente ξ em função do tempo. NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Com o cálculo da flecha final, realiza-se a verificação, comparando o resultado obtido com a flecha admissível. A flecha admissível leva em consideração os deslocamentos limite estabelecidos por norma através da Tabela 3.6, que pode ser encontrada no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A função de determinação das flechas foi implementada na metodologia desenvolvida pelo presente trabalho, considerando o limite calculado com a Equação 3.41 na função de restrições.

Tabela 3.6. Limites para deslocamentos. NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	ℓ/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	ℓ/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	ℓ/250 ^a
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	ℓ/350+ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	ℓ/600
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento		De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	ℓ/500 ^c e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	ℓ/250 ^c e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1\ 700$ e $H_i/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	ℓ/400 ^g e 15 mm

É possível que se estipule uma contra flecha a fim de combater os deslocamentos excessivos. Pode-se considerar o cálculo de uma contra flecha máxima estipulada pela Equação 3.42, porém, não foi considerado esse artifício na metodologia do presente trabalho.

$$CF_{m\acute{a}x} = \frac{L}{350} \quad (3.42)$$

Onde $CF_{m\acute{a}x}$ representa a contra-flecha máxima permitida por vão.

3.1.7.2 Controle de fissuração nas vigas (ELS-F e ELS-W)

O estudo de controle de fissuração, segundo a NBR6118-2014 em seu item 13.4, apresenta informações importantes sobre a falta de resistência do concreto, considerando os esforços de tração existentes nas regiões mais solicitadas da viga. Segundo Porto (2015), o aparecimento de fissuras em vigas é inevitável, sendo assim,

deve-se tomar cuidados especiais para que a formação de fissuras não se apresente de maneira excessiva. Usualmente, as fissuras que são observadas em elementos de concreto armado (vide Figura 3.8), são causadas normalmente devido a reologia do concreto fresco (retração do concreto pelo processo de cura) ou devido a tensões geradas por solicitações impostas à estrutura. Na primeira hipótese deve-se adotar medidas no que tange a tecnologia do concreto, a fim de se garantir a retração controlada. Já o aparecimento de fissuras devido a tensões internas geradas por solicitações impostas, deve-se realizar o processo de dimensionamento corretamente das armaduras transversais e longitudinais.



Figura 3.8 Fissuração em viga de concreto armado (LEONHARDT e MONNING, 1982).

3.1.7.3 *Aceitabilidade sensorial e utilização*

O controle de fissuração, levando em conta a aceitabilidade sensorial, deve evitar a adoção de fissuras que causem desconforto psicológico e/ou sentimento de alarme nos usuários (PORTO, 2015).

Tendo em vista a correta durabilidade da estrutura, a abertura de fissuras deve ser controlada para garantir a estanqueidade que o concreto exerce sobre a armação interna. Dependendo do tipo de estrutura (sacadas, caixas d'água, varandas), o limite de abertura de fissuras deve ser reduzido para se evitar a percolação da água e consequentemente o comprometimento das armaduras.

3.1.7.4 *Controle das armaduras quanto a fissuração*

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 13.4.2, a abertura característica de fissuras (w_k) não deve ultrapassar a faixa entre 0,2 mm até 0,4 mm. Estando a estrutura sob as combinações de carregamento mais frequentes, os carregamentos devem gerar fissuras dentro do limite pré-estabelecido. A fissuração, dentro dos

limites permitido por norma, não acarretará em grande impacto na corrosão da armadura passiva.

Na Tabela 3.7, pode-se observar os limites de abertura, levando em conta os fatores principais que levam à corrosão das armaduras, sendo eles: cobertura nominal do concreto, permeabilidade do concreto e características das fissurações como: abertura das fissuras, extensão das fissurações, profundidade das fissuras e frequência em que as fissuras permanecem abertas ou trabalhando.

Tabela 3.7 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental, NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

Para as armaduras longitudinais, deve-se verificar o controle de fissuração. A área de concreto de envolvimento (A_{cri}) deve possuir lados com distâncias máximas de $7,5 \times \phi_i$, medidas a partir do eixo da barra em questão (PORTO, 2015), como pode ser observado através da Figura 3.9.

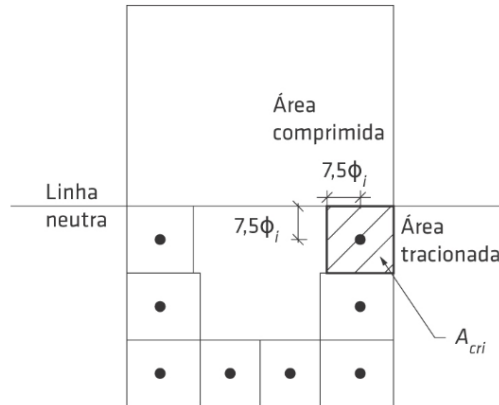


Figura 3.9 Concreto de envolvimento da armadura, adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo o item 17.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para encontrar o valor máximo de abertura característica de fissuras (w_k) referente a cada região de A_{cri} , deve-se considerar o menor dos valores obtidos através das Equações 3.43 e 3.44.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} \quad (3.43)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (3.44)$$

Sendo w_k , σ_{si} , $f_{ct,m}$, ρ_{ri} , E_{si} e ϕ a abertura de fissuras, a tensão de tração no CG da armadura, a resistência média à tração, taxa de armadura aderente e módulo de elasticidade secante e o diâmetro da barra respectivamente.

E segundo o item 8.3.2, a NBR 6118 (ABNT, 2014) comenta: “Para os efeitos desta Norma, a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente η_1 ”. Os valores de η_1 podem ser obtidos através da Tabela 3.8.

Tabela 3.8. Valores do coeficiente de aderência η_1 , NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Para concretos de classes de resistência até C50 tem-se a Equação 3.45.

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3.45)$$

Segundo Tepedino (1980), a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada (σ_{si}), calculada no estágio II, pode ser obtida através da Equação 3.46.

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{\gamma_f} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.46)$$

Para o cálculo da taxa de armadura passiva ou ativa aderente (ρ_{ri}), a qual está diretamente relacionada a região de envolvimento da armadura (A_{cri}), utiliza-se a Equação 3.47.

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \quad (3.47)$$

Após os cálculos das áreas de envolvimento de cada barra tracionada (A_{cri}) e das taxas de armadura (ρ_{ri}), calcula-se a área total da fissuração e a taxa total de armadura através das Equações 3.48 , 3.49 e 3.50.

$$A_{cr} = \sum A_{cri} \quad (3.48)$$

$$\rho_r = \sum \rho_{ri} = \frac{A_{s,ef}}{A_{cr}} \quad (3.49)$$

$$\rho_{r,calc} = \frac{A_{s,calc}}{A_{cr}} \quad (3.50)$$

$\rho_{r,calc}$ = taxa de armadura passiva ou ativa aderente calculada;

$A_{s,calc}$ = armadura de tração calculada;

A_{cr} = área total do concreto de envolvimento das armaduras.

Todos os códigos computacionais para a obtenção dos limites de fissuração foram desenvolvidos através da metodologia do presente trabalho. O controle de fissuração é verificado através de uma função de restrições de projeto no dimensionamento ótimo que se propõe.

4 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE OTIMIZAÇÃO

Os métodos de otimização são técnicas numéricas utilizados na resolução de diversos problemas da engenharia que consistem em maximizar ou minimizar uma função objetivo através de um sistema de escolhas sistematizado, selecionando parâmetros que podem ser alterados arbitrariamente as variáveis de projeto que possibilitem melhorar os resultados obtidos, respeitando um dado domínio de possibilidades viáveis.

De acordo com as variáveis de projeto escolhidas para melhoria do projeto, os métodos de otimização podem ser classificados em três diferentes tipos, sendo estes: quanto a forma; quanto a topologia e quanto as dimensões principais (VÉLEZ, 2015).

Na otimização topologia, busca-se a disposição e quantidade ótima dos elementos estruturais que formam uma estrutura, como pode ser observado através da Figura 4.1, que apresenta um modelo de bielas e tirantes proposto para concreto armado, onde a estrutura se comportaria como uma treliça e partes da região de concreto pode ser retirada sem comprometimento da resistência final.

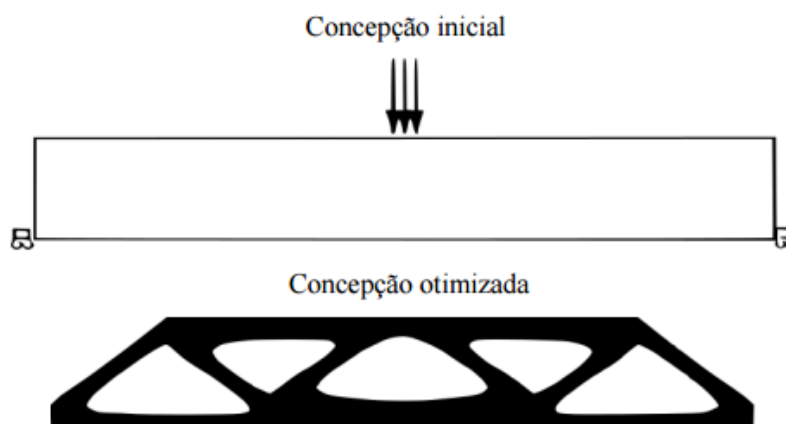


Figura 4.1 Exemplo de otimização topológica (CHRISTENSEN E KLARBLING, 2009).

Para os modelos de otimização quanto a forma, são consideradas algumas coordenadas que alteram a forma da estrutura, sem a retirada de barras, de maneira a melhorar características importantes da estrutura.

Já a otimização dimensional considera a variação das dimensões principais para melhorar o projeto, como a Figura 4.2 apresenta uma alteração nos diâmetros das barras de uma viga de concreto armado, a fim de combater um dado momento fletor solicitante.

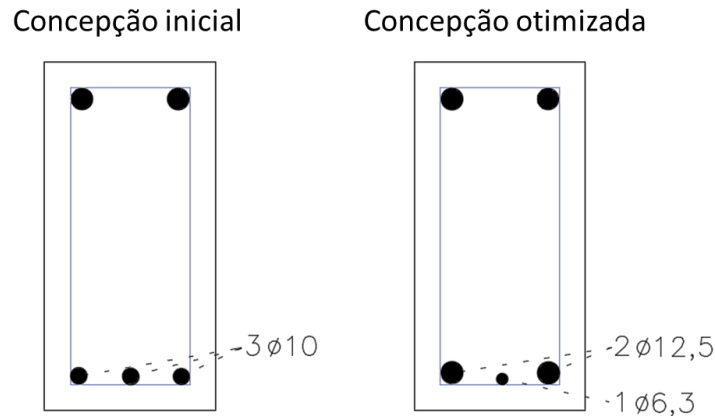


Figura 4.2 Exemplo de otimização dimensional.

Por outro lado, de acordo com a técnica numérica utilizada, os métodos de otimização podem ser classificados em: métodos determinísticos, métodos enumerativos e métodos estocásticos.

Os métodos determinísticos são considerados os métodos que se utilizam os gradientes das funções envolvidas na modelagem matemática do problema de otimização e realizam a procura pelos valores extremos. Uma desvantagem desses métodos é a possibilidade de encontrar um extremo local em vez de extremo global. Outra desvantagem dos métodos determinísticos é sua incapacidade de lidar com problemas que apresentam descontinuidades.

Em contrapartida, os métodos enumerativos são métodos mais simples de serem aplicados. Eles são métodos bastante difundidos se tratando de otimização estrutural. Esses métodos procuram todas as combinações em um intervalo finito de soluções ou em um espaço contínuo e discreto. Além disso, os métodos enumerativos são mais indicados para problemas de dimensões (seja de física e número de variáveis de projeto) reduzidas, e são aceitáveis quando se dispõe de tempo computacional irrestrito.

Já nos métodos estocásticos, as escolhas são tomadas de forma sistematicamente aleatória. Desta forma, é usual alcançar resultados diferentes se aplicados diversas vezes ao mesmo problema. Os algoritmos evolucionistas são métodos de otimização estocásticos, que procuram imitar o processo de evolução biológica ou comportamento social de algumas espécies. As espécies com melhor aptidão evoluem e ultrapassam as outras através de aprendizagem, adaptação e evolução biológica (BEHERA *et al.* 2015). Dentro dos métodos estocásticos se

encontram métodos como: Enxame de Abelhas, Colônia de Formigas e Algoritmos Genéticos (AGs).

4.1 CARACTERÍSTICAS DOS ALGORITMOS GENÉTICOS

Algoritmos Genéticos (AG) utilizam técnicas de busca baseadas no mecanismo de seleção natural estudado por Darwin (SAAD *et al.* 2012), que foram adaptadas em um modelo de otimização proposto por Holland (1975).

O algoritmo começa com a geração de uma população inicial arbitrária de cromossomos, no qual cada cromossomo representa um candidato a solução do problema. Os candidatos são avaliados por uma função de aptidão (função *fitness*).

A cada iteração nos AGs, os candidatos à solução são melhorados através de três operadores de evolução, sendo estes: seleção, cruzamento e mutação. A aplicação dessas três operações básicas define novas populações, com melhores características ou aptidões e que se aproximam cada vez mais do resultado ótimo.

No processo de otimização, o algoritmo que simula a seleção natural é recursivamente repetido, por diversas gerações, até alcançar a tolerância pré-determinada, então o algoritmo finaliza seu processo fornecendo a solução ótima para o problema proposto (MINGQI and XING, 2010).

Algumas definições fundamentais dos AGs são apresentadas a seguir.

O cromossomo é o parâmetro computacional que representa um candidato à solução. Para o presente trabalho são representados por vigas de concreto armado (cromossomos, sendo valores particulares das variáveis de projeto). Os genes de um cromossomo estão associados a cada uma das variáveis de projeto e representam as características morfológicas do cromossomo. Para o presente trabalho foram consideradas as variáveis de projeto: largura e altura da viga, resistência característica do concreto e taxa de armadura longitudinal. Esses valores geralmente são guardados em um vetor de números inteiros (GOVANINDARAJ e RAMASAMY, 2005).

População é um conjunto arbitrário de cromossomos, ou seja, um conjunto de candidatos à solução. O tamanho da população é preestabelecido nas definições iniciais do problema. Uma população pequena pode gerar soluções ótimas locais em vez de globais, já em populações grandes necessita-se da disponibilidade de maiores

recursos computacionais (LINDEN, 2012). Para o presente trabalho foi utilizada a população de 100 cromossomos.

Aptidão (*fitness*) é um parâmetro que indica o quanto os candidatos à solução (cromossomos) estão aptos para a realização do processo de cruzamento. Desta forma, os cromossomos mais aptos são privilegiados durante as etapas de cruzamento, buscando manter as características desses indivíduos pelas próximas gerações (GOVANINDARAJ e RAMASAMY, 2005).

A cada iteração do AG se define uma nova geração. Para gerar a nova população o algoritmo realiza o processo de cruzamento, trocando genes de dois cromossomos e gerando novos indivíduos (HOLLAND, 1975).

A taxa de cruzamento é a chance que o cromossomo tem de realizar o cruzamento. Caso a taxa de cruzamento seja baixa, o tempo de convergência tende a aumentar. E caso a taxa de cruzamento seja alta, pode ocorrer a perda de indivíduos com alta aptidão ao sucesso. Para problemas de estruturas, a taxa de cruzamento que geralmente é utilizada na calibração dos AGs varia entre 40% e 95% (SILVA, 2011).

A mutação acontece quando se altera aleatoriamente um gene de um cromossomo. Essa característica garante maior diversidade nas populações, aumentando consideravelmente a chance de alcançar a solução do problema mais rapidamente. A taxa de mutação indica a chance de um cromossomo sofrer o processo de mutação. (SILVA, 2011). Para o presente trabalho a taxa de mutação adotada foi de 5%.

Existem diversos métodos para selecionar quais cromossomos realizarão o cruzamento, alguns exemplos são: seleção por roleta, seleção Boltzmann, seleção por campeonato, seleção por classificação, seleção por estado estacionário, dentre outros (SILVA, 2011).

A fim de evitar a perda dos cromossomos que se aproximam da solução ótima, os indivíduos com alta chance de sucesso são levados para a próxima geração sem que passem pelo processo de mutação ou pelo processo de cruzamento. Esta técnica previne a perda da melhor solução para a população em análise (SILVA, 2011). Para o presente trabalho o fator de elitismo foi de 37.

5 MODELAGEM DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

Nos problemas de otimização em geral procura-se minimizar uma função objetivo escolhida para representar quantitativamente a qualidade do projeto, o espaço das soluções viáveis está delimitado por restrições de igualdade e desigualdade, como matematicamente é apresentado a seguir.

Minimizar $f(\mathbf{X})$;
sujeito a :

$$g_i(\mathbf{X}) \leq 0 \quad (5.1)$$

$$h_j(\mathbf{X}) = 0 \quad (5.2)$$

Com: $\mathbf{X}^l < \mathbf{X} < \mathbf{X}^u$.

Sendo: $f(\mathbf{X})$ a função objetivo;

$g_i(\mathbf{X})$ = restrições de desigualdade;

$h_j(\mathbf{X})$ = restrições de igualdade;

$$\mathbf{X} = \{X_k\}, k = 1, 2, \dots, n \quad (5.3)$$

$$\mathbf{X}^l = \{X^l\} \quad (5.4)$$

$$\mathbf{X}^u = \{X^u\} \quad (5.5)$$

Onde \mathbf{X} , \mathbf{X}^l e \mathbf{X}^u são o vetor de variáveis de projeto, limite inferior da variável de projeto e limite superior da variável de projeto respectivamente.

No problema de dimensionamento ótimo de vigas contínuas que se propõe na presente dissertação objetiva-se definir vigas de concreto armado, de seção retangular ou seção T, de custo de fabricação mínimo, considerando características realistas de projetos usuais da atualidade.

O estudo abrange vigas contínuas, sendo capazes de apresentar um ou múltiplos vãos, podendo apresentar extremidades em balanço. A metodologia

apresenta função objetivo, variáveis de projeto e restrições de projeto como é explanado a seguir.

A função objetivo representa o custo total da viga, avaliado através dos volumes dos materiais utilizados, considerando as regiões armadas pelas armaduras longitudinais, a área de fôrma necessária e o volume de concreto necessário. Adicionalmente, considera-se também a classe de resistência e seções transversais das vigas geradas, o custo tende a variar.

As variáveis de projeto são valores que podem variar arbitrariamente na busca das soluções do problema. Para o presente trabalho as variáveis de projetos foram: largura da viga (b_w); altura da viga (h); armadura positiva (A_s); armadura negativa (A'_s); classe de resistência do concreto (f_{ck}).

Restrições de projeto são valores que podem variar para diferentes problemas. Essas restrições são consideradas a fim de se obter resultados dentro de limites pré-estabelecidos. As restrições de projeto consideradas para o presente trabalho estão baseadas no ELU e ELS, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

O esquema geral de solução do problema de otimização deste modelo está mostrado na Figura 5.1.

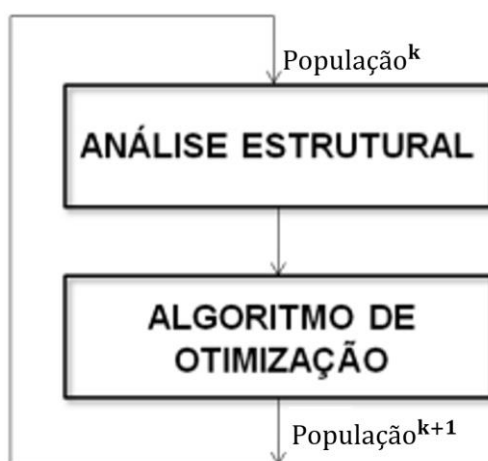


Figura 5.1. Esquema geral de otimização.

Para o presente trabalho, consideram-se cargas comumente presentes em estruturas de pequeno e médio porte, podendo ser: distribuídas retangulares, distribuídas triangulares e possíveis combinações. Pode-se apresentar também diferentes cargas para os diferentes vãos de uma mesma viga, tornando assim o processo de modelagem do problema mais próximo da realidade.

A metodologia foi desenvolvida integralmente na plataforma computacional *MATLAB*[®]. Foi escolhida essa plataforma por apresentar facilidade em sua sintaxe de programação, por apresentar vasta biblioteca de informações e por ser amplamente utilizada no meio acadêmico.

A metodologia desenvolvida apresenta diversos módulos computacionais de cálculo. Esses módulos são organizados em funções independentes, a fim de facilitar atualizações dos mesmos e implementações de novos módulos quando necessário.

Antes de iniciar o processo de otimização, definem-se também os limites superiores e inferiores das possibilidades de variação da seção transversal, banco de dados e f_{ck} a serem testados.

O processo de otimização parte de uma configuração arbitrária do problema estudado. Atribuem-se dados pré-estabelecidos ao sistema de otimização como: número de vãos da viga, sobrecargas nos vãos, características dos materiais utilizados (módulos de elasticidade, diâmetro máximo do agregado e tensão de escoamento do aço) e relações geométricas semelhantes as apresentadas nos fundamentos teóricos.

Com as características do problema pré-estabelecidas, realiza-se a função de criação de banco de dados (BD), levando em consideração os limites geométricos da seção $b_{w\text{máx}}$ e $h_{máx}$. Assim, geram-se todas as possibilidades de armação das vigas possíveis e que cumprem as exigências normativas locais.

Desta forma, o BD é criado considerando as restrições normativas de utilização das armações, são considerados os limites de espaçamentos mínimos horizontais e verticais, taxa máxima de armação e α . Essas resções são obedecidos através da função de de geração de banco de dados e posteriormente pela função de restrições.

Para o presente trabalho, o modelo da função de aptidão (*fitness*) utilizada foi a escala tipo rank, onde a pontuação bruta (*raw score*) é baseada no rank de cada indivíduo em vez da sua pontuação. O rank de um indivíduo é a sua posição no conjunto pontuação. O rank do indivíduo mais “apto” é 1, o subsequente mais “apto” é 2, e assim sucessivamente.

5.1 CONFIGURAÇÃO DO ALGORITMO GENÉTICO

A organização da população utilizada foi o vetor duplo (*double vector*), por apresentar facilidade em trabalhar com restrições inteiras e reais e o tipo de seleção

(*Selection*) utilizado foi o método “*stochastic uniform*”, o qual cria um vetor binário randômico para o cruzamento, como é apresentado a seguir.

$p1 = [a \ b \ c \ d \ e \ f \ g \ h]$

$p2 = [1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8]$

Random crossover vector = [1 1 0 0 1 0 0 0]

Novo indivíduo = [a b 3 4 e 6 7 8]

Desta maneira, o novo indivíduo gerado trás características do indivíduo p1 (a,b,c...) e p2 (1 2 3...).

A função Lagrangeana foi utilizada no processo de penalização (*penalty*). Esse “*solver*” apresenta duas opções:

- O fator de penalidade inicial deve ser maior ou igual a 1.
- O fator de penalidade (*penalty fator*) aumenta quando o problema apresenta dificuldades em encontrar soluções dentro das restrições a serem satisfeitas. Nesses casos o fator de penalidade deve ser maior ou igual a 1.

A calibração do algoritmo de otimização AG que apresentou resultados mais satisfatórios nos diversos testes realizados é mostrado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Configuração do Algoritmo Genético.

Configuração Algoritmo Genético	
<i>Tamanho da População</i>	100
<i>Máximo de Gerações</i>	150
<i>Elitismo</i>	37
<i>Fator de Cruzamento</i>	0,80
<i>StallGenLimit</i>	20
<i>Penalidade Inicial</i>	8
<i>Fator de Penalidade</i>	85
<i>TolFun</i>	10^{-4}
<i>TolCon</i>	10^{-4}

Os demais parâmetros utilizados foram os valores padrão (*default*) do AG do toolbox “Global Optimization” do MATLAB. Os critérios de parada foram: número máximo de gerações (150) alcançado; tolerância (10^{-4}) alcançada;

A cada iteração do processo de otimização, a metodologia aqui desenvolvida utiliza uma função de mapeamento, responsável por transformar as posições dos

vetores das variáveis discretas em seus respectivos valores reais que descrevem a configuração real da estrutura.

5.2 FLUXOGRAMA DE PROCESSO ITERATIVO DE OTIMIZAÇÃO

Inicia-se após a decodificação da seção transversal pela função de mapeamento, inicia-se a função de restrições, que através da função de análise são obtidos os esforços e deslocamentos da viga. É realizado o cálculo da armação longitudinal responsável por combater os esforços de flexão presentes na viga através da função de análise.

Após isso, nesta função, com as armaduras longitudinais definidas, é garantida a concordância com as normas através da verificação dos resultados obtidos pelas restrições de projeto, como será apresentado através do tópico Restrições de Projeto.

No cálculo da função objetivo definem-se os custos de confecção da viga gerada através do cálculo de custos, como: custos dos estribos e da armadura de costela (quando existente) e custo das armações longitudinais.

O processo iterativo é repetido para cada nova população gerada até que um dos critérios de parada seja alcançado.

O fluxograma que apresenta resumidamente a metodologia desenvolvida pelo presente trabalho pode ser observada através da Figura 5.2.

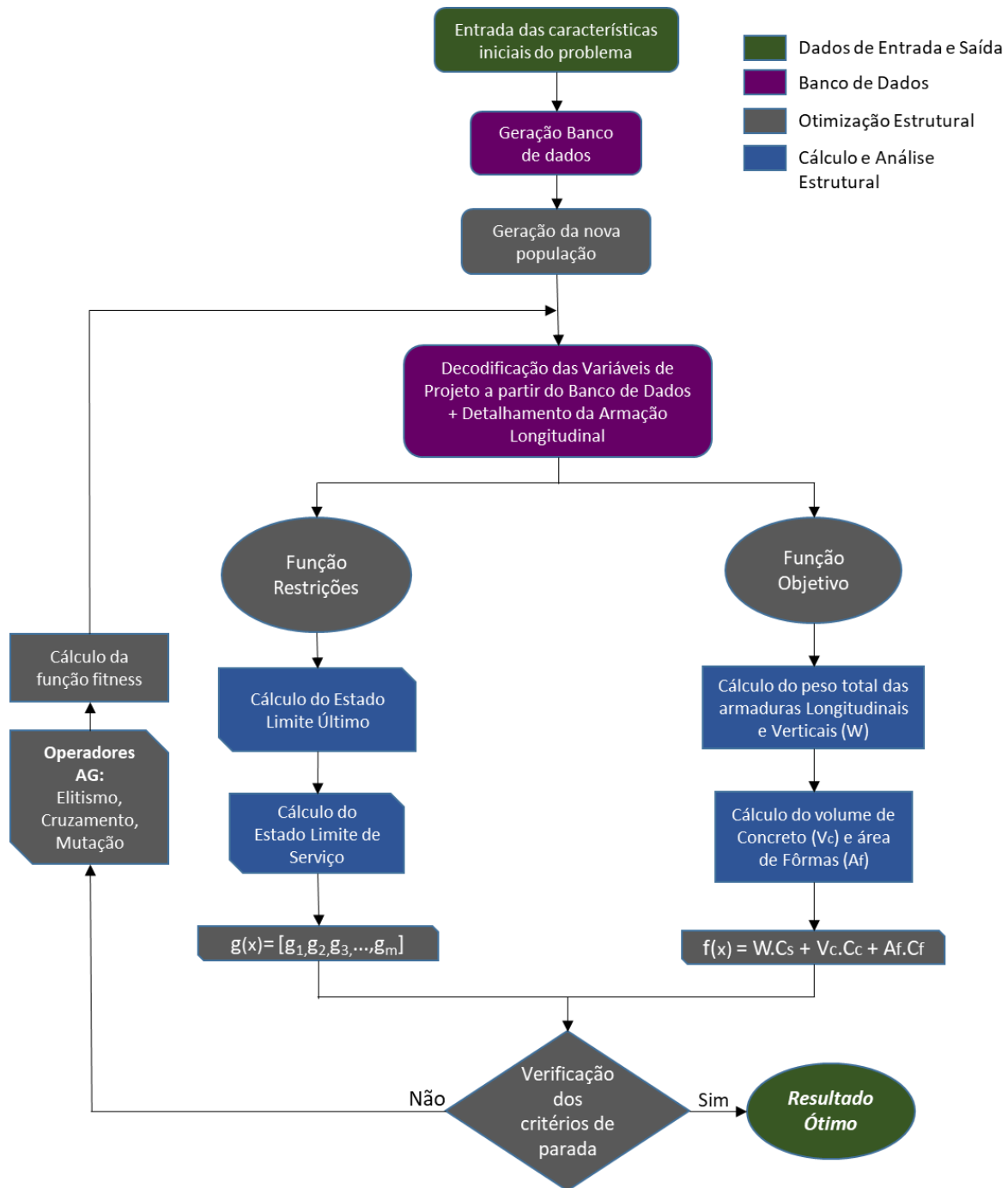


Figura 5.2. Fluxograma da metodologia desenvolvida.

5.3 ALGORITMOS GENÉTICOS

Como já comentado anteriormente, decidiu-se utilizar os AGs por serem aplicáveis em diversas áreas na resolução de diversos problemas de engenharia, por terem sido amplamente utilizados nas últimas décadas, por serem uma técnica robusta e de fácil aplicação. Outro fator importante na escolha do algoritmo de

otimização foi a facilidade em que o AG apresenta na busca de configurações ótimas em problemas que contenham variáveis contínuas e discretas concomitantemente.

Os AGs, através das variáveis de projeto, definem um candidato à solução através do domínio de possibilidades e respeitando as restrições pré-estabelecidas.

O *Toolbox* “Global Optimization” do *MATLAB*[®] apresenta diversos algoritmos para busca de configurações ótimas em diversos problemas. Dentre as possibilidades de otimização dessa ferramenta encontram-se algoritmos capazes de resolver problemas restritos, irrestritos, problemas contínuos e discretos. A *Toolbox* oferece funções para Algoritmos Genéticos, Programação Linear, Programação Quadrática, Otimização Não-Linear, Otimização Multiobjectivo, etc (SILVA, 2011).

6 MODELO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Assim como o esquema geral de otimização apresentado na Figura 5.2, o presente trabalho organizou a apresentação da metodologia em Módulo de Análise Estrutural e Módulo de Otimização.

A análise estrutural objetiva a obtenção dos esforços gerados pelas solicitações aplicadas a diversas configurações de vigas contínuas. Neste trabalho foram implementados códigos computacionais próprios a partir do programa de domínio público CALFEM (Computer Aided Learning of the Finite Element Method) baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF).

O CALFEM foi desenvolvido no final dos anos 70 pelo setor de Engenharia de Estruturas Mecânicas da Universidade de Lund – Suécia. (AUSTRELL *et al*, 2004). No presente trabalho o CALFEM foi modificado e adaptado para um módulo computacional independente, a fim de ser utilizada de forma automatizada no processo de otimização.

O algoritmo desenvolvido que executa a metodologia desenvolvida pelo presente trabalho é gerenciado através de uma função principal. Nessa função principal, o usuário entra com os dados específicos de um problema proposto, como classe de agressividade do ambiente, diâmetro máximo do agregado, espessura da laje (a ser considerada para seções T), distância entre os apoios, condições de contorno, coordenadas e cargas aplicadas nos vãos. Na função principal encontram-se também a maioria das variáveis globais que serão utilizadas por todas as demais funções do algoritmo.

Além disso, as características de projeto e propriedades de materiais utilizados também são definidas na função principal, como por exemplo: coeficientes de majoração, módulo de elasticidade do aço, tensão de escoamento, dentre outros. Inclusive, o custo dos materiais, como custo das fôrmas, custo do aço e custo do concreto (por f_{ck}), também são definidos nessa função.

6.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os códigos computacionais do CALFEM foram adaptados para funcionamento automatizado no processo de otimização. A análise estrutural é realizada a partir das características geométricas e de carregamentos presentes na estrutura, como intensidade das cargas externas, distância entre apoios, coordenadas de nós (coordenadas para pontos importantes da estrutura como apoios, aplicação de cargas pontuais e limites de aplicações de cargas distribuídas), declaração de condições de contorno em cada apoio. Para a validação dos resultados da análise, foram verificados com resultados obtidos pelo programa Ftool (MARTHA, 1999) e os resultados obtidos foram satisfatórios.

Nas Figuras 6.1 e 6.2 observam-se resultados semelhantes entre os diagramas obtidos através da ferramenta FTool (Figura 6.1) e os obtidos através da biblioteca de análise estrutural desenvolvida pelo presente trabalho (Figura 6.2).

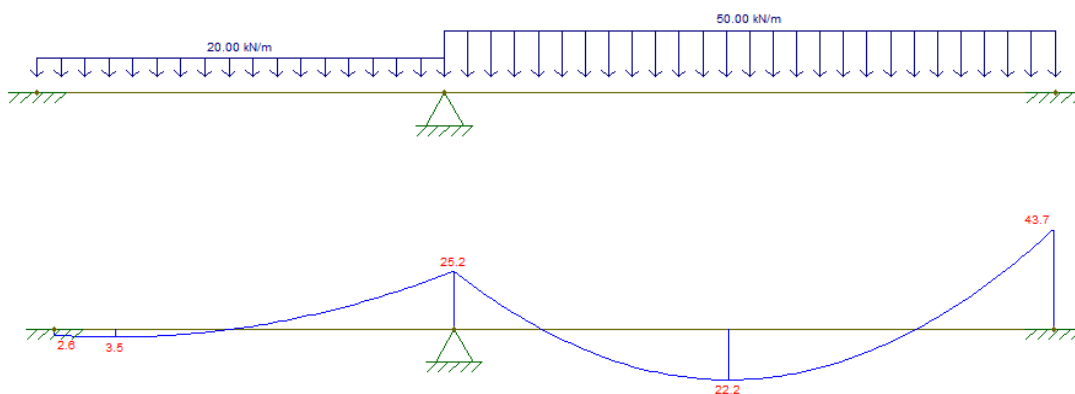


Figura 6.1. Viga contínua e momento fletor obtido pelo FTool.

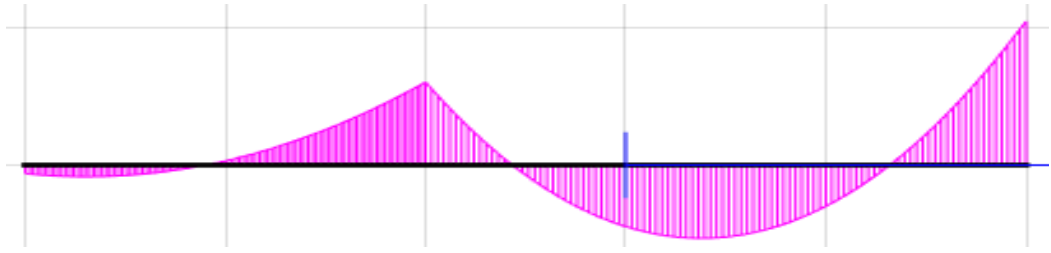


Figura 6.2. Momento fletor obtido pelo CALFEM.

Dependendo das configurações iniciais, o módulo de análise estrutural gera um vetor com os resultados obtidos por seção transversal crítica analisada. Os resultados estão organizados em matrizes referentes a momentos fletores, esforços normais e cortantes, "M", "N" e "V" respectivamente. O algoritmo baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) retorna uma matriz para cada vão da estrutura, contendo os reforços para diferentes pontos do respectivo vão. O modelo matricial contendo os esforços presentes em cada vão da viga contínua é apresentado através da Equação 6.1.

$$es_i = \begin{bmatrix} N_1 & V_1 & M_1 \\ N_2 & V_2 & M_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ N_n & V_n & M_n \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

Onde $i = 1,2,3,\dots,k$, sendo k o número máximo de vãos e $n = 1,2,3,\dots,m$, sendo m o número máximo de esforços calculados em cada vão.

6.2 BANCO DE DADOS

Foi desenvolvido um Banco de dados (BD) visando a organização e consulta de dados que foi amplamente desenvolvido com o avanço da computação. A principal vantagem de se trabalhar com os bancos de dados nas diversas áreas é, além da organização dos dados, a facilidade em armazenar, acessar e filtrar essas informações, e de apresentar facilidade para se executar processos que alterem suas próprias estruturas.

No presente trabalho, os arranjos de armação possíveis são armazenados no banco de dados do, sendo codificados para serem usados como variáveis de projeto discretas.

Devido a utilização das variáveis discretas pelo modelo de otimização, foi necessário pre-definir os arranjos geométricos e de armações possíveis para a geração das vigas candidatas à solução. Pode-se exemplificar essas possibilidades como as larguras de vigas a serem testadas. Como a norma não limita a largura máxima de uma viga de concreto armado, foi considerada, para estruturas de pequeno e médio porte, a largura máxima de 35 cm e largura mínima estipulada por norma de 15 cm (considerando o coeficiente de majoração para larguras inferiores a 19 cm estipulado por norma para vigas de concreto armado). Desta forma, as possibilidades de largura b_w das vigas foram: 15, 20, 25, 30, 35 cm. Vale ressaltar que o processo de alteração dos dados ou adição de mais possibilidades para b_w é simples.

Para variáveis com um número reduzido de possibilidades como no exemplo citado, o vetor de inclusão direta dos dados é suficiente para organizá-los, porém, para vetores com um número de possibilidades significativamente superior (como é o caso da armação longitudinal), se faz necessária a organização desses valores em um sistema de banco de dados mais avançado.

Com a utilização das variáveis discretas pelo algoritmo de otimização, foi necessário definir as possibilidades para a geração das vigas candidatas à solução (população). Para as vigas de concreto armado, considerando as centenas de possibilidades de armação para uma única viga, criou-se um sistema de organização em banco de dados constituído por matrizes em três dimensões.

As possibilidades de armação de uma viga de concreto armado dependem diretamente de características como: grau de agressividade do ambiente (cobrimento nominal), carregamentos aplicados (diâmetro da armação dos estribos) e materiais utilizados (diâmetro máximo do agregado). Levando em conta os fatores dependentes citados, o espaçamento mínimo que se utiliza para distribuir as armações na seção transversal da viga em sua região útil é dado pelo maior valor da Equações 6.2 e 6.3.

$$\alpha_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{\text{barra}}, \varphi_{\text{feixe}}, \varphi_{\text{luva}} \\ 1,2d_{\text{máx}} \end{cases} \quad (6.2)$$

$$\alpha_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varphi_{\text{barra}}, \varphi_{\text{feixe}}, \varphi_{\text{lufa}} \\ 0,5d_{\text{máx}} \end{cases} \quad (6.3)$$

No programa computacional o algoritmo de geração de possibilidades de armação de uma viga de concreto armado foi denominado GERABIT (gerador de bitolas). A partir de uma seção transversal pré-determinada, inicia-se distribuindo 4 barras de 0,63 cm de diâmetro nos quatro vértices da viga (ou de 0,80 cm de diâmetro, ficando a critério do usuário), sendo esta a armação mínima e comumente denominada *porta-estribo*. Após isso, verifica-se a possibilidade de acrescentar uma barra adicional de 0,63cm, calcula-se então o novo espaçamento entre as barras e verifica se é maior que o espaçamento horizontal mínimo apresentado através da Equação 5.2. Caso seja possível adiciona-la, gera-se uma nova possibilidade de armação. Caso não seja possível, verifica-se a possibilidade de adicionar uma nova camada de armação, que neste caso deve-se respeitar o espaçamento vertical mínimo apresentado pela Equação 5.3 e também verifica-se o centro de gravidade das armaduras para todas as camadas, como recomendado pelo item 17.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), e está exemplificado pela Figura 6.3.

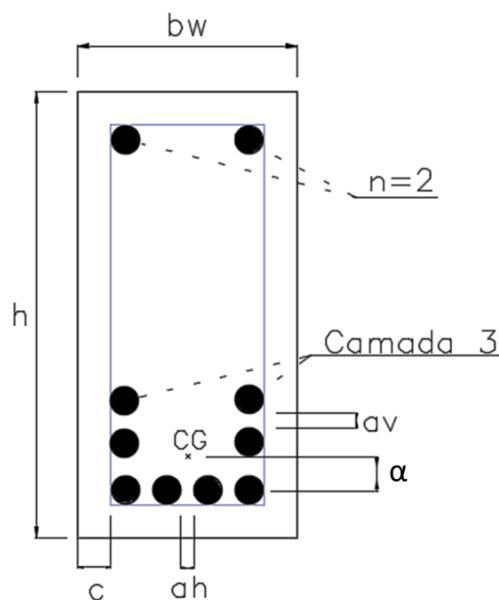


Figura 6.3 Representação da seção transversal de uma viga.

A Figura 6.3 apresenta o espaçamento vertical (av), espaçamento horizontal (ah), cobertura nominal (c), número de bitolas (n) e distância entre o CG das armaduras até o CG da primeira camada de armação (α).

Para um melhor entendimento da metodologia de geração de bitolas, apresenta-se um exemplo de geração de armaduras partindo de uma armação inicial arbitrada. A exemplificação pode ser analisada a Figura 6.4.

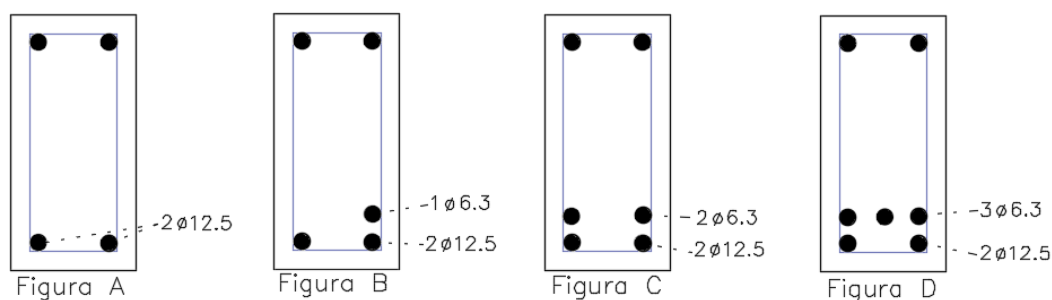


Figura 6.4 Exemplificação da adição de bitolas para o algoritmo de geração de banco de dados.

A Figura 6.4 apresenta:

Figura 6.4A: Armação inicial de exemplificação.

Figura 6.4B: Criação de uma nova camada de armação pela impossibilidade de adicionar outra barra de 12,5 mm na primeira camada e se verifica o α do CG das armaduras como apresentado no item 3.1.6.3.

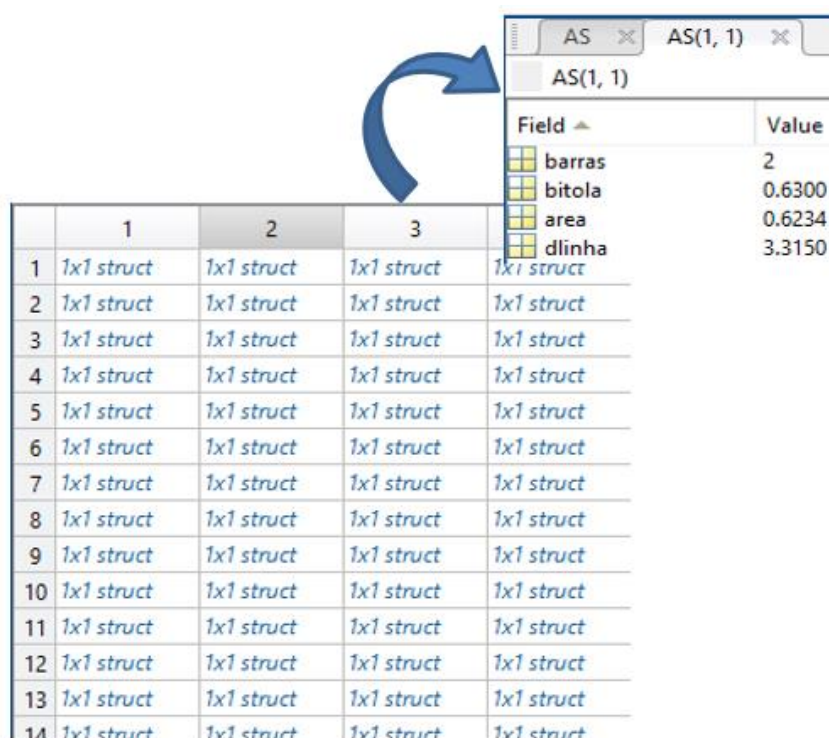
Figura 6.4C: Adição de outra barra de 6,3 mm na segunda camada.

Figura 6.4D: Adição da terceira barra de 6,3 mm na segunda camada, respeitando a condição de que a área total de aço da primeira camada seja menor ou igual a área total de aço da segunda camada e assim sucessivamente.

Após cada iteração do algoritmo de armações longitudinais, gera-se uma nova possibilidade de armação e guarda-se os dados obtidos em células de uma matriz tridimensional, formando assim o banco de dados de possibilidades de armações da viga analisada. Esse banco de dados armazena informações importantes como: número de barras de cada camada, diâmetro das bitolas em cada camada, área total de aço e centro de gravidade das armaduras, como mostrado na Figura 6.5.

É válido ressaltar que alterações no método de geração automática de possibilidades de armação são realizadas de maneira simplificada, necessitando

alterar somente informações contidas na função de geração automática de armações longitudinais, GERABIT.



	1	2	3	
1	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
2	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
3	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
4	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
5	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
6	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
7	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
8	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
9	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
10	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
11	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
12	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
13	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
14	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct

Field	Value
barras	2
bitola	0.6300
area	0.6234
dlinha	3.3150

Figura 6.5 Banco de dados de possibilidades de armações da viga analisado pelo algoritmo de otimização.

A Figura 6.5 apresenta o banco de dados (BD) aqui desenvolvido. Como citado anteriormente, o BD é armazenado em uma matriz tridimensional, linha, coluna e célula. Cada linha representa um arranjo de armação que define uma configuração candidata à solução do problema. Cada coluna representa as camadas de armação, a partir da primeira até a última camada que for necessária, dependendo do problema a ser resolvido. Por fim, cada célula compõe-se de informações como: número de barras na camada; diâmetro das barras da respectiva camada; área total de aço da respectiva camada; centro de gravidade da camada. As informações de cada linha definem um esquema particular de armação longitudinal.

Uma exemplificação do algoritmo gerador do banco de dados é apresentada no Apêndice A.

6.3 FUNÇÃO DE ARMAÇÃO TRANSVERSAL

Foi desenvolvida uma função de análise de vigas de concreto armado para armação transversal, denominada gerador de estribos. Nessa função, a partir da sequência de cálculo proposta pelo modelo I de cálculo apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pelos fundamentos teóricos, considerando os esforços cortantes presentes nas estruturas, chega-se à armação transversal necessária.

O módulo computacional criado de armação transversal otimizada considera os diâmetros nominais de 5,0, 6,3, 8,0, 10,0 e 12,5 mm. Para cada região da envoltória de cortante apresentada pela Figura 6.6, o algoritmo procede com as verificações (nesse caso o modelo I, estribos a 90 graus) dos espaçamentos máximos e mínimos. Faz-se a consideração de até 3 diferentes regiões de armação transversal para um mesmo vão da viga. Porém, as configurações de critérios podem ser alteradas com facilidade para diferentes critérios de projetistas.

A Figura 6.6 apresenta uma exemplificação de 3 regiões de solicitação ao cortante por vão da viga contínua. Cada região poderá ser armada diferentemente umas das outras.

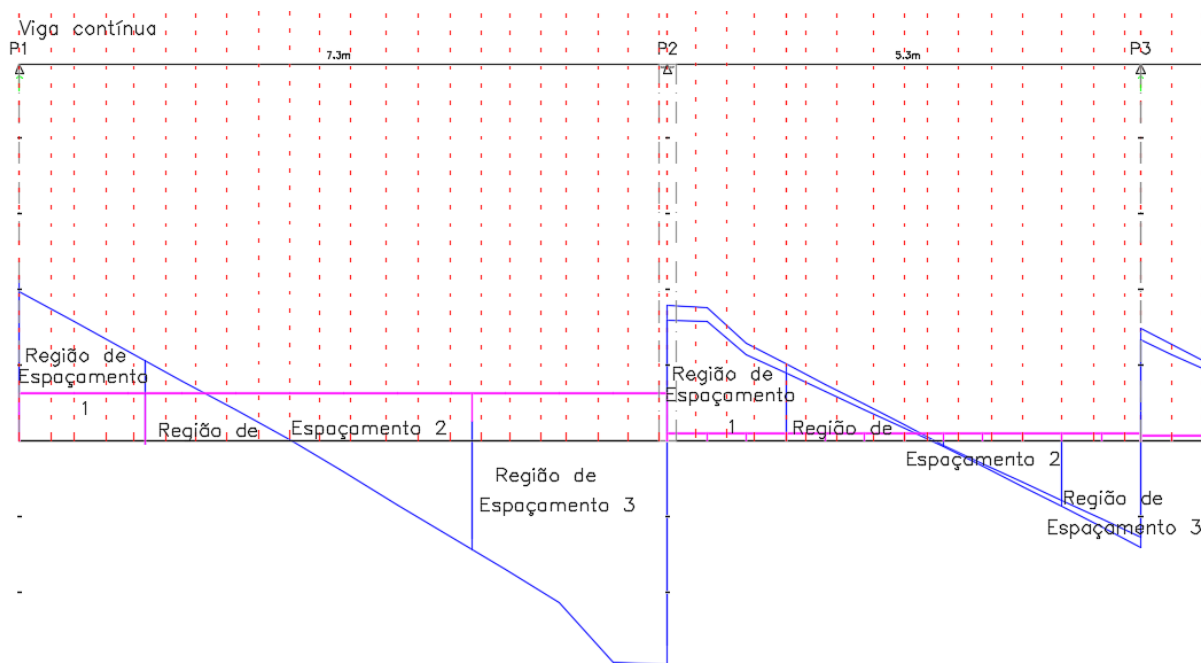


Figura 6.6 Diferentes regiões de cortante para a armação transversal da viga contínua.

O algoritmo inicia a verificação pelo diâmetro mínimo (5 mm). Se o espaçamento calculado ultrapassar o máximo, o espaçamento é definido como o máximo permitido e a região do cortante analisada é considerada otimizada. Se o espaçamento for menor que o mínimo, o algoritmo recursivamente continua para o próximo diâmetro, até encontrar a solução ótima. Se o espaçamento ainda permanecer menor que o mínimo e o diâmetro for o de 12,5 mm (diâmetro máximo configurado), o algoritmo retorna como impossível dimensionar ao cortante através da função de restrições.

Uma exemplificação do algoritmo de armação transversal é apresentada no Apêndice A.

Apesar do processo de otimização não considerar a armação transversal como variável de projeto, o cortante influencia no algoritmo de otimização por considerar os limites máximos e mínimos de espaçamento dos estribos, incidindo desta forma no cálculo da função objetivo e das restrições de projeto.

O peso de aço, representado pela soma dos estribos (considerando o abraçamento e gancho), é utilizado na função objetivo como segue a Equação 5.4.

$$W_{st,k} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^3 \pi \times \frac{d_k^2}{4} \times n_{ij} \times l_i \quad (5.4)$$

Os espaçamentos máximos e mínimos são verificados na função de restrições.

Para o algoritmo desenvolvido não foi considerado o caso de cargas concentradas, porém, é simplificada a implementação de uma rotina que, em casos de cargas concentradas, gere uma nova região de armação ao entorno da carga concentrada, ficando a critério do projetista determinar os parâmetros de armação tanto para cargas concentradas quanto para cargas distribuídas, sendo estas: região a ser considerada no entorno da descontinuidade do cortante (carga concentrada) e para o caso de um máximo de 3 armações por vão, pode-se variar o número de armações ou estipular um parâmetro para mudança de espaçamento/bitola em dada região de influência.

6.4 MÓDULO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Diversas funções foram desenvolvidas objetivando calcular e verificar as vigas de concreto armado geradas pelo algoritmo de otimização. Como o AG gera vigas completas (cromossomos), em sua totalidade seguindo as normas e padrões de segurança, faz-se necessária a criação de diversas funções de verificação para concreto armado, a fim de que sejam realizados os cálculos/verificações necessários.

Para todas as funções desenvolvidas, foram criadas funções de teste. As funções de teste são programas independentes da função principal, objetivando realizar as verificações necessárias para adequação nas normas e gerar resultados locais para a validação das funções implementadas.

As variáveis das equações que estão presentes nos itens subsequentes estão apresentadas no capítulo de Fundamentos Teóricos do presente trabalho.

6.4.1 Análise de estado último, domínio de deformação e ductilidade

Foi desenvolvida uma função de análise estrutural de vigas, de seção transversal retangular ou T. Nessa função, a partir da marcha de cálculo seguindo o modelo tradicional de dimensionamento, e com a armação já determinada pelo AG juntamente com os momentos fletores presentes na estrutura, consegue-se estabelecer o domínio de deformação da viga e determinar se a armação é suficiente para manter a viga no domínio de deformação necessário.

Os estádios de deformação determinados por norma foram apresentados na revisão bibliográfica e implementados na metodologia.

Foi desenvolvida uma função específica para armaduras longitudinais, considerando momentos fletores negativos. Esta função é utilizada principalmente em situações de balanço e em regiões de apoio, sendo que a principal diferença desta para a função que considera os momentos fletores positivos é a consideração da seção transversal retangular unicamente, em vez de uma possível seção T, descartando assim a influência da laje na rigidez e resistência das vigas, e ocasionando conseqüentemente em uma taxa necessária de armação superior à gerada pela primeira possibilidade.

6.4.2 Obtenção dos esforços na estrutura

Foi desenvolvida também a função de análise estrutural. Esta função é utilizada juntamente com cada aplicação da função de mapeamento inicial, a fim de se considerar o peso próprio da estrutura na obtenção das solicitações, e alcançar resultados de otimização mais realistas. Essa consideração é válida e necessária pois, além do custo dos materiais utilizados, pondera o aumento das solicitações em estruturas mais pesadas, tornando seções transversais exageradas mais onerosas, sendo essa análise uma consideração coerente/necessária e que não foi identificada em outros trabalhos de otimização de vigas de concreto armado pesquisados e estudados pela revisão bibliográfica do presente trabalho, salvo em GOVANINDARAJ e RAMASAMY (2005).

6.4.3 Armadura lateral

O processo de obtenção da armadura lateral, para os casos de vigas com altura maior ou igual a 60cm, segue as diretrizes exigidas por norma e que foram apresentadas pela revisão bibliográfica do presente trabalho. O custo é considerado na função objetivo, sendo assim, o algoritmo de otimização, para alguns casos, percebe a diferença e procura soluções com altura de viga abaixo de 60cm, evitando assim a armadura lateral.

$$A_{s,pele,min} = 0,10\%A_{c,alma} \quad (5.5)$$

A Equação 5.5 define, de maneira simplificada, que para vigas com $h \geq 60$ cm, a área da armadura de pele deve ser 0,10% da área de concreto da alma da seção transversal. A área encontrada se refere a somente uma face da seção, tendo que repetir a mesma armação para a face oposta.

6.4.4 Centro de gravidade das armaduras

O cálculo do centro de gravidade das armaduras é realizado na função de geração de possibilidades de armaduras. Essa informação é guardada como um dado adicional na matriz tridimensional de banco de dados, e é utilizada, dentre outros, na função restrições do algoritmo, por ser restrição normativa e apresentada pela NBR

6118 (ABNT, 2014) item 17.2.4.1, como ilustrado na revisão bibliográfica e demonstrado no algoritmo a seguir.

Uma exemplificação do algoritmo que calcula o centro de gravidade das armaduras é apresentada no Apêndice A.

6.4.5 Funções de verificação de Estado Limite de Serviço

As funções implementadas de verificação de abertura de fissuras e verificação de flecha máxima e admissível, trazem os parâmetros necessários para as verificações do Estado Limite de Serviço (ELS) em vigas de concreto armado, seguindo os preceitos apresentados por norma, e também elucidados pela revisão bibliográfica e resumidamente representadas pelas Equações 5.6.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12.5\eta_1} \cdot \frac{\frac{f_{yd}}{\gamma_f} \cdot \frac{A_{s,calc}}{\rho_r \cdot A_{cr}}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \leq \text{Limite de fissuração} \quad (5.6)$$

$$f_i = \frac{p_i \cdot l^4}{384(EI)_{eq}} K$$

$$f_{t=\infty} = f_i(1 + \alpha_f)$$

6.5 MÓDULO DE OTIMIZAÇÃO

Nesse tópico são apresentadas as funções relacionadas ao processo de otimização desenvolvido neste trabalho.

6.5.1 Função de mapeamento

A cada iteração no processo de otimização os códigos das variáveis de projeto discretas e contínuas são alteradas arbitrariamente pelo AG. As VP discretas contêm posições referidas a um banco de dados, sendo necessário um processo de mapeamento (função MAP.m) a fim de serem decodificadas para obtenção dos valores reais, que permitam definir a configuração real da viga.

. Desta forma, através da função de mapeamento são definidas variáveis como: altura e largura (seção transversal), f_{ck} e o template de armação da seção transversal da viga em análise.

6.5.2 Função Objetivo

A função objetivo considera os custos de confecção da viga. Desta forma, são avaliados os custos das formas de madeira, o custo do concreto levando em conta o tipo do concreto (f_{ck} atribuído no processo de otimização). Os custos das armaduras, como: armações longitudinais, tanto positivas quanto negativas, as armações transversais, as armações laterais (costela) e as ancoragens quando necessárias também são consideradas na função objetivo.

$$\begin{aligned}
 F &= V_c C_c + W_s C_s + A_f C_f \\
 V_c &= \left(\sum_{i=1}^n b_w \cdot (h) \cdot L_i \right) + b \cdot (h) \cdot \left(\frac{w_1 + w_{n+1}}{2} \right) \\
 A_f &= \sum_{i=1}^n (b_w + 2 \cdot h) \cdot L_i + 2 \cdot \left(\left\{ \sum_{i=1}^{n+1} h \cdot w_i \right\} + b_w \cdot h \right) \\
 W_{S_{l+v}} &= \left\{ \sum_{i=1}^{2 \cdot n+1} (A_{s,tot_i} \cdot L_{apo_i}) + \left(\frac{\pi \cdot d_{stir}^2}{4} \cdot 2 \cdot (b_w + h - 4 \cdot C_s + 10) \right) \cdot n_{stir} \right\} \cdot \rho_s \\
 W_{S_{cost}} &= \{ (A_{s,cost} \cdot L_{tot} \cdot n_{cost}) \cdot \rho_s \\
 W_s &= W_{S_{l+v}} + W_{S_{cost}}
 \end{aligned} \tag{6.1}$$

Sendo $A_{s,tot}$, $A_{s,cost}$, L_{apo} , d_{stir} , w , n_{stir} , n_{cost} , ρ_s , a área total de armadura longitudinal (positiva e negativa), área total da armadura de costela, distância entre faces de apoios, diâmetro do estribo, largura do apoio, número de estribos, número de barras da armadura de costela e o peso específico do aço, respectivamente.

E sendo $W_{S_{l+v}}$, $W_{S_{cost}}$ e W_s , o peso total da armação longitudinal (positiva e negativa) mais o peso total dos estribos, o peso total da armadura de costela e o peso total das armaduras, respectivamente.

6.5.3 Restrições de projeto

As restrições de projeto, consideram limitações normativas, tanto referente aos domínios de deformação, quanto aos limites de serviço.

A área de aço comprimida (A_{s_c}) deve ser menor ou igual que a metade da área de aço tracionada (A_{s_t}), como é apresentado na Equação 6.2.

$$g_1 = \frac{As_c}{0,5.As_t} - 1 \quad (6.2)$$

A área de aço deve ser menor que 4% da área da seção transversal como é apresentado na Equação 6.3.

$$g_2 = \frac{As}{0,04.bw.h} - 1 \quad (6.3)$$

A flecha no tempo infinito (Def_∞) deve ser menor que a máxima permitida (Def_{limit}), como é apresentado na Equação 6.4.

$$g_3 = \frac{Def_\infty}{Def_{limit}} - 1 \quad (6.4)$$

A abertura de fissuras existente (wk_{exis}) deve ser menor que o limite da norma (wk_{allow}) como é apresentado na Equação 6.5.

$$g_4 = \frac{wk_{exis}}{wk_{allow}} - 1 \quad (6.5)$$

O fator α deve ser limitado por 10% da altura da viga (h) como é apresentado na Equação 6.6.

$$g_5 = \frac{\alpha}{0.10.h} - 1 \quad (6.6)$$

A linha neutra (x) deve estar entre o domínio 2 (limite inferior x_{23}) e o domínio 4 (limite superior x_{34}), como é apresentado nas Equações 6.7 e 6.8.

$$g_6 = \frac{x_{23}}{x} - 1 \quad (6.7)$$

$$g_7 = \frac{x}{x_{34}} - 1 \quad (6.8)$$

A altura do flange (t) deve ser menor que a altura útil (d) e menor que 80% da linha neutra (x), como é apresentado nas Equações 6.9 e 6.10.

$$g_8 = \frac{t}{d} - 1 \quad (6.9)$$

$$g_9 = \frac{t}{0.8 \cdot x} - 1 \quad (6.10)$$

O espaçamento entre estribos (S_{stir}) deve estar entre o espaçamento máximo ($S_{stir_{max}}$) e mínimo ($S_{stir_{min}}$), como é apresentado na Equação 6.11 e 6.12. As verificações realizadas a partir das Equações 6.11 são feitas pelo módulo de armação transversal.

$$g_{10} = \frac{S_{stir}}{S_{stir_{max}}} - 1 \quad (6.11)$$

$$g_{11} = \frac{S_{stir_{min}}}{S_{stir}} - 1 \quad (6.12)$$

As restrições de espaçamento para as armações longitudinais devem estar dentro dos limites preestabelecidos, indicados pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e comentados nos fundamentos teóricos de vigas de concreto armado. As restrições são apresentadas através das Equações 6.13, 6.14, 6.15 e 6.16. Sendo ah , ah_{max} e ah_{min} , O espaçamento horizontal existente, máximo e mínimo, respectivamente. E av , av_{max} e av_{min} sendo espaçamento vertical existente, máximo e mínimo, respectivamente.

$$g_{12} = \frac{ah}{ah_{max}} - 1 \quad (6.13)$$

$$g_{13} = \frac{av}{av_{max}} - 1 \quad (6.14)$$

$$g_{14} = \frac{ah_{min}}{ah} - 1 \quad (6.15)$$

$$g_{15} = \frac{av_{min}}{av} - 1 \quad (6.16)$$

O ELU deve ser garantido. O momento último (M_u) deve ser menor ou igual ao momento de projeto (M_{sd}), como é apresentado na Equação 6.17.

$$g_{16} = \frac{M_{sd}}{M_u} - 1 \quad (6.17)$$

A função de restrição, juntamente com a função de geração de bitolas possibilitam a geração de candidatos à solução dentro das especificações normativas e de segurança pré-estabelecidas.

7 APLICAÇÕES, RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos pela metodologia desenvolvida no presente trabalho. Os resultados obtidos foram comparados e discutidos com trabalhos de otimização estrutural em vigas de concreto armado, biapoiadas e contínuas citados na revisão bibliográfica do segundo capítulo.

Para validar os resultados gerados pelo programa desenvolvido, foram confeccionadas diversas tabelas, contrapondo os custos de fabricação de elementos estruturais com características equivalentes.

Como citado anteriormente, no presente trabalho foram considerados o Estado Limite Último (ELU), o Estado Limite de Serviço (ELS) e as boas práticas da construção civil. Porém, adaptações foram realizadas para que pudesse ser realizada as comparações aqui apresentadas.

Sendo assim, todas as verificações de ELU, ELS, condições normativas para criação de banco de dados, limites máximos e mínimos normativos foram implementadas visando abranger os casos de vigas biapoiadas e de vigas contínuas usualmente utilizadas em estruturas de pequeno e médio porte, sendo esse o escopo adotado no presente trabalho.

7.1 APLICAÇÃO NA OTIMIZAÇÃO DE VIGAS BIAPOIADAS

Foram apresentados dois estudos de caso para vigas biapoiadas e comparados os resultados obtidos pela metodologia do presente trabalho com as disponíveis na literatura.

Como o presente trabalho considera a resistência característica do concreto (f_{ck}) como variável de projeto, os custos dos diferentes concretos foram adaptados para os estudos dos casos apresentados. Foi considerado a média percentual de aumento/redução de custo, baseado na variação média do mercado na época da pesquisa.

Inicialmente, os resultados obtidos pelo presente trabalho foram comparados com os apresentados por Coello et al. (1997). Como já mencionado, esses pesquisadores estudaram vigas de concreto armado otimizadas utilizando AG. Uma segunda comparação foi realizada com os resultados apresentados por Chakrabarty (1992), que utiliza um outro método de otimização para o mesmo estudo de caso. Um esquema simplificado para o problema proposto é apresentado pela Figura 7.1.

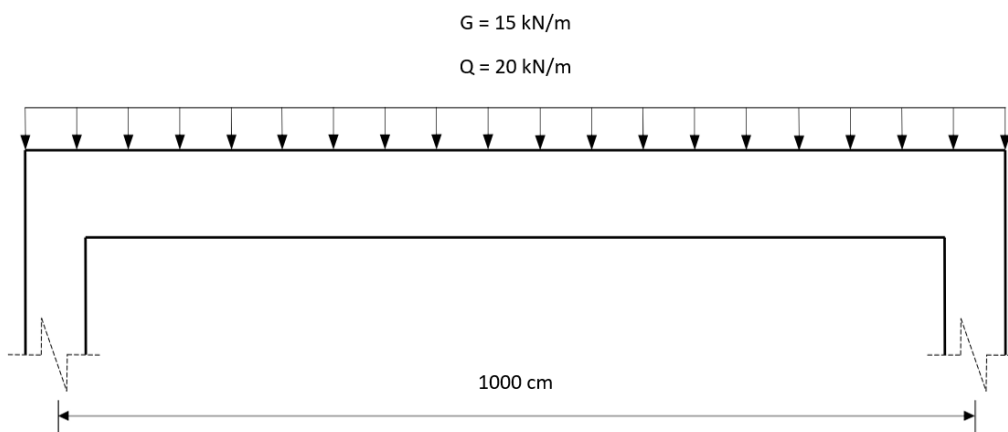


Figura 7.1 Estudo de caso proposto por Chakrabarty (1992) e comparado por Coello et al. (1997).

O custo dos materiais utilizados e as cargas aplicadas consideradas para o estudo de caso apresentado estão presentes na Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Custo dos materiais e cargas aplicadas para o estudo de caso de viga biapoiada proposto por Coello et al. (1997) e adaptado para o presente trabalho.

Material	Specifications	Value
Concreto	15 MPa	50.38 \$/m ³
Concreto	20 MPa	55.15 \$/m ³
Concreto	25 MPa	59.28 \$/m ³
Concreto	30 MPa	64.50 \$/m ³
Concreto	40 MPa	69.60 \$/m ³
Aço	300 MPa	0.72 \$/kg
Fôrma	-	2.155 \$/m ²
-	Carga sobre a estrutura	15 kNm e 20 kNm

Os resultados obtidos para o estudo de caso proposto a partir das metodologias propostas pelo presente trabalho (PT), por Coello et al. (1997) e por Chakrabarty (1992) são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 Comparação entre os resultados obtidos pelo presente trabalho (PT), Coello et al. (1997) e Chakrabarty (1992).

Propriedades					Custo Total	Custo em relação ao PT
Pesquisa	Altura (cm)	Largura (cm)	Area de aço (cm ²)	f _{ck} (MPa)	(\$)	(%)
Chakrabarty (1992)	95,47	30	37,69	30	37,25	113,50
Coello et al. (1997)	87,70	20,68	31,16	30	38,85	117,07
Present trabalho	70	35	28,49	35	32,22	100

Como pode ser observado na Tabela 7.2, o custo total da configuração ótima da viga de concreto armado obtida pelo presente trabalho, foi inferior aos apresentados pelas referências. Assim, foi obtido um custo total ótimo 13,5% menor que o apresentado por Chakrabarty (1992) e 17,07% menor que o apresentado por Coello et al. (1997).

Ainda no estudo de vigas biapoiadas, para a segunda comparação, a pesquisa apresentada por Govindaraj e Ramasamy (2005) foi utilizada, essa pesquisa utiliza AG como o algoritmo de otimização. Uma segunda comparação foi realizada com os resultados apresentados por Kanagasundram and Karihaloo (1991), pois esta última apresenta outro método de otimização para o mesmo estudo de caso, a Figura 7.2 apresenta o esquema simplificado desse estudo de caso.

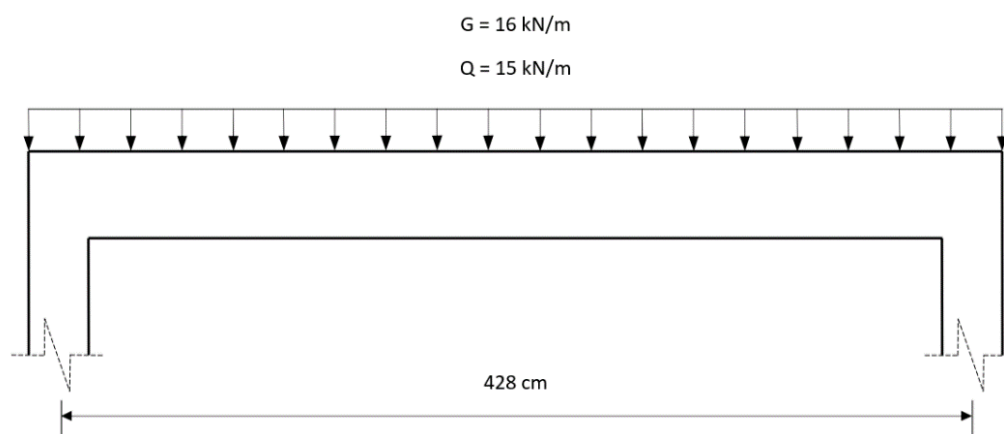


Figura 7.2 Estudo de caso proposto por Kanagasundram e Karihaloo (1991), comparado por Govindaraj e Ramasamy (2005) e pelo presente trabalho.

Os resultados obtidos pela metodologia do presente trabalho, por Govindaraj and Ramasamy (2005) e por Kanagasundram and Karihaloo (1991) estão apresentadas na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 Resultados obtidos pelo presente trabalho (PT), Govindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991).

Pesquisa	Quantidades			Custos dos Materiais (\$)			Custo Total (u)	Relação com PT (%)
	Concreto (m ³)	Fôrma (m ²)	Aço (kg)	Concreto	Fôrma	Aço		
Kanagasundram e Karihaloo (1991)	0,35	3,878	26,589	0,35	1,629	0,4028	2,3818	114,98
Govanindaraj e Ramasamy (2005)	0,224	2,829	46,251	0,224	1,188	0,701	2,1131	108,14
Presente trabalho	0,478	3,037	30,811	0,412	1,211	0,437	2,0596	100

Como pode ser observado na Tabela 7.3, a configuração ótima obtida pelo presente trabalho apresenta o custo total de confecção da viga inferior aos apresentados pelas referências. Foi obtido um custo total 14,98% inferior ao obtido por Kanagasundram e Karihaloo (1991) e 8,14% inferior ao obtido por Govindaraj e Ramasamy (2005).

Os valores das restrições de projeto obtidas para os estudos de caso analisados, tanto por Coello et al. (1997) quanto por Govindaraj e Ramasamy (2005), estão apresentadas na Figura 7.3. Valores inferiores a 0 indicam que as restrições de projeto foram atendidas, ou seja, as condições de restrição alcançaram os requisitos normativos propostos. Valores próximos de 0 indicam que tais restrições são limitantes para a redução de custo do problema, desta forma são consideradas restrições ativas.

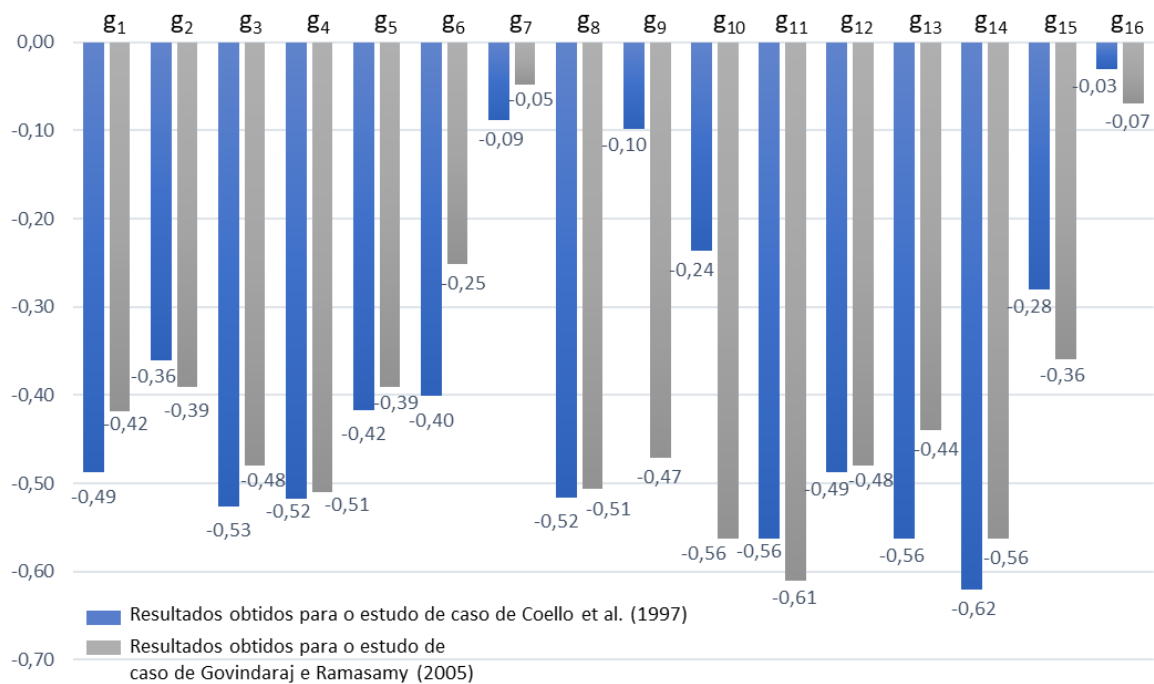


Figura 7.3 Restrições de projeto obtidas nas comparações do presente trabalho com Coello et al. (1997) e Govindaraj and Ramasamy (2005).

É observado que para as duas comparações, o limite da linha neutra (x) e o momento fletor ultimo resistente, sendo as restrições g_7 e g_{16} respectivamente, são restrições ativas. Para a comparação com Coello et al. (1997) exclusivamente, a altura do flange (t) sendo menor ou igual a 80% da altura da linha neutral (x), considerada na restrição g_9 , também é uma restrição ativa.

Portanto, apesar da metodologia proposta pelo presente trabalho utilizar variáveis discretas exclusivamente, os resultados obtidos alcançaram valores significativamente inferiores quando comparados com os resultados apresentados por Coello et al. (1997) e Chakrabarty (1992). Também apresentou melhores resultados se comparados com Govindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991). Desta forma, os resultados obtidos demonstraram que o uso de diferentes resistências características do concreto como variável de projeto (considerando a variação de custo para cada f_{ck}) e a geração do banco de dados tiveram significativo impacto no resultado final para os estudos de caso analisados.

7.2 APLICAÇÃO NA OTIMIZAÇÃO DE VIGAS CONTÍNUAS

Nessa aplicação, seguindo o modelo apresentado por Kanagasundram e Karihaloo (1991), foi considerada uma viga contínua de três vãos, 7m, 5m e 4m de

vão livre respectivamente, como apresentados na Figura 7.3. Os apoios considerados foram de 28 cm, 56 cm, 28 cm e 28 cm, respectivamente. As cargas consideradas nas vigas foram cargas retangulares uniformemente distribuídas de 18 kN/m como carga permanente e 20 kN/m como carga acidental.

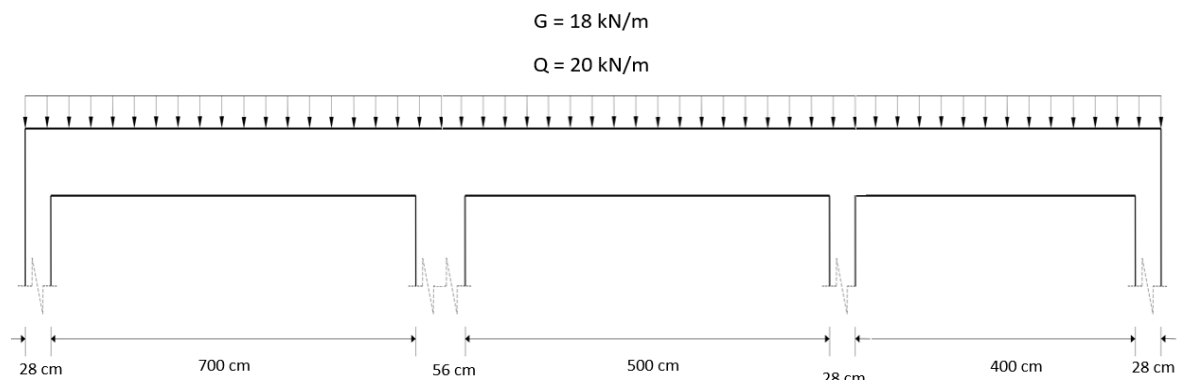


Figura 7.4 Viga contínua submetida a carga uniformemente distribuída permanente G e acidental Q.

Os resultados obtidos para o problema proposto foram comparados com outros dois trabalhos disponíveis na literatura, o de Govanindaraj e Ramasamy (2005) e o de Kanagasundram e Karihaloo (1991). Como já comentado anteriormente, no trabalho de Govanindaraj e Ramasamy (2005) foi desenvolvido um algoritmo de otimização para vigas contínuas em concreto armado que comparou resultados com os obtidos pelo trabalho de Kanagasundram e Karihaloo (1991), sendo este último quem propôs o estudo de caso.

Uma comparação exata também não seria possível devido aos dois trabalhos mencionados seguirem a norma Indiana de concreto armado (IS 456 (2000) e Bureau Indian (1980)), enquanto que o presente trabalho procurou seguir os preceitos das normas Brasileiras ABNT NBR. Contudo, as condições de ELU e ELS das normas brasileiras e indianas são bastante equiparáveis.

O presente trabalho empenhou-se em realizar uma comparação mais próxima possível. Assim, foi necessário desativar algumas funções do algoritmo do presente trabalho, levando em conta que os autores das referências citadas não mencionaram sua utilização. Desta forma, as funções desativadas foram: limites de fissuração, CG máximo das armaduras (o autor considera no máximo 2 camadas possíveis para armação) e para o cortante foram consideradas três regiões de armação por vão, conforme demonstrado na Figura 7.5.

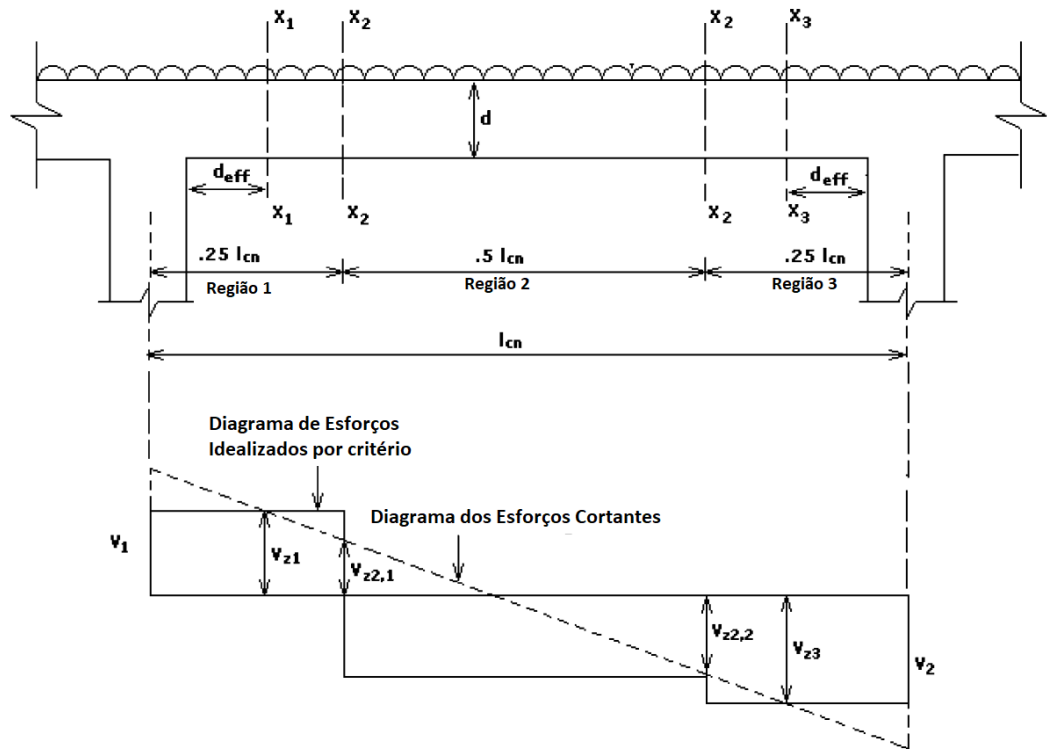


Figura 7.5. Esquema de blocos de armadura para o cortante das vigas por vão (adaptado de GOVANINDARAJ e RAMASAMY, 2005).

Para o cortante não foi necessário comparar os resultados, uma vez que os parâmetros de armadura foram configurados de maneira semelhante, e, considerando os espaçamentos dos estribos como variável de projeto, os resultados obtidos foram exatamente iguais, como esperado, se diferenciando apenas por questões de critério de armadura, sendo esta uma determinação do projetista.

Visando comparação, os custos dos materiais foram: $1/m^3$ para o concreto (C25), $0,01515/kg$ para o aço (CA-50) e $0,42/m^2$ para as fôrmas (o custo de mão de obra está inclusa em cada material). Como o presente trabalho considera o f_{ck} como variável de projeto, foram adaptados os valores considerando as porcentagens médias de aumento/redução de custos para as diferentes resistências características do concreto, sendo esses: 0,862 0,936 1,00 1,081 1,160 e 1,244. Esses valores são referentes a 15 MPa, 20 MPa, 25 MPa, 30 MPa e 40 MPa, respectivamente. Foi considerado como altura do flange 12cm. Já para os dois trabalhos em análise, diferentemente do desenvolvido pelo presente trabalho, a largura b_w foi fixada como 24 cm e não foi considerada como variável de projeto. Para a altura h , foi considerada fixa em todos os vãos. A Tabela 6.4 apresenta os resultados obtidos pelos três modelos de otimização.

Tabela 7.4 Comparação dos resultados obtidos entre o presente trabalho, Govanindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991).

Pesquisa	Quantidades			Custos dos Materiais (\$)			Custo Total (u)	Relação com PT (%)
	Concreto (m ³)	Fôrma (m ²)	Aço (kg)	Concreto	Fôrma	Aço		
Kanagasundram e Karihaloo (1991)	2,1395	19,064	174,5	2,1395	8,01	2,64	12,79	110,79
Govanindaraj e Ramasamy (2005)	1,462	14,544	281,6	1,462	6,11	4,27	11,84	103,63
Presente trabalho	1,3781	12,96	288,45	1,5986	5,44	4,37	11,41	100

Como pode ser observado na Tabela 7.7, o custo total da configuração ótima obtido pela metodologia do presente trabalho é inferior aos apresentados pelas referências. Foi obtido um custo do resultado ótimo 10,79% inferior ao resultado de Kanagasundram e Karihaloo (1991) e 3,63% inferior ao resultado de Govindaraj e Ramasamy (2005).

Além das diferenças normativas e as diferenças nas considerações das variáveis de projeto, o algoritmo desenvolvido pelo presente trabalho considera a viga e suas armações como um modelo que inclui diversas variáveis a fim de se obter um universo de possibilidades maior, conseqüentemente, melhores resultados foram obtidos.

Os valores das restrições de projeto obtidos pela configuração ótima do presente trabalho em comparação com Govindaraj e Ramasamy (2005) são apresentadas através da Figura 7.6. Os valores apresentados pela Figura 7.6 estão organizados por restrições relacionadas a seções críticas, restrições relacionadas a cada vão e restrições gerais que consideram inteiramente o modelo de viga contínua.

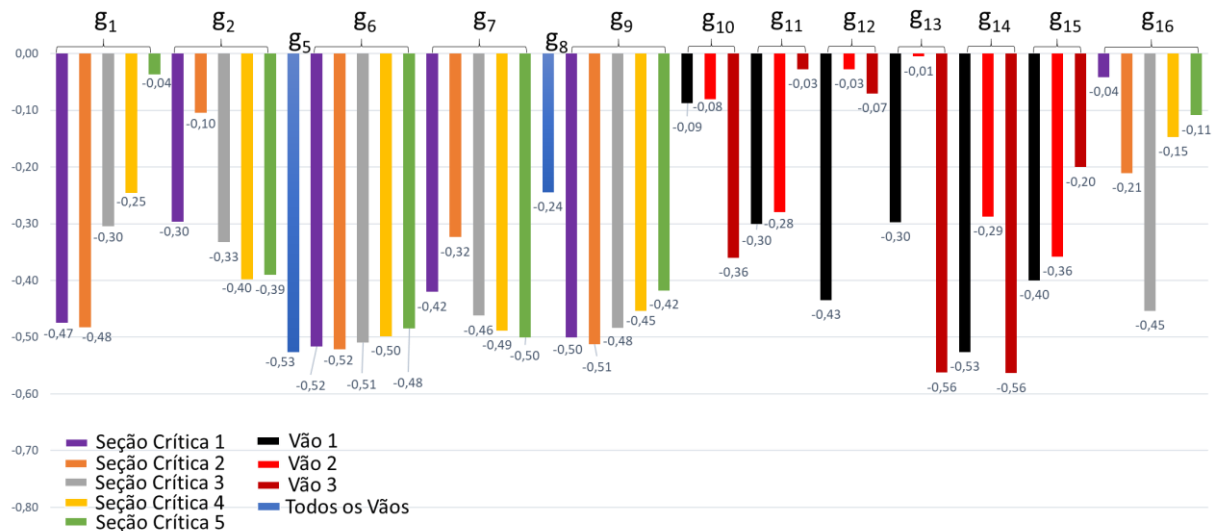


Figura 7.6 Restrições de projeto obtidas pela comparação dos resultados do presente trabalho com Govindaraj e Ramasamy (2005).

Na Figura 7.6 observa-se que: as restrições g_1 para a seção crítica 5, g_{10} para o vão 1 e 2, g_{11} para o vão 3, g_{12} para o vão 2 e 3, g_{13} para o vão 2 e g_{16} para a seção crítica 1 são limitantes para redução de custo, portanto, são consideradas restrições ativas.

No trabalho de Govanindaraj e Ramasamy (2005), apesar de terem sido desenvolvidas tabelas de armações organizadas por seção transversal, as armações não foram consideradas como variáveis de projeto, e sim calculadas as taxas mínimas necessárias de armadura por seção transversal, considerando combinações de barras comerciais, chegando a um banco de dados de armações longitudinais. Em quanto que no presente trabalho, com os esforços solicitantes das vigas, são reconhecidas as regiões onde existe a necessidade de armação longitudinal, após isso são consideradas as possíveis armações a serem alocadas nessas regiões como variáveis de projeto, possibilitando soluções contendo armadura dupla.

Posteriormente, são executadas as funções de acréscimos em taxa de armadura necessárias, seja por abertura de fissuras excessiva ou por limitação de flechas admissível. Desta forma, obtém-se a armação ótima das vigas. Analisando as Figuras 7.7 e 7.8, pode-se verificar as diferenças nas armações obtidas.

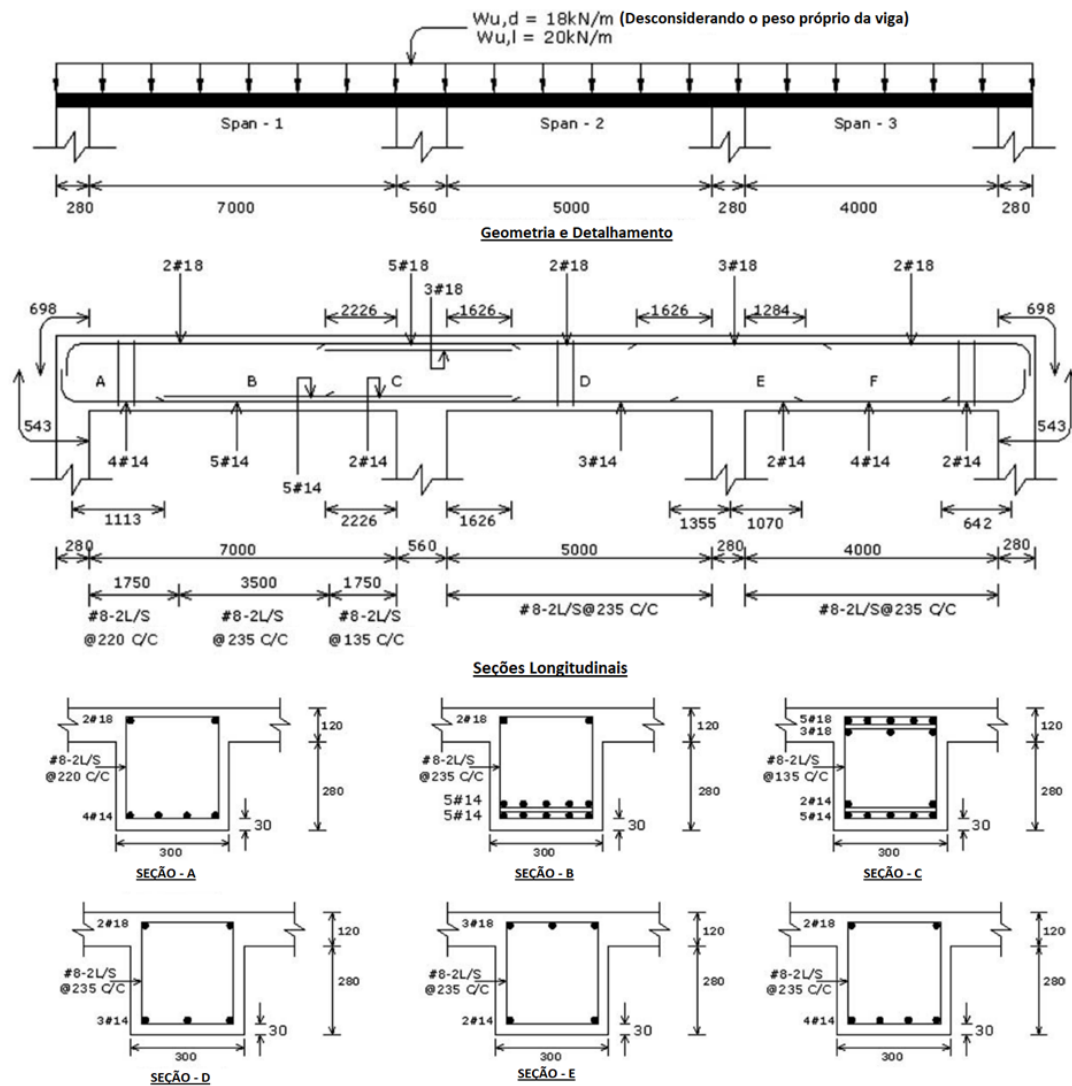


Figura 7.7 Armação obtida por Govanindaraj e Ramasamy (2005) para o problema proposto de vigas contínuas.

Apesar das diferenças entre bitolas, a armação é alocada de maneira semelhante entre as metodologias em comparação. Na Figura 7.8 é possível constatar o detalhamento alcançado pela metodologia do presente trabalho, especificamente para o estudo de caso proposto para vigas contínuas, apresentando as armações e dimensões necessárias para combater as solicitações atuantes.

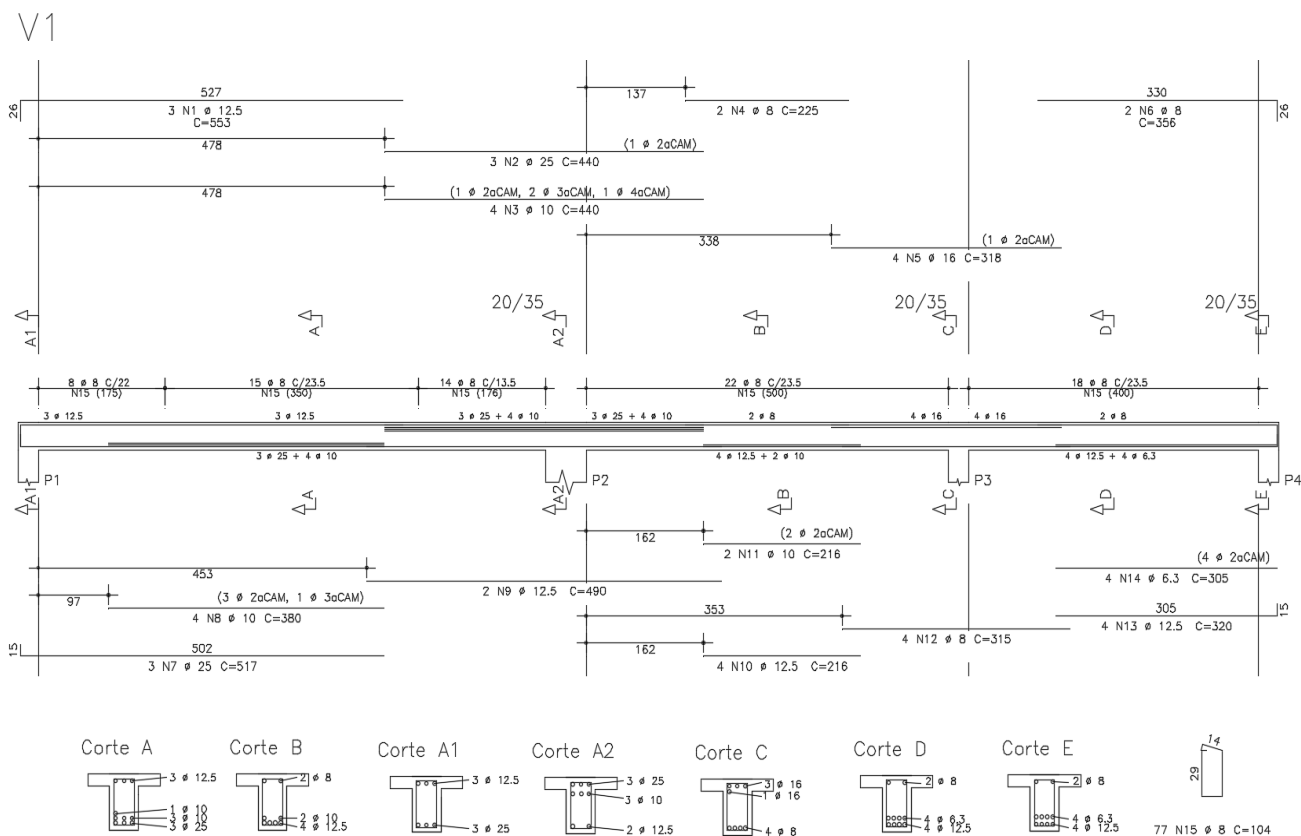


Figura 7.8 Armação da viga gerada pelo algoritmo de otimização desenvolvido. Adaptada para o programa de cálculo estrutural TQS e verificada quanto as exigências normativas.

Para a armação gerada automaticamente através do modelo proposto pela presente pesquisa, foi utilizado o programa de cálculo estrutural comercial TQS em sua versão 19.9, sendo esta versão atualizada com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014). É importante evidenciar que foram necessárias adequações das armaduras geradas referentes ao lançamento no *software*, sendo necessário entrar com o posicionamento das armaduras, bitolas, dimensões da seção transversal de concreto e f_{ck} obtidos pela otimização, para se chegar ao modelo apresentado pela Figura 6.10. O lançamento foi realizado de maneira não automática e os resultados apresentados foram utilizados simplesmente como base de validação dos resultados obtidos através da metodologia de otimização do presente trabalho.

Para verificar os estádios de deformação, ELU, ELS, restrições normativas e de segurança, foi utilizada a ferramenta de verificação de vigas contínuas do *software* comercial TQS. Algumas restrições foram consideradas pela análise da ferramenta comercial, sendo algumas delas:

- Diversas seções ao longo de cada um dos vãos da viga foram analisadas segundo uma flexão composta normal e aos esforços de cisalhamento e torção combinados;
- Foram consideradas as armaduras de flexão, transversal e lateral existentes em cada seção;
- Foram verificadas as seguintes condições de carregamento: $(N_{k,min}; M_{k,min})$ $(N_{k,min}; M_{k,máx})$ $(N_{k,máx}; M_{k,min})$ $(N_{k,máx}; M_{k,máx})$;
- Não foi considerado o valor de cobrimento diferenciado definido nos critérios;
- Não foram verificadas as armaduras de suspensão;
- Os furos em vigas não foram verificados.

Para o primeiro vão obteve-se os resultados apresentados nas Figuras 7.9 e 7.10.

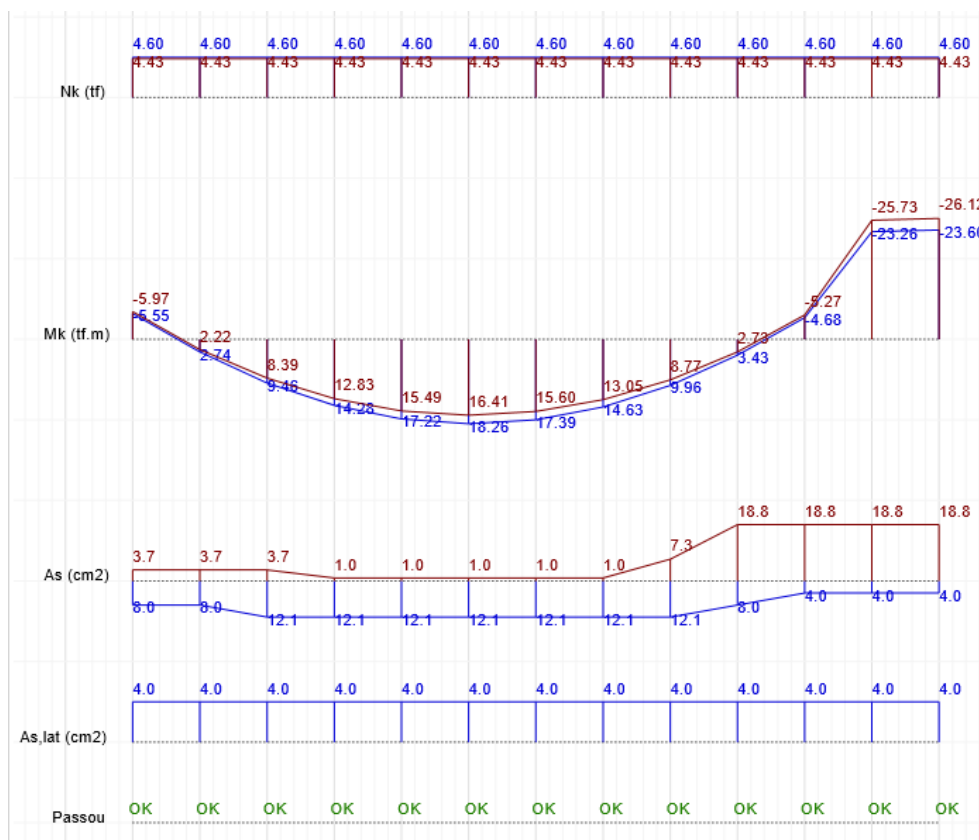


Figura 7.9 Verificações do software TQS para a viga gerada pelo presente trabalho, considerando a flexão composta normal.

Sendo,

N_k : envoltórias mínima e máxima da força normal característica;

M_k : envoltórias mínima e máxima do momento fletor característico;

A_s : armaduras longitudinais superior e inferior de flexão;

$A_{s,lat}$: armadura lateral;

Resultado: Passou (OK), não passou (Não) ou ruptura frágil, domínio 4 (D4).

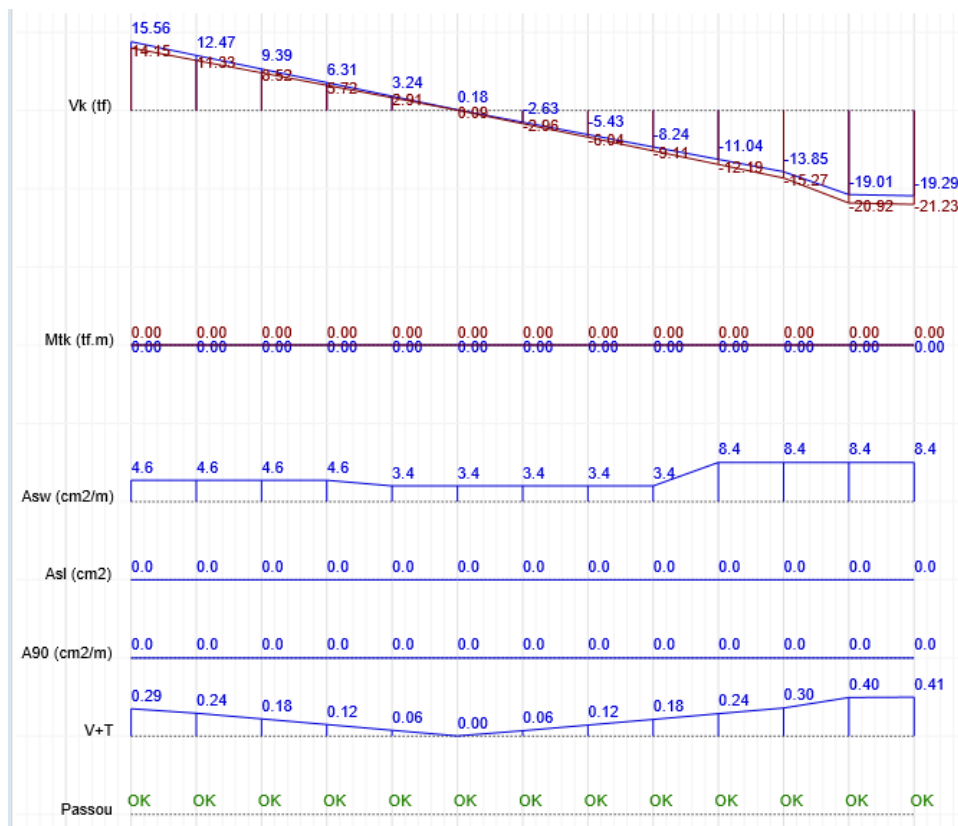


Figura 7.10. Verificações do software TQS para a viga gerada pelo presente trabalho, considerando o cortante e a torção.

Sendo,

V_k : envoltórias mínima e máxima da força cortante característica;

M_{tk} : envoltórias mínima e máxima do momento tissor característico;

A_{sw} : armadura transversal de cisalhamento;

A_{sl} : armadura longitudinal de torção;

A_{90} : armadura transversal de torção;

$V+T$: resistência à cortante + torção combinados;

Passou: resultado da verificação ao cisalhamento + torção.

Pode-se observar que os resultados foram aprovados pela verificação do método do TQS, aonde se observa na última linha de cada Figura o código “OK” (passou).

Resultados semelhantes procederam para os demais vãos e que são apresentados no Apêndice B.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho serviu como base para galgar degraus mais avançados, resultados mais refinados e mais coerentes com a realidade, se tratando de otimização de estruturas em concreto armado.

Todas as considerações, metodologias e dimensionamentos desenvolvidos, seguiram as normas regulamentadoras brasileiras vigentes.

Os dimensionamentos apresentados pelo presente documento foram baseados tanto no Estado Limite Último (ELU) quanto no Estado Limite de Serviço (ELS) e simultaneamente foram consideradas as recomendações de boas práticas da engenharia civil brasileira.

Realizou-se a análise da estrutura, caracterização dos materiais e utilizou-se das boas práticas de projetos estruturais para a obtenção de estruturas otimizadas, de maneira conservadora e a favor da segurança.

Além disso, foram desenvolvidas funções que consideram não somente as restrições normativas, mas também a facilidade na execução das construções em alguns aspectos. Foram desenvolvidos módulos computacionais que trouxeram benefícios à metodologia de otimização desenvolvida. Dentre estes figura-se o gerador de bitolas. Este módulo, além de facilitar a implementação da armação longitudinal como variável discreta, garante que as armações estejam dentro dos requisitos de norma.

O módulo de análise estrutural automatizado utilizando planilhas excel foi de grande valia para o cálculo dos esforços atuantes nas diversas estruturas estudadas. Uma grande vantagem foi a possibilidade de se definir diversas situações e condições de apoio, obtendo os respectivos esforços de maneira simplificada.

O módulo de otimização utilizando algoritmos genéticos se apresentou de maneira eficaz e fornecendo configurações ótimas eficientes com baixo consumo computacional.

Não obstante, critérios de usuários/projetistas podem ser adicionados com relativa facilidade ao algoritmo desenvolvido, sendo assim, o algoritmo gera estruturas coerentes e passíveis de serem executadas após minuciosa verificação do engenheiro projetista.

A utilização de softwares como *AutoCAD*[®], *Ftool*[®], *MATLAB*[®], *Excel*[®], dentre outros, foram necessários para o desenho de plantas, desenvolvimento de funções, geração de modelos, verificação cálculos e apresentação de resultados.

Os resultados obtidos foram satisfatórios, tanto pelas restrições impostas pelo presente trabalho, quanto para todas as verificações realizadas pelo programa comercial utilizado como verificação para o estudo de caso da viga contínua otimizada. Adequações relativas às armações e comprimentos de ancoragem devem ser alterados e adaptados para necessidades específicas, ficando a critério do projetista.

Encontrou-se dificuldade em aprofundar as discussões sobre os resultados obtidos devido a escassez de trabalhos que envolvam otimização de vigas contínuas de concreto armado. Em média, os ganhos obtidos pela metodologia do presente trabalho em relação aos trabalhos da literatura comparados ficaram entre 8% e 9%.

O desenvolvimento de novas tecnologias traz avanços consideráveis na maneira que se projeta e se dimensiona estruturas. Com o surgimento de algoritmos de otimização sofisticados, veio também a oportunidade de aplicar essas metodologias nas mais diversas áreas do conhecimento humano, incluindo para a área de estruturas. A relevância de reduzir custos mantendo a qualidade e segurança das estruturas é uma necessidade de importância crescente. Com o desenvolvimento da metodologia aqui apresentada, acredita-se que se alcançou um estágio mais avançado na busca de estruturas otimizadas.

É válido ressaltar que o desenvolvimento de uma ferramenta computacional integrada com os softwares comerciais seria um avanço bastante significativo para as estruturas de concreto armado e uma transição na maneira que se analisa e dimensiona estruturas.

Esta adequação, partindo de um programa comercial elaborado, seria de grande valia para a obtenção de estruturas tridimensionais mais complexas e realistas, considerando as metodologias de cálculo mais refinadas que os softwares da atualidade dispõem, como pórticos tridimensionais, discretizando os elementos

básicos estruturais (como vigas, lajes, pilares e fundações) em um modelo integral e efetivo de cálculo.

Apesar da geração semiautomática de estruturas ser coerente com o dimensionamento comumente aplicado em projetos, é fundamentando o fato de que a metodologia desenvolvida é apresentada como uma ferramenta de auxílio para a análise de estruturas exclusivamente, sendo que a utilização dos resultados em estruturas reais deve passar por um rigoroso critério de verificação. É clara a grandiosa importância do engenheiro como principal protagonista na elaboração de projetos estruturais, tendo em vista sua competência e conhecimentos necessários em todas as etapas do dimensionamento estrutural, assim como seu bom senso em analisar as estruturas geradas e os resultados obtidos pelas ferramentas disponíveis.

Esta dissertação de mestrado se conclui com a convicção da sua contribuição positiva para o meio acadêmico. Todas as etapas deste trabalho só acrescentaram conhecimento e procurou divulgar e comprovar a importância das técnicas de otimização estrutural, se balizando nas normas regulamentadas brasileiras de estruturas em concreto armado.

8.1 CONCLUSÕES

- Foi desenvolvida uma metodologia computacional para o dimensionamento ótimo de vigas contínuas de concreto armado com o auxílio de Algoritmos Genéticos. A partir dos resultados obtidos pela metodologia proposta, foi possível concluir:
- A metodologia de otimização foi formulada como um problema de projeto numérico computacional, de tal forma que os procedimentos tradicionais de desenvolvimento de projetos estruturais foram automatizados através de técnicas computacionais;
- Com a disponibilidade de alto poder de processamento computacional a um custo relativamente baixo dos computadores modernos, a metodologia proposta consome pouco tempo de processamento, sendo possível, a princípio, ser adotada em softwares comerciais de projeto estrutural;
- Os resultados ótimos de projeto podem ser controlados de maneira simplificada pelo projetista, exclusivamente especificando/alterando os limites das variáveis de projeto, modificando as características dos materiais, alterando os custos

dos respectivos materiais à sua época e região geográfica, atualizando os padrões comerciais de venda, dentre outros;

- A ferramenta computacional apresentada consegue soluções racionais e realistas para diferentes medidas e carregamentos aplicados em vigas contínuas de concreto armado;
- Os resultados obtidos na comparação da metodologia proposta pelo presente trabalho com Coello et al. (1997) e Chakrabarty (1992) apresentaram resultados 17,07% e 13,50% inferiores respectivamente. Os resultados obtidos pela comparação da metodologia do presente trabalho com Govindaraj e Ramasamy (2005) e Kanagasundram e Karihaloo (1991) para o estudo de caso de vigas biapoiadas foram 8.14% e 14.98% inferiores, respectivamente e para o estudo de caso de vigas contínuas foram 3.63% e 10.79% inferiores respectivamente.
- O método proposto tem baixa complexidade matemática, numérica e computacional. Foi desenvolvido de maneira simplificada, objetivando sua utilização amigável e futuras atualizações ou modificações.
- Com o uso do gerador de banco de dados proposto, considerando armações principal e secundária como variáveis de projeto, proporcionam ao algoritmo otimizador a possibilidade de testar soluções contendo armadura dupla na busca pelo resultado ótimo. Um outro grau de liberdade adicionado à presente metodologia é o uso do f_{ck} como variável de projeto, proporcionando ao algoritmo otimizador a liberdade de testar diversas soluções de seção transversal que de outra maneira não seriam testadas. Sendo assim, a presente metodologia foi capaz de encontrar soluções superiores para os estudos de caso analisados.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Desenvolver uma Interface Gráfica do Utilizador (Graphical User Interface “GUI”), visando automatizar as entradas de dados, automatizar as considerações de tipos de apoio, automatizar a leitura de tipos de propriedades de materiais;
- Adicionar as funções para f_{ck} maiores que 50 MPa, abrangendo assim casos de estruturas de grande porte;

- Aplicar a metodologia para grelhas de concreto armado, considerando a laje como parte do processo de otimização e posteriormente para pórticos espaciais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2014) Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento. NB 6118. Rio de Janeiro.

Alves, L.R.M. (2013) Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal utilizando programação matemática e algoritmos genéticos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Laboratório de Engenharia Civil (LECIV), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro– UENF, Campos dos Goytacazes, 106 f.

Austrell, P-E., Dahlblom, O., Lindemann, J., Olsson, A.K-G., Persson, K., Petersson, H., Ristinmaa, M., Sandberg, G., Wernberg, P-A. (2004) CALFEM: A Finite Element Toolbox, Structural Mechanics, LTH, Sweeden.

Balagaru, P.N. (1980) Cost Optimization Design of Doubly Reinforced Concrete. Beams Building and Environment, 15: 219-222.

Barros, M.H.F.M., Barros, A.F.M., Ferreira, C.C. (2012) Optimal design of rectangular RC sections for ultimate bending strength. *Structural Multidisciplinary Optimization*, 45: 845-860.

Bastos, P.S.S. (2015) Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante. Disciplina 2123 - Estruturas de Concreto II. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista- UNESP, 74p.

Bastos, P.S.S. (2015) Flexão normal simples - Vigas. Disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista- UNESP, 78p.

Behera, S., Sahoo, S., Pati, B.B. (2015) A review on optimization algorithms and application to wind energy integration to grid. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 48 (C): 214-227.

Branson, D.E. (1966) Deflections of reinforced concrete flexural members. *Journal of the American Concrete Institute*, 633: 637-667.

Ferreira Júnior, S.S. (2005) Projeto ótimo de pórticos de aço com ligações semirrígidas utilizando Algoritmos Genéticos e Elementos Finitos Híbridos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Laboratório de Engenharia Civil (LECIV), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro–UENF, Campos dos Goytacazes.

Govanindaraj, V., Ramasamy, J.V. (2004) Optimum Detailed Design of Reinforced Concrete Continuous Beams Using Genetic Algorithms. *Computers and Structures*, 84 (1-2): 34-48.

Haupt, R.L., Haupt, S.E. (2004) *Practical Genetic Algorithms*. 2nd edition. John Wiley & Sons, New York.

Holland, J.H. (1975) *Adaptation in Natural and Artificial Systems*. University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.

Kanagasundram, S., Karihaloo, B.L. (1991) Minimum cost reinforced concrete beams and columns. *Computers and Structures*, 41 (3): 509–18.

Kwak, G.K., Kim, J.K. (2008) Optimum design of reinforced concrete plane frames based on predetermined section database. *Computers and Structures*, 40: 396-408.

Kwak, H.G., Kwak, J.H. (2009) An improved design formula for biaxially loaded slender RC column. *Engineering Structures*, 32: 226-237.

Lee, C., Ahn, J. (2003) Flexural design of reinforced concrete frames by genetic algorithm. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129: 762-774.

Leonhardt, F., Mönig, E. (1982) *Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*, v. 1. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 305p.

Linden, R. (2012) *Algoritmos Genéticos*. 3ª. ed. Rio de Janeiro - RJ: Ciência Moderna.

Martha, L. F. (1999) Ftool: A Structural Analysis Educational Interactive Tool. *Proceedings of Workshop in Multimedia Computer Techniques in Engineering Education*. Graz, Áustria: Institute for Structural Analysis, Technical University of Graz, p. 51-65.

Mingqi, L., Xing, L. (2010) Genetic Algorithms based methodologies for optimization designs RC structures. *International Conference on Intelligent System Design Engineering Application*.

Montoya, P.J., Meseguer, A.G., Cabré, F.M. (1987) *Hormigón armado*. Barcelona, Gustavo Gili. v.1.

Mustafa, K. (2010) The effects of two new crossover operators on genetic algorithm performance. *Aksaray University, Faculty of Engineering, Aksaray, Turkey*.

Pinheiro, L.M., Muzardo, C.D., Santos, S.P. (2004) Estruturas de Concreto. Departamento de Engenharia de Estruturas USP – EESC.

Pires, S.L. (2014) Otimização por Algoritmos Genéticos de pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexão oblíqua. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - UNICAMP, Campinas.

Porto, T. B., Fernandes, D.S.G. (2015) Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014. Editora Oficina de Textos.

Silva, N.A. (2005) Concreto Armado I. Notas de aula da Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.

Silva, A.B.C.S. (2011) Dimensionamento ótimo de seções de vigas T em concreto armado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Laboratório de Engenharia Civil (LECIV), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro–UENF, Campos dos Goytacazes.

Soares, G.L. (1997) Algoritmos Genéticos: Estudo, Novas Técnicas e Aplicações. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, p.137.

Tepedino, J.M. (1980) Flexão simples, flexão normal composta, lajes, fissuração, cisalhamento e aderência baseadas na NBR 6118:1980. Notas de aulas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Vanitha M., Thanushkodi K. (2011) Solution to economic dispatch problem by differential evolution algorithm considering linear equality and inequality constraints. International Journal of. Computer Engineering Research, 1 (1): 21–6.

Vélez, D. (2015) Otimização de Estruturas Reticuladas Utilizando Algoritmos Genéticos. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, p. 97.

APÊNDICE A

Cálculo do Cortante

```
Vsd = 1.4*Vsk;      %Força cortante de cálculo na seção
Twd = Vsd/(bw*d);
%-----PARÂMETROS-----
Tc0 = 0.009*fck^(2/3); %Entra com fck em [MPa] e o Tc0 sai em [kN/cm2]
rw = 100*(Twd-Tc0)/39.15;
rwmín = 0.012*fck^(2/3);
av2 = 1-fck/250;   %fck em MPa
%-----
Twd2 = 0.27*av2*fcd;

%-----
% CONDIÇÕES DA NORMA 6118/2014 item 17.4.1.1
%-----

if rw > rwmín || rw > 0
    Asw = rw*bw;
else
    Asw = rwmín*bw;
end

%-----
% CONDIÇÕES DA NORMA 6118/2014 item 18.3.3.2
%-----

fiestribomín = 0.5;
fiestribomáx = bw/10;

if Twd/Twd2 <= 0.67
    espacamáx = 0.6*d;
    if espacamáx > 30, espacamáx = 30; end
else
    espacamáx = 0.3*d;
    if espacamáx > 20, espacamáx = 20; end
end

espacamín = 10; % 100mm
%-----

espacamento = -1; %Atribui um valor negativo menor que espacamáx para
entrar no while abaixo
j = 1; %Contador

.....

% Função automática de geração de bitolas de acordo com a NBR 6118/2014
%Essa função entrega basicamente o banco de dados de possibilidades de
%armações baseados nos requerimentos normativos e organizados em uma matriz
%tridimensional

global FIagregado cobrimento;

%Valor das VP p/ calculo das restricoes
```

```
h = hmax ; bw = bwmax;
```

```
fiestribo = 0.5;
fi = [0.8 1.0 1.25 2.0 2.5 3.2 3.3]; %Bitolas possíveis
fimaxagregado = FIagregado;
ncamadas = [2 0 0];
ficamadas = [0.63 0 0];
conta = 0;
conta2 = 0;

for fipos = 1:1:6
    n=1;
    camada = 1;
    ficamada2 = fi(1);
    fioriginal = fi(fipos);

    while ((bw-2*cobrimento-2*fiestribo-(n+1)*fi(fipos))/((n+1)-1)) > 2 ...
        && ((bw-2*cobrimento-2*fiestribo-(n+1)*fi(fipos))/((n+1)-1)) >
fi(fipos) && ...
        camada < 4 && ((bw-2*cobrimento-2*fiestribo-
(n+1)*fi(fipos))/((n+1)-1)) > fimaxagregado && ...
        fioriginal >= fi(fipos)

        n = n+1;
        ficamadas(camada) = fi(fipos);
        ncamadas(camada) = n;

        conta = conta + 1;

        if camada == 1

            conta2 = conta;

            AS(conta,camada,1).barras = n;
            AS(conta,camada,1).bitola = fi(fipos);

            AS(conta,1,1).area =
(((AS(conta,1,1).barras)*(pi*(AS(conta,1,1).bitola)^2))/4));

            AS(conta,4,1).area =
(((AS(conta,1,1).barras)*(pi*(AS(conta,1,1).bitola)^2))/4));

            %% -----Cálculo do d' com a armadura sugerida-----
            -----
            X1 = cobrimento + 0.5 + (AS(conta,1,1).bitola)/2; %CG da
armação da primeira camada

            n1 = AS(conta,1,1).barras; %Número de barras na primeira
camada

            dlinhamomento = (X1*n1)/(n1); %CG da armadura longitudinal de
FLEXÃO

            AS(conta,1,1).dlinha = dlinhamomento; %d' para esta armação
```

```

-----
end

if camada == 2

    AS(conta,1,1).barras = AS(conta2,1,1).barras;
    AS(conta,1,1).bitola = AS(conta2,1,1).bitola;

    conta2 = conta;

    AS(conta,camada,1).barras = n;
    AS(conta,camada,1).bitola = fi(fipos);

    AS(conta,1,1).area =
    ((AS(conta,1,1).barras)*(pi*((AS(conta,1,1).bitola)^2))/4));
    AS(conta,2,1).area =
    ((AS(conta,2,1).barras)*(pi*((AS(conta,2,1).bitola)^2))/4));

    AS(conta,4,1).area =
    ((AS(conta,1,1).barras)*(pi*((AS(conta,1,1).bitola)^2))/4) +
    ((AS(conta,2,1).barras)*(pi*((AS(conta,2,1).bitola)^2))/4));

    %% -----Cálculo do d' com a armadura sugerida-----
    -----

    Sv1 = max(2 , AS(conta,1,1).bitola); %Espaçamento vertical
entre a camada 1 e camada 2
    Sv1 = max(Sv1 , 0.5*FIagregado);

    X1 = cobrimento + 0.5 + (AS(conta,1,1).bitola)/2; %CG da
armação da primeira camada
    X2 = cobrimento + 0.5 + AS(conta,1,1).bitola + Sv1 +
(AS(conta,2,1).bitola)/2; %CG da armação da segunda camada
    %
    X3 = cobrimento + 0.5 + AS(conta,1,1).bitola +
Sv1 + AS(conta,2,1) + Sv2 + (AS(conta,3,1))/2; %CG da armação da terceira
camada

    n1 = AS(conta,1,1).barras; %Número de barras na primeira
camada
    n2 = AS(conta,2,1).barras; %Número de barras na segunda camada

    dlinhamomento = (X1*n1 + X2*n2)/(n1+n2); %CG da armadura
longitudinal de FLEXÃO

    AS(conta,1,1).dlinha = dlinhamomento; %d' para esta armação

    %%-----
    -----

end

if camada == 3

    AS(conta,1,1).barras = AS(conta2,1,1).barras;

```

```

AS(conta,1,1).bitola = AS(conta2,1,1).bitola;

AS(conta,2,1).barras = AS(conta2,2,1).barras;
AS(conta,2,1).bitola = AS(conta2,2,1).bitola;

AS(conta,camada,1).barras = n;
AS(conta,camada,1).bitola = fi(fipos);

AS(conta,1,1).area =
(((AS(conta,1,1).barras)*(pi*((AS(conta,1,1).bitola)^2))/4));
AS(conta,2,1).area =
(((AS(conta,2,1).barras)*(pi*((AS(conta,2,1).bitola)^2))/4));
AS(conta,3,1).area =
(((AS(conta,3,1).barras)*(pi*((AS(conta,3,1).bitola)^2))/4));

AS(conta,4,1).area =
(((AS(conta,1,1).barras)*(pi*((AS(conta,1,1).bitola)^2))/4) +
((AS(conta,2,1).barras)*(pi*((AS(conta,2,1).bitola)^2))/4) +
((AS(conta,3,1).barras)*(pi*((AS(conta,3,1).bitola)^2))/4));

%% -----Cálculo do d' com a armadura sugerida-----
-----

Sv1 = max( 2 , AS(conta,1,1).bitola); %Espaçamento vertical
entre a camada 1 e camada 2
Sv1 = max(Sv1 , 0.5*FIagregado);
Sv2 = max( 2 , AS(conta,2,1).bitola); %Espaçamento vertical
entre a camada 2 e camada 3
Sv2 = max(Sv2,0.5*FIagregado);
X1 = cobrimento + 0.5 + (AS(conta,1,1).bitola)/2; %CG da
armação da primeira camada
X2 = cobrimento + 0.5 + AS(conta,1,1).bitola + Sv1 +
(AS(conta,2,1).bitola)/2; %CG da armação da segunda camada
X3 = cobrimento + 0.5 + AS(conta,1,1).bitola + Sv1 +
AS(conta,2,1).bitola + Sv2 + (AS(conta,3,1).bitola)/2; %CG da armação da
terceira camada

n1 = AS(conta,1,1).barras; %Número de barras na primeira
camada
n2 = AS(conta,2,1).barras; %Número de barras na segunda camada
n3 = AS(conta,3,1).barras; %Número de barras na terceira
camada

dlinhamomento = (X1*n1 + X2*n2 + X3*n3)/(n1+n2+n3); %CG da
armadura longitudinal de FLEXÃO

AS(conta,1,1).dlinha = dlinhamomento; %d' para esta armação

%-----
-----

end

%-----
-----

AS(conta,4,1).barras1 = AS(conta,1,1).barras;
AS(conta,4,1).barras2 = AS(conta,2,1).barras;
AS(conta,4,1).barras3 = AS(conta,3,1).barras;

```



```

%-----
% Vsd = 1.4*Vsk;      %Força cortante de cálculo na seção
Twd = Vsd/(bw*d);
%-----PARÂMETROS-----
Tc0 = 0.009*fck^(2/3); %Entra com fck em [MPa] e o Tc0 sai em [kN/cm2]
%-----

alfaL = max(d*(Twd/(2*(Twd-Tc0))) , 0.5*d);

Fsd = alfaL*Vsd/d + Nsd;

Ascalc = Fsd/fyd;

alfa = 1; %barra sem gancho

lbmin = max(0.3*lb , 10*fi , 10);

Asef = Ast;

lbnesc = max(alfa*lb*Ascalc/Asef , lbmin);
lbnesc = lbnesc/5;
lbnesc = ceil(lbnesc);
lbnesc = lbnesc*5; %Transforma o lbnesc no próximo múltiplo de 5 (12,93
-> 15)

```

```

% Sistema de Fissuração baseado na NBR 6118/2014
% Atualmente a função encontra-se desativada para comparação com estudos de
% casos, porém para ativa-la basta transformar em função (function) e
% adicionar as condições necessárias na função de restrições
% fun_restricoesT.m

```

```

global majconc a Es n1 AS fyd x2

```

```

h=x(1); Ast=x(4); Asc=x(5); fck=x(3); bw=x(2);
bf=bw*3.5;
fcd = fck/majconc;

```

```

Acri = 133.75;

```

```

fyd2 = fyd*10^2;
sigmasi = (fyd2/majconc)*1; %sigmasi = fyd/majconc * Ascalc*Asef
Esi = Es*10^2; %[kN/cm2] para [kgf/cm2]

```

```

fii = AS(x2(2) , 1).bitola;

```

```

Asi = (pi*fii^2)/4;

```

```

pri = Asi/Acri;

```

```

fctm = 0.3*(fck*10)^(2/3); %fck em [MPa]
fctm = fctm*10; %de [MPa] para [kgf/cm2]

```

```

wk1 = (fii/(12.5*n1))*(sigmasi/Esi)*(3*sigmasi/fctm);

```

```

wk2 = (fii/(12.5*n1))*(sigmasi/Esi)*(4/pri + 45);

wk = min(wk1,wk2);

.....

%% Verificação do estágio de fissuração e flecha da viga contínua
%% método baseado nas premissas da NBR 6118/2014

Es2 = Es*10^6; %Passa de [kN/cm2] p/ [kgf/m2]
g = %Cargas permanentes em [kgf/m]
q = %Cargas acidentais em [kgf/m]

t = 0.5; %tempo em meses, 0.5 p/ 14 dias, p/ 28 dias t = 0.933
%-----%
alfa = 1.5; %alfa = 1.2 p/ Seção T ou duplo T
%alfa = 1.3 p/ Seção I ou T invertido (negativo)
%alfa = 1.5 p/ Seção retangular

K = 2; %K = 5 p/ apoiada-apoiada
%K = 2 p/ apoiada-engastada
%K = 1 p/ engastada-engastada

fctm = 0.3*(fck*10)^(2/3); %fck em [MPa]
fctm = fctm*10; %de [MPa] para [kgf/cm2]
% fctkinf = 0.7*fctm;
% fctd = fctkinf/1.4;
Ic = (bw*h^3)/12;
% Ic = 208.33;
yt = h/2;

%-----%
alfaE = 1.0; %Material utilizado no concreto, 1,0 para granito e gnaisse
(Tab 1.0)
alfaI = 0.8+0.2*(fck*10)/80; %fck utilizado no concreto, 0,88 para fck = 30
MPa (Tab 1.1)
if alfaI > 1
    alfaI = 1;
end

Eci = alfaE*5600*((fck*10)^(1/2));
Ecs = alfaI*Eci;
Ecs = Ecs*10^5; %[MPa] p/ [kgf/m2]
%-----%

Mr = alfa*fctm*Ic/yt; %Em [kgf*cm]
Mr = Mr/100; %De [kgf*cm] p/ [kgf*m]

Mg = 0.8*Msd; %Momento total de cargas permanentes
Mq = 0.2*Msd; %Momento total de cargas acidentais

Mserv = Mg + u2*Mq; %Em [kgf*m]

if Mserv < Mr %Estádio I de fissuração, concreto trabalha simultaneamente
à tração e à compressão (concreto não-fissurado) p.76 NBR

Eeq = Ecs*(Ic*10^(-8)); %Ic de [cm^4] p/ [m^4] e Eeq em [kgf*m2]

```

```

else

    alfaE = Es2/Ecs; %Relação modular
    alfaEl = alfaE-1;

    A = (alfaE*Ast + alfaEl*Asc)/bw;
    B = (2*alfaE*Ast*d + alfaEl*Asc*a)/bw;
    xii = -A+(A^2+B)^(1/2);

    Iii = (bw*xii^3)/3 + alfaEl*Asc*(xii-a)^2 + alfaE*Ast*(d-xii)^2;

    Eeq = Ecs*((Mr/Msd)^3)*Ic + (1-(Mr/Msd)^3)*Iii; %Momento máximo na
    seção crítica do vão ou no apoio para caso de balanço

end

Ppi = g + u2*q; %g p/ cargas permanentes e q p/ cargas acidentais em
[kgf/m]
L1 = L/100; %Vão em [m]
Fi = ((Ppi*((L1)^4))/(384*Eeq))*K; %Cálculo da flecha imediata em [m]
Fi = Fi*100; %De [m] p/ [cm]

epsiT = 0.68*(0.996^t)*t^(0.32);
epsiTinf = 2; %tempo infinito (>70 meses) epsilon = 2, NBR 6118-2014

Depsi = epsiTinf - epsiT;

rol = Asc/(bw*d);

alfaF = Depsi/(1+50*rol);

FiInf = Fi*(1+alfaF); %Cálculo da flecha em t=infinito em [cm]

FiAdm = L/250;

```

APÊNDICE B

Resultado apresentado pelo TQS v19, para o vão 2 do estudo de caso proposto para vigas contínuas de concreto armado:

