

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MARIANA SOARES RIBEIRO

**SOFTWARE DE APOIO À APRENDIZAGEM PARA
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM MADEIRA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2016

MARIANA SOARES RIBEIRO

**SOFTWARE DE APOIO À APRENDIZAGEM PARA
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM MADEIRA**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil - DACOC - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Luís Nunes de Góes

Co-orientador: Prof. Me. Rodrigo Hübner

CAMPO MOURÃO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

SOFTWARE DE APOIO À APRENDIZAGEM PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS EM MADEIRA

por

Mariana Soares Ribeiro

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 15h00min do dia 28 de novembro de 2016 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Me. Rodrigo Hübner
(UTFPR)
Co-orientador

Prof. Dr. Marcelo Rodrigo Carreira
(UTFPR)

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello
(UTFPR)

Prof. Dr. Jorge Luís Nunes de Góes
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me dar o dom da vida e por me amar incondicionalmente. Agradeço também a Maria, minha mãezinha que me acolhe em seu colo e intercede por mim em todas as minhas dificuldades.

Aos meus pais Neusa e Antonio que sempre me apoiaram em tudo e que sempre estão torcendo por mim mesmo de longe. Aos meus irmãos, em especial ao Diogo que contribuiu para que este trabalho fosse feito. As minhas cunhadas e ao meu sobrinho por me mostrar o amor mais puro que existe no mundo com apenas um olhar.

A família que Deus me permitiu escolher, meus amigos. Em especial as minhas companheiras de república e ao JAM, por possibilitar que minha fé seja renovada através da amizade.

Aos meus orientadores Jorge e Hübner que se dispuseram a contribuir com uma etapa tão importante da faculdade, e me permitiram fazer o trabalho de conclusão de curso nas duas áreas que eu mais me identifiquei na faculdade: estruturas e programação. Obrigada por escolherem a profissão de ensinar, obrigada por me inspirarem e por me fazer sentir orgulho de ter tido professores tão especiais. E agradeço também aos demais professores que contribuíram para minha formação acadêmica.

Ao Jeferson e a Fran por contribuírem para que o TBD fosse concluído com sucesso.

RESUMO

RIBEIRO, M. S. Software de Apoio à Aprendizagem para Dimensionamento de Vigas em Madeira. 94 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2016.

O uso de softwares para o dimensionamento de elementos estruturais tem se tornado uma importante ferramenta para auxiliar nos procedimentos de cálculo, que geralmente são extensos. A fim de informatizar o procedimento para dimensionamento de vigas em madeira proposto pelo projeto de norma da NBR 7190 (2011), referente ao projeto de estruturas de madeira, este trabalho apresenta um software de apoio à aprendizagem para realizar as verificações de Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS). Para isso, desenvolveu-se um algoritmo na plataforma Lazarus, que utiliza a linguagem Object Pascal para a elaboração do código-fonte. A lógica de programação utilizada para o ELU tem início com a combinação última das ações da NBR 8681 (2003), referente às ações e segurança nas estruturas, que possibilita a seleção da combinação crítica para as demais verificações. Posteriormente, o usuário insere as dimensões do elemento e as propriedades do material, que permite as verificações de tensão normal, tensão de cisalhamento, esmagamento nos apoios e estabilidade lateral. Para o ELS, é escolhida a combinação de serviço das ações e em seguida é feita a verificação dos limites de flecha e vibrações. Como resultado, obteve-se o software Timber Beams Design que é capaz de verificar elementos fletidos de madeira submetidos a flexão simples reta, com carregamento uniformemente distribuído e elemento biapoiado, atendendo as recomendações propostas em norma. O programa disponibiliza um manual que indica como o usuário deve proceder para que o fluxograma seja cumprido corretamente. Além de ser utilizado no ambiente escolar, também pode ser usado em situações reais de projeto.

Palavras-chave: Software. Elementos fletidos. Estruturas de madeira.

ABSTRACT

RIBEIRO, M. S. Learning Support Software for Timber Beams Design. 94 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2016.

The use of structural elements design software has become an important tool to assist in the calculation procedures, which are generally extensive. In order to computerize the design procedure for wooden beams proposed by the NBR project 7190 (2011), referring to the wooden structures design, this paper presents a learning support software for the Ultimate Limit State (ULS) and Service Limit State (SLS). Therefore, we developed an algorithm in the Lazarus platform, which uses the Object Pascal language for the source code development. The programming logic used for the ULS begins with the ultimate actions combination of NBR 8681 (2003), referring to structure's actions and security, which enables the selection of the critical combination for the remaining checks. Subsequently, the user inserts the element's dimensions and material properties, which allows the normal stress, shear stress, supports crushing and lateral stability. For SLS, is chosen the service actions combination and then is made the arrows limits and vibrations checks. As result, it was obtained the software Timber Beams Design which is able to check bent wood elements subjected to simple straight bending, with uniform distributed load and end supported element, complying the recommendations proposed in the standard. The program offers a manual that indicates how you should proceed correctly to complete the flowchart. Besides being used in the school environment, it can also be used in real project situations.

Keywords: Software. Beam. Timber structure.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	– DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE E MOMENTO FLETOR ...	13
FIGURA 2	– BARRA PRISMÁTICA RETA ANTES E APÓS DEFORMAÇÃO	14
FIGURA 3	– ELEMENTO ANTES E APÓS DEFORMAÇÃO	14
FIGURA 4	– VARIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO NORMAL E TENSÃO DE FLEXÃO	16
FIGURA 5	– COMPARAÇÃO DA DEFORMAÇÃO	18
FIGURA 6	– BARRA SUBMETIDA A UMA FORÇA DE CISALHAMENTO	19
FIGURA 7	– VIGA BIAPOIADA	20
FIGURA 8	– DIAGRAMAS DE MOMENTOS MÁXIMOS	25
FIGURA 9	– CONVENÇÃO DE EIXOS	41
FIGURA 10	– TENSÕES NORMAIS	42
FIGURA 11	– MEDIDAS DA VERIFICAÇÃO DO ESMAGAMENTO	45
FIGURA 12	– FLUXOGRAMA DO SOFTWARE	50
FIGURA 13	– TELA INICIAL DO SOFTWARE TBD	51
FIGURA 14	– ABA “COMBINAÇÕES ELU” COM DEMONSTRAÇÃO DE DICA ...	54
FIGURA 15	– ABA “DIMENSÕES” PARA SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR	55
FIGURA 16	– ABA “DIMENSÕES” PARA SEÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR ...	55
FIGURA 17	– ABA “PROPRIEDADES DA MADEIRA”	56
FIGURA 18	– ABA RESULTADOS ELU	57
FIGURA 19	– ABA COMBINAÇÕES ELS	58
FIGURA 20	– EXEMPLO 5.1 - TELA INICIAL TBD	60
FIGURA 21	– EXEMPLO 5.1 - ABA “COMBINAÇÕES ELU”	60
FIGURA 22	– EXEMPLO 5.1 - ABA “DIMENSÕES”	61
FIGURA 23	– EXEMPLO 5.1 - ABA “PROPRIEDADES DA MADEIRA”	61
FIGURA 24	– EXEMPLO 5.1 - ABA “RESULTADOS ELU”	62
FIGURA 25	– EXEMPLO 5.1 - ABA “RESULTADOS ELU”	63
FIGURA 26	– EXEMPLO 5.1 - ABA “COMBINAÇÕES ELS”	64
FIGURA 27	– VISTA FRONTAL DO PERGOLADO	65
FIGURA 28	– DETALHE DAS LIGAÇÕES	65
FIGURA 29	– DESENHO ESQUEMÁTICO DO PERGOLADO	66
FIGURA 30	– EXEMPLO 5.2.1 - TELA INICIAL DO TBD	68
FIGURA 31	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “COMBINAÇÕES ELU”	68
FIGURA 32	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “DIMENSÕES”	69
FIGURA 33	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “PROPRIEDADES DA MADEIRA”	69
FIGURA 34	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “RESULTADOS ELU”	70
FIGURA 35	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “RESULTADOS ELU”	70
FIGURA 36	– EXEMPLO 5.2.1 - ABA “COMBINAÇÕES ELS”	71
FIGURA 37	– EXEMPLO 5.2.2 - TELA INICIAL DO TBD	72
FIGURA 38	– EXEMPLO 5.2.2 - ABA “COMBINAÇÕES ELU”	72
FIGURA 39	– EXEMPLO 5.2.2 - ABA “DIMENSÕES”	73
FIGURA 40	– EXEMPLO 5.2.2 - ABA “PROPRIEDADES DA MADEIRA”	73
FIGURA 41	– EXEMPLO 5.2.2 - ABA “RESULTADOS ELU”	74
FIGURA 42	– EXEMPLO 5.2.2 - ABA “RESULTADOS ELU”	74

FIGURA 43 – EXEMPLO 5.2.2 - ABA “COMBINAÇÕES ELS”	75
FIGURA 44 – TELA INICIAL DO SOFTWARE TBD	79
FIGURA 45 – ABA “COMBINAÇÕES ELU”	79
FIGURA 46 – ABA “DIMENSÕES” PARA SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR	84
FIGURA 47 – ABA “DIMENSÕES” PARA SEÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR ...	85
FIGURA 48 – ABA “PROPRIEDADES DA MADEIRA”	85
FIGURA 49 – ABA “RESULTADOS ELU”	90
FIGURA 50 – ABA “COMBINAÇÕES ELS”	94

LISTA DE TABELAS

TABELA 1	– CLASSE DE RESISTÊNCIA DAS FOLHOSAS	27
TABELA 2	– CLASSE DE RESISTÊNCIA DAS CONÍFERAS	27
TABELA 3	– CLASSES DE UMIDADE	27
TABELA 4	– CLASSES DE CARREGAMENTO E VALORES DE K_{MOD1}	29
TABELA 5	– EXEMPLOS DE CARREGAMENTO PARA CADA CLASSE	29
TABELA 6	– VALORES DE K_{MOD2}	30
TABELA 7	– VALORES DE K_{MOD3} PARA CONÍFERAS	30
TABELA 8	– VALORES DE K_{MOD3} PARA FOLHOSAS	31
TABELA 9	– CLASSES DE DENSIDADE DEFINIDAS NA ASTM D245-93	32
TABELA 10	– AÇÕES PERMANENTES DIRETAS	37
TABELA 11	– AÇÕES VARIÁVEIS	38
TABELA 12	– VALORES DOS FATORES DE COMBINAÇÃO E DE REDUÇÃO ...	39
TABELA 13	– COEFICIENTE DE CORREÇÃO β_M PARA $\gamma_F = 1,4$ E $\beta_E = 4$	43
TABELA 14	– VALORES DE α_N	45
TABELA 15	– COEFICIENTE DE FLUÊNCIA (Φ)	46
TABELA 16	– AÇÕES PERMANENTES DIRETAS	81
TABELA 17	– EXEMPLOS DE CARREGAMENTO PARA CADA CLASSE	82
TABELA 18	– VALORES DOS FATORES DE COMBINAÇÃO E DE REDUÇÃO ...	83
TABELA 19	– CLASSE DE RESISTÊNCIA DAS CONÍFERAS	86
TABELA 20	– CLASSE DE RESISTÊNCIA DAS FOLHOSAS	86
TABELA 21	– CLASSES DE UMIDADE	86
TABELA 22	– CLASSES DE CARREGAMENTO E VALORES DE K_{MOD1}	87
TABELA 23	– VALORES DE K_{MOD2}	87
TABELA 24	– VALORES DE K_{MOD3} PARA CONÍFERAS	88
TABELA 25	– VALORES DE K_{MOD3} PARA FOLHOSAS	88
TABELA 26	– CLASSES DE DENSIDADE DEFINIDAS NA ASTM D245-93	89
TABELA 27	– COEFICIENTE DE CORREÇÃO β_M PARA $\gamma_F = 1,4$ E $\beta_E = 4$	91

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
2	OBJETIVOS	11
2.1	OBJETIVO GERAL	11
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
3.1	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS FLETIDOS	12
3.2	DEFLEXÕES EM VIGAS	20
3.2.1	Relação Momento-Curvatura	20
3.2.2	Deslocamentos por Integração Direta	22
3.2.3	Deslocamentos através do Princípio do Trabalho Virtual	24
3.3	ESTABILIDADE LATERAL DE VIGAS	26
3.4	PROPRIEDADES DA MADEIRA	26
3.4.1	Classes das Madeiras	26
3.4.2	Coefficientes de Minoração	28
3.4.3	Coefficientes de Modificação	28
3.5	CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA	32
3.5.1	Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço	32
3.5.2	Ações	33
3.5.3	Coefficientes de ponderação para ELU e ELS	34
3.5.4	Tipos de Carregamento	34
3.5.5	Combinações Últimas das Ações	36
3.5.6	Coefficientes de Ponderação para Combinações Últimas	36
3.5.7	Valores dos Fatores de Combinação e de Redução	38
3.5.8	Combinações de Serviço das Ações	39
3.6	DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS FLETIDOS DE MADEIRA SEGUNDO NBR 7190	40
3.6.1	Estados Limites Últimos	41
	Tensões Normais em Flexão Simples Reta	41
	Estabilidade lateral	42
	Tensões tangenciais	43
	Tensões normais de esmagamento	44
3.6.2	Estados Limites de Serviço	45
	Estados limites de deformações	45
	Estados limites de vibrações	47
4	MÉTODOS	48
4.1	SOBRE O LAZARUS	48
4.2	LÓGICA DE PROGRAMAÇÃO	49
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
5.1	CASO DE USO DO SOFTWARE	59
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
	REFERÊNCIAS	77

APÊNDICE A	78
-------------------------	-----------

1 INTRODUÇÃO

O uso de softwares para o dimensionamento de elementos estruturais têm se tornado cada dia mais frequente. Por se tratarem de procedimentos de cálculo geralmente extensos, os softwares podem ser utilizados como ferramentas para automatizar o trabalho executado manualmente.

O texto do projeto de norma brasileira NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) apresenta recomendações para o projeto de estruturas de madeira e atualmente se encontra em revisão pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil CB-02. Tendo em vista que a edição vigente antes do projeto de revisão ser publicado é de 1997, que são escassos os softwares que auxiliam no processo de dimensionamento de elementos estruturais de madeira e que os softwares existentes não contemplam as revisões desse documento normativo brasileiro, torna-se pertinente o desenvolvimento de novos softwares.

Os elementos estruturais devem garantir ao usuário segurança e conforto ao longo da vida útil da edificação, sendo projetados atendendo às recomendações de normas específicas. A fim de simplificar os procedimentos de cálculo realizados manualmente, reuniu-se as verificações de Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS) apresentadas na NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) em um algoritmo.

O algoritmo foi desenvolvido em 6 etapas, sendo estas as abas da interface. Inicialmente o usuário escolhe o tipo de material a ser verificado, posteriormente insere os dados pertinentes às combinações de Estados Limites Últimos, em seguida são exibidos os valores críticos de momento fletor e esforço cortante. Com estes dados é possível executar as verificações conforme previsto em norma. Feitas as verificações ELU, o usuário avança para as combinações e verificações para os Estados Limites de Serviço.

Os softwares para dimensionamento de elementos estruturais são desenvolvidos com a premissa de que o engenheiro calculista tenha domínio sobre os procedimentos de cálculo e consiga analisar a coerência dos resultados obtidos. Já no caso de softwares de apoio à aprendizagem, são destinados à utilização para fins didáticos em ambiente escolar, auxiliando o estudante na compreensão dos princípios do dimensionamento estrutural.

Para este trabalho, considerou-se o dimensionamento de elementos fletidos em madeira, comumente chamados de vigas. As condições de vinculação e carregamento utilizadas são de uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído, objetivando seu uso na disciplina de Construções em Madeira pertencente às matrizes do curso de Engenharia Civil no Brasil.

O software Timber Beams Design foi desenvolvido buscando uma interface interativa para auxílio a aprendizagem dos alunos, mas também com a proposta de demonstrar que pode ser utilizado para situações reais de projeto. Além disso, traz um manual para poder suprir eventuais dúvidas que possam surgir quanto ao uso do software e para o que ele se destina.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver um software de apoio à aprendizagem para dimensionamento de vigas em madeira, atendendo aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Serviço conforme o projeto de norma brasileira NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudar os fenômenos mecânicos que regem o comportamento estrutural de elementos fletidos de madeira;
- Implementar código computacional capaz de dimensionar elementos fletidos de madeira, em atendimento às recomendações do projeto de norma NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011);
- Validar os resultados obtidos por meio de exemplos;
- Propiciar aos alunos de Engenharia Civil um software de apoio à aprendizagem a ser utilizado na disciplina de Construções em Madeira;
- Elaborar um manual de uso do software.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os fenômenos mecânicos que regem o comportamento estrutural de elementos fletidos, as propriedades do material madeira, os critérios de ações e segurança das estruturas pertencentes à NBR 8681 (2003) e o procedimento para o dimensionamento de vigas de madeira presentes na revisão da NBR 7190 (2011).

3.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS FLETIDOS

O modelo estrutural adotado neste trabalho está baseado nas hipóteses de Navier-Bernoulli para barras submetidas à flexão. Essas indicam que o material está em regime elástico-linear, que na direção longitudinal da barra atue somente tensões normais, que as seções permanecem planas antes e após a deformação, que o comprimento da barra é muito maior que sua altura, e permite desprezar as deformações devido a força cortante.

Vigas são elementos fletidos que suportam carregamentos aplicados perpendicularmente a seu eixo longitudinal e são consideradas um importante elemento estrutural. Por conta dos carregamentos aplicados, as vigas desenvolvem esforços internos de cisalhamento e momento fletor que, em geral, variam ao longo do eixo da viga (HIBBELER, 2010).

Para projetar uma viga, faz-se necessário determinar os esforços internos máximos. Uma maneira de encontrar esses valores é expressar o momento fletor e a força cortante em função da posição x ao longo do eixo da viga. E essas podem ser representadas por meio de diagramas de estado.

Para este trabalho, as condições de vinculação e carregamento consideradas são de uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído, para seção transversal retangular ou circular. A verificação dos esforços internos máximos indicam as seções mais críticas a serem consideradas no dimensionamento, neste caso os maiores valores de força de cisalhamento se localizam próximo aos apoios e o momento fletor no meio do vão, conforme Figura 1.

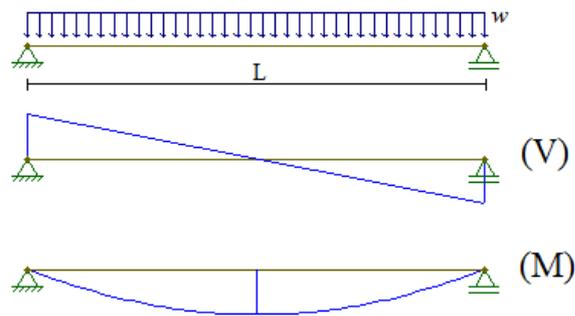


Figura 1: Diagramas de esforço cortante e momento fletor para uma viga isostática biapoiada com carregamento uniformemente distribuído

Considerando um carregamento w e uma viga biapoiada de comprimento L , pelo cálculo das reações de apoio R tem-se:

$$R = \frac{wL}{2} \quad (3.1.1)$$

O valor do esforço cortante máximo V é coincidente com o valor da reação nos apoios:

$$V = \frac{wL}{2} \quad (3.1.2)$$

Para a obtenção do momento fletor máximo M , considera-se a seção no meio do vão:

$$\begin{aligned} M &= \frac{wL^2}{4} - \frac{wL^2}{8} \\ M &= \frac{wL^2}{8} \end{aligned} \quad (3.1.3)$$

Uma viga prismática reta constituída de material homogêneo quando submetida à flexão sofre deformações ao longo do seu comprimento. Considera-se para este estudo limitações às vigas quanto a área de seção transversal simétrica em relação a um eixo e um momento fletor aplicado no centro da seção transversal.

As deformações observadas ao longo de uma barra inicialmente reta submetida a um momento fletor, conforme a Figura 2, são que as linhas longitudinais tornam-se curvas e as linhas transversais permanecem retas, porém rotacionadas.

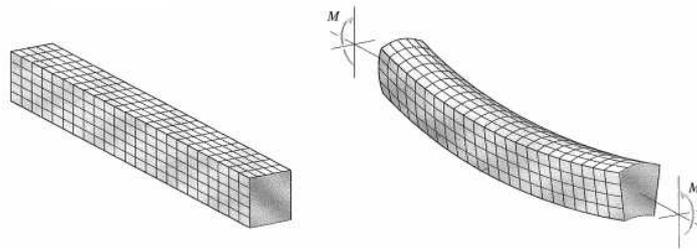


Figura 2: Barra prismática reta antes e após deformação

Fonte: Adaptado de Hibbeler (2010).

Baseado nestas observações, adotam-se três princípios relacionados ao modo de deformação causado pela tensão. O primeiro é que o eixo longitudinal não sofre mudanças no comprimento após a deformação. O segundo é que as seções transversais inicialmente planas permanecem planas durante a deformação e perpendiculares ao eixo longitudinal. O terceiro é que as deformações ocorridas no plano da seção transversal serão desprezadas.

Para mostrar como essa deformação ocorrerá, isolar-se-á um segmento de viga localizado à distância x ao longo do comprimento da viga com espessura Δx antes da deformação. A Figura 3 mostra uma vista lateral desse elemento adotado antes e após a deformação. Observe-se que qualquer segmento de reta Δx , localizado ao longo do eixo longitudinal pertencente a uma superfície neutra não muda de comprimento, ao passo que qualquer segmento de reta Δs , localizado à uma distância arbitrária y acima da superfície neutra, se contrairá e se tornará $\Delta s'$ após a deformação (HIBBELER, 2010).

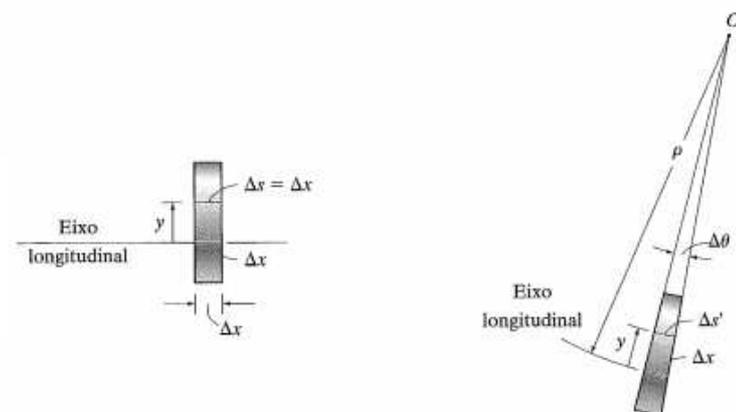


Figura 3: Elemento antes e após deformação

Fonte: Adaptado de Hibbeler (2010).

Por definição, a deformação normal ε ao longo de Δs é encontrada por:

$$\varepsilon = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta s' - \Delta s}{\Delta s} \quad (3.1.4)$$

Para representar a deformação em função da localização y do segmento e do raio de curvatura ρ do eixo longitudinal do elemento, considera-se que inicialmente $\Delta s = \Delta x$ e após a deformação Δx possui raio de curvatura ρ com centro no ponto O' . O ângulo entre segmentos de reta considerados nos lados do elemento é $\Delta\theta$, o comprimento de arco é $\rho\Delta\theta$, portanto $\Delta x = \Delta s = \rho\Delta\theta$. De maneira análoga, o comprimento deformado de Δs torna-se $\Delta s' = (\rho - y)\Delta\theta$ (HIBBELER, 2010). Substituindo na equação 3.1.4, tem-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \lim_{\Delta\theta \rightarrow 0} \frac{(\rho - y)\Delta\theta - \rho\Delta\theta}{\rho\Delta\theta} \\ \varepsilon &= -\frac{y}{\rho} \end{aligned} \quad (3.1.5)$$

O que indica que a deformação normal longitudinal de qualquer elemento depende da localização de y e varia linearmente em relação ao eixo neutro. Ocorrendo um encurtamento na porção superior ao eixo neutro e um alongamento nas fibras inferiores ao eixo neutro. Portanto, a deformação máxima ocorre na fibra mais externa c da seção transversal, assim, tem-se:

$$\varepsilon_{max} = \frac{c}{\rho} \quad (3.1.6)$$

Para expressar a deformação ε em função da deformação máxima ε_{max} , coloca-se ρ em evidência e substitui-se em 3.1.5:

$$\varepsilon = -\frac{y}{c} \varepsilon_{max} \quad (3.1.7)$$

As equações são descritas considerando que há apenas tensão normal na direção longitudinal na barra, desprezando as tensões adicionais geradas, calculadas pelo coeficiente de Poisson, que deformam o plano da seção transversal.

Através de ensaios em corpos de prova de madeira, de tração, compressão ou flexão, obtém-se um diagrama que relaciona as tensões e deformações a que o material está submetido. Por meio deste diagrama é possível verificar que todos os materiais não são perfeitamente lineares.

A partir da tensão de escoamento o material entra em comportamento plástico, desenvolvendo deformações permanentes.

O módulo de elasticidade representa a constante de proporcionalidade entre tensões e deformações em regime linear. Robert Hooke através de estudos descobriu que o aumento na tensão provoca um aumento proporcional na deformação, que pode ser descrito pela Lei de Hooke:

$$\sigma_x = E\epsilon_x \quad (3.1.8)$$

Partindo do pressuposto que o material está em regime elástico, se a variação de deformação é linear, Figura 4 (a), assim também ocorre com as tensões, Figura 4 (b). Substituindo a Equação 3.1.8 em 3.1.7, tem-se:

$$\sigma_x = -\frac{y}{c} \sigma_{max} \quad (3.1.9)$$

Essa equação representa a distribuição de tensão na área da seção transversal. Neste caso, a convenção de sinal utilizada é M positivo agindo na direção positiva do eixo z , valores positivos de y dão valores negativos para σ , ou seja, uma tensão de compressão, visto que age na direção x negativa. De maneira semelhante, valores negativos de y darão valores positivos ou de tração σ . Se um elemento de volume de material for selecionado em um ponto específico na seção transversal, somente essas tensões normais de tração ou de compressão agirão sobre ele, o que pode ser demonstrado pelo elemento localizado na direção positiva de y , como na Figura 4 (c) (HIBBELER, 2010).

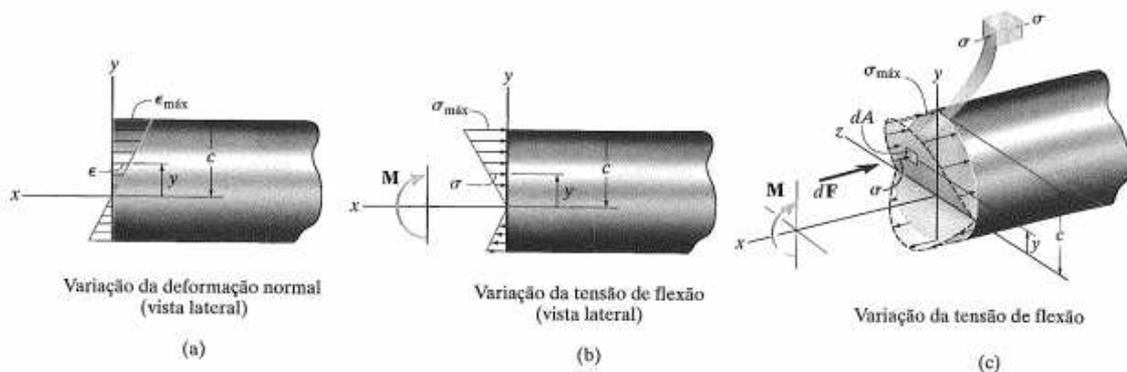


Figura 4: Variação da deformação normal e tensão de flexão

Fonte: Hibbeler (2010).

Para determinar a posição da superfície neutra considera-se a condição que a força resultante produzida pela distribuição de tensões é nula, pois o momento fletor é um binário de duas forças iguais e sentidos opostos. Supondo um elemento infinitesimal com força $dF = \sigma dA$ agindo sobre ele, tem-se:

$$\begin{aligned}
 F_R &= \sum F_x \\
 0 &= \int_A dF = \int_A \sigma dA \\
 &= \int_A -\frac{y}{c} \sigma_{max} dA \\
 &= \frac{-\sigma_{max}}{c} \int_A y dA
 \end{aligned} \tag{3.1.10}$$

Tendo σ_{max}/c diferente de zero, então

$$\int_A y dA = 0 \tag{3.1.11}$$

Para que esta condição seja satisfeita o eixo neutro deve coincidir com o eixo do centroide horizontal da seção transversal analisada.

A tensão na viga pode ser determinada igualando o momento interno resultante ao momento produzido pela distribuição de tensão em torno do eixo neutro. O momento causado por dF representado na Figura 4 (c) é $dM = dF y$. Tendo $dF = \sigma dA$, substituindo na Equação 3.1.11, tem-se:

$$\begin{aligned}
 (M_R)_z &= \sum M_z \\
 M &= \int_A y dF = \int_A y(\sigma dA) = \int_A y \left(\frac{y}{c} \sigma_{max} \right) dA \\
 M &= \frac{\sigma_{max}}{c} \int_A y^2 dA
 \end{aligned} \tag{3.1.12}$$

Para o cálculo do momento de inércia em torno do eixo neutro tem-se:

$$I = \int_A y^2 dA \tag{3.1.13}$$

Substituindo em 3.1.12:

$$\sigma_{max} = \frac{Mc}{I} \quad (3.1.14)$$

Considerando a equação para qualquer ponto intermediário y , de acordo com o sistema de eixos definidos em que o momento age na direção positiva de z e y é positivo para cima, causando uma tensão de compressão, pois age na direção negativa de x :

$$\sigma = -\frac{My}{I} \quad (3.1.15)$$

Ambas Equações 3.1.14 e 3.1.15 são usadas para determinar a tensão normal em um elemento reto, conforme princípios adotados inicialmente que a seção transversal é simétrica em relação a um eixo e o momento é aplicado perpendicularmente a ele.

As tensões de cisalhamento em uma viga surgem quando os carregamentos aplicados a ela tendem a deformar o corpo. O cisalhamento é resultado de uma distribuição de tensões tangenciais, que agem na seção transversal da viga.

Ao considerar dois exemplos de vigas, uma com tábuas soltas e outra com tábuas unidas sob o mesmo carregamento, representadas pela Figura 5, percebe-se que quando as tábuas estão soltas, elas se deslizam umas sobre as outras, e quando estão unidas, as tensões de cisalhamento impedirão que haja deslizamento fazendo com que o corpo se comporte como uma peça única.



Figura 5: Comparação da deformação de uma viga composta por tábuas soltas com uma de tábuas unidas

Fonte: Adaptado de Hibbeler (2010).

Como resultado da tensão de cisalhamento, serão desenvolvidas tensões de adicionais que tenderão a distorcer a seção transversal da barra. Quando o cisalhamento é aplicado, a se-

ção transversal também sofrerá deformações devido à distribuição de tensões não ser uniforme (HIBBELER, 2010). A Figura 6 representa uma barra antes e após a deformação causada por cisalhamento.

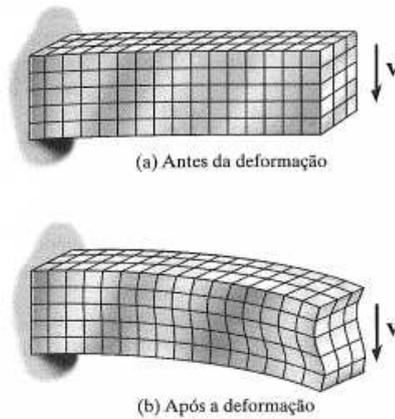


Figura 6: Barra submetida a uma força de cisalhamento antes e após a deformação

Fonte: Hibbeler (2010).

Inicialmente adotou-se a hipótese de que seções transversais permanecem planas após a deformação, o que não ocorre neste caso. Porém, para vigas esbeltas a deformação é pequena o suficiente para ser desprezada.

A equação que descreve a tensão de cisalhamento em um ponto determinado, considerando que haja tensões agindo somente no plano longitudinal de uma viga, é:

$$\tau = \frac{VQ}{It} \quad (3.1.16)$$

onde:

τ - tensão de cisalhamento em um ponto do elemento;

V - esforço cortante;

I - momento de inércia da seção transversal;

t - largura da seção transversal do elemento, medida no ponto onde τ deve ser determinada;

Q - momento estático da área acima ou abaixo do ponto onde τ deve ser determinada.

As vigas de madeira estão sujeitas a tensões normais σ de tração e compressão no eixo longitudinal, portanto, na direção paralela às fibras. Nas regiões dos apoios, estão submetidas a tensões σ_{cn} de compressão normal às fibras. Além disso, atuam tensões cisalhantes τ na direção normal às fibras e na direção paralela às fibras (PFEIL; PFEIL, 2012).

3.2 DEFLEXÕES EM VIGAS

As deflexões a que uma viga está sujeita podem ser descritas pela linha elástica. Através de uma equação que descreve o deslocamento vertical é possível obter os deslocamentos em todo seu comprimento ao longo do eixo longitudinal que passa pela linha neutra.

3.2.1 Relação Momento-Curvatura

Uma importante relação a ser desenvolvida é entre o momento fletor de uma viga e o raio de curvatura ρ da curva da linha elástica em um ponto.

Considera-se uma viga biapoiada com três coordenadas representadas pela Figura 7. O eixo x se encontra ao longo do eixo longitudinal e é utilizado para localizar o elemento diferencial dx , o eixo v estende-se perpendicularmente ao eixo x e mede o deslocamento do centroide na área da seção transversal do elemento. Além disso, utiliza-se uma coordenada y para especificar a posição de uma fibra da viga (HIBBELER, 2010).

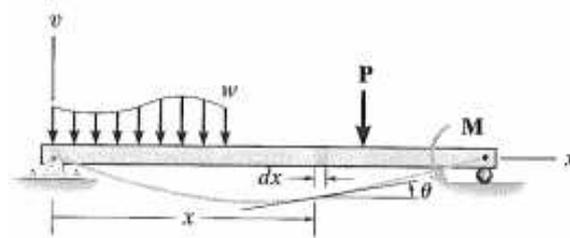


Figura 7: Viga biapoiada

Fonte: Adaptado de Hibbeler (2010).

Para deduzir esta relação, a análise limita-se ao caso mais comum de uma viga inicialmente reta deformada elasticamente por cargas aplicadas perpendicularmente ao seu eixo longitudinal. Por não conter esforços axiais, a deformação da viga é provocada pelo esforço cortante e momento fletor (HIBBELER, 2010).

Analogamente a dedução aplicada à flexão em vigas, a Equação 3.1.5, pode ser reescrita como:

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{\varepsilon}{y} \quad (3.2.17)$$

Aplicando a Lei de Hooke 3.1.8 e a fórmula da flexão 3.1.15 em 3.2.17, tem-se:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (3.2.18)$$

O produto EI é chamado de rigidez à flexão, ou produto de rigidez, e sempre apresenta um valor positivo. Portanto, o sinal de ρ depende da direção do momento fletor (HIBBELER, 2010). Para determinar a função da curva da linha elástica é necessário expressar a curvatura em termos de v e x :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2v}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \quad (3.2.19)$$

Substituindo 3.2.19 em 3.2.18, tem-se:

$$\frac{\frac{d^2v}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{M}{EI} \quad (3.2.20)$$

Segundo Hibbeler (2010), a solução da Equação 3.2.20 é denominada elástica, ou seja, descreve a forma exata da linha elástica que a viga sofre por flexão. Para generalizar a equação para um maior número de casos de problemas de deflexão, considera-se uma modificação. A inclinação da linha elástica é determinada pela aproximação da reta tangente dv/dx e será muito pequena. Sendo assim, o quadrado dessa inclinação torna-se desprezível. Portanto a curvatura pode ser aproximada por

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2v}{dx^2} \quad (3.2.21)$$

Substituindo 3.2.21 em 3.2.18 tem-se:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (3.2.22)$$

Essa equação diferencial linear de segunda ordem rege a linha elástica. Sua solução fornece a equação da linha elástica para vigas considerando apenas a deflexão proveniente da flexão. A força cortante atuante na viga também causa deformações, porém quanto maior for

o comprimento da viga em relação a sua altura, maior será a deformação causada por flexão, possibilitando para este trabalho, desprezar a força cortante (HIBBELER, 2010).

3.2.2 Deslocamentos por Integração Direta

A Equação 3.2.22 pode ser reescrita de duas maneiras alternativas. Diferenciando cada lado da equação em relação a x e substituindo $V = dM/dx$, tem-se:

$$\frac{d}{dx} \left(EI \frac{d^2 v}{dx^2} \right) = V(x) \quad (3.2.23)$$

Diferenciando mais uma vez e utilizando $dV/dx = -w$, tem-se:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 v}{dx^2} \right) = -w(x) \quad (3.2.24)$$

Na maioria dos casos, a rigidez à flexão será constante ao longo do comprimento da viga. Portanto, os resultados obtidos podem ser organizados no seguinte conjunto de equações:

$$\begin{aligned} EI \frac{d^4 v}{dx^4} &= -w(x) \\ EI \frac{d^3 v}{dx^3} &= V(x) \\ EI \frac{d^2 v}{dx^2} &= M(x) \end{aligned} \quad (3.2.25)$$

A solução da Equação 3.2.25 requer integrações sucessivas para obter a equação da linha elástica. Para cada integração é necessário introduzir uma constante, de modo a obter uma solução única para um caso particular.

Integrando sucessivamente a Equação 3.2.22 tem-se:

$$\begin{aligned} EI \frac{dv}{dx} &= \int_0^x M(x) dx + C_1 \\ EI v(x) &= \int_0^x \left[\int_0^x M(x) dx \right] dx + C_1 x + C_2 \end{aligned} \quad (3.2.26)$$

As constantes são solucionadas através de condições de contorno, impostas através da vinculação da viga, e de continuidade.

Para o caso estudado neste trabalho, de viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído a função momento é:

$$M(x) = -\frac{wx^2}{2} + \frac{wLx}{2} \quad (3.2.27)$$

Integrando sucessivamente conforme a Equação 3.2.26, tem-se:

$$\begin{aligned} EIv(x) &= \int_0^x \left[\int_0^x -\frac{wx^2}{2} + \frac{wLx}{2} dx \right] dx + C_1x + C_2 \\ EIv(x) &= -\frac{wx^4}{24} + \frac{wLx^3}{12} + C_1x + C_2 \end{aligned} \quad (3.2.28)$$

As condições de contorno adotadas são baseadas nos deslocamentos conhecidos nos apoios. Com isso, as constantes C_1 e C_2 são:

$$\text{Para } x = 0 \quad v(0) = 0;$$

$$\text{Para } x = L \quad v(L) = 0;$$

$$\begin{aligned} C_1 &= -\frac{wL^3}{24} \\ C_2 &= 0 \end{aligned} \quad (3.2.29)$$

Resultando na equação da linha elástica:

$$v(x) = \frac{w}{24EI} (-x^4 + 2Lx^3 - L^3x) \quad (3.2.30)$$

Para a deflexão máxima em $\frac{L}{2}$, tem-se:

$$\begin{aligned} v(x) &= \frac{w}{24EI} \left(-\frac{L^4}{16} + \frac{4L^4}{16} - \frac{8L^4}{16} \right) \\ v(x) &= -\frac{5L^4w}{384EI} \end{aligned} \quad (3.2.31)$$

3.2.3 Deslocamentos através do Princípio do Trabalho Virtual

Outra maneira de determinar os deslocamentos é pelo princípio do trabalho virtual. O Princípio do Trabalho Virtual (PTV) baseia-se na conservação de energia e possibilita que o deslocamento e a inclinação em diversos pontos de um corpo deformável seja encontrado.

Se uma força for aplicada lentamente a um corpo, considerando somente a energia mecânica, as forças externas tendem a deformar o corpo fisicamente, fazendo com que as forças externas realizem trabalho externo U_e à medida que são deslocadas. Pelo princípio da conservação de energia, esse trabalho ou energia de deformação transforma-se em trabalho interno U_i . Quando as forças são removidas, se a consideração for em regime elástico-linear, o corpo é restituído (HIBBELER, 2010). Portanto a conservação de energia pode ser expressa por:

$$U_e = U_i \quad (3.2.32)$$

O método da força unitária para o cálculo dos deslocamentos consiste em utilizar dois sistemas de carregamento, com a estrutura submetida à forças reais e o outro com a estrutura sujeita a uma força unitária agindo sozinha na estrutura. Essa força é fictícia, introduzida com o objetivo de calcular o deslocamento da estrutura causado por forças reais, e posicionada no ponto onde deseja-se encontrar o deslocamento.

A força unitária atuante na estrutura produz reações nos apoios e tensões resultantes ao longo do corpo. As tensões juntamente com a força unitária e as reações constituem uma mudança na forma, chamada de deformação virtual. Assim sendo, o trabalho virtual das forças externas será igual ao trabalho virtual das forças internas (TIMOSHENKO; GERE, 1998).

Admite-se as deformações reais da estrutura causadas pelas forças reais como as deformações virtuais a serem impostas sobre a estrutura com carga unitária. Durante esta deformação virtual, o único trabalho virtual externo é realizado pela força unitária (TIMOSHENKO; GERE, 1998). Assim:

$$U_e = 1 \cdot \Delta \quad (3.2.33)$$

O trabalho virtual interno é realizado pelas tensões resultantes normais, cisalhantes, momento fletor e momento torçor e as deformações virtuais são equivalentes às deformações reais.

Escrevendo o deslocamento Δ em função do trabalho interno, tem-se:

$$\Delta = \int_{estr} \frac{nN}{AE} ds + \int_{estr} \frac{mM}{EI} ds + \int_{estr} f_s \frac{vV}{GA} ds + \int_{estr} \frac{tT}{GJ} ds \quad (3.2.34)$$

em que as letras minúsculas representam a força virtual e as maiúsculas, o esforço aplicado. N é a força normal, V é a força cortante, M é o momento fletor, T é o momento torçor, f_s é o fator de forma da seção, E é o módulo de elasticidade longitudinal, G é o módulo de elasticidade transversal, A é a área da seção transversal, I é a inércia da seção transversal e J é o momento polar de inércia.

A Equação 3.2.34 pode ser usada na determinação do deslocamento Δ em qualquer ponto da estrutura, desde que considere-se o elemento em regime elástico-linear e o princípio da superposição de efeitos seja válido (TIMOSHENKO; GERE, 1998).

Para o caso estudado, desprezando a deformação causada pela força cortante, tem-se:

$$\Delta = \int_0^L \frac{mM}{EI} ds \quad (3.2.35)$$

Para usar as tabelas de Kurt-Beyer, é necessário encontrar os valores máximos de momento fletor. Para o caso de carregamento distribuído, o máximo momento fletor é descrito por γ e para o carregamento unitário centrado é descrito por b . Pelo princípio da superposição de efeitos da estrutura real com a estrutura virtual, conforme Figura 8, tem-se:

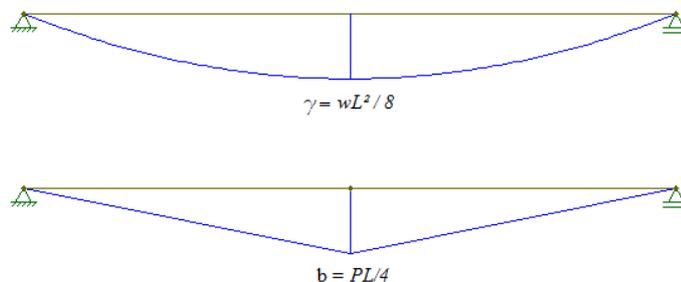


Figura 8: Diagramas de momentos máximos para uma viga isostática biapoiada com carregamento distribuído e para uma viga isostática com força unitária aplicada no centro do vão

$$\Delta = \frac{1}{EI} \left(\frac{1}{3} L b \gamma \right) \quad (3.2.36)$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

3.3 ESTABILIDADE LATERAL DE VIGAS

As vigas altas e esbeltas podem sofrer um tipo de instabilidade lateral, na qual a viga perde o equilíbrio no plano principal de flexão, em geral vertical, e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotação de torção. A ocorrência deste fenômeno reduz a capacidade resistente à flexão. A flambagem lateral pode ser evitada admitindo-se contenções laterais em pontos intermediários da viga estabelecidos através de verificação (PFEIL; PFEIL, 2012).

3.4 PROPRIEDADES DA MADEIRA

3.4.1 Classes das Madeiras

As madeiras utilizadas em construção são agrupadas quanto a estrutura celular dos troncos e suas propriedades influenciadas pela anatomia. Cada espécie apresenta diferentes valores de resistência e rigidez, bem como densidade e teor de umidade.

Com o intuito de facilitar o emprego de madeiras na construção de estruturas, elas foram agrupadas em classes de resistência. Assim, a elaboração de projetos estruturais é orientada por essas classes, que é escolhida em função das propriedades físicas e mecânicas. As madeiras podem ser divididas em duas grandes classes: folhosas, indicadas na Tabela 1 e coníferas, indicadas na Tabela 2. A primeira, também conhecida como “*hardwood*” é proveniente de árvores com folhas largas e achatadas e, em geral, possuem crescimento mais lento. As coníferas, também conhecidas como “*softwoods*” são provenientes de árvores com folhas mais estreitas e possuem geralmente crescimento mais rápido. Nas tabelas 1 e 2, para cada classe é informado as resistências características à compressão e ao cisalhamento, o módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras e a densidade aparente, respectivamente.

Tabela 1: Classe de Resistência das Folhosas

Folhosas (valores na condição-padrão de referência U = 12%)				
Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	E_{c0k} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
D20	20	4	9500	650
D30	30	5	14500	800
D40	40	6	19500	950
D50	50	7	22000	970
D60	60	8	24500	1000

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

Tabela 2: Classe de Resistência das Coníferas

Coníferas (valores na condição-padrão de referência U = 12%)				
Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	E_{c0k} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
C20	20	4	3500	500
C25	25	5	8500	550
C30	30	6	14500	600

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

A madeira é um material higroscópico, que ganha ou perde umidade até atingir o equilíbrio com o meio, a umidade de equilíbrio da madeira é função da umidade relativa e da temperatura do ar na qual será utilizada. As classes de umidade, apresentadas na Tabela 3 têm por objetivo ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais a que está submetida, para isso faz-se necessário avaliar a umidade relativa do ambiente e a umidade de equilíbrio da madeira.

Tabela 3: Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Para o caso de madeiras submersas, a NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997) considera a influência da umidade admitindo um coeficiente de modificação específico.

A NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997) orienta que para a obtenção dos valores de cálculo (X_d) de uma propriedade da madeira é necessário conhecer o valor característico inferior (X_k), definido como o valor com probabilidade de 95% de ser superado em um lote do material.

Para garantir segurança e levar em conta o tipo e a qualidade do material, a classe de umidade e o tempo de carregamento, é necessário agregar coeficientes de minoração (γ_w) e coeficientes de modificação (k_{mod}) ao valor característico, para isso utiliza-se a Equação 3.4.37.

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (3.4.37)$$

3.4.2 Coeficientes de Minoração

Segundo a NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011), o coeficiente de minoração γ_w para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras possui o valor $\gamma_{wc} = 1,4$. Já os decorrentes de tensões de tração e tensões de cisalhamento paralelo às fibras possuem o valor $\gamma_{wt} = 1,8$ e $\gamma_{wv} = 1,8$, respectivamente.

Para os estados limites de serviço o coeficiente de ponderação tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$, ou seja, não altera-se o valor característico pois os estados de uso não determinam a paralisação total ou parcial de uso da estrutura.

3.4.3 Coeficientes de Modificação

De acordo com a NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) os coeficientes de modificação k_{mod} afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira conforme a classe de carregamento da estrutura k_{mod1} , a classe de umidade k_{mod2} e a qualidade do material k_{mod3} . O coeficiente de modificação é composto pelo produto conforme Equação 3.4.38.

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} \quad (3.4.38)$$

O coeficiente k_{mod1} considera a classe de carregamento que é definida pela duração prevista acumulada da ação variável principal que age na estrutura e o tipo de material empregado, conforme Tabela 4.

Tabela 4: Classes de carregamento e valores de k_{mod1}

Classes de carregamento	Ação variável principal da combinação		Tipos de Madeira	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica	Madeira Serrada Madeira Rolixa Madeira Laminada Colada Madeira Compensada	Madeira Recompоста
Permanente	Permanente	Vida útil da construção	0,60	0,30
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses	0,70	0,45
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses	0,80	0,65
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana	0,90	0,90
Instantânea	Instantânea	Muito curta	1,10	1,10

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Porteous e Kermani (2007) indicam exemplos para cada classe de carregamento, conforme Tabela 5.

Tabela 5: Exemplos de carregamento para cada classe

Classes de Carregamento	Exemplos
Permanente	Peso próprio
Longa duração	Reservatórios de água
	Carga de armazenamento Pontes e passarelas de pedestres
Média duração	Sobrecarga geral de piso
Curta duração	Neve
	Carga de construção Sobrecarga de manutenção de cobertura
Instantânea	Vento
	Explosão Cargas de impacto

Fonte: Adaptado de Porteous e Kermani (2007).

O coeficiente de modificação k_{mod2} considera a classe de umidade, definida na Tabela 3 e o tipo de madeira empregado. Esse coeficiente de modificação é indicado na Tabela 6. No caso de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{mod2} = 0,65$.

Tabela 6: Valores de k_{mod2}

Madeira serrada		
Classes de umidade	Madeira roliça	Madeira recomposta
Madeira laminada colada		
Madeira compensada		
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70	0,90

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

O coeficiente k_{mod3} considera a qualidade da madeira, e a verificação do material é feita através da classificação das peças estruturais por método visual e/ou mecânico. Para as madeiras classificadas são apresentados nas Tabelas 7 e 8 os valores do coeficiente de modificação de acordo com a categoria. Para madeira não-classificada de folhosa, o $k_{mod3} = 0,70$ e para madeira de conífera não é permitido seu uso sem classificação.

Tabela 7: Valores de k_{mod3} para Coníferas

Classificação	Classes	Tipo de classificação	
		Apenas visual	Visual e mecânica
Densas(D)	SE-D	0,70	0,90
	S1-D	0,60	0,80
	S2-D	0,50	0,70
	S3-D	0,40	0,60
Não-Densas(ND)	SE-ND	0,60	0,80
	S1-ND	0,50	0,70
	S2-ND	0,40	0,60
	S3-ND	0,30	0,50

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Tabela 8: Valores de k_{mod3} para Folhosas

Classe	Tipo de classificação	
	Apenas visual	Visual e mecânica
SE	0,90	1,00
S1	0,85	0,95
S2	0,80	0,90
S3	0,75	0,85

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Para Madeira Laminada Colada o valor do coeficiente depende da curvatura da peça, se reta, o $k_{mod3} = 1,00$ e para MLC curva, $k_{mod3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r}\right)^2$, em que t é a espessura das lâminas e r o menor raio de curvatura das lâminas que compõem a seção transversal resistente.

Os parâmetros adotados para as tabelas do k_{mod3} são os tipos de classificação, classe e a densidade.

A madeira pode ser classificada visualmente e/ou mecanicamente. A classificação visual é realizada através de uma análise feita pelo olho humano das quatro faces da peça e define as características dos defeitos que influenciam na resistência estrutural. Já a classificação mecânica tem como referência um estimador para medir a resistência da madeira. Neste caso, a densidade e a rigidez à flexão são os mais utilizados (CARREIRA, 2003).

As classes encontradas no k_{mod3} são descritas em ordem decrescente de qualidade e resistência, SE - estrutural especial, S1 - estrutural nível 1, S2 - estrutural nível 2 e S3 - estrutural nível 3.

A norma ASTM D245-93 (AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS, 1993) estabelece classes de densidade para a madeira em função da taxa de crescimento da madeira serrada, que se refere a quantidade de anéis de crescimento presentes em uma linha radial representativa. Para ser considerada como densa, a peça deve ter seis ou mais anéis de crescimento e, além disso, mais de (1/3) um terço da seção transversal deve ser madeira de inverno. Para ser considerada de média densidade a peça deve ter quatro ou mais anéis de crescimento. Peças com menos de quatro anéis de crescimento são consideradas de baixa densidade (CARREIRA, 2003).

Tabela 9: Classes de densidade definidas na ASTM D245-93

Classe	Anéis / 2,5 cm	Quantidade de madeira de inverno
Densa	≥ 6	$> 1/3$
	≥ 4	$> 1/2$
Média	≥ 4	-
Baixa	< 4	-

Fonte: Adaptado de American Society of Testing and Materials (1993).

Segundo Carreira, “na prática as classes de média e baixa densidade são unidas e recebem o nome de não-densa. As madeiras densas são designadas pela letra D, sendo as madeiras não-densas designadas por ND” (CARREIRA, 2003).

3.5 CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) prescreve requisitos que são exigidos na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil. Além disso, estabelece critérios e definições para a quantificação das ações e resistências a serem consideradas em projeto, aplicada a qualquer material usualmente empregado nas edificações.

3.5.1 Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço

Os estados limites de uma estrutura são os quais a partir deles a estrutura apresenta desempenho diferente da finalidade para que foi projetado. São divididos em Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS).

Os Estados Limites Últimos são estados associados à ocorrência de ações excessivas, que ao iniciar determinam o colapso da estrutura, inviabilizando seu uso como um todo ou parcialmente. Pode-se citar como exemplo a perda de equilíbrio global ou parcial, admitindo a estrutura como um corpo rígido, a ruptura de uma ligação ou seção, e a instabilidade em regime elástico ou inelástico (PFEIL; PFEIL, 2012).

A condição de segurança para o ELU é admitindo que as solicitações de projeto (S_d) sejam menores ou iguais a resistência (R_d) da estrutura, que pode ser descrita como:

$$S_d \leq R_d \quad (3.5.39)$$

Os Estados Limites de Serviço são estados limites que levam em consideração o funcionamento e aparência da estrutura, que proporcionem o conforto do usuário. Trata-se de requisitos quanto ao deslocamento excessivo, vibração e formação de fissuras. O ELS é subdividido em estado irreversível e reversível (PORTEOUS; KERMANI, 2007).

A condição irreversível ocorre quando o ELS é superado, mesmo quando a ação que excede o limite estabelecido é retirada. Para este caso, trata-se de maneira semelhante ao ELU, pois pode comprometer o uso da estrutura. Já na condição reversível, quando as ações atuantes são removidas o elemento retorna ao seu estado original (PORTEOUS; KERMANI, 2007).

3.5.2 Ações

Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações atribuídas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

No modelo semi-probabilístico dos estados limites utilizado pela NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) as forças impostas são consideradas com seus respectivos valores característicos (F_k), ou seja, valores de cargas que correspondem a uma certa probabilidade de serem excedidos no decorrer da vida útil (PFEIL; PFEIL, 2012).

Ações que sofrem pouca ou nenhuma mudança durante a vida útil da construção são consideradas permanentes. Podem ser divididas em diretas e indiretas. As ações permanentes diretas são provenientes do peso próprio dos elementos da construção, peso de equipamentos fixos, empuxos devido ao peso próprio de solos não removíveis e demais ações permanentes aplicadas sobre a estrutura. As indiretas acontecem devido a ações protensão, recalques de apoio e retração dos materiais.

Ações que apresentam variações significativas em relação a sua média durante a vida da construção, ou seja, permanecem por um curto período de tempo na estrutura, são consideradas como ações variáveis. Estas ações podem ser classificadas em normais ou especiais.

As ações variáveis normais possuem grande probabilidade de ocorrência fazendo com que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto da estrutura. Ações variáveis especiais ocorrem em situações particulares como ações sísmicas, cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais.

As ações excepcionais possuem duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas devem ser igualmente consideradas pois o comporta-

mento dos materiais relacionados a cada tipo de ação é diferente. Consideram-se como excepcionais ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos.

3.5.3 Coeficientes de ponderação para ELU e ELS

Ao considerar estados limites últimos, os coeficientes (γ_f) podem ser considerados como o produto de outros. O desdobramento em parcelas permite que os valores gerais possam ser discriminados de acordo com a peculiaridade dos diferentes tipos de estrutura e materiais considerados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

O coeficiente parcial γ_{f1} está ligado à dispersão das ações, transforma os valores característicos das ações em valores característicos principais, que correspondem à probabilidade de 5% de serem excedidas.

O coeficiente parcial γ_{f2} considera a simultaneidade das ações, levando em conta a baixa probabilidade de atuação simultânea de duas ações variáveis de diferentes naturezas com seus valores característicos. Esse fator pode ser substituído pelo coeficiente de combinação Ψ_0 .

O coeficiente parcial γ_{f3} está relacionado com os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações como tolerância de execução, aproximações de projeto, erros de aproximação dos modelos de cálculo ideais e reais.

Tendo em vista as diversas ações consideradas no projeto, o índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, resultando em ações permanentes γ_g , ações diretas variáveis γ_q , protensão γ_p e efeitos de deformações impostas γ_e (ações indiretas).

Quando se consideram os estados limites de serviço, os coeficientes de ponderação são tomados com valor $\gamma_f = 1,0$.

3.5.4 Tipos de Carregamento

Um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto de ações de mesma natureza que ocorrem simultaneamente sobre uma estrutura. Para cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas de diversas formas visando atender as hipóteses necessárias para a verificação da segurança, permitindo ser elegível a condição mais desfavorável à estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita em função das combinações últimas de ações e a verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço é feita em função das combinações de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Os tipos de carregamento são caracterizados conforme seu tempo de duração, podem ser divididos em normal, especial, excepcional e carregamento de construção.

O carregamento normal é decorrente do uso previsto para a construção. Admite-se que o carregamento normal possa ter duração igual ao período de referência da estrutura, e sempre deve ser considerado na verificação da segurança, tanto em relação a estados limites últimos quanto em relação a estados limites de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Um carregamento especial é consequência da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, que os efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura. São em geral considerados apenas na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, não se observando as exigências referentes aos estados limites de utilização. A cada carregamento especial corresponde uma única combinação última especial de ações. Em casos particulares, pode ser necessário considerar o carregamento especial na verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Um carregamento excepcional ocorre devido a atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Os carregamentos excepcionais somente devem ser considerados no projeto de estrutura de determinados tipos de construção, para os quais a ocorrência de ações excepcionais não possa ser desprezada e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das consequências dos efeitos dessas ações. O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta. Com um carregamento do tipo excepcional, considera-se apenas a verificação da segurança em relação a estados limites últimos, através de uma única combinação última excepcional de ações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

O carregamento de construção é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e sua duração deve ser definida para cada caso particular. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites necessários para garantir a segurança durante a fase de construção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

3.5.5 Combinações Últimas das Ações

As combinações últimas são utilizadas para a verificar o limite de paralisação da estrutura, podem ser calculadas de três formas, as combinações últimas normais, as especiais ou de construção e as excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

As combinações últimas normais são calculadas através da Equação 3.5.40. Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações: numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (3.5.40)$$

As combinações últimas especiais ou de construção são calculadas através da Equação 3.5.41, onde $\Psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir conjuntamente com a ação principal, durante a situação transitória. Pode ser considerado igual ao fator Ψ_{0j} nas combinações normais, exceto quando a ação principal tiver um tempo de atuação muito pequeno, neste caso pode ser tomado como o correspondente Ψ_{2j} (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (3.5.41)$$

As combinações últimas excepcionais são calculadas através da Equação 3.5.42.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (3.5.42)$$

$F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

3.5.6 Coeficientes de Ponderação para Combinações Últimas

Os coeficientes de ponderação γ_g são utilizados para as ações permanentes e majoram os valores representativos das ações que provocam efeitos desfavoráveis e mantém os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. Os co-

eficientes de ponderação das ações permanentes diretas consideradas separadamente são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,00
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,30	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,00
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,00

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acantonado

²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos

Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

Para o caso de elementos de madeira industrializada, como por exemplo MLC, a norma NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) indica o valor $\gamma_g = 1,2$ e para madeira serrada ou roliça, apresenta o valor $\gamma_g = 1,3$.

Os coeficientes de ponderação γ_q são considerados para as ações variáveis, e assim como para as ações permanentes majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. Para o caso de efeitos favoráveis, as ações variáveis favoráveis são consideradas em combinações de ações diferentes das ações desfavoráveis, admitindo-se que sobre a estrutura atuem apenas as parcelas de ações variáveis

que produzam o mesmo efeito. Os valores dos coeficientes de ações variáveis consideradas separadamente são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11: Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeitos de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeitos de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximo é truncada por dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente da ponderação mostrado nesta tabela se aplica a esse valor limite.

Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

O coeficiente de ponderação relativo à ação excepcional que atua nas combinações últimas, exceto indicações do contrário, deve ser tomado como o valor básico $\gamma_f = 1,0$.

3.5.7 Valores dos Fatores de Combinação e de Redução

Os fatores de combinação Ψ_0 , salvo indicação contrária, estão apresentados na tabela 12, juntamente com os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 referentes às combinações de serviço.

Tabela 12: Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^{3) 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso ao público.

³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.

⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

3.5.8 Combinações de Serviço das Ações

Nas combinações de serviço são consideradas todas as ações permanentes e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações. São divididas em combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço e combinações raras de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

As Combinações Quase Permanentes de Serviço são calculadas para construções correntes, através da Equação 1.0.5.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (3.5.43)$$

As Combinações Frequentes de Serviço são calculadas para situações em que o deslocamento ou vibração possa afetar o funcionamento de equipamentos ou causar empoçamento em coberturas, através da Equação 1.0.6.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (3.5.44)$$

As Combinações Raras de Serviço são calculadas para casos onde a simples ocorrência de um estado limite de utilização poderá provocar danos permanentes à estrutura ou a elementos não estruturais sujeitos à fissuração ligados ao elemento estrutural analisado, através da Equação 1.0.7.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (3.5.45)$$

3.6 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS FLETIDOS DE MADEIRA SEGUNDO NBR 7190

Nos estados limites últimos, são verificadas as tensões normais de tração e compressão, a estabilidade lateral para vigas esbeltas, as tensões cisalhantes, e a tensão de esmagamento nos apoios. Além disso, para este trabalho a flexão será analisada considerando que não há força normal e o plano de ação contenha um dos eixos principais de inércia, ou seja, a verificação será feita para flexão simples reta.

A NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) conveniona um sistema de eixos cartesianos para as barras, como mostra a Figura 9. Em que z indica a direção axial, e x e y as direções normais ao eixo que compõem o plano da seção transversal da peça.



Figura 9: Convenção de eixos ortogonais para elementos fletidos

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

3.6.1 Estados Limites Últimos

Tensões Normais em Flexão Simples Reta

Para a verificação da segurança das tensões normais, faz-se necessário observar a conformidade de duas condições: esmagamento da borda comprimida e ruptura da borda tracionada.

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d} \quad \text{e} \quad \sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d} \quad (3.6.46)$$

com:

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{W_c} \quad \text{e} \quad \sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{W_t} \quad \text{e} \quad W_c = \frac{I}{y_{c1}} \quad \text{e} \quad W_t = \frac{I}{y_{t2}} \quad (3.6.47)$$

onde:

$\sigma_{c1,d}$ - tensão atuante de projeto na borda mais comprimida;

$f_{c0,d}$ - tensão resistente de projeto à compressão paralela às fibras;

$\sigma_{t2,d}$ - tensão atuante de projeto na borda mais tracionada;

$f_{t0,d}$ - tensão resistente de projeto à tração paralela às fibras;

M_d - momento fletor de projeto;

W_c e W_t - módulo de resistência à flexão da borda considerada;

I - momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante;

y_{c1} e y_{t2} - distância do centroide.

As tensões normais que atuam em uma seção transversal são representadas pela Figura 10.

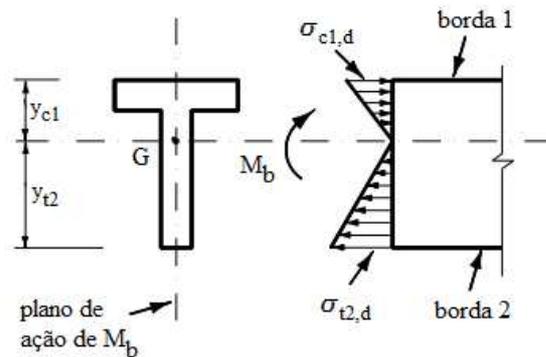


Figura 10: Tensões normais atuantes em seção transversal tipo T

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

Para o cálculo de barras fletidas, considera-se para o vão teórico L o menor valor entre a distância entre eixos de apoios e o vão-livre acrescido da altura da seção transversal no meio do vão. Para o código-fonte do software será adotado a distância entre eixos apoiados.

Estabilidade lateral

A verificação da estabilidade de vigas de madeira é um dos requisitos para o dimensionamento de elementos fletidos, devido a geometria da seção transversal e baixo módulo de elasticidade.

A NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) indica três hipóteses para a que a segurança esteja verificada quanto à estabilidade lateral:

- Os apoios de extremidade da viga impedirem a rotação de suas seções externas em torno do eixo longitudinal da peça;
- Existir um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados de uma distância menor ou igual a L_1 , que também impeçam a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal da peça;
- Para as vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h medida no plano de atuação do carregamento, atender a condição:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad \text{com} \quad \beta_M = \frac{4 \beta_E}{\pi \gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (3.6.48)$$

onde:

h - altura da seção transversal da peça;

b - largura da seção transversal da peça;

$E_{c0,ef}$ - módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras;

$f_{c0,d}$ - resistência de projeto da compressão paralela às fibras;

γ_f - coeficiente de ponderação da resistência à compressão da madeira;

β_E e β_M - coeficientes de correção.

Admitindo o coeficiente de ponderação $\gamma_{wc} = 1,4$ e o coeficiente de correção $\beta_E = 4$, β_M pode ser escrito como na Tabela 13

Tabela 13: Coeficiente de correção β_M para $\gamma_f = 1,4$ e $\beta_E = 4$

$\frac{h}{b}$	β_M	$\frac{h}{b}$	β_M
1	6,0	11	41,2
2	8,8	12	44,8
3	12,3	13	48,5
4	15,9	14	52,1
5	19,5	15	55,8
6	23,1	16	59,4
7	26,7	17	63,0
8	30,3	18	66,7
9	34,0	19	70,3
10	37,6	20	74,0

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Nas peças onde as Equações 3.6.48 não são atendidas, deve-se realizar uma redução da tensão normal resistente:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad \text{com} \quad \sigma_{c1,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \left(\frac{L_1}{b} \right)} \quad (3.6.49)$$

Tensões tangenciais

A condição de segurança em relação às tensões cisalhantes em peças submetidas à flexão com força cortante é expressa por:

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (3.6.50)$$

onde:

τ_d - máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça;

$f_{v0,d}$ - resistência ao cisalhamento paralelo às fibras.

Para um caso particular de viga com seção retangular de largura b e altura h , τ_d é descrito por:

$$\tau_d = \frac{3 V_d}{2 A} \quad (3.6.51)$$

onde:

V_d - esforço cortante de cálculo.

Para as demais seções, τ_d é descrito pela Equação 3.1.16, apresentada no capítulo 3.

Tensões normais de esmagamento

A resistência à compressão normal em madeira é tipicamente baixa, a ponto de ser necessária a verificação de esmagamento nas regiões dos apoios e também no caso de cargas concentradas. A NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) permite considerar a resistência à compressão normal como uma parcela da resistência à compressão paralela às fibras:

$$f_{c90,d} = 0,25 f_{c0,d} \alpha_n$$

$$\sigma_{c90,d} = \frac{R_{A,d}}{A_{esmag}}$$

$$\sigma_{c90,d} \leq f_{c90,d} \quad (3.6.52)$$

onde o valor de α_n é dado pela Tabela 14, que leva em consideração que a madeira apresenta maior resistência quando solicitada por forças concentradas em pequenas áreas. $R_{A,d}$ é o esforço normal de compressão solicitante de cálculo (força de reação de apoio da viga) e A_{esmag} é a área de contato efetiva ou área de esmagamento devido ao esforço normal.

Para os casos em que a medida x , representada pela Figura 11 seja menor ou igual a 7,5 cm, $\alpha_n = 1$.

Para os casos em que a medida x seja maior ou igual a 15 cm, $\alpha_n = 1$.

Para os casos em que a medida x seja maior que 7,5 cm e o comprimento a' seja menor ou

igual a 15 cm, deve-se utilizar a Tabela 14 para determinar o valor de α_n . E para os casos não tabelados, deve-se fazer a interpolação linear entre os valores.

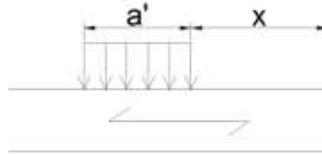


Figura 11: Representação de medidas relativas à verificação do esmagamento

Tabela 14: Valores de α_n

Extensão (a') do carregamento normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	Coefficiente α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

3.6.2 Estados Limites de Serviço

No projeto de estruturas de madeira as verificações quanto aos Estados Limites de Serviço incluem as deformações limites, chamado de flecha, e vibrações. A necessidade dessas verificações se dá devido às características do material: baixo módulo de elasticidade e excelente relação peso/resistência, se comparado com os principais materiais para estruturas como o concreto e o aço.

Estados limites de deformações

Para a verificação das deformações excessivas é necessário fazer uso das combinações de serviço descritas pela NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Para o cálculo da flecha, deve-se primeiro calculá-la para cada uma das solicitações, permanentes e acidentais, e posteriormente realizar as combinações.

As flechas devido à fluência da madeira devem ser obtidas multiplicando-se a flecha característica pelo coeficiente de fluência indicado na Tabela 15.

Tabela 15: Coeficiente de fluência (Φ)

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

A NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) traz recomendações quanto aos limites de flecha, que são expostos em seguida. Para construções correntes, a flecha efetiva μ_{ef} devidamente combinada não deve ultrapassar o limite de $L/300$ dos vãos, nem $L/150$ do comprimento dos balanços.

Nas construções em que haja materiais frágeis ligados à estrutura, a flecha efetiva μ_{ef} não deve superar $L/350$ dos vãos, nem $L/175$ do comprimento dos balanços correspondentes, ainda as flechas devidas apenas às ações variáveis $\sum \mu_{q,k}$, sem fluência, não devem superar $L/300$ ou $L/150$ do comprimento dos balanços correspondentes, nem o valor absoluto de 15 mm.

As flechas devidas às ações permanentes $\sum \mu_{g,k}$ podem ser parcialmente compensadas por contraflechas μ_c na construção. Para a verificação da segurança, as flechas podem ser reduzidas em até $2/3$ da flecha permanente.

A flecha efetiva é dada pela soma da flecha instantânea com a flecha devido a fluência e subtraindo-se, quando houver, o valor da contraflecha, conforme Equação 3.6.53.

$$\mu_{ef} = \mu_{inst} + \mu_{creep} - \mu_c \quad (3.6.53)$$

onde:

μ_{ef} - flecha efetiva;

μ_{inst} - flecha combinada instantânea;

μ_{creep} - flecha combinada devido à fluência;

μ_c - contraflecha, permitida em alguns casos.

Estados limites de vibrações

Em construções sujeitas a vibrações, como no caso de lajes de piso, devem ser adotadas disposições construtivas de modo a propiciar conforto ao usuário.

Para estruturas regularmente utilizadas, tais como pisos de residências e de escritórios, a menor frequência natural de vibração dos elementos da estrutura do piso deve ser superior a 8 Hz. Em construções correntes, tal condição é satisfeita se a aplicação do carregamento correspondente as ações acidentais resultarem uma flecha imediata que não exceda o valor de 15 mm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

4 MÉTODOS

Baseado nos conhecimentos referentes a flexão e dimensionamento em vigas de madeira apresentados no capítulo 3, nas próximas seções são expostos os métodos adotados para a elaboração do software.

4.1 SOBRE O LAZARUS

Lazarus é uma plataforma de desenvolvimento que utiliza a linguagem Object Pascal para elaboração do código-fonte. Além disso, é um software *open source* com compilação multi-plataforma (Windows, Linux, Apple, Windows CE, Android) e oferece suporte à Programação Orientada a Objetos (POO).

A POO tem a capacidade de receber e enviar informações e consiste em objetos estruturados por métodos e propriedades. Essas propriedades são os valores armazenados nos atributos que são utilizados pelos métodos de um objeto. A união dos métodos e atributos é chamado de classe.

Um objeto tem encapsulado em seu núcleo todos os métodos e propriedades necessários para a realização de uma dada tarefa. Também possui o conceito de herança que permite estender a informação ao longo de uma linhagem hierárquica de objetos, onde aquelas situadas em níveis mais baixos herdam características (propriedades e métodos) daquelas situadas acima. Assim é possível estender, ou reutilizar classes em várias aplicações, bastando programar os atributos e métodos necessários para descrever a nova especialização desejada (JUNIOR; CARVALHO, 2013).

A POO é utilizada também para criar a interface gráfica juntamente com o algoritmo, possibilitando a visualização do design do software e do fluxograma a ser executado.

4.2 LÓGICA DE PROGRAMAÇÃO

O algoritmo foi elaborado baseado no modelo de cálculo proposto pela NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011), que faz verificações quanto aos Estados Limites Últimos e de Serviço e segue o mesmo fluxograma para variados tipos de seção e material. Porém, as verificações são feitas individualmente para uma seção e uma classe de madeira, conforme a escolha do usuário e inserção dos valores de cálculo dos esforços.

A fim de minimizar os possíveis erros do usuário quanto aos valores dos esforços, inseriu-se inicialmente as combinações de ações previstas na NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), escolhendo uma dentre as Equações 3.5.40, 3.5.41 e 3.5.42 para até três ações permanentes e duas variáveis.

Após as combinações serem calculadas, os demais procedimentos são realizados com o caso mais crítico, eleito através da divisão do valor de cálculo pelo k_{mod1} da ação principal.

Obtidos os valores de cálculo para o momento fletor e esforço cortante, o usuário tem a possibilidade de seguir dois caminhos: as verificações para ELU ou para ELS. Para as verificações dos Estados Limites Últimos, o usuário insere as dimensões da viga e as propriedades do material, que será a base para o cálculo das propriedades geométricas e propriedades mecânicas do mesmo, possibilitando as verificações.

A primeira verificação a ser executada é a estabilidade lateral, conforme Equação 3.6.48. Caso a condição não seja atendida, o software abre uma janela que possibilita o usuário de escolher entre a inserção de contraventamentos ou a redução da tensão normal resistente, Equação 3.6.49. Para o caso de seção circular a verificação não é necessária.

A verificação da tensão normal em flexão simples reta é feita através da Equação 3.6.46. Para as tensões cisalhantes a verificação utiliza a Equação 3.6.50. A verificação da tensão normal de esmagamento é dada pela Equação 3.6.52 considerando $\alpha_n = 1$.

Para as verificações dos Estados Limites de Serviço, o usuário escolhe o tipo de combinação de ações, entre as Equações 1.0.5, 1.0.6 e 1.0.7, a ser utilizada e se deseja a inserção de contraflecha. Posteriormente são exibidas as verificações de flecha conforme os limites estabelecidos em norma.

A Figura 12 demonstra o fluxograma do software conforme a programação feita no algoritmo.

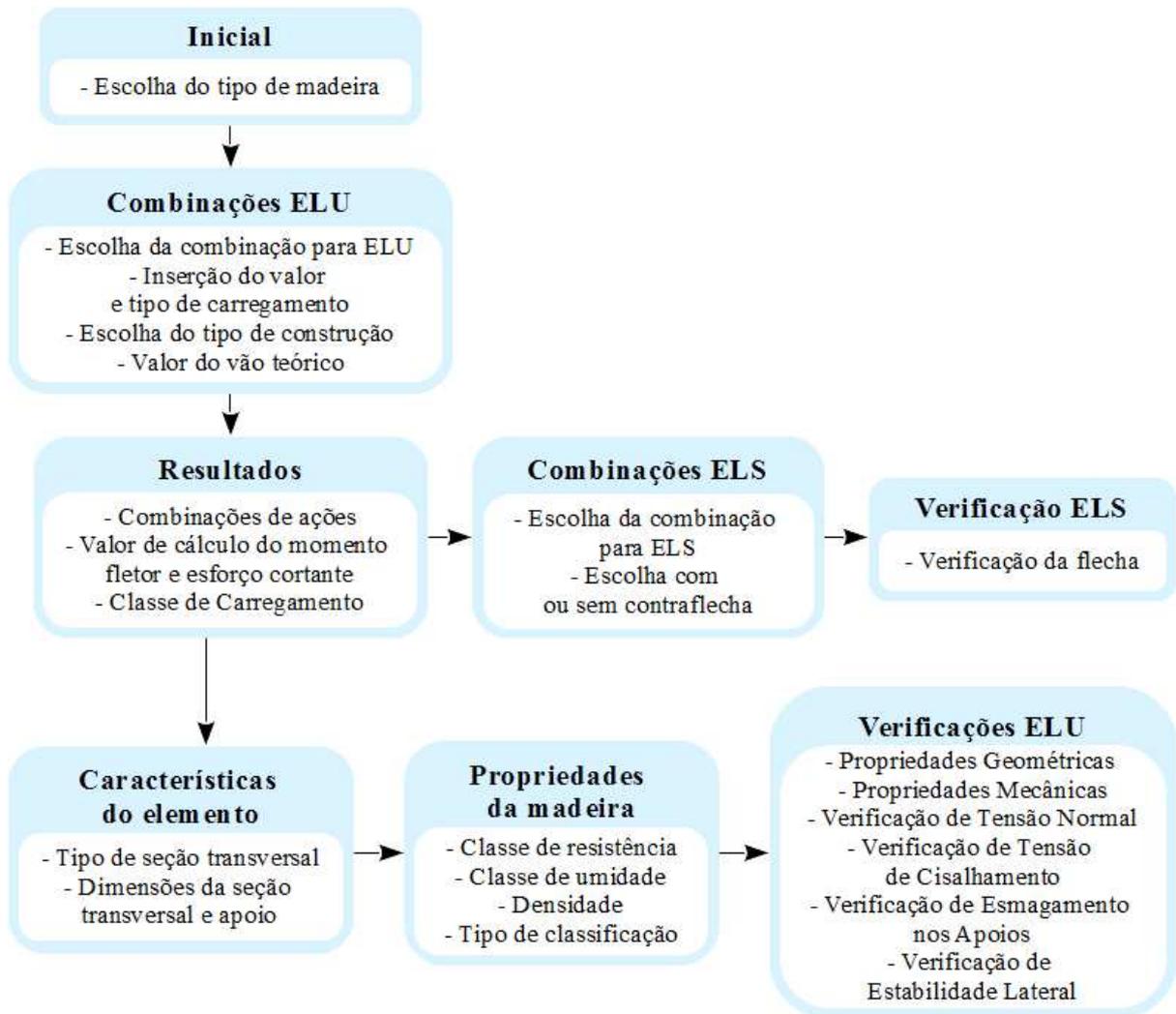


Figura 12: Fluxograma do software

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como resultado deste trabalho obteve-se o software Timber Beams Design (TBD), capaz de verificar elementos fletidos em madeira conforme projeto de norma proposto pela NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011). O software tem o intuito de auxiliar no aprendizado da disciplina de Construções em Madeira pertencente às matrizes do curso de Engenharia Civil no Brasil. A partir disso, a interface foi elaborada com dicas que permitem a explicação do que o usuário deve inserir ou escolher no software e a maneira do fluxo do programa acontecer corretamente, que são exibidos quando o usuário posiciona o cursor sobre o campo. Para garantir o bom funcionamento do programa, aconselha-se o preenchimento dos campos sempre de cima para baixo e da esquerda para a direita.

Na tela inicial, conforme a Figura 13, o software é apresentado e o usuário deve inserir o tipo de madeira pertencente ao dimensionamento para iniciar os demais procedimentos.

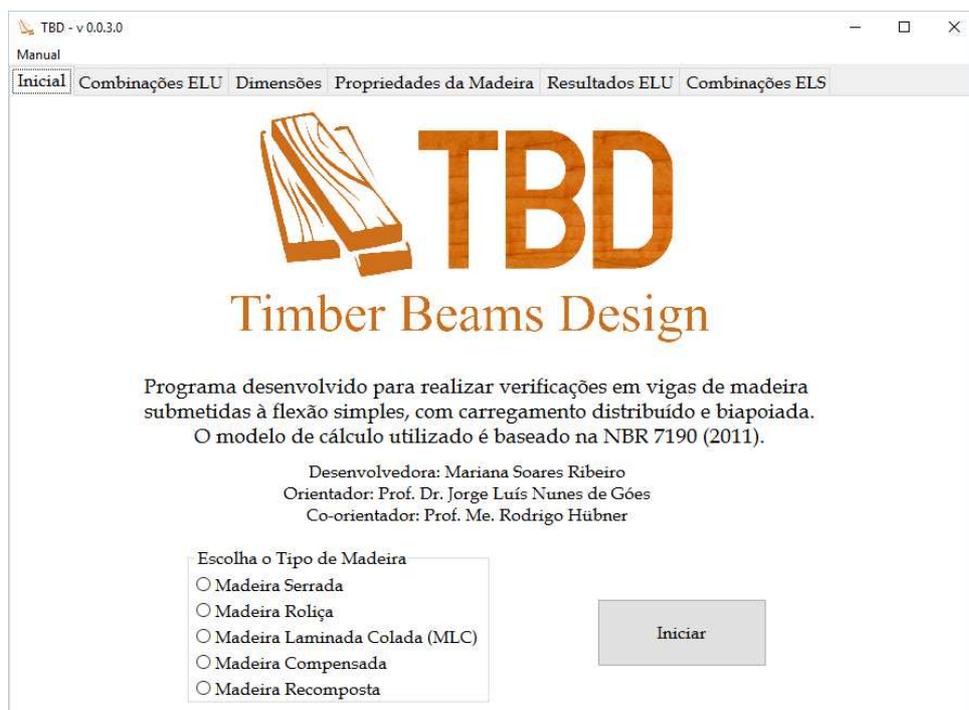


Figura 13: Tela inicial do software TBD

No canto superior esquerdo é possível que o usuário acesse o manual de uso do software, onde descreverá o passo a passo de utilização e as tabelas e equações utilizadas no dimensionamento seguindo o mesmo fluxograma do algoritmo. O manual está disponível no apêndice A deste trabalho.

Em seguida é exibida a aba “Combinações ELU”, apresentada na Figura 14, onde o usuário escolhe o tipo de combinação a ser executada e são inseridos até três carregamentos permanentes e suas respectivas características, conforme Tabela 10 do capítulo 3, bem como os dois possíveis carregamentos variáveis e sua natureza, indicados na Tabela 5 do capítulo 3, e o tipo de construção a que pertencem, segundo a Tabela 12 do capítulo 3. A partir desses dados é exibido o coeficiente γ_g para os carregamentos permanentes e γ_q para os carregamentos variáveis. A escolha da natureza dos carregamentos variáveis possibilita a seleção automática da classe de carregamento da combinação crítica.

Posteriormente, o usuário insere o valor do vão teórico considerado entre eixos de apoios e o software calcula as combinações possíveis. O algoritmo foi elaborado com 7 combinações, sendo a primeira considerando somente o peso próprio, a segunda e a terceira para o carregamento permanente e uma ação variável desfavorável, a quarta e a quinta para o carregamento permanente e duas ações variáveis desfavoráveis, e a sexta e sétima considera o carregamento permanente sem coeficiente de majoração juntamente com uma ação favorável. As combinações são feitas para os valores de momento fletor e esforço cortante que atuam na viga. O software exhibe os valores e indica qual o valor da combinação crítica, preenchendo automaticamente os valores dos esforços de cálculo necessários para as demais verificações.

Após calcular as combinações, o usuário tem a possibilidade de escolher qual verificação deseja fazer ELU ou ELS, pois estes dois botões só são exibidos após o clique em “Calcular”.

As dicas exibidas nessa aba para a escolha das combinações são:

“Combinações Últimas Normais, utilizadas para construções correntes em que o carregamento é decorrente do uso previsto para a construção.

Combinações Últimas Especiais ou de Construção, são utilizadas quando o carregamento supera a intensidade dos efeitos produzidos pelas ações previstas para a estrutura. Os carregamentos especiais possuem duração muito pequena em relação ao período de referência e são transitórios.

Combinações Últimas Excepcionais, utilizadas quando a atuação das ações pode provocar a paralisação da estrutura. Como por exemplo explosão e cargas de impacto.”

Para todos os carregamentos é exibido “separação decimal por vírgula” e para os carrega-

mentos variáveis “inserir valor positivo para desfavorável e negativo para favorável” (Figura 14). Para o tipo de construção é exibido a seguinte descrição, conforme a Tabela 12 do capítulo 3:

- Edificações Residenciais - Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas

- Edificações Comerciais - Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas

- Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

- Vento - Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral

- Passarelas de pedestres

- Pontes rodoviárias

- Pontes ferroviárias não especializadas

- Pontes ferroviárias especializadas

- Vigas de rolamentos de pontes rolantes

Figura 14: Aba “Combinções ELU” com demonstração de dica

Um aspecto importante a ser considerado nesse software é a capacidade de realizar as combinações de ações. Devido a complexidade da programação, restringiu-se a apenas duas ações variáveis, pois conforme o aumento das ações variáveis, a possibilidade de combinação aumenta consideravelmente.

A aba “Dimensões” necessita que o usuário escolha inicialmente o tipo de seção transversal, sendo elas: retangular (Figura 15) ou circular (Figura 16), as dimensões da seção e o comprimento do apoio. Para a verificação da tensão de esmagamento nos apoios, o software adota a largura do apoio como sendo a medida da base da viga, no caso de seção transversal retangular. Para seção circular, o software não realiza verificação.

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Combinações ELS

Seção Transversal

Seção Retangular/Quadrada Seção Circular

Dimensões do Elemento

Vão teórico (L) (m)

Base (b) (mm) Altura (h) (mm)

Esforços - Valores de Cálculo

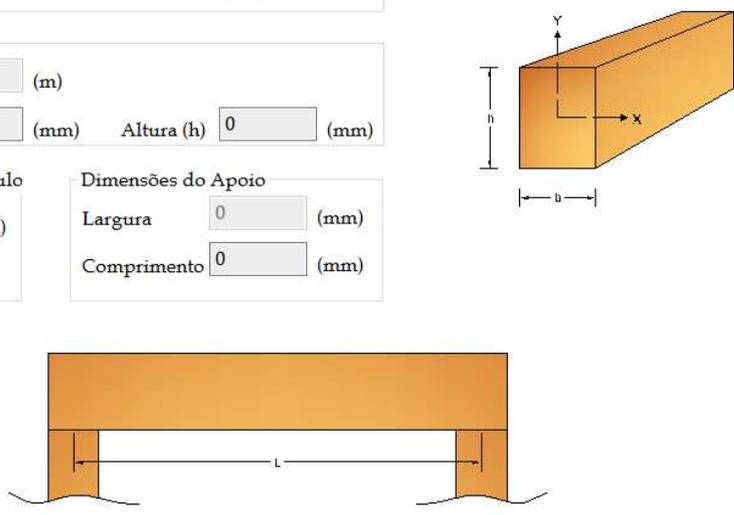
Md (kN.m)

Vd (kN)

Dimensões do Apoio

Largura (mm)

Comprimento (mm)



Voltar Avançar

Figura 15: Aba “Dimensões” para seção transversal retangular

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Combinações ELS

Seção Transversal

Seção Retangular/Quadrada Seção Circular

Dimensões do Elemento

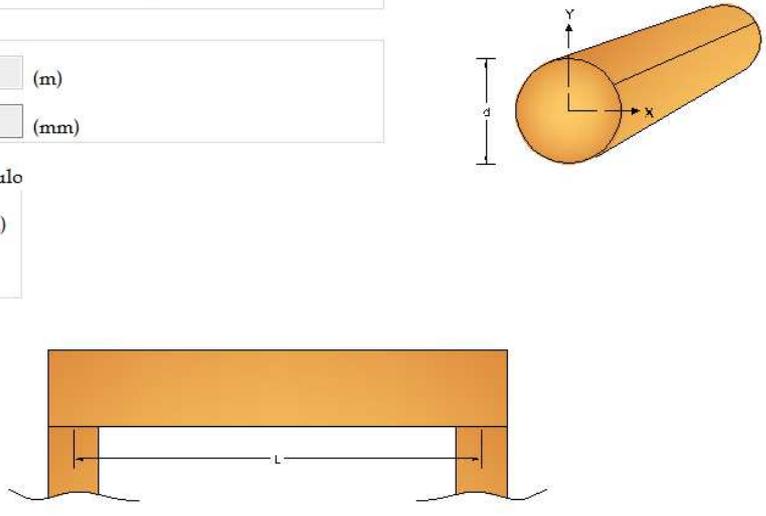
Vão teórico (L) (m)

Diâmetro (d) (mm)

Esforços - Valores de Cálculo

Md (kN.m)

Vd (kN)



Voltar Avançar

Figura 16: Aba “Dimensões” para seção transversal circular

Na aba “Propriedades da Madeira”, apresentada na Figura 17, o usuário escolhe a classe de resistência, classe de umidade, densidade e o tipo de classificação. A escolha da densidade é exibida após a escolha da classe de resistência, pois o aparecimento do campo está em função da escolha de madeiras coníferas ou folhosas, mostrando apenas a classe de densidade a que o grupo pertence. A partir destes dados o software seleciona os coeficientes de modificação.

Para o caso de escolha de Madeira Laminada Colada (MLC), deve-se optar entre reta ou curva. Para MLC reta, o $k_{mod3} = 1,0$ e para MLC curva são exibidos dois novos campos: a espessura das lâminas t e o menor raio de curvatura r que possibilitará o cálculo do $k_{mod3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r}\right)^2$.

Figura 17: Aba “Propriedades da Madeira”

A aba “Resultados ELU”, conforme Figura 18, mostra as propriedades geométricas e mecânicas à esquerda e as verificações à direita. As propriedades geométricas exibidas são a área, a inércia e o módulo de resistência à flexão. As propriedades mecânicas são resistência à compressão paralela e normal às fibras, resistência à tração paralela às fibras, resistência ao cisalhamento paralelo às fibras, e módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras e à flexão.

As verificações são feitas conforme o dimensionamento previsto em norma e apresentados

na Figura 18. A primeira a ser executada é a estabilidade lateral, e caso a condição não seja atendida, o software abre uma janela que possibilita o usuário de escolher entre a inserção de contraventamentos ou a redução da tensão normal resistente. Posteriormente são feitas as verificações da tensão normal em flexão simples reta, tensões cisalhantes e tensão normal de esmagamento nos apoios.

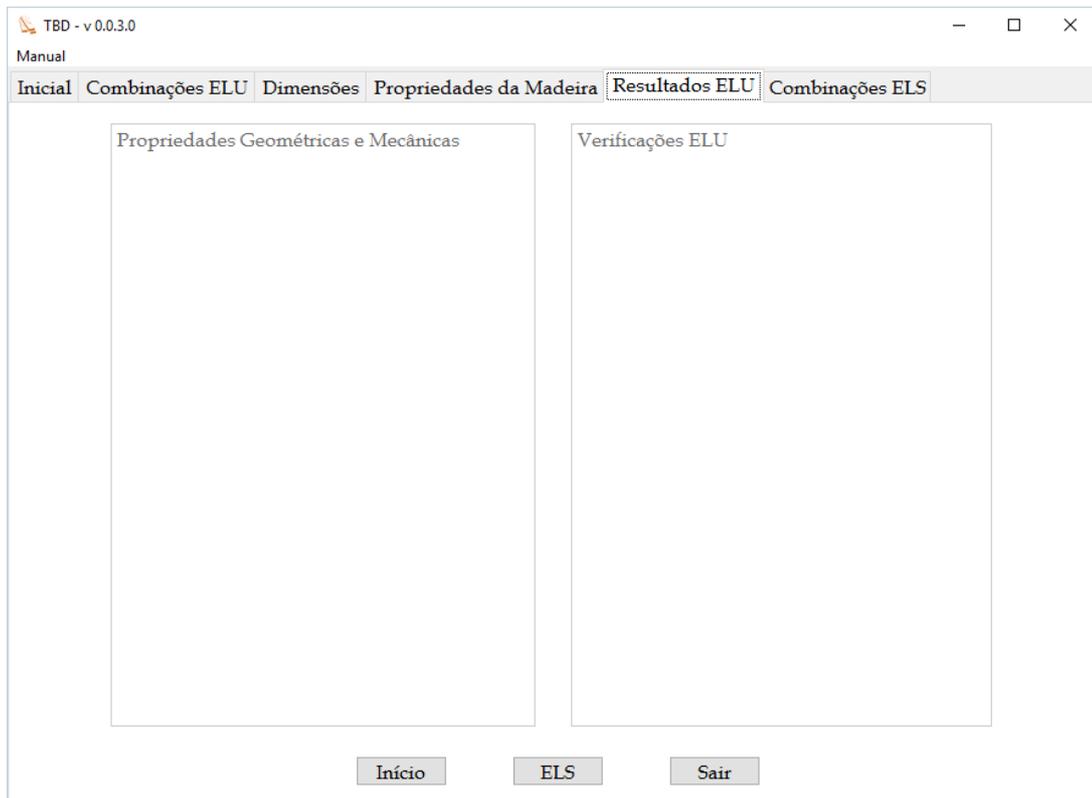


Figura 18: Aba Resultados ELU

A verificação dos Estados Limites de Serviço considera os carregamentos com valores característicos já inseridos na tela inicial e a classe de carregamento selecionada através da combinação crítica. Na aba “Combinações ELS” (Figura 19) o usuário escolhe a combinação a ser executada e se deseja inserir contraflecha. Uma vez que a inserção de contraflecha não é aplicável para todos os tipos de madeira, é necessário que o usuário tenha o conhecimento a respeito do material escolhido.

Para essa aba, é exibido uma dica explicando a indicação de cada Combinação de Serviço das Ações:

“Combinações quase permanentes de serviço: mais comum, utilizada na maioria dos casos. Relacionada com o aspecto estético da estrutura.

Combinações frequentes de serviço: situações em que o deslocamento ou vibração possa

afetar o funcionamento de equipamentos ou causar empoçamento em coberturas ($i < 5\%$).

Combinações raras de serviço: utilizar para casos onde a simples ocorrência de um estado limite de utilização poderá provocar danos permanentes a estrutura ou a elementos não estruturais sujeitos à fissuração (paredes de alvenaria ou elementos em concreto armado) ligados ao elemento estrutural analisado.”

Figura 19: Aba Combinações ELS

O valor limite considerado para a flecha de construções correntes referentes à combinação quase permanente de serviço é $L/300$. Para a combinação frequente de serviço a NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) não prevê verificação, no entanto adotou-se o limite estabelecido na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para vigas de cobertura, sendo $L/250$. Na combinação rara de serviço, a flecha efetiva não deve superar $L/350$, a flecha devido às ações variáveis deve ser menor que $L/300$ e também menor que 15mm . A verificação das vibrações somente para as flechas acidentais, é feita para a combinação rara, não excedendo o valor de 15mm .

5.1 CASO DE USO DO SOFTWARE

Para fazer a autenticação da utilização do software, foram realizados diversos testes e escolheu-se dois exemplos para a demonstração. O primeiro é pertencente a lista de exercícios da disciplina de Construções em Madeira da UTFPR-CM lecionada pelo Prof. Dr. Jorge Luís Nunes de Góes e o segundo é um dimensionamento real de um pergolado de madeira com cobertura em vidro.

Exemplo 5.1 *As vigas principais do BLOCO F da UTFPR-CM são constituídas de concreto armado pré-fabricadas com seção transversal de 15x70cm, com vão teórico de 5,90m e, suportam as ações permanentes e acidentais características do edifício. O professor Jorge pretende comparar as dimensões da viga existente (concreto armado) com uma de Madeira Laminada Colada, equivalente. Dimensionar a viga de MLC que atenda aos estados limites últimos e de serviço, características da edificação. Considerar:*

- Vão teórico de 5,90m
- Carga permanente devido a parede de alvenaria sobre a viga de 5,950kN/m
- Carga permanente devido a laje pré-fabricada de concreto de 8,755kN/m
- Peso próprio da viga de MLC - D40 de 0,978kN/m
- $U = 12\%$
- Carga acidental vertical (Sala de aula - sobrecarga geral de piso) - 14,700kN/m.



Figura 20: Exemplo 5.1 - Tela inicial TBD

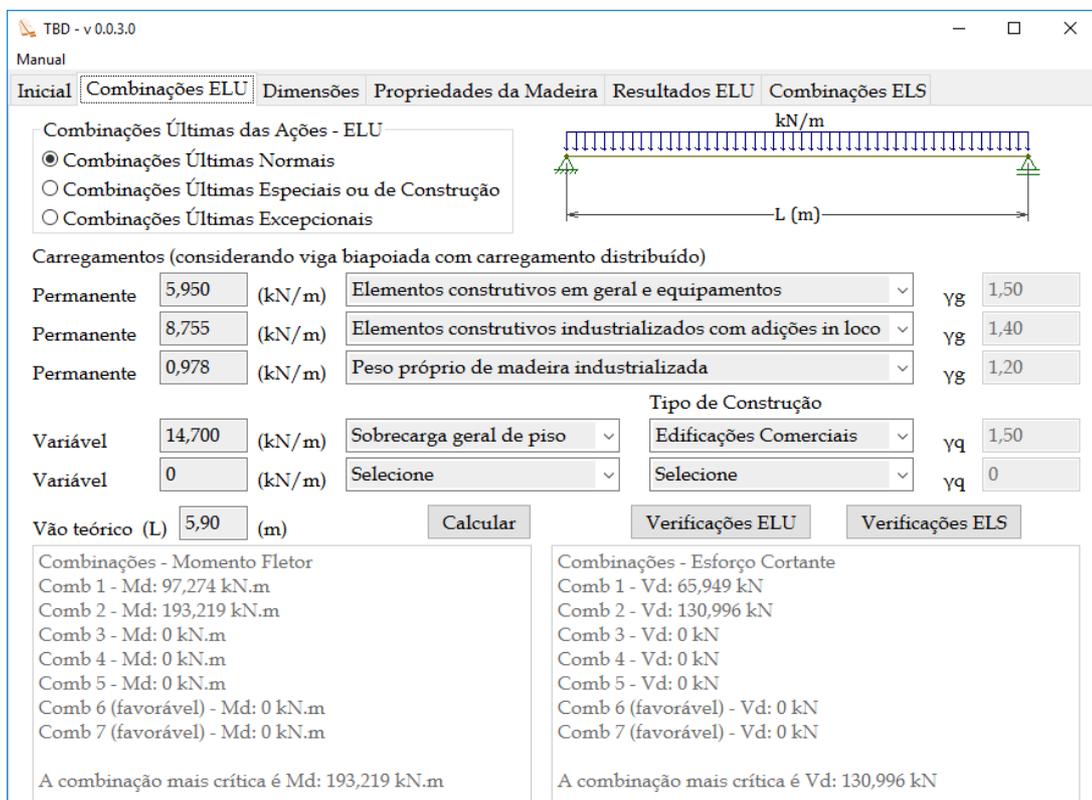


Figura 21: Exemplo 5.1 - Aba “Combinações ELU”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Combinações ELS

Seção Transversal

Seção Retangular/Quadrada Seção Circular

Dimensões do Elemento

Vão teórico (L) (m)

Base (b) (mm) Altura (h) (mm)

Esforços - Valores de Cálculo

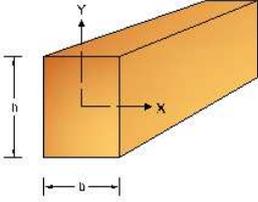
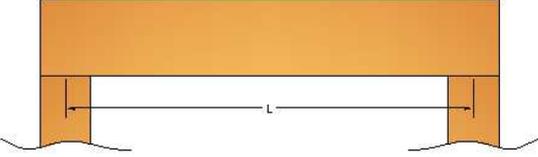
Md (kN.m)

Vd (kN)

Dimensões do Apoio

Largura (mm)

Comprimento (mm)

Voltar Avançar

Figura 22: Exemplo 5.1 - Aba “Dimensões”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Combinações ELS

Classe de Resistência

Fc0,k (MPa) Ec0,m (MPa)

Fv0,k (MPa) Densidade (kg/m³)

Classe de Carregamento

Tipo de Madeira

Classe de Umidade

Classe para Folhas

Tipo de Classificação

kmod1

kmod2

kmod3

Voltar

Figura 23: Exemplo 5.1 - Aba “Propriedades da Madeira”

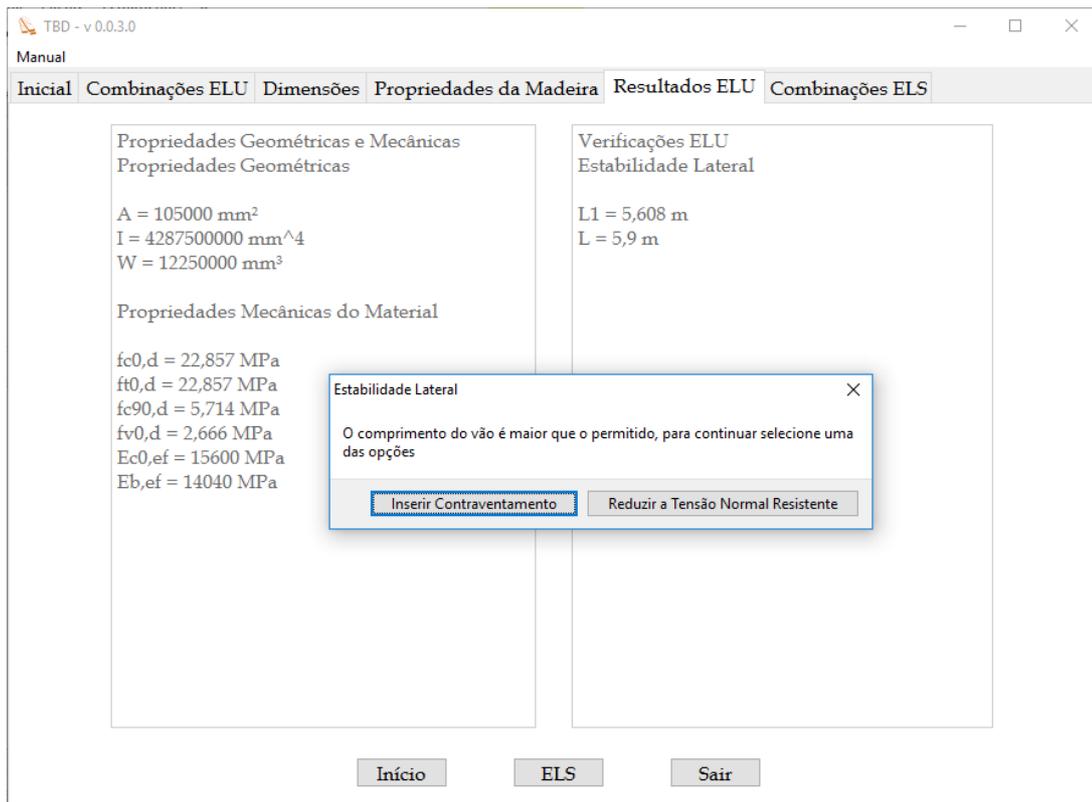


Figura 24: Exemplo 5.1 - Aba “Resultados ELU” com janela de “Estabilidade Lateral”

A primeira observação a ser feita a respeito da Figura 24 é a representação da unidade para a inércia. Não foi possível colocar o índice 4 sobrescrito, devido a isso, descreveu-se com um acento circunflexo simbolizando mm^4 . Também fica evidente o aparecimento da janela que dá opção ao usuário escolher entre a inserção de contraventamentos e a redução da tensão normal resistente, porém para esse exemplo não seria necessário a verificação da estabilidade lateral pois a laje sobre a viga contraventa a face superior da viga ao longo de todo seu comprimento. A verificação foi executada escolhendo o uso de contraventamentos para o cumprimento do fluxograma do software, demonstrando assim a distância permitida caso não houvesse laje.

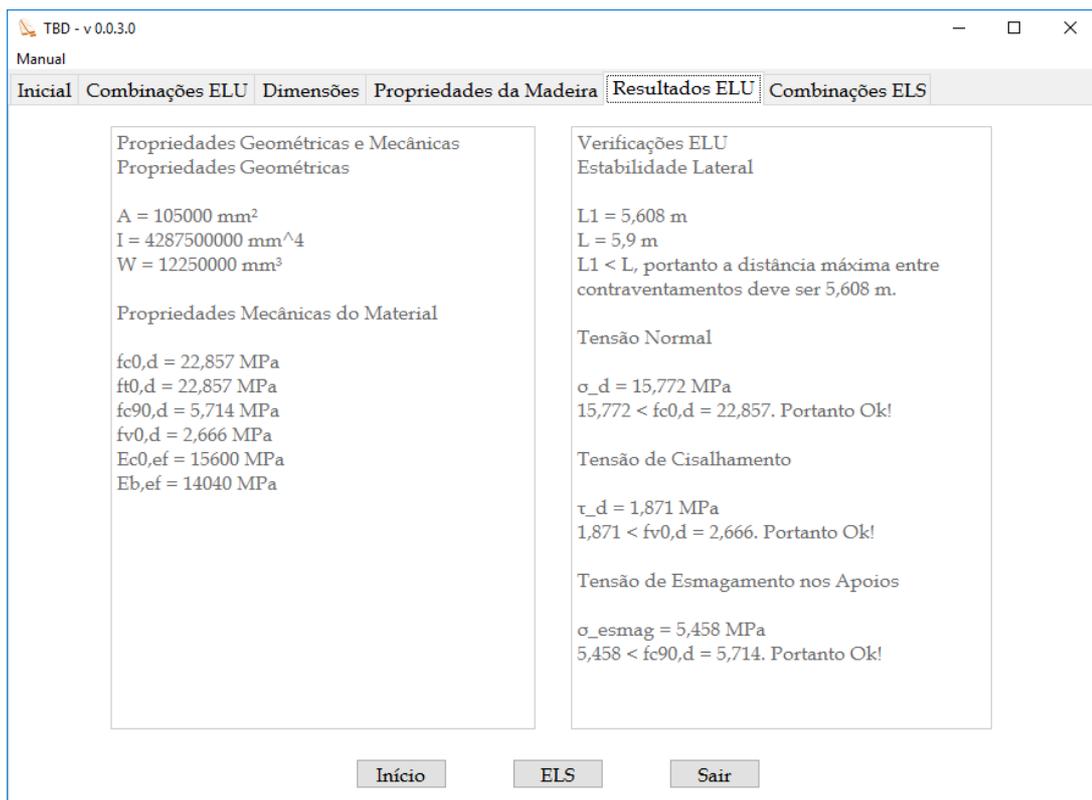


Figura 25: Exemplo 5.1 - Aba “Resultados ELU”

Para a verificação da tensão de esmagamento dos apoios, a dimensão do pilar não foi fornecida. Devido a isso, considerando

$$\begin{aligned}\sigma_{esmag} &\leq f_{c90,d} \\ \sigma_{esmag} &= \frac{R_d}{A_{esmag}}\end{aligned}\quad (5.1.1)$$

deixando como incógnita o comprimento necessário do apoio

$$\begin{aligned}\frac{R_d}{A_{esmag}} &= \frac{130996}{150 \cdot C} \leq 5,714 \text{MPa} \\ C &\geq 152,836 \text{mm}\end{aligned}\quad (5.1.2)$$

portanto, adotou-se um apoio de 160mm para a verificação.

Na etapa de verificações da Figura 25 não foi possível a inserção dos índices com subscrito, estando esses simbolizados por underline.

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinções ELU Dimensões Propriedades da Madeira Resultados ELU **Combinções ELS**

Combinções de Serviço das Ações

Combinções quase permanentes de serviço

Combinções frequentes de serviço

Combinções raras de serviço

Carregamentos

Permanente 5,950 (kN/m)

Permanente 8,755 (kN/m)

Permanente 0,978 (kN/m)

Variável 14,700 (kN/m)

Variável 0 (kN/m)

Classe de Carregamento

Média Duração

Deseja inserir contraflecha?

Sim Não

Verificações ELS

Para a Flecha Efetiva de 11,22 mm
Flecha limite = 16,857 mm. Portanto Ok!

Para as Flechas de Ações Variáveis de 3,852 mm
Flecha limite = 19,666 mm. Portanto Ok!

Para as Flechas de Ações Variáveis de 3,852 mm
Flecha limite = 15 mm. Portanto Ok!

Calcular ELS Sair

Figura 26: Exemplo 5.1 - Aba “Combinções ELS”

Portanto, todas as verificações foram atendidas no primeiro exemplo teórico, permitindo a validação do software em ambiente escolar.

Exemplo 5.2 Considerando a execução de um pergolado de madeira conforme projeto em seguida, verificar as vigas principais, indicadas nas figuras como Exemplo 5.2.1 e as transversinas de cobertura, indicadas nas figuras como Exemplo 5.2.2.

Dados:

Vigas principais seção (4x25) cm

Transversinas seção (4x20) cm - distribuídas a cada 53 cm

Pilar seção (15x15) cm com altura de 3 m

Vidro de cobertura 10 mm - (400x373) cm

Madeira classe D40, serrada, U - 12%, sem classificação

Vão teórico da viga principal - 3,5 m

Vão teórico da transversina - 3 m

O vento não será considerado por não ser o caso mais crítico.



Figura 27: Vista frontal do pergolado

Fonte:

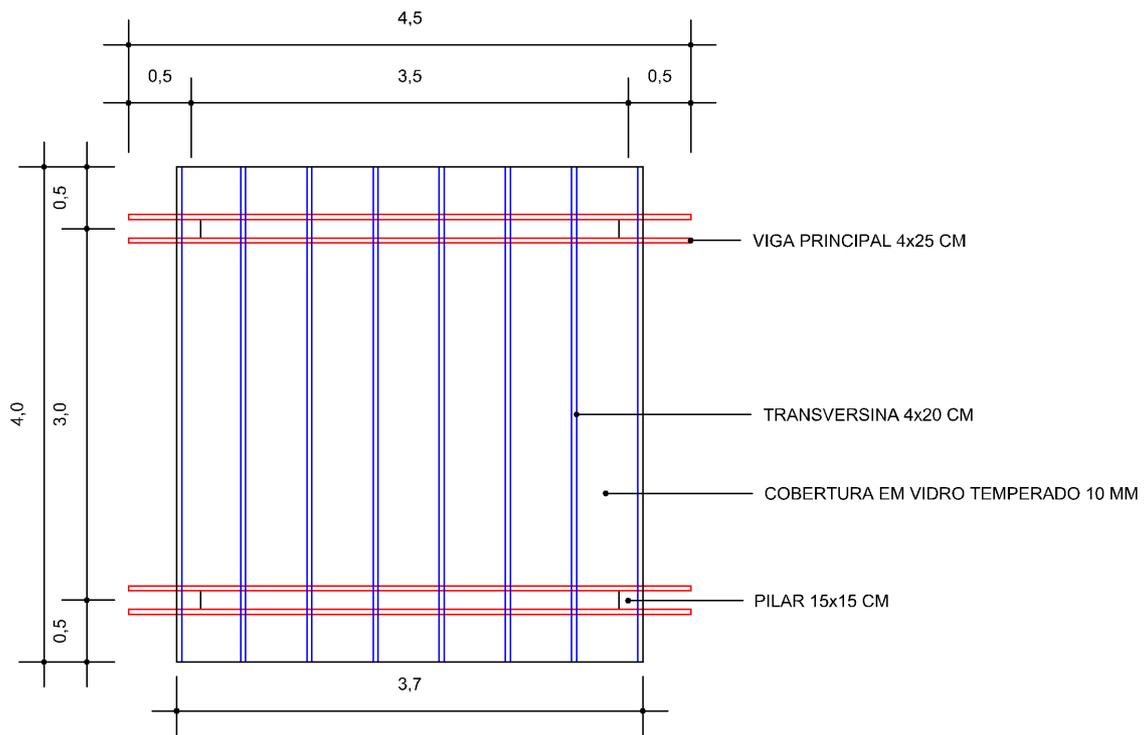
<http://valkommen-hem.blogspot.com.br/>



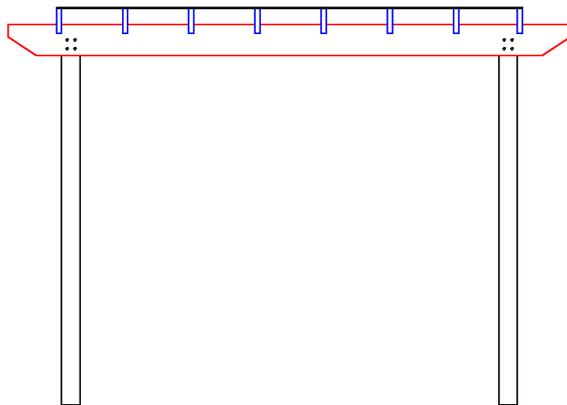
Figura 28: Detalhe das ligações

Fonte:

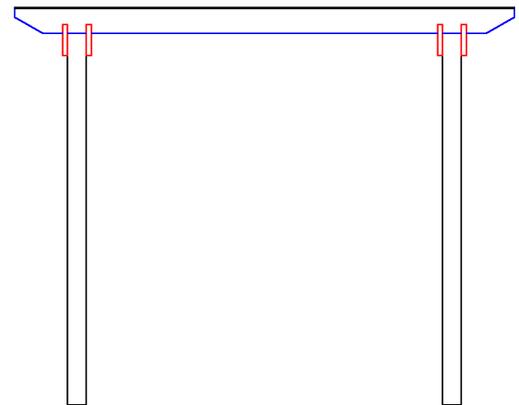
<http://valkommen-hem.blogspot.com.br/>



VISTA SUPERIOR



VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

Figura 29: Desenho esquemático do pergolado

Para a verificação das vigas principais, inicialmente calcula-se o peso próprio das vigas principais, das transversinas e do vidro sobre elas:

$$Pp_{principal} = 950 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 0,25m \cdot 0,04m \cdot \frac{1kN}{1000N} = 0,093kN/m$$

$$Pp_{transversina} = 950 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 0,20m \cdot 0,04m \cdot \frac{1kN}{1000N} = 0,074kN/m$$

Para calcular o peso próprio do vidro de 10mm, adotou-se o peso específico para vidro plano $26kN/m^3$ conforme a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

$$Pp_{vidro} = 0,01m \cdot 26 \frac{kN}{m^3} = 0,260kN/m^2$$

Para considerar o peso da transversina sobre a viga principal, distribui-se o peso próprio por m^2 , multiplicando pela faixa de influência. O mesmo é feito para o vidro:

$$Pp_{transversina} = \frac{0,074kN/m}{4m} = 0,018kN/m^2 \cdot 2m \cdot 8 \text{ unidades} = 0,296kN/m$$

$$Pp_{vidro} = 0,260kN/m^2 \cdot 2m = 0,520kN/m$$

Tendo em vista que cada lado do pergolado possui duas vigas principais, considera-se o peso próprio dividido entre elas. Portanto os carregamentos atuantes na viga principal são:

$$Pp_{principal} = 0,093kN/m$$

$$Pp_{transversina} = 0,296kN/m$$

$$Pp_{vidro} = 0,260kN/m$$

Para a verificação da transversina, considera-se o peso próprio unitário da transversina e o vidro com uma faixa de influência de 53cm:

$$Pp_{transversina} = 0,074kN/m$$

$$Pp_{vidro} = 0,138kN/m$$



Figura 30: Exemplo 5.2.1 - Tela inicial do TBD

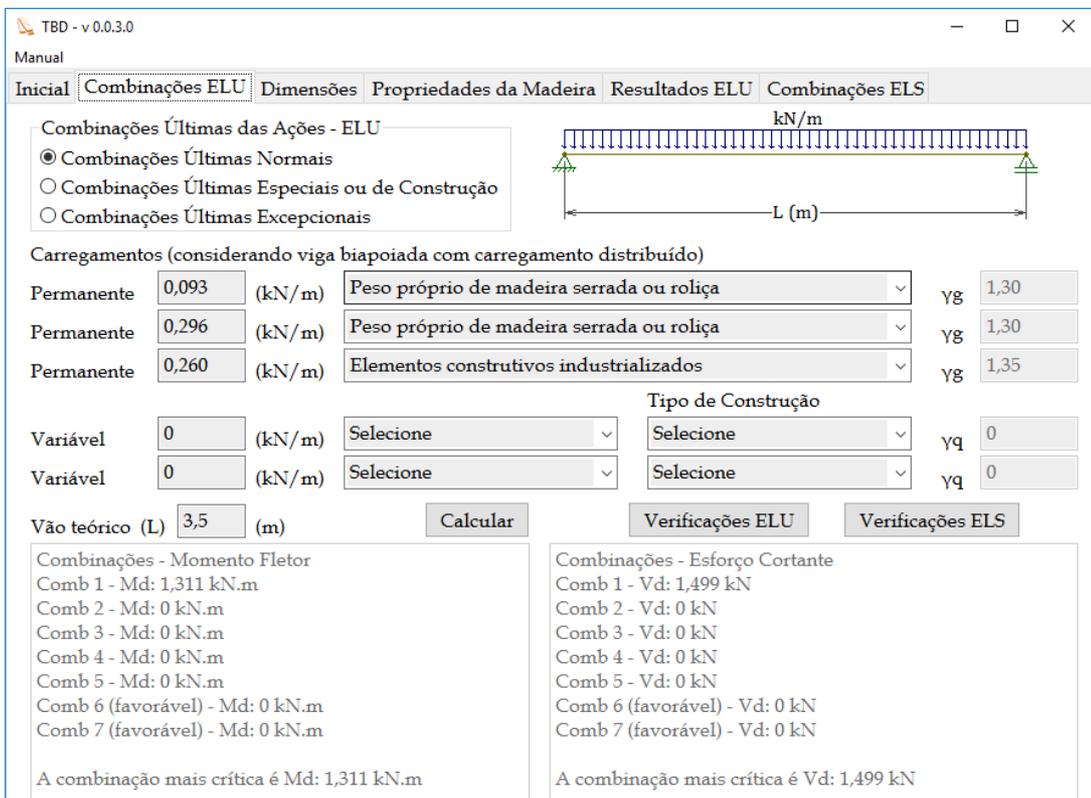


Figura 31: Exemplo 5.2.1 - Aba “Combinações ELU”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Cominações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Cominações ELS

Seção Transversal

Seção Retangular/Quadrada Seção Circular

Dimensões do Elemento

Vão teórico (L) (m)

Base (b) (mm) Altura (h) (mm)

Esforços - Valores de Cálculo

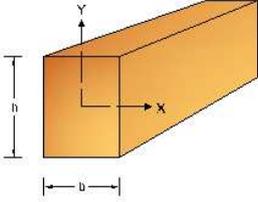
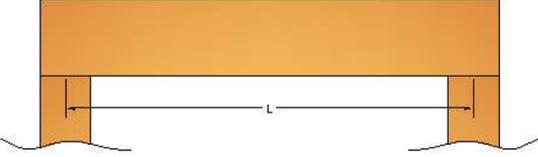
Md (kN.m)

Vd (kN)

Dimensões do Apoio

Largura (mm)

Comprimento (mm)

Voltar Avançar

Figura 32: Exemplo 5.2.1 - Aba “Dimensões”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Cominações ELU Dimensões **Propriedades da Madeira** Resultados ELU Cominações ELS

Classe de Resistência

Fc0,k (MPa) Ec0,m (MPa)

Fv0,k (MPa) Densidade (kg/m³)

Classe de Carregamento

Tipo de Madeira kmod1

Classe de Umidade kmod2

Classe para Folhosas kmod3

Tipo de Classificação

Voltar Calcular ELU ELS

Figura 33: Exemplo 5.2.1 - Aba “Propriedades da Madeira”

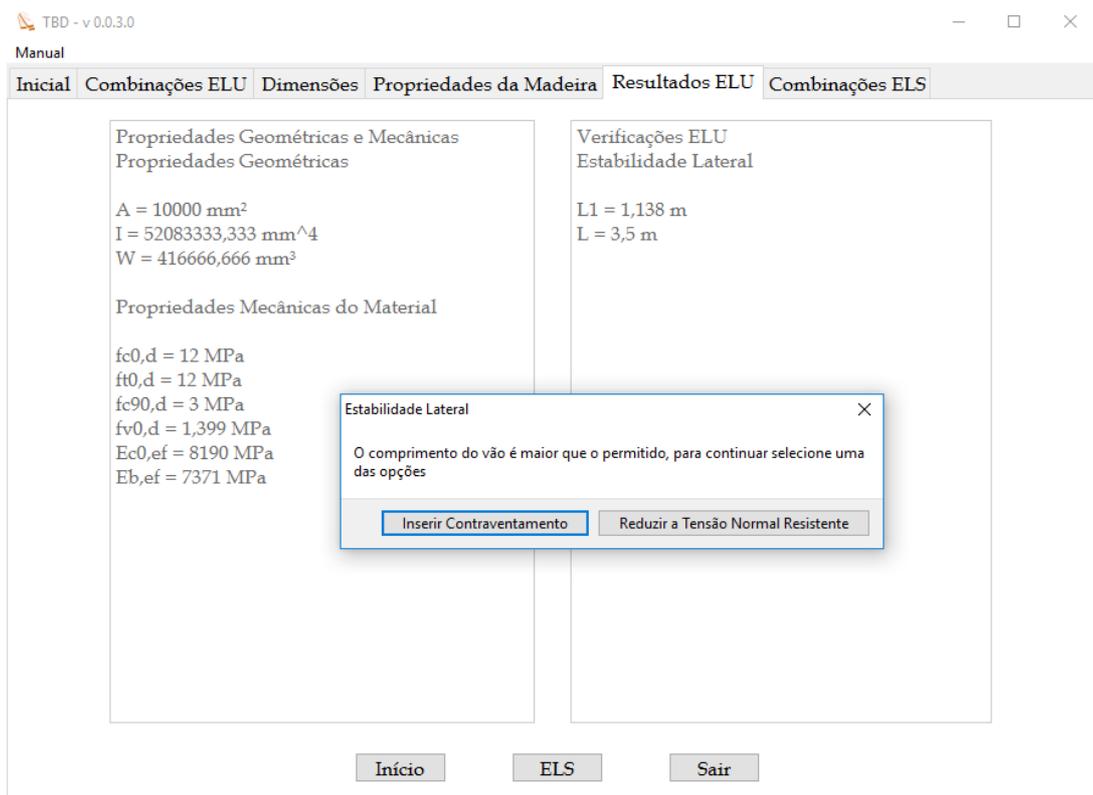


Figura 34: Exemplo 5.2.1 - Aba “Resultados ELU”

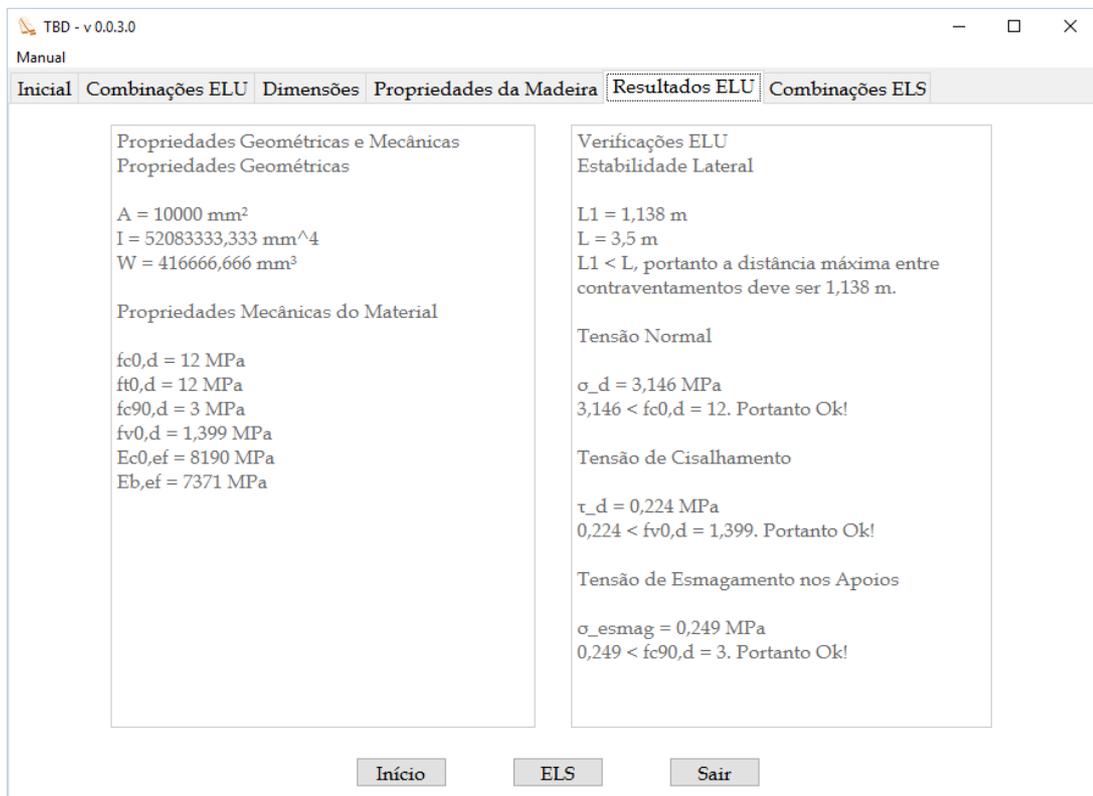


Figura 35: Exemplo 5.2.1 - Aba “Resultados ELU”

Conforme a Figura 35, foi escolhido inserção de contraventamentos para se cumprir o fluxograma do software, mas as vigas principais já estão contraventadas pelas transversinas encaixadas sobre elas. A tensão normal, a tensão de cisalhamento e a tensão de esmagamento nos apoios estão de acordo com os limites. O comprimento do apoio foi adotado como sendo 15cm para o caso de a viga estar sobre o pilar, mas para esmagamento nos apoios não necessita verificação pois a ligação entre o pilar e as vigas principais é parafusada.

Figura 36: Exemplo 5.2.1 - Aba “Combinções ELS”

Como visto na Figura 36, a flecha efetiva está dentro do limite estabelecido por norma. Permitindo, então, que a viga principal atenda os requisitos necessários para ser executada.

Em seguida será realizada a verificação da transversina.



Figura 37: Exemplo 5.2.2 - Tela inicial do TBD

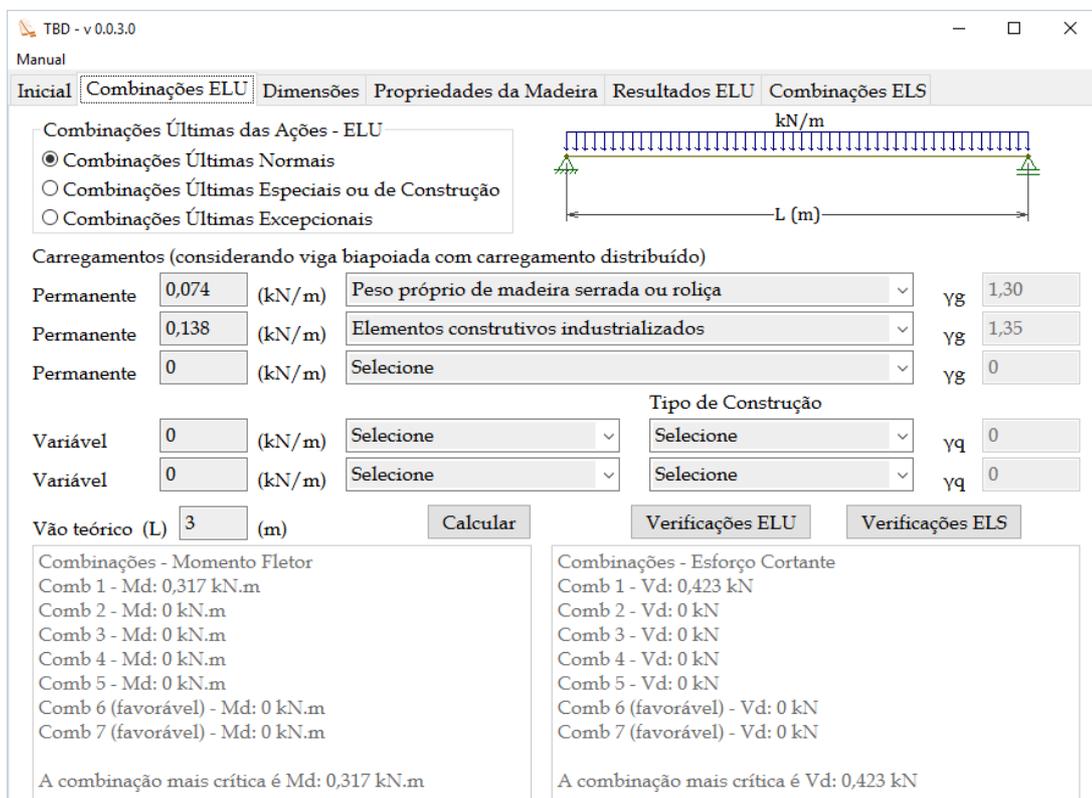


Figura 38: Exemplo 5.2.2 - Aba “Combinações ELU”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Cominações ELU **Dimensões** Propriedades da Madeira Resultados ELU Cominações ELS

Seção Transversal

Seção Retangular/Quadrada Seção Circular

Dimensões do Elemento

Vão teórico (L) (m)

Base (b) (mm) Altura (h) (mm)

Esforços - Valores de Cálculo

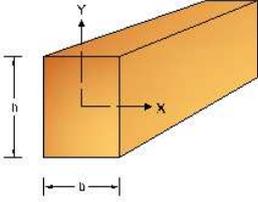
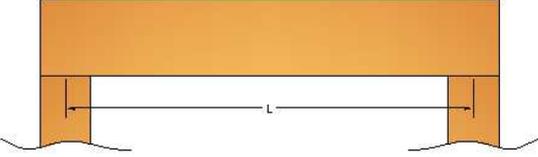
Md (kN.m)

Vd (kN)

Dimensões do Apoio

Largura (mm)

Comprimento (mm)

Voltar Avançar

Figura 39: Exemplo 5.2.2 - Aba “Dimensões”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Cominações ELU Dimensões **Propriedades da Madeira** Resultados ELU Cominações ELS

Classe de Resistência

Fc0,k (MPa) Ec0,m (MPa)

Fv0,k (MPa) Densidade (kg/m³)

Classe de Carregamento

Tipo de Madeira kmod1

Classe de Umidade kmod2

Classe para Folhosas kmod3

Tipo de Classificação

Voltar Calcular ELU ELS

Figura 40: Exemplo 5.2.2 - Aba “Propriedades da Madeira”

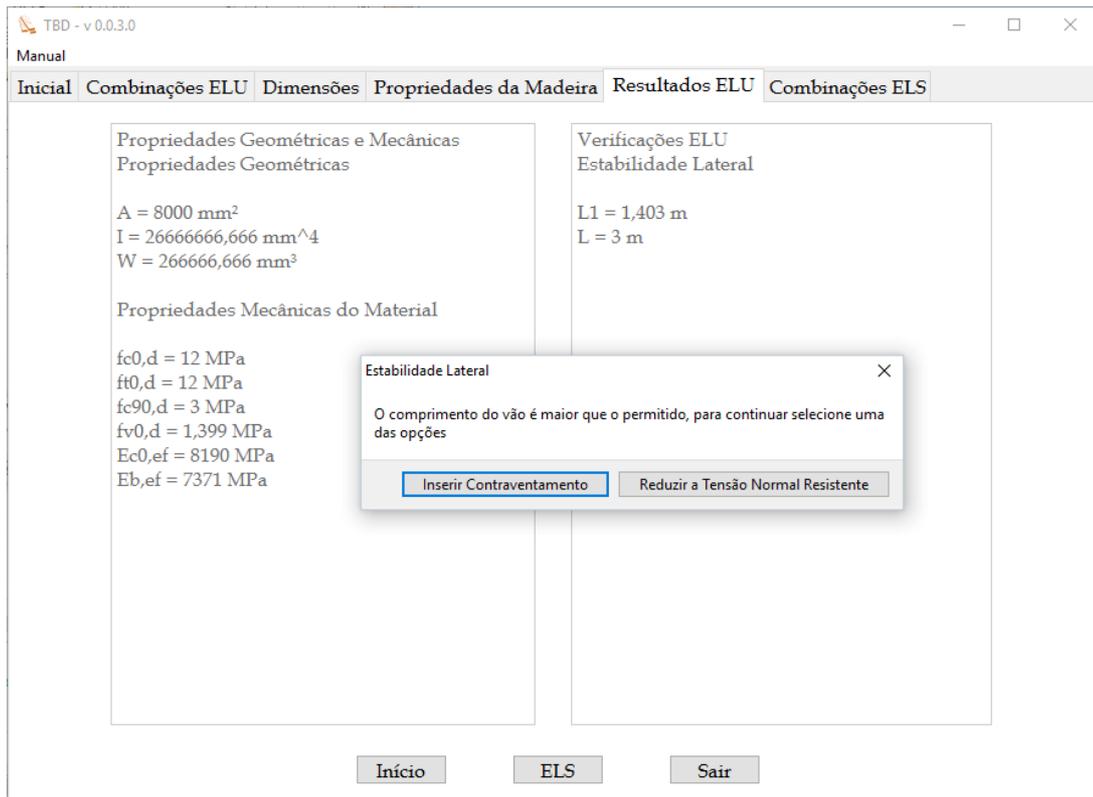


Figura 41: Exemplo 5.2.2 - Aba “Resultados ELU”

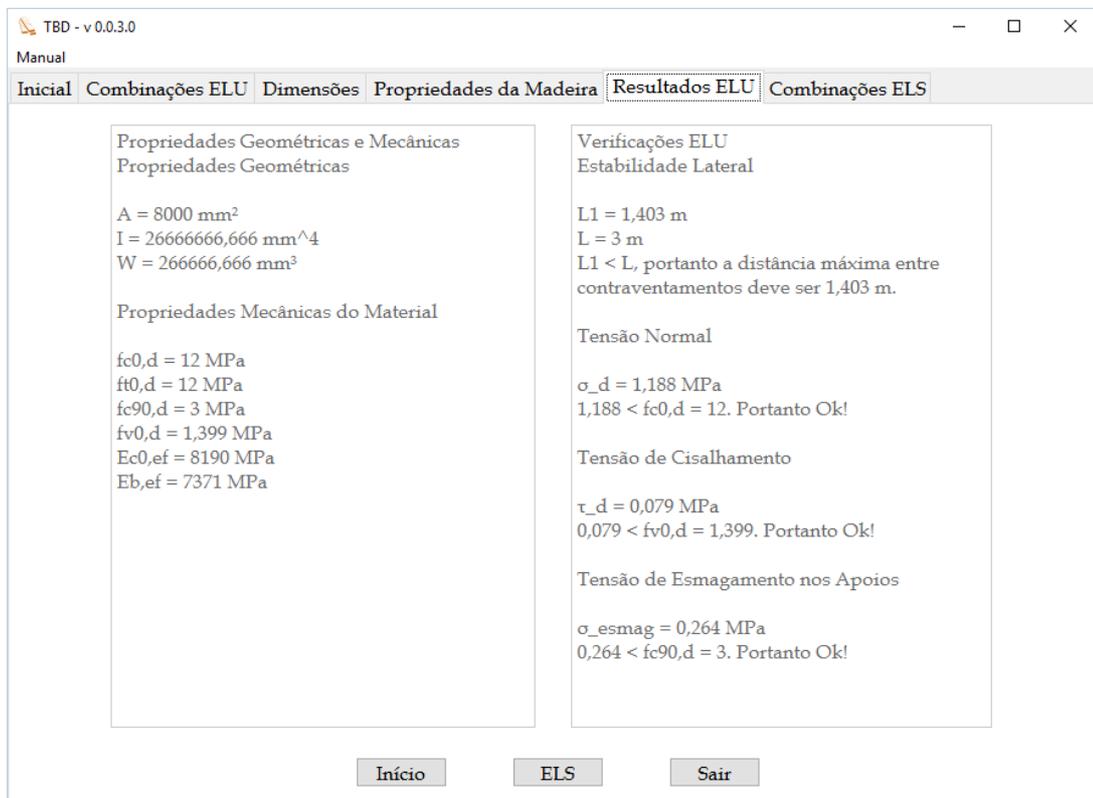


Figura 42: Exemplo 5.2.2 - Aba “Resultados ELU”

TBD - v 0.0.3.0

Manual

Inicial Combinacoes ELU Dimensoes Propriedades da Madeira Resultados ELU **Combinacoes ELS**

Combinacoes de Servico das Acoes

Combinacoes quase permanentes de servico

Combinacoes frequentes de servico

Combinacoes raras de servico

Carregamentos

Permanente (kN/m)

Permanente (kN/m)

Permanente (kN/m)

Variavel (kN/m)

Variavel (kN/m)

Classe de Carregamento

Permanente

Deseja inserir contraflecha?

Sim Nao

Verificacoes ELS

Para a Flecha Efetiva de 2,047 mm
Flecha limite = 8,571 mm. Portanto Ok!

Para as Flechas de Acoes Variaveis de 0 mm
Flecha limite = 10 mm. Portanto Ok!

Para as Flechas de Acoes Variaveis de 0 mm
Flecha limite = 15 mm. Portanto Ok!

Calcular ELS Sair

Figura 43: Exemplo 5.2.2 - Aba “Combinacoes ELS”

As transversinas foram verificadas e estão de acordo com os limites estabelecidos por norma.

A verificação das vigas principais e transversinas exemplificam uma situação real de projeto, permitindo que o software também seja utilizado para a elaboração dos mesmos, desde que as condições de vinculação e carregamento sejam atendidas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento do software Timber Beams Design permitiu concluir que o uso de programas de computador para dar suporte à aprendizagem, torna o ensino de vigas biapoiadas submetida à flexão simples interativo e incentiva a busca de outras fontes de aprendizado extra-classe.

Os resultados obtidos foram satisfatórios pois o software conseguiu atender os requisitos propostos em norma para o dimensionamento de vigas de madeira e, além de executar exemplos teóricos, torna-se capaz de ser utilizado por profissionais desde que as condições de carregamento e vinculação sejam atendidas.

A exibição dos resultados simultaneamente permite que o usuário acompanhe o cálculo conforme a inserção dos dados e caso o operador cometa algum erro, não é necessário que o programa seja executado em sua totalidade para que este possa ser percebido e corrigido.

Tendo em vista que a NBR 7190 (2011) encontra-se em revisão e que os poucos softwares semelhantes a este não se encontram atualizados, torna-se um diferencial a contemplação desta atualização. Além disso, a propiciação das combinações de ações tem a finalidade de impor que o usuário dimensione a viga para o caso mais crítico de carregamento, inserindo automaticamente o valor de cálculo para as verificações de Estados Limites Últimos e o valor característico para Estados Limites de Serviço.

O manual de uso do software oferece suporte ao usuário para que possa sanar as eventuais dúvidas decorrentes do uso do programa, descrevendo as ações que devem ser executadas e a sequência a ser seguida para que o fluxograma programado seja executado com coerência.

Para trabalhos futuros sugere-se a implementação de combinações de ações com maior número de ações permanentes e variáveis, a expansão para outros tipos de vinculação e carregamento, assim como também a possibilidade de verificação de flexão composta e oblíqua.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **D245-93: Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable fo visually Graded Lumber**. 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Revisão NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, 2011.
- CARREIRA, M. R. **Critérios para Classificação Visual de Peças Estruturais de Pinus sp.** Dissertação (Mestrado) — Universidade de São Paulo, 2003.
- HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 7. ed. São Paulo: [s.n.], 2010.
- JUNIOR, A. C.; CARVALHO, R. C. Programa livre para análise de grelhas de concreto. **Interação: Revista de Ensino, Pesquisa e Extensão**, v. 15, n. 15, p. 58–78, 2013. Disponível em: <<http://interacao.unis.edu.br/wp-content/uploads/sites/80/2016/05/2015-3.pdf>>.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Madeira: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e européia EUROCODE 5**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.
- PORTEOUS, J.; KERMANI, A. **Structural timber design to Eurocode 5**. [S.l.]: Blackwell Publishing, 2007.
- TIMOSHENKO, S.; GERE, J. M. **Mecânica dos Sólidos**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1998.

APÊNDICE A

Manual TBD

Desenvolvedora: Mariana Soares Ribeiro

Orientador: Prof. Dr. Jorge Luís Nunes de Góes

Co-orientador: Prof. Me. Rodrigo Hübner



Este software foi desenvolvido com a finalidade de auxiliar à aprendizagem de elementos fletidos em madeira, submetidos à flexão simples reta. Para este algoritmo considerou-se as condições de vinculação para uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído. Para as verificações, é possível executar apenas com seção transversal retangular, deixando a sugestão de posterior implementação para seção circular. Para garantir o bom funcionamento do programa, aconselha-se o preenchimento dos campos sempre de cima para baixo e da esquerda para a direita.

A seguir será apresentado como o usuário deve proceder no uso do software. Para maiores informações, indica-se a consulta nas normas utilizadas: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) e NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011).

Na tela inicial, conforme a Figura 44, o software é apresentado e o usuário deve inserir o tipo de madeira pertencente ao dimensionamento para iniciar os demais procedimentos. Dentre elas:

- Madeira Serrada
- Madeira Roliça
- Madeira Laminada Colada (MLC)
- Madeira Compensada
- Madeira Recompоста

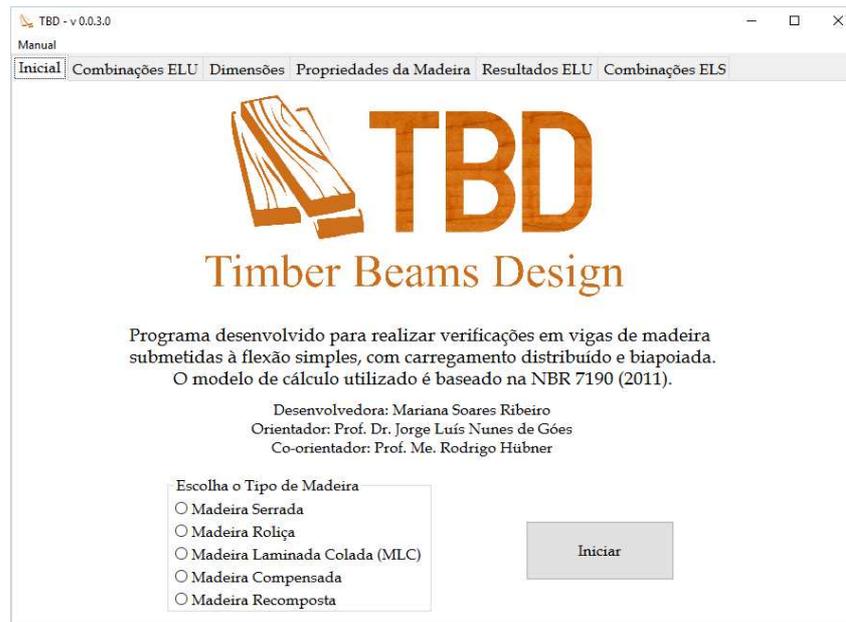


Figura 44: Tela inicial do software TBD

Em seguida é exibida a aba “Combinações ELU”, apresentada na Figura 45.

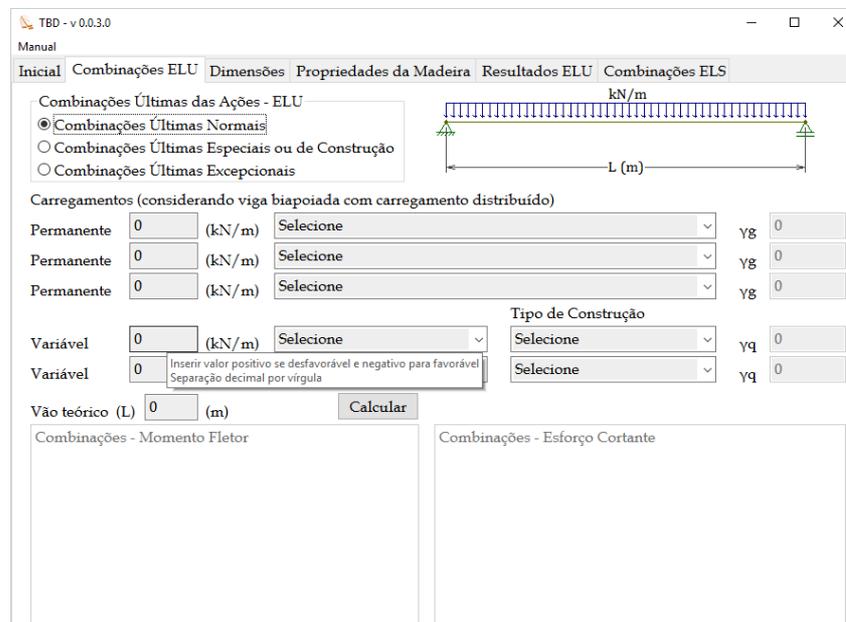


Figura 45: Aba “Combinações ELU”

O usuário escolhe o tipo de combinação para Estado Limite Último a ser executada:

Combinações Últimas Normais, utilizadas para construções correntes em que o carregamento é decorrente do uso previsto para a construção.

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

Combinações Últimas Especiais ou de Construção, são utilizadas quando o carregamento supera a intensidade dos efeitos produzidos pelas ações previstas para a estrutura. Os carregamentos especiais possuem duração muito pequena em relação ao período de referência e são transitórios.

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

Combinações Últimas Excepcionais, utilizadas quando a atuação das ações pode provocar a paralisação da estrutura. Como por exemplo explosão e cargas de impacto.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$$

Posteriormente são inseridos os carregamentos e suas respectivas características. Para os carregamentos permanentes utiliza-se a Tabela 16.

Tabela 16: Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,00
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,30	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,00
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,00

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acantonado

²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos

Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

Para o caso de elementos de madeira industrializada, como por exemplo MLC, a norma NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) indica o valor $\gamma_g = 1,2$ e para madeira serrada ou roliça, apresenta o valor $\gamma_g = 1,3$.

Para os carregamentos variáveis, sua natureza é indicada na Tabela 17, e o tipo de construção a que pertencem, segundo a Tabela 18.

Tabela 17: Exemplos de carregamento para cada classe

Classes de Carregamento	Exemplos
Permanente	Peso próprio
Longa duração	Reservatórios de água
	Carga de armazenamento Pontes e passarelas de pedestres
Média duração	Sobrecarga geral de piso
Curta duração	Neve
	Carga de construção
	Sobrecarga de manutenção de cobertura
Instantânea	Vento
	Explosão
	Cargas de impacto

Fonte: Adaptado de Porteous e Kermani (2007).

Tabela 18: Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^{3) 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso ao público.

³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.

⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO..., 2003).

A partir desses dados é exibido o coeficiente γ_g para os carregamentos permanentes e γ_q para os carregamentos variáveis. A escolha da natureza dos carregamentos variáveis possibilita a seleção automática da classe de carregamento da combinação crítica.

Posteriormente o usuário insere o valor do vão teórico considerado entre eixos de apoios e o software calcula as combinações possíveis. O algoritmo foi elaborado com 7 combinações, sendo a primeira considerando somente o peso próprio, a segunda e a terceira para o carregamento permanente e uma ação variável desfavorável, a quarta e a quinta para o carregamento permanente e duas ações variáveis desfavoráveis, e a sexta e sétima considera o carregamento permanente sem coeficiente de majoração juntamente com uma ação favorável. As combinações são feitas para os valores de momento fletor e esforço cortante que atuam na viga. O software exibe os resultados das combinações e indica qual o valor da combinação crítica, preenchendo

automaticamente os valores dos esforços de cálculo necessários para as demais verificações.

Ao calcular as combinações, o usuário tem a possibilidade de escolher qual verificação deseja fazer ELU ou ELS.

A aba “Dimensões” necessita que o usuário escolha inicialmente o tipo de seção transversal, sendo elas: retangular (Figura 46) ou circular (Figura 47), as dimensões da seção e o comprimento do apoio. Para a verificação da tensão de esmagamento nos apoios, o software adota a largura do apoio como sendo a medida da base da viga, no caso de seção transversal retangular. Para seção circular, o software não realiza verificação.

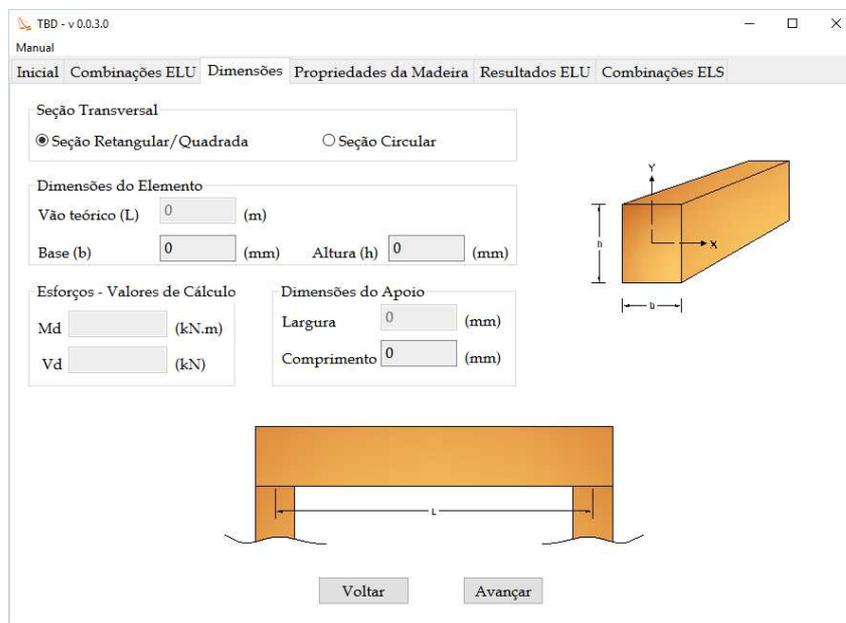


Figura 46: Aba “Dimensões” para seção transversal retangular

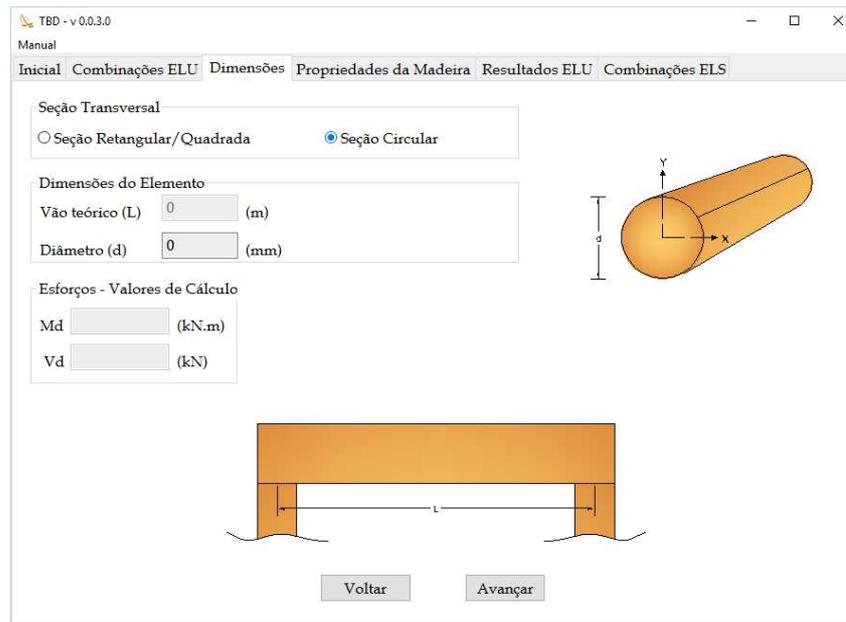


Figura 47: Aba “Dimensões” para seção transversal circular

Na aba “Propriedades da Madeira”, apresentada na Figura 48, o usuário escolhe a classe de resistência, classe de umidade, densidade e o tipo de classificação conforme tabelas a seguir.

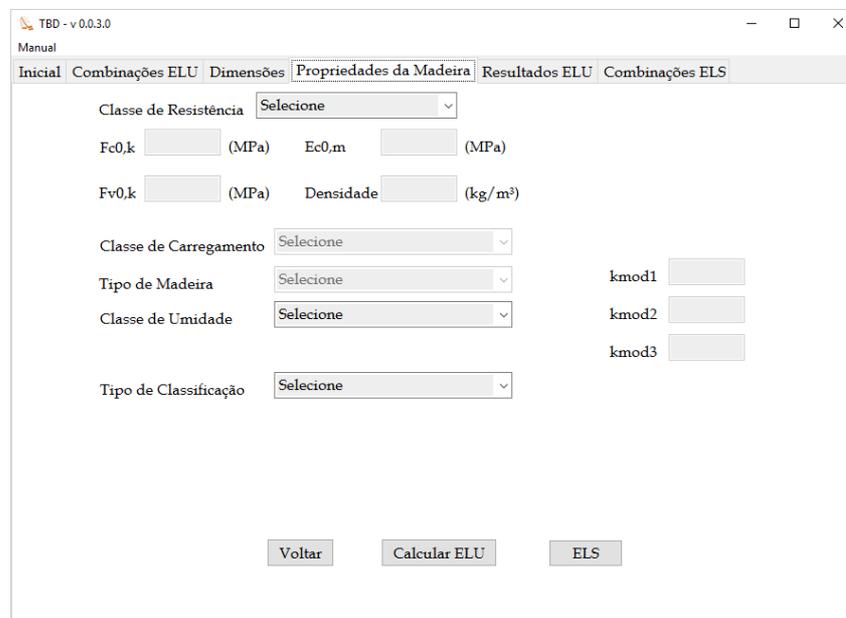


Figura 48: Aba “Propriedades da Madeira”

Tabela 19: Classe de resistência das Coníferas

Coníferas (valores na condição-padrão de referência U = 12%)

Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	E_{c0k} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
C20	20	4	3500	500
C25	25	5	8500	550
C30	30	6	14500	600

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Tabela 20: Classe de resistência das Folhosas

Folhosas (valores na condição-padrão de referência U = 12%)

Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	E_{c0k} (MPa)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
D20	20	4	9500	650
D30	30	5	14500	800
D40	40	6	19500	950
D50	50	7	22000	970
D60	60	8	24500	1000

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Tabela 21: Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

O coeficiente k_{mod1} considera a classe de carregamento que é definida pela duração prevista acumulada da ação variável principal que age na estrutura e o tipo de material empregado, conforme Tabela 22. A classe do carregamento foi selecionada automaticamente devido ao cálculo da combinação crítica.

Tabela 22: Classes de carregamento e valores de k_{mod1}

Ação variável principal da combinação		Tipos de Madeira		
Classes de carregamento	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica	Madeira Serrada	
			Madeira Roliça	Madeira Recomposta
			Madeira Compensada	
Permanente	Permanente	Vida útil da construção	0,60	0,30
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses	0,70	0,45
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses	0,80	0,65
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana	0,90	0,90
Instantânea	Instantânea	Muito curta	1,10	1,10

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

O coeficiente de modificação k_{mod2} considera a classe de umidade, definida na Tabela 21 e o tipo de madeira empregado. Esse coeficiente de modificação é exposto pela Tabela 23. No caso de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{mod2} = 0,65$.

Tabela 23: Valores de k_{mod2}

Madeira serrada		
Classes de umidade	Madeira roliça	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada	Madeira compensada
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70	0,90

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

O coeficiente k_{mod3} considera a qualidade da madeira, e a verificação do material é feita através da classificação das peças estruturais por método visual e/ou mecânico. Para as madeiras classificadas são apresentados nas Tabelas 24 e 25 os valores do coeficiente de modificação de acordo com a categoria. Para madeira não-classificada de folhosa, o $k_{mod3} = 0,70$ e para madeira de conífera não é permitido seu uso sem classificação.

Tabela 24: Valores de k_{mod3} para Coníferas

Classificação	Classes	Tipo de classificação	
		Apenas visual	Visual e mecânica
Densas(D)	SE-D	0,70	0,90
	S1-D	0,60	0,80
	S2-D	0,50	0,70
	S3-D	0,40	0,60
Classificação	Classes	Tipo de classificação	
		Apenas visual	Visual e mecânica
Não-Densas(ND)	SE-ND	0,60	0,80
	S1-ND	0,50	0,70
	S2-ND	0,40	0,60
	S3-ND	0,30	0,50

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Tabela 25: Valores de k_{mod3} para Folhosas

Classe	Tipo de classificação	
	Apenas visual	Visual e mecânica
SE	0,90	1,00
S1	0,85	0,95
S2	0,80	0,90
S3	0,75	0,85

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Para Madeira Laminada Colada o valor do coeficiente depende da curvatura da peça, se reta, o $k_{mod3} = 1,00$ e para MLC curva, $k_{mod3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r}\right)^2$, em que t é a espessura das lâminas e r o menor raio de curvatura das lâminas que compõem a seção transversal resistente.

Os parâmetros adotados para as tabelas do k_{mod3} são os tipos de classificação, classe e a densidade.

A madeira pode ser classificada visualmente e/ou mecanicamente. A classificação visual é realizada através de uma análise feita pelo olho humano das quatro faces da peça e define as características dos defeitos que influenciam na resistência estrutural. Já a classificação mecânica tem como referência um estimador para medir a resistência da madeira. Neste caso, a densidade

e a rigidez à flexão são os mais utilizados (CARREIRA, 2003).

As classes encontradas no k_{mod3} são descritas em ordem decrescente de qualidade e resistência, SE - estrutural especial, S1 - estrutural nível 1, S2 - estrutural nível 2 e S3 - estrutural nível 3.

A norma ASTM D245-93 (AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS, 1993) estabelece classes de densidade para a madeira em função da taxa de crescimento da madeira serrada, que se refere a quantidade de anéis de crescimento presentes em uma linha radial representativa. Para ser considerada como densa, a peça deve ter seis ou mais anéis de crescimento e, além disso, mais de (1/3) um terço da seção transversal deve ser madeira de inverno. Para ser considerada de média densidade a peça deve ter quatro ou mais anéis de crescimento. Peças com menos de quatro anéis de crescimento são consideradas de baixa densidade (CARREIRA, 2003).

Tabela 26: Classes de densidade definidas na ASTM D245-93

Classe	Anéis / 2,5 cm	Quantidade de madeira de inverno
Densa	≥ 6	$> 1/3$
	≥ 4	$> 1/2$
Média	≥ 4	-
Baixa	< 4	-

Fonte: Adaptado de American Society of Testing and Materials (1993).

Segundo Carreira, “na prática as classes de média e baixa densidade são unidas e recebem o nome de não-densa. As madeiras densas são designadas pela letra D, sendo as madeiras não-densas designadas por ND” (CARREIRA, 2003).

A aba “Resultados ELU” mostra as propriedades geométricas como a área, a inércia e o módulo de resistência à flexão. Para a seção circular, também é mostrado o momento estático.

Para seção retangular:

$$A = bh, \quad I_{xx} = \frac{bh^3}{12}, \quad W = \frac{bh^2}{6}$$

Para seção circular:

$$A = \frac{\pi d^2}{4}, \quad I_{xx} = \frac{\pi d^4}{64}, \quad W = \frac{\pi d^3}{32} \quad Q = y' \cdot A'$$

Em que b é a base da viga, h a altura, d o diâmetro, A' é a área abaixo ou acima do ponto

em que a tensão de cisalhamento deve ser calculada e y' é a distância da linha neutra até o CG da área.

As propriedades mecânicas são resistência à compressão paralela e normal às fibras, resistência à tração paralela às fibras, resistência ao cisalhamento paralelo às fibras, e módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras e à flexão.

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3}$$

$$fc0,d = \frac{k_{mod} \cdot fc0,k}{1,4}$$

$$fc90,d = 0,25 \cdot fc0,d \cdot \alpha_n \quad \text{adotando } \alpha_n = 1$$

$$ft0,d = fc0,d$$

$$fv0,d = \frac{k_{mod} \cdot fv0,k}{1,8}$$

$$Ec0,ef = k_{mod} \cdot Ec0,m$$

$$Eb,ef = 0,90 \cdot Ec0,ef \quad \text{para o caso de madeiras folhosas}$$

$$Eb,ef = 0,85 \cdot Ec0,ef \quad \text{para o caso de madeiras coníferas}$$

As verificações são feitas conforme o dimensionamento previsto em norma e apresentados na aba “Resultados ELU”, conforme Figura 49.

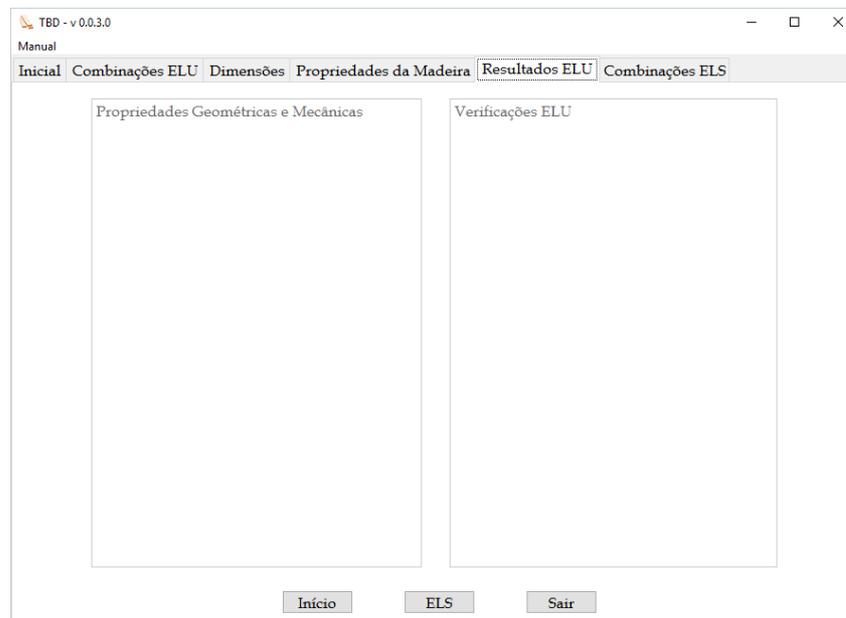


Figura 49: Aba “Resultados ELU”

A primeira verificação a ser executada é a estabilidade lateral, conforme a equação:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad \text{com} \quad \beta_M = \frac{4 \beta_E}{\pi \gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{\frac{1}{2}}}$$

onde:

h - altura da seção transversal da peça;

b - largura da seção transversal da peça;

$E_{c0,ef}$ - módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras;

$f_{c0,d}$ - resistência de projeto da compressão paralela às fibras;

γ_f - coeficiente de ponderação da resistência à compressão da madeira;

β_E e β_M - coeficientes de correção.

Admitindo o coeficiente de ponderação $\gamma_{wc} = 1,4$ e o coeficiente de correção $\beta_E = 4$, β_M pode ser escrito como na Tabela 27

Tabela 27: Coeficiente de correção β_M para $\gamma_f = 1,4$ e $\beta_E = 4$

$\frac{h}{b}$	β_M	$\frac{h}{b}$	β_M
1	6,0	11	41,2
2	8,8	12	44,8
3	12,3	13	48,5
4	15,9	14	52,1
5	19,5	15	55,8
6	23,1	16	59,4
7	26,7	17	63,0
8	30,3	18	66,7
9	34,0	19	70,3
10	37,6	20	74,0

Fonte: NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO..., 2011).

Caso a condição não seja atendida, o software abre uma janela que possibilita o usuário de escolher entre a inserção de contraventamentos ou a redução da tensão normal resistente pela equação:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad \text{com} \quad \sigma_d \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \left(\frac{L_1}{b}\right)}$$

Para o caso de seção circular a verificação não é necessária.

A verificação da tensão normal em flexão simples reta é feita através da Equação:

$$\sigma_d \leq f_{c0,d}$$

com:

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W}$$

onde:

σ_d - tensão de projeto atuante;

$f_{c0,d}$ - tensão resistente de projeto à compressão paralela às fibras;

M_d - momento fletor de projeto;

W - módulo de resistência à flexão;

Para as tensões cisalhantes a verificação utiliza a Equação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (1.0.1)$$

onde:

τ_d - máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça;

$f_{v0,d}$ - resistência ao cisalhamento paralelo às fibras.

Para um caso particular de viga com seção retangular de largura b e altura h , τ_d é descrito por:

$$\tau_d = \frac{3 V_d}{2 A} \quad (1.0.2)$$

onde:

V_d - esforço cortante de cálculo.

Para as demais seções, τ_d é descrito por:

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot Q}{I t} \quad (1.0.3)$$

onde:

I - momento de inércia da seção transversal;

t - largura da área da seção transversal do elemento, medida no ponto onde τ deve ser determinada;

Q - momento estático.

A verificação da tensão normal de esmagamento é dada pela Equação:

$$f_{c90,d} = 0,25 f_{c0,d} \alpha_n$$

$$\sigma_{c90,d} = \frac{R_{A,d}}{A_{esmag}}$$

$$\sigma_{c90,d} \leq f_{c90,d} \quad (1.0.4)$$

considerando $\alpha_n = 1$. $R_{A,d}$ é o esforço normal de compressão solicitante de cálculo (força de reação de apoio da viga) e A_{esmag} é a área de contato efetiva ou área de esmagamento devido ao esforço normal. Para a seção transversal circular, o software não faz verificação.

A verificação dos Estados Limites de Serviço considera os carregamentos com valores característicos já inseridos na tela inicial e a classe de carregamento selecionada através da combinação crítica.

As Combinações Quase Permanentes de Serviço são calculadas para construções correntes, através da Equação 1.0.5.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (1.0.5)$$

As Combinações Frequentes de Serviço são calculadas para situações em que o deslocamento ou vibração possa afetar o funcionamento de equipamentos ou causar empoçamento em coberturas, através da Equação 1.0.6.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (1.0.6)$$

As Combinações Raras de Serviço são calculadas para casos onde a simples ocorrência de um estado limite de utilização poderá provocar danos permanentes à estrutura ou a elementos não estruturais sujeitos à fissuração ligados ao elemento estrutural analisado, através da Equação 1.0.7.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (1.0.7)$$

Na aba “Combinações ELS” (Figura 50) o usuário escolhe a combinação a ser executada e se deseja inserir contraflecha. Uma vez que a inserção de contraflecha não é aplicável para todos os tipos de madeira, é necessário que o usuário tenha o conhecimento a respeito do material escolhido.

Figura 50: Aba “Combinações ELS”

O valor limite considerado para a flecha de construções correntes referentes à combinação quase permanente de serviço é $L/300$. Para a combinação frequente de serviço a NBR 7190 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011) não prevê verificação, no entanto adotou-se o limite estabelecido na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para vigas de cobertura, sendo $L/250$. Na combinação rara de serviço, a flecha efetiva não deve superar $L/350$, a flecha devido às ações variáveis deve ser menor que $L/300$ e também menor que 15mm . A verificação das vibrações somente para as flechas acidentais, é feita para a combinação rara, não excedendo o valor de 15mm .