



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA – CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**VERIFICAÇÃO DA FLECHA ESTRUTURAL DA VIGA DE CONCRETO ARMADO
UTILIZADA NO ALARGAMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE
RODOVIÁRIA**

PEDRO FERNANDO CUNHA EUGENIO

Orientador: Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha
Solteira – UNESP, como parte dos requisitos para
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ILHA SOLTEIRA – SP

DEZEMBRO DE 2024

PEDRO FERNANDO CUNHA EUGENIO

**VERIFICAÇÃO DA FLECHA ESTRUTURAL DA VIGA DE CONCRETO ARMADO
UTILIZADA NO ALARGAMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE
RODOVIÁRIA**

Orientador: Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha
Solteira – UNESP, como parte dos requisitos para
obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ILHA SOLTEIRA – SP

DEZEMBRO DE 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

E87v Eugenio, Pedro Fernando Cunha.
Verificação da flecha estrutural da viga de concreto armado utilizada no alargamento do tabuleiro de uma ponte rodoviária / Pedro Fernando Cunha Eugenio. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2024
209 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira,
2024

Orientador: Rogério de Oliveira Rodrigues

Inclui bibliografia

1. Viga de Concreto armado. 2. Ponte. 3. Flecha estrutural. 4. Verificação da deformação transversal da viga armada de ponte.

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURSO : ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ESTRUTURAS
REALIZADA EM : 18-12-2024
DISCENTE : PEDRO FERNANDO CUNHA EUGENIO
COMISSÃO EXAMINADORA:


1. Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues (Orientador)
2. Prof. Dr. Alex Micael Dantas de Sousa (Examinador)
3. Prof. Dr. Vinicius Borges de Moura Aquino (Examinador)

TÍTULO: " VERIFICAÇÃO DA FLECHA ESTRUTURAL DA VIGA DE CONCRETO ARMADO UTILIZADA NO ALARGAMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA."


Local: Sala 50 - Seminários DEC
Horário de início: 08 horas e 30 minutos

Em sessão pública, após exposição em torno de 40 (quarenta minutos), o discente foi arguido oralmente, e no final da exposição foi "**APROVADO**" pelos membros componentes da Comissão Examinadora. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ATA, a qual é assinada pelos membros da Comissão Examinadora e pelo discente.....

Ilha Solteira, 18 de dezembro de 2024.


Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues
(Orientador)


Prof. Dr. Alex Micael Dantas de Sousa
(Examinador)


Prof. Dr. Vinicius Borges de Moura Aquino
(Examinador)

Ciente:
Discente: Pedro F. C. Eugenio

AGRADECIMENTOS

À Deus,

Por me nortear durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos meus familiares,

Meus pais, Silvia e Robson, pelo auxílio e suporte prestados, a todo momento, possibilitando alcançar o sonho de me tornar um engenheiro civil.

Meus queridos avós, Dirce e Pedro, por todo o carinho, diálogo e incentivo para seguir minha caminhada.

Meus tios, em especial ao Edvaldo, pela palra e orientação no decurso da graduação.

Minhas tias, pela assistência e generosidade para comigo e minha formação.

Aos meus colegas, em especial ao Flávio, Gabriel, Giuliana, Jacob, Karen, Larissa, Luis, Luiz, Mateus, Rafael, Rafaela e Sabrina,

Pela amizade, convivência e empatia durante o curso.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues,

Pela complacência e paciência para a elaboração do trabalho e pelo acompanhamento e direcionamento com as atividades acadêmicas.

Aos docentes dos Departamentos de Engenharia Civil, Elétrica e Mecânica, Física e Química e Matemática,

Pelo conhecimento compartilhado no decorrer do período acadêmico e pela disposição e zelo para atendimento aos discentes.

Aos professores, Alex Micael Dantas de Sousa, Emerson Alexandro Bolandim, José Luiz Pinheiro Melges, Renato Bertolino Júnior e Rogério de Oliveira Rodrigues,

Pelas aulas ministradas, dúvidas sanadas, visitas técnicas realizadas e cursos ofertados.

À Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Campus de Ilha Solteira – (FEIS/UNESP),

Pelo ensejo de um ensino gratuito e de qualidade incomensurável, fomentando muitos aprendizados e vivências nesse ciclo de vida.

A todos colaboradores dessa trajetória, minha singela e sincera gratidão.

“A persistência é o caminho do êxito”.

Charles Chaplin

RESUMO

A flecha estrutural da viga de concreto armado, com aplicação em ponte rodoviária, denota um estudo interessante, pois os constantes avanços tecnológicos fomentam o emprego de novos materiais bem como técnicas construtivas funcionais para estruturas, principalmente, de grande porte. Mesmo com os desafios das práticas inovadoras e soluções inteligentes, o desempenho e a durabilidade estrutural devem ser assegurados.

As verificações padronizadas, para se estabelecer a deformação transversal de um elemento, serão legítimas a partir do momento que o dimensionamento e detalhamento forem plausíveis. Isto é, para que seja possível calcular a flecha de uma viga é necessário que esta seja dimensionada e detalhada, adequadamente, atendendo aos critérios dos Estados Limites.

A metodologia de cálculo, conforme especificado em norma, ressalta a consideração de parâmetros pontuais, intrínsecos ao processo. Estes são fundamentais na dinâmica estrutural, desde análises singulares da seção transversal a interferências do ambiente, pois impactam no dimensionamento da viga, detalhamento das armaduras e cálculo da flecha segundo os Estádios I e II e, conseqüentemente, nos resultados obtidos.

Destarte, por meio de uma combinação de fatores e estudos críticos, pode-se obter soluções válidas, mediante as condições discriminadas no memorial de cálculo, garantindo a integridade do sistema estrutural.

Palavras-chave: Viga de Concreto Armado. Ponte. Flecha Estrutural.

ABSTRACT

The structural deflection of reinforced concrete beams used in highway bridges is an interesting study, since constant technological advances are encouraging the use of new materials and functional construction techniques for structures, especially large ones. Even with the challenges of innovative practices and intelligent solutions, structural performance and durability must be ensured.

Standardized checks to establish the transverse deformation of an element will be legitimate once the dimensioning and detailing are plausible. In other words, for it to be possible to calculate the deflection of a beam, it needs to be properly designed and detailed in accordance with the Limit State criteria.

The calculation methodology, as specified in the standard, emphasizes the consideration of specific parameters, intrinsic to the process. These are fundamental in structural dynamics, from singular analyses of the cross-section to environmental interferences, as they have an impact on beam design, reinforcement detailing and calculation of deflection according to Stages I and II and, consequently, on the results obtained.

Therefore, through a combination of factors and critical studies, valid solutions can be obtained under the conditions specified in the calculation report, guaranteeing the integrity of the structural system.

Keywords: Reinforced concrete beam. Bridge. Structural deflection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução da norma brasileira do concreto.....	24
Figura 2 – Esboço ilustrativo de ponte.....	28
Figura 3 – Elementos constituintes da estrutura.....	29
Figura 4 – Evolução das seções transversais.....	31
Figura 4.1 – Seção maciça e vazada.....	31
Figura 4.2 – Seção T e multicelular.....	31
Figura 5 – Notação da viga seção T.....	33
Figura 6 – Desempenho estrutural da viga de concreto convencional e armado.....	35
Figura 7 – Orientação do momento fletor e delimitação da área de compressão.....	36
Figura 8 – Seção transversal em viga T.....	36
Figura 8.1 – Análise de momentos positivos para uma viga de concreto armado.....	36
Figura 8.2 – Análise de momentos negativos para uma viga de concreto protendido.....	37
Figura 9 – Esquema estático das vigas.....	38
Figura 10 – Vigas isoladas.....	39
Figura 11 – Localização de barreiras em relação ao passeio.....	40
Figura 12 – Ampliação da seção transversal da ponte.....	40
Figura 13 – Seção transversal da ponte.....	41
Figura 14 – Larguras dos acostamentos externos (em metros).....	42
Figura 15 – Vista superior da ponte.....	43
Figura 16 – Relação entre altura e vão livre da viga.....	44
Figura 17 – Tramo da viga escolhido.....	44
Figura 18 – Planificação arquitetônica da ponte.....	45
Figura 19 – Vigas Com Lajes Maciças.....	46
Figura 20 – Largura de mesa colaborante.....	48
Figura 20.1 – Dimensões do elemento para uma laje maciça.....	48
Figura 20.2 – Dimensões do elemento isolado.....	48
Figura 21 – Detalhamento da seção T real.....	50
Figura 22 – Representação das larguras de influência.....	51
Figura 23 – Representação dos carregamentos permanentes sobre a viga mista.....	54
Figura 24 – Representação dos carregamentos permanentes sobre a viga de concreto armado.....	55
Figura 25 – Disposição das cargas estáticas.....	56

Figura 26 – Exemplo de ponte em pórtico.....	57
Figura 27 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga mista, para cargas.....	58
Figura 28 – Possível configuração para a faixa do trem-tipo da viga mista.....	59
Figura 28.1 – Primeira sugestão.....	59
Figura 28.2 – Segunda sugestão.....	60
Figura 29 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga armada, para cargas.....	60
Figura 30 – Possível configuração para a faixa do trem-tipo da viga armada.....	61
Figura 30.1 – Primeira proposta.....	61
Figura 30.2 – Segunda proposta.....	62
Figura 31 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga mista, para carregamentos.....	63
Figura 32 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga armada, para carregamentos.....	64
Figura 33 – Análise da faixa fora do trem-tipo, sobre a viga mista, para carregamentos.....	65
Figura 34 – Análise da faixa fora do trem-tipo, sobre a viga armada, para carregamentos.....	66
Figura 35 – Ações sobre a viga mista.....	67
Figura 36 – Ações sobre a viga de concreto armado.....	67
Figura 37 – Distribuição espacial da carga concentrada.....	69
Figura 38 – Junta em tabuleiro de rodovia.....	71
Figura 39 – Junta de dilatação por pentes metálicos.....	72
Figura 39.1 – Transição em pente com dentes metálicos.....	72
Figura 39.2 – Calha de drenagem sob dispositivo de transição permeável.....	72
Figura 40 – Junta de dilatação metálica em rodovia.....	73
Figura 41 – Coeficientes de ponderação das ações.....	75
Figura 41.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	75
Figura 41.2 – Ações variáveis consideradas separadamente.....	75
Figura 42 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis.....	76
Figura 43 – Ações permanentes majoradas no ELU.....	77
Figura 44 – Diagrama de esforço cortante das ações permanentes no ELU.....	77
Figura 45 – Diagrama de momento fletor das ações permanentes no ELU.....	77
Figura 46 – Ação móvel majorada no ELU.....	78
Figura 47 – Envoltória de esforços cortantes para a combinação do ELU.....	78
Figura 48 – Envoltória de momentos fletores para a combinação do ELU.....	78
Figura 49 – Ações permanentes no ELS.....	81
Figura 50 – Diagrama de esforço cortante das ações permanentes no ELS.....	81

Figura 51 – Diagrama de momento fletor das ações permanentes no ELS.....	81
Figura 52 – Carga móvel no ELS.....	81
Figura 53 – Envoltória de esforços cortantes para a combinação do ELS.....	82
Figura 54 – Envoltória de momentos fletores para a combinação do ELS.....	82
Figura 55 – Trajetórias das tensões principais de uma viga homogênea sob carga uniforme....	83
Figura 56 – Disposição das armaduras ao longo da viga.....	84
Figura 57 – Viga de seção T submetida a momento positivo.....	84
Figura 58 – Comportamento da seção T.....	87
Figura 59 – Constante β_c	90
Figura 60 – Constante K_c	91
Figura 61 – Constante K_s	92
Figura 62 – Diâmetro / Área da seção de barras.....	93
Figura 63 – Analogia de treliça.....	95
Figura 64 – Espaçamento longitudinal.....	108
Figura 65 – Espaçamento vertical.....	109
Figura 66 – Áreas de seção das armaduras para 1 ramo do estribo (cm^2/m).....	110
Figura 67 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	111
Figura 68 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	112
Figura 69 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.....	112
Figura 70 – Distância livre entre as armaduras.....	113
Figura 71 – Distância livre horizontal.....	114
Figura 71.1 – Cobrimento nominal e espaçamento horizontal.....	114
Figura 71.2 – Espaçamento horizontal entre as barras da seção T (cm).....	115
Figura 72 – Distância livre vertical.....	116
Figura 72.1 – Cobrimento nominal e espaçamento vertical.....	116
Figura 72.2 – Espaçamento vertical entre as barras da seção T (cm).....	116
Figura 73 – Acesso livre do vibrador.....	117
Figura 74 – Passagem do vibrador.....	118
Figura 74.1 – Alcance à primeira camada.....	118
Figura 74.2 – Detalhe da abertura.....	118
Figura 75 – Raio de ação do vibrador (cm).....	119
Figura 76 – Medida real e unitária da seção.....	120
Figura 76.1 – Distância real.....	120

Figura 76.2 – Distância unitária.....	120
Figura 77 – Altura real das armaduras.....	121
Figura 78 – Resultante de tração unitária.....	123
Figura 79 – Formato do estribo.....	124
Figura 79.1 – Gancho Tipo A.....	124
Figura 79.2 – Gancho Tipo B.....	124
Figura 79.3 – Gancho Tipo C.....	125
Figura 80 – Gancho da armadura transversal.....	125
Figura 81 – Planificação dos estribos da seção transversal.....	126
Figura 82 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.....	127
Figura 83 – Representação tridimensional dos estribos.....	128
Figura 84 – Distribuição da armadura de pele em cada face na seção transversal.....	129
Figura 85 – Disposição das barras na seção T.....	129
Figura 86 – Representação dos porta-estribos na seção T.....	130
Figura 87 – Região de tração e compressão da seção T da viga.....	131
Figura 88 – Controle de envolvimento da armadura.....	131
Figura 89 – Representação da faixa lateral na seção T.....	132
Figura 89.1 – Vista geral.....	132
Figura 89.2 – Vista específica.....	133
Figura 90 – Disposição das armaduras na seção transversal da viga de concreto armado.....	134
Figura 90.1 – Armaduras na seção transversal.....	134
Figura 90.2 – Detalhamento geral das barras.....	135
Figura 91 – Armadura de costura.....	135
Figura 92 – Armadura transversal à alma em seções com mesa.....	136
Figura 93 – Disposição construtivas: Armadura de cisalhamento.....	137
Figura 94 – Disposição construtivas: estribos.....	137
Figura 95 – Deslocamentos de vigas sobre carregamento distribuído.....	140
Figura 96 – Deslocamento da viga armada.....	141
Figura 97 – Diagrama tensão-deformação idealizado.....	142
Figura 98 – Representação do módulo de elasticidade secante por faixa de tensão.....	143
Figura 99 – Módulo de elasticidade.....	143
Figura 99.1 – Módulo de elasticidade ou de deformação longitudinal.....	143
Figura 99.2 – Módulo de deformação tangente inicial.....	144

Figura 100 – Diagrama momento-curvatura de um elemento fletido.....	146
Figura 101 – Exemplo de distribuição das fissuras em uma viga.....	147
Figura 102 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio <i>I</i>).....	148
Figura 103 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio <i>II</i>).....	148
Figura 104 – Diagrama de tensões e deformações.....	149
Figura 104.1 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio <i>III</i>).....	149
Figura 104.2 – Diagrama retangular.....	149
Figura 105 – Fluência do concreto.....	150
Figura 106 – <i>Reversibility of drying shrinkage and creep: load and unloading</i>	151
Figura 107 – Retração do concreto.....	152
Figura 108 – <i>Reversibility of drying shrinkage and creep: drying and rewetting</i>	153
Figura 109 – Comportamento linear entre grandezas.....	154
Figura 110 – Relação linear tensão-deformação.....	155
Figura 111 – Comportamento não-linear entre grandezas.....	155
Figura 112 – Relação não-linear tensão-deformação.....	156
Figura 113 – Análise do comportamento elástico e plástico.....	156
Figura 114 – Fissuração do concreto.....	157
Figura 115 – Viga de concreto armado biapoiada.....	158
Figura 116 – Distância da fibra mais tracionada ao centro geométrico da seção.....	160
Figura 117 – Partição da seção transversal em duas áreas.....	161
Figura 118 – Representação real da linha neutra pelo Estádio <i>I</i>	163
Figura 119 – Disposição das armaduras na região tracionada.....	165
Figura 120 – Homogeneização da seção transversal de concreto.....	166
Figura 121 – Comparação dos elementos para uniformização da seção.....	166
Figura 122 – Compressão da mesa.....	170
Figura 123 – Compressão da mesa e alma.....	171
Figura 124 – Configuração da seção transversal para cálculo da inércia no Estádio <i>II</i>	174
Figura 125 – Representação real da linha neutra pelo Estádio <i>II</i>	176
Figura 126 – Flecha segundo a ação permanente.....	177
Figura 127 – Deformação por flexão de um carregamento estático.....	178
Figura 128 – Flecha segundo a ação móvel.....	179
Figura 129 – Linha de influência de momento fletor do trem-tipo.....	180
Figura 130 – Análise de uma ação móvel por fixa.....	180

Figura 131 – Deformação por flexão de uma carga dinâmica.....	181
Figura 132 – Ação concentrada do trem-tipo.....	181
Figura 133 – Ação pontual.....	182
Figura 133.1 – Flecha das cargas pontuais.....	182
Figura 133.2 – Ponto de aplicação das cargas pontuais.....	182
Figura 134 – Alteração do vão de ação do carregamento.....	184
Figura 135 – Ação uniforme do trem-tipo.....	185
Figura 136 – Ação distribuída.....	186
Figura 136.1 – Flecha do carregamento distribuído.....	186
Figura 136.2 – Trecho de aplicação do carregamento distribuído.....	186
Figura 137 – Limite de deslocamento.....	193

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões da seção T da viga de concreto armado.....	50
Tabela 2 – Carregamentos permanentes atuantes sobre a viga mista.....	54
Tabela 3 – Carregamentos permanentes atuantes sobre a viga de concreto armado.....	55
Tabela 4 – Combinação normal das ações no ELU.....	76
Tabela 5 – Combinação rara das ações no ELS.....	80

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	21
1.1. HISTÓRICO.....	21
1.2. LITERATURA BRASILEIRA.....	24
1.3. OBJETIVO.....	25
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	25
2. MATERIAIS E MÉTODOS.....	27
3. ESTRUTURAS DE PONTES.....	28
3.1. GENERALIDADES.....	28
3.1.1. Nomenclatura.....	28
3.1.2. Classificação.....	30
3.1.3. Seção transversal típica.....	30
3.2. TIPOS DE CARREGAMENTOS.....	31
4. VIGA DE CONCRETO ARMADO.....	33
4.1. SEÇÃO TRANSVERSAL PADRÃO.....	33
4.2. ARMADURAS DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO.....	34
5. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS FÍSICOS E GEOMÉTRICOS.....	38
5.1. ESQUEMA ESTÁTICO.....	38
5.2. CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL.....	39
6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	44
7. AÇÕES NA ESTRUTURA.....	51
7.1. AÇÕES PERMANENTES.....	51
7.1.1. Peso próprio da pavimentação.....	52
7.1.2. Peso próprio da laje de concreto.....	52
7.1.3. Peso próprio da viga.....	53
7.1.4. Peso próprio da <i>defensa</i>	53
7.1.5. Peso próprio do guarda-corpo.....	54
7.2. AÇÕES VARIÁVEIS.....	56
7.2.1. Ação móvel vertical.....	56

7.2.1.1. Faixa do trem-tipo.....	58
7.2.1.1.1. Carga do veículo.....	58
7.2.1.1.2. Carregamento distribuído.....	62
7.2.1.2. Faixa fora do trem-tipo.....	65
7.2.1.2.1. Carregamento distribuído.....	65
7.2.2. Coeficiente de impacto.....	68
7.2.2.1. Coeficiente de impacto vertical.....	69
7.2.2.2. Coeficiente de número de faixas.....	70
7.2.2.3. Coeficiente de impacto adicional.....	70
8. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES.....	74
8.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	74
8.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	78
8.2.1. Combinação quase permanente.....	79
8.2.2. Combinação rara.....	80
9. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS, TRANSVERSAIS E DE PELE DA VIGA DE CONCRETO ARMADO.....	83
9.1. ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	83
9.1.1. Características da seção T.....	84
9.1.2. Largura mínima de vigas.....	85
9.1.3. Classificação da seção T.....	85
9.1.3.1. Primeira situação ($b_w = 50\text{cm} / b_f = 450\text{cm}$).....	85
9.1.3.1.1. Seção T ou seção T invertida.....	85
9.1.3.1.2. Seção T retangular ou seção T verdadeira.....	85
9.1.3.1.3. Armadura simples ou armadura dupla.....	88
9.1.3.1.4. Posição da linha neutra (LN).....	88
9.1.3.1.5. Constante β_c	89
9.1.3.1.6. Constante K_c	90
9.1.3.1.7. Constante K_s	91
9.1.3.1.8. Área de armadura calculada.....	92
9.1.3.1.9. Quantidade de barras de aço.....	93
9.1.3.1.10. Área de armadura efetiva.....	94
9.1.3.1.11. Verificação da área de armadura.....	94

9.1.3.1.12. Dimensionamento da armadura transversal.....	95
9.1.3.1.12.1. Modelo de cálculo I.....	95
9.1.3.1.12.1.1. Verificação da diagonal comprimida.....	95
9.1.3.2. Segunda situação ($b_w = 70\text{cm} / b_f = 470\text{cm}$).....	97
9.1.3.2.1. Seção T ou seção T invertida.....	97
9.1.3.2.2. Seção T retangular ou seção T verdadeira.....	97
9.1.3.2.3. Armadura simples ou armadura dupla.....	99
9.1.3.2.4. Posição da linha neutra (LN).....	99
9.1.3.2.5. Constante β_c	100
9.1.3.2.6. Constante K_c	100
9.1.3.2.7. Constante K_s	100
9.1.3.2.8. Área de armadura calculada.....	101
9.1.3.2.9. Quantidade de barras de aço.....	101
9.1.3.2.10. Área de armadura efetiva.....	101
9.1.3.2.11. Verificação da área de armadura.....	102
9.1.3.2.12. Dimensionamento da armadura transversal.....	102
9.1.3.2.12.1. Modelo de cálculo I.....	102
9.1.3.2.12.1.1. Verificação da diagonal comprimida.....	102
9.1.3.2.12.1.2. Verificação da diagonal tracionada.....	103
9.1.3.2.12.1.3. Cálculo da área de armadura transversal.....	104
9.1.3.2.12.1.4. Cálculo da área de armadura transversal mínima.....	106
9.1.3.2.12.2. Modelo de cálculo II.....	106
9.2. ARMADURAS TRANSVERSAIS.....	107
9.2.1. Espaçamentos dos estribos.....	107
9.2.2. Espaçamento longitudinal real dos estribos.....	109
9.2.3. Cobrimento da armadura.....	111
9.2.4. Distância livre entre barras.....	113
9.2.5. Abertura para passagem do vibrador.....	117
9.2.6. Estimativa da altura útil.....	119
9.2.7. Resultante de tração das armaduras longitudinais.....	122
9.2.8. Quantidade de estribos.....	123
9.2.9. Detalhamento dos estribos.....	124
9.3. ARMADURAS DE PELE.....	128

9.4. ARMADURAS DE COSTURA.....	135
9.4.1. Armadura de ligação.....	136
9.4.2. Armadura transversal.....	137
10. VERIFICAÇÃO DA FLECHA ESTRUTURAL DA VIGA DE CONCRETO ARMADO.....	139
10.1. FLECHA ESTRUTURAL.....	140
10.2. VARIÁVEIS DO DESLOCAMENTO.....	141
10.2.1. Propriedades do concreto.....	142
10.2.1.1. <i>Fator direto: módulo de elasticidade</i>	142
10.2.1.2. <i>Fatores indireto</i>	144
10.2.1.2.1. <i>Resistência à compressão</i>	144
10.2.1.2.2. <i>Resistência à tração</i>	144
10.2.2. Fenômenos do concreto.....	145
10.2.2.1. <i>Fissuração</i>	145
10.2.2.1.1. <i>Estádio I</i>	147
10.2.2.1.2. <i>Estádio II</i>	148
10.2.2.1.3. <i>Estádio III</i>	149
10.2.2.2. <i>Fluência</i>	150
10.2.2.3. <i>Retração</i>	152
10.3. CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES TRANSVERSAIS.....	154
10.3.1. Considerações iniciais.....	154
10.3.1.1. <i>Análise linear</i>	154
10.3.1.2. <i>Análise não-linear</i>	155
10.3.1.2.1. <i>Não-linearidade física</i>	157
10.3.1.2.2. <i>Não-linearidade geométrica</i>	157
10.3.2. Momento de fissuração.....	158
10.3.2.1. <i>Verificação do estágio I</i>	159
10.3.2.1.1. <i>Resumo de cálculo</i>	163
10.3.3. Momento de inércia efetivo.....	164
10.3.3.1. <i>Verificações do estágio II</i>	164
10.3.3.1.1. <i>Estimativa da nova linha neutra</i>	170
10.3.3.1.2. <i>Cálculo da nova inércia</i>	173
10.3.3.1.3. <i>Cálculo da inércia equivalente</i>	175

<i>10.3.3.1.4. Resumo de cálculo.....</i>	<i>175</i>
10.3.4. Deslocamento estrutural.....	176
<i>10.3.4.1. Flecha imediata.....</i>	<i>176</i>
<i>10.3.4.1.1. Ação permanente.....</i>	<i>177</i>
<i>10.3.4.1.2. Ação móvel.....</i>	<i>179</i>
<i>10.3.4.1.3. Cálculo da flecha instantânea.....</i>	<i>187</i>
<i>10.3.4.2. Flecha diferida.....</i>	<i>189</i>
<i>10.3.4.3. Flecha final.....</i>	<i>191</i>
<i>10.3.4.4. Limite de deslocamento: flecha limite.....</i>	<i>192</i>
11. DISCUSSÃO.....	196
12. CONCLUSÃO.....	199
REFERÊNCIAS.....	201
ANEXOS.....	208

1. INTRODUÇÃO

1.1. HISTÓRICO

A abundância das matérias primas em quase todas as regiões, somada à sua grande versatilidade para aplicação nas mais variadas formas, foram os principais motivos para o seu desenvolvimento, desde os tempos primórdios até a atualidade (BASTOS, 2006).

No terceiro século a.C., os romanos descobriram uma fina areia vulcânica que, misturada com argamassa de cal, resultava em um composto muito resistente e possível de ser aplicado na presença de água. Utilizavam, também, uma pozolana de mesma origem que, agrupada à areia, pedra e água, confeccionava concretos aplicados em construções, perdurantes até os dias atuais, como o Panteão, construído durante o primeiro século da era cristã. Percebe-se, desde os tempos remotos, a existência de conhecimentos básicos sobre o aglomerante.

O concreto armado surgiu no século XIX, na Europa, a fim de resolver um problema muito grave encontrado naquela época: a fraca resistência à tração do concreto como pedra artificial (BOTELHO, 2006).

Em 1850, o francês *Joseph Mounier*, um paisagista, fabricou tubos reforçados com ferro, vasos de flores com argamassa de cimento e armadura de arame, e depois reservatórios, escadas e uma ponte com vão de 16,5 m. Foi o início do que hoje se conhece como “Concreto Armado” (BASTOS, 2019).

O material considerado ideal para as construções é aquele que apresenta conjuntamente as qualidades de resistência e durabilidade. A pedra, muito usada nas construções antigas, tem resistência à compressão e durabilidade muito elevada, entretanto, tem baixa resistência à tração. O ferro e aço apresentam resistência elevada, mas durabilidade limitada em decorrência da corrosão que podem sofrer. Nesse sentido, com a finalidade de aliar a durabilidade da pedra à resistência do aço, surge o concreto armado, que pode assumir qualquer forma com rapidez e facilidade. Esse material preconiza a proteção do aço pelo concreto minimizando, assim, o efeito da corrosão (BASTOS, 2006).

Atualmente, é o material mais usado na construção de estruturas edificantes e grandes obras viárias tais como pontes, viadutos, passarelas. Seu emprego é conhecido no mundo, uma vez que a estrutura de concreto armado, em ambientes não agressivos, dura mais de cem anos e sem manutenção (BOTELHO, 2006).

O concreto armado apresenta, como material de construção, um grande número de vantagens destacando os materiais econômicos, disponíveis com abundância no globo terrestre; a facilidade de moldagem, permitindo adoção das mais variadas formas; o emprego extensivo de mão de obra não qualificada e equipamentos simples; a elevada resistência à ação do fogo; a alta estabilidade, sob ação de intempéries, dispensando trabalhos de manutenção; o aumento da resistência à ruptura com o tempo e a facilidade e economia na construção de estruturas contínuas, sem juntas (ANDOLFATO, 2002).

Um ponto de observação e relevância no estudo do concreto armado seria a verificação da flecha estrutural, a qual pode ser analisada após submissão de um elemento construtivo à carregamentos distribuídos, ao longo de seu comprimento, e cargas concentradas. Dessa forma, tal componente estará sujeito a uma deformação parcial ou total, em regiões específicas, ocasionando a alteração transversal do eixo longitudinal da seção. Este exame é designado por flecha.

Até o fim da década de cinquenta, os projetos estruturais apontavam o uso de elementos robustos, com uma capacidade de carga, em geral, muito maior que a necessária. Apesar de a grande preocupação ser a garantia da segurança, as vigas e lajes acabavam não apresentando problemas de deslocamentos excessivos devido à sua grande rigidez (GUARDA, 2005).

Com o progresso das construções, tanto na agilidade dos processos construtivos quanto na evolução dos projetos estruturais, as edificações deixaram de ser robustas e passaram a ser mais esbeltas. A altura desses empreendimentos também acompanhou essas modificações, onde temos estruturas bem mais verticalizadas. Esses fatores podem ser atribuídos ao aprimoramento das técnicas de análise estrutural e desenvolvimento das tecnologias dos materiais, utilizados na construção civil (BARBOSA, 2010).

Além disso, com o avanço das ferramentas computacionais, pode-se conhecer melhor a distribuição das cargas e os esforços em cada peça. Paralelamente, o desenvolvimento da tecnologia dos materiais permitiu a produção e o uso tanto de concretos, com resistências mais elevadas, quanto o de armaduras, com tensões de escoamento mais altas. Com isso, houve uma redução das seções transversais das vigas e espessuras das lajes, levando a elementos mais esbeltos (GUARDA, 2005).

Conseqüentemente, as modificações nas características dos projetos contribuíram para o surgimento de novos problemas nas construções como o maior nível de fissuração das peças, diminuindo sua rigidez e aumentando suas deformações. Antigamente, as estruturas eram robustas, logo, não apresentavam flechas excessivas. Atualmente, essas variações tornaram-se

tão expressivas que, para evitá-las, seria necessária a adoção de alturas maiores para o dimensionamento à flexão. Nesse meio, surge a consideração do controle de fissuração e deformação no desenvolvimento de projetos modernos.

Esses deslocamentos são os responsáveis pelo prejuízo às estruturas em serviço, pois fomentam danos, não somente à própria funcionalidade e estética, mas sim a outros elementos, estruturais ou não, que estejam conectados. Como exemplos, destacam-se o mau funcionamento de portas e janelas, o acúmulo de água em lajes de cobertura e marquises e a vibração excessiva em lajes de piso. Essas anomalias não estão associadas à segurança, porém geram percepções de desconforto e desconfiança aos usuários, principalmente, se as deformações forem notórias. Sendo assim, ao se elaborar um projeto estrutural de concreto armado, observa-se a necessidade de garantir os requisitos de seguridade do sistema à ruína bem como o seu comportamento em serviço, pois ambos contribuem para o bom funcionamento e desempenho da edificação.

O projeto das estruturas de concreto armado reúne várias etapas. Inicialmente, é realizado o levantamento das ações incidentes para execução do pré-dimensionamento. Logo em seguida, faz-se uma análise estrutural para se obter os esforços e deslocamentos. De posse dos resultados, verifica-se a segurança dos elementos no Estado Limite Último (ELU) e os limites de formação de fissuras e deformações no Estado Limite de Serviço (ELS). Caso as perquirições não sejam satisfeitas, a estrutura se torna, temporariamente, inviabilizada. Logo, necessita-se redimensionar, repetindo o estudo, até a mesma atender às condições propostas.

Há algumas décadas atrás, a preocupação com os estados limites de serviço era secundária, visto que as estruturas de concreto armado eram, em geral, mais robustas e, portanto, deformavam menos. No entanto, sistemas mais esbeltos estão sendo projetados, tanto devido ao emprego de concretos mais resistentes e um controle rigoroso na execução, como também, modelos de análise estrutural e programas e recursos computacionais. Todo este desenvolvimento auxilia na configuração de elementos mais esbeltos, suscetíveis a maiores deformações (JUNGES, 2011).

Desse modo, nota-se a importância de uma inspeção rigorosa na determinação das variações bem como formação de fissuras do concreto armado. Em relação ao primeiro, deve-se respeitar os limites por meio dos critérios de aceitação, baseados em norma, tanto do ponto de vista estético quanto estrutural. Do segundo, é pertinente considerar os fatores da retração e fluência, uma vez que auxiliam no combate às fissuras das peças, prolongando a durabilidade e, por conseguinte, vida útil da estrutura.

1.2. LITERATURA BRASILEIRA

Segundo a literatura brasileira, pouco se conhece, de fato, sobre o início da utilização do concreto armado no Brasil.

Há indícios que o desenvolvimento do concreto armado iniciou em 1901, no Rio de Janeiro, com a construção de galerias de água, e em 1904, com a construção de casas e sobrados. Em 1908, foi construída uma primeira ponte com 9m de vão. Em São Paulo, em 1910, foi construída uma ponte com 28m de comprimento. O primeiro edifício em São Paulo data de 1907, sendo um dos mais antigos do Brasil em “cimento armado”, com três pavimentos. A partir de 1924, quase todos os cálculos estruturais passaram a ser feitos no Brasil, destacando o engenheiro estrutural Emílio *Baumgart* (BASTOS, 2019).

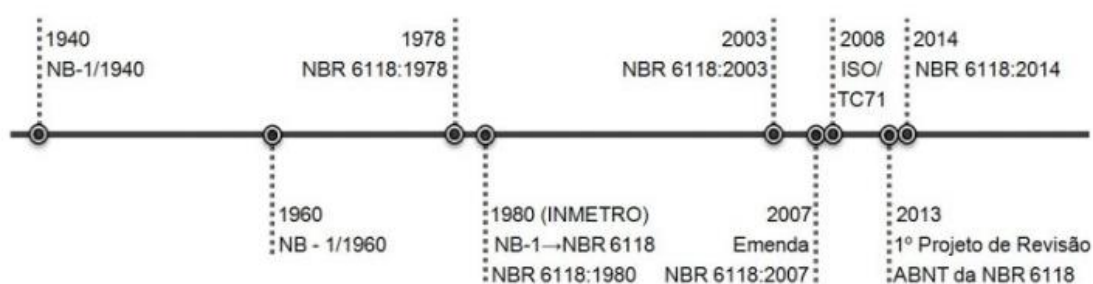
De acordo com Antônio de Paula Freitas, professor da Escola Polytechnica do Rio de Janeiro, o cimento armado foi empregado no Brasil, pela primeira vez, em construções habitacionais de Copacabana por meio da denominada “Empresa de Construções Civis”, sob responsabilidade do engenheiro Carlos Poma (FREITAS, 1904).

Acredita-se que os primeiros cálculos de estruturas de concreto armado no Brasil, foram realizados por Carlos Euler e seu auxiliar, Mario de Andrade Martins Costa, em um projeto de ponte sobre o rio Maracanã, por volta de 1908. Em 1924, houve uma associação entre a empresa *Wayss & Freytag* e a Companhia Construtora em Cimento Armado, o que possibilitou um grande desenvolvimento do concreto armado no país e a formação de engenheiros brasileiros (PORTO; FERNANDES, 2015).

Para o projeto dessas estruturas, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) presumiu o dimensionamento, em serviço, baseado nas tensões admissíveis e no estado-limite último (NB-1, 1940).

Com a evolução dos materiais bem como das técnicas constatou-se a necessidade de uma revisão frequente, conforme indica a Figura 1, a seguir.

Figura 1 – Evolução da norma brasileira do concreto



Fonte: Porto e Fernandes (2015)

Com base nas modernizações, tecnológicas e científicas, dos materiais, as estruturas de concreto armado sofreram progressos construtivos, quanto ao estudo e a aplicação. As mesmas se tornaram mais otimizadas, em relação ao consumo de aço e concreto, devido a economia de matéria prima e redução de custos impróprios, não comprometendo a segurança, durabilidade e funcionalidade estrutural.

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), os sistemas devem ser projetados e construídos de modo que, sob as condições ambientais previstas na época e quando utilizadas, conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil (NBR 6118, 2024).

Todavia, mesmo com todo o avanço da construção civil, os deslocamentos excessivos se tornaram notórios. Dessa maneira, a norma exige que os elementos em serviço atendam, austeramente, aos critérios estabelecidos. Esta análise será positiva se, e somente se, existir uma compatibilidade entre projeto e execução, destacando a prudência com o controle de qualidade.

1.3. OBJETIVO

O presente trabalho tem por finalidade estudar a aplicação do concreto armado, por meio do dimensionamento e detalhamento da seção transversal bem como da verificação da flecha estrutural de um tramo da viga, atendendo aos padrões definidos para ampliação do tabuleiro da ponte rodoviária. Ademais, é necessário averiguar as variadas ações existentes com o intuito de garantir a confiabilidade, longevidade e harmonia estrutural.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Capítulo 1: Síntese da temática “flecha de estruturas”, ressaltando a importância dos materiais e técnicas construtivas bem como do dimensionamento e detalhamento das armaduras longitudinais da seção T, para análise do estado limite de serviço da viga de concreto armado.

Capítulo 2: Histórico literário da evolução tecnológica do concreto armado e do estudo do deslocamento estrutural, realçando o impacto na modernização dos insumos e projetos e das técnicas edificantes.

Capítulo 3: Normas e *softwares* utilizados na análise das estruturas de concreto armado.

Capítulo 4: Aspectos estruturais de pontes, englobando os tópicos de nomenclatura, classificação, seção transversal e ações atuantes.

Capítulo 5: Caracterização da seção transversal T e das armaduras, negativas e positivas, considerando uma viga de concreto armado.

Capítulo 6: Parâmetros físicos e geométricos para elaboração do esquema estrutural e ampliação do tabuleiro da ponte rodoviária, segundo as orientações dos órgãos (DNIT e DNER).

Capítulo 7: Pré-dimensionamento da seção T da viga, biapoiada, de concreto armado.

Capítulo 8: Determinação das ações, permanentes e variáveis, destacando a avaliação das linhas de influência do trem-tipo sobre a ponte.

Capítulo 9: Cálculo dos esforços solicitantes da viga de concreto armado, segundo os estados limites último e de serviço.

Capítulo 10: Dimensionamento e detalhamento completo das armaduras, longitudinais e transversais, da seção T da viga, atendendo às verificações estabelecidas.

Capítulo 11: Verificação da flecha estrutural da viga de concreto armado por meio do cálculo das flechas imediatas, diferidas e limites.

Capítulo 12: Exame do cálculo da máxima deformação da viga.

Capítulo 13: Conclusão dos resultados obtidos quanto a flecha estrutural.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, foi feita uma revisão bibliográfica sobre as estruturas de concreto armado, pontes e ações e segurança nas estruturas.

Em seguida, foram escolhidas as características da estrutura a serem determinadas como a definição dos parâmetros físicos e geométricos, que servirão de base para o dimensionamento subsequente.

Para auxiliar na realização do trabalho, foram utilizados os seguintes softwares:

- ✚ Análise estrutural: *Ftool*, v. 2018;
- ✚ Desenho: *AutoCAD*, v. 2018;
- ✚ Organização de dados: *Microsoft Excel*, v. 2018;
- ✚ Elaboração de base teórica: *Microsoft Word*, v. 2018.

As normas brasileiras, a seguir, embasarão os cálculos dos elementos estruturais.

- ✚ IPR 740/2010 – Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (DNIT);
- ✚ IPR 706/1999 – Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNER);
- ✚ NBR 6118/2024 (corrigida): Projeto de estruturas de concreto | *Design of concrete structures* (ABNT);
- ✚ NBR 7188/2024 – Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas | *Actions due to road vehicle and pedestrian on bridges, viaducts and footbridges* (ABNT);
- ✚ NBR 8681/2004 (corrigida): Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento | *Actions and safety of structures – Procedure* (ABNT).

O trabalho acadêmico do discente, Rafael Mota de Oliveira, foi utilizado como base para o desenvolvimento desta proposta devido à concepção estrutural estabelecida.

- ✚ TCC/2021 – Dimensionamento da Longarina de uma Ponte Rodoviária constituída por Viga Mista Aço-Concreto.

O memorial de cálculo, a ser desenvolvido, irá examinar a viga principal de concreto armado, não a viga mista, a qual o trabalho base se refere.

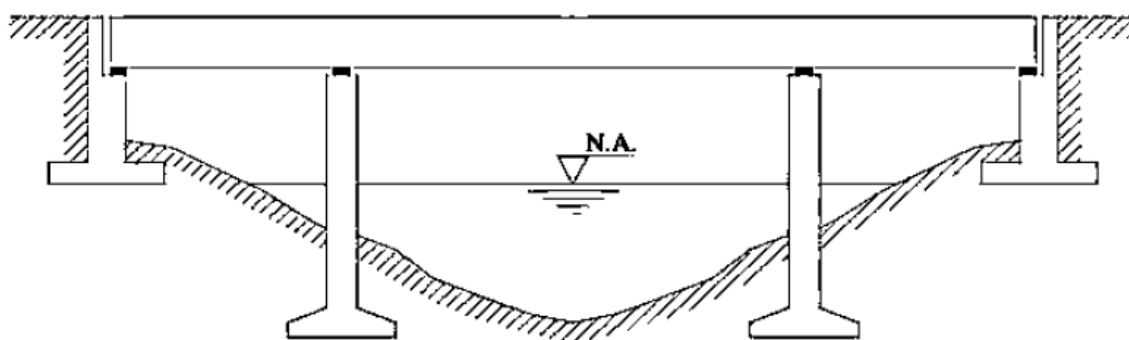
3. ESTRUTURAS DE PONTES

Da definição, ponte é uma construção destinada a estabelecer a continuidade de uma via de qualquer natureza. Normalmente, a via é uma rodovia, ferrovia ou passagem para pedestres (DEBS; TAKEYA, 2007).

Quando o obstáculo a ser transposto se referir a um curso de água ou outra superfície líquida, tem-se a denominação de ponte; quando se tratar de um vale ou uma via, viaduto.

A Figura 2, a seguir, apresenta uma estrutura de ponte propriamente dita.

Figura 2 – Esboço ilustrativo de ponte



Fonte: Debs e Takeya (2007)

Essa proposta, assim como demais alternativas estruturais, é projetada com base em demanda e precisa atender aos requisitos básicos para sua edificação como a funcionalidade, segurança, durabilidade, economia e estética (MARCHETTI, 2018).

3.1. GENERALIDADES

3.1.1. Nomenclatura

Do ponto de vista funcional dos sistemas estruturais, uma ponte pode ser composta pelos elementos da superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

A primeira se refere a parte da ponte destinada a vencer o vão, que pode ser subdividida em duas ordens. A estrutura principal (sistema estrutural principal), que visa vencer o vão livre; e a estrutura secundária (tabuleiro ou estrado), responsável pela transmissão da ação direta das cargas ao sistema principal.

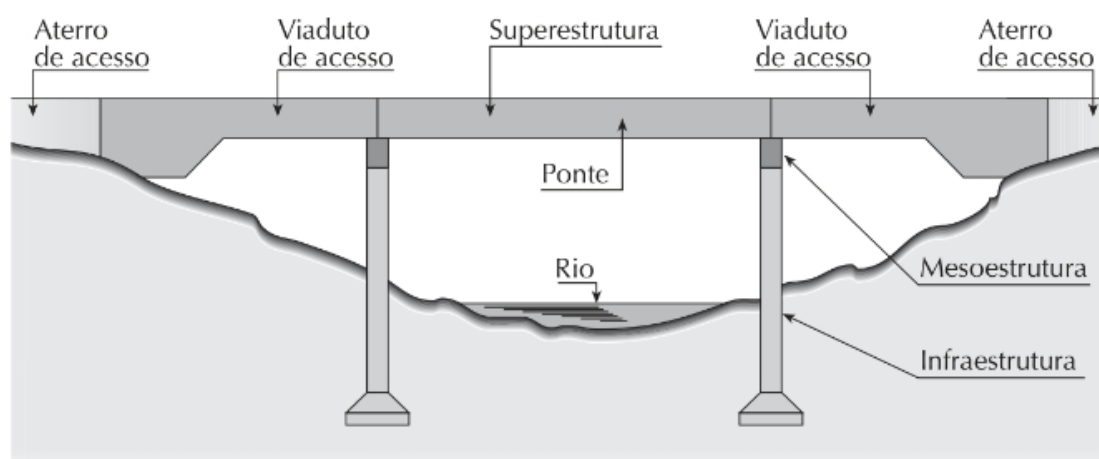
A segunda equivale ao elemento intermediário, entre a superestrutura e infraestrutura, também denominado aparelho de apoio. Este destina-se a propagar os esforços decorrentes das

reações de apoio, além de consentir determinados movimentos fornecendo um maior grau de liberdade a superestrutura. A mesoestrutura engloba os elementos de suporte, subdivididos em duas ordens. O encontro (situado na extremidade da ponte), responsável pelo suporte e arrimo do solo; e o pilar (localizado na região intermediária), incumbido pela estabilidade da estrutura.

A terceira, e última, é a parte da ponte que recebe todos os carregamentos e cargas do sistema e os transmite ao solo. Aquela abrange às estruturas de fundação, que realçam o contato junto ao terreno (rocha ou solo).

A Figura 3, a seguir, ressalta os principais componentes de uma ponte segundo a divisão proposta.

Figura 3 – Elementos constituintes da estrutura



Fonte: Marchetti (2018)

Os aterros e viadutos de acesso, localizados em ambas extremidades da ponte, podem ser interpretados como elementos de transição, pois concedem acesso ao sistema principal.

O trabalho, em questão, abordará a componente da superestrutura, com a finalidade de dimensionar e detalhar as armaduras da seção bem como verificar a flecha da viga de concreto armado, garantindo o alargamento do tabuleiro.

Observação 1: Vale ressaltar que determinados tipos de pontes não apresentam uma distinção nítida entre os elementos. Isso torna o uso da nomenclatura, segundo as divisões apresentadas, não muito objetiva para fins práticos.

3.1.2. Classificação

Para classificar as pontes, de maneira adequada, ressaltam-se algumas características, sendo as mais comuns a durabilidade, segundo o manuseio dos elementos constituintes; a escolha da seção transversal; a extensão do vão; a finalidade, indicada para elaboração da obra; a natureza do tráfego; a posição fixada de uso do tabuleiro; o desenvolvimento planimétrico e altimétrico; o material empregado na construção e elemento especificado da superestrutura e o processo de execução.

A primeira trata de um ponto muito importante, pois as obras devem ser elaboradas e construídas considerando um bom período de vida útil, onde é necessário inspeções pontuais até as primeiras manutenções, de fato.

A segunda realça a seção do elemento, denotando várias tipologias, cada qual com suas particularidades.

A terceira destaca o comprimento da estrutura, aspecto fundamental para a edificação, pois todo o memorial de cálculo, e suas considerações, é feito com base na dimensão inicial.

A quarta, e mais importante, abrange o objetivo concebido para a operação do sistema, o qual pode exigir análises e pressupostos distintos.

A quinta versa sobre a opção de fluxo como o meio rodoviário, que impacta no estudo dinâmico realizado.

A sexta destaca o esquema estrutural, que pondera o uso de articulações e vinculações para cada configuração proposta.

A sétima aponta o exame do terreno, uma vez que existem procedimentos próprios para cada relevo.

A oitava pontua sobre os componentes do concreto, fatores relevantes para garantia de um aglomerante apropriado, uniforme e homogêneo, e a concepção estrutural.

A nona, e última, avalia a metodologia construtiva, que direciona a execução por etapas com base em critérios estabelecidos.

Dentre as especificações, o estudo da seção será o foco do desenvolvimento do trabalho, sendo o dimensionamento pautado em normas técnicas.

3.1.3. Seção transversal típica

As seções transversais mais recorrentes em pontes de concreto são:

- Laje: classificada como “maciça ou vazada”;
- Viga: classificada como “seção T ou seção celular”.

A primeira corresponde a uma estrutura, na qual a laje compõe a superestrutura e a viga, não visível sob o tabuleiro, suporta a ação total.

A segunda se refere a um sistema, no qual a laje e viga compõe um único elemento, na superestrutura, visível sob o tabuleiro.

A escolha da seção transversal vincula-se a uma enumeração de aspectos destacando a preferência por uma matriz estrutural adequada, a especificação do comprimento do vão livre da obra, a ação de cargas externas atuantes sobre o arranjo proposto e o emprego dos processos e materiais construtivos apropriados.

A Figura 4, a seguir, exhibe as respectivas seções.

Figura 4 – Evolução das seções transversais

Figura 4.1 – Seção maciça e vazada

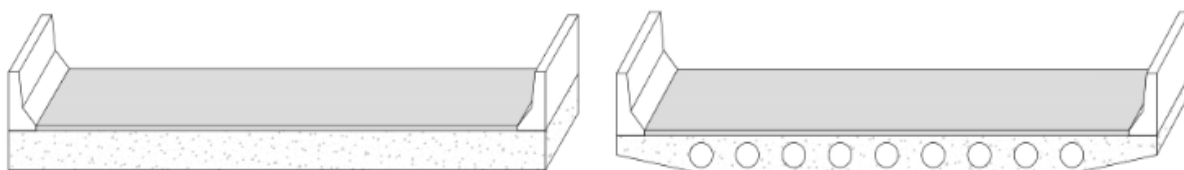
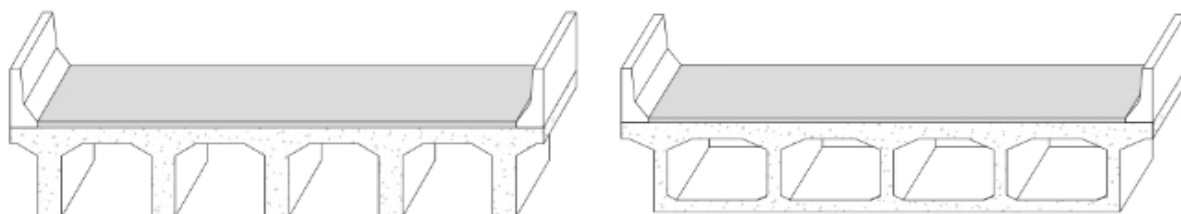


Figura 4.2 – Seção T e multicelular



Fonte: Cavalcante (2019)

Observação 2: Existe uma terceira classificação para a seção apresentada em viga. Trata da disposição em forma de treliça. Porém, como esta possui um emprego pouco frequente no tipo de ponte em análise, não será incluída.

3.2. TIPOS DE CARREGAMENTOS

Conforme os requisitos da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), além de abordar a verificação de segurança das estruturas cotidianas e definir os conceitos e parâmetros para quantificação das ações e resistências, indispensáveis ao projeto, informam três categorias

para a classificação de ações sobre o sistema, sendo as permanentes, variáveis e excepcionais (NBR 8681, 2004).

A primeira classe equivale as ações que sempre atuam sobre o sistema estrutural, isto é, ações que compõem a natureza intrínseca de uma construção. As mesmas são divididas em duas ordens, nomeadas por diretas e indiretas. Enquanto a primeira abrange o peso próprio dos elementos construtivos (componentes permanentes) e equipamentos fixos e empuxos devido ao peso próprio de terras não removíveis; a segunda corresponde a protensão e aos recalques de apoio.

A segunda trata das ações frequentes que atuam sobre o arranjo estrutural, ou seja, ações que não compõem a natureza intrínseca da construção, porém consideradas no projeto devido à grande probabilidade de ocorrência. As mesmas dividem-se em duas ordens, nomeadas por normais e especiais. Enquanto estas se referem ao efeito da força centrífuga, do choque lateral proveniente do impacto e da frenagem e aceleração; aquelas englobam o peso próprio de cargas móveis sobre pontes rodoviárias e passarelas, por exemplo, considerando o efeito dinâmico, e de construção e os esforços decorrentes da ação do vento.

A terceira compreende as ações de curta duração que atuam sobre o conjunto estrutural, isto é, ações que também não integram a natureza intrínseca da construção, todavia devem ser consideradas no estudo mesmo com probabilidade de ocorrência mínima. Esta aborda ações decorrentes do choque entre objetos móveis, dos incêndios e dos fenômenos naturais (enchentes e atividades sísmicas).

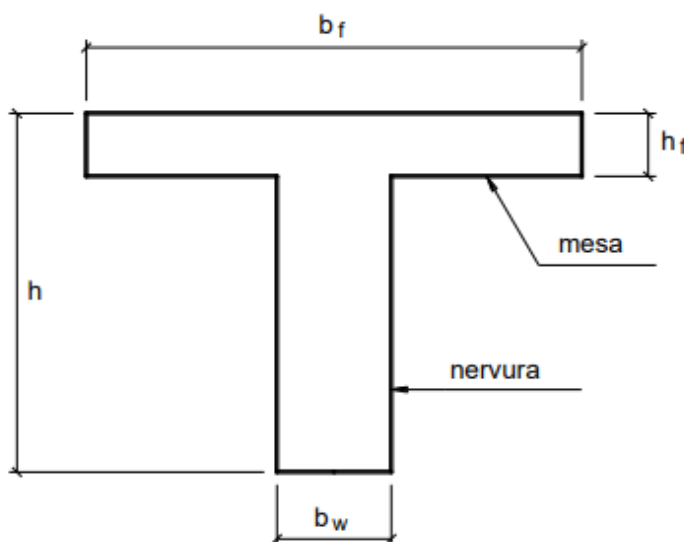
4. VIGA DE CONCRETO ARMADO

4.1. SEÇÃO TRANSVERSAL PADRÃO

A garantia de um melhor desempenho da ponte rodoviária, em termos de resistência, consiste na opção da seção da viga, fator de suma importância, que deve ser considerado antes de iniciar os cálculos. O dimensionamento e detalhamento das armaduras ocorrerão mediante essa definição.

O trabalho, em questão, abordará o estudo das vigas de concreto armado, sendo a seção transversal representada na Figura 5, a seguir.

Figura 5 – Notação da viga seção T



Fonte: Bastos (2023)

Da figura, percebe-se uma seção T, pertencente a classificação de “Tabuleiro Normal”. Segundo os arranjos estruturais, de edifícios residenciais, museus ou pontes, quando se trata do dimensionamento de uma viga de concreto armado, é plausível dizer que as lajes e vigas não são elementos independentes. Ou seja, eles trabalham em conjunto formando um sistema único. Por esse motivo, o cálculo pode ser realizado considerando uma seção T.

Conforme a seção transversal destacada, tem-se que a mesma é composta de duas partes. A primeira, elemento horizontal que pode compor o tabuleiro, conhecida por “mesa ou aba”. A segunda, elemento vertical que sustenta a mesa, designa-se “alma ou nervura”.

Sendo assim, a laje do tabuleiro pode ser elaborada por meio de dois processos: moldada de forma monolítica junto às vigas, no canteiro de obras, ou pré-moldada de fábrica (pré-tração)

ou de canteiro (pós-tração). Há uma grande diferença entre os métodos. Enquanto o primeiro trata da seção da viga moldada no local de construção, cuja largura da laje é parte integrante da viga, tem-se a seção T; o segundo concede a escolha da seção, sendo que a fabricação pode ser de seção I, caixão ou trapezoidal.

Frente à exposição, é mais viável, economicamente, a opção moldada no local. Mesmo que as pré-moldadas, por um lado, se caracterizam por trabalhar com a redução de peso dos elementos estruturais; por outro, tem-se o aumento do número de vigas. Diferente das moldadas, que adotam como padrão duas longarinas para pontes rodoviárias.

4.2. ARMADURAS DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO

As armaduras de tração ou compressão equivalem a elementos de aço, constituídos por uma liga entre ferro e carbono, sendo muito ínfima a quantidade do último, responsável pelas propriedades de elasticidade e resistência a corrosão. Junto da presença do ferro, concedem um ganho de resistência mecânica devido a ductibilidade e maleabilidade.

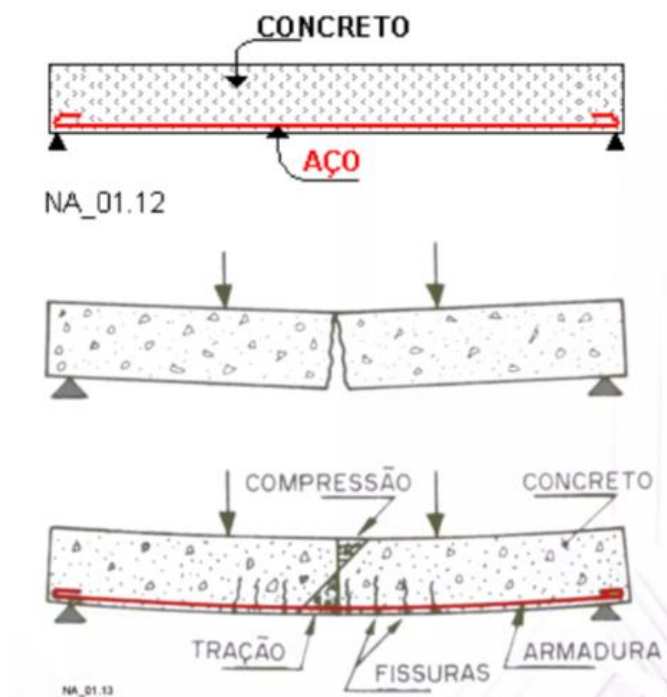
Nas vigas de concreto armado, as barras de aço são envolvidas pelo concreto por conta do fenômeno da aderência, propriedade que minimiza o escorregamento da armadura na massa de concreto.

Analisando uma viga comum, mesmo o concreto apresentando alta resistência, quando submetido a carregamentos que provocam compressão da parte superior do elemento, e baixa resistência, se submetido a carregamentos que fomentem tração da parte inferior, o mesmo tenderá a colapsar, uma vez que não existe resistência suficiente para combater os esforços de tração no local.

Examinando uma viga de concreto armado, observa-se desempenho estrutural idêntico, no que diz respeito a zona de compressão. Com relação a zona de tração, nota-se a contribuição do aço para ganho de resistência estrutural ao concreto, o que retarda o surgimento de fissuras garantindo, portanto, uma melhor integridade do elemento.

A Figura 6, a seguir, retrata o comportamento de uma viga de concreto convencional e armado, respectivamente, quando submetida a cargas externas simultâneas.

Figura 6 – Desempenho estrutural da viga de concreto convencional e armado



Fonte: Sá (2016)

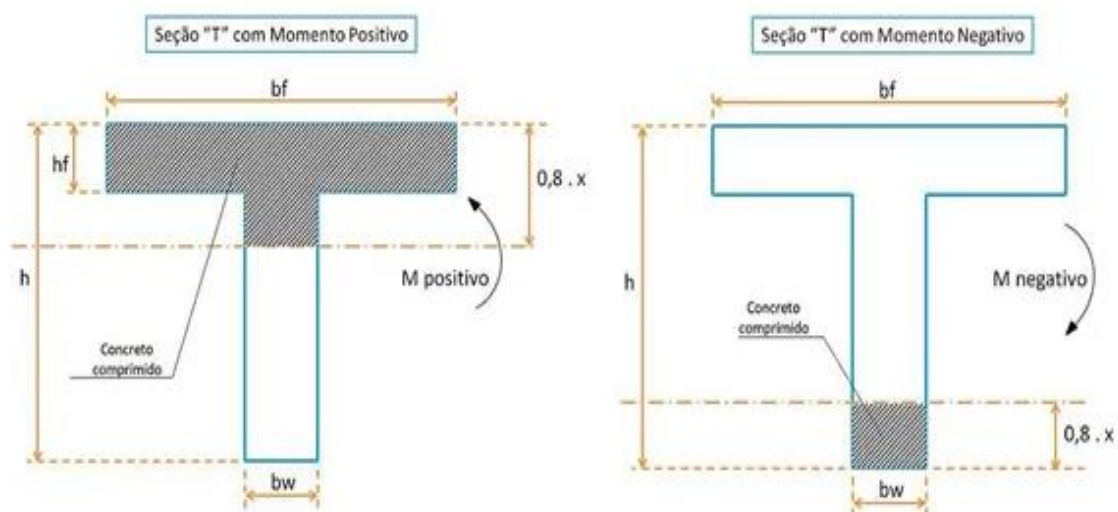
De acordo com a ilustração, a primeira imagem trata de uma viga de concreto armado, em que é possível verificar o correto posicionamento da armadura na parte inferior do elemento. A segunda se refere a uma viga de concreto convencional, sendo avaliada uma ruptura no meio do vão, decorrente da flexão simples do elemento, por conta da aplicação de cargas externas. A última apresenta uma viga de concreto armado, que consta o aparecimento de fissuras, oriundas das ações externas, e a solicitação da armadura longitudinal, na parte inferior do elemento, “costurando” as fissuras da viga.

Logo, fica comprovado que o aço assume papel fundamental na relação, configurando um melhor desempenho para o sistema.

A disposição das barras em uma viga, de seção T, deve obedecer a algumas orientações. Para a seção ser classificada como normal, o momento fletor solicitante deve ser positivo. Conseqüentemente, a mesa da seção está comprimida, podendo parte da alma se encontrar, também, o que anota uma região de concreto comprimido. Caso o momento fletor seja negativo, a seção será classificada como invertida e o processo será contrário, isto é, a alma ficará submetida a compressão sinalizando uma área de concreto comprimido.

A Figura 7, a seguir, destaca duas situações de análise da seção transversal, na qual a indicação do momento fletor e da área de compressão são pontuações importantes.

Figura 7 – Orientação do momento fletor e delimitação da área de compressão



Fonte: Schneider (2020)

Em ambas as situações podem ser adicionadas armaduras longitudinais para combater eventuais fissuras. No primeiro caso, as barras estariam dispostas na alma da seção T, pois é a região tracionada. No segundo caso, estariam dispostas na mesa e, talvez, em parte da alma, devido corresponder a zona de tração.

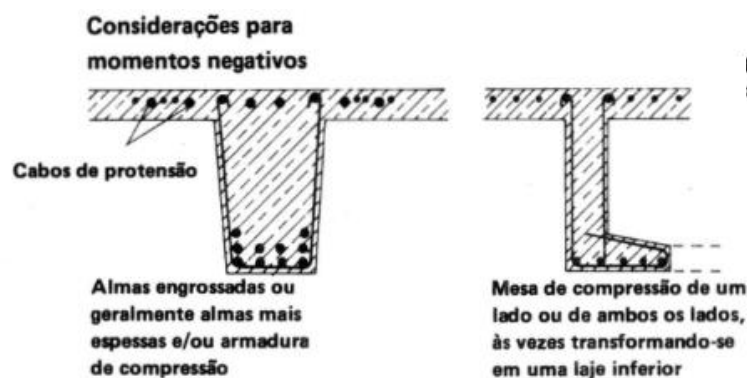
As Figuras 8.1 e 8.2, a seguir, para efeito de estudo, exibem um recorte da seção, a qual ressalta o posicionamento das armaduras longitudinais e transversais, supondo um momento fletor positivo, dada uma viga de concreto armado, e negativo, dada uma viga de concreto protendido, respectivamente. Na primeira situação, é necessário alocar as barras na parte inferior da alma devido corresponder à região de tração. Na segunda, as mesmas são arranjadas na parte superior da mesa por conta da tração e, também, na parte inferior da alma, como forma de minimizar a flecha negativa.

Figura 8 – Seção transversal em viga T

Figura 8.1 – Análise de momentos positivos para uma viga de concreto armado



Figura 8.2 – Análise de momentos negativos para uma viga de concreto protendido



Fonte: Leonhardt (2013)

Para o trabalho, em questão, e reforçando o vínculo com a realidade através da execução prática, a seção mais adequada seria aquela capaz de resistir aos momentos fletores positivos. Portanto, a primeira figura, pois, a ponderação da grandeza resulta na compressão da mesa do elemento e, conseqüentemente, disposição de armaduras na alma, auxiliando na resistência aos esforços de tração.

5. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS FÍSICOS E GEOMÉTRICOS

As características da ponte de concreto armado, a qual terá a sua viga dimensionada e detalhada perante às ações atuantes, estão destacadas, a seguir.

- Ponte rodoviária;
- Ponte reta ortogonal-horizontal;
- Ponte de viga armada (aço e concreto);
- Esquema estrutural de vigas uniformes e homogêneas.

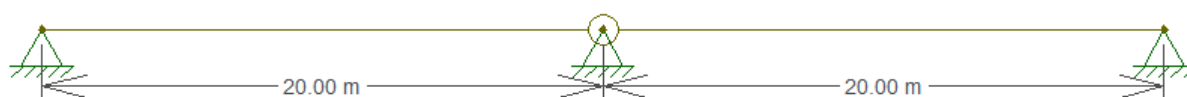
5.1. ESQUEMA ESTÁTICO

Com o intuito de evitar um momento fletor positivo, de alto módulo, no meio da viga, opta-se por uma estrutura descontínua. Assim, a ponte será constituída por tramos biapoiados idênticos, sustentados por um apoio central.

O esquema estático estabelecerá um sistema composto por um apoio fixo, na região central, de modo a definir um momento fletor nulo. Essa articulação funcionará, também, como uma junta de dilatação, na qual requer o material neoprene sobre o aparelho de apoio garantindo, assim, uma maior elasticidade e flexibilidade do tabuleiro.

A Figura 9, a seguir, ilustra a estrutura da ponte, dada uma vista longitudinal.

Figura 9 – Esquema estático das vigas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2021

O arranjo estrutural proposto considera o papel das armaduras no combate ao momento fletor reduzindo, pois, os esforços de tração. Para uma viga contínua, o detalhamento das barras seria dificultado, uma vez que exigiria uma quantidade elevada para minimizar esses efeitos. Como o objetivo do trabalho consiste na ampliação do tabuleiro da ponte, seria inviável propor uma viga contínua. Logo, a opção por um elemento descontínuo é legítima.

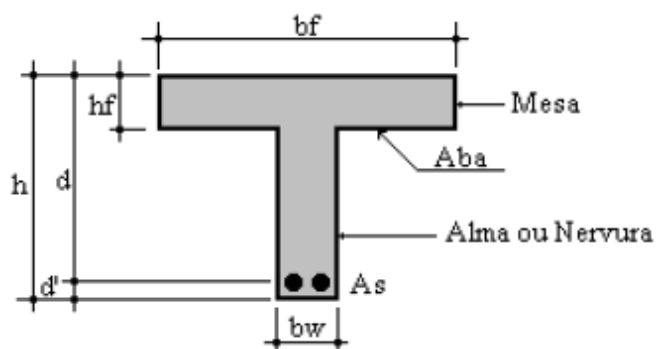
Os indicativos do comprimento total e do vão da ponte estão explicitados, a seguir.

- Comprimento da ponte: 40m;
- Comprimento dos vãos consecutivos: 20m.

5.2. CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

A Figura 10, a seguir, salienta a disposição das armaduras na região inferior da alma da seção T, da viga de concreto armado, sugerindo a existência de um momento fletor positivo.

Figura 10 – Vigas isoladas



Fonte: Camacho (2015)

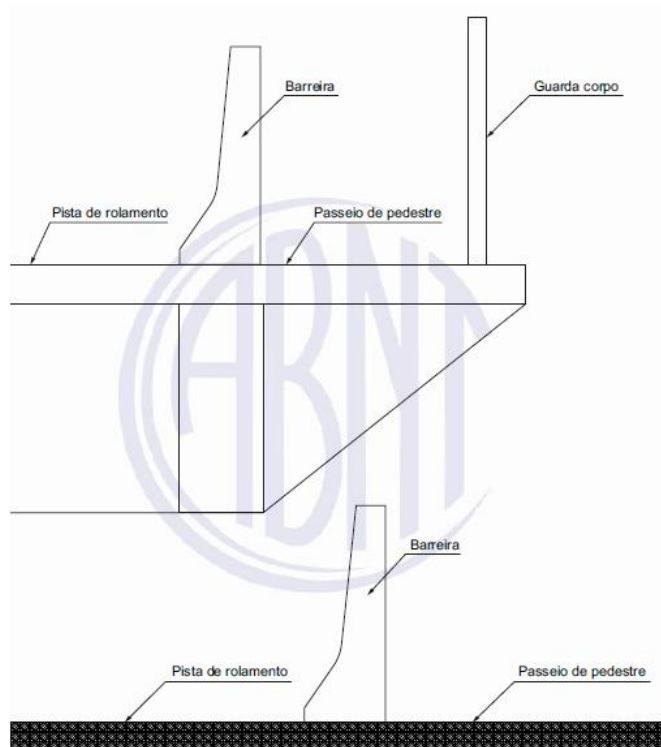
Foram adotadas as seguintes características para o estudo da seção:

- Aumento da largura do tabuleiro da ponte, com uma faixa adicional para rolamento de $3,50m$, em ambos os sentidos da pista;
- Aumento da largura do tabuleiro, com uma faixa de acostamento recomendável de $3,30m$, em ambos os sentidos;
- Duas faixas de rolamento de $3,50m$ cada, constituindo uma pista de $7,00m$ de largura;
- Defensas *New Jersey* simples, do tipo F, com $33cm$ de largura e $82cm$ de altura;
- Guarda-corpo metálico, com $15cm$ de largura e $110cm$ de altura;
- Laje de concreto armado, com espessura de $25cm$;
- Revestimento de concreto com espessura de $7cm$;
- Passeios de $1,02m$ de largura, em cada lado da pista.

Para análise das barreiras de concreto, as dimensões adotadas estão em consonância com a norma (NBR 14885, 2016).

A Figura 11, a seguir, sobressalta um corte transversal da ponte, realçando as barreiras utilizadas no trabalho.

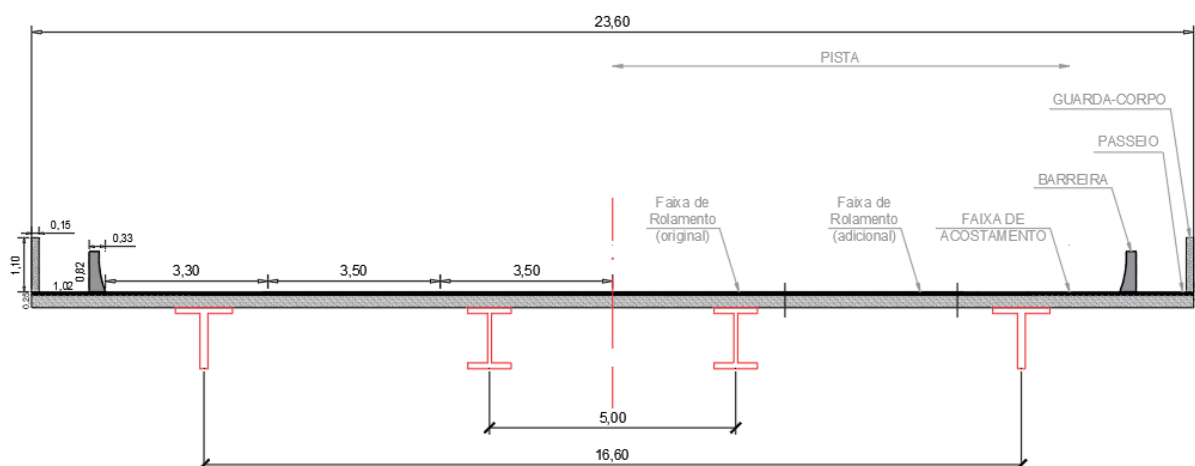
Figura 11 – Localização de barreiras em relação ao passeio



Fonte: NBR 14885 (2016)

Considerando as características já citadas, a Figura 12, a seguir, ilustra as dimensões reais, em metros, do tabuleiro ampliado.

Figura 12 – Ampliação da seção transversal da ponte



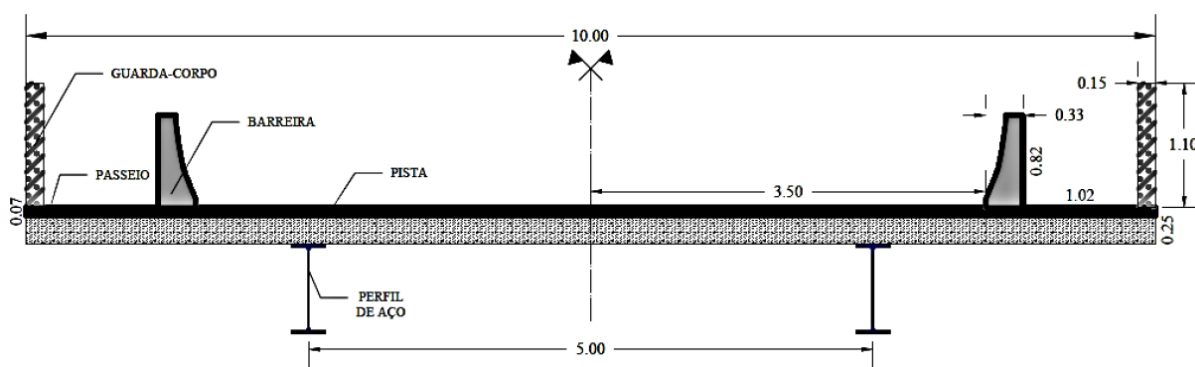
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 3: As dimensões do perfil metálico, da viga mista, assim como da seção T, da viga de concreto armado, indicadas na figura acima, são de caráter instrutivo. As medidas foram elaboradas pelo *software AutoCAD* (v. 2018) e não designam o valor real.

Observação 4: O dimensionamento do perfil metálico, considerado na figura, não interfere no desenvolvimento do trabalho, uma vez que o alongamento da pista influenciará na análise da viga de concreto armado.

Segundo Rafael Mota de Oliveira, a seção da ponte, avaliada para o estudo da viga mista, está ressaltada na Figura 13, a seguir.

Figura 13 – Seção transversal da ponte



Fonte: Oliveira (2021)

Observação 5: Foi necessário “demolir a *defensa*”, do trabalho base, e construir uma nova junto ao passeio e guarda-corpo devido ao alargamento do tabuleiro, como ilustrado na figura.

A ampliação da faixa de rolamento da ponte, por meio do aumento do tabuleiro, nos dois sentidos, pondera as peculiaridades da rodovia.

Sendo assim, os valores adotados para a faixa de rolamento adicional e acostamento, em ambos os sentidos, justificam-se junto a classificação técnica da via. As características da mesma, reiteradas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), são padronizadas conforme as classes de projeto, cujo fator de destaque se refere ao volume médio diário (VMD). Este é incumbido de quantificar os veículos que trafegam na pista, diariamente (OLIVEIRA, 2016).

Adota-se, então, a classe de projeto 0, que corresponde a uma via com controle total de acesso, sob decisão administrativa. Isto é, a via compreende a rodovia do mais elevado padrão técnico, com controle de acesso absoluto, destacando a administração dos órgãos competentes como critério de seleção (OLIVEIRA, 2016).

Quanto a denominação da via em áreas urbanas, a que mais se aproxima é a autoestrada ou *freeway*, pois trata de vias de comunicação destinadas ao fluxo motorizado de, no mínimo,

duas vias em cada sentido. A mesma serve para atender o movimento entre núcleos urbanos ou dentro de uma metrópole (OLIVEIRA, 2016).

A largura escolhida para a nova faixa de tráfego deve respeitar o afastamento entre os veículos que transitam na rodovia, principalmente, os de grande porte (caso em que as medidas do trem-tipo representam os veículos mais largos) e a porcentagem de veículos esperados para circulação, ressaltando horários pontuais e a velocidade média.

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), para o alargamento do tabuleiro, através da inserção de uma nova faixa de rolamento, a opção plausível de largura está compreendida no intervalo entre 2,70m e 3,60m. Como a adoção de projeto prevê um grande fluxo de veículos, caracteriza-se uma via de alto padrão técnico (DNIT, 2010).

Assim, a fim de manter a uniformidade e facilitar as etapas de cálculo, define-se:

- “Faixa de rolamento principal”: 3,50m.

Como o trabalho visa a ampliação da pista, além da construção da faixa de rolamento adicional, é necessário propor a elaboração do acostamento, em ambos os sentidos.

De acordo com o Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), a largura ideal para o acostamento de uma rodovia seria aquela capaz de abrigar o veículo e uma pessoa trabalhando ao seu lado, com inclusão de uma faixa de segurança até a pista (DNER, 1999).

As larguras recomendadas variam conforme a classe de projeto e região de implantação, como acusa a Figura 14, a seguir.

Figura 14 – Larguras dos acostamentos externos (em metros)

Classe do projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3,50	3,00*	3,00*
Classe I	3,00*	2,50	2,50
Classe II	2,50	2,50	2,00
Classe III	2,50	2,00	1,50
Classe IV-A**	1,30	1,30	0,80
Classe IV-B**	1,00	1,00	0,50

* Preferivelmente 3,50m onde for previsto um volume horário unidirecional de caminhões superior a 250 veículos.

** Valores baseados na publicação “Manual de Rodovias Vicinais” – BIRD/BNDE/DNER – 1976. No caso de rodovias não pavimentadas, representam a contribuição para estabelecimento da largura da plataforma.

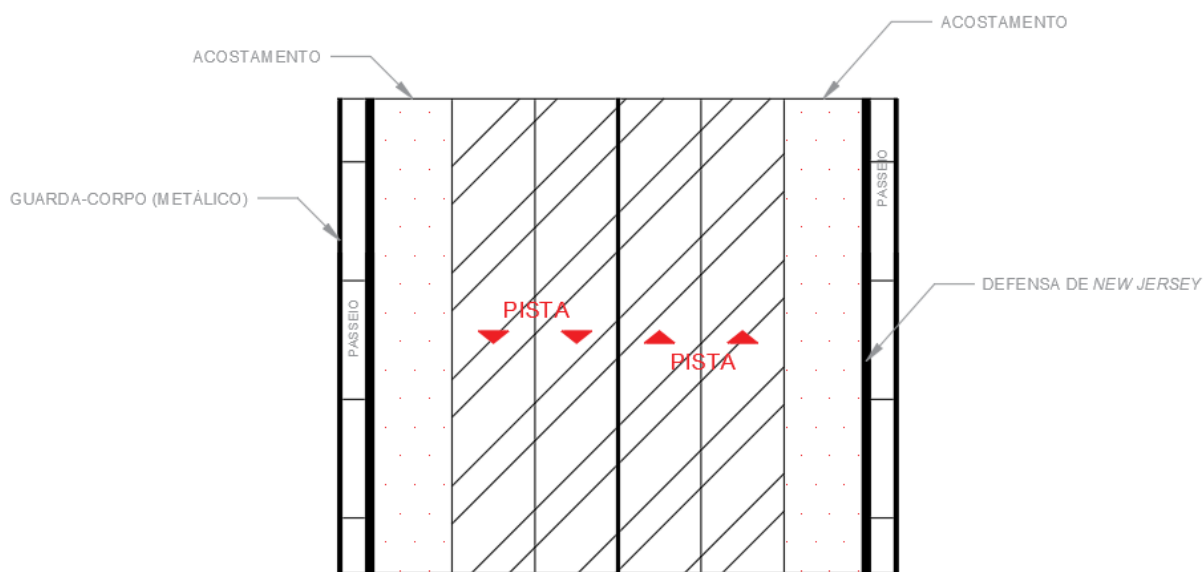
Fonte: DNER (1999)

Considerando a Classe 0 e firmando uma região de relevo plano, para implantação do tabuleiro, cujo valor máximo considerado é $3,50m$, assume-se:

- “Faixa de acostamento”: $3,30m$.

A Figura 15, a seguir, ilustra a vista superior da ponte, com destaque para a orientação de tráfego bem como os elemento construtivos.

Figura 15 – Vista superior da ponte



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Para as etapas de dimensionamento, importante ponderar as propriedades dos materiais, concreto e aço, mais usuais, adotados para o estudo do elemento.

Logo:

- **Classe de Concreto C30:** “ $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ ”;
- **Peso Específico do Concreto:** “ $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ”;
- **Classe de Aço CA 50:** “ $f_{yk} = 50 \text{ Mpa}$ ” (barras nervuradas);
- **Coefficiente de Poisson:** “ $\nu = 0,20$ ”.

6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A etapa do pré-dimensionamento equivale a uma fase preliminar do dimensionamento da viga. Esse passo é necessário para determinar as dimensões da seção transversal do elemento de concreto armado, que será devidamente verificada em relação aos Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

Conforme a literatura, o pré-dimensionamento de uma viga biapoiada, estima a altura da mesma em 10% do vão a ser vencido, como aponta a Figura 16, a seguir.

Figura 16 – Relação entre altura e vão livre da viga

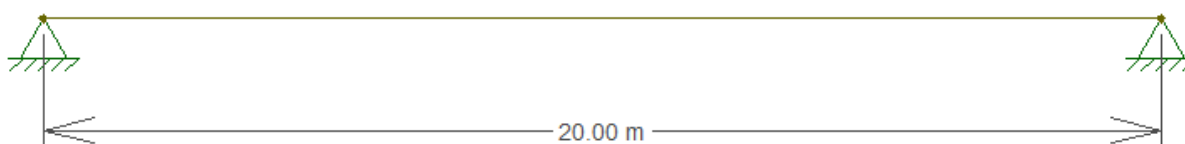
Vigas	Bi-apoiada	Contínua	Em balanço
Concreto Armado	$h = \frac{L}{8}$ a $\frac{L}{12}$	$h = \frac{L}{12}$ a $\frac{L}{16}$	$h = \frac{L}{5}$ a $\frac{L}{7}$
Concreto Protendido	$h = \frac{L}{12}$ a $\frac{L}{16}$	$h = \frac{L}{16}$ a $\frac{L}{18}$	$h = \frac{L}{7}$ a $\frac{L}{9}$

Fonte: Di Pietro (2000)

Assim, obtém-se a relação “ $\frac{L}{10}$ ”, para vigas de concreto armado biapoiadas.

Dessa forma, seleciona-se o tramo da viga, correspondente a um dos vãos de 20m, para obtenção da altura, como ilustra a Figura 17, a seguir.

Figura 17 – Tramo da viga escolhido



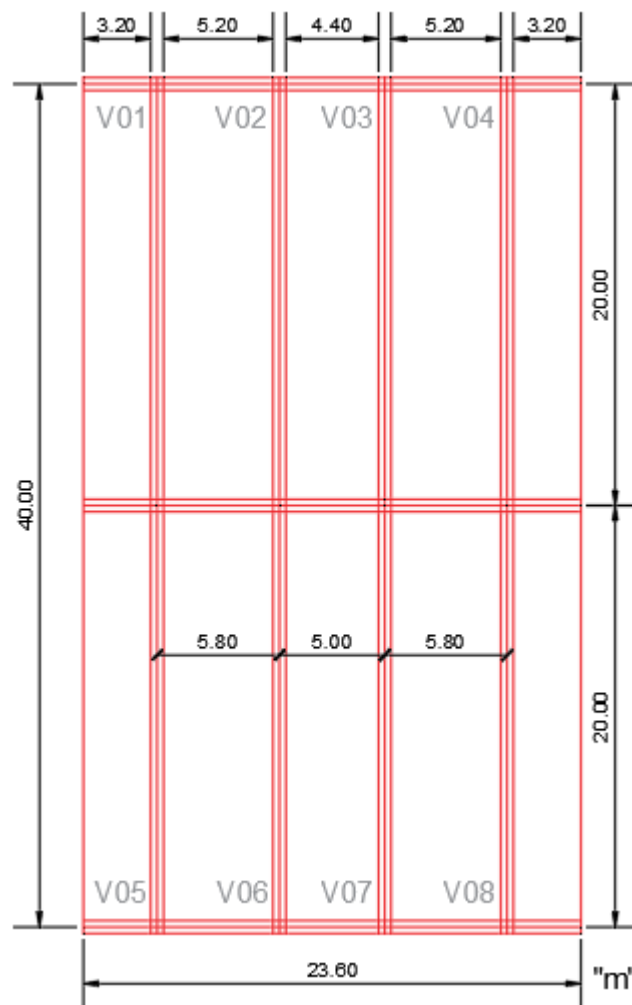
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 6: Como a estrutura isostática da ponte rodoviária é simétrica, elege-se um dos tramos para sequência da análise do pré-dimensionamento.

Com o intuito de facilitar a compreensão dos dados, elabora-se uma planta arquitetônica com a distribuição das vigas.

A Figura 18, a seguir, ilustra a planificação da ponte.

Figura 18 – Planificação arquitetônica da ponte



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

De acordo com a figura, o tramo considerado pode ser qualquer uma das vigas externas (V01 ou V05, V04 ou V08), que representam as vigas para alargamento da rodovia.

Logo, assume-se o tramo da extremidade direita (V04).

O dimensionamento da seção T está respaldado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que contribuirá para a organização dos cálculos (NBR 6118, 2024).

1º Passo: Adoção da altura total “ h ”.

Como forma de padronizar a altura da viga de concreto armado com a mista, segundo o trabalho base, Rafael Mota de Oliveira, adota-se o mesmo valor para a altura total.

Assim:

- “ $h_t = 120 \text{ cm}$ ”.

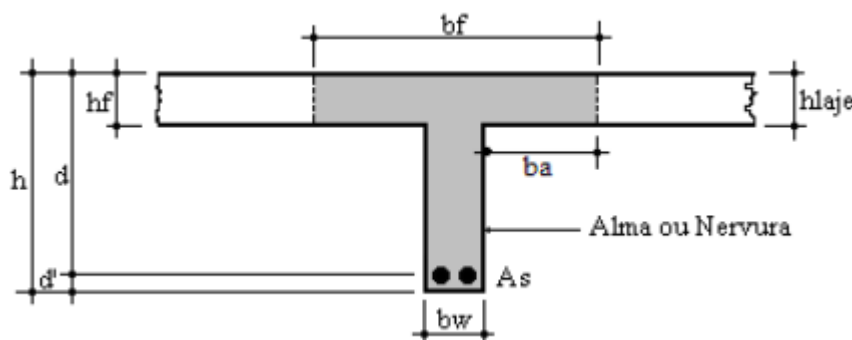
Porém, ao incluir a espessura da laje de concreto, estimada em 25cm, a altura real da viga vale:

$$h = 145 \text{ cm}$$

Observação 7: Com a finalidade de manter a estrutura nivelada por baixo, adota-se a base da seção T, da viga de concreto armado, e do perfil metálico VS, da viga mista, como a referência de análise. Desse modo, pelos dimensionamentos efetuados, no trabalho atual e base, para a determinação das dimensões da seção e do perfil, é necessário considerar a mesa da seção T pertencente a laje de concreto, o que assegura o nivelamento estrutural, como denota a Figura 21, posterior. Além disso, por não ponderar detalhes acerca do terreno sob o tabuleiro da ponte, o emparelhamento do sistema viabiliza o deslocamento de veículos ou a passagem de acidentes geográficos.

A Figura 19, a seguir, retrata essa adaptação estrutural.

Figura 19 – Vigas Com Lajes Maciças



Fonte: Camacho (2015)

2º Passo: Determinação da altura da mesa “ h_f ”.

O valor é adotado em função do tipo de estrutura disposta.

Como trata de uma laje maciça, a altura da mesa corresponde a 20% da altura total.

Assim:

- “ $h_f = 29 \text{ cm}$ ”.

No entanto, contabilizando a espessura da laje, a altura real da mesa equivale:

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

3º Passo: Determinação do valor do comprimento “ a ”.

Segundo a norma, o comprimento é obtido para disposição de uma viga simplesmente apoiada, por meio da expressão (1), a seguir.

$$a = 1,00 * l \quad (1)$$

onde:

“ l ” é o comprimento do tramo adotado, dado em m .

Transformando o valor em centímetros, tem-se:

$$a = 1,00 * 2000 \quad \therefore \quad \boxed{a = 2000 \text{ cm}}$$

O resultado se refere a distância entre os apoios do tramo da viga.

4º Passo: Determinação do valor da largura da mesa “ b_f ”.

Com o tramo selecionado, a largura pode ser calculada mediante uso da expressão (2), a seguir.

$$b_f = b_w + b_1 + b_3 \quad (2)$$

onde:

“ b_w ” trata da largura da alma, dada em m ;

“ b_1 ” se refere a largura da mesa, ao lado direito da seção, dada em m ;

“ b_3 ” equivale a largura da mesa, ao lado esquerdo da seção, dada em m .

O primeiro valor é obtido com base no método, da tentativa e erro, até às condições de verificação das armaduras longitudinais serem atendidas.

Assim, como proposta inicial, considera-se:

$$\boxed{b_w = 50 \text{ cm}}$$

O segundo e o terceiro valores são obtidos por meio de expressões definidas na norma, que estabelecem limites a serem respeitados.

As Figuras 20.1 e 20.2, a seguir, indicam as dimensões da seção transversal da viga em laje maciça e isolada, respectivamente.

Figura 20 – Largura de mesa colaborante

Figura 20.1 – Dimensões do elemento para uma laje maciça

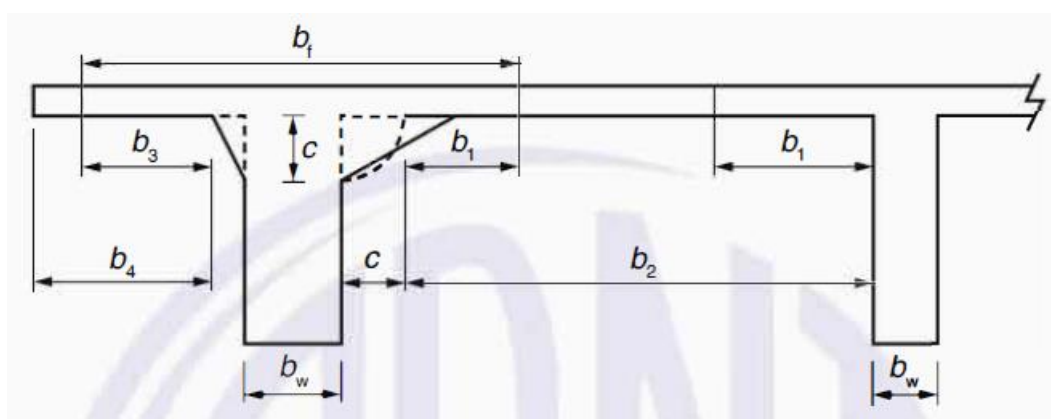
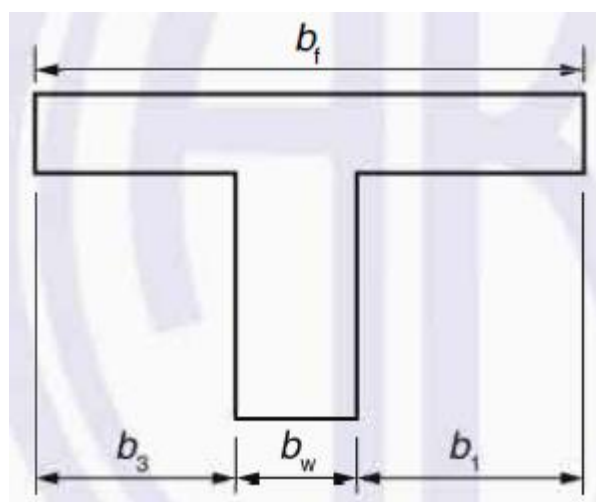


Figura 20.2 – Dimensões do elemento isolado



Fonte: NBR 6118 (2024)

Conforme destacado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a largura colaborante (b_f) deve ser dada pela largura da viga (b_w) acrescida de, no máximo, 10% da distância a entre os pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante. Isto é, os valores de b_1 e b_3 deverão possuir um comprimento de até 200cm (NBR 6118, 2014).

Analisando o cálculo do primeiro comprimento, tem-se que o valor deve obedecer às condições (3), a seguir, cujo resultado necessita ser o menor.

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 * a \\ 0,5 * b_2 \end{cases} \quad (3)$$

onde:

“ b_2 ” corresponde a distância entre a face interna da alma, dada em m .

Esse comprimento é obtido por meio da planificação, indicada na Figura 18, anterior.

Assim:

- “ $b_2 = 520 \text{ cm}$ ”.

Da verificação (3):

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 * 2000 \quad \therefore 200 \text{ cm} \\ 0,5 * 520 \quad \therefore 260 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore \boxed{b_1 = 200 \text{ cm}}$$

Para o cálculo do terceiro comprimento, tem-se que o valor deve respeitar às condições (4), a seguir, cujo resultado precisa ser o menor.

$$b_3 \leq \begin{cases} 0,1 * a \\ b_4 \end{cases} \quad (4)$$

onde:

“ b_4 ” é a distância entre a face externa da viga até o balanço da laje, dada em m .

Esse comprimento é obtido por meio da planificação, indicada na Figura 18, anterior.

Logo:

- “ $b_4 = 320 \text{ cm}$ ”.

Da verificação (4):

$$b_3 \leq \begin{cases} 0,1 * 2000 \quad \therefore 200 \text{ cm} \\ \therefore 320 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore b_3 = 200 \text{ cm}$$

Logo, da expressão (2):

$$b_f = 50 + 200 + 200 \therefore b_f = 450 \text{ cm}$$

De modo a facilitar a compreensão dos dados, dispõe-se a Tabela 1, a seguir.

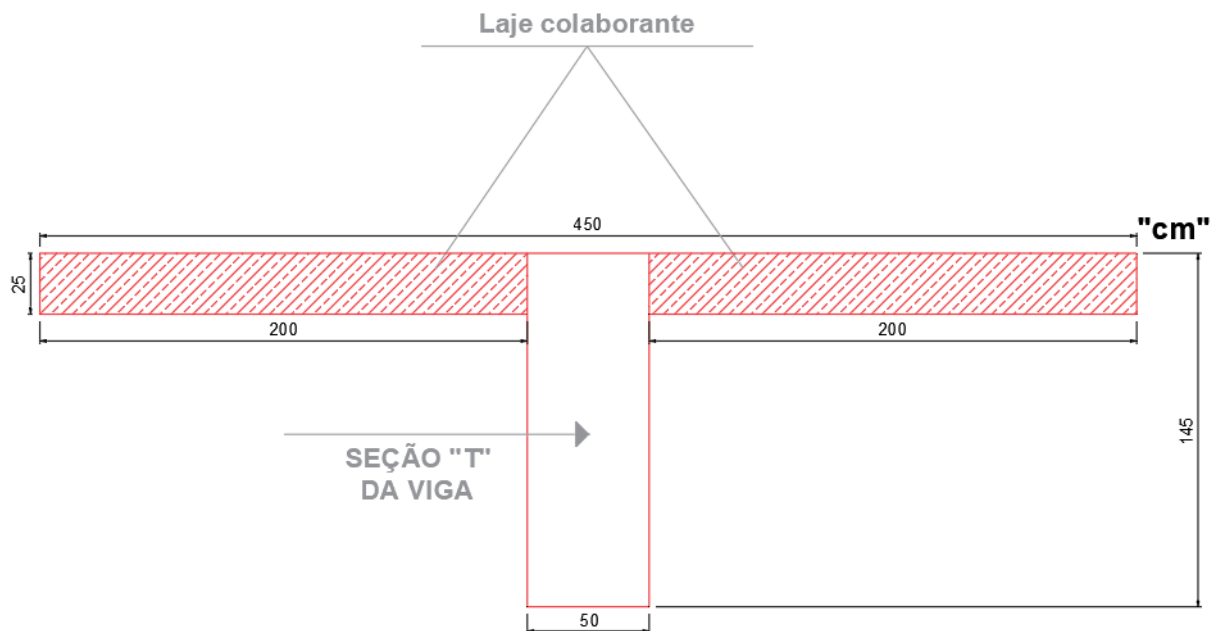
Tabela 1 – Dimensões da seção T da viga de concreto armado

DIMENSÃO	DADOS
b_w	50,00
b_f	450,00
h_f	25,00
h	145,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A Figura 21, a seguir, ilustra a seção transversal, com as dimensões aparentes.

Figura 21 – Detalhamento da seção T real



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

7. AÇÕES NA ESTRUTURA

As ações se referem a elementos temporais externos, que podem ocasionar esforços e deformações estruturais.

As mesmas são classificadas em três categorias:

- “Ações Permanentes”;
- “Ações Variáveis”;
- “Ações Excepcionais”.

As ações excepcionais foram mencionadas, somente, para efeito de registro. As mesmas não serão abordadas no trabalho.

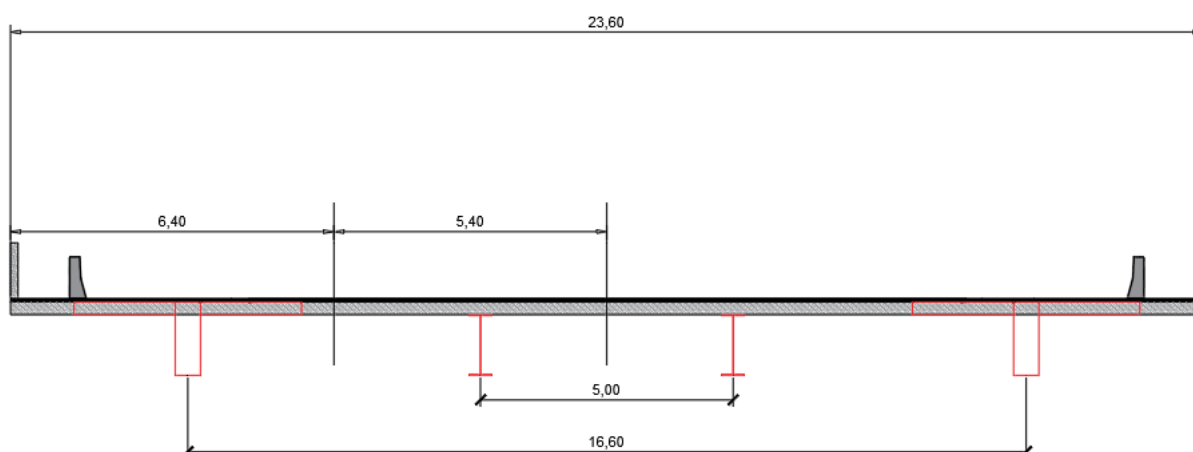
7.1. AÇÕES PERMANENTES

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), as ações permanentes equivalem a ações contínuas, que se manifestam durante todo o período de vida útil da estrutura, impactando na sua durabilidade. As mesmas ocorrem com valores constantes ou de pequena variação (NBR 8681, 2003).

O presente trabalho pondera, para o cálculo do carregamento permanente sobre a ponte, o peso próprio dos elementos, estruturais e não estruturais, referentes ao peso próprio da laje de concreto, da pavimentação, do perfil de aço, das barreiras e dos guarda-corpos.

As ações atuantes sobre o tabuleiro serão analisadas mediante traçado da largura de influência, para cada uma das vigas, como ilustra a Figura 22, a seguir.

Figura 22 – Representação das larguras de influência



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 8: As dimensões do perfil metálico, do trabalho base, e da seção T, do trabalho atual, indicadas na figura acima, foram elaboradas pelo *software AutoCAD* (v. 2018) e designam o valor real.

7.1.1. Peso próprio da pavimentação

O cálculo é feito em função da largura de influência para as vigas da ponte. Assim, tem-se a análise em duas partes:

➤ Viga Mista

De acordo com o trabalho base, aplica-se um concreto simples, de peso específico igual a 22 kN/m^3 , sobre a laje do tabuleiro, com espessura de 7 cm . A largura de influência, por sua vez, vale $5,40 \text{ m}$ (OLIVEIRA, 2021).

$$\text{Peso Próprio} = \frac{22 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 5,40 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 8,32 \text{ kN/m}}$$

➤ Viga de Concreto Armado

De acordo com o trabalho base, aplica-se um concreto simples, de peso específico igual a 22 kN/m^3 , sobre a laje do tabuleiro, com espessura de 7 cm . A largura de influência, por sua vez, vale $6,40 \text{ m}$ (OLIVEIRA, 2021).

$$\text{Peso Próprio} = \frac{22 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 6,40 \text{ m} \times 0,07 \text{ m} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 9,86 \text{ kN/m}}$$

7.1.2. Peso próprio da laje de concreto

O cálculo é feito em função da largura de influência para as vigas da ponte. Logo, tem-se o estudo em duas partes:

➤ Viga Mista

O peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m^3 (peso da armadura incluso), a espessura da laje equivalente a 25 cm e a largura de influência correspondente a $5,40 \text{ m}$.

$$\text{Peso Próprio} = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 5,40 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 33,75 \text{ kN/m}}$$

➤ Viga de Concreto Armado

O peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m^3 (peso da armadura incluso), a espessura da laje equivalente a 25 cm e a largura de influência correspondente a $6,40 \text{ m}$.

$$\text{Peso Próprio} = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 6,40 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 40,00 \text{ kN/m}}$$

7.1.3. Peso próprio da viga

O cálculo é feito em função da largura de influência para as vigas da ponte. Assim, tem-se a análise em duas partes:

➤ Viga Mista

De acordo com o trabalho base, o peso próprio do perfil metálico adotado, por metro linear, equivale a 448 kg/m ou 5 kN/m (OLIVEIRA, 2021).

$$\boxed{\text{Peso Próprio (PERFIL DE AÇO)} = 5 \text{ kN/m}}$$

O peso próprio do mesmo vai interferir, somente, na largura de influência da viga mista, onde se encontra o perfil.

➤ Viga de Concreto Armado

O peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m^3 (peso da armadura incluso), a espessura da laje equivalente a 145 cm e a largura da viga correspondente a 50 cm .

$$\text{Peso Próprio} = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 0,50 \text{ m} \times 1,45 \text{ m} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 18,12 \text{ kN/m}}$$

7.1.4. Peso próprio da defesa

Segundo o trabalho base, as barreiras do tipo *New Jersey*, empregadas em pontes e viadutos do Brasil, possuem dimensões padronizadas (OLIVEIRA, 2021).

$$\text{Peso Próprio (DEFENSA)} = \frac{8,90 \text{ kN}}{1,20 \text{ m}} \quad \therefore \quad \boxed{\text{Peso Próprio} = 7,42 \text{ kN/m}}$$

O peso próprio da mesma vai interferir, somente, na largura de influência da viga de concreto armado, onde se encontra o elemento.

7.1.5. Peso próprio do guarda-corpo

Do trabalho base, adota-se uma estrutura metálica de peso correspondente a $0,10 \text{ kN/m}$ (OLIVEIRA, 2021).

$$\text{Peso Próprio (GUARDA CORPO)} = 0,10 \text{ kN/m}$$

O peso próprio do mesmo vai interferir, somente, na largura de influência da viga de concreto armado, onde se encontra o guarda-corpo.

Com base nas dimensões estabelecidas, através da determinação dos parâmetros físicos e geométricos e do pré-dimensionamento, anteriores, e considerando as larguras de influência, obtém-se o peso próprio dos elementos sobre a viga mista, a seguir.

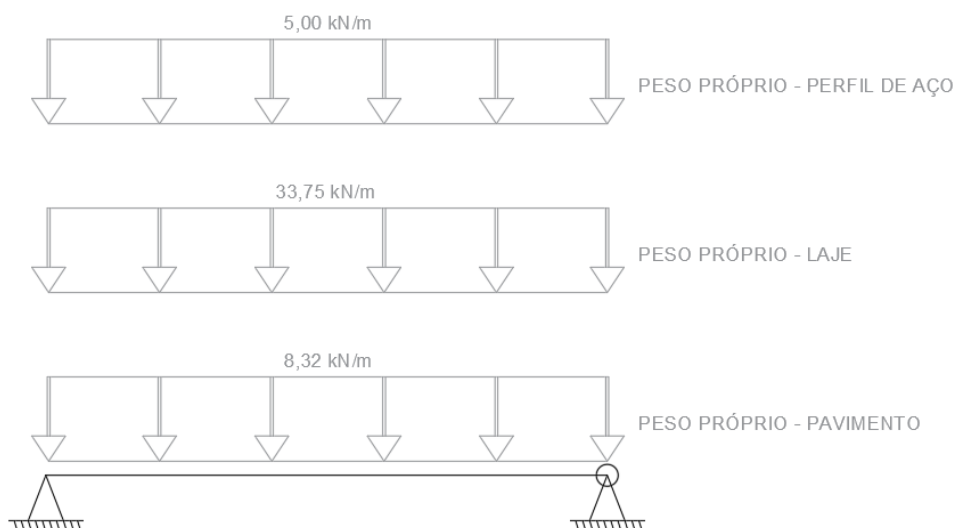
Tabela 2 – Carregamentos permanentes atuantes sobre a viga mista

ELEMENTO	PESO PRÓPRIO (kN/m)
Pavimento	8,32
Laje	33,75
Perfil de aço	5,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A Figura 23, a seguir, expõe as ações sobre a ponte, resistidos pelas vigas mistas, para o tramo de 20m .

Figura 23 – Representação dos carregamentos permanentes sobre a viga mista



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Conforme as dimensões estabelecidas, por meio da determinação dos parâmetros físicos e geométricos e do pré-dimensionamento, anteriores, e contabilizando as larguras de influência, obtém-se o peso próprio dos elementos sobre a viga de concreto armado, a seguir

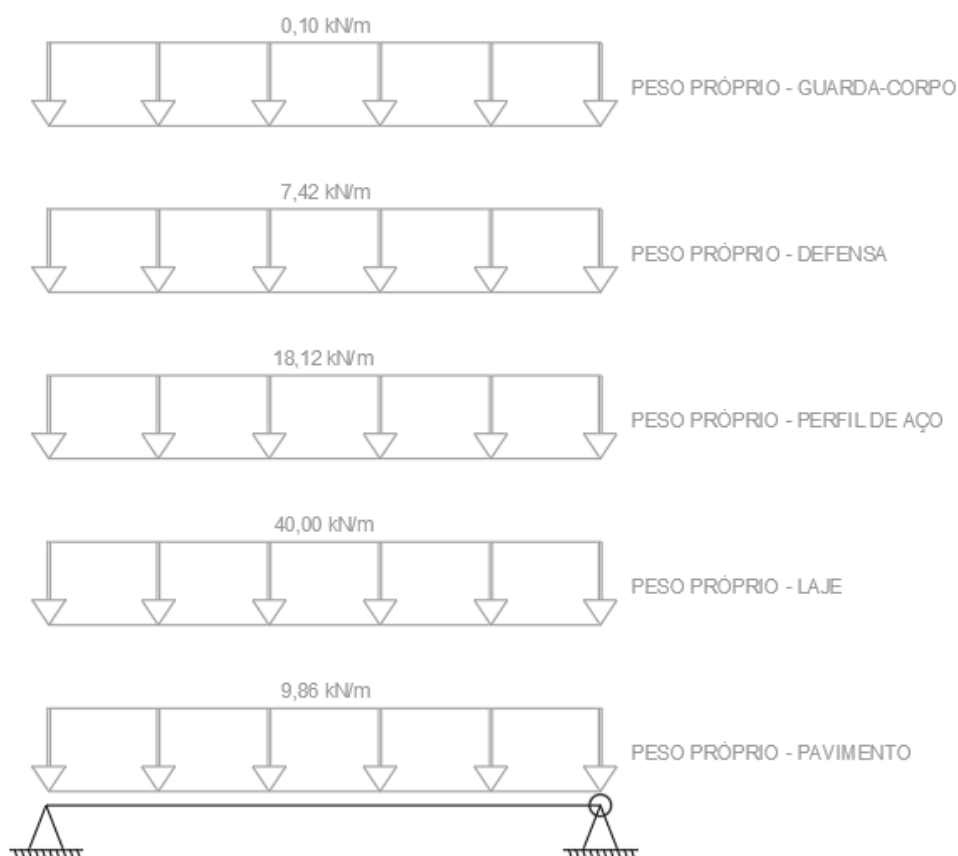
Tabela 3 – Carregamentos permanentes atuantes sobre a viga de concreto armado

ELEMENTO	PESO PRÓPRIO (<i>kN/m</i>)
Pavimento	9,86
Laje	40,00
Perfil da viga	18,12
Defensa	7,42
Guarda-corpo	0,10

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A Figura 24, a seguir, manifesta os carregamentos permanentes sobre a ponte, resistidos pelas vigas de concreto armado, para o tramo de 20m.

Figura 24 – Representação dos carregamentos permanentes sobre a viga de concreto armado



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

7.2. AÇÕES VARIÁVEIS

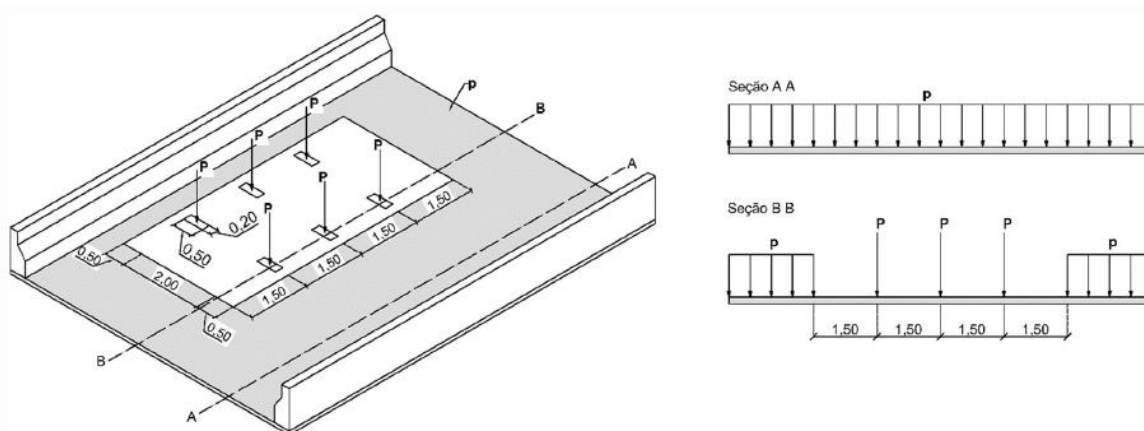
7.2.1. Ação móvel vertical

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), as ações variáveis correspondem a ações pontuais, que se manifestam durante parte do período de vida útil da estrutura, impactando na sua durabilidade. As mesmas ocorrem com valores de grande variação (NBR 8681, 2003).

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), estabelece-se uma carga móvel, cujo trem tipo pertence a *Classe 45*, definido por um veículo tipo de 450 kN , com seis rodas, sendo 150 kN em cada eixo e comprimento total de $6,0\text{m}$. Os eixos de carga são afastados entre si de $1,5\text{m}$, ocupando $18,0\text{m}^2$ de área, circundada por um carregamento uniformemente distribuído por área, $p = 5\text{ kN/m}^2$ (NBR 7188, 2024).

A Figura 25, a seguir, anuncia o mecanismo.

Figura 25 – Disposição das cargas estáticas



Fonte: NBR 7188 (2024)

Os cálculos do trem-tipo baseiam-se em estudos de caso, pois, cada ponto da seção transversal da ponte detém uma linha de influência específica.

Desse modo, é preciso avaliar três cenários distintos:

➤ Faixa do Trem-tipo (Carga Concentrada do Veículo)

Estuda a aplicação de cargas pontuais, provenientes do eixo do veículo, sobre a largura de influência selecionada.

➤ Faixa do Trem-Tipo (Carga Distribuída do Veículo)

Dado um corte que passa na região do veículo, analisa a aplicação de carregamentos uniformemente distribuídos, decorrentes das cargas de multidão e passeio, sobre a largura de influência definida.

Da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o carregamento distribuído de 5 kN/m^2 se refere à sobrecarga ao redor do trem-tipo, que designa a linha de influência para a situação mais crítica (NBR 7188, 2024).

➤ Faixa Fora do Trem-Tipo (Carga Distribuída do Veículo).

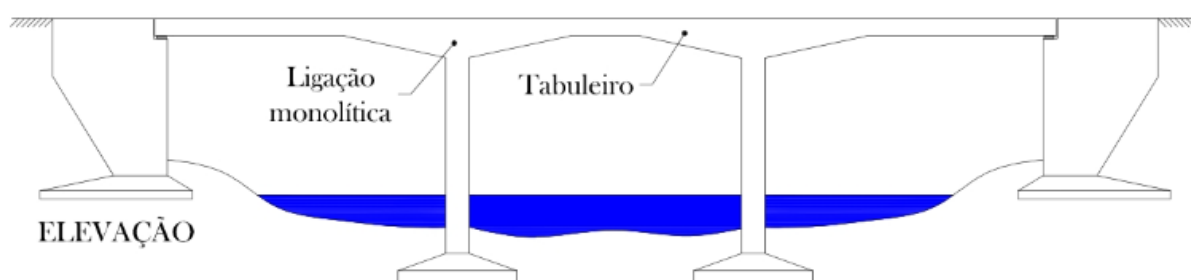
Dado um corte que passa na região fora do veículo, avalia a aplicação de carregamentos uniformemente distribuídos, originários das cargas de multidão e passeio, sobre a largura de influência elegida.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o carregamento distribuído de 3 kN/m^2 trata da sobrecarga na área de passeio, concomitante à ação do veículo, permitindo examinar a linha de influência para o cenário mais crítico (NBR 7188, 2024).

Observação 9: Importante ressaltar que, mesmo com a adição de duas vigas longitudinais, a superestrutura permanece com a geométrica isostática, pois os pilares sustentam o tabuleiro não as vigas.

A Figura 26, a seguir, denota o sistema de uma ponte em pórtico, sendo a sustentação da estrutura dada por pilares ortogonais.

Figura 26 – Exemplo de ponte em pórtico



Fonte: Cavalcante (2019)

Dos materiais do professor Rogério de Oliveira Rodrigues, diferente da análise realizada para a ação permanente, que examina a largura de influencia para as vigas de concreto armado e mista, tem-se que a ação móvel será ponderada pelo instrumento da linha de influência para

cada uma das vigas. Porquanto, é necessário encontrar o caso mais desfavorável e, então, seguir com o dimensionamento estrutural (OLIVEIRA, 2024).

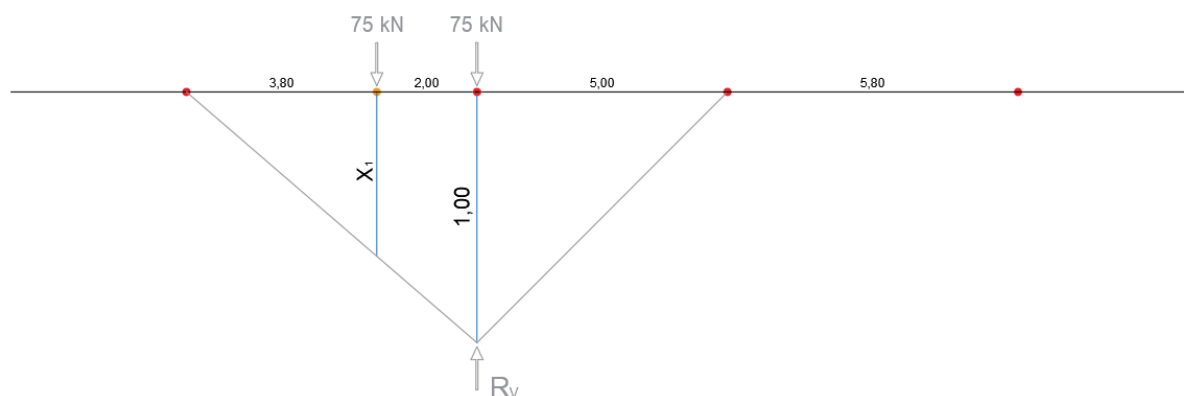
7.2.1.1. Faixa do trem-tipo

7.2.1.1.1. Carga do veículo

➤ Viga mista

Para o estudo da carga do trem-tipo, é necessário considerar a posição mais crítica para o trem-tipo, o mais próximo da barreira, e verificar a linha de influência resultante. Isso permite desconsiderar a distância entre o eixo da roda e a calota do veículo. Por segurança, coloca-se o veículo rente à estrutura.

Figura 27 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga mista, para cargas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; os pontos centrais, também em vermelho, se remetem às vigas mistas; e o ponto, em laranja, retrata a posição do trem-tipo.

A reação do veículo será calculada a partir do princípio dos trabalhos virtuais (PTV), através do cálculo do trabalho externo na viga biapoiada, conforme a expressão (5), a seguir.

$$\sum \tau_{ext.} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{x_1}{3,80} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_1 = 0,66 \text{ m}$$

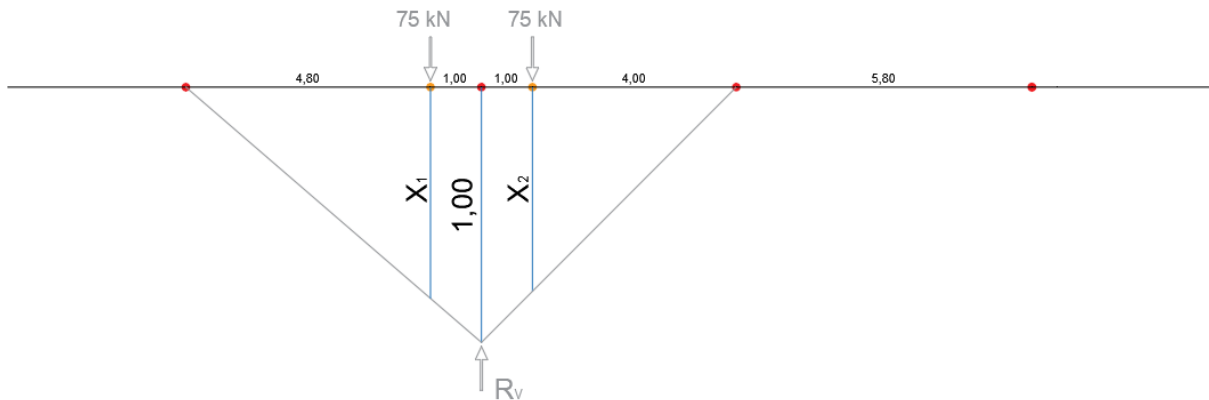
$$[75 * 0,66] + [75 * 1,00] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v = 124,50 \text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas concentradas do trem-tipo vale 124,50 kN.

Observação 10: As configurações, a seguir, ilustram, didaticamente, dois estudos de caso para cenários desfavoráveis sobre a viga mista, quanto ao posicionamento do trem-tipo.

Figura 28 – Possível configuração para a faixa do trem-tipo da viga mista

Figura 28.1 – Primeira sugestão



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da expressão (5), anterior, tem-se:

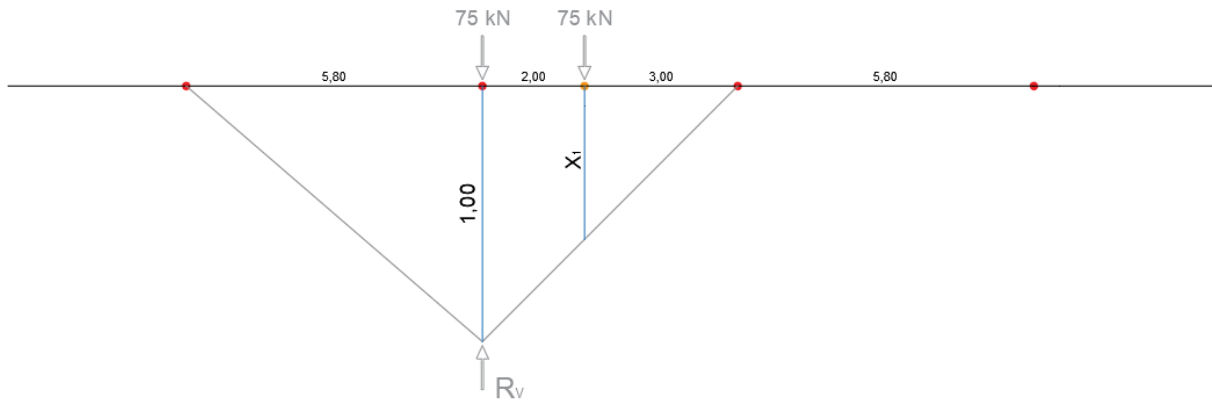
$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{4,80} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_1 = 0,83 \text{ m}$$

$$\frac{x_2}{4,00} = \frac{1,00}{5,00} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_2 = 0,80 \text{ m}$$

$$[75 * 0,83] + [75 * 0,80] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v = 122,25 \text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas pontuais do trem-tipo vale 122,25 kN.

Figura 28.2 – Segunda sugestão

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

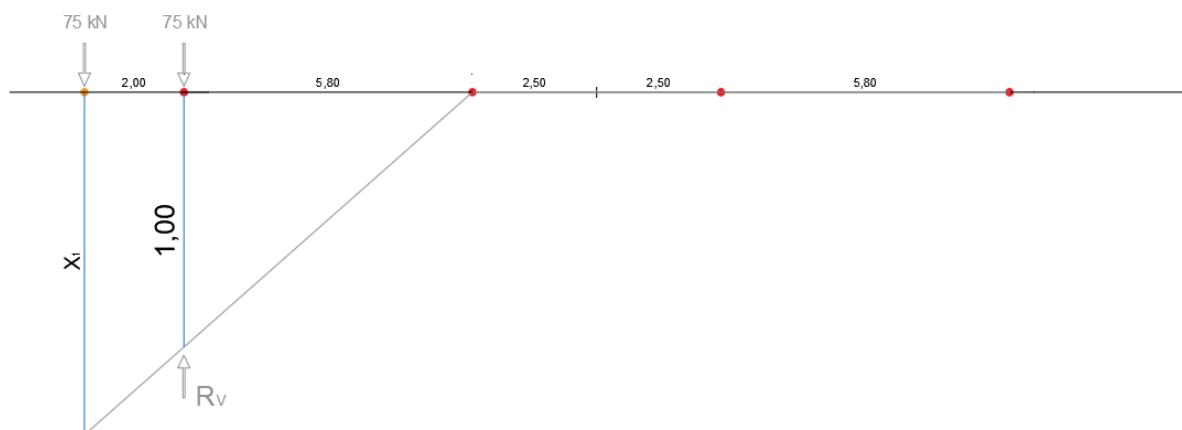
$$\frac{x_1}{3,00} = \frac{1,00}{5,00} \Rightarrow x_1 = 0,60 \text{ m}$$

$$[75 * 1,00] + [75 * 0,60] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v = 120,00 \text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas pontuais do trem-tipo vale 120,00 kN.

Logo, a situação mais crítica é a apontada na Figura 27, anterior.

➤ Viga de concreto armado

Figura 29 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga armada, para cargas

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; os pontos centrais, também em vermelho, se referem às vigas mistas; e o ponto, em laranja, representa a posição do trem-tipo.

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{7,80} = \frac{1,00}{5,80} \Rightarrow x_1 = 1,34 \text{ m}$$

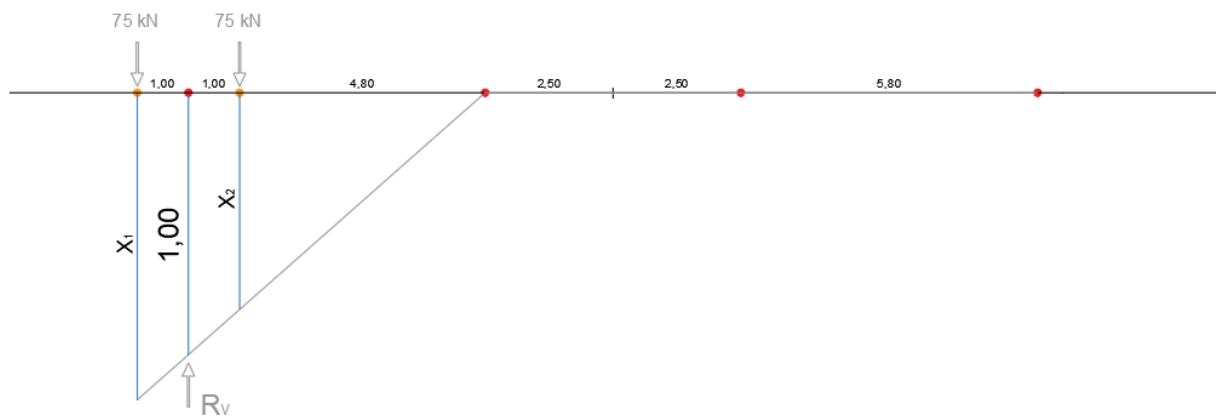
$$[75 * 1,34] + [75 * 1,00] - [R_v * 1,00] = 0 \quad \therefore \boxed{R_v = 175,50 \text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas concentradas do trem-tipo vale 175,50 kN.

Observação 11: As configurações, a seguir, ilustram, didaticamente, dois estudos de caso para cenários nocivos sobre a viga de concreto armado, quanto ao posicionamento do trem-tipo.

Figura 30 – Possível configuração para a faixa do trem-tipo da viga armada

Figura 30.1 – Primeira proposta



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

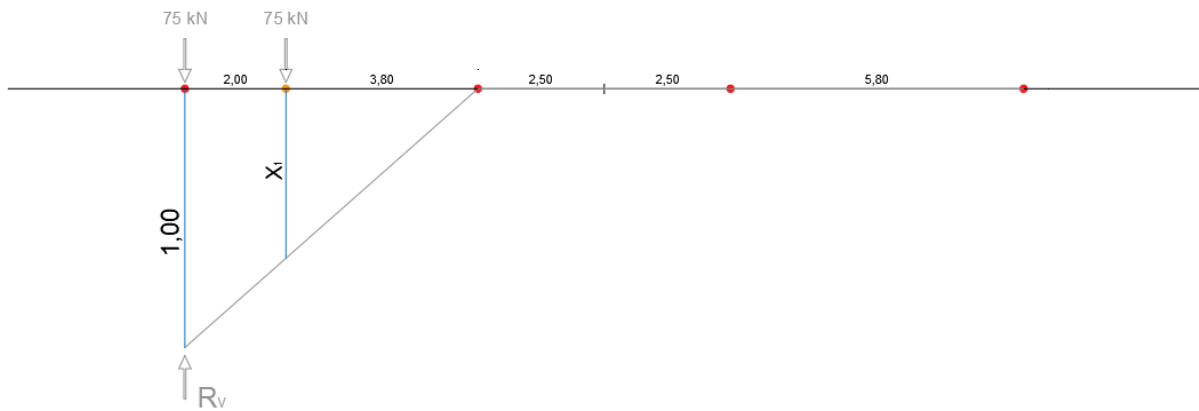
$$\frac{x_1}{6,80} = \frac{1,00}{5,80} \Rightarrow x_1 = 1,17 \text{ m}$$

$$\frac{x_2}{4,80} = \frac{1,00}{5,80} \Rightarrow x_2 = 0,83 \text{ m}$$

$$[75 * 1,17] + [75 * 0,83] - [R_v * 1,00] = 0 \quad \therefore \boxed{R_v = 150,00 \text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas pontuais do trem-tipo vale 150,00 *kN*.

Figura 30.2 – Segunda proposta



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{3,80} = \frac{1,00}{5,80} \Rightarrow x_1 = 0,66\text{ m}$$

$$[75 * 1,00] + [75 * 0,66] - [R_v * 1,00] = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v = 124,50\text{ kN}}$$

Portanto, a reação das cargas pontuais do trem-tipo vale 124,50 *kN*.

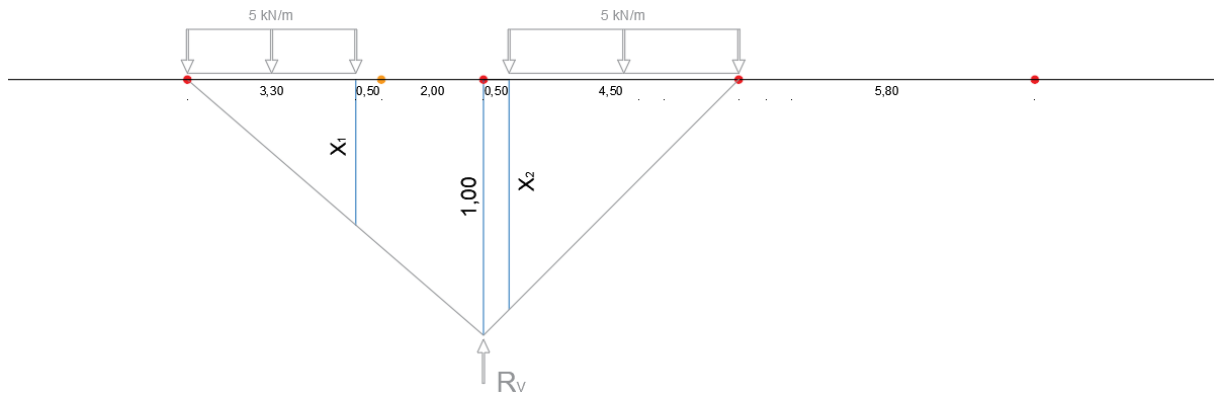
Logo, a situação mais crítica é a apontada na Figura 29, anterior.

7.2.1.1.2. Carregamento distribuído

➤ Viga mista

Para o estudo dos carregamentos do trem-tipo, é necessário examinar a posição mais desfavorável para o trem-tipo, o mais próximo da barreira, e verificar a linha de influência. Isso permite desconsiderar a distância entre o eixo da roda e a calota do veículo. Por segurança, estaciona-se o trem-tipo rente à estrutura.

Figura 31 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga mista, para carregamentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; os pontos centrais, também em vermelho, se remetem às vigas mistas; e o ponto, em laranja, retrata a posição do trem-tipo.

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{3,30} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_1 = 0,57 \text{ m}$$

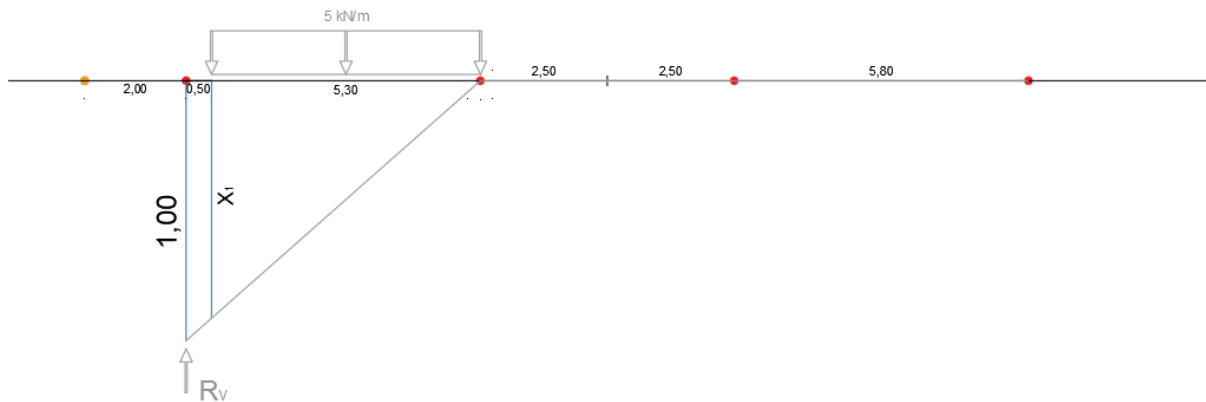
$$\frac{x_2}{4,50} = \frac{1,00}{5,00} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$\left[\left(\frac{3,30 * 0,57}{2} \right) * 5 \right] + \left[\left(\frac{4,50 * 0,90}{2} \right) * 5 \right] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v \cong 14,83 \text{ kN/m}}$$

Portanto, a reação do carregamento distribuído do trem-tipo vale 14,83 kN/m.

➤ Viga de concreto armado

Figura 32 – Análise da faixa do trem-tipo, sobre a viga armada, para carregamentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; os pontos centrais, também em vermelho, se referem às vigas mistas; e o ponto, em laranja, representa a posição do trem-tipo.

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{5,30} = \frac{1,00}{5,80} \Rightarrow x_1 = 0,91 \text{ m}$$

$$\left[\left(\frac{5,30 * 0,91}{2} \right) * 5 \right] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v \cong 12,06 \text{ kN/m}}$$

Portanto, a reação do carregamento distribuído do trem-tipo vale \$12,06 \text{ kN/m}\$.

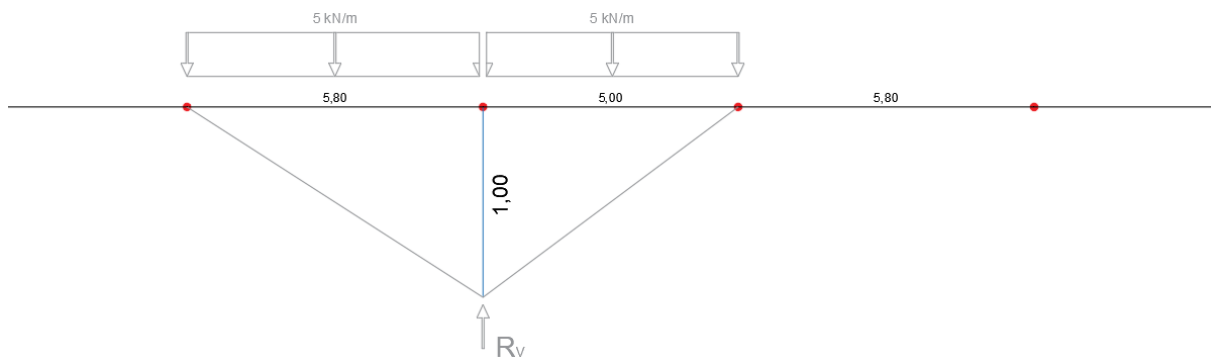
Observação 12: Foram analisadas, somente, duas configurações devido compreender os casos mais críticos para as vigas, quanto ao posicionamento do trem-tipo.

7.2.1.2. Faixa fora do trem-tipo

7.2.1.2.1. Carregamento distribuído

➤ Viga mista

Figura 33 – Análise da faixa fora do trem-tipo, sobre a viga mista, para carregamentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; e os pontos centrais, também em vermelho, se remetem às vigas mistas.

Da expressão (5), anterior, tem-se:

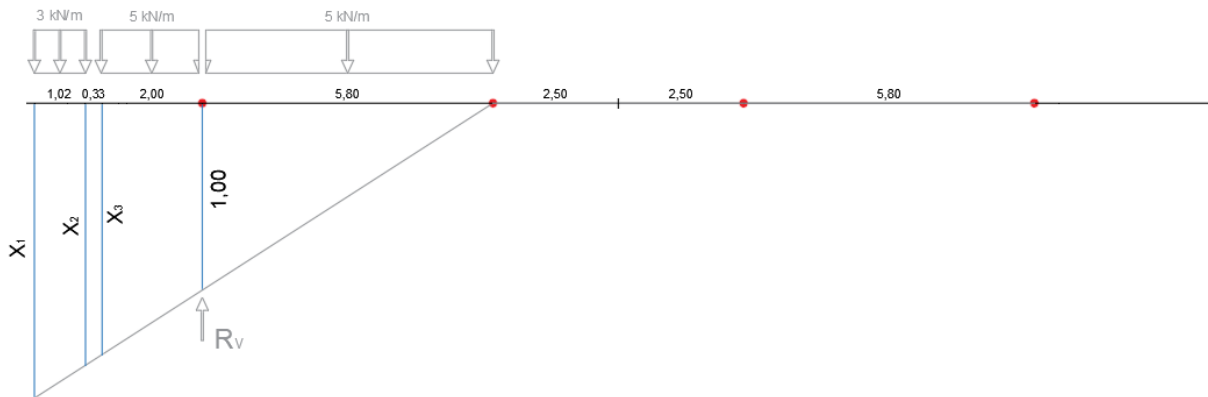
$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\left[\left(\frac{5,80 * 1,00}{2} \right) * 5 \right] + \left[\left(\frac{5,00 * 1,00}{2} \right) * 5 \right] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v = 27,00 \text{ kN/m}}$$

Portanto, a reação do carregamento distribuído do trem-tipo vale 27,00 kN/m.

➤ Viga de concreto armado

Figura 34 – Análise da faixa fora do trem-tipo, sobre a viga armada, para carregamentos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Os pontos extremos, em vermelho, equivalem à posição das vigas de concreto armado; e os pontos centrais, também em vermelho, se referem às vigas mistas.

Da expressão (5), anterior, tem-se:

$$\sum \tau_{ext.} = 0$$

$$\frac{x_1}{9,15} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_1 = 1,58 \text{ m}$$

$$\frac{x_2}{8,13} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_2 = 1,40 \text{ m}$$

$$\frac{x_3}{7,80} = \frac{1,00}{5,80} \stackrel{F}{\Rightarrow} x_3 = 1,34 \text{ m}$$

$$\left[3 * 1,02 * \left(\frac{1,58 + 1,40}{2} \right) \right] + \left[5 * \left(\frac{7,80 * 1,34}{2} \right) \right] - R_v * 1,0 = 0 \quad \therefore \quad \boxed{R_v \cong 30,69 \text{ kN/m}}$$

Portanto, a reação do carregamento distribuído do trem-tipo vale 30,69 kN/m.

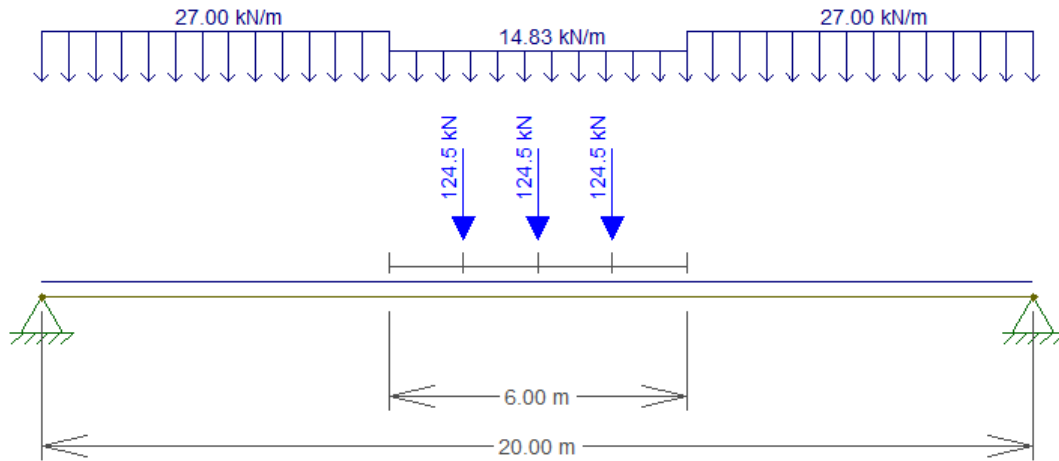
Observação 13: Foram analisadas, somente, duas configurações devido corresponder aos casos mais nocivos para as vigas, quanto ao posicionamento do trem-tipo.

Observação 14: Os deslocamentos unitários, em cada linha de influência, estão fora de escala.

Observação 15: Importante destacar que o estudo realizado à esquerda é igual à direita devido a simetria da seção.

A Figura 35, a seguir, ilustra a vista longitudinal das ações sobre a viga mista.

Figura 35 – Ações sobre a viga mista

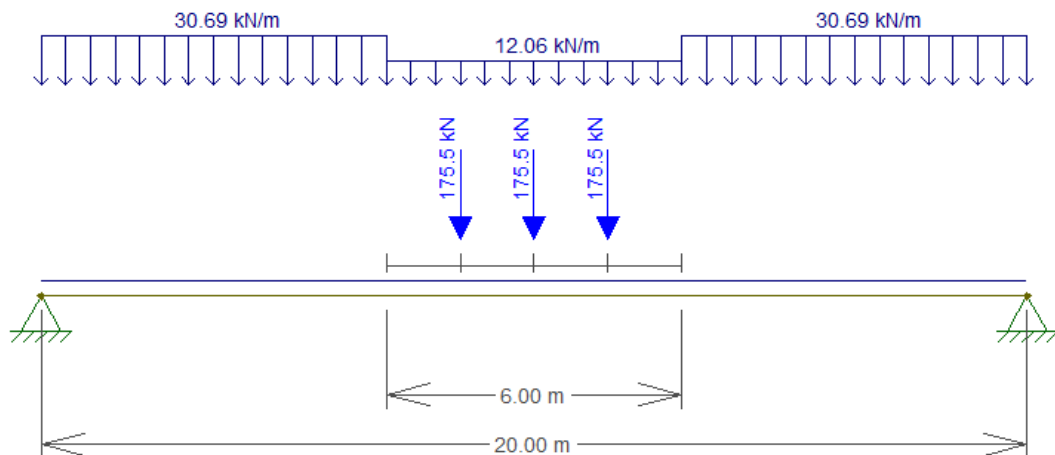


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Segundo o traçado das linhas de influência e as reações calculadas, fica evidente que os carregamentos distribuídos, dentro e fora da faixa do trem-tipo, foram superiores aos indicados no trabalho base. Analisando as cargas concentradas, têm-se números inferiores. Portanto, seria necessário realizar uma nova verificação para que as vigas mistas se adequem a alternativa de ampliação do tabuleiro. Mas, como o foco é estudar as vigas de concreto armado, a observação é registrada.

A Figura 36, a seguir, aclara a vista longitudinal das ações sobre a viga armada.

Figura 36 – Ações sobre a viga de concreto armado



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

7.2.2. Coeficiente de impacto

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o coeficiente de impacto é um parâmetro de ponderação das ações verticais sobre a estrutura (NBR 7188, 2024).

Das ações móveis, as cargas concentradas (Q) bem como os carregamentos distribuídos (q) majorados impactam, de forma direta, na análise seguinte.

Observação 16: Da exposição anterior, ação móvel vertical, observa-se a relevância do estudo das linhas de influência, as quais contabilizam todos os esforços do trem-tipo.

A expressão (6), a seguir, elucida a contribuição das cargas.

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (6)$$

onde:

“ P ” corresponde a ação pontual atuante, indicada na Figura 25, anterior;

“ CIV ” equivale ao coeficiente de impacto vertical sobre o tabuleiro;

“ CNF ” trata do coeficiente de número de faixas da rodovia;

“ CIA ” é o coeficiente de impacto adicional.

A expressão (7), a seguir, indica a participação dos carregamentos.

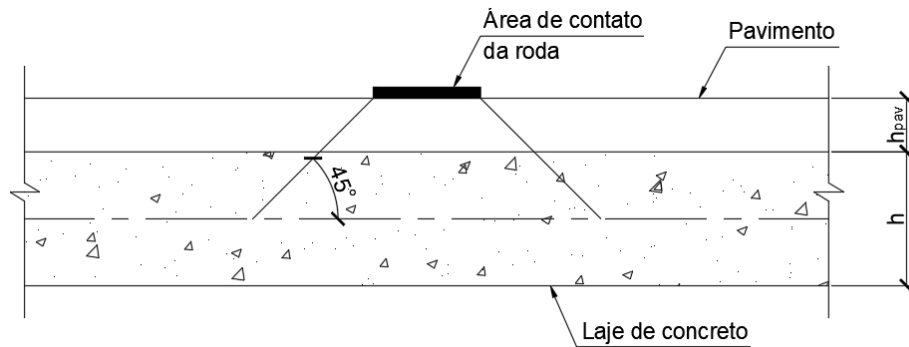
$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (7)$$

onde:

“ p ” se refere a ação distribuída atuante, apontada na Figura 25, anterior.

Em conformidade com a norma, o trem-tipo deve ser disposto, na pista rodoviária, com as rodas na posição mais desfavorável, considerando o acostamento e as faixas de segurança. A carga distribuída será aplicada no ponto mais crítico, independente das faixas. Adota-se a organização espacial da carga pontual a partir da superfície de contato em um ângulo de 45°, como demonstra a Figura 37, a seguir.

Figura 37 – Distribuição espacial da carga concentrada



Fonte: NBR 7188 (2024)

Existem três parâmetros, de suma importância, que influenciam nos cálculos.

7.2.2.1. Coeficiente de impacto vertical

Este fator é responsável por maximizar a ação estática reproduzindo o efeito dinâmico da carga em movimento.

Dessa forma, percebe-se que o coeficiente, em questão, majora as ações aplicadas pelo veículo, o que influencia nas envoltórias dos esforços solicitantes.

O mesmo pode ser determinado pela condicionante (8), a seguir.

$$\left[\begin{array}{l} CIV = 1,35 \quad \therefore L_{iv} \leq 10,0 \text{ m} \\ CIV = 1,0 + 1,06 * \left(\frac{20}{(L_{iv} + 50)} \right) \quad \therefore 10,0 \text{ m} \leq L_{iv} \leq 200,0 \text{ m} \end{array} \right. \quad (8)$$

onde:

“ l_{iv} ” corresponde ao comprimento do vão (estruturas isostáticas), a média dos vãos (estruturas contínuas) e a medida do balanço (estruturas em balanço), dado em m .

Como o trabalho contempla o exame de um sistema isostático, adota-se o comprimento do trecho.

Após a seleção do tramo, de 20m, e, considerando a segunda opção, obtém-se:

$$CIV = 1,0 + 1,06 * \left(\frac{20}{(20 + 50)} \right) \quad \therefore \boxed{CIV \cong 1,30}$$

7.2.2.2. *Coefficiente de número de faixas*

Este parâmetro opera com a hipótese de a carga móvel trafegar em várias faixas, as quais se encontram sobre influência de uma suposição de carga.

O mesmo pode ser determinado pela condicionante (9), a seguir.

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) \quad \therefore \quad 0,9 \leq CNF \leq 1,0 \quad (9)$$

onde:

“n” é o número de faixas, de fluxo rodoviário, carregadas sobre o tabuleiro, desconsiderando acostamentos e zonas de segurança, conforme a norma (NBR 7188, 2013).

Como o trabalho propõe o alongamento do tabuleiro da ponte, justificado por meio da faixa de rolamento adicional, e analisando para um único sentido da pista, têm-se duas faixas de circulação.

Logo:

$$CNF = 1 - 0,05 * (2 - 2) \quad \therefore \quad CNF = 1 \quad \therefore \quad 0,9 \leq 1 \leq 1,0$$

$$\therefore \quad \boxed{0,9 \leq 1,0 \leq 1,0}$$

(Verifica!)

7.2.2.3. *Coefficiente de impacto adicional*

Este indicador requer a majoração da carga móvel em decorrência de imperfeições ou discontinuidades das faixas de rolamento, no caso de juntas de dilatação, estruturas de transição e acessos.

O mesmo pode assumir três valores, segundo o tipo de estrutura, destacados a seguir.

$$CIA = \begin{cases} 1,25 & \therefore \text{Obras em concreto ou mistas} \\ 1,15 & \therefore \text{Obras em aço} \\ 1,0 & \therefore \text{Demais elementos} \end{cases}$$

Como o presente trabalho aborda estruturas de concreto armado, o valor adotado seria:

$$\therefore \quad \boxed{CIA = 1,25}$$

No entanto, este fator não foi incluído nos cálculos devido a adoção de um dispositivo de transição, também denominado junta de dilatação, com comportamento específico.

A Figura 38, a seguir, registra a utilização de uma junta estrutural.

Figura 38 – Junta em tabuleiro de rodovia



Fonte: Rodrigues (2024)

Os mecanismos de transição, aplicados nos tabuleiros de rodovias, são necessários em locais onde as deformações precisam ser compensadas. Além disso, consistem no ponto crítico da estrutura, ocasionando manutenções constantes. Os mesmos exigem resistência e ancoragem para combater os efeitos do impacto, uma vez que são bastante solicitados.

De acordo com Fritz Leonhardt, em nenhum caso deve-se adotar o dispositivo de transição mais barato, mas sim o melhor e mais resistente, o qual deve ser firmemente ancorado e instalado com nivelamento exato em relação ao plano do tabuleiro (LEONHARDT, 2013).

Os esforços atuantes nas juntas são variados assim como as suas causas e magnitudes. Porquanto, a opção pelo mecanismo associa-se a uma série de fatores salientando a trajetória de deformação, determinada por meio da aplicação de ações desfavoráveis, com uma margem de segurança.

O trabalho, em questão, avalia o emprego de dispositivos de transição, do tipo pentes metálicos. Estes correspondem a dentes, com tamanhos restritos, fixados nas extremidades de ligação dos tabuleiros. Logo abaixo, existe uma calha articulada, de lâmina de plástico durável, que compõe o sistema de drenagem viabilizando a acessibilidade e limpeza.

As Figuras 39.1 e 39.2, a seguir, retratam os dentes e o funcionamento do sistema.

Figura 39 – Junta de dilatação por pentes metálicos

Figura 39.1 – Transição em pente com dentes metálicos

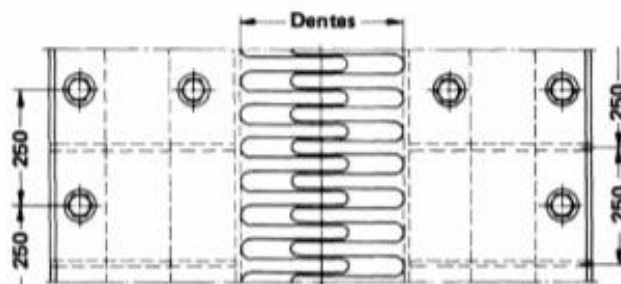
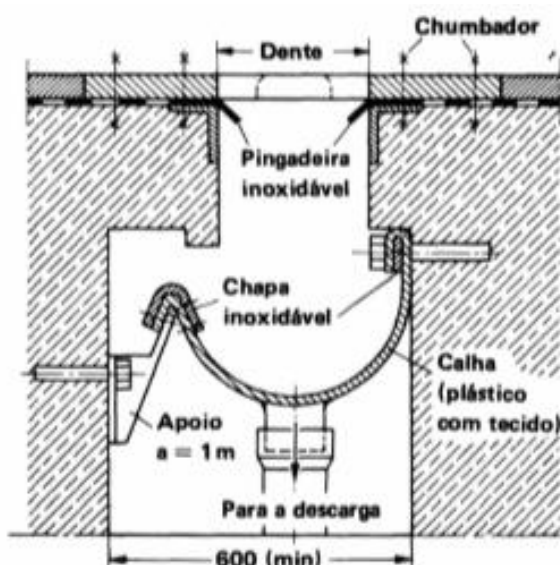


Figura 39.2 – Calha de drenagem sob dispositivo de transição permeável



Fonte: Leonhardt (2013)

O mecanismo opera mediante ação de temperatura, assim, quando o calor do ambiente está elevado, os dentes metálicos dilatam, expandindo-se, e conectam entre si, consolidando o tabuleiro; já quando o calor está ameno, os mesmos dilatam, retraíndo-se, e se desconectam, segregando o tabuleiro. Além disso, como as juntas são metálicas, a aplicação de isolantes seria válida, o que atenuaria o desgaste, por atrito, e a corrosão, por intempéries.

A Figura 40, a seguir, apresenta uma imagem real do mecanismo de transição.

Figura 40 – Junta de dilatação metálica em rodovia



Fonte: Rodrigues (2024)

Após a justificativa pela escolha do dispositivo metálico, é possível desconsiderar o coeficiente de impacto adicional para majoração das ações móveis.

Observação 17: Uma vez que todos os parâmetros são determinados, aplicam-se as expressões (6) e (7), anteriores, no cálculo efetivo das cargas e carregamentos majorados, respectivamente, do trem-tipo. Esta análise é automatizada pelo *software Ftool* (v.2018).

Observação 18: As ações horizontais não foram consideradas, pois, como o objetivo consiste na verificação da flecha estrutural, o foco está direcionado, exclusivamente, às ações verticais.

Observação 19: As ações excepcionais foram mencionadas, somente, para efeito de registro. As mesmas não serão abordadas no trabalho.

8. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

8.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Essa combinação deve ser considerada para análises estruturais com risco de ocorrência na edificação.

Da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o Estado Limite Último (ELU) corresponde ao estado que, devido a sua ocorrência simples, é caracterizado pela paralisação, de toda ou parte, da construção. Nesse estado, pode-se incluir as características da perda de equilíbrio da estrutura, ruptura ou deformação plástica dos materiais, alteração do sistema em hipostático e instabilidade por deformação e dinâmica. Os cenários, que denotarem essas particularidades, serão combinados por esse estado (NBR 8681, 2004).

Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável principal, acompanhadas de seus coeficientes de ponderação característicos, e demais ações variáveis, com seus fatores de combinação.

Para a determinação dos esforços, existem três possíveis combinações a se utilizar:

- “Combinação Última Normal”;
- “Combinação Última de Construção”;
- “Combinação Última Excepcional”.

O presente trabalho aborda a combinação normal, considerando as ações permanentes e variáveis na forma desagrupada. O roteiro de cálculo está baseado na norma (NBR 8681, 2004).

A combinação última normal é determinada por meio da expressão (10), a seguir.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (10)$$

onde:

“ γ_{gi} ” se refere ao coeficiente de ponderação permanente, que acompanha a ação permanente de construção;

“ $F_{Gi,k}$ ” equivale ao valor da ação permanente, acompanhado do seu respectivo coeficiente, dado em kN/m ;

“ γ_{q1} ” trata do coeficiente de ponderação variável, que acompanha a ação variável principal da construção;

“ $F_{Q1,k}$ ” é o valor da ação variável principal, acompanhado do seu respectivo coeficiente, dado em kN/m ;

“ γ_{qj} ” corresponde ao coeficiente de ponderação variável, que acompanha a ação variável secundária de construção;

“ Ψ_{0j} ” se remete ao coeficiente de combinação, que acompanha a ação variável secundária;

“ $F_{Qj,k}$ ” é o valor da ação variável secundária, acompanhado do seu respectivo coeficiente, dado em kN/m .

Os fatores de ponderação, para as ações permanentes e variáveis principais, podem ser identificados, respectivamente, nas Figuras 41.1 e 41.2, a seguir.

Figura 41 – Coeficientes de ponderação das ações

Figura 41.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Figura 41.2 – Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito 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 máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: NBR 8681 (2004)

Os fatores de redução, para as variáveis secundárias, estão relacionados na Figura 42, a seguir.

Figura 42 – Valores dos fatores de combinação e de redução 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 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 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 (2004)

Para a combinação última normal, as ações atuantes e os respectivos coeficientes estão dispostos na Tabela 4, a seguir.

Tabela 4 – Combinação normal das ações no ELU

Estado Limite Último				
Combinação	Coeficientes (γ_g)			Coeficiente (γ_q)
	Estruturas Metálicas	Peso Próprio de Estruturas Moldadas no Local	Peso Próprio de Elementos Construtivos Industrializados	Carga Móvel (Trem-Tipo)
ELU	1,25	1,35	1,40	1,50
1,25 * (PP aço) + 1,35 * (PP concreto) + 1,40 * (PP pavimento)				1,50 * (Trem – Tipo)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

O coeficiente de combinação não foi apresentado, pois acompanha a ação variável secundária. O trabalho aborda, somente, a ação variável principal, no caso o trem-tipo.

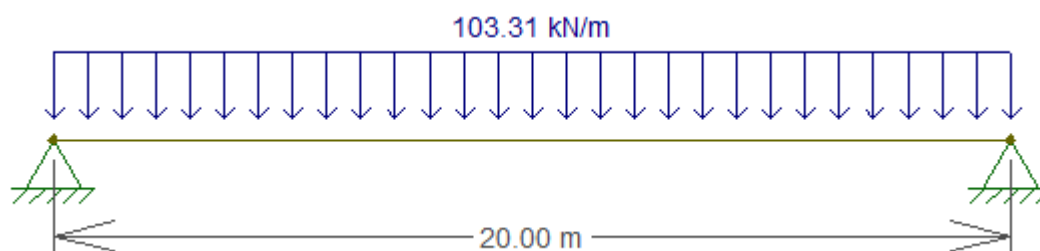
Dessa maneira, consultando a Tabela 3, anterior, tem-se:

$$PP_g = 1,25 * (0,10) + 1,35 * (40,00 + 7,42) + 1,40 * (9,86 + 18,12)$$

$$\therefore PP_g \cong 103,31 \text{ kN/m}$$

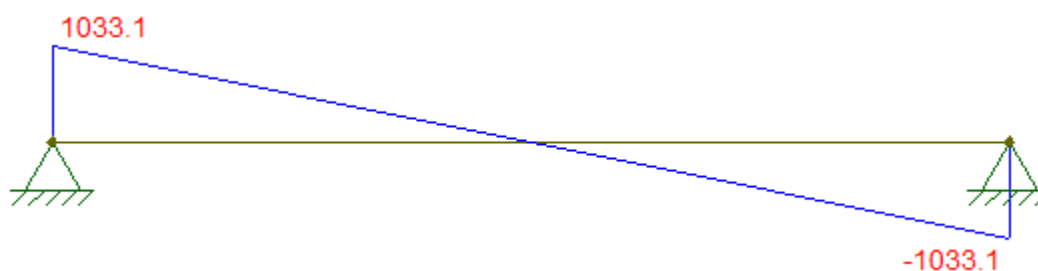
A Figura 43, logo abaixo, ilustra o carregamento permanente majorado e a Figura 46, a seguir, exemplifica o trem-tipo majorado segundo a combinação no ELU. As demais figuras exibem os resultados da análise estrutural dos esforços, de cortante e momento fletor, obtidos pelo *software Ftool* (v. 2018).

Figura 43 – Ações permanentes majoradas no ELU



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 44 – Diagrama de esforço cortante das ações permanentes no ELU

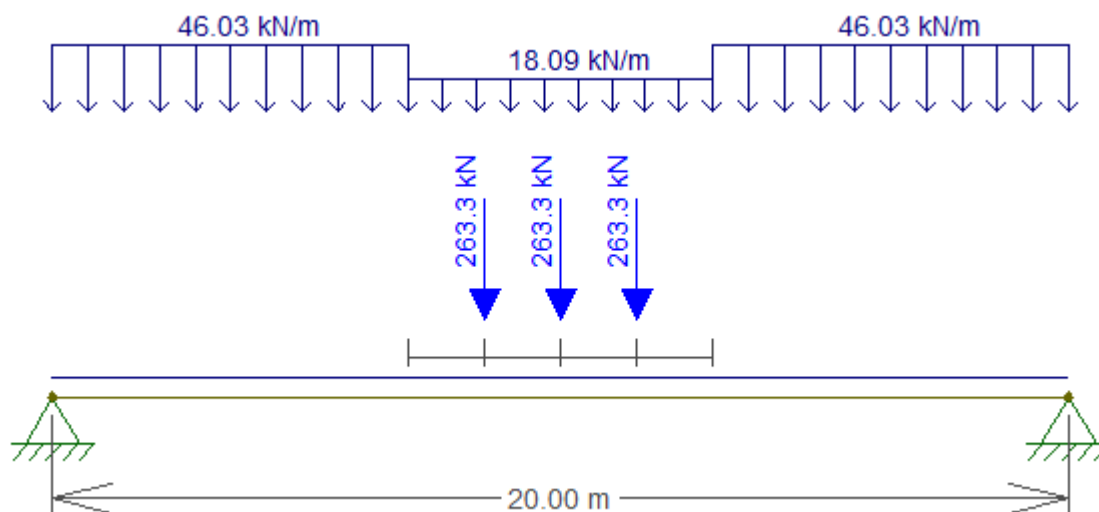


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

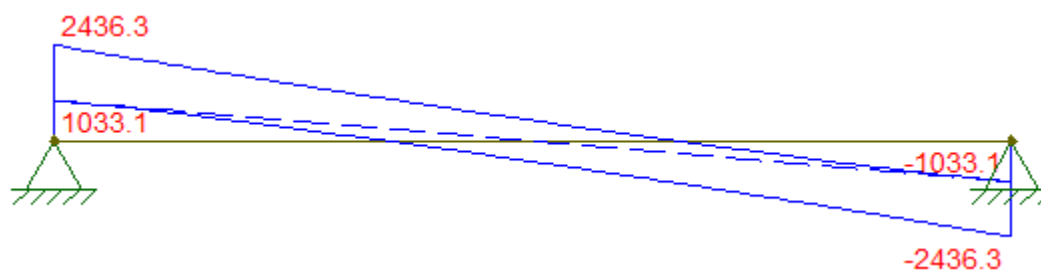
Figura 45 – Diagrama de momento fletor das ações permanentes no ELU



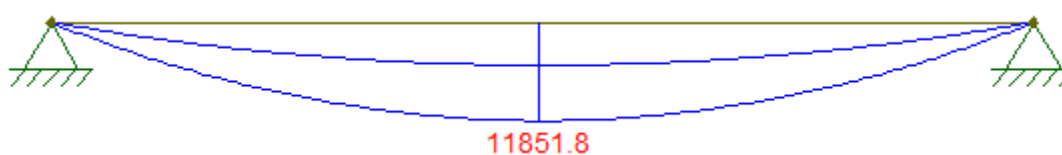
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 46 – Ação móvel majorada no ELU

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 47 – Envoltória de esforços cortantes para a combinação do ELU

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 48 – Envoltória de momentos fletores para a combinação do ELU

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

O trabalho, em questão, visa detalhar as armaduras nas vigas de concreto armado. Logo, a envoltória de momento indica a seção, mais crítica, das armaduras solicitadas. Isso contribui para a disposição estrutural mais conveniente ao projeto.

8.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Essa combinação deve ser considerada para análises estruturais com risco de ocorrência na edificação.

De acordo com a norma, o Estado Limite de Serviço (ELS) corresponde ao estado que, devido a sua ocorrência, repetição ou duração, não obedecem às condições para uso normal da construção, comprometendo a durabilidade. Esse estado, abrange as características de danos pontuais, deformações excessivas ou vibrações elevadas. Casos com tais particularidades serão combinados por esse estado (NBR 8681, 2004).

Cada combinação deve contabilizar as ações permanentes e a ação variável principal, acompanhadas de seus coeficientes de ponderação característicos, e demais ações variáveis, com seus coeficientes de redução.

Para a determinação dos esforços, existem três combinações a se utilizar:

- “Combinação de Serviço Quase Permanente”;
- “Combinação de Serviço Rara”;
- “Combinação de Serviço Frequente”.

O trabalho, em questão, aborda as combinações quase permanente e rara. O roteiro de cálculo obedecerá às prescrições da norma (NBR 8681, 2004).

8.2.1. Combinação quase permanente

A primeira pode atuar durante grande parte da vida útil da estrutura devido aos efeitos de longa duração das ações, sendo possível verificar as máximas deformações. A mesma é determinada por meio da expressão (11), a seguir.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (11)$$

onde:

“ Ψ_2 ” se refere ao coeficiente de redução da ação variável, considerada como secundária.

Observação 20: Para efetuar essa associação, será necessário substituir as ações pelas flechas estruturais, junto dos mesmos coeficientes, auxiliando no cálculo dos deslocamentos. Assim, os carregamentos e cargas serão apresentados, posteriormente.

8.2.2. Combinação rara

A segunda pode se manifestar durante um curto prazo da vida útil da estrutura, pois os efeitos irreversíveis ocasionam danos, permanentes, à construção, estimulando o surgimento de fissuras. Essa combinação é determinada pela expressão (12), a seguir.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Q_j,k} \quad (12)$$

onde:

“ Ψ_1 ” equivale ao coeficiente de redução da ação variável, destacada como principal.

Para utilizar essa combinação, as ações atuantes e seus coeficientes, estão discriminados na Tabela 5, a seguir.

Tabela 5 – Combinação rara das ações no ELS

Estado Limite de Serviço				
Combinação	Coeficientes (γ_g)			Coeficiente (γ_q)
	Estruturas Metálicas	Peso Próprio de Estruturas Moldadas no Local	Peso Próprio de Elementos Construtivos Industrializados	Carga Móvel (Trem-Tipo)
ELS	–	–	–	–
	(PP aço) + (PP concreto) + (PP pavimento)			(Trem – Tipo)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

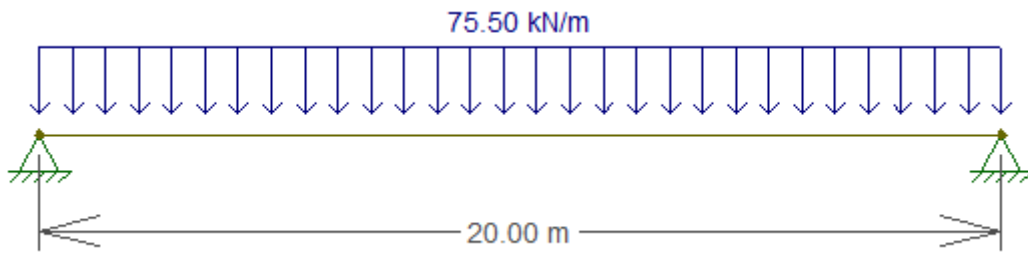
O coeficiente de redução não foi elucidado na tabela, pois o mesmo acompanha a ação variável secundária. O trabalho aborda, somente, a ação variável principal, no caso o trem-tipo.

Dessa maneira, consultando a Tabela 3, anterior, tem-se:

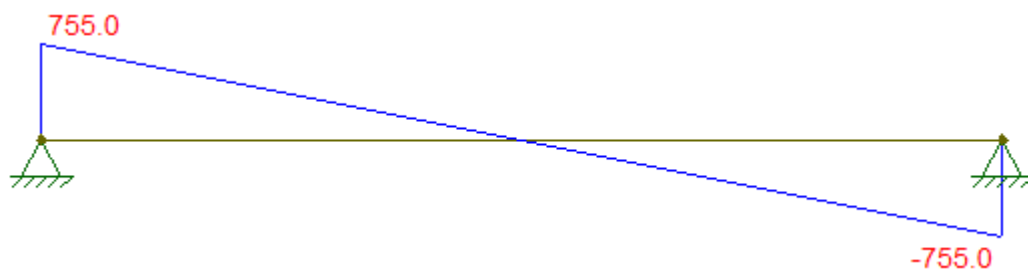
$$PP_g = (0,10) + (40,00 + 7,42) + (9,86 + 18,12)$$

$$\therefore \boxed{PP_g = 75,50 \text{ kN/m}}$$

A Figura 49, logo abaixo, ilustra o carregamento permanente e a Figura 52, a seguir, exemplifica o trem-tipo de acordo com a combinação no ELS. As demais figuras evidenciam os resultados da análise estrutural dos esforços, de cortante e momento fletor, obtidos pelo *Software Ftool* (v. 2018).

Figura 49 – Ações permanentes no ELS

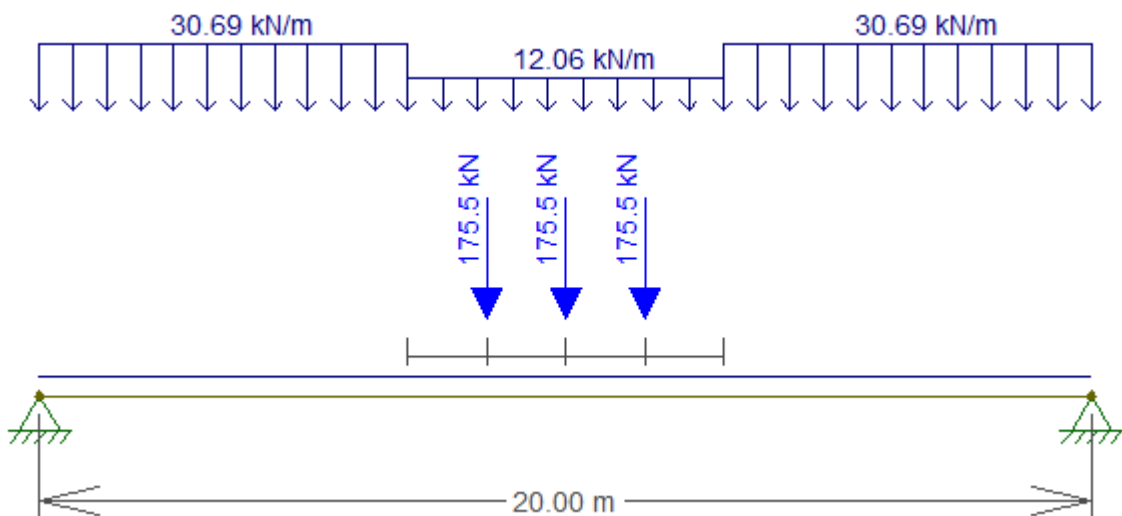
Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 50 – Diagrama de esforço cortante das ações permanentes no ELS

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

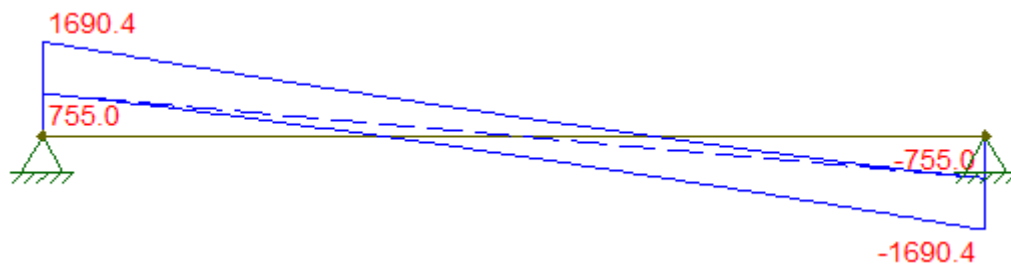
Figura 51 – Diagrama de momento fletor das ações permanentes no ELS

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 52 – Carga móvel no ELS

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 53 – Envoltória de esforços cortantes para a combinação do ELS



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Figura 54 – Envoltória de momentos fletores para a combinação do ELS



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 21: As combinações das vigas devem ser feitas de modo isolado. Porém, como o trabalho examina o elemento de concreto armado, não será necessário estudar o comportamento estrutural da viga mista.

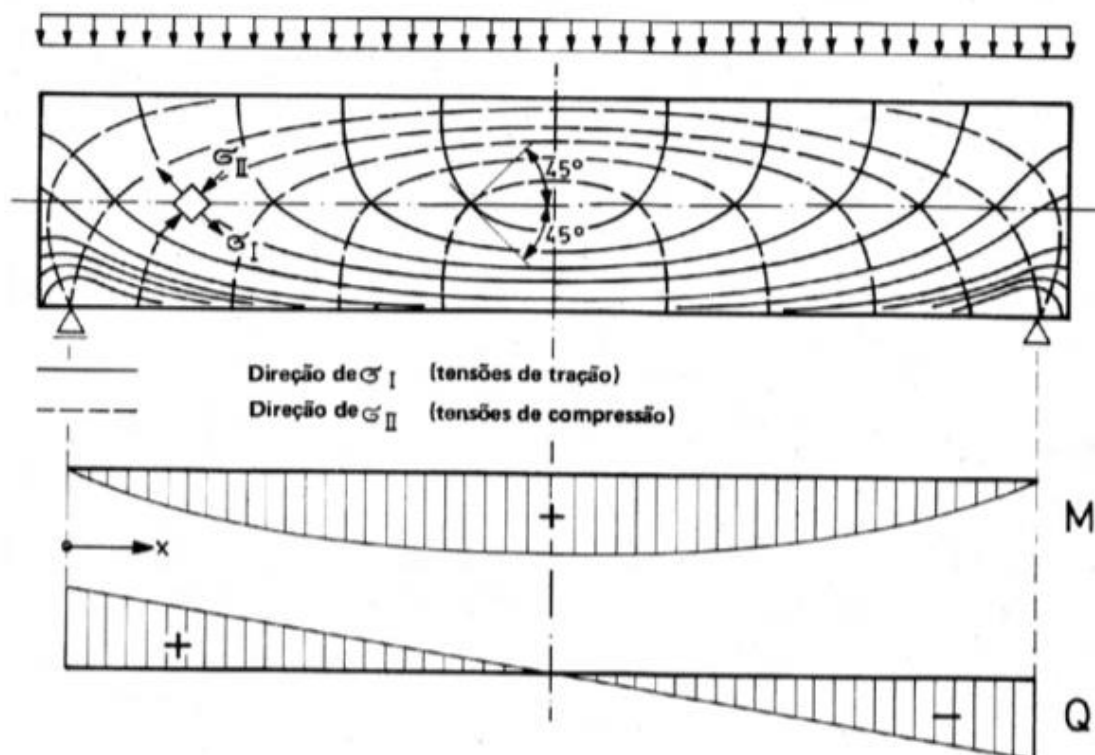
9. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS, TRANSVERSAIS E DE PELE DA VIGA DE CONCRETO ARMADO

9.1. ARMADURAS LONGITUDINAIS

A armadura longitudinal trata de barras de aço dispostas longitudinalmente no elemento estrutural. Este tipo de armadura é utilizado em vigas com a finalidade de resistir aos efeitos de momentos fletores.

Para o estudo de vigas, ao pressupor a aplicação de um carregamento distribuído sobre as mesmas, é possível obter o perfil de tensões bem como os diagramas de momento fletor e cortante, conforme representa a Figura 55, a seguir.

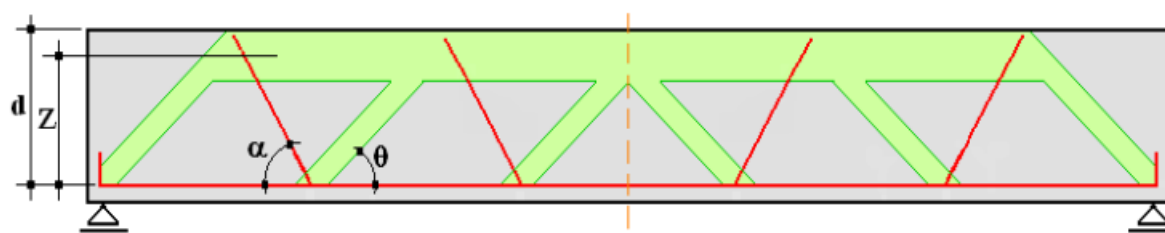
Figura 55 – Trajetórias das tensões principais de uma viga homogênea sob carga uniforme



Fonte: Leonhardt e Mönning (2008)

A Figura 56, a seguir, utiliza da analogia de uma viga biapoiada à “Treliça de Ritter-Morsch”, destacando o posicionamento das armaduras.

Figura 56 – Disposição das armaduras ao longo da viga



Fonte: Melges (2020)

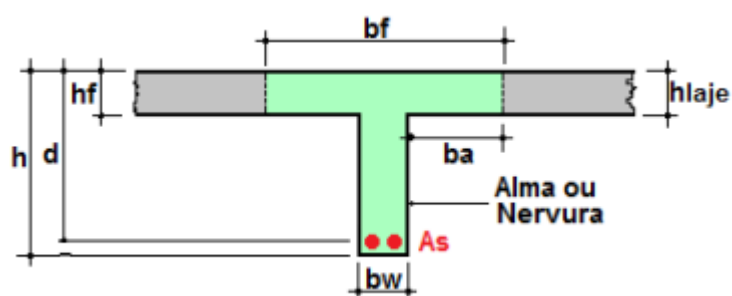
Da figura, verificam-se dois tipos de armaduras, indicadas em vermelho. A primeira, disposta na horizontal, é a armadura longitudinal. A segunda, disposta na diagonal, corresponde a transversal. A paridade ocorre devido a distribuição interna se assemelhar ao comportamento estrutural de uma viga treliçada, em que cada barra possui especificidade funcional.

9.1.1. Características da seção T

Segundo o dimensionamento realizado, para a seção transversal em estudo, tem-se que a mesma pode ser submetida a aplicação de cargas pontuais e carregamentos distribuídos, ações externas que geram um momento positivo sobre o elemento, comprimindo a mesa e tracionando a alma. Nesse sentido, as armaduras são acionadas para combater o esforço de tração.

A Figura 57, a seguir, retrata uma viga com laje colaborante.

Figura 57 – Viga de seção T submetida a momento positivo



Fonte: Melges (2021)

Da figura, obtém-se a seguinte nomenclatura:

“ d ” se remete a distância ortogonal da fibra superior, mais comprimida, ao centro geométrico das armaduras, dada em m ;

“ d' ” equivale a distância ortogonal da fibra inferior, mais tracionada, ao centro geométrico das barras, dada em m ;

“ A_s ” é o indicativo das armaduras longitudinais, na região de concreto tracionado, dada em m^2 .

9.1.2. Largura mínima de vigas

De acordo com as prescrições da norma, a seção transversal não pode apresentar largura inferior a 12cm . Isto é, a largura mínima para as vigas corresponde a 12cm . Para avaliações excepcionais, o valor mínimo absoluto equivale a 10cm (NBR 6118, 2024).

9.1.3. Classificação da seção T

As classificações serão respaldadas pelo roteiro de cálculo (MELGES, 2020; 2021).

9.1.3.1. Primeira situação ($b_w = 50\text{ cm} / b_f = 450\text{ cm}$)

9.1.3.1.1. Seção T ou seção T invertida

Trata de uma “Seção T” normal devido o momento fletor tracionar a alma e, conseqüentemente, comprimir a mesa da seção. Porém, somente com essa análise não é possível fazer uma previsão correta, uma vez que é necessário determinar a posição da linha neutra para, assim, definir as regiões de tração e compressão.

9.1.3.1.2. Seção T retangular ou seção T verdadeira

Essa classificação pondera o comportamento estrutural, pois a seção T retangular e T verdadeira apresentam peculiaridades, o que pode ocasionar análises e resultados distintos.

Assim, vale destacar que essa etapa leva em consideração a análise do momento fletor. Logo, deve ser obedecida à condição (13), a seguir.

$$M_d \leq M_o \quad (13)$$

onde:

“ M_d ” corresponde ao momento de cálculo, proveniente da majoração do valor característico, dado em $kN.cm$;

“ M_o ” se remete ao momento calculado, em relação a posição da armadura tracionada, dado em $kN.cm$.

A expressão (14), a seguir, indica a transformação feita, do momento característico para o de cálculo, mediante uso do coeficiente de majoração.

$$M_d = 1,4 * M_k \quad (14)$$

onde:

“ M_k ” é o momento característico, decorrente da envoltória de momento fletor, dado em $kN.cm$.

Observação 22: No capítulo 8, todas as ações foram, devidamente, majoradas pelos respectivos coeficientes de segurança utilizando a forma desagrupada, logo, os valores dos esforços solicitantes finais são de cálculo, no caso M_d . Se fosse utilizada a forma agrupada, o valor final de cada esforço solicitante característico, no caso M_k , deveria ser majorado pelo coeficiente de segurança 1.4, pois seria igual a 1.4 para ações permanentes e igual a 1.4 para ações variáveis. No cálculo, em questão, houve a superposição da forma desagrupada com a agrupada, que do ponto de vista teórico não deve ser realizado, devendo-se escolher apenas uma das formas.

$$M_d = 1,4 * 1.185.180,00 \quad \therefore \quad M_d \cong 1.659.252,00 \text{ kN.cm}$$

A expressão (15), a seguir, indica o cálculo feito para determinar o momento, em relação a armadura tracionada.

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b_f * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (15)$$

onde:

“ f_{cd} ” trata da resistência de cálculo do concreto, oriunda da minoração do valor característico, dada em $kN.cm$.

A expressão (16), a seguir, aponta a transformação feita, da resistência característica para a de cálculo, perante uso do coeficiente de minoração.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (16)$$

onde:

“ f_{ck} ” se refere a resistência característica do concreto, dada em MPa .

Dos parâmetros físicos estabelecidos, anteriormente, tem-se:

- “ $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ ”.

Assim, transformando-se “ MPa ” em “ kN/cm^2 ”, unidade padrão, tem-se:

$$f_{cd} = \frac{3,0}{1,4} \quad \therefore \quad f_{cd} \cong 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

O cálculo de “ d ”, distância da borda comprimida ao CG das armaduras tracionadas, pode ser simplificado pela expressão (17), a seguir.

$$d = 0,9 * h \quad (17)$$

$$d = 0,9 * 145 \quad \therefore \quad d = 130,5 \text{ cm}$$

Da equação (15):

$$M_o = 0,85 * 2,14 * 450 * 25 * \left(130,5 - \frac{25}{2}\right) \quad \therefore \quad M_o \cong 2.414.722,50 \text{ kN.cm}$$

Portanto, da verificação (13):

$$M_d \cong 1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq M_o \cong 2.414.722,50 \text{ kN.cm}$$

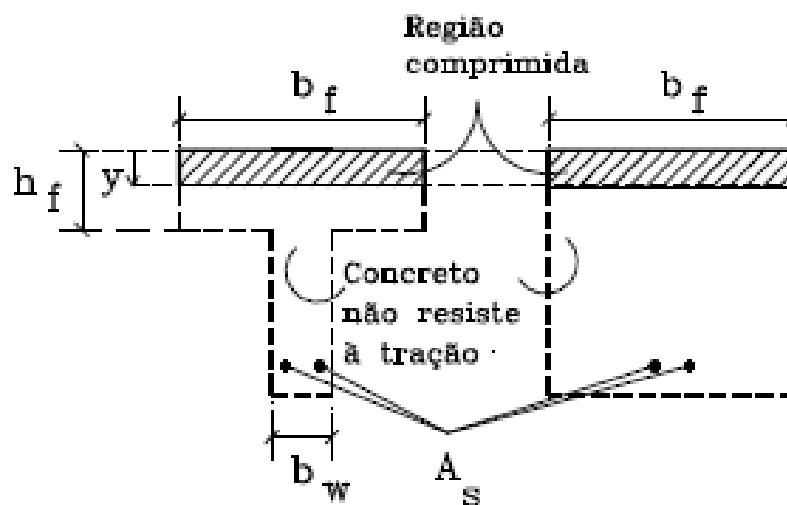
$$\therefore \quad \boxed{1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq 2.414.722,50 \text{ kN.cm}}$$

(Verifica!)

Trata de uma “Seção T retangular”. Isto é, uma seção T com comportamento semelhante a retangular.

A Figura 58, a seguir, destaca a aproximação da seção T por uma retangular a partir do traçado da linha neutra.

Figura 58 – Comportamento da seção T



Fonte: Melges (2021)

9.1.3.1.3. Armadura simples ou armadura dupla

Essa classificação está relacionada à disposição das armaduras longitudinais nas regiões de concreto tracionado e comprimido. De acordo com o sentido de aplicação do momento fletor na seção transversal, percebe-se que o carregamento atuante na viga da ponte gera um diagrama de momento, indicando tração na parte inferior do concreto e compressão, parte superior. Com o intuito de corrigir a deficiência do mesmo na região tracionada, é necessário detalhar as barras longitudinais.

Assim, vale destacar que essa etapa leva em consideração a análise do momento fletor. Logo, deve ser obedecida à condição (18), a seguir.

$$M_d \leq M_{d,lim,duct} \quad (18)$$

onde:

“ $M_{d,lim,duct}$ ” equivale ao momento de ductilidade de cálculo, referente às armaduras, dado em $kN.cm$.

A expressão (19), a seguir, indica o cálculo feito.

$$M_{d,lim,duct} = 0,251 * f_{cd} * b_f * d^2 \quad (19)$$

$$M_{d,lim,duct} = 0,251 * 2,14 * 450 * 130,5^2 \quad \therefore M_{d,lim,duct} \cong 4.116.432,82 \text{ kN.cm}$$

Portanto, da verificação (18):

$$M_d \cong 1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq M_{d,lim,duct} \cong 4.116.432,82 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore \boxed{1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq 4.116.432,82 \text{ kN.cm}}$$

(Verifica!)

Trata de uma “Armadura simples”. Ou seja, uma seção T com armaduras distribuídas, longitudinalmente.

9.1.3.1.4. Posição da linha neutra (LN)

O traçado da linha neutra é de grande importância para a análise da seção do elemento. Para tanto, é necessário determinar o correto posicionamento da linha para verificar as regiões, tracionada e comprimida, do concreto.

Da norma, com o intuito de promover um comportamento dúctil em vigas, a posição da linha neutra deve atender a condição (20), a seguir, para concretos com “ $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ” (caso em estudo), reforçando o cálculo para identificação das armaduras na seção (NBR 6118/2024).

$$x \leq 0,45 * d \quad (20)$$

onde:

“ x ” corresponde a posição adequada da linha neutra, dada em m .

Como a seção transversal T possui um comportamento retangular, do item verificado “9.1.3.1.2”, é possível aplicar a expressão (21), a seguir, que indica o cálculo necessário para localizar o corte na seção.

$$x = 1,25 * \left[d - \sqrt{d^2 - 2,353 * \frac{M_d}{f_{cd} * b_f}} \right] \quad (21)$$

$$x = 1,25 * \left[130,5 - \sqrt{130,5^2 - 2,353 * \frac{1.659.252,00}{2,14 * 450}} \right] \quad \therefore x \cong 20,73 \text{ cm}$$

Portanto, da verificação (20):

$$20,73 \leq 0,45 * 130,5$$

$$\therefore \boxed{20,73 \text{ cm} \leq 58,725 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

Confirma-se que a seção T possui armaduras simples.

Além disso, tem-se que, somente, a mesa da seção transversal se encontra comprimida ($x \cong 20,73 \text{ cm} \leq h_f = 25 \text{ cm}$). Logo, a linha neutra intercepta a aba da seção.

9.1.3.1.5. Constante β_c

O parâmetro permite calcular a área de armadura tracionada, na região inferior da alma. Logo, a expressão (22), a seguir, aponta o cálculo a ser feito para encontrar a constante.

$$\beta_c = x/d \quad (22)$$

$$\beta_c = 20,73/130,5 \quad \therefore \boxed{\beta_c \cong 0,16}$$

A Figura 59, a seguir, evidencia o ábaco com o parâmetro “ β_c ” já determinado.

Figura 59 – Constante β_c

$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{kN})$										$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2 / \text{kN})$			D O M I N I O
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60		
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2	
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020		
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020		
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020		
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020		
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020		
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020		
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021		
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021		
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021		
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021		
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021		
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021		
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022		
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022		
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022		
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022		
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022		
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023		
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023		
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023		
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023		
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	3		
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028			
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029			
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029			
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030			
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030			
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030			
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031			
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062				
0,68	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063				
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065				
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066				
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067				

Fonte: Pinheiro (2007)

9.1.3.1.6. Constante K_c

De posse da classe de concreto, esta constante contribui no cálculo da área de armadura tracionada.

Sendo a classe de concreto “C30”, tem-se a Figura 60, a seguir.

Figura 60 – Constante K_c

$\beta_c - \frac{x}{d}$	$k_c - \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$										$k_s - \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$			D O M I N I O
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60		
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2	
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020		
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020		
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020		
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020		
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020		
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020		
0,16	13,8	9,2	6,9	5,6	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021		
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021		
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021		
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021		
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021		
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021		
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022		
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022		
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022		
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022		
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022		
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023		
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023		
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023		
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023		
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	3		
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028			
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029			
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029			
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030			
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030			
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030			
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031			
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062				
0,66	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063				
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065				
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066				
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067				

Fonte: Pinheiro (2007)

Logo:

$$\therefore K_c = 4,6$$

9.1.3.1.7. Constante K_s

Esse fator é obtido do ábaco, diretamente, e auxilia no cálculo da área da armadura de tração.

Dos parâmetros físicos definidos, anteriormente, tem-se:

- “ $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ ”.

Sendo a classe de aço “CA 50”, a Figura 61, a seguir, sobressalta o fator.

Figura 61 – Constante K_s

$\beta_c - \frac{x}{d}$	$k_c - \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$										$k_s - \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$			D O M I N I O
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60		
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2	
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020		
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020		
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020		
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020		
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020		
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020		
0,16	13,8	9,2	6,9	5,7	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,049	0,025	0,021		
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021		
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021		
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021		
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021		
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021		
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022		
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022		
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022		
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022		
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022		
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023		
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023		
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023		
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023		
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028			
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028			
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029			
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029			
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029			
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030			
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030			
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030			
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031			
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062				
0,66	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063				
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065				
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066				
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067				

Fonte: Pinheiro (2007)

Assim:

$$\therefore K_s = 0,025$$

Não precisou interpolar valores, pois os resultados coincidiram com os indicados nas colunas.

9.1.3.1.8. Área de armadura calculada

Com base nos cálculos anteriores, tem-se que a área de armadura tracionada pode ser calculada pela expressão (23), a seguir.

$$A_{s,calculado} = \frac{K_s * M_d}{d} \quad (23)$$

$$A_{s,calculado} = \frac{0,025 * 1.659.252,00}{130,5} \therefore A_{s,calculado} \cong 317,86 \text{ cm}^2$$

9.1.3.1.9. Quantidade de barras de aço

Como a área de aço, em termos numéricos, resultou em um valor bem elevado para a distribuição de armaduras na região de concreto tracionado, opta-se por estimar um diâmetro maior afim de reduzir a quantidade de barras dispostas.

Sendo assim, será adotado:

- “ $\varnothing = 32 \text{ mm}$ ”.

Antes de calcular o número de armaduras, é necessário determinar a área unitária de aço em função do diâmetro. Logo, a expressão (24), a seguir, indica o cálculo.

$$\text{Área}_{barra} = \pi * \frac{\varnothing^2}{4} \quad (24)$$

onde:

“ π ” é uma constante de valor irracional;

“ \varnothing ” se remete a bitola adotada para a barra de aço, dada em *mm*.

$$\text{Área}_{barra} = \pi * \frac{3,2^2}{4} \therefore \text{Área}_{barra} \cong 8,04 \text{ cm}^2$$

Esse valor pode ser comprovado pela Figura 62, a seguir, que relaciona as áreas aos diâmetros comerciais.

Figura 62 – Diâmetro / Área da seção de barras

Diâmetro	Área da Seção transversal	Diâmetro	Área da Seção transversal
5mm (3/16 pol.)	0,20 cm ²	16mm (5/8 pol.)	2,01 cm ²
6.3mm (1/4 pol.)	0,31 cm ²	20mm (3/4 pol.)	3,14 cm ²
8mm (5/16 pol.)	0,5 cm ²	25mm (1 pol.)	4,91 cm ²
10mm (3/8 pol.)	0,79 cm ²	32mm (1+1/4 pol.)	8,04 cm ²
12.5mm (1/2 pol.)	1,23 cm ²	40mm (1+1/2 pol.)	12,57 cm ²

Fonte: Melges (2020)

De posse do valor unitário, estima-se a quantidade de armaduras por meio da expressão (25), a seguir.

$$Q_{barra} = \frac{A_{s,calc}}{\hat{A}rea_{barra}} \quad (25)$$

$$Q_{barra} = \frac{317,86}{8,04} \quad \therefore \quad \boxed{Q_{barra} \approx 39 \text{ barras}}$$

Logo, adotam-se “39 barras distribuídas, longitudinalmente, com diâmetro de 32 mm”, conforme indica a nomenclatura de projeto:

- “39 $\Phi 32mm$ ”.

9.1.3.1.10. Área de armadura efetiva

A área efetiva das armaduras pode ser calculada pela expressão (26), a seguir.

$$A_{s,efetiva} = Q_{barra} * \hat{A}rea_{barra} \quad (26)$$

$$A_{s,efetiva} = 39 * 8,04 \quad \therefore \quad \boxed{A_{s,efetiva} \cong 313,56 \text{ cm}^2}$$

9.1.3.1.11. Verificação da área de armadura

Para garantir uma quantidade adequada de barras, dispostas ao longo da seção da viga, é necessário que seja satisfeita a condição (27), a seguir.

$$\frac{A_{s,efetiva}}{A_{s,calculado}} \geq 0,95 \quad (27)$$

$$\frac{313,56}{317,86} \geq 0,95$$

$$\therefore \quad \boxed{0,99 \text{ cm}^2 \geq 0,95 \text{ cm}^2}$$

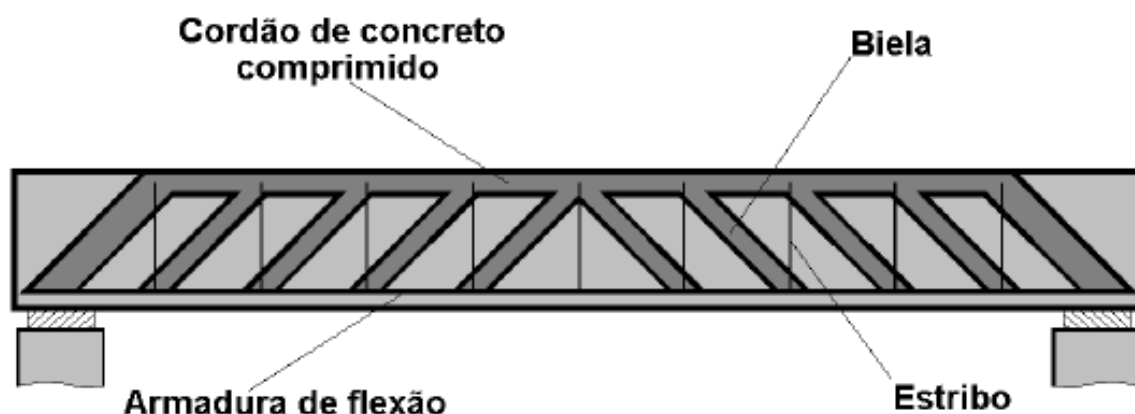
(Verifica!)

9.1.3.1.12. Dimensionamento da armadura transversal

A armadura transversal trata de barras de aço dispostas diagonalmente no elemento estrutural. Este tipo de armadura é utilizado em vigas com a finalidade de resistir aos efeitos de cortante, principalmente, em regiões próximas a vinculações.

Para o estudo de vigas, ao aplicar um carregamento distribuído e, considerar o esquema biapoiado, indicado na Figura 63, tem-se o posicionamento das barras.

Figura 63 – Analogia de treliça



Fonte: Pinheiro (2007)

Da figura, é possível verificar dois tipos de armaduras. A primeira, ordenada no sentido horizontal, se refere a armadura de flexão. A segunda, organizada no sentido diagonal, equivale a armadura transversal (biela e estribo).

9.1.3.1.12.1. Modelo de cálculo I

Para eficiência do método, é necessário ressaltar duas características, exclusivas:

- Admissão das diagonais de compressão comprimidas ($\theta = 45^\circ$);
- Valor de “ V_c ” constante e independente de “ V_{sd} ”.

9.1.3.1.12.1.1. Verificação da diagonal comprimida

O cálculo para a diagonal comprimida deve satisfazer a condição (28), a seguir.

$$V_{sd} \leq V_{rd,2} \quad (28)$$

onde:

“ V_{sd} ” corresponde ao esforço cortante solicitante de cálculo, proveniente da majoração do valor característico, dado em kN ;

“ $V_{rd,2}$ ” se remete ao esforço cortante resistente de cálculo, dado em kN .

A expressão (29), a seguir, indica a transformação, da cortante característica para a de cálculo, mediante uso do coeficiente de majoração.

$$V_{sd} = 1,4 * V_{sk} \quad (29)$$

onde:

“ V_{sk} ” é a cortante característica, decorrente da envoltória de esforço cortante, dado em kN .

Observação 23: No capítulo 8, todas as ações foram, devidamente, majoradas pelos respectivos coeficientes de segurança utilizando a forma desagrupada, logo, os valores dos esforços solicitantes finais são de cálculo, no caso V_{sd} . Se fosse utilizada a forma agrupada, o valor final de cada esforço solicitante característico, no caso V_{sk} , deveria ser majorado pelo coeficiente de segurança 1.4, pois seria igual a 1.4 para ações permanentes e igual a 1.4 para ações variáveis. No cálculo, em questão, houve a superposição da forma desagrupada com a agrupada, que do ponto de vista teórico não deve ser realizado, devendo-se escolher apenas uma das formas.

$$V_{sd} = 1,4 * 2.436,30 \quad \therefore \quad V_{sd} \cong 3.410,82 \text{ kN}$$

A expressão (30), a seguir, indica o cálculo feito para determinar a cortante, em relação a armadura transversal.

$$V_{rd,2} = 0,27 * \alpha_{v,2} * f_{cd} * b_w * d \quad (30)$$

onde:

“ $\alpha_{v,2}$ ” equivale ao coeficiente multiplicativo para cálculo da cortante resistente de cálculo.

A expressão (31), a seguir, indica o cálculo feito para obtenção do fator multiplicativo.

$$\alpha_{v,2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (31)$$

$$\alpha_{v,2} = \left(1 - \frac{30}{250}\right) \quad \therefore \quad \alpha_{v,2} = 0,88$$

Da expressão (16), anterior, tem-se a resistência de cálculo:

- “ $f_{cd} \cong 2,14 \text{ kN/cm}^2$ ”.

Da expressão (17), anterior, tem-se a distância da borda comprimida ao CG das barras tracionadas:

- “ $d = 130,5 \text{ cm}$ ”.

Da equação (30):

$$V_{rd,2} = 0,27 * 0,88 * 2,14 * 50 * 130,5 \quad \therefore \quad V_{rd,2} \cong 3.317,73 \text{ kN}$$

Portanto, da verificação (28):

$$V_{sd} \cong 3.410,82 \text{ kN} \leq V_{rd,2} \cong 3.317,73 \text{ kN}$$

$$\therefore \quad \boxed{3.410,82 \text{ kN} \leq 3.317,73 \text{ kN}}$$

(*Não Verifica!*)

Como a verificação não foi satisfeita, deve-se redimensionar a seção T para uma nova proposta.

9.1.3.2. Segunda situação ($b_w = 70 \text{ cm} / b_f = 470 \text{ cm}$)

9.1.3.2.1. Seção T ou seção T invertida

Do item “9.1.3.1.1”, identifica-se o comportamento de uma “Seção T” normal devido o momento fletor tracionar a alma e, conseqüentemente, comprimir a mesa da seção.

9.1.3.2.2. Seção T retangular ou seção T verdadeira

Assim como o item “9.1.3.1.2”, avalia-se a seção segundo o comportamento estrutural.

Logo, vale destacar que essa etapa leva em consideração a análise do momento fletor. Para tanto, deve ser obedecida à condição (13), anterior.

$$M_d \leq M_o$$

A expressão (14), anterior, indica a transformação feita, do momento característico para o de cálculo, mediante uso do coeficiente de majoração.

$$M_d = 1,4 * M_k$$

Observação 24: No capítulo 8, todas as ações foram, devidamente, majoradas pelos respectivos coeficientes de segurança utilizando a forma desagrupada, logo, os valores dos esforços solicitantes finais são de cálculo, no caso M_d . Se fosse utilizada a forma agrupada, o valor final de cada esforço solicitante característico, no caso M_k , deveria ser majorado pelo coeficiente de segurança 1.4, pois seria igual a 1.4 para ações permanentes e igual a 1.4 para ações variáveis. No cálculo, em questão, houve a superposição da forma desagrupada com a agrupada, que do ponto de vista teórico não deve ser realizado, devendo-se escolher apenas uma das formas.

$$M_d = 1,4 * 1.185.180,00 \quad \therefore \quad M_d \cong \mathbf{1.659.252,00 \text{ kN.cm}}$$

A expressão (15), anterior, indica o cálculo feito para determinar o momento, em relação a armadura tracionada.

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b_f * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

A expressão (16), anterior, indica a transformação feita, da resistência característica para a de cálculo, perante uso do coeficiente de minoração.

$$f_{cd} = \frac{3,0}{1,4} \quad \therefore \quad f_{cd} \cong \mathbf{2,14 \text{ kN/cm}^2}$$

A expressão (17), anterior, apresenta o cálculo da distância da fibra mais comprimida ao CG das armaduras tracionadas.

$$d = 0,9 * 145 \quad \therefore \quad d = \mathbf{130,5 \text{ cm}}$$

Da equação (15):

$$M_o = 0,85 * 2,14 * 470 * 25 * \left(130,5 - \frac{25}{2} \right) \quad \therefore \quad M_o \cong \mathbf{2.522.043,50 \text{ kN.cm}}$$

Portanto, da verificação (13):

$$M_d \cong 1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq M_o \cong 2.522.043,50 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore \quad \boxed{\mathbf{1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq 2.522.043,50 \text{ kN.cm}}$$

(Verifica!)

Trata de uma “Seção T retangular”.

9.1.3.2.3. Armadura simples ou armadura dupla

Do item “9.1.3.1.3”, a classificação verifica a disposição das armaduras longitudinais segundo as regiões de concreto, tracionado e comprimido.

Logo, vale destacar que essa etapa leva em consideração a análise do momento fletor. Para tanto, deve ser obedecida à condição (18), anterior.

$$M_d \leq M_{d,lim,duct}$$

A expressão (19), anterior, indica o cálculo feito.

$$M_{d,lim,duct} = 0,251 * f_{cd} * b_f * d^2$$

$$M_{d,lim,duct} = 0,251 * 2,14 * 470 * 130,5^2 \quad \therefore \quad M_{d,lim,duct} \cong 4.299.385,39 \text{ kN.cm}$$

Portanto, da verificação (18):

$$M_d \cong 1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq M_{d,lim,duct} \cong 4.299.385,39 \text{ kN.cm}$$

$$\therefore \quad \boxed{1.659.252,00 \text{ kN.cm} \leq 4.299.385,39 \text{ kN.cm}}$$

(Verifica!)

Trata de uma “Armadura simples”.

9.1.3.2.4. Posição da linha neutra (LN)

Assim como o item “9.1.3.1.4”, o traçado da linha neutra é de grande importância para analisar o comportamento da seção da viga, quando submetido a esforços.

A condição (20), anterior, aponta o cálculo e as restrições para o traçado da linha neutra.

$$x \leq 0,45 * d$$

A expressão (21), anterior, indica o cálculo e a limitação para localizar o corte na seção.

$$x = 1,25 * \left[d - \sqrt{d^2 - 2,353 * \frac{M_d}{f_{cd} * b_f}} \right]$$

$$x = 1,25 * \left[130,50 - \sqrt{130,50^2 - 2,353 * \frac{1.659.252,00}{2,14 * 470}} \right] \quad \therefore \quad x \cong 19,79 \text{ cm}$$

Portanto, da verificação (20):

$$19,79 \leq 0,45 * 130,50$$

$$\therefore \boxed{19,79 \text{ cm} \leq 58,725 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

Confirma-se que a seção T possui armaduras simples.

Além disso, tem-se que, somente, a mesa da seção transversal se encontra comprimida ($x \cong 19,79 \text{ cm} \leq h_f = 25 \text{ cm}$). Logo, a linha neutra intercepta a aba da seção.

9.1.3.2.5. Constante β_c

Do item “9.1.3.1.5”, O parâmetro permite calcular a área de armadura tracionada, na região inferior da alma.

A expressão (22), anterior, aponta o cálculo a ser feito para mensurar a constante.

$$\beta_c = 19,79 / 130,5 \quad \therefore \boxed{\beta_c \cong 0,16}$$

A Figura 59, anterior, acusa o ábaco com o parâmetro “ β_c ” já determinado.

9.1.3.2.6. Constante K_c

Assim como o item “9.1.3.1.6”, esta constante contribui no cálculo da área de armadura tracionada.

Da Figura 60, anterior, e considerando a classe de concreto “C30”, obtém-se o valor:

$$\therefore \boxed{K_c = 4,6}$$

9.1.3.2.7. Constante K_s

Do item “9.1.3.1.7”, esse fator é obtido do ábaco, diretamente, e auxilia no cálculo da área da armadura de tração.

Da Figura 61, anterior, e considerando a classe de aço “CA 50”, tem-se:

$$\therefore \boxed{K_s = 0,025}$$

9.1.3.2.8. Área de armadura calculada

Assim como o item “9.1.3.1.8”, tem-se que a área de armadura tracionada pode ser calculada pela expressão (23), anterior.

$$A_{s,calculado} = \frac{0,025 * 1.659.252,00}{130,5} \quad \therefore \quad \boxed{A_{s,calculado} \cong 317,86 \text{ cm}^2}$$

9.1.3.2.9. Quantidade de barras de aço

Do item “9.1.3.1.9”, estima-se um diâmetro maior para reduzir a quantidade de barras a serem dispostas, longitudinalmente.

Adota-se:

- “ $\phi = 32 \text{ mm}$ ”.

Antes de calcular o número de armaduras, é necessário determinar a área unitária de aço segundo o diâmetro escolhido. Logo, a expressão (24), anterior, aplica-se ao cálculo.

$$\text{Área}_{barra} = \pi * \frac{3,2^2}{4} \quad \therefore \quad \text{Área}_{barra} \cong 8,04 \text{ cm}^2$$

De posse do valor unitário da área de aço, é possível estimar a quantidade de barras por meio da expressão (25), anterior.

$$Q_{barra} = \frac{317,86}{8,04} \quad \therefore \quad \boxed{Q_{barra} \approx 39 \text{ barras}}$$

Da nomenclatura padrão, adota-se:

- “**39 ϕ 32mm**”.

9.1.3.2.10. Área de armadura efetiva

Assim como o item “9.1.3.1.10”, a área efetiva das barras de aço pode ser calculada pela expressão (26), anterior.

$$A_{s,efetiva} = 39 * 8,04 \quad \therefore \quad \boxed{A_{s,efetiva} \cong 313,56 \text{ cm}^2}$$

9.1.3.2.11. Verificação da área de armadura

Do item “9.1.3.1.11”, com o intuito de garantir a quantidade adequada de barras disposta na seção transversal da viga, é necessário que seja satisfeita a condição (27), anterior.

$$\frac{313,56}{317,86} \geq 0,95$$

$$\therefore \boxed{0,99 \text{ cm}^2 \geq 0,95 \text{ cm}^2}$$

(*Verifica!*)

9.1.3.2.12. Dimensionamento da armadura transversal

9.1.3.2.12.1. Modelo de cálculo I

Assim como o item “9.1.3.1.12.1”, a aplicação do método requer duas ponderações:

- Admissão das diagonais de compressão comprimidas ($\theta = 45^\circ$);
- Valor de “ V_c ” constante e independente de “ V_{sd} ”.

9.1.3.2.12.1.1. Verificação da diagonal comprimida

Do item “9.1.3.1.12.1.1”, o cálculo da diagonal comprimida deve satisfazer a condição (28), anterior.

$$V_{sd} \leq V_{rd,2}$$

A expressão (29), anterior, indica a transformação, da cortante característica para a de cálculo, mediante uso do coeficiente de majoração.

$$V_{sd} = 1,4 * V_{sk}$$

Observação 25: No capítulo 8, todas as ações foram, devidamente, majoradas pelos respectivos coeficientes de segurança utilizando a forma desagrupada, logo, os valores dos esforços solicitantes finais são de cálculo, no caso V_{sd} . Se fosse utilizada a forma agrupada, o valor final de cada esforço solicitante característico, no caso V_{sk} , deveria ser majorado pelo coeficiente de segurança 1.4, pois seria igual a 1.4 para ações permanentes e igual a 1.4 para ações variáveis.

No cálculo, em questão, houve a superposição da forma desagrupada com a agrupada, que do ponto de vista teórico não deve ser realizado, devendo-se escolher apenas uma das formas.

$$V_{sd} = 1,4 * 2.436,30 \quad \therefore \quad V_{sd} \cong \mathbf{3.410,82 \text{ kN}}$$

A expressão (30), anterior, indica o cálculo feito para determinar a cortante, em relação a armadura transversal.

$$V_{rd,2} = 0,27 * \alpha_{v,2} * f_{cd} * b_w * d$$

A expressão (31), anterior, indica o cálculo feito para obtenção do fator da cortante.

$$\alpha_{v,2} = \left(1 - \frac{30}{250}\right) \quad \therefore \quad \alpha_{v,2} = \mathbf{0,88}$$

Da expressão (16), anterior, tem-se a resistência de cálculo:

- “ $f_{cd} \cong 2,14 \text{ kN/cm}^2$ ”.

Da expressão (17), anterior, tem-se a distância da fibra comprimida ao CG das barras tracionadas:

- “ $d = 130,5 \text{ cm}$ ”.

Da equação (30):

$$V_{rd,2} = 0,27 * 0,88 * 2,14 * 70 * 130,5 \quad \therefore \quad V_{rd,2} \cong \mathbf{4.644,82 \text{ kN}}$$

Portanto, da verificação (28):

$$V_{sd} \cong 3.410,82 \text{ kN} \leq V_{rd,2} \cong 4.644,82 \text{ kN}$$

$$\therefore \quad \boxed{\mathbf{3.410,82 \text{ kN} \leq 4.644,82 \text{ kN}}}$$

(Verifica!)

9.1.3.2.12.1.2. Verificação da diagonal tracionada

O cálculo para a diagonal tracionada deve satisfazer a condição (32), a seguir.

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (32)$$

onde:

“ V_c ” corresponde a parcela do esforço cortante solicitante de cálculo, resistida por mecanismos complementares, dada em kN ;

“ V_{sw} ” é a parcela do esforço cortante solicitante de cálculo, resistida pela armadura transversal, dada em kN .

9.1.3.2.12.1.3. Cálculo da área de armadura transversal

O cálculo da área de armadura transversal é indicado pela expressão (33), a seguir.

$$A_{sw} = \frac{s * (V_{sd} - V_c)}{0,9 * d * f_{ywd} * (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)} \quad (33)$$

onde:

“ s ” equivale ao espaçamento dos elementos da armadura, no sentido longitudinal, dado em cm ;

“ f_{ywd} ” se refere a tensão de escoamento de cálculo na armadura, dada em kN/cm^2 ;

“ α ” trata do ângulo de inclinação da armadura transversal, sendo o limite de $45^\circ < \alpha < 90^\circ$.

Para o espaçamento da armadura, considera-se:

- “ $s = 100 \text{ cm}$ ”, que fornecerá a área em cm^2/m .

Para a cortante solicitante de cálculo, adota-se a especificação:

- Apoios indiretos (não é permitido efetuar a redução do esforço cortante).

Assim:

- “ $V_{sd} = 3.410,82 \text{ kN}$ ”.

Para a cortante resistida por mecanismos complementares, tem-se a situação:

- Flexão simples com linha neutra cortando a seção.

Logo, a variável pode ser calculada pela expressão (34), a seguir.

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad (34)$$

onde:

“ f_{ctd} ” corresponde a resistência de cálculo ao cisalhamento, dada em MPa .

A resistência de cálculo, à tração do concreto, pode ser calculada por meio da expressão (35), a seguir.

$$f_{ctd} = \frac{0,21 * f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (35)$$

onde:

“ γ_c ” é o coeficiente de minoração da resistência à tração. Tal fator vale:

- “ $\gamma_c = 1,4$ ”.

$$f_{ctd} = \frac{0,21 * 30^{2/3}}{1,4} \quad \therefore \quad f_{ctd} \cong 1,45 \text{ MPa} = 0,145 \text{ kN/cm}^2$$

Da equação (34):

$$V_{c0} = 0,6 * 0,145 * 70 * 130,5 \quad \therefore \quad V_{c0} \cong 794,74 \text{ kN}$$

Portanto:

- “ $V_c = 794,74 \text{ kN}$ ”.

Para a determinação da resistência de cálculo ao escoamento das armaduras transversais, é necessário atender às condições (36), a seguir.

$$f_{ywd} = \begin{cases} f_{yd} \text{ (estribos)} \\ 0,70 * f_{yd} \text{ (barra dobrada)} \end{cases} \leq 435 \text{ MPa} \quad (36)$$

Como foi adotado o emprego de estribos, tem-se a primeira situação:

- “ $434,8 \text{ MPa} \leq 435 \text{ MPa}$ ”.

Para a inclinação da armadura, adotam-se estribos verticais.

Assim, tem-se:

- “ $\alpha = 90^\circ$ ”.

Portanto, da equação (33):

$$A_{sw} = \frac{100 * (3.410,82 - 794,74)}{0,9 * 130,5 * 43,48 * (\text{sen}90^\circ + \text{cos}90^\circ)} \quad \therefore \quad A_{sw} \cong 51,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.1.3.2.12.1.4. Cálculo da área de armadura transversal mínima

O cálculo da área de armadura transversal mínima é dado pela expressão (37), a seguir.

$$A_{sw,min} = 0,2 * \frac{f_{ctm} * b_w * s * sen\alpha}{f_{ywk}} \quad (37)$$

onde:

“ f_{ctm} ” equivale a resistência média à tração do concreto, dada em *MPa*;

“ f_{ywk} ” se remete a tensão de escoamento característica da armadura, dada em *kN/cm²*.

A resistência média, à tração, pode ser calculada por meio da expressão (38), a seguir.

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (38)$$

$$f_{ctm} = 0,3 * 30^{(2/3)} \quad \therefore \quad f_{ctm} \cong 2,90 \text{ MPa} = 0,290 \text{ kN/cm}^2$$

Da equação (37), tem-se:

$$A_{sw,min} = 0,2 * \frac{0,290 * 70 * 100 * sen90^\circ}{50} \quad \therefore \quad A_{sw,min} \cong 8,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, da verificação (32), obtém-se:

$$3.410,82 \leq 794,74 + 3.410,82$$

$$\therefore \quad \boxed{3.410,82 \text{ kN} \leq 4.205,56 \text{ kN}}$$

(Verifica!)

9.1.3.2.12.2. Modelo de cálculo II

A aplicação do modelo realça duas características:

- Admissão das diagonais de compressão comprimidas ($30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$);
- Valor de “ V_c ” variável e dependente de “ V_{sd} ”.

Observação 26: Este modelo não será desenvolvido devido a opção de cálculo pelo Modelo I.

9.2. ARMADURAS TRANSVERSAIS

9.2.1. Espaços dos estribos

A consideração do diâmetro do estribo deve atender a condição (39), a seguir.

$$5 \text{ mm} \leq \phi_w \leq \frac{b_w}{10} \quad (39)$$

onde:

“ ϕ_w ” trata do diâmetro do estribo, dado em *mm*.

Para o cálculo, adota-se:

- “ $\phi_w = 10 \text{ mm}$ ”.

Logo:

$$5 \text{ mm} \leq 10 \leq \frac{700}{10}$$

$$\therefore \boxed{5 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \leq 70 \text{ mm}}$$

(Verifica!)

O espaçamento longitudinal máximo entre os estribos, de modo a garantir um bom adensamento do concreto, deve obedecer a condicionante (40), a seguir.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} \leq 0,67 * V_{rd,2} \rightarrow s_{long} = (0,6 * d) e \leq 30 \text{ cm} \\ V_{sd} > 0,67 * V_{rd,2} \rightarrow s_{long} = (0,3 * d) e \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (40)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.410,82 \leq 0,67 * 4.644,82 \rightarrow s_{long} = (0,6 * 130,5) e \leq 30 \text{ cm} \\ 3.410,82 > 0,67 * 4.644,82 \rightarrow s_{long} = (0,3 * 130,5) e \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.410,82 \leq 3.112,03 \rightarrow s_{long} = (78,30) e \leq 30 \text{ cm} \\ 3.410,82 > 3.112,03 \rightarrow s_{long} = (39,15) e \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

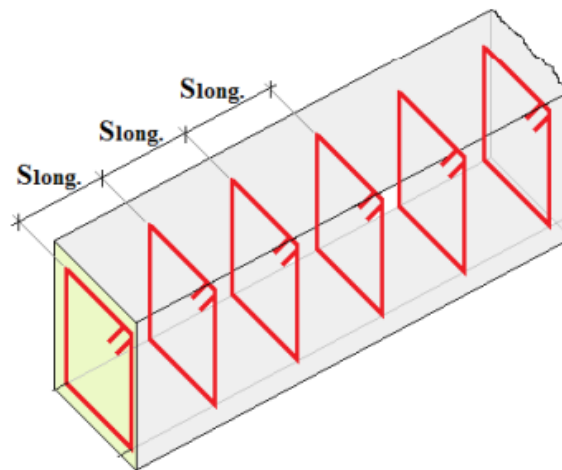
Da segunda situação:

- “**3.410,82 kN > 3.112,03 kN**” $\rightarrow s_{long} = (39,15) e \leq 20 \text{ cm}$

$$\therefore \boxed{s_{long} \leq 20 \text{ cm}}$$

A Figura 64, a seguir, exibe o espaçamento longitudinal dos estribos.

Figura 64 – Espaçamento longitudinal



Fonte: Melges (2020)

O espaçamento transversal máximo entre os estribos, que assegura a melhor geometria estrutural, deve respeitar a condicionante (41), a seguir.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} \leq 0,20 * V_{rd,2} \rightarrow s_{transv} = (d) e \leq 80 \text{ cm} \\ V_{sd} > 0,20 * V_{rd,2} \rightarrow s_{transv} = (0,6 * d) e \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (41)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.410,82 \leq 0,20 * 4.644,82 \rightarrow s_{transv} = (130,5) e \leq 80 \text{ cm} \\ 3.410,82 > 0,20 * 4.644,82 \rightarrow s_{transv} = (0,6 * 130,5) e \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.410,82 \leq 928,96 \rightarrow s_{transv} = (130,5) e \leq 80 \text{ cm} \\ 3.410,82 > 928,96 \rightarrow s_{transv} = (78,30) e \leq 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

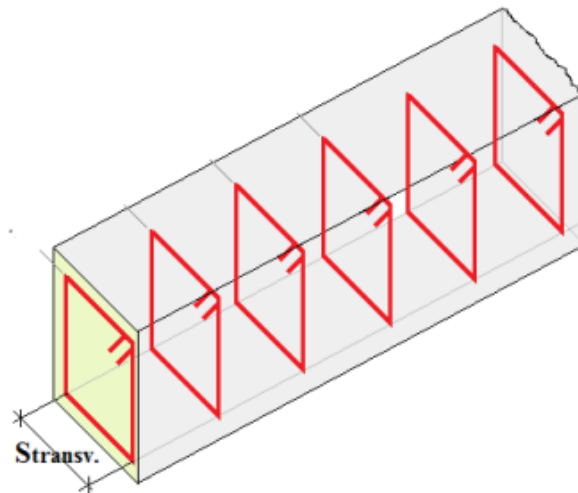
Da segunda situação:

- “**3.410,82 kN > 928,96 kN**” $\rightarrow s_{transv} = (78,30) e \leq 35 \text{ cm}$

$$\therefore \boxed{s_{transv} \leq 35 \text{ cm}}$$

A Figura 65, a seguir, enuncia o espaçamento transversal dos estribos.

Figura 65 – Espaçamento transversal



Fonte: Melges (2020)

9.2.2. Espaçamento longitudinal real dos estribos

A assertividade do espaçamento entre os estribos compreende a consulta de uma tabela padrão, manifestada na Figura 66, a seguir.

Figura 66 – Áreas de seção das armaduras para 1 ramo do estribo (cm^2/m)

Espaçamento (cm)	Diâmetro nominal - Aço CA 50 (em mm)						
	φ6,3	φ8	φ10	φ12,5	φ16	φ20	φ25
5	6,23	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83	98,17
6	5,20	8,38	13,09	20,45	33,51	52,36	81,81
7	4,45	7,18	11,22	17,53	28,72	44,88	70,12
8	3,90	6,28	9,82	15,34	25,13	39,27	61,36
9	3,46	5,59	8,73	13,64	22,34	34,91	54,54
10	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	31,42	49,09
11	2,83	4,57	7,14	11,16	18,28	28,56	44,62
12	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	26,18	40,91
13	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	24,17	37,76
14	2,23	3,59	5,61	8,77	14,36	22,44	35,06
15	2,08	3,35	5,24	8,18	13,40	20,94	32,72
16	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	19,63	30,68
17	1,83	2,96	4,62	7,22	11,83	18,48	28,87
18	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	17,45	27,27
19	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	16,53	25,84
20	1,56	2,51	3,93	6,14	10,05	15,71	24,54
21	1,48	2,39	3,74	5,84	9,57	14,96	23,37
22	1,42	2,28	3,57	5,58	9,14	14,28	22,31
23	1,36	2,19	3,41	5,34	8,74	13,66	21,34
24	1,30	2,09	3,27	5,11	8,38	13,09	20,45
25	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57	19,63
26	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	12,08	18,88
27	1,15	1,86	2,91	4,55	7,45	11,64	18,18
28	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	11,22	17,53
29	1,07	1,73	2,71	4,23	6,93	10,83	16,93
30	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	10,47	16,36
33	0,94	1,52	2,38	3,72	6,09	9,52	14,87

Fonte: Melges (2020)

Com o intuito de garantir uma melhor aderência das barras ao concreto, é importante adotar uma quantidade adequada de ramos.

Assim:

- " $n = 6$ ramos".

A expressão (42), a seguir, determina a área transversal, por ramo, utilizada na obtenção do espaçamento real das armaduras.

$$A_{sw,unit} = \frac{A_{sw}}{n} \quad (42)$$

$$A_{sw,unit} = \frac{51,23}{6} \therefore A_{sw,unit} \cong 8,54 \text{ cm}^2/m$$

Da figura, tem-se:

- “ $\varnothing_w = 10mm$ ”;
 - “ $A_{sw} = 8,73 \text{ cm}^2/m$ ”.
- ∴ $s = 9cm$

Da nomenclatura de projeto:

- “ $\varnothing 10 \text{ mm cada } 9 \text{ cm}$ ”.

9.2.3. Cobrimento da armadura

A adoção do cobrimento da armadura depende do nível de agressividade do ambiente.

Segundo às prescrições da norma, a agressividade do meio associa-se às ações físicas e químicas, independente das ações mecânicas, variações volumétricas e retrações hidráulicas previstas no dimensionamento das estruturas (NBR 6118, 2024).

A Figura 67, a seguir, denota as classes de agressividade ambiental conforme o nível de agressividade, tipo de ambiente e risco de deterioração.

Figura 67 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: NBR 6118 (2024)

Do trabalho de referência, adotou-se a agressividade *III*, que caracteriza um nível forte e com grande risco de deterioração. Isso é justificado pela consideração de um ambiente úmido, no caso, o rio (OLIVEIRA, 2021).

Para a agressividade considerada, a classe de concreto armado (CA) deve ser maior ou igual a “C30”, de acordo com a Figura 68, a seguir.

Figura 68 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (2024)

Da figura, tem-se a validação a classe de concreto considerada.

O cobrimento nominal, para proteção das barras, depende do nível de agressividade bem como elemento estrutural estudado, como elucidada a Figura 69, a seguir.

Figura 69 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (2024)

O trabalho, em questão, aborda o detalhamento de uma viga de concreto armado, com laje colaborante. Ao adotar a classe de agressividade “III”, o cobrimento nominal vale:

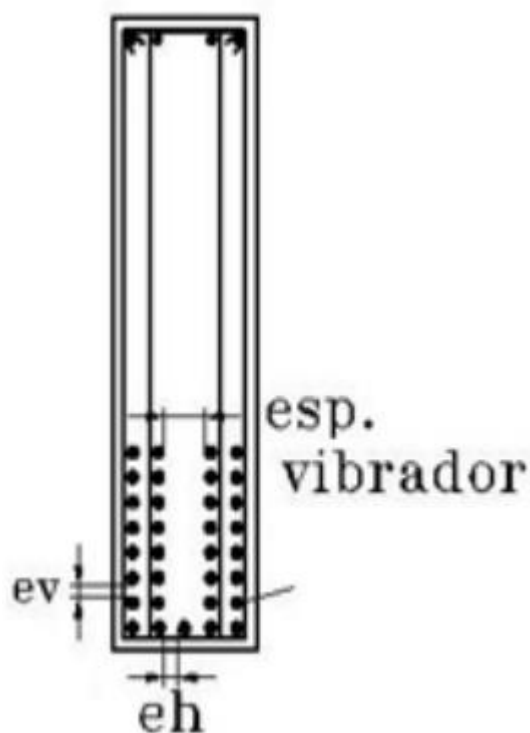
- “ $c = 35 \text{ mm}$ ”.

Observação 27: Como a aba da viga compõe o tabuleiro da ponte rodoviária, é plausível operar com este cobrimento para a peça estrutural.

9.2.4. Distância livre entre barras

A verificação da distância livre entre as armaduras é importante para o detalhamento longitudinal, pois garante uma melhor disposição, ao longo da seção transversal, minimizando o surgimento de fissuras na região de concreto tracionado. Sendo assim, é necessário determinar a distância entre as barras, tanto na direção horizontal quanto vertical, como retrata a Figura 70, a seguir.

Figura 70 – Distância livre entre as armaduras



Fonte: Melges (2020)

Analisando a distribuição das barras na horizontal, a distância livre deve atender a maior das condições (43), a seguir.

$$e_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 * \phi_{\text{máx,agregado}} \end{cases} \quad (43)$$

onde:

“ ϕ_l ” corresponde ao diâmetro adotado para a armadura longitudinal, dado em *mm*;

“ $\phi_{\text{máx,agregado}}$ ” se refere ao diâmetro adotado para o agregado, dado em *mm*.

Para o agregado, existem duas possibilidades:

- **Brita 1:** “ $\phi_{\text{máx,agregado}} = 19\text{mm}$ ”;
- **Brita 2:** “ $\phi_{\text{máx,agregado}} = 25\text{mm}$ ”.

Para o presente trabalho, será utilizado o agregado “Brita 1”.

Das condições, têm-se:

$$e_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm} \\ 32 \text{ mm} = 3,2 \text{ cm} \\ 1,2 * 19 \dots 22,8 \text{ mm} = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

Sendo assim, o espaçamento horizontal real, entre as barras, é:

$$70 = ((2 * 3,5) + (6 * 1,0) + (9 * 3,2) + (8 * e_h)) \dots \boxed{e_h \cong 3,52 \text{ cm}}$$

Como o valor obtido é superior aos indicados, então, a verificação é legítima.

As Figuras 71.1 e 71.2, a seguir, ilustram a distância horizontal para a disposição das armaduras.

Figura 71 – Distância livre horizontal

Figura 71.1 – Cobrimento nominal e espaçamento horizontal

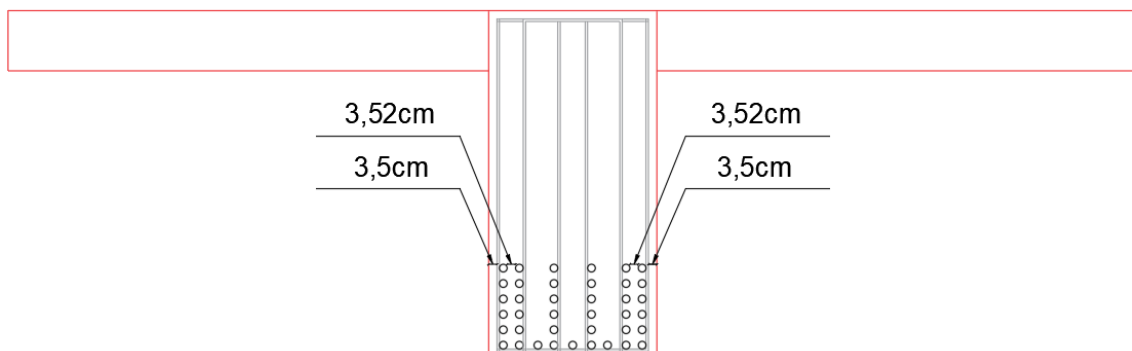
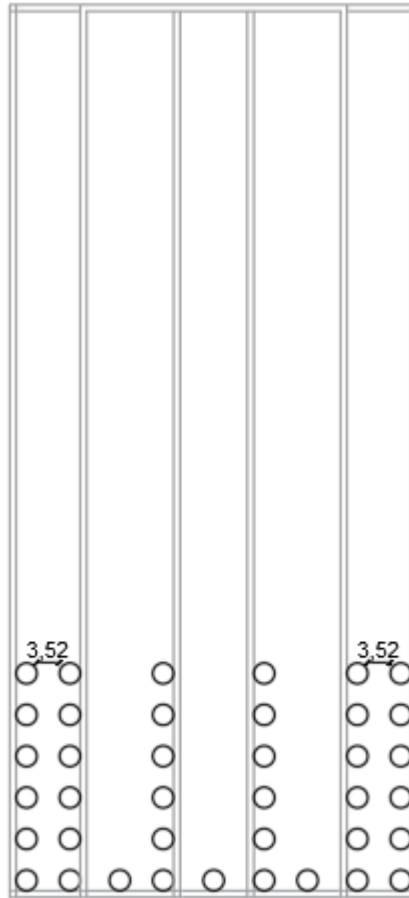


Figura 71.2 – Espaçamento horizontal entre as barras da seção T (*cm*)



Fonte: Elaborador pelo autor, 2024

Examinando a distribuição das armaduras na vertical, a distância livre deve satisfazer a maior das condições (44), a seguir.

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 0,5 * \phi_{\text{máx, agregado}} \end{array} \right. \quad (44)$$

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm} \\ 32 \text{ mm} = 3,2 \text{ cm} \\ 0,5 * 19 \dots 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sendo assim, o espaçamento vertical real, entre as barras, é:

$$\therefore e_v = 3,2 \text{ cm}$$

Como o valor considerado é o maior, dentre os indicados, então, a verificação é válida.
As Figuras 72.1 e 72.2, a seguir, ilustram a distância vertical para a disposição das armaduras.

Figura 72 – Distância livre vertical

Figura 72.1 – Cobrimento nominal e espaçamento vertical

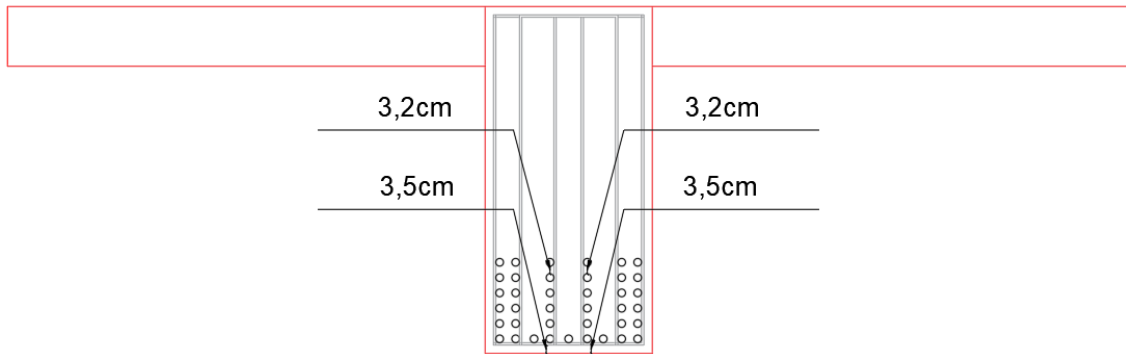
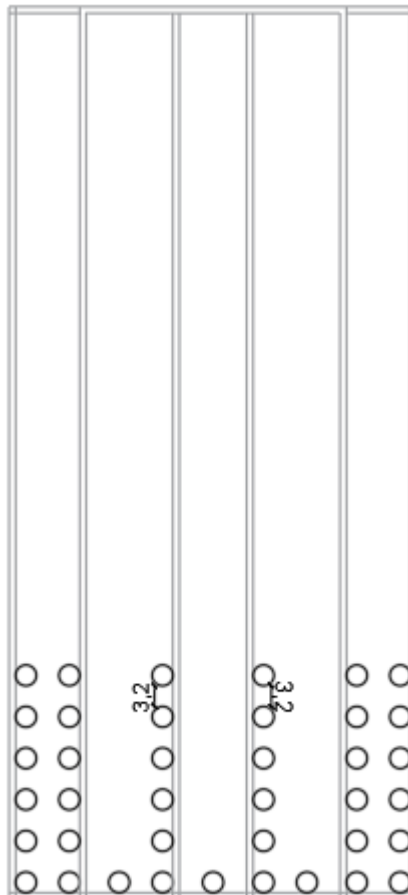


Figura 72.2 –Espaçamento vertical entre as barras da seção T (cm)



Fonte: Elaborador pelo autor, 2024

9.2.5. Abertura para passagem do vibrador

Conforme José Luiz Pinheiro Melges (2020), a verificação de abertura para passagem do vibrador deve atender a dois requisitos (MELGES, 2020).

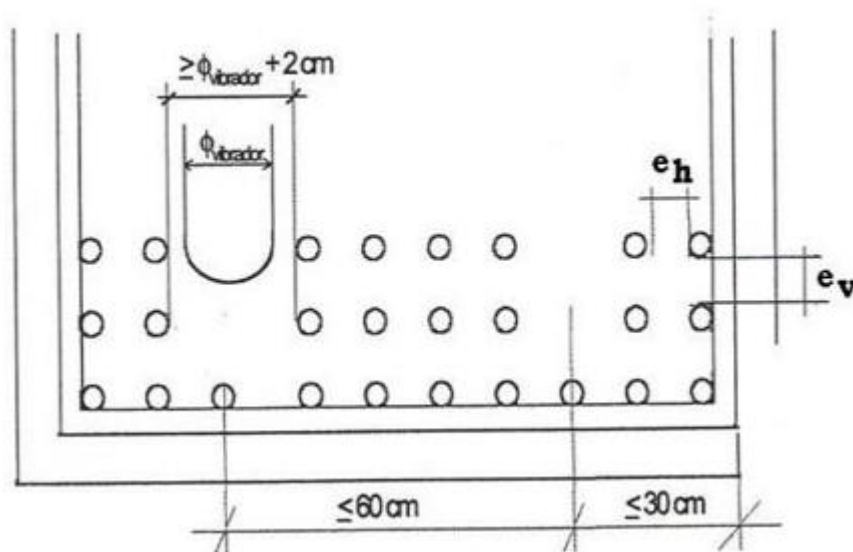
- Considerar um raio de ação de 30 *cm* e a possibilidade de o vibrador alcançar a primeira camada das armaduras;
- Deixar uma abertura para a posição da vibração com largura no mínimo igual ou superior ao diâmetro do vibrador mais 2 *cm*.

Destacada as considerações, a abertura equivale:

$$Abertura = (70 - (2 * 3,5) - (6 * 1,0) - (9 * 3,2)) \therefore \text{Abertura} = 28,2 \text{ cm}$$

Das condições, tem-se que a Figura 73, a seguir, exemplifica a passagem do vibrador.

Figura 73 – Acesso livre do vibrador



Fonte: Melges (2020)

A condição (45), a seguir, verifica a abertura para o aparelho.

$$Abertura \geq \phi_{vibrador} + 2,0 \text{ cm} \quad (45)$$

onde:

“ $\phi_{vibrador}$ ” é o diâmetro do vibrador, dado em *mm*.

A bitola pode ser estimada, pois não é padronizada. Usualmente, adota-se:

- “ $\phi_{vibrador} = 2,5\text{ cm}$ ”.

$$28,2 \geq 2,5 + 2,0 \text{ cm}$$

$$\therefore \boxed{28,2 \text{ cm} \geq 4,5 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

As Figuras 74.1 e 74.2, a seguir, ilustram acesso do vibrador até a primeira camada das barras, visando garantir uma melhor aderência entre o concreto e o aço.

Figura 74 – Passagem do vibrador

Figura 74.1 – Alcance à primeira camada

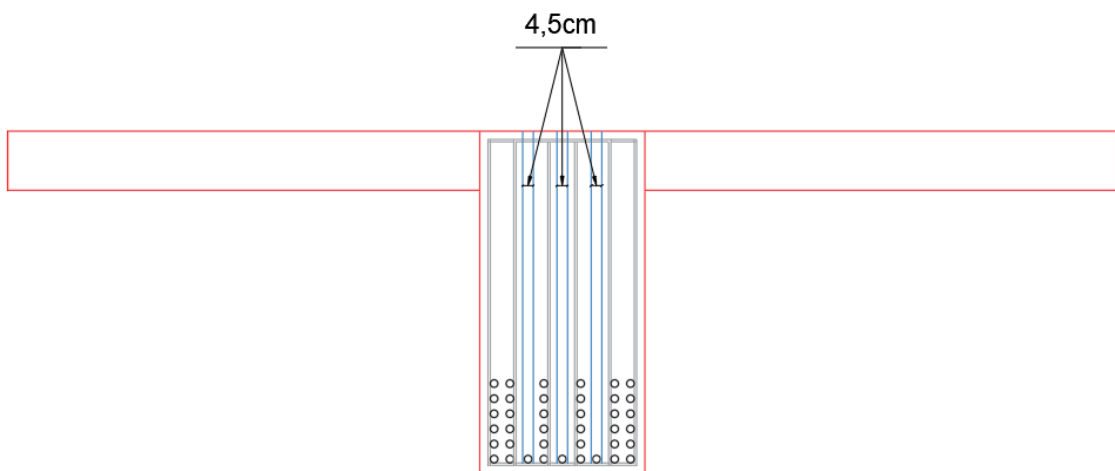
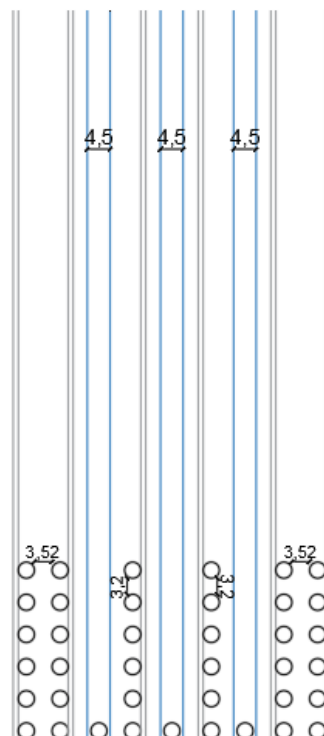


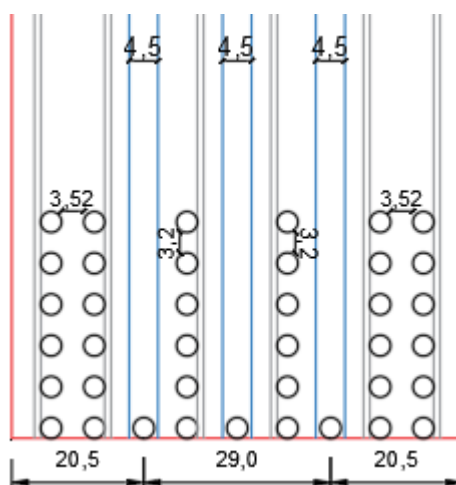
Figura 74.2 – Detalhe da abertura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A Figura 75, a seguir, ilustra o raio de ação na seção T da viga.

Figura 75 – Raio de ação do vibrador (*cm*)



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

9.2.6. Estimativa da altura útil

O cálculo da altura útil é uma etapa de suma importância para a análise da seção transversal, pois indica se a distribuição das armaduras é legítima ou não. Ou seja, a estimativa da altura útil é um indicador de disposição das armaduras longitudinais para execução prática.

A estimativa deve atender a verificação, indicada pela condição (46), a seguir.

$$\frac{d_{real}}{d_{usado\ no\ cálculo}} \geq 0,95 \quad (46)$$

onde:

“ d_{real} ” equivale à distância real, obtida da seção, dada em *cm*;

“ $d_{usado\ no\ cálculo}$ ” é a distância aproximada da seção, dada em *cm*.

As Figuras 76.1 e 76.2, a seguir, exemplificam, nessa ordem, a distância real da borda comprimida ao CG da seção, onde se aloca as armaduras, e unitária da borda comprimida ao CG de cada barra.

Figura 76 – Medida real e unitária da seção

Figura 76.1 – Distância real

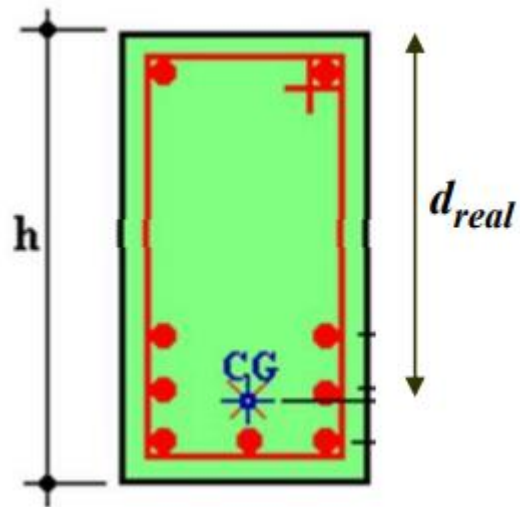
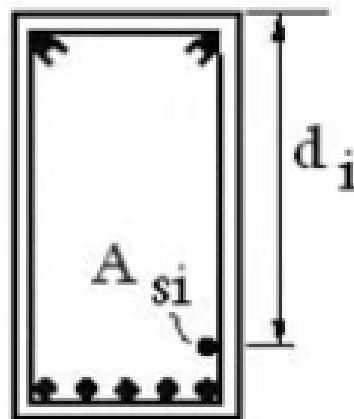


Figura 76.2 – Distância unitária



Fonte: Melges (2020)

Caso a verificação não seja obedecida, é necessário redimensionar conforme uma nova disposição de barras.

A Figura 77, a seguir, ilustra a distância de projeto, da extremidade superior ao centro geométrico de cada barra.

Figura 77 – Altura real das armaduras

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A distância real das barras pode ser obtida pela expressão (47), a seguir.

$$d_{real} = \frac{\sum A_{s,i} * d_i}{\sum A_{s,i}} \quad (47)$$

onde:

“ $A_{s,i}$ ” corresponde a área unitária da armadura tracionada, dada em cm^2 ;

“ d_i ” se remete a distância da fibra, mais comprimida, da seção ao CG de cada barra, dada em cm .

$$d_{real} = \frac{((9 * 8,04) * 138,90) + ((6 * 8,04) * 132,50) + ((6 * 8,04) * 126,10) + ((6 * 8,04) * 119,70) + ((6 * 8,04) * 113,30) + ((6 * 8,04) * 106,90)}{(39 * 8,04)}$$

$$d_{real} = \frac{38922,44}{313,56} \quad \therefore \quad d_{real} \cong 124,13 \text{ cm}$$

Portanto, da verificação (47):

$$\frac{124,13}{130,5} \geq 0,95 \quad \therefore \quad 0,951 \geq 0,95$$

$$\therefore \quad \boxed{0,95 \geq 0,95}$$

(Verifica!)

9.2.7. Resultante de tração das armaduras longitudinais

A determinação da resultante das armaduras tracionadas consiste de um estudo pontual, que visa identificar o local exato para aplicação da força de tração das barras.

O cálculo está condicionado pela expressão (48), a seguir.

$$\left[\begin{array}{l} a \leq 10\% * h \\ a > 10\% * h \end{array} \right. \quad (48)$$

onde:

“ a ” equivale a distância útil real do CG, das armaduras da primeira camada e da seção global, dada em cm .

A primeira condição admite uma resultante no centro geométrico da seção. Enquanto a segunda, assume uma resultante unitária para o CG das barras.

A expressão (49), a seguir, apresenta a fórmula para obtenção da distância.

$$a = d_{1^a \text{ camada}} - d_{real} \quad (49)$$

onde:

“ $d_{1^a \text{ camada}}$ ” trata da distância unitária da borda comprimida ao CG das armaduras, da primeira camada.

Da figura 77, anterior, tem-se:

$$a = 138,90 - 124,13 \quad \therefore \quad a = 14,77 \text{ cm}$$

Da condição (48), obtém-se:

$$\left[\begin{array}{l} 14,77 \leq 10\% * 145 \\ 14,77 \geq 10\% * 145 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} 14,77 \text{ cm} \leq 14,5 \text{ cm} \\ 14,77 \text{ cm} > 14,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Da segunda situação:

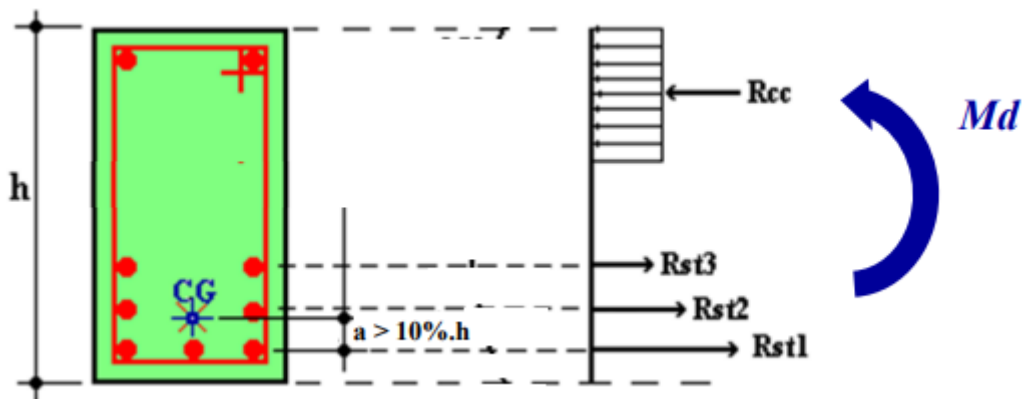
$$\dots \boxed{14,77\text{ cm} > 14,5\text{ cm}}$$

(*Verifica!*)

Trata-se de uma “Resultante unitária”.

A Figura 78, a seguir, exemplifica o comportamento estrutural de uma viga conforme a verificação acima.

Figura 78 – Resultante de tração unitária



Fonte: Melges (2020)

9.2.8. Quantidade de estribos

O cálculo do número de estribos pode ser obtido por meio da expressão (50), a seguir.

$$q = \frac{\textit{faixa}}{\textit{espaçamento}} + 1 \quad (50)$$

onde:

“*faixa*” corresponde ao vão livre da peça para distribuição dos estribos, dado em *cm*;

“*espaçamento*” é o espaçamento real obtido entre os mesmos, dado em *cm*.

$$q = \frac{1950 - (2 * 3,5) - (2 * (1,0/2))}{9} + 1 \quad \dots \quad \boxed{q \cong 216,78 \textit{ barras} \approx 217 \textit{ barras}}$$

Como houve aproximação na quantidade de barras devido à necessidade de se ter um número inteiro, é necessário corrigir o espaçamento por meio da expressão (51), a seguir.

$$e = \frac{\textit{faixa}}{\textit{quantidade} - 1} \quad (51)$$

$$e = \frac{1950 - (2 * 3,5) - (2 * (1,0/2))}{217 - 1} \therefore e \cong 8,99 \text{ cm}$$

Arredonda-se para o “múltiplo de 0,5cm”, mais próximo:

$$\therefore e_{novo} \approx 9,0 \text{ cm}$$

Portanto:

“217x3 Ø10mm cada 9cm”

- 217 barras centrais Ø10mm cada 9cm (centro da seção);
- 217 barras laterais Ø10mm cada 9cm (à direita da seção);
- 217 barras laterais Ø10mm cada 9cm (à esquerda da seção).

9.2.9. Detalhamento dos estribos

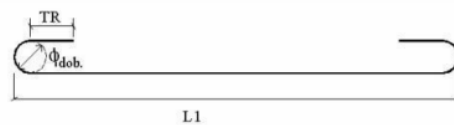
O detalhamento final dos estribos examina o comprimento das barras contabilizando a dimensão do gancho, como forma de assegurar o contato entre aço e concreto.

Assim, tem-se que o comprimento total, com os respectivos ganchos, pode ser calculado de três maneiras distintas, como manifestam as Figuras 79.1, 79.2 e 79.3, a seguir.

Figura 79 – Formato do estribo

Figura 79.1 – Gancho Tipo A

a) Extremidade com 2 ganchos: $L_{tot} = 2 TR + L1 + 2,142 \phi_{dob.} + 1,142 \phi$



b) Extremidade com 1 gancho: $L_{tot} = TR + L1 + 1,071 \phi_{dob.} + 0,571 \phi$

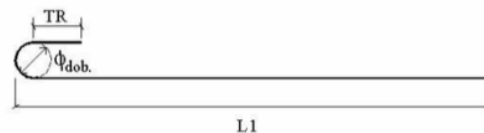
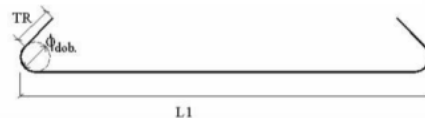


Figura 79.2 – Gancho Tipo B

a) Barra com ganchos nas duas extremidades: $L_{tot} = 2 TR + L1 + 1,356 \phi_{dob.} + 0,356 \phi$



b) Barra com gancho em uma das extremidades: $L_{tot} = TR + L1 + 0,678 \phi_{dob.} + 0,178 \phi$

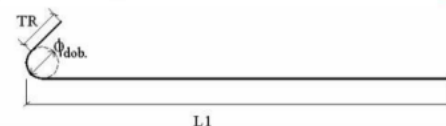
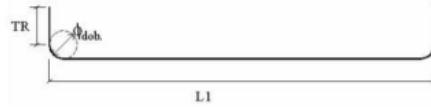
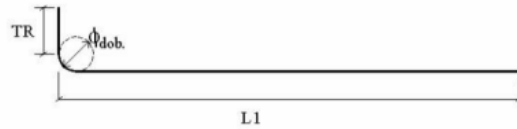


Figura 79.3 – Gancho Tipo C

a) Barra com ganchos nas duas extremidades: $L_{tot} = 2 TR + L_1 + 0,571 \phi_{dob} - 0,429 \phi$



b) Barra com gancho em uma das extremidades: $L_{tot} = TR + L_1 + 0,285 \phi_{dob} - 0,215 \phi$



Fonte: Melges (2020)

Afim de assegurar uma melhor solidariedade da armadura ao concreto, o comprimento final das barras será mensurado pela expressão (52), a seguir, equivalente ao item a), da figura.

$$L_{Tot} = (2 * TR) + L_1 + (2,142 * \phi_{dob}) + (1,142 * \phi) \quad (52)$$

onde:

“TR” é o trecho reto do gancho da barra, dado em *cm*;

“L₁” se refere a projeção horizontal da armadura, dada em *cm*;

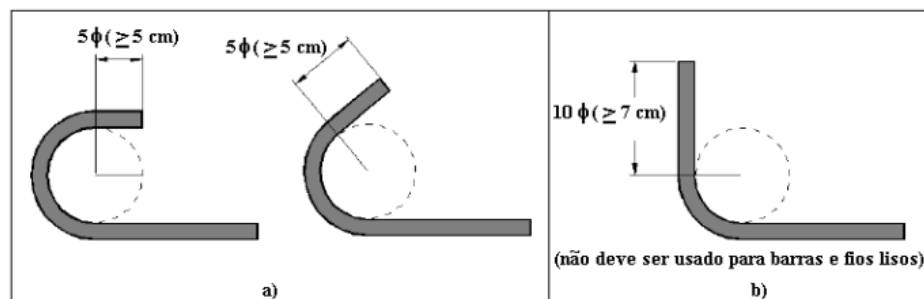
“ ϕ_{dob} ” trata do diâmetro interno de dobra, dado em *mm*;

“ ϕ ” corresponde ao diâmetro do estribo, dado em *mm*.

O cálculo do trecho retilíneo é dado pela condicionante (53), a seguir.

$$\left\{ \begin{array}{l} TR = 5 * \phi \\ TR \geq 5 \end{array} \right. \quad (53)$$

A Figura 80, a seguir, evidencia as opções para o trecho reto do gancho.

Figura 80 – Gancho da armadura transversal

Fonte: Melges (2020)

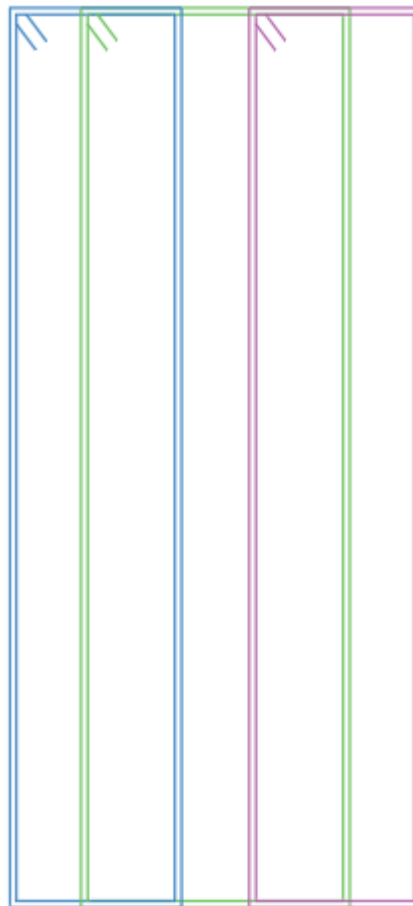
Adotando uma barra, com gancho nas extremidades e curvatura de 180° , como exposto no item *a*), da figura, tem-se:

$$\left[\begin{array}{l} TR = 5 * 1,0 \\ TR \geq 5 \end{array} \right.$$

$$\therefore TR = 5,0 \text{ cm}$$

O cálculo do comprimento horizontal será dividido em três situações, pois conta com a distribuição de armaduras idênticas, em posições distintas, na seção T da viga. Tais valores são obtidos, diretamente, da Figura 81, a seguir.

Figura 81 – Planificação dos estribos da seção transversal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

➤ Armadura Central:

- “ $L_{central} = 353,40 \text{ cm}$ ”.

- Armadura à Direita:
 - “ $L_{direita} = 323,60\text{cm}$ ”.
- Armadura à Esquerda:
 - “ $L_{esquerda} = 323,60\text{cm}$ ”.

O cálculo do diâmetro de dobra é obtido segundo as opções discriminadas na Figura 82, a seguir.

Figura 82 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$
$10 < \phi < 20$	$4 \phi_t$	$5 \phi_t$	–
≥ 20	$5 \phi_t$	$8 \phi_t$	–

Fonte: NBR 6118 (2024)

Como o diâmetro do estribo (“ $\phi = 10\text{mm}$ ”) e, sabendo a classe de aço (“CA 50”), tem-se que a dobra é calculada pela expressão (54), a seguir.

$$\phi_{dob} = 3 * \phi \quad (54)$$

$$\phi_{dob} = 3 * 1,0 \quad \therefore \quad \phi_{dob} = 3,0 \text{ cm}$$

Logo, da equação (52):

- “Armadura Central”

$$L_{Tot,central} = (2 * 5,0) + 353,40 + (2,142 * 3,0) + (1,142 * 1,0)$$

$$\therefore L_{Tot,central} \cong 370,97 \text{ cm} \approx 371,00 \text{ cm}$$

- “Armadura à Direita”

$$L_{Tot,direita} = (2 * 5,0) + 323,60 + (2,142 * 3,0) + (1,142 * 1,0)$$

$$\therefore L_{Tot,direita} \cong 341,17 \text{ cm} \approx 342,00 \text{ cm}$$

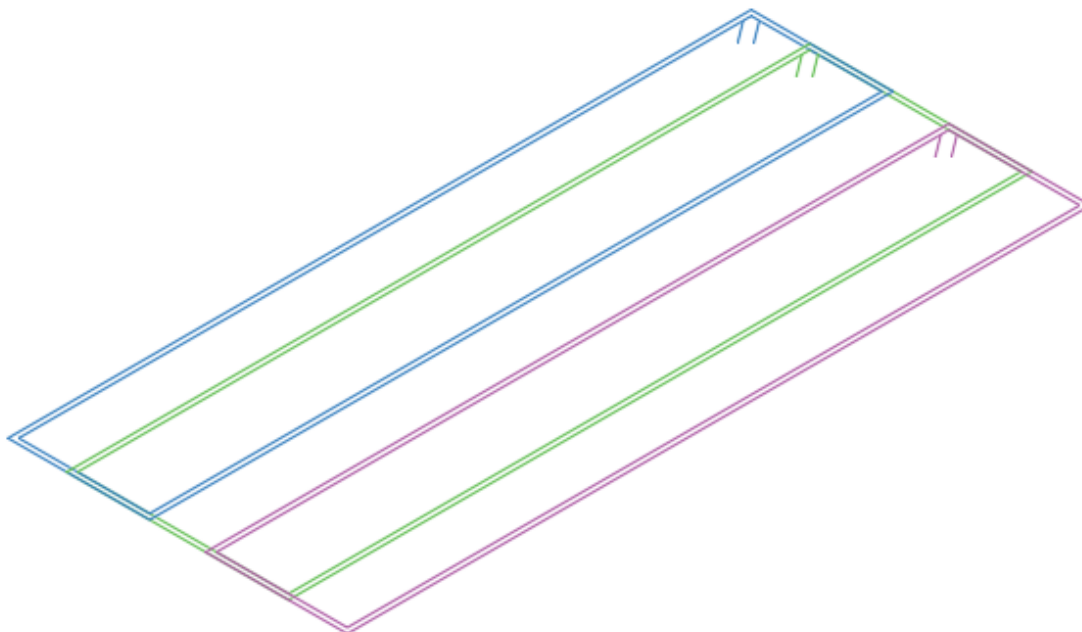
- “Armadura à Esquerda”

$$L_{Tot,esquerda} = (2 * 5,0) + 323,60 + (2,142 * 3,0) + (1,142 * 1,0)$$

$$\therefore L_{Tot,esquerda} \cong 341,17 \text{ cm} \approx 342,00 \text{ cm}$$

De posse dos valores finais, a Figura 83, a seguir, ilustra as armaduras transversais.

Figura 83 – Representação tridimensional dos estribos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

“217x3 Ø10mm cada 9cm”

- 217 barras centrais Ø10mm cada 9cm (371,00cm);
- 217 barras laterais, à direita, Ø10mm cada 9cm (342,00cm);
- 217 barras laterais, à esquerda, Ø10mm cada 9cm (342,00cm).

9.3. ARMADURAS DE PELE

A armadura de pele, conhecida por costela, consiste de uma armadura lateral incumbida de controlar a abertura de fissuras nas regiões tracionadas de vigas mais esbeltas.

De acordo com a norma, a mínima armadura lateral engloba algumas características para o correto dimensionamento e detalhamento (NBR 6118, 2024):

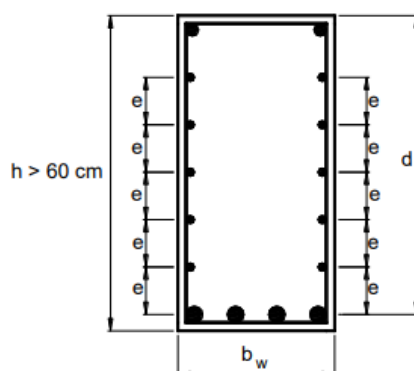
- A armadura deve ser composta por barras de CA – 50 ou CA – 60;

- O espaçamento entre as barras não deve ser superior a 20cm ;
- A armadura, obrigatoriamente, precisa ser ancorada nos apoios;
- Viga com altura limite, de 60cm , não exige a utilização da armadura;
- As barras, de tração e compressão, não podem ser contabilizadas no cálculo.

Segundo Paulo Sérgio Bastos (2023), além da armadura tracionada devem ser dispostas no mínimo duas barras na borda superior da seção, chamadas “porta-estribos”, que servem para a amarração dos estribos da viga. As armaduras construtivas são muito comuns nos elementos estruturais de Concreto Armado, e embora não sejam levadas em conta nos cálculos, colaboram com a resistência dos elementos e auxiliam na confecção e montagem (BASTOS, 2023).

A Figura 84, a seguir, exemplifica a disposição das barras e dos porta-estribos em uma viga, de seção retangular, visando a integridade do elemento.

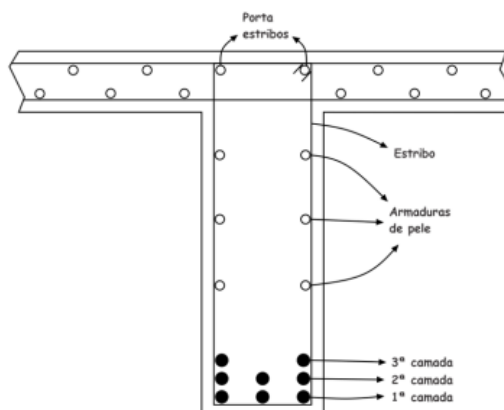
Figura 84 – Distribuição da armadura de pele em cada face na seção transversal



Fonte: Bastos (2023)

A Figura 85, a seguir, aborda a mesma análise da figura anterior, porém, considerando uma viga de seção T.

Figura 85 – Disposição das barras na seção T



Fonte: Neto e Bittencourt (2020)

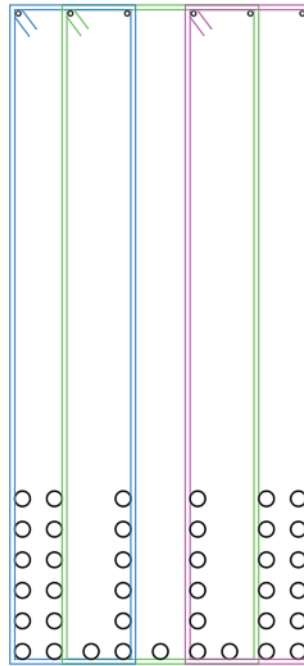
Para o trabalho, em estudo, e simulando uma avaliação real, serão adotados dois porta-estribos para cada armadura transversal da seção.

Logo:

- “**2Ø10,0mm**”.

A Figura 86, a seguir, destaca as armaduras construtivas na seção transversal da viga.

Figura 86 – Representação dos porta-estribos na seção T



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A armadura de pele requer uma verificação condicional, de suma importância, dada pela expressão (55), a seguir.

$$A_{s,pele} \geq 0,10\% * A_{c,alma} \quad (55)$$

onde:

“ $A_{s,pele}$ ” equivale à área da armadura de pele, dada em cm^2 ;

“ $A_{c,alma}$ ” se remete à área da alma da seção, dada em cm^2 .

Conforme a norma, a formulação é aplicada e avaliada, isoladamente, em cada face da alma da viga, não sendo necessária uma armadura superior a $5,0 \text{ cm}^2/m$ (NBR 6118, 2024).

Assim, adicionando esse limite na expressão anterior, obtém-se:

$$5,0 \text{ cm}^2 \geq A_{s,pele} \geq 0,10\% * A_{c,alma} \quad (56)$$

$$5,0 \text{ cm}^2 \geq A_{s,pele} \geq 0,10\% * (145 * 70)$$

$$\therefore 5,0 \text{ cm}^2 \geq A_{s,pele} \geq 10,15 \text{ cm}^2$$

Como não há necessidade de considerar uma área de armadura elevada, pode-se adotar o limite superior.

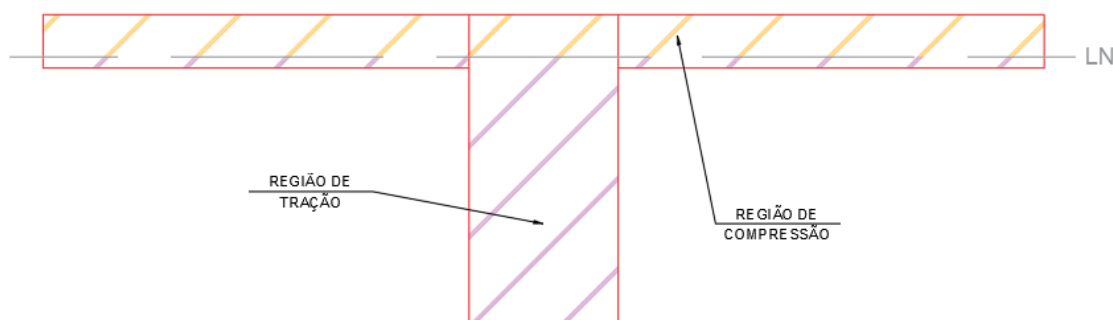
Logo:

$$\therefore 5,0 \text{ cm}^2 \geq A_{s,pele} \geq 5,0 \text{ cm}^2$$

A distribuição das barras, na lateral da viga, possui espaçamentos padronizados. Estes apresentam diferentes condições, quanto às regiões de tração e compressão da seção transversal.

A Figura 87, a seguir, ilustra as zonas, tracionada e comprimida, perante traçado da linha neutra.

Figura 87 – Região de tração e compressão da seção T da viga

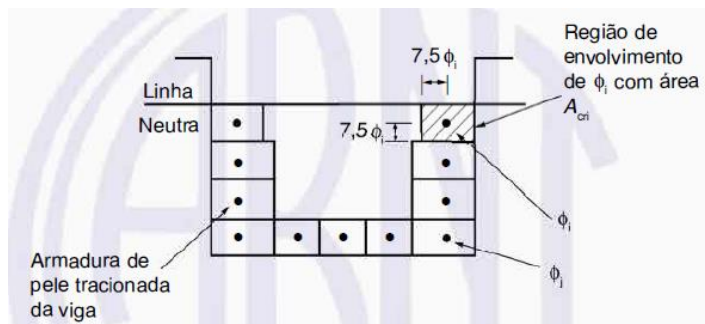


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Analisando a área de tração e, de acordo com às prescrições normativas, é conveniente que toda a armadura de pele da viga, na sua zona tracionada, limite a abertura de fissuras na região correspondente, mantido um espaçamento menor ou igual a $15\phi_i$ (NBR 6118, 2024).

A Figura 88, a seguir, indica essa observação.

Figura 88 – Controle de envolvimento da armadura



Fonte: NBR 6118 (2024)

Da condição proposta, o espaçamento limite está destacado na expressão (57), a seguir.

$$e_{lim} \leq 15 * \phi_i \quad (57)$$

onde:

“ ϕ_i ” trata do diâmetro da armadura de costura, dado em *mm*.

A opção pela bitola das barras pode ser aleatória, desde que as verificações de projeto sejam atendidas. Como forma de garantir um controle efetivo das fissuras, na zona tracionada, adota-se:

- “ $\phi_i = 10 \text{ mm}$ ”.

Da equação, tem-se:

$$e_{lim} \leq 15 * 1,00 \quad \therefore \quad e_{lim} \leq 15,00 \text{ cm}$$

Para uma adequada distribuição das armaduras, na face da viga, é necessário estabelecer, primeiramente, uma faixa lateral.

As Figuras 89.1 e 89.2, a seguir, ilustram o intervalo das armaduras de pele na mesma seção, segundo uma vista ampla e reduzida, respectivamente.

Figura 89 – Representação da faixa lateral na seção T

Figura 89.1 – Vista geral

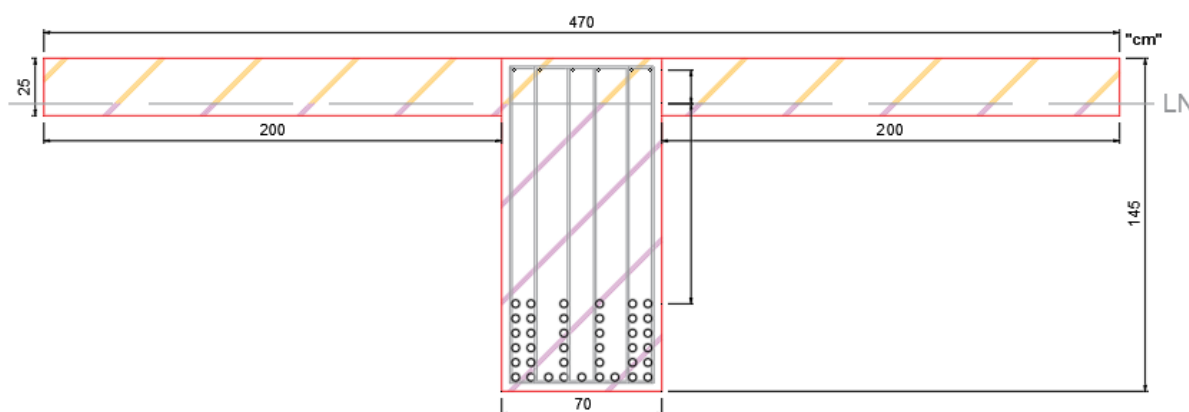
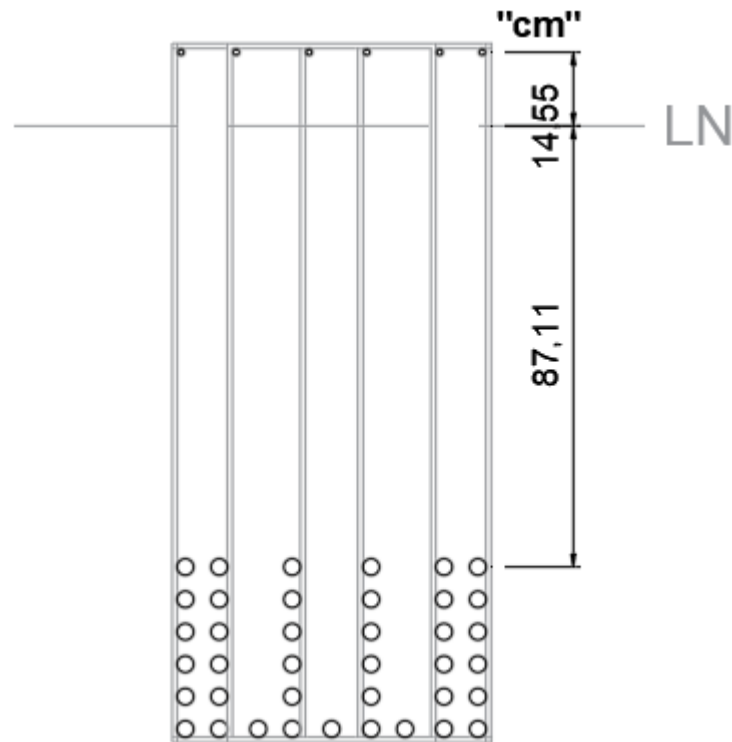


Figura 89.2 – Vista específica



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A abertura lateral, para alocação das barras na zona tracionada, corresponde:

$$\text{Faixa de lateral} = (145 - 19,79) - (3,5) - (1,0) - (5 * 3,2) - (1 * (3,2/2)) - (5 * 3,2)$$

$$\therefore \text{Faixa de abertura} = 87,11 \text{ cm}$$

Da expressão (24), anterior, adaptando o diâmetro para esta avaliação, tem-se que a área unitária vale:

$$\text{Área}_{\text{barra}} = \pi * \frac{1,00^2}{4} \therefore \text{Área}_{\text{barra}} \cong 0,79 \text{ cm}^2$$

Da expressão (25), anterior, tem-se que a quantidade de barras, a ser disposta, vale:

$$\text{Quantidade} = \frac{5,0}{0,79} \therefore \text{Área}_{\text{barra}} \cong 6,33 \text{ barras}$$

Portanto, adota-se:

- “6Ø_i10,0mm (4,74cm²)”.

Como houve aproximação na quantidade de barras devido à necessidade de se ter um número inteiro, é necessário corrigir o espaçamento por meio da expressão (58), a seguir.

$$e_{arm,pele} = \frac{\text{faixa de abertura}}{\text{quantidade}} \quad (58)$$

$$e_{arm,pele} = \frac{87,11}{6} \quad \therefore e_{arm,pele} \cong 14,52 \text{ cm}$$

Arredondando para o “múltiplo de 0,5cm”, mais próximo:

$$\therefore e_{novo} = 14,50 \text{ cm}$$

Como “ $e_{arm,pele} \leq e_{lim}$ ”, a verificação é satisfeita.

$$\therefore \boxed{14,50 \text{ cm} \leq 15,00 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

As costelas da região tracionada, da seção, manterão o espaçamento.

Analisando a área de compressão, segundo a norma, a armadura de pele precisa manter um afastamento mínimo de $d/3$ e 20cm (NBR 6118, 2024).

Conforme a figura, anterior, percebe-se que a linha neutra intercepta a mesa da seção transversal definindo as zonas de tração e compressão. Como esta abrange um espaço pequeno se comparada àquela, seria inviável dispor da costela devido o espaçamento mínimo não atender aos limites estabelecidos. Logo, a consideração dos porta-estribos, na região, além de contribuir com a amarração das armaduras, fornecerá resistência adicional aos elementos.

A Figura 90, a seguir, ilustra a distribuição das barras na seção T.

Figura 90 – Disposição das armaduras na seção transversal da viga de concreto armado

Figura 90.1 – Armaduras na seção transversal

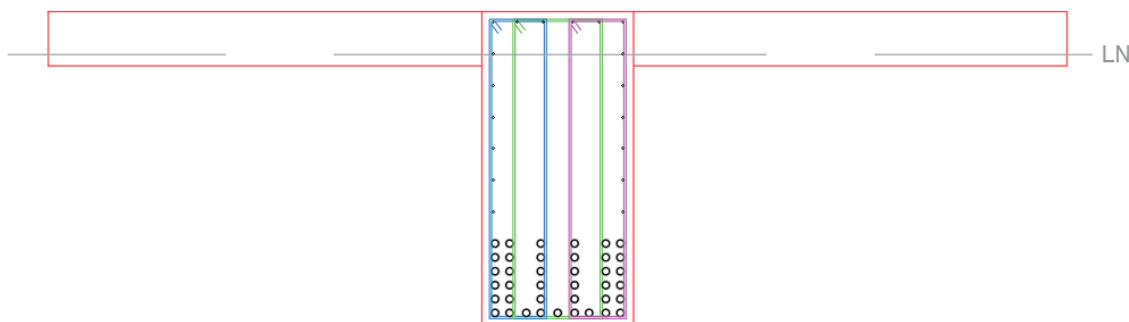
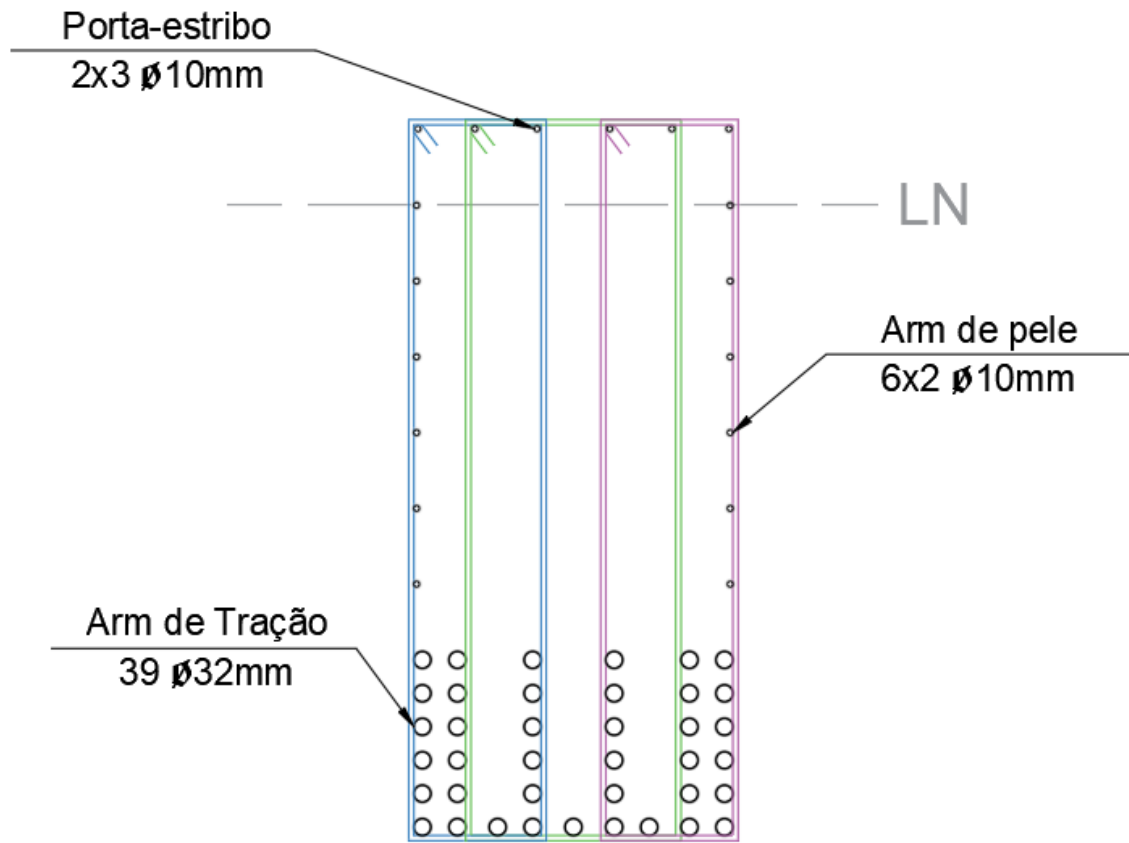


Figura 90.2 – Detalhamento geral das barras



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

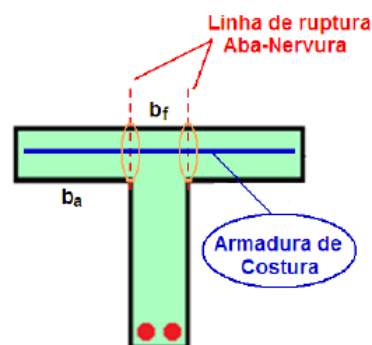
9.4. ARMADURAS DE COSTURA

A armadura de costura consiste de uma armadura transversal, perpendicular à aba da seção. A mesma aborda dois tipos, distintos, de armadura, incumbidas pelo ganho de resistência contra os esforços locais, nomeadas por armadura de ligação mesa-alma e armadura transversal.

A depender da análise estrutural, a opção de montagem exige diferentes procedimentos.

A Figura 91, a seguir, exhibe a armadura de costura sobre a mesa da seção transversal.

Figura 91 – Armadura de costura



Fonte: Melges (2020)

9.4.1. Armadura de ligação

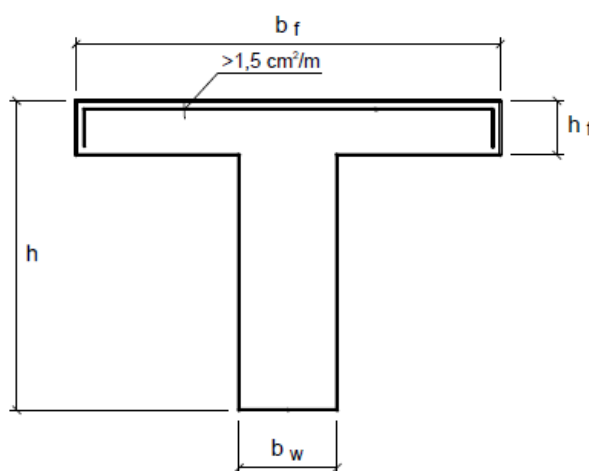
Examinando a primeira nomenclatura, tem-se que a armadura mesa-alma proporciona a união entre os componentes da seção. Este tipo é empregado em estruturas de mesa colaborante em vigas, as quais a alma e laje são elementos equivalentes. Isto é, a tipologia permite adotar uma largura colaborante, de laje à viga, constituindo uma seção T, que contribui na distribuição de esforços internos e deformações do sistema.

Essa costura é mais usual devido às análises de projetos e execuções práticas simularem uma forma mais realista, favorecendo a transmissão de esforços e minimizando o consumo de insumos, visto que parte da viga compõe a laje.

De acordo com a norma, os planos de ligação entre mesas e almas de vigas devem ser verificados com relação aos efeitos tangenciais decorrentes das variações de tensões normais ao longo do comprimento da viga, tanto sob o aspecto de resistência do concreto, quanto das armaduras necessárias para resistir às trações. As armaduras de flexão da laje, existentes no plano de ligação, podem ser consideradas parte da armadura de ligação, quando devidamente ancoradas, complementando-se a diferença entre ambas, se necessário. A seção transversal mínima da armadura, estendendo-se por toda a largura útil, deve ser de $1,5 \text{ cm}^2$ por metro (NBR 6118, 2024).

A Figura 92, a seguir, retrata uma seção T, de viga, destacando a barra de ligação entre os elementos.

Figura 92 – Armadura transversal à alma em seções com mesa

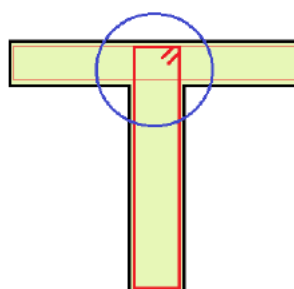


Fonte: Bastos (2023)

A configuração de laje colaborante permite que as tensões de cisalhamento, existentes no contato entre os elementos, sejam transferidas da viga a laje, de modo a assegurar menores tensões de compressão no concreto. Por esse motivo, é necessário considerar uma armadura de ligação, na alma, e transversal, na mesa.

A Figura 93, a seguir, anuncia as armaduras na seção transversal, em que se perlonga a armadura de cisalhamento para o interior da mesa, solidarizando a aba e nervura.

Figura 93 – Disposição construtivas: Armadura de cisalhamento



Fonte: Melges (2020)

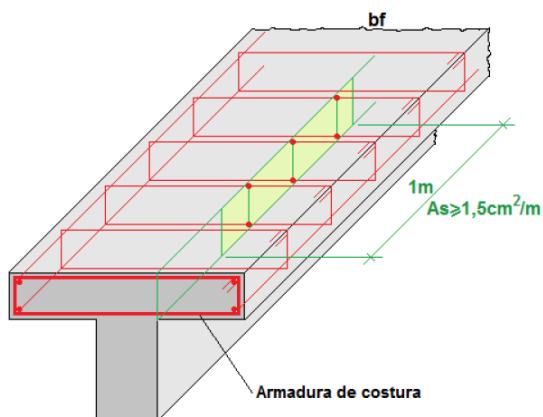
9.4.2. Armadura transversal

Avaliando a segunda nomenclatura, a armadura transversal, também presente na mesa das vigas, possui finalidade idêntica de assegurar o contato entre aba e nervura da seção, porém, a aplicação é distinta.

A armadura da mesa é correspondente a da alma, mas com a distribuição horizontal de estribos prologando-se por toda a largura da aba, com seção transversal mínima de, também, $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A Figura 94, a seguir, dispõe as armaduras ao longo da mesa da seção T.

Figura 94 – Disposição construtivas: estribos



Fonte: Melges (2020)

Diferente da proposta anterior, esta não possui interferência da laje, ou seja, não existe o conceito de uma laje colaborante, que propague esforços entre as partes, mesa-alma, da seção. A mesma é dimensionada, isoladamente, sendo a viga uma única peça assim como a laje.

Observação 28: A discriminação da armadura de costura elucida uma solução plausível para o projeto e a execução de uma seção, pois assegura uma melhor conexão entre as partes.

Para o trabalho, em questão, considera-se a configuração de laje colaborante devido a uma adaptação estrutural, implicando em um memorial de cálculo específico.

10. VERIFICAÇÃO DA FLECHA ESTRUTURAL DA VIGA DE CONCRETO ARMADO

A evolução das estruturas de concreto armado fomentou, em função da tecnologia dos materiais e modernização das técnicas, novas concepções construtivas. Os avanços científicos promoveram a realização de estudos a fim de se obter uma edificação inovadora. Dessa forma, mudanças propostas quanto a redução da seção transversal de vigas resultou, positivamente, em elementos mais resistentes e esbeltos e estruturas econômicas, porém, negativamente, em um sistema mais flexível, ocasionando maiores deslocamentos verticais em virtude da diminuição da rigidez.

Nesse sentido, como forma de amenizar as deformações e potencializar o desempenho, a norma de concreto estrutural requer as verificações de serviço. Essa diretriz contribuirá para a minimização da intervenção estrutural, quanto a manutenções e reparos, e o atendimento aos critérios limites de elementos fletidos, semelhante as análises de adoção da altura mínima ou de cálculo do deslocamento.

Com relação ao primeiro procedimento, se a altura de uma peça for superior ao limite determinado, pode-se admitir que seus deslocamentos não causarão danos à edificação. Alguns desses critérios de altura mínima são simples, empíricos e baseados na experiência adquirida ao longo dos anos, para cada tipo de elemento estrutural. Outros, propostos por estudos mais recentes, têm abordagens mais racionais, mas fornecem expressões complexas. Diante disso, percebe-se a conveniência de se desenvolverem novos critérios de altura mínima, de aplicação prática, que consigam dosar as simplificações e a necessidade de fatores importantes para o estudo dos deslocamentos (GUARDA, 2005).

Sobre o segundo, as deformações podem ser mensuradas de diversas maneiras, as quais consideram a não-linearidade do concreto e respeitam às condições fixadas. Essa verificação é mais complicada de se trabalhar devido às particularidades da previsão de comportamento do elemento, que associa as ações atuantes e os fenômenos da fissuração, fluência e retração do concreto, e do atendimento aos critérios para a configuração estrutural. Esse método é bastante utilizado devido a sua praticidade, porém denota problemas por ser um processo simplificado, sendo necessário ajustar as formulações para obtenção de resultados mais assertivos.

10.1. FLECHA ESTRUTURAL

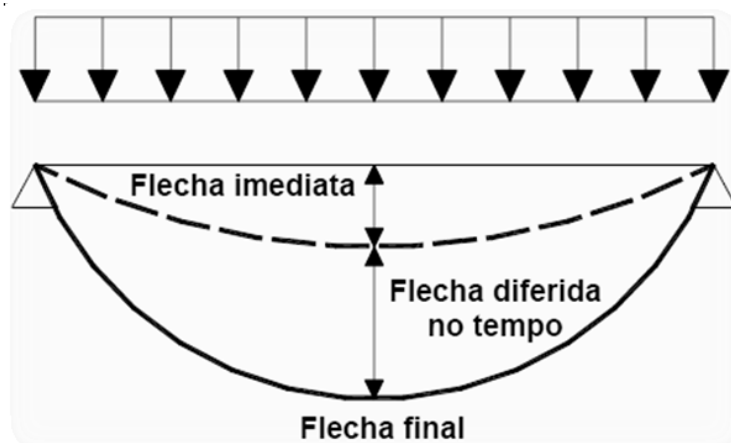
A flecha estrutural consiste no deslocamento do eixo de uma peça, a partir da posição original, quando submetido à esforços de flexão. Isto é, quando a mesma é submetida a ações externas, que contribuem para tais efeitos, os pontos do eixo longitudinal podem sofrer uma deformação transversal alcançando novas posições, exceto as vinculações não deslocáveis.

O deslocamento é composto por duas parcelas. A primeira aborda a deformação inicial, denominada flecha imediata, proveniente da aplicação de carregamentos e cargas. A segunda corresponde a deformação gradual, conhecida por flecha diferida, resultante dos acréscimos ao longo do período.

Dessa forma, ao sobrepor ambos os efeitos, obtém-se a deformação final, denominada flecha final. Esta é calculada segundo as considerações do Estado Limite de Utilização, pois os deslocamentos podem desencadear danos, estruturais e não estruturais, e gerar desconforto aos usuários, comprometendo as condições de serviço do sistema.

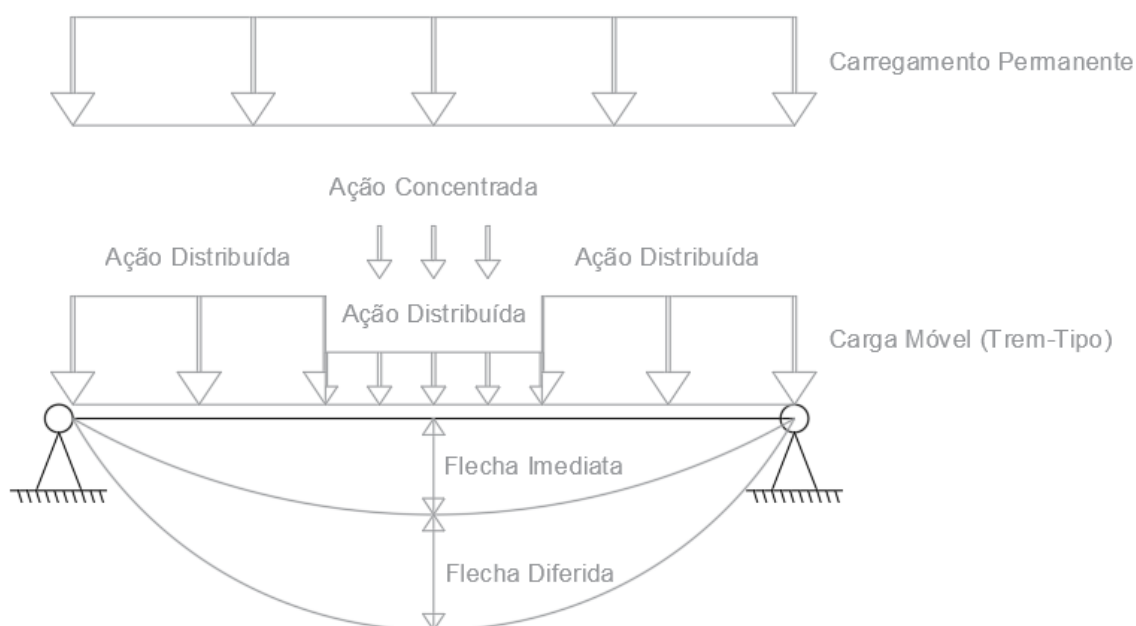
A Figura 95, a seguir, sobressalta as componentes da flecha final.

Figura 95 – Deslocamentos de vigas sobre carregamento distribuído



Fonte: Alva (2007)

A Figura 96, a seguir, ilustra uma deformação da viga de concreto armado, utilizada no estudo do alargamento do tabuleiro da ponte rodoviária.

Figura 96 – Deslocamento da viga armada

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 29: O presente trabalho abordará o método de cálculo do deslocamento excessivo devido, em termos funcionais, ser respaldado pela norma. Mesmo sendo uma metodologia com limitações, é válida e apresenta resultados satisfatórios (NBR 6118, 2024).

10.2. VARIÁVEIS DO DESLOCAMENTO

As variáveis interferem na deformação dos elementos estruturais. Logo, para atenuar esses efeitos, é necessária uma maior atenção quanto a análise do processo construtivo, do tipo e histórico de ações, do vão e das vinculações, das propriedades geométricas da seção e dos materiais utilizados, dos fenômenos da fissuração, fluência e retração do concreto e das taxas de armadura. Alguns dos agentes possuem impacto visual sobre os deslocamentos obtidos como o vão existente e as ações atuantes. Outros, são pouco expressivos, visivelmente, destacando as propriedades e os fenômenos do concreto.

Dessarte, serão abordados, com desvelo e minúcia, os dois últimos fatores por conta da relevância no desenvolvimento dos cálculos estruturais.

10.2.1. Propriedades do concreto

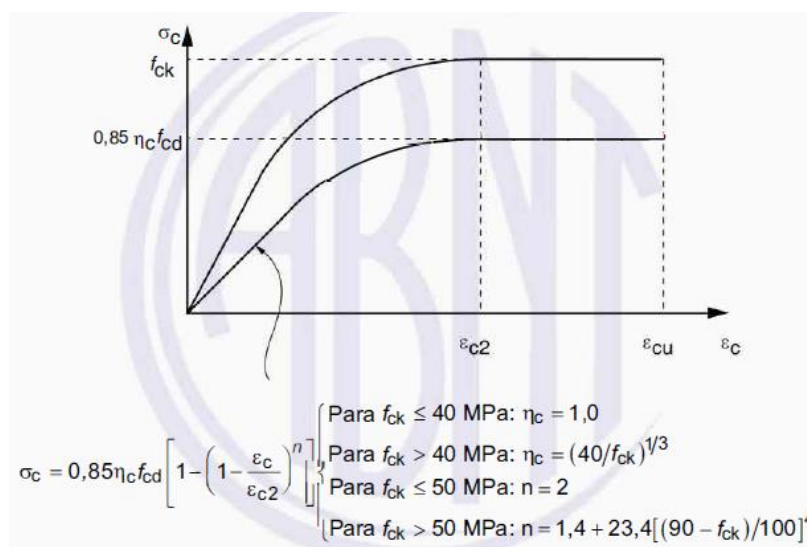
Certas propriedades influem na análise das deformações, de forma direta ou indireta. À primeira, ressalta-se o módulo de elasticidade. À segunda, têm-se as resistências de compressão e tração.

10.2.1.1. Fator direto: módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto se refere a um fator que relaciona as grandezas, tensão e deformação, quando o material exprime um comportamento elástico-linear. Porém, ao submeter o mesmo a esforços de maior magnitude, surge o comportamento elástico não-linear, caracterizado pela fissuração gradativa, designada por microfissuração progressiva, que ocorre na interface entre a argamassa e o agregado.

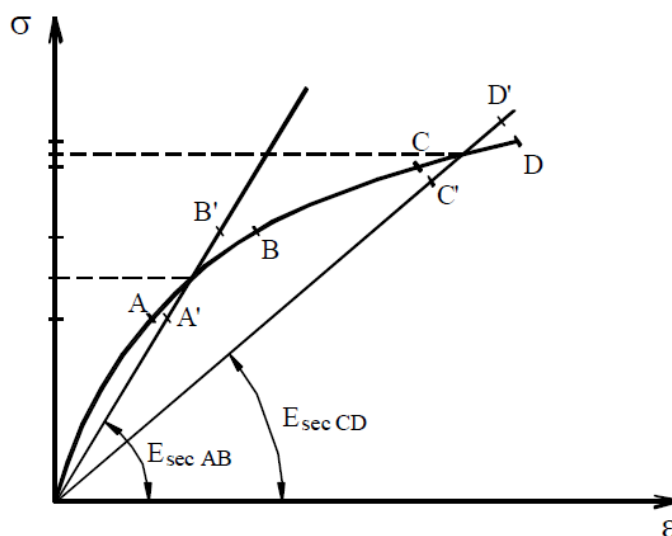
A Figura 97, a seguir, acusa o desempenho do concreto em relação as grandezas.

Figura 97 – Diagrama tensão-deformação idealizado



De modo geral, o concreto não apresenta um comportamento elástico linear, como um todo, devido ao diagrama curvilíneo associar a tensão e deformação. Entretanto, ainda assim é possível admitir uma relação entre ambas, segundo o módulo de elasticidade secante, por meio de um comportamento linear aproximado, como ressalta a Figura 98, a seguir.

Figura 98 – Representação do módulo de elasticidade secante por faixa de tensão



Fonte: Cunha & França (2000)

Essa associação existe, porém não é muito utilizada devido às condições distintas.

A determinação experimental da elasticidade decorre do diagrama, tensão-deformação, do concreto submetido à compressão. A partir do mesmo, podem ser definidos alguns módulos de elasticidade, mas para avaliação de deslocamentos, costuma-se utilizar o tangente inicial e secante. O primeiro é direcionado a análises mais rigorosas, fundamentadas no desempenho não-linear. O segundo é aplicado em análises simplificadas, baseadas no comportamento linear (GUARDA, 2005).

As Figuras 99.1 e 99.2, a seguir, apontam, nessa ordem, o módulo de elasticidade para uma representação retilínea, denominado deformação secante, bem como curvilínea, conhecido por deformação tangente inicial.

Figura 99 – Módulo de elasticidade

Figura 99.1 – Módulo de elasticidade ou de deformação longitudinal

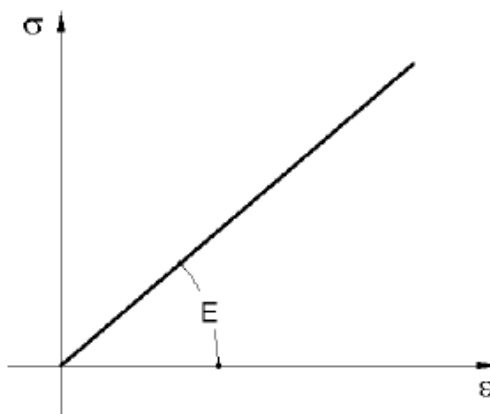
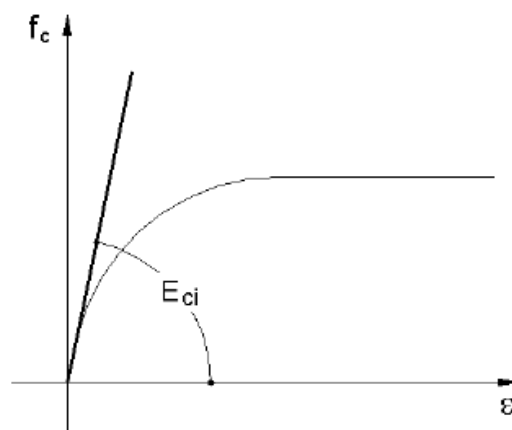


Figura 99.2 – Módulo de deformação tangente inicial



Fonte: Pinheiro (2007)

10.2.1.2. Fatores indireto

10.2.1.2.1. Resistência à compressão

A resistência do concreto à compressão é influenciada por diversos agentes, sendo importante ressaltar a contribuição das propriedades da pasta de cimento hidratada. As mesmas estão associadas à relação água-cimento, à classe de resistência do cimento, ao tipo e quantidade de adições, ao grau de hidratação, ao processo de cura e à resistência e rigidez dos agregados.

O aumento da resistência característica acarreta uma redução dos deslocamentos finais. A parcela inicial é diminuída, tanto com o aumento do módulo de elasticidade e , conseqüentemente, da rigidez do elemento, quanto com a melhoria da resistência à tração na flexão, retardando o início da fissuração. Já a parcela diferida é atenuada devido ao controle da fluência e retração por secagem. Entretanto, a diminuição dos deslocamentos não obedece a proporção do aumento da resistência do concreto à compressão, e também, se o aumento for obtido a partir de um consumo elevado de cimento, os benefícios, provenientes da resistência mais alta, podem ser anulados pelo crescimento da retração química (GUARDA, 2005).

10.2.1.2.2. Resistência à tração

A resistência do concreto à tração é essencial ao estudo da flecha das estruturas de utilização, pois define o início da fissuração, embora já existam microfissuras, provocadas por tensões internas, resultante do processo de endurecimento antes mesmo do carregamento ser

aplicado. As fissuras atenuam a rigidez dos elementos fletidos e, conseqüentemente, aumentam seus deslocamentos (GUARDA, 2005).

Existem três ensaios, que permitem determinar a resistência à tração, como destacado, a seguir, sendo cada um aplicado conforme sua peculiaridade:

- Resistência à tração direta;
- Resistência à tração na flexão;
- Resistência à tração indireta.

Importante ressaltar que, ao surgirem as primeiras fissuras no elemento, o concreto tracionado desempenha uma função na resistência estrutural, em razão da aderência entre o aço e concreto, de transferência de tensões. Este efeito é denominado *tension-stiffening*.

Observação 30: Nenhum dos ensaios serão abordados, pois não são relevantes para este estudo.

10.2.2. Fenômenos do concreto

Os fenômenos do concreto auxiliam na análise dos deslocamentos, pois são agentes que impactam, diretamente, no cálculo das deformações.

10.2.2.1. Fissuração

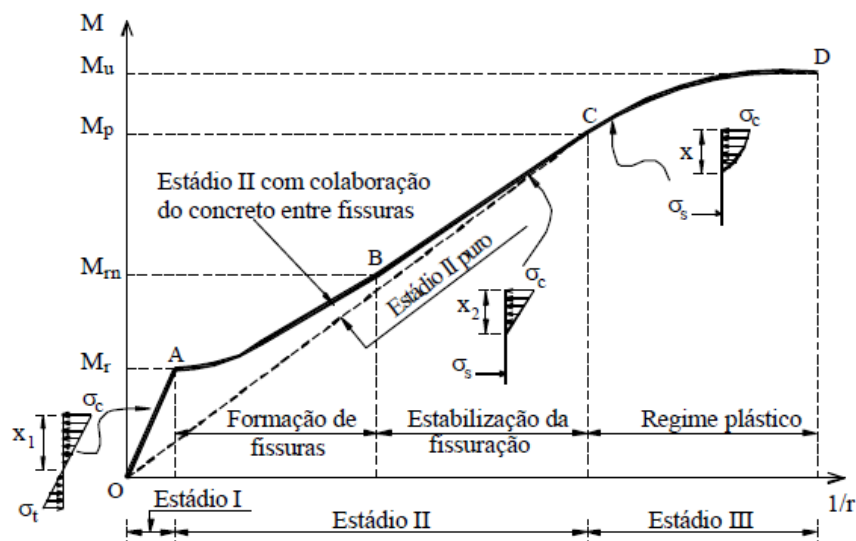
A fissuração é uma característica intrínseca ao concreto pois, no decorrer da vida útil de uma estrutura, considerando, também, o período de construção, se houver uma carga ou um carregamento aplicado que fomente um estágio de fissuração, as fissuras serão permanentes. Isto é, as mesmas podem até fechar caso a peça não seja submetida a ações de alta magnitude, porém permanecerão presentes e ativas.

O grau de fissuração de um sistema de concreto armado dependerá das ações incidentes, da qualidade do aglomerante e quantidade de armadura, das condições de cura e da desforma e do reescoramento.

As fases, pelas quais a seção de concreto percorre, denominam-se estádios de fissuração. Estes estão relacionados a rigidez dos elementos e podem ser classificados como estádios *I*, *II* e *III*, com as devidas particularidades.

A Figura 100, a seguir, indicia a evolução das fissuras na estrutura de concreto armado, quando submetido à esforços de flexão, por meio de um diagrama característico.

Figura 100 – Diagrama momento-curvatura de um elemento fletido



Fonte: Guarda (2005)

A figura retrata, fielmente, os comportamentos elástico linear e não-linear do concreto, quando este é submetido à flexão, de acordo com cada estágio de fissuração. Assim, é possível verificar os diagramas de tensão atuante e a indicação das fissuras para os trechos.

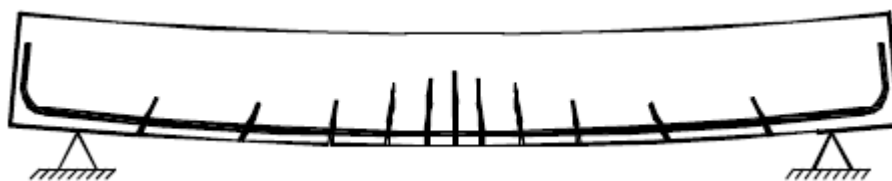
O Estádio *I* corresponde a fase inicial, em que se examina uma ação aplicada sobre o elemento. Nesse estágio, notam-se as primeiras deformações estruturais, que podem ser visíveis ou não, todavia sem o surgimento de fissuras. Logo, a tensão máxima de tração é inferior a resistência do concreto à tração. Dessa forma, tanto o concreto comprimido quanto tracionado, este com a armadura, colaboram para a rigidez à flexão admitindo-se o comportamento elástico linear da peça em análise.

O Estádio *II* se refere a fase intermediária, caracterizada pelo aparecimento da primeira fissura no elemento. Nesse estágio, tem-se o registro da primeira fissura na região onde o momento fletor é máximo, com tendência de novas fendas conforme o aumento da intensidade do esforço. Isto posto, a tensão máxima de tração alcança a resistência do concreto à tração. Assim, o concreto da região tracionada tem sua contribuição reduzida e, por consequência, a sua rigidez à flexão também, cabendo às barras de aço resistir a esses esforços. A formação das fissuras ocorre até o ponto em que o aumento dos esforços de flexão não fomenta o surgimento de novas aberturas, mas sim estabilize a fissuração e expanda as aberturas existentes, pois a deformação ainda existe. Essa situação admite o comportamento elástico não-linear da peça em estudo.

O Estádio *III* equivale a fase final, na qual ocorre o esmagamento do concreto. Nesse estágio, observa-se que a seção transversal da peça se encontra, parcialmente ou inteiramente, fissurada devido a deformação continuar ocorrendo, mas sem acréscimo significativo do momento solicitante. Diante disso, o concreto deixa de contribuir para a resistência à tração e a sua resistência à compressão se torna comprometida em virtude da seção se encontrar muito tracionada, conseqüentemente, fissurada e se deformando.

A Figura 101, a seguir, denuncia o desempenho de uma viga mediante um carregamento uniformemente distribuído, ao longo do vão, desencadeando o surgimento de poucas fissuras na seção transversal próxima aos apoios, com momentos fletores pequenos. Enquanto que nas regiões centrais, com momentos fletores maiores, as fissuras são múltiplas e visíveis.

Figura 101 – Exemplo de distribuição das fissuras em uma viga



Fonte: Guarda (2005)

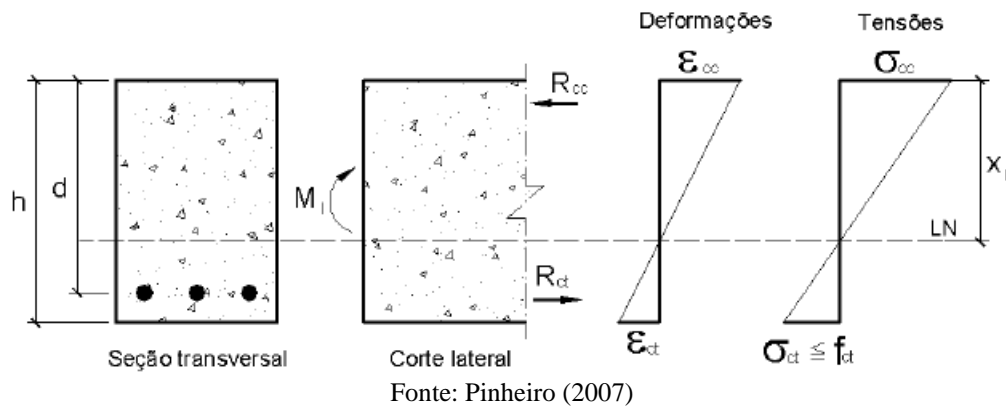
Dessarte, vislumbra-se que a seção, perto dos apoios, apresenta uma rigidez maior e, conseqüentemente, poucas fissuras na região. No entanto, próxima ao centro e com uma rigidez menor, existem muitas fissuras. Mesmo assim, na região entre as fendas constata-se a presença de concreto íntegro que ainda contribui com a resistência à tração, colaborando para a rigidez à flexão da viga. Este comportamento é chamado de enrijecimento devido ao concreto tracionado (*tension stiffening*) e possui fundamental importância para a avaliação dos deslocamentos. Sua desconsideração pode resultar em uma rigidez subestimada, já que as seções seriam, totalmente, fissuradas.

10.2.2.1.1. Estádio I

Esta fase ressalta o início do carregamento da estrutura.

As tensões normais existentes são de baixa magnitude e, portanto, o concreto consegue resistir aos esforços de tração.

A Figura 102, a seguir, manifesta o diagrama linear de tensões da seção transversal, com enfoque no comportamento do concreto à tração.

Figura 102 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)

Ponderando a resistência diminuta do concreto à tração, se comparada à compressão, percebe-se a inviabilidade de dimensionamento nessa fase.

No estágio I é feito o cálculo do momento de fissuração, que distingue o estágio I do estágio II. Conhecido o momento, é possível calcular a armadura mínima, de modo que esta seja capaz de absorver, com segurança, as tensões causadas por um momento fletor de mesma magnitude (PINHEIRO, 2007).

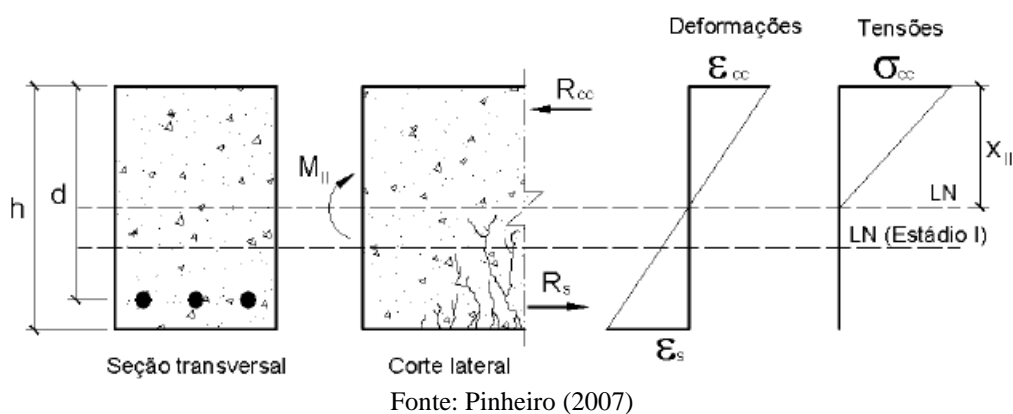
Logo, o estágio I culmina após a seção fissurar.

10.2.2.1.2. Estádio II

Esta fase salienta o início das primeiras fissuras estruturais.

Com as ações incidentes, a seção denota aberturas na região tracionada, uma vez que o concreto deixa de resistir a tais esforços e as armaduras passam a ser solicitadas.

A Figura 103, a seguir, externa o diagrama linear de tensões da seção transversal, com destaque para o comportamento do concreto à compressão.

Figura 103 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)

O estágio *II* trabalha com a verificação da peça de serviço, considerando as análises dos estados limites de deformações excessivas e formação de fissuras.

Com a evolução do carregamento, as fissuras caminham no sentido da zona comprimida, a linha neutra também e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento ou não (PINHEIRO, 2007).

O estágio *II* se encerra quando a plastificação do concreto comprimido é iniciada.

10.2.2.1.3. Estádio III

Essa fase realça a plastificação do concreto.

A região comprimida se torna plastificada e o concreto apresenta ruptura iminente, pois a seção continua se deformando.

As Figuras 104.1 e 104.2, a seguir, anunciam, respectivamente, os diagramas de tensões, ao longo da seção transversal, para o formato parábola-retângulo e sua transformação, retângulo equivalente.

Figura 104 – Diagrama de tensões e deformações

Figura 104.1 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)

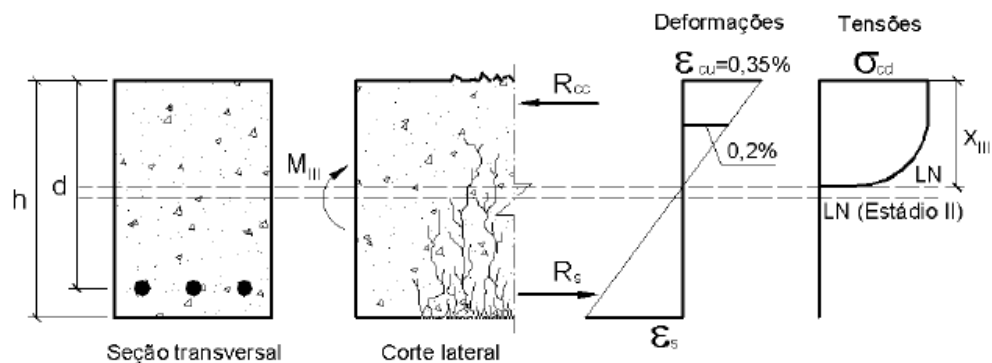
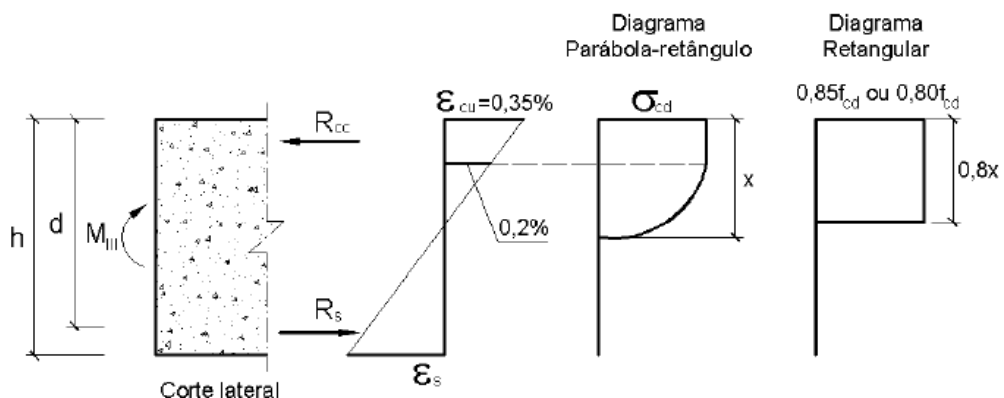


Figura 104.2 – Diagrama retangular



Fonte: Pinheiro (2007)

Observação 31: A norma permite a analogia entre os diagramas (NBR 6118, 2024).

O estágio *III* não será contemplado no trabalho, pois pontua sobre a deformação plástica excessiva do aço e ruptura do concreto. Essa abordagem caracteriza o estudo dos domínios na ruína, análise destinada ao Estado Limite Último (ELU) e não Estado Limite de Serviço (ELS).

10.2.2.2. *Fluência*

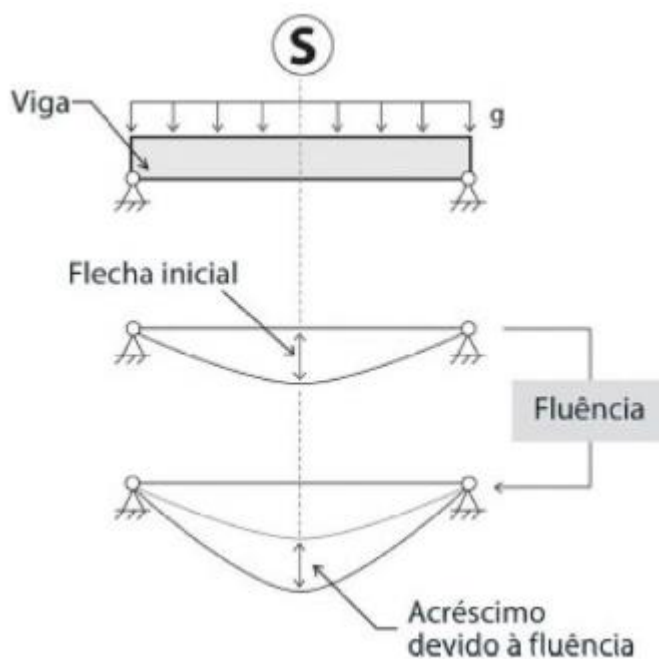
A fluência trata de um fenômeno, característico do concreto, em que os deslocamentos estruturais são analisados sobre tensão constante, no decorrer do período. Isto é, com o passar do tempo, o elemento continua a se deformar mediante a aplicação de ações de longa duração.

Esse efeito pode ser definido como uma deformação diferida, decorrente de uma força aplicada, que corresponde a um acréscimo gradual de deformidade, caso a carga permaneça.

Ao se incidir uma força no concreto, ocorre deformação imediata, com uma acomodação dos cristais. Esta diminui o diâmetro dos capilares e aumenta a pressão capilar, favorecendo o fluxo em direção à superfície. Tanto a diminuição do diâmetro quanto o acréscimo do fluxo aumentam a tensão superficial nos capilares, provocando a fluência (PINHEIRO, 2007).

A Figura 105, a seguir, exhibe o fenômeno da fluência sobre o concreto.

Figura 105 – Fluência do concreto



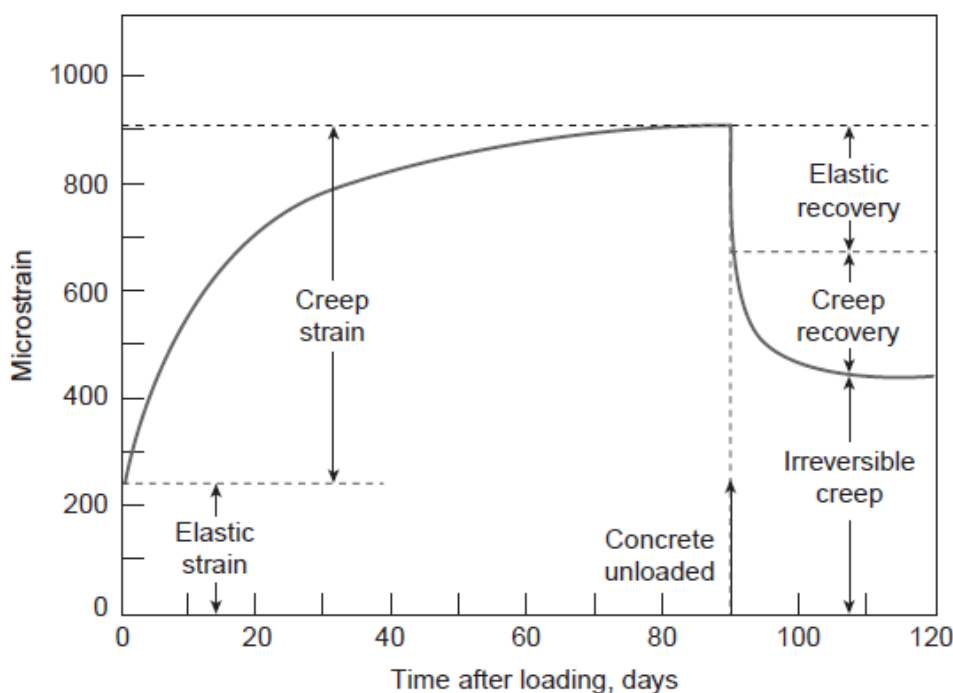
Fonte: Kimura (2018)

A fluência é proveniente da água não incorporada ao concreto, que se encontra presente nos poros da pasta de cimento. Ao submeter a peça estrutural a ações permanentes, a água livre é comprimida e, conseqüentemente, evapora com o auxílio da temperatura.

Essa manifestação varia de acordo com o tempo, onde se observa o aumento da taxa de fluência logo no início, após a aplicação de cargas e carregamentos, diminuindo seu efeito. A mesma é composta por duas partes, sendo uma reversível e outra, irreversível. Ao remover as ações que incidem sobre o elemento, uma parcela da deformação é restituída imediatamente e, também, ao longo do período, enquanto a outra não, tornando-se um resultado permanente.

A Figura 106, a seguir, elucida o princípio da reversibilidade da fluência.

Figura 106 – *Reversibility of drying shrinkage and creep: load and unloading*



Fonte: Mehta & Monteiro (2006)

Da figura, percebe-se que ao submeter a peça à interferência externa, a mesma apresenta duas parcelas de deformação designadas deformação imediata e por fluência. Ao desconsiderar a ação incidente, obtém-se novos deslocamentos baseados na reversibilidade como a parcela reversível, que reúne a deformação elástica e fluência reversível, e a irreversível, referente à fluência residual irreversível.

Essa variável tem sua magnitude ligada a diversos fatores, destacando o tipo de cimento, a espessura do elemento, a temperatura ambiente e umidade do ar, o tempo de manutenção da carga, o nível de fissuração e o amadurecimento do concreto.

Observação 32: Importante ressaltar o fenômeno da fluência nas deformações elementares do concreto, sendo um dos responsáveis pelos deslocamentos estruturais excessivos.

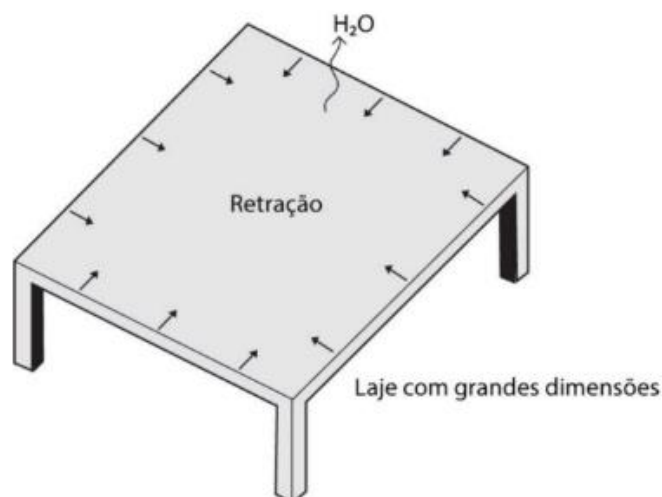
10.2.2.3. Retração

A retração é caracterizada pela diminuição do volume de um elemento de concreto, independente das ações atuantes, ao longo do tempo (GUARDA, 2005).

Essa redução pode ocorrer na ausência de tensões mecânicas e variações de temperatura, induzindo o surgimento de deformações e, por conseguinte, os esforços adicionais sobre a peça, em prova. Os efeitos, mais significativos, são representados por peças de grande porte devido o aspecto visual.

A Figura 107, a seguir, aclara o comportamento da retração sobre o concreto.

Figura 107 – Retração do concreto

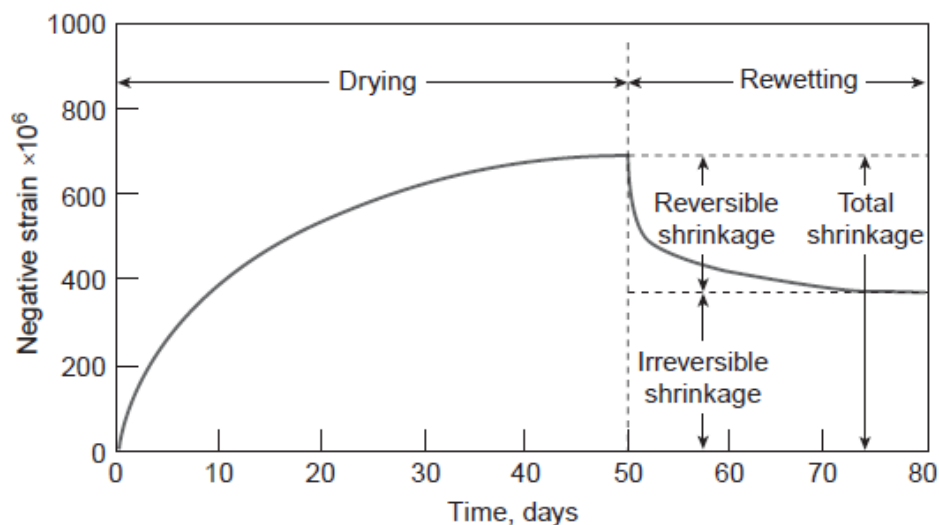


Fonte: Kimura (2018)

Semelhante ao fenômeno da fluência, a retração obedece ao princípio da reversibilidade. Este pode ser observado quando um elemento, após o processo de secagem, é submetido a uma molhagem e denota um comportamento deformado, sendo uma parcela restituída com o passar do período, enquanto a outra não, tornando-se um efeito permanente.

A Figura 108, a seguir, explicita o princípio da reversibilidade da retração.

Figura 108 – *Reversibility of drying shrinkage and creep: drying and rewetting*



Fonte: Mehta & Monteiro (2006)

A retração pode ser constituída por quatro parcelas, ressaltando o efeito plástico, da carbonatação, químico e da secagem. O primeiro aborda a retração em que existe a perda de água do concreto, na fase de endurecimento. O segundo considera a retração como resultado do contato, em ambiente úmido, entre a pasta de cimento e o gás carbônico. O terceiro corresponde a retração oriunda de reações químicas da pasta, partindo do instante da pega inicial à hidratação final. O quarto pontua sobre a retração proveniente da água evaporada, visto um meio com certa umidade, não aderida a composição química do concreto.

Esse fenômeno pode ser influenciado por vários fatores como os materiais constituintes, a dosagem de concreto, o intervalo de tempo, as condições ambientes de umidade e temperatura, a geometria do elemento, a idade do concreto e a quantidade de armadura de compressão e de tração. Porém, ao sobrepor as contribuições do traço do concreto, do ambiente e da geometria, o concreto começa a se retrair.

Observação 33: Nas estruturas reais, a retração e fluência são efeitos simultâneos e, em função da praticidade, é conveniente o tratamento conjunto das deformações. Mas, existem distinções. Analisando a retração por secagem, tem-se que a origem da perda de água consiste na diferença de umidade entre o concreto e meio ambiente, enquanto que examinando a fluência, essa perda associa-se à aplicação contínua de uma ação.

10.3. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS IMEDIATOS E DIFERIDOS

De acordo com a norma e, de posse dos fatores que interferem na análise do Estado Limite de Serviço (ELS), também denominado Estado Limite de Utilização, para se calcular a flecha estrutural da viga de concreto armado torna-se factível a mensuração dos deslocamentos verticais. Para tanto, é necessário seguir um roteiro de cálculo, que destaca as formulações e os parâmetros adequados (NBR 6118, 2024).

10.3.1. Considerações iniciais

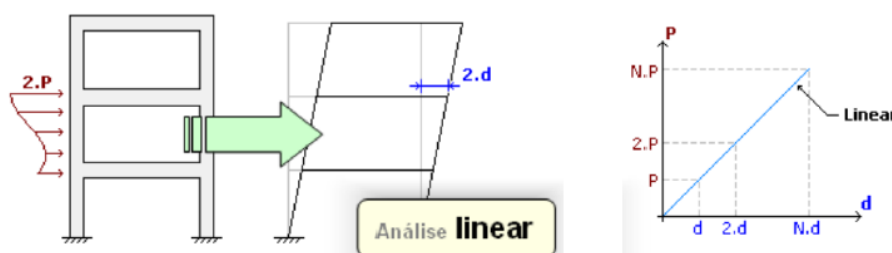
As considerações equivalem a pontos de estudo inicial, que impactam, diretamente, na análise das deformações da seção da peça. Os mesmos serão abordados ao longo do memorial de cálculo.

10.3.1.1. Análise linear

A análise linear compreende o exercício de grandezas proporcionais, que relaciona os termos por meio de uma constante de proporcionalidade.

Para efeito de exemplificação, ao considerar dois fatores, carregamento e deslocamento horizontal, verifica-se um comportamento proporcional, como representa a Figura 109, a seguir.

Figura 109 – Comportamento linear entre grandezas

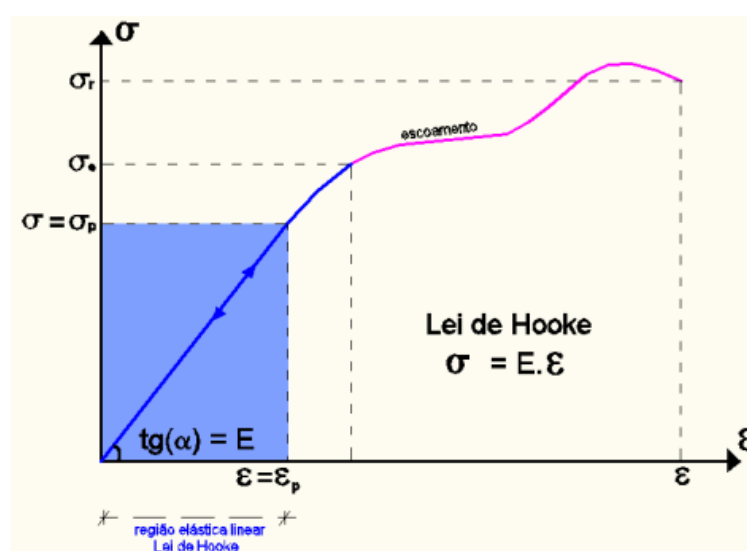


Fonte: Melges (2020)

Da figura, nota-se que ao submeter um sistema a um carregamento, de magnitude “ $2P$ ”, obtém-se um deslocamento horizontal, de módulo “ $2d$ ”. Ou seja, mediante uma análise linear, a estrutura denota um desempenho proporcional para o acréscimo de cargas, como evidencia o diagrama acima.

Para o trabalho, em questão, as grandezas se referem a tensão e deformação. As mesmas apresentam um comportamento estrutural linear, sendo a constante proporcional, módulo de elasticidade, responsável pela relação gráfica entre os parâmetros, como indica a Figura 110, a seguir.

Figura 110 – Relação linear tensão-deformação



10.3.1.2. Análise não-linear

A análise não-linear envolve o exame de grandezas desproporcionais, a qual associa os termos por intermédio de um cálculo denso.

Para efeito de especificação, ao examinar dois fatores, carregamento e deslocamento horizontal, admite-se um comportamento desproporcional, como salienta a Figura 111, a seguir.

Figura 111 – Comportamento não-linear entre grandezas

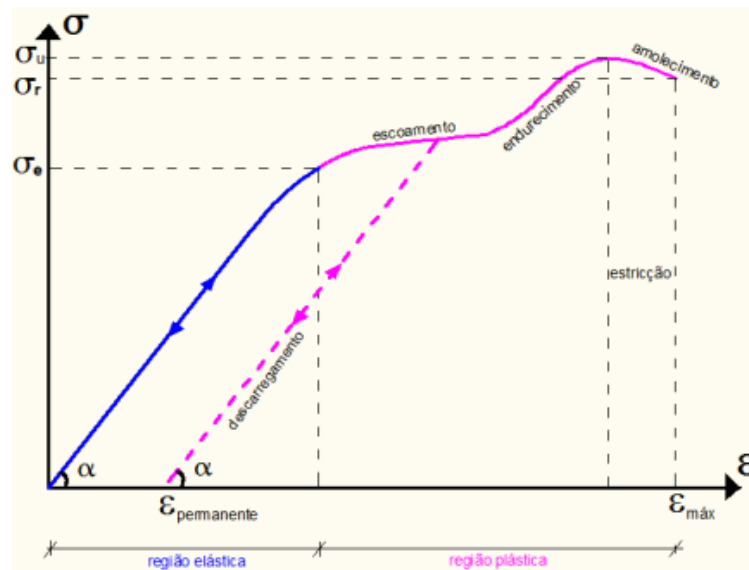


Da figura, depreende-se que ao submeter um sistema a um carregamento, de magnitude “2P”, obtém-se um deslocamento horizontal, de módulo superior a “2d”. Isto é, perante uma

análise não-linear, a estrutura enuncia um comportamento desproporcional para o acréscimo de cargas, reforçado pelo diagrama acima.

Para o trabalho, em questão, as grandezas equivalem a tensão e deformação. As mesmas simbolizam um comportamento estrutural não-linear, justificado pelas características físicas e geométricas, segundo sobressalta a Figura 112, a seguir.

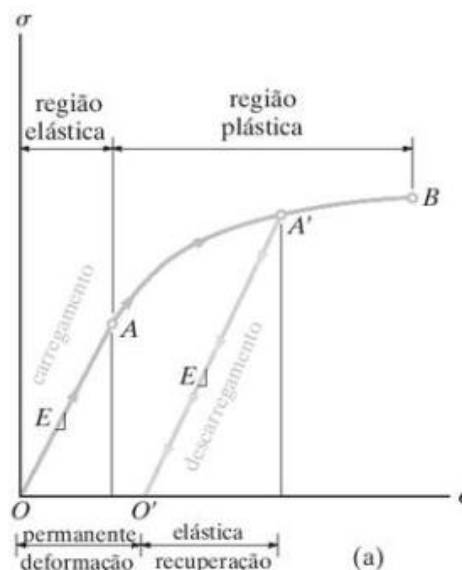
Figura 112 – Relação não-linear tensão-deformação



Fonte: Almeida (2023)

A Figura 113, a seguir, realça as regiões de natureza elástica e plástica, onde existe uma recuperação elástica quando do descarregamento na zona de deformação plástica.

Figura 113 – Análise do comportamento elástico e plástico



Fonte: Hibbeler (2009)

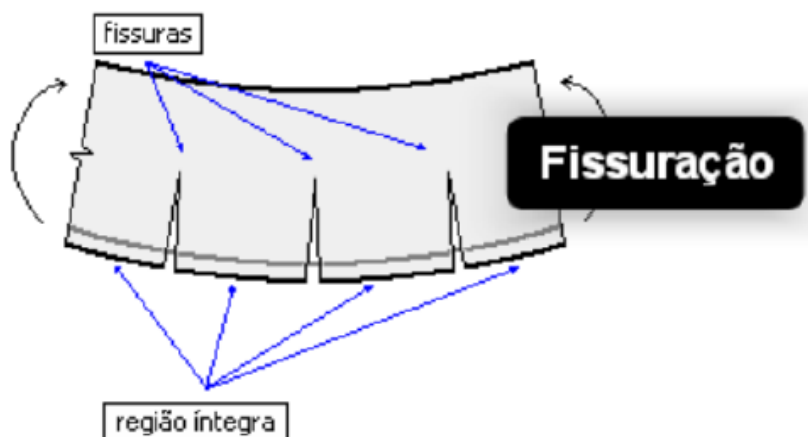
10.3.1.2.1. Não-linearidade física

A não-linearidade física ratifica a relação entre tensão e deformação, ao submeter um elemento de concreto à uma ação. A partir do momento em que a sollicitação aumenta, até atingir o limite, a deformação segue o mesmo comportamento até que, ao alcançar o ápice de tensão, exprime deformações gradativas. Com isso, o material tende a amolecer, ou seja, o módulo de elasticidade passa a reduzir.

Nesse instante, o concreto não possui resistência à tração, o que resulta no aparecimento de fissuras, sendo seu efeito gradativo uma vez que há uma diminuição da rigidez à flexão do componente. Desta forma, a seção do transversal se torna comprometida e, conseqüentemente, as flechas aumentam sua curvatura.

A Figura 114, a seguir, exalta o surgimento de fissuras.

Figura 114 – Fissuração do concreto



Fonte: Melges (2020)

10.3.1.2.2. Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica é incumbida, indiretamente, de avaliar as condições de equilíbrio da peça pois, ao considerar uma ação capaz de gerar um deslocamento, a geometria influencia no estudo. Isto é, a estabilidade estrutural se torna funcional.

10.3.2. Momento de fissuração

O momento de fissuração se remete ao momento máximo obtido, para caracterização ou não, quando da existência de fissuras no elemento estrutural. Ou seja, equivale ao momento limite, a ser atingido, para o aparecimento de fissuras na seção transversal.

O cálculo exige o atendimento à condicionante, indicada na expressão (59), a seguir.

$$M_r \begin{cases} \geq M_{a,máx} \\ < M_{a,máx} \end{cases} \quad (59)$$

onde:

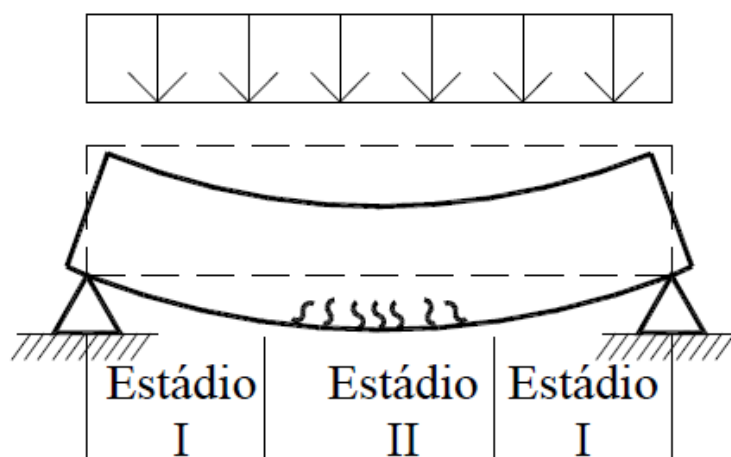
“ M_r ” corresponde ao momento fletor de fissuração, resistido pela seção transversal, dado em $kN.cm$;

“ $M_{a,máx}$ ” equivale ao momento máximo, excedendo o limite da seção, dado em $kN.cm$.

A primeira condição admite o aparecimento de fissuras na seção da peça. Enquanto a segunda, assume que não haverá aberturas.

Em conformidade com o Estado Limite de Utilização, o momento versa sobre o estudo de dois padrões de sistema, observados através do modelo de comportamento estrutural, como aponta a Figura 115, a seguir.

Figura 115 –Viga de concreto armado biapoiada



Fonte: Melges (2020)

Da figura, identificam-se as nomeações estruturais mediante a ação de um carregamento uniformemente distribuído, as quais denominam-se Estádios *I* e *II*.

Assim, vislumbra-se que regiões próximas às vinculações, a curvatura do elemento é mais branda, logo, o momento fletor é pequeno, o que justifica poucas fissuras no local. Esse padrão caracteriza o Estádio *I*. Regiões próximas ao meio do vão, a curvatura é mais acentuada, porquanto, o momento fletor é grande, implicando em muitas fissuras. Esse princípio define o Estádio *II*.

O momento de fissuração é calculado de uma maneira, porém possui impacto estrutural distinto devido às particularidades de cada comportamento. Primeiramente, o dimensionamento da seção ocorre sob ótica do Estádio *I* e, a depender da verificação, torna-se necessário analisar o Estádio *II*.

10.3.2.1. Verificação do estádio *I*

O Estádio *I* aborda a integridade da seção transversal, sendo a manifestação em locais adjacentes às vinculações.

Esse comportamento caracteriza-se pela aplicação inicial de uma carga concentrada ou carregamento distribuído, ao longo da estrutura. As tensões atuantes possuem baixa magnitude e o concreto apresenta boa resistência aos esforços de tração, logo, as armaduras longitudinais não são solicitadas.

Como peculiaridades do estádio, é legítimo destacar:

- O sistema exprime pouca deformação, pois os esforços de flexão são baixos;
- As tensões normais são mínimas e o concreto resiste à tração. Porquanto, aplica-se a lei de *Hooke* para a seção tracionada;
- As seções planas permanecem planas. Existe proporção entre as deformações e tensões à distância da linha neutra;
- O momento de inércia é idêntico ao da seção bruta.

A expressão (60), a seguir, ressalta o cálculo do momento de fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad (60)$$

onde:

“ α ” se refere ao coeficiente, que considera o formato da seção transversal e associa a resistência à tração na flexão com à tração direta;

“ f_{ct} ” trata da resistência do concreto à tração direta, dada em kN/cm^2 ;

“ I_c ” é o momento de inércia da seção bruta de concreto, dado em cm^4 ;

“ y_t ” equivale a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada, dada em cm .

A constante pode assumir três valores, dada a forma da seção, destacados a seguir.

$$\alpha = \begin{cases} 1,2 & \dots \text{ Seção } T \text{ ou Seção Duplo } T \\ 1,3 & \dots \text{ Seção } I \text{ ou Seção } T \text{ Invertido} \\ 1,5 & \dots \text{ Seção } Retangular \end{cases}$$

Como o trabalho, em questão, considera uma viga de concreto armado, de seção T, tem-se que o parâmetro vale:

$$\dots \alpha = 1,2$$

Da expressão (38), anterior, tem-se a resistência média do concreto à tração:

- “ $f_{ctm} \cong 0,290 \text{ kN/cm}^2$ ”.

A distância do centro à fibra mais tracionada, da seção bruta, pode ser obtida conforme o cálculo do centro geométrico, dado pela expressão (61), a seguir.

$$y_t = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i * A_i)}{\sum_{i=1}^n (A_i)} \quad (61)$$

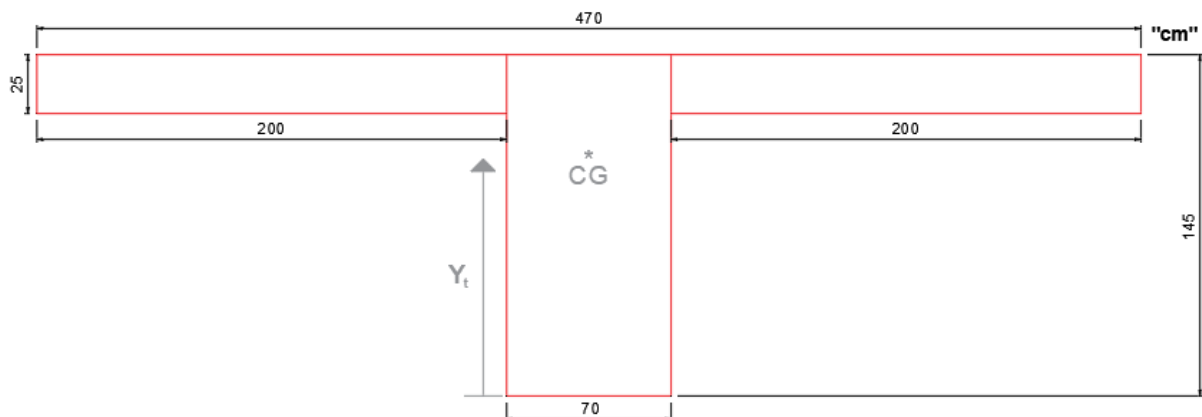
onde:

“ y_i ” se remete a posição central da peça à referência estabelecida, dada em cm ;

“ A_i ” trata da área da peça observada, dada em cm^2 .

A Figura 116, a seguir, ilustra o distanciamento da borda tracionada, ponto de análise, ao centro da seção transversal.

Figura 116 – Distância da fibra mais tracionada ao centro geométrico da seção



Expandindo a expressão, obtém-se:

$$y_t = \frac{(60 * (70 * 120)) + (132,5 * (470 * 25))}{(70 * 120) + (470 * 25)} \quad \therefore y_t \cong 102,28 \text{ cm}$$

O momento de inércia, da seção bruta, é dado pela expressão (62), a seguir.

$$I_{c,seção\ total,T} = I_{seção\ T,CG,1} + I_{seção\ T,CG,2} \quad (62)$$

O momento de inércia da seção, para cada configuração, pode ser determinado segundo o teorema dos eixos paralelos, dado pela expressão (63), a seguir.

$$I_{seção\ T,CG} = I_{nova\ seção} + A * d^2 \quad (63)$$

onde:

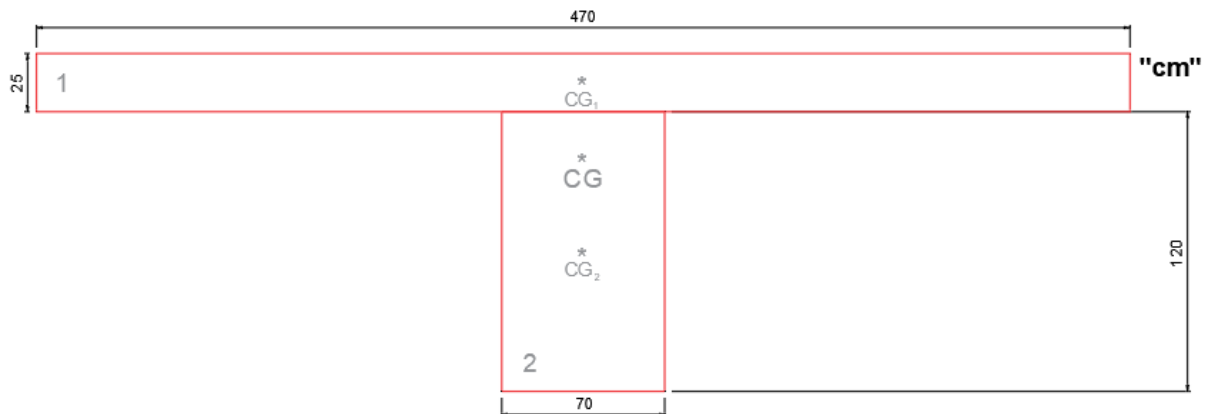
“ $I_{nova\ seção}$ ” equivale ao momento de inércia bruto, da área representada, em relação ao CG da nova figura, dado em cm^4 ;

“ A ” é a área a ser transferida, em relação ao centro geométrico da nova seção, dada em cm^2 ;

“ d ” corresponde a distância entre o CG, da nova área e seção T, dada em cm .

A Figura 117, a seguir, ilustra esse cenário.

Figura 117 – Partição da seção transversal em duas áreas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, como a seção foi particionada em duas, estas serão analisadas, isoladamente, para facilitar a didática.

Logo:

1ª Figura:

$$I_{seção\ T,CG,1} = \frac{70 * 120^3}{12} + ((70 * 120) * (102,28 - 60)^2)$$

$$\therefore I_{\text{seção } T,CG,1} \cong 25.095.826,56 \text{ cm}^4$$

2ª Figura:

$$I_{\text{seção } T,CG,2} = \frac{470 * 25^3}{12} + ((470 * 25) * (132,5 - 102,28)^2)$$

$$\therefore I_{\text{seção } T,CG,2} \cong 11.342.647,87 \text{ cm}^4$$

Assim, da expressão (62), obtém-se:

$$I_{c,\text{seção total},T} = 25.095.826,56 + 11.342.647,87$$

$$\therefore I_{c,\text{seção total},T} = 36.438.474,43 \text{ cm}^4$$

Substituindo os valores na equação (60), obtém-se o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{1,2 * 0,290 * 36.438.474,43}{102,28} \therefore M_r \cong 123.979,17 \text{ kN.cm}$$

A expressão (64), a seguir, apresenta o cálculo do momento atuante máximo.

$$M_{a,máx} = M_g + M_q \quad (64)$$

onde:

“ M_g ” se refere ao momento fletor decorrente das ações permanentes, dado em $kN.cm$;

“ M_q ” trata do momento fletor devido às ações acidentais, dado em $kN.cm$.

Observação 34: A determinação da grandeza, do ponto de vista analítico, ocorre por meio de uma combinação rara. Porquanto, se a seção transversal fissurar, as aberturas serão permanentes (MELGES, 2020).

Para o trabalho, em questão, a magnitude do momento máximo pode ser alcançada, de modo direto, pela envoltória de momento fletor do Estado Limite de Serviço, indicado na Figura 54, anterior.

Desse modo, tem-se que o esforço de flexão máximo vale:

$$M_{a,máx} = M_{máx,meio \text{ do vão}} = 823.210,00 \text{ kN.cm}$$

Logo, da expressão (59), verifica-se:

$$123.979,17 \text{ kN.cm} \left\{ \begin{array}{l} \geq 823.210,00 \text{ kN.cm} \\ < 823.210,00 \text{ kN.cm} \end{array} \right.$$

Da segunda situação, tem-se:

$$123.979,17 \text{ kN.cm} < 823.210,00 \text{ kN.cm}$$

(Verifica!)

Portanto, haverá fissuras. A seção irá trabalhar no Estádio *II*.

10.3.2.1.1. Resumo de cálculo

Para efeito de registro, o comportamento de uma peça no Estádio *I* classifica uma seção bruta, sem fissuras, em razão de o concreto suportar os esforços de tração à flexão. Sendo assim, as informações mais importantes equivalem a indicação da linha neutra bem como do momento de inércia.

O cálculo da linha neutra pode ser mensurado pela expressão (65), a seguir:

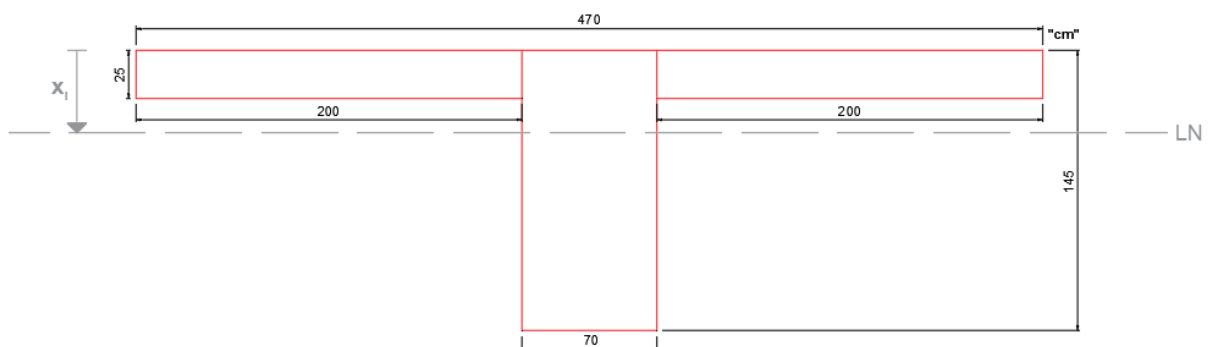
$$x_I = h - y_t \quad (65)$$

Adicionando os valores, tem-se:

$$x_I = 145,00 - 102,28 \quad \therefore \quad x_I = 42,72 \text{ cm}$$

A Figura 118, a seguir, ilustra a posição da linha neutra, sendo a borda comprimida a referência de análise.

Figura 118 – Representação real da linha neutra pelo Estádio *I*



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, percebe-se que o resultado é legítimo, uma vez que parte da seção se encontra comprimida e outra, tracionada, ratificando as características do estágio.

Do cálculo efetuado, tem-se que o momento de inércia é correspondente ao momento bruto da seção T:

- “ $I_I = I_{c,seção\ total,T} = 36.438.474,43\ cm^4$ ”.

10.3.3. Momento de inércia efetivo

Como destacado, a avaliação da flecha em viga compreende duas situações.

Na primeira, $M_{a,máx} \leq M_r$, tem-se que o momento fletor, na seção crítica, é inferior ao momento de fissuração. Assim, não haverá fissuras na peça e a estrutura será dimensionada segundo as condições do Estádio I. Além disso, o momento de inércia da seção transversal corresponderá a inércia da seção bruta.

Na segunda, $M_{a,máx} > M_r$, o momento fletor, na seção crítica, é superior ao momento de fissuração. Logo, haverá fissuras no elemento e o sistema será dimensionado conforme às condições do Estádio II. Essa fissuração afetará a inércia da viga, sendo necessário determinar uma inércia equivalente para contemplar esse caso.

O conceito recomenda a padronização de uma inércia para a peça de concreto, inércia equivalente, que computa as áreas fissuradas (Estádio I) e não fissuradas (Estádio II). O estudo torna-se viável devido à tensão variar ao longo da seção, mediante a passagem da linha neutra, resultando em impactos estruturais distintos.

A determinação deve atender ao limite, indicado pela expressão (66), a seguir.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{a,máx}} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{a,máx}} \right)^3 \right] * I_{II} \leq I_c \quad (66)$$

onde:

“ I_{II} ” é o momento de inércia da seção transversal de concreto no Estádio II, dado em cm^4 .

10.3.3.1. Verificações do estágio II

O Estádio II versa sobre o exame da integridade da seção do elemento, sendo a sua manifestação no centro do vão.

Esse comportamento demonstra uma fissuração inicial na zona de concreto tracionado, após as deformações originárias de ações. As tensões atuantes possuem módulo elevado e o concreto não apresenta resistência aos esforços de tração, logo, as armaduras longitudinais são solicitadas.

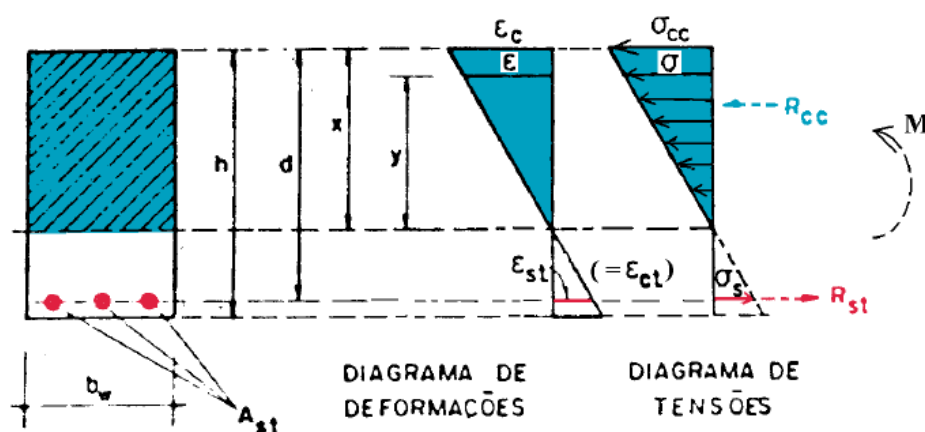
Como particularidades do estágio, é pertinente destacar:

- A estrutura apresenta deformação intensa, uma vez que os esforços de flexão são altos;
- As tensões normais são grandes. Porquanto, o concreto não resiste aos esforços de tração, sendo a armadura responsável por absorver as tensões devido a aderência;
- As seções planas permanecem planas, pois a deformação e tensão são proporcionais em relação à distância da linha neutra;
- A definição de um coeficiente, que garanta a homogeneização da seção transversal;
- A aplicação da lei de *Hooke* para a armadura tracionada homogeneizada;
- O momento de inércia da seção é divergente da seção bruta.

Para a sequência do dimensionamento, salienta-se que o concreto, mesmo não resistindo a tração, ainda expressa uma resistência mínima. Ou seja, existe uma contribuição que impacta, diretamente, nas considerações e cálculos a serem feitos. No entanto, o mesmo deixa de ser o principal responsável pela resistência, sendo as armaduras solicitadas.

A Figura 119, a seguir, exemplifica os diagramas, deformação e tensão, para uma seção transversal retangular, a qual ressalta a importância do aço para a resistência à tração.

Figura 119 – Disposição das armaduras na região tracionada



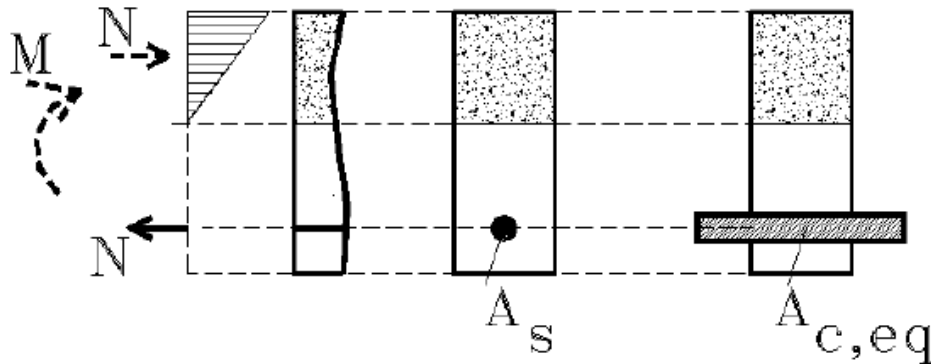
Fonte: Melges (2020)

Dessa forma, das definições de resistência dos materiais, é factível homogeneizar a seção. Isto é, sob domínio dos conceitos estruturais, é possível transformar uma área de aço

tracionado em concreto equivalente tracionado por meio da uniformidade da seção, a qual contabilizará o efeito do concreto na resistência estrutural.

A Figura 120, a seguir, exprime a analogia funcional para uma seção retangular.

Figura 120 – Homogeneização da seção transversal de concreto



Fonte: Melges (2020)

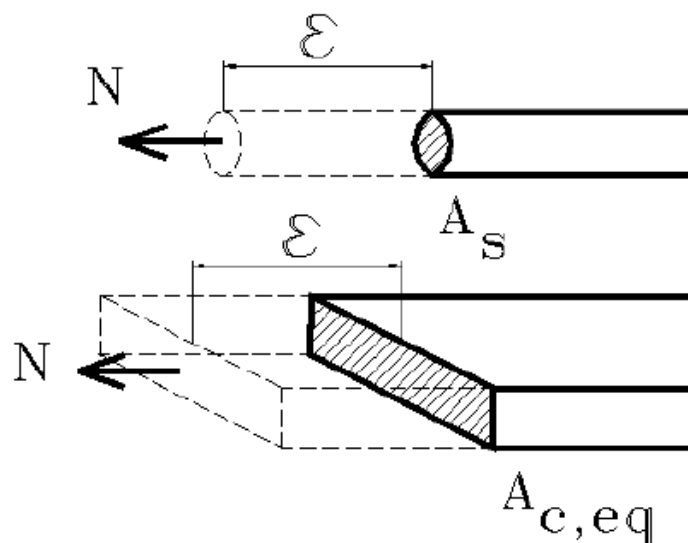
Para que as condições de cálculo sejam satisfeitas, esse artifício requer adaptações formulares decorrentes da concordância entre os materiais.

Existem duas ponderações, essenciais para o dimensionamento:

- Aplicação da lei de *Hooke*;
- Identidade de deformação, aço e concreto equivalente.

A Figura 121, a seguir, relaciona os materiais segundo uma análise gráfica.

Figura 121 – Comparação dos elementos para uniformização da seção



Fonte: Melges (2020)

Da aplicação da Lei de *Hooke*, tem-se a expressão (67), a seguir.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \varepsilon * E \quad (67)$$

onde:

“ σ ” equivale à tensão normal, aplicada sobre o elemento, dada em *MPa*;

“ N ” trata do esforço normal, de tração ou compressão, aplicado sobre a peça, dado em *kN*;

“ A ” é a área da seção transversal, submetida a aplicação do esforço normal, dada em m^2 ;

“ ε ” corresponde à constante de deformação específica, percebida pela peça;

“ E ” se refere ao módulo de elasticidade ou deformação do elemento estrutural, dado em *MPa*.

Ao avaliar os materiais, isoladamente, obtém-se as expressões (68) e (69), a seguir.

➤ Aço

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s} = \varepsilon * E_s \quad (68)$$

onde:

“ σ_s ” equivale à tensão normal, aplicada sobre o aço de armadura passiva, dada em *MPa*;

“ A_s ” trata da área da seção da armadura longitudinal, submetida a aplicação do esforço normal, dada em m^2 ;

“ E_s ” é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, dado em *MPa*.

➤ Concreto

$$\sigma_{c,eq} = \frac{N}{A_{c,eq}} = \varepsilon * E_{cs} \quad (69)$$

onde:

“ $\sigma_{c,eq}$ ” se remete à tensão normal de compressão, aplicada sobre a área de concreto equivalente, dada em *MPa*;

“ $A_{c,eq}$ ” corresponde a área da seção transversal de concreto equivalente, submetida a aplicação do esforço normal, dada em m^2 ;

“ E_{cs} ” equivale ao módulo de deformação secante do concreto, dado em *MPa*.

A partir das expressões anteriores, ao isolar o termo da deformação, tem-se a equação (70), a seguir.

$$\frac{N}{A_s * E_s} = \frac{N}{A_{c,eq} * E_{cs}} \quad \therefore \quad A_{c,eq} = \frac{E_s * A_s}{E_{cs}} \quad \therefore \quad A_{c,eq} = \alpha_e * A_s \quad (70)$$

onde:

“ α_e ” é um parâmetro, razão entre os módulos de elasticidade do aço e secante do concreto.

De posse da relação, segue-se com o dimensionamento da seção, considerando o estágio de abertura inicial das fissuras.

A expressão (71), a seguir, apresenta o cálculo da elasticidade secante do concreto.

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (71)$$

onde:

“ α_i ” trata do coeficiente multiplicativo, dependente do f_{ck} ;

“ E_{ci} ” se refere ao módulo de elasticidade tangente inicial do concreto, dado em *MPa*.

A expressão (72), a seguir, indica o cálculo do coeficiente, mediante uma condicional.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) \leq 1,0 \quad (72)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \left(\frac{30}{80}\right) \leq 1,0 \quad \therefore \alpha_i = 0,875 \leq 1,0$$

A expressão (73), a seguir, aponta o cálculo da elasticidade tangencial.

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (73)$$

onde:

“ α_E ” corresponde ao parâmetro multiplicativo, relacionado a natureza do agregado.

A constante pode assumir quatro valores, conforme a especificação do agregado.

$$\alpha_E = \begin{cases} 1,2 & \therefore \text{Basalto e Diabásio} \\ 1,0 & \therefore \text{Granito e Gnaisse} \\ 0,9 & \therefore \text{Calcário} \\ 0,7 & \therefore \text{Arenito} \end{cases}$$

Como o trabalho, em questão, propõe analisar a flecha estrutural da viga de uma ponte rodoviária, a mesma pode ser planejada para execução no estado de São Paulo. Dessa maneira, visando aproximação com a realidade, a natureza mais provável do agregado seria o “Basalto” por conta da geologia das regiões paulistas.

Logo, tem-se que o coeficiente equivale a:

$$\alpha_E = 1,2$$

Da expressão anterior, obtém-se:

$$E_{ci} = 1,2 * 5600\sqrt{30} \quad \therefore \quad E_{ci} \cong 36.806,96 \text{ MPa}$$

Da equação (71), tem-se:

$$E_{cs} = 0,875 * 36.806,96 \quad \therefore \quad E_{cs} \cong 32.206,09 \text{ MPa} = 3.220,61 \text{ kN/cm}^2$$

Para relacionar os materiais, aço e concreto, torna-se imprescindível o cálculo de um fator, que associa os módulos de elasticidade, dado pela expressão (74), a seguir.

$$\alpha_e = \frac{E_S}{E_{CS}} \quad (74)$$

onde:

“ E_S ” é o módulo de deformação do aço. Da norma, $E_S = 210 \text{ GPa}$ (NBR 6118, 2024).

Assim:

$$\alpha_e = \frac{210.000,00}{32.206,09} \quad \therefore \quad \alpha_e \cong 6,52$$

Considerando as devidas características da seção transversal, trabalhando no Estádio II, ressalta-se a necessidade de se determinar a nova posição da linha neutra, uma vez que, após o início das fissuras, a fibra inferior tracionada tende a avançar à fibra superior comprimida configurando, assim, um novo posicionamento para o equilíbrio das tensões.

A nova passagem é obtida por meio do momento estático.

A somatória do momento estático da seção homogeneizada, em relação ao CG, equivale a zero. Essa veracidade é válida e visa garantir o equilíbrio estrutural.

A expressão (75), a seguir, evidencia o cálculo para a nova posição.

$$\sum M_s = 0 \quad (75)$$

onde:

“ M_s ” corresponde ao momento estático em relação ao centro geométrico da seção, dado em m .

Ao expandir o somatório em novas parcelas, obtém-se a expressão (76), a seguir.

$$\alpha_e * A_{s,efetiva} * (d - x) - b_w * x * \left(\frac{x}{2}\right) = 0 \quad (76)$$

onde:

“ x ” é a nova posição da linha neutra no Estádio II, após início da fissuração, dada em m .

A primeira parcela da equação, multiplicativa, aborda a contribuição das armaduras longitudinais tracionadas, enquanto a segunda, do concreto comprimido.

Isolando o termo “ x ”, a ser determinado, adquire-se a expressão (77), seguir.

$$x_{II} = \frac{-\alpha_e * A_{s,efetiva} + \sqrt{(\alpha_e * A_{s,efetiva})^2 + 2 * \alpha_e * A_{s,efetiva} * b_f * d}}{b_f} \quad (77)$$

Observação 35: Como a expressão é de segundo grau, dois valores serão determinados. Porém, somente um será utilizado devido o significado físico. Esse é denominado x_{II} , indicado acima.

10.3.3.1.1. Estimativa da nova linha neutra

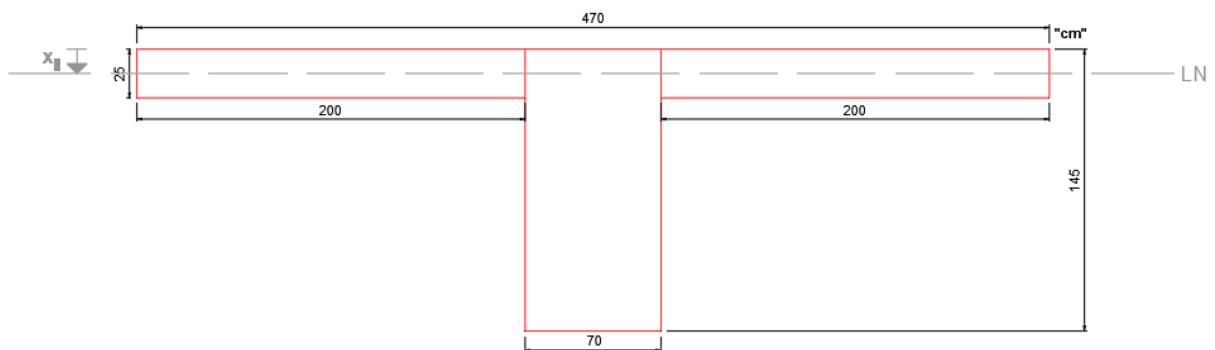
A estimativa da linha neutra, no Estádio II, pondera estudos de caso com o intuito de analisar as possíveis possibilidades, considerando a altura útil estimada e real, calculadas.

1º Estudo de Caso: Mesa comprimida

Essa situação supõe que a linha neutra intercepta a peça comprimindo, somente, a mesa da seção T. Consequentemente, a mesma passa a apresentar um comportamento retangular.

A Figura 122, a seguir, ilustra a passagem da linha neutra sobre a mesa da seção.

Figura 122 – Compressão da mesa



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50$ cm)

Da expressão (77), tem-se:

$$x_{II} = \frac{(-6,52 * 313,56) + \sqrt{(6,52 * 313,56)^2 + (2 * 6,52 * 313,56 * 470 * 130,50)}}{470}$$

$$\therefore x_{II} \cong 29,62 \text{ cm}$$

Como “ $x_{II} > h_f$ ”, o resultado obtido não é factível, pois a mesa e alma encontram-se comprimidas. Isso contradiz a hipótese inicial.

➤ Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm}$)

Da expressão (77), tem-se:

$$x_{II} = \frac{(-6,52 * 313,56) + \sqrt{(6,52 * 313,56)^2 + (2 * 6,52 * 313,56 * 470 * 124,13)}}{470}$$

$$\therefore x_{II} \cong \mathbf{28,80 \text{ cm}}$$

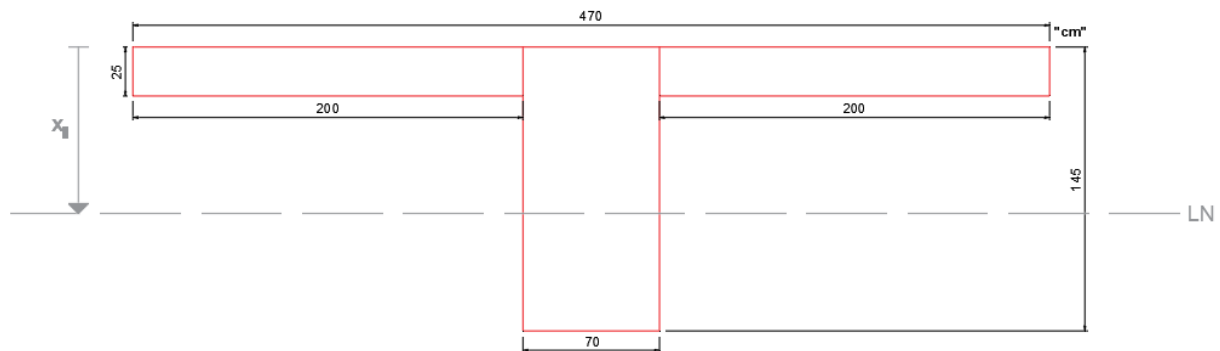
Como “ $x_{II} > h_f$ ”, o valor calculado não é legítimo, uma vez que a mesa e alma estão comprimidas. Isso contradiz a conjectura inicial.

2º Estudo de Caso: Mesa e alma comprimidas

Esse caso presume que a linha neutra corte a peça comprimindo a mesa e alma da seção T. Consecutivamente, a mesma denota um comportamento de seção T.

A Figura 123, a seguir, ilustra o transpasse da linha neutra sobre a alma da seção.

Figura 123 – Compressão da mesa e alma



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Segundo Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante (2019), ao se estudar a fadiga estrutural de uma seção T, existem expressões direcionadas ao cálculo da linha neutra.

A posição da linha neutra pode ser determinada pela expressão (78), a seguir.

$$x_{II} = A * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 * d_0)}{A}} \right) \quad (78)$$

onde:

“ A ” e “ d_0 ” se referem a grandezas empíricas, que relacionam as dimensões da seção bem como a área e elasticidade.

O fator “ d_0 ” pode ser obtido segundo a expressão (79), a seguir.

$$d_0 = \frac{A_{s,efetivo} * d + \left[\frac{(b_f - b_w) * h_f}{\alpha_e} \right] * \frac{h_f}{2}}{A_{s,efetivo} + \left[\frac{(b_f - b_w) * h_f}{\alpha_e} \right]} \quad (79)$$

O parâmetro “ A ” pode ser mensurado por meio da expressão (80), a seguir.

$$A = \frac{\alpha_e * \left[A_{s,efetivo} + \frac{(b_f - b_w) * h_f}{\alpha_e} \right]}{b_w} \quad (80)$$

➤ Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50$ cm)

Das expressões (79) e (80), têm-se:

$$d_0 = \frac{(313,56 * 130,5) + \left[\frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right] * \frac{25}{2}}{313,56 + \left[\frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right]} \quad \dots \quad d_0 \cong 32,53 \text{ cm}$$

$$A = \frac{6,52 * \left[313,56 + \frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right]}{70} \quad \dots \quad A \cong 172,06 \text{ cm}$$

Da expressão (78), obtém-se:

$$x_{II} = 172,06 * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 * 32,53)}{172,06}} \right) \quad \dots \quad \boxed{x_{II} \cong 29,93 \text{ cm}}$$

Como “ $x_{II} > h_f$ ”, o resultado obtido é válido, uma vez que a mesa e alma encontram-se comprimidas. Isso confirma a hipótese inicial.

➤ Altura útil real ($d_{real} = 124,13$ cm)

Das expressões (79) e (80), têm-se:

$$d_0 = \frac{(313,56 * 124,13) + \left[\frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right] * \frac{25}{2}}{313,56 + \left[\frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right]} \quad \dots \quad d_0 \cong 31,45 \text{ cm}$$

$$A = \frac{6,52 * \left[313,56 + \frac{(470 - 70) * 25}{6,52} \right]}{70} \quad \therefore \quad A \cong 172,06 \text{ cm}$$

Da expressão (78), obtém-se:

$$x_{II} = 172,06 * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 * 31,45)}{172,06}} \right) \quad \therefore \quad \boxed{x_{II} \cong 29,01 \text{ cm}}$$

Como “ $x_{II} > h_f$ ”, o valor calculado é factível, pois a mesa e alma estão comprimidas. Isso confirma a conjectura inicial.

Observação 36: Como a posição da linha neutra já havia sido calculada, conforme especifica o item “9.1.3.2.4”, do detalhamento das armaduras longitudinal e transversal, tem-se que o valor encontrado corresponde a linha neutra do Estádio II, pois “ $x_{II} < h_f$ ”. Isso simboliza que a mesa está comprimida e, conseqüentemente, a seção se encontra com uma crescente zona de tração e decrescente, compressão, o que ratifica o prognóstico. Dessa forma, como o resultado obtido é autêntico, divergente do mensurado pelos estudos de caso (suposição da seção bruta), uma vez que a altura da linha neutra, do estágio II, já é conhecida, assume-se a solução como assertiva.

10.3.3.1.2. Cálculo da nova inércia

De posse do valor, torna-se possível determinar o novo momento de inércia da seção transversal. Este é mensurado através do teorema dos eixos paralelos, que considera o transporte do eixo da região, comprimida ou tracionada, ao centro geométrico da peça.

A expressão (63), anterior, consiste na formulação base para cálculo da inércia de uma seção, discriminando o teorema dos eixos paralelos.

Logo, ao expandir cada termo da equação, tem-se:

$$I_{II} = \left(\frac{b_f * x_{II}^3}{12} \right) + b_f * x_{II} * \left(\frac{x_{II}}{2} \right)^2 + \alpha_e * A_{s,ef} * (d - x_{II})^2 \quad (81)$$

A primeira parcela retrata a inércia da seção de concreto, enquanto a segunda e terceira, o transporte de eixos, do concreto comprimido e das armaduras tracionadas, ao eixo central, respectivamente.

Observação 37: Como o cálculo da nova inércia é denotada por uma expressão quadrática, dois valores serão determinados. Entretanto, apenas um será positivo por conta do significado físico. Esse é denominado I_{II} , já ressaltado.

O cálculo do momento de inércia, no Estádio II, focaliza dois cenários, examinando a altura útil estimada e real, calculadas.

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50$ cm)

Da expressão (81), tem-se:

$$I_{II} = \left(\frac{470 * 19,79^3}{12} \right) + 470 * 19,79 * \left(\frac{19,79}{2} \right)^2 + 6,52 * 313,56 * (130,50 - 19,79)^2$$

$$\therefore I_{II} \cong 26.272.009,56 \text{ cm}^4$$

- Altura útil real ($d_{real} = 124,13$ cm)

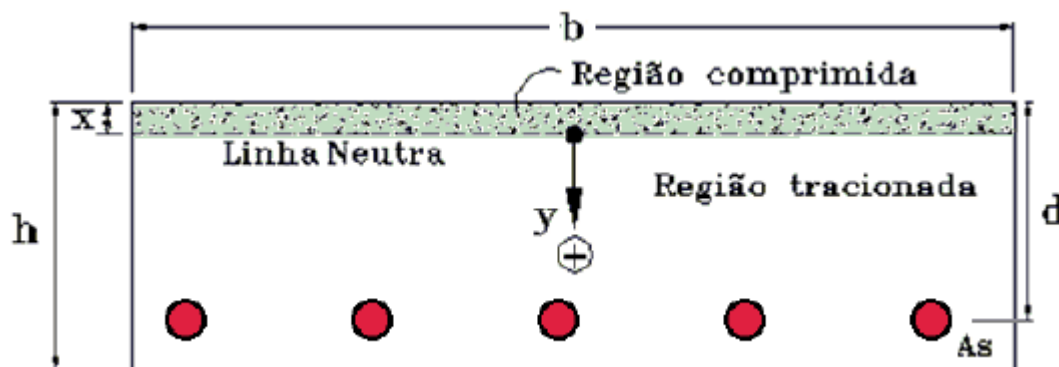
Da expressão (81), tem-se:

$$I_{II} = \left(\frac{470 * 19,79^3}{12} \right) + 470 * 19,79 * \left(\frac{19,79}{2} \right)^2 + 6,52 * 313,56 * (124,13 - 19,79)^2$$

$$\therefore I_{II} \cong 23.471.435,06 \text{ cm}^4$$

A Figura 124, a seguir, acusa as armaduras, tracionadas, e o concreto, comprimido, para determinação do momento de inércia.

Figura 124 – Configuração da seção transversal para cálculo da inércia no Estádio II



Fonte: Melges (2020)

10.3.3.1.3. Cálculo da inércia equivalente

Conhecido o valor, é possível se obter a inércia equivalente da seção T. Esta emprega uma equipolência de inércias, contabilizando os efeitos simultâneos do Estádio *I* e *II*.

O cálculo do momento de inércia equivalente, no Estádio *II*, salienta duas situações, avaliando a altura útil estimada e real, calculadas.

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50$ cm)

Da expressão (66), anterior, tem-se:

$$I_{eq} = \left(\frac{123.979,17}{823.210,00}\right)^3 * 36.438.474,43 + \left[1 - \left(\frac{123.979,17}{823.210,00}\right)^3\right] * 26.272.009,56$$

$$\therefore \boxed{I_{eq} \cong 26.306.737,92 \text{ cm}^4 \leq 36.438.474,43 \text{ cm}^4}$$

(*Verifica!*)

- Altura útil real ($d_{real} = 124,13$ cm)

Da expressão (66), anterior, tem-se:

$$I_{eq} = \left(\frac{123.979,17}{823.210,00}\right)^3 * 36.438.474,43 + \left[1 - \left(\frac{123.979,17}{823.210,00}\right)^3\right] * 23.471.435,06$$

$$\therefore \boxed{I_{eq} \cong 23.515.730,10 \text{ cm}^4 \leq 36.438.474,43 \text{ cm}^4}$$

(*Verifica!*)

10.3.3.1.4. Resumo de cálculo

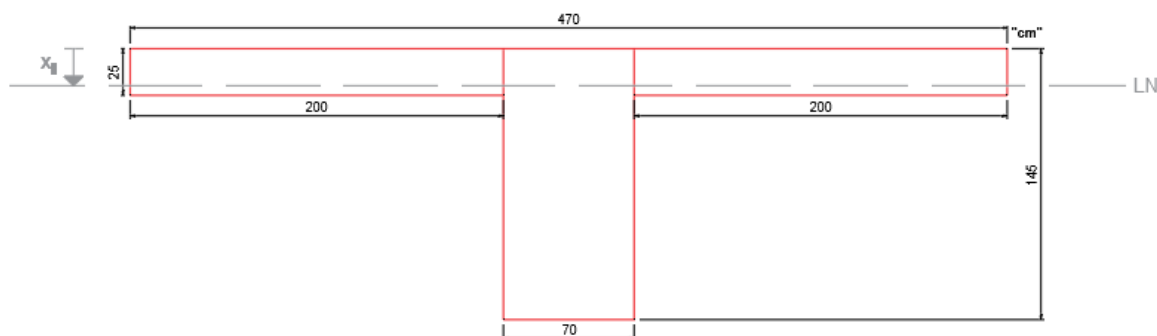
Para efeito de registro, o comportamento de uma peça no Estádio *II* exprime uma seção modificada, com fissuras, em decorrência de o aço ser solicitado e resistir aos esforços de tração à flexão. Logo, as informações mais relevantes desse estágio equivalem a indicação da nova linha neutra bem como do momento equivalente.

Do cálculo, tem-se que a altura da linha neutra do Estádio *II* vale:

- “ $x_{II} = 19,79$ cm”.

A Figura 125, a seguir, ilustra a posição da nova linha neutra, sendo a borda comprimida a referência.

Figura 125 – Representação real da linha neutra pelo Estádio II



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, percebe-se que o resultado é válido, pois a seção se encontra mais tracionada, ratificando as características do estágio.

Do cálculo anterior, tem-se que o momento de inércia se refere à inércia equivalente da seção T, a qual elucida dois cenários:

- **Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm}$):** “ $I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$ ”;
- **Altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm}$):** “ $I_{eq} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$ ”.

Observação 38: O trabalho não abordará o estudo do Estádio III.

10.3.4. Deslocamento estrutural

10.3.4.1. Flecha imediata

A flecha imediata, também denominada por flecha instantânea, corresponde ao máximo deslocamento de uma região da peça estrutural, quando da aplicação de ações, com destaque para os carregamentos permanentes e a retirada de escoramentos.

A mesma está associada às características dos materiais, às condições de vinculação do sistema concebido, ao comprimento do vão definido, à grandeza e tipologia da ação atuante, ao nível de fissuração do elemento e às propriedades geométricas da seção.

A flecha imediata é designada como o deslocamento transversal ao longo da aplicação do carregamento e depende das características físico-geométricas da peça (BARONI, 2003).

A deformação instantânea, para a viga de concreto armado, pode ser determinada de maneiras distintas, pois está condicionada a ação introduzida ao longo do seu comprimento. Ou seja, para cada particularidade obtém-se uma flecha estrutural, como indicado nos Anexos A e B. Portanto, é necessário verificar as condições propostas antes de iniciar os cálculos.

Em consonância com as Figuras 49 e 52, anteriores, referentes às ações permanentes e variáveis, respectivamente, a análise da flecha ocorrerá de modo singular.

Observação 39: Para o cálculo da deformação instantânea, utiliza-se a inércia equivalente, pois como “ $M_r < M_{a,máx}$ ”, então, “ $I_{flecha} = I_{eq}$ ”.

A flecha imediata total é determinada pela expressão (82), a seguir.

$$f_{i,t} = f_{i,cp} + f_{i,cm} \quad (82)$$

Onde:

“ $f_{i,cp}$ ” trata da flecha imediata para as ações permanentes, dada em *cm*;

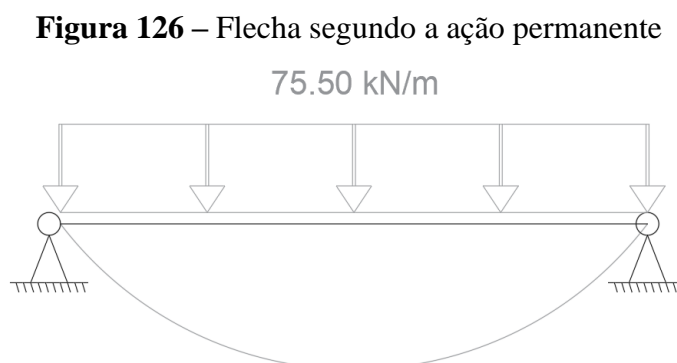
“ $f_{i,cm}$ ” é a flecha imediata para as ações móveis, dada em *cm*.

O cálculo da flecha instantânea ocorrerá sob duas óticas, com a finalidade de analisar os resultados finais e os possíveis impactos estruturais, se existir. As mesmas abordam um estudo gráfico, dados obtidos do *software Ftool (v.2018)*, e algébrico, informações originárias de uma tabela de vigas padronizadas (Anexos A e B).

10.3.4.1.1. Ação permanente

1ª Opção: Deslocamento gráfico

Da aplicação de um carregamento distribuído uniformemente, ao longo da extensão da viga de concreto armado, obtém-se uma deformação transversal, que pode ser observada pela Figura 126, a seguir.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A Figura 127, a seguir, aclara o deslocamento máximo obtido, no meio do vão, perante ação do carregamento.

Figura 127 – Deformação por flexão de um carregamento estático



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, percebe-se que a flecha equivale a:

$$f_{i,cp} = DV \cong 1,73 \text{ cm}$$

O sinal negativo, no desenho, indica que a referência está invertida.

2ª Opção: Deslocamento algébrico

Da Figura 126, anterior, tem-se que a ação atuante é uniformemente distribuída.

Do *Caso "6"*, Anexo A, é possível calcular a deformação segundo a equação da linha elástica (83), a seguir.

$$v_{i,cp}(x) = \frac{p * l^4 * x}{24 * E_{cs} * I_{eq}} * (x^3 - (2 * x^2) + 1) \quad (83)$$

onde:

“*p*” corresponde ao carregamento permanente aplicado sobre a viga, dado em *kN/m*;

“*x*” se refere ao comprimento que se deseja obter a flecha da viga, dado em *m*.

Como a intenção é determinar o máximo deslocamento e, sabendo-se que o este ocorre no meio do vão, é possível simplificar o cálculo por meio da expressão (84), a seguir.

$$f_{i,cp} = \frac{5}{384} * \frac{p * l^4}{E_{cs} * I_{eq}} \quad (84)$$

A flecha instantânea examina dois cenários, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm}$ | $I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (84), obtém-se:

$$f_{i,cp} = \frac{5}{384} * \frac{0,7550 * 2000^4}{3.220,61 * 26.306.737,92} \quad \therefore \boxed{f_{i,cp} \cong 1,86 \text{ cm}}$$

- Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

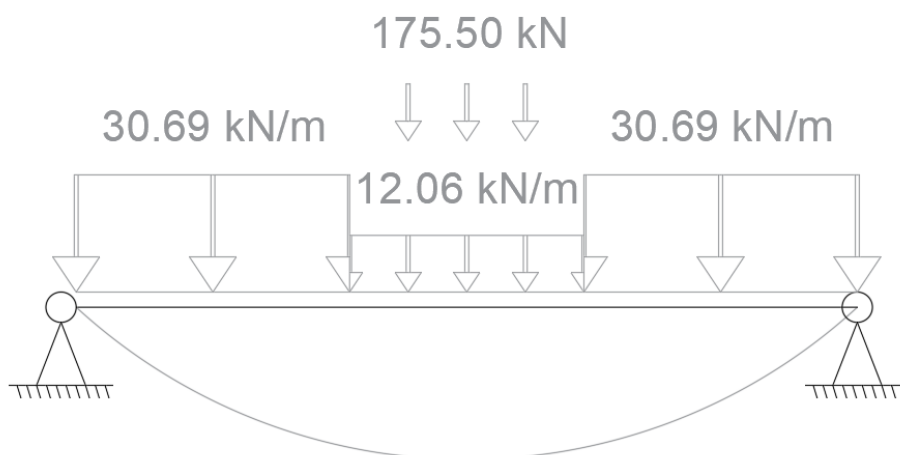
Da equação (84), obtém-se:

$$f_{i,cp} = \frac{5}{384} * \frac{0,7550 * 2000^4}{3.220,61 * 23.515.730,10} \quad \therefore \boxed{f_{i,cp} \cong 2,08 \text{ cm}}$$

10.3.4.1.2. Ação móvel

Analisando uma carga móvel, composta por três parcelas de cargas pontuais bem como três carregamentos distribuídos, ao longo da extensão da viga de concreto armado, obtém-se uma deformação estrutural, que pode ser observada pela Figura 128, a seguir.

Figura 128 – Flecha segundo a ação móvel

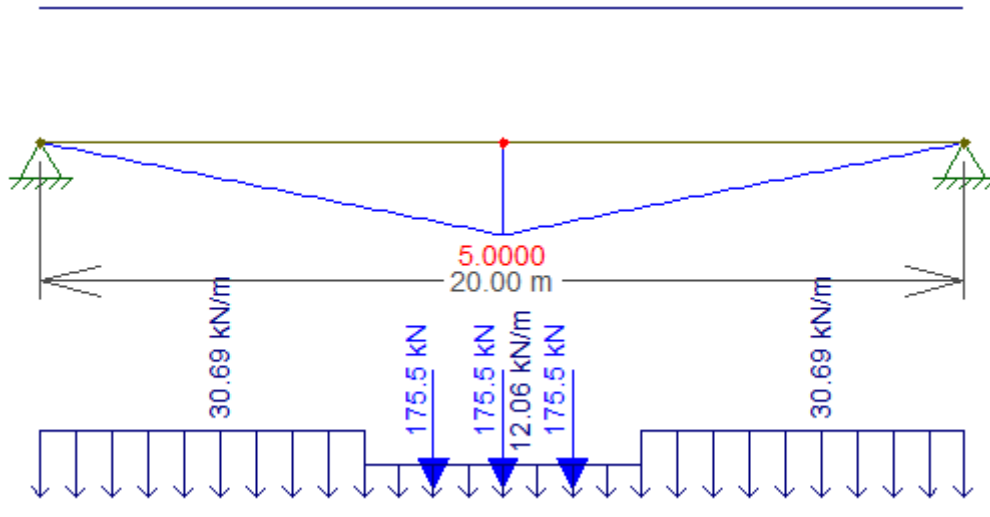


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Observação 40: As cargas móveis possuem diferentes impactos sobre a estrutura, quando comparadas às ações fixas, devido ao comportamento. O estudo das ações é distinto em função da natureza singular, com características e especificações próprias, porém a essência de cálculo é semelhante. Sendo assim, não é possível mensurar o deslocamento de uma peça para ações fixas e móveis da mesma forma. Enquanto estas necessitam da compreensão das linhas de influência, afim de verificar o caso mais desfavorável a se adotar nos cálculos, aquelas externam análises mais imediatas, por conta de parâmetros pré-definidos. Como o foco é a verificação da flecha máxima, o trabalho será direcionado para essa situação.

A Figura 129, a seguir, exibe a linha de influência, para a situação mais crítica, afim de obter a maior deformação estrutural.

Figura 129 – Linha de influência de momento fletor do trem-tipo

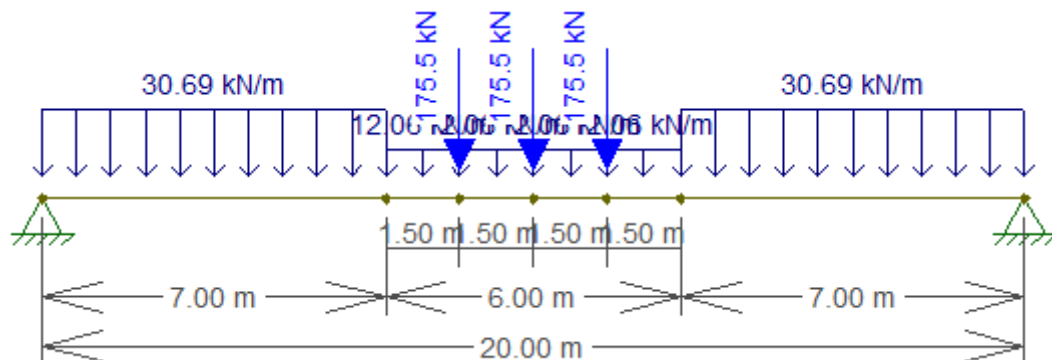


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, ao analisar a linha de influência, nota-se que a seção crítica ocorre quando os esforços pontuais são posicionados em regiões próximas ao centro do vão.

No entanto, como o trabalho visa determinar a flecha da ação móvel, será necessário aproximar o comportamento de uma carga dinâmica para estática, afim de simplificar o cálculo. Ao localizar a seção, mais desfavorável, interpreta-se a ação de mobilidade por uma fixa como forma de mensurar a deformação naquele exato instante, como evidencia a Figura 130, a seguir.

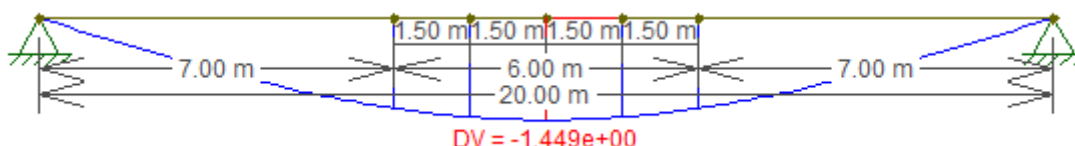
Figura 130 – Análise de uma ação móvel por fixa



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

1ª Opção: Deslocamento gráfico

A Figura 131, a seguir, revela o deslocamento máximo obtido, no meio do vão, perante a ação em conjunto.

Figura 131 – Deformação por flexão de uma carga dinâmica

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Da figura, percebe-se que a flecha equivale a:

$$f_{i,cm} = DV \cong 1,45 \text{ cm}$$

O sinal negativo, no desenho, indica que a referência está invertida.

2ª Opção: Deslocamento algébrico

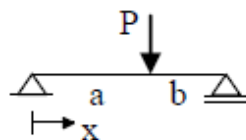
Da Figura 128, anterior, tem-se que uma parcela das ações atuantes é uniformemente distribuída e outra, concentrada.

As expressões, utilizadas no cálculo da deformação, estão referenciadas no Anexo A.

Assim, a melhor maneira para se determinar a flecha imediata, nesse caso, é estudar as ações, isoladamente.

✓ **Cargas pontuais**

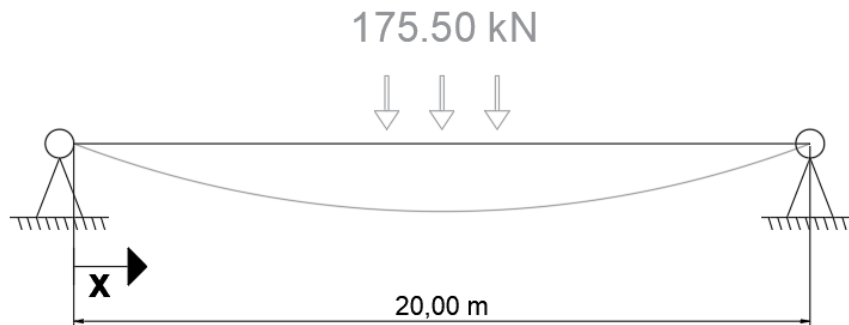
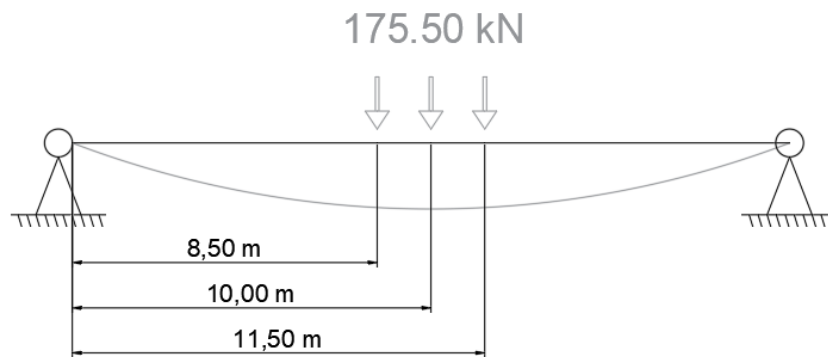
A Figura 132, a seguir, acusa a ação da carga concentrada sobre a viga.

Figura 132 – Ação concentrada do trem-tipo

Fonte: Anexo A

Como “ $a \geq b$ ”, para o trabalho, em questão, considera-se “ $a = b = 10,00\text{m}$ ”.

As Figuras 133.1 e 133.2, a seguir, ilustram as ações pontuais sobre a viga de concreto armado.

Figura 133 – Ação pontual**Figura 133.1** – Flecha das cargas pontuais**Figura 133.2** – Ponto de aplicação das cargas pontuais

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Do *Caso "10"*, Anexo A, é possível calcular os deslocamentos conforme as equações da linha elástica, aplicadas para cada caso.

Logo:

1ª Análise: “ $x < a$ ” (8,5m < 10,0m)

$$v_1(x) = \frac{P * b * x}{6 * E_{cs} * I_{eq} * l} * (l^2 - b^2 - x^2) \quad (85)$$

onde:

“ P ” é a carga concentrada, aplicada sobre o elemento em análise, dada em *kN*;

“ b ” corresponde a distância de incidência da força à extremidade direita da vinculação, dada em *cm*.

A flecha imediata avalia dois casos, sendo a altura útil estimada e real, já determinadas.

➤ Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (85), obtém-se:

$$v_1(850) = \frac{175,50 * 1000 * 850}{6 * 3220,61 * 26.306.737,92 * 2000} * (2000^2 - 1000^2 - 850^2)$$

$$\therefore v_{1,est}(850) \cong 0,33 \text{ cm}$$

➤ Altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{eq} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (85), obtém-se:

$$v_1(850) = \frac{175,50 * 1000 * 850}{6 * 3220,61 * 23.515.730,10 * 2000} * (2000^2 - 1000^2 - 850^2)$$

$$\therefore v_{1,real}(850) \cong 0,37 \text{ cm}$$

2ª Análise: “ $x = a$ ” ($10,0m = 10,0m$)

$$v_2(x) = \frac{P * a^2 * b^2}{3 * E_{cs} * I_{eq} * l} \quad (86)$$

onde:

“ a ” equivale a distância de incidência da força à extremidade esquerda da vinculação, dada em cm .

A flecha instantânea examina duas situações, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

➤ Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (86), obtém-se:

$$v_2(1000) = \frac{175,50 * 1000^2 * 1000^2}{3 * 3220,61 * 26.306.737,92 * 2000} \therefore v_{2,est}(1000) \cong 0,35 \text{ cm}$$

➤ Altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{eq} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (86), obtém-se:

$$v_2(1000) = \frac{175,50 * 1000^2 * 1000^2}{3 * 3220,61 * 23.515.730,10 * 2000} \therefore v_{2,real}(1000) \cong 0,39 \text{ cm}$$

3ª Análise: “ $x > a$ ” ($11,5m > 10,0m$)

$$v_3(x) = \frac{P * a * (l - x)}{6 * E_{cs} * I_{eq} * l} * ((2 * l * x) - a^2 - x^2) \quad (87)$$

A flecha imediata avalia dois cenários, sendo a altura útil estimada e real, determinadas.

➤ Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (87), obtém-se:

$$v_3(1150) = \frac{175,50 * 1000 * (2000 - 1150)}{6 * 3220,61 * 26.306.737,92 * 2000} * ((2 * 2000 * 1150) - 1000^2 - 1150^2)$$

$$\therefore v_{3,est}(1150) \cong 0,33 \text{ cm}$$

➤ Altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{eq} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (87), obtém-se:

$$v_3(1150) = \frac{175,50 * 1000 * (2000 - 1150)}{6 * 3220,61 * 23.515.730,10 * 2000} * ((2 * 2000 * 1150) - 1000^2 - 1150^2)$$

$$\therefore v_{3,real}(1150) \cong 0,37 \text{ cm}$$

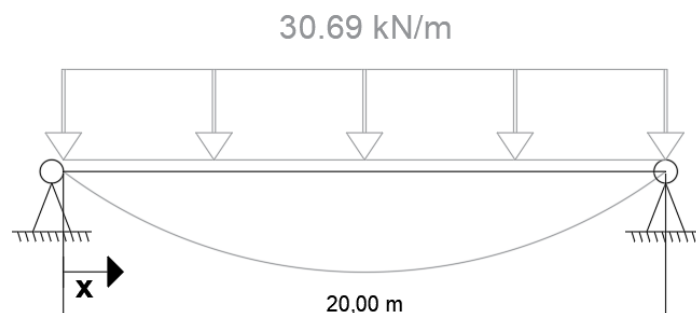
✓ Carregamentos uniformes

1ª Análise: “Carregamento distribuído” ($p = 30,69 \text{ kN/m}$)

Com o objetivo de auxiliar os cálculos, o carregamento “ p ” que, a princípio, atua sobre um comprimento fixo da viga, próximo às vinculações, como ilustrado na Figura 128, anterior, será considerado para o vão total.

A Figura 134, a seguir, ilustra essa adaptação.

Figura 134 – Alteração do vão de ação do carregamento



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

A flecha instantânea examina dois casos, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{\text{est}} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (84), anterior, adaptando o uso para a ação móvel, obtém-se:

$$f_{i,cm,1} = \frac{5}{384} * \frac{0,3069 * 2000^4}{3.220,61 * 26.306.737,92} \quad \therefore f_{i,cm} \cong \mathbf{0,75 \text{ cm}}$$

- Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (84), anterior, adaptando o uso para a ação móvel, obtém-se:

$$f_{i,cm,1} = \frac{5}{384} * \frac{0,3069 * 2000^4}{3.220,61 * 23.515.730,10} \quad \therefore f_{i,cm} \cong \mathbf{0,84 \text{ cm}}$$

2ª Análise: “Carregamento distribuído” ($q = 18,63 \text{ kN/m}$)

Para simplificar os cálculos, o carregamento “ q ” atua sobre um comprimento fixo da viga, próximo ao centro.

Uma alternativa a se considerar é dada pela expressão (88), a seguir.

$$q = p - p' \quad (88)$$

onde:

“ p' ” se refere ao carregamento distribuído, que atua na região central da viga, dado em kN/m .

Da Figura 128, anterior, tem-se que:

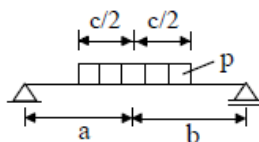
- “ $p' = 12,06 \text{ kN/m}$ ”.

Assim:

$$q = 30,69 - 12,06 \quad \therefore q = \mathbf{18,63 \text{ kN/m}}$$

A Figura 135, a seguir, ilustra a ação do carregamento uniforme sobre a viga.

Figura 135 – Ação uniforme do trem-tipo



Fonte: Anexo B

As Figuras 136.1 e 136.2, a seguir, ilustram a ação distribuída sobre a viga de concreto armado.

Figura 136 – Ação distribuída

Figura 136.1 – Flecha do carregamento distribuído

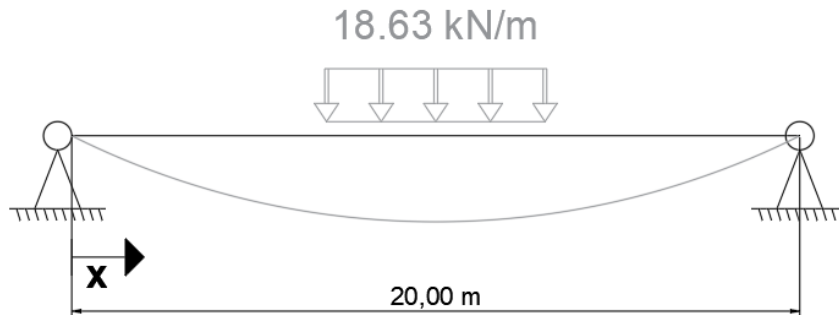
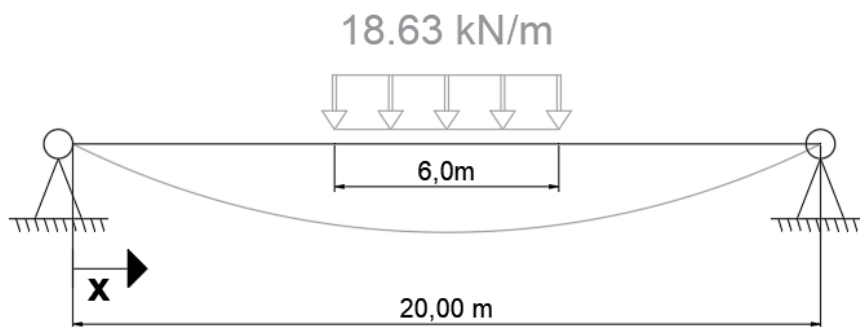


Figura 136.2 – Trecho de aplicação do carregamento distribuído



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024

Do *Caso "26"*, Anexo B, é possível calcular os deslocamentos conforme a expressão da flecha estabelecida (89), a seguir.

Logo:

$$f_{i,cm,2} = \frac{p * c}{6 * E_{cs} * I_{eq}} * \left[\frac{a * b}{l} * \left((2 * a * l) - (2 * a^2) - \frac{c^2}{4} \right) + \frac{c^3}{64} \right] \quad (89)$$

A flecha imediata avalia dois casos, sendo a altura útil estimada e real, já determinadas.

➤ Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm}$ | $I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (89), obtém-se:

$$f_{i,cm,2} = \frac{0,1863 * 600}{6 * 3220,61 * 26.306.737,92} * \left[\frac{1000 * 1000}{2000} * \left((2 * 1000 * 2000) - (2 * 1000^2) - \frac{600^2}{4} \right) + \frac{600^3}{64} \right]$$

$$\therefore f_{i,cm,2} \cong 0,21 \text{ cm}$$

A Figura 136 foi obtida por uma operação de subtração, entre as ações, das Figuras 134 e 128, anteriores. Esse recurso permitiu determinar as deformações para essa situação de modo simples.

Como forma de balancear o sistema, a flecha real, para esse caso, consiste em subtrair os deslocamentos obtidos, da primeira e segunda análise.

Assim:

$$f_{i,cm} = 0,75 - 0,21 \quad \therefore \quad f_{i,cm} = \mathbf{0,54 \text{ cm}}$$

➤ Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm}$ | $I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (89), obtém-se:

$$f_{i,cm,2} = \frac{0,1863 * 600}{6 * 3220,61 * 23.515.730,10} * \left[\frac{1000 * 1000}{2000} * \left((2 * 1000 * 2000) - (2 * 1000^2) - \frac{600^2}{4} \right) + \frac{600^3}{64} \right]$$

$$\therefore \quad f_{i,cm,2} \cong \mathbf{0,24 \text{ cm}}$$

A Figura 136 foi obtida por uma operação de subtração, entre as ações, das Figuras 134 e 128, anteriores. Esse recurso permitiu determinar as deformações para essa situação de modo simples.

Como forma de equilibrar o sistema, a flecha real, para esse cenário, consiste em subtrair os deslocamentos obtidos, da primeira e segunda análise.

Logo:

$$f_{i,cm} = 0,84 - 0,24 \quad \therefore \quad f_{i,cm} = \mathbf{0,60 \text{ cm}}$$

Portanto, a flecha imediata total, da ação móvel, equivale:

- **Altura útil estimada ($d_{\text{est}} = 130,50 \text{ cm}$):** “ $f_{i,cm} = 1,55 \text{ cm}$ ”;
- **Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm}$):** “ $f_{i,cm} = 1,73 \text{ cm}$ ”.

10.3.4.1.3. Cálculo da flecha instantânea

Como o presente trabalho tem por objetivo verificar os deslocamentos visíveis na viga de concreto armado, adota-se a combinação “Quase-Permanente”, do Estado Limite de Serviço.

Essa composição exige um termo multiplicativo, que acompanha as ações variáveis da estrutura, conhecido por fator de redução. Este é responsável pela minoração das parcelas.

Entretanto, o cálculo será realizado com base na combinação de flechas, garantindo uma maior assertividade.

Assim, através de uma adaptação da expressão (82), anterior, obtém-se a variação (90), a seguir.

$$f_{i,t} = f_{i,cp} + (\psi_2 * f_{i,cm}) \quad (90)$$

onde:

“ ψ_2 ” trata do coeficiente redutor da ação variável.

De acordo com a Figura 42, anterior, e, adaptando para o uso em pontes, ao considerar a categoria de “cargas acidentais de edifícios”, local de predominância de pesos e equipamentos por longos períodos de tempo ou elevadas concentrações de pessoas, obtém-se:

- “ $\psi_2 = 0,4$ ”.

Observação 41: Em termos operacionais, simplifica-se o emprego da combinação “Quase-Permanente” para estudo das deformações, em vez das próprias ações, devido a compatibilidade unitária.

1ª Opção: Deslocamento gráfico

Da equação (90), tem-se:

$$f_{i,t} = 1,73 + (0,4 * 1,45) \quad \therefore \quad \boxed{f_{i,t} \cong 2,31 \text{ cm}}$$

2ª Opção: Deslocamento gráfico

A flecha instantânea examina duas situações, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (90), obtém-se:

$$f_{i,t} = 1,86 + (0,4 * 1,55) \quad \therefore \quad \boxed{f_{i,t} \cong 2,48 \text{ cm}}$$

- Altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{eq} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (90), obtém-se:

$$f_{i,t} = 2,08 + (0,4 * 1,73) \quad \therefore \quad \boxed{f_{i,t} \cong 2,77 \text{ cm}}$$

10.3.4.2. Flecha diferida

A flecha diferida, designada flecha adicional, equivale ao deslocamento contínuo de uma região do elemento, obtida em função do tempo, após o término da deformação inicial. Isto é, a flecha diferida se inicia quando instantânea se encerra, contabilizando o efeito inicial das ações atuantes. A mesma é maximizada por meio dos efeitos de fluência e retração.

Como esse deslocamento é uma condicionante temporal e apresenta interferência dos fenômenos anteriores, a deformação obtida será mais acentuada em relação ao impacto inicial, pois a deformação continuará ocorrendo até atingir o limite.

O cálculo da flecha diferida pondera as ações de longa duração, sendo sobrestimada pela fluência, e pode ser obtido, de forma aproximada, pelo produto entre a deformação imediata e o fator de majoração, dado pela expressão (91), a seguir.

$$f_d = f_{i,t} * \alpha_f \quad (91)$$

onde:

“ α_f ” se refere ao coeficiente de majoração da flecha adicional em função do tempo.

Este parâmetro é determinado pela expressão (92), a seguir.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\epsilon}{1 + 50\rho'} \quad (92)$$

onde:

“ $\Delta\epsilon$ ” é um coeficiente temporal;

“ ρ' ” corresponde a taxa de armadura de compressão.

O fator está relacionado à distribuição das barras na seção transversal. Logo, para efeito de desempenho estrutural, mesmo dispondo de armaduras construtivas na região comprimida da seção, conforme indicado na Figura 86, anterior, o memorial de cálculo do dimensionamento das armaduras longitudinais certifica o emprego de armaduras simples. Estas serão distribuídas na região inferior da seção transversal, onde contribuirão no ganho de resistência do concreto tracionado.

Assim, simplificando o estudo, de forma conservadora, tem-se:

- “ $\rho' = 0$ ”.

A variação temporal pode ser calculada pela expressão (93), a seguir.

$$\Delta\epsilon = \epsilon(t) - \epsilon(t_0) \quad (93)$$

onde:

“ $\epsilon(t)$ ” equivale ao coeficiente calculado, no instante em que se deseja obter a flecha;

“ $\epsilon(t_0)$ ” trata do coeficiente mensurado, no instante em que se aplica a carga de longa duração.

O fator final está condicionado à expressão (94), a seguir.

$$\epsilon(t) = \begin{cases} 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} & \dots t \leq 70\text{meses} \\ 2 & \dots t > 70\text{meses} \end{cases} \quad (94)$$

O trabalho, em questão, adota o instante “ t_0 ”, para retirada dos escoramentos do sistema estrutural, padronizado por norma.

Porquanto:

- “ $t_0 = 1\text{mês}$ ”. Menor que “ $t \leq 70\text{meses}$ ”.

(estima-se a duração de 28 dias para desmobilização dos escoramentos).

Da primeira verificação, tem-se:

$$\epsilon(1) = 0,68 * (0,996^1) * 1^{0,32} \dots \epsilon(1) \cong 0,68$$

Analisando o instante “ t ”, admite-se a situação mais desfavorável para se obter a flecha máxima no decorrer do tempo.

Logo:

- “ $t > 70\text{meses}$ ”.

(a flecha final atinge o valor máximo e permanece constante).

Da segunda verificação, tem-se:

$$\dots \epsilon(70) = 2$$

Substituindo os valores na expressão (93), tem-se:

$$\Delta\epsilon = \epsilon(70) - \epsilon(1) = 2 - 0,68 \dots \Delta\epsilon = 1,32$$

De posse dos valores dos coeficientes e utilizando a expressão (92), obtém-se:

$$\alpha_f = \frac{1,32}{1 + (50 * 0)} \dots \alpha_f = 1,32$$

1ª Opção: Deslocamento gráfico

Da equação (91), tem-se:

$$f_d = 2,31 * 1,32 \therefore f_d \cong 3,05 \text{ cm}$$

2ª Opção: Deslocamento algébrico

A flecha instantânea examina dois casos, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{\text{est}} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (91), obtém-se:

$$f_d = 2,48 * 1,32 \therefore f_d \cong 3,27 \text{ cm}$$

- Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (91), obtém-se:

$$f_d = 2,77 * 1,32 \therefore f_d \cong 3,66 \text{ cm}$$

10.3.4.3. Flecha final

Sendo determinada a deformação diferida, para a viga de concreto armado, mensura-se a flecha total do elemento. De acordo com a norma, aquela computa os efeitos sobrepostos das flechas, imediata e diferida.

A expressão (95), a seguir, exprime o cálculo da flecha final:

$$f_f = f_{i,t} + f_d \quad (95)$$

1ª Opção: Deslocamento gráfico

Da equação (95), tem-se:

$$f_f = 2,31 + 3,05 \therefore f_f = 5,36 \text{ cm}$$

2ª Opção: Deslocamento algébrico

A flecha instantânea examina dois casos, considerando a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{\text{est}} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da equação (95), obtém-se:

$$f_f = 2,48 + 3,27 \quad \therefore \quad \boxed{f_f = 5,75 \text{ cm}}$$

- Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da equação (95), obtém-se:

$$f_f = 2,77 + 3,66 \quad \therefore \quad \boxed{f_f = 6,43 \text{ cm}}$$

10.3.4.4. Limite de deslocamento: flecha limite

A verificação mais importante para obtenção da máxima deformação de um elemento se remete ao limite de deslocamento. Este é o responsável por garantir a segurança da estrutura. Isto é, o controle de deslocamentos consiste de um estudo que assevera o equilíbrio e a harmonia do sistema, logo, todos os dimensionamentos e detalhamentos realizados devem obedecer aos critérios estabelecidos.

As estruturas se deformam naturalmente, com o passar do tempo, quando submetidas às ações permanentes e acidentais, além dos fenômenos de fluência e retração. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer a estética, estabilidade e resistência da construção, todavia acarretam incompatibilidades de flecha das peças.

A evolução tecnológica dos materiais e das edificações gerou manifestações patológicas nos elementos de concreto armado, muito devido às novidades construtivas. Com os avanços científicos, o estudo dos deslocamentos garante o bem-estar do sistema combatendo as trincas em alvenarias e fissuras em concreto. Com o intuito de impedir as adversidades e minimizar as consequências, estabeleceram-se limites aceitáveis de deformação.

O objetivo do controle dos deslocamentos é garantir que um elemento estrutural, apesar dos deslocamentos em relação à posição inicial, possa atender a critérios mínimos de aceitação, sob a ótica estrutural e estética (GUARDA, 2005).

De acordo com a norma, os deslocamentos limites consistem em valores exequíveis de deformações transversais, para verificação do estado limite de utilização (NBR 6118, 2024).

O estudo inclui quatro grupos:

- “Aceitabilidade sensorial”;
- “Efeitos específicos”;
- “Efeitos em elementos não estruturais”;
- “Efeitos em elementos estruturais”.

O trabalho, em questão, aborda a aceitabilidade sensorial, relacionada, diretamente, ao conforto dos usuários. A mesma pondera efeitos desconfortáveis de deslocamentos visuais e vibrações excessivas. Por se tratar de uma análise óptica, existe uma desconfiança notória dos indivíduos, mesmo sabendo que o efeito foi presumido e a estrutura permanece segura.

A Figura 137, a seguir, discrimina os deslocamentos limites em consonância com o tipo de efeito.

Figura 137 – Limite de deslocamento

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas variáveis de utilização	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118 (2024)

De posse das informações de serviço, como a finalidade é determinar as deformações visíveis em elementos estruturais, a análise será avaliada pela “Aceitabilidade Sensorial”.

Segundo a figura e ciente que o sistema da ponte rodoviária considera uma viga com apoio nas extremidades, o limite de deslocamento é dado pela expressão (96), a seguir.

$$\mathbf{Limite} = \frac{L}{250} \quad (96)$$

Do cálculo, obtém-se:

$$Limite = \frac{2000}{250} \quad \therefore \quad \boxed{Limite = 8 \text{ cm}}$$

Após o cálculo, compara-se o valor com a flecha final de acordo com a expressão (97), a seguir.

$$\left[\begin{array}{l} f_f < \mathbf{Limite} \quad \therefore \quad \mathbf{Verificação atendida} \\ f_f > \mathbf{Limite} \quad \therefore \quad \mathbf{Verificação não atendida} \end{array} \right. \quad (97)$$

1ª Opção: Deslocamento gráfico

Da condicionante, tem-se:

$$\left[\begin{array}{l} 5,36 \text{ cm} \approx 5,35 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \quad \mathbf{Verificação atendida} \\ 5,36 \text{ cm} \approx 5,35 \text{ cm} > 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \quad \mathbf{Verificação não atendida} \end{array} \right.$$

Arredonda-se para o “múltiplo de 0,5cm”, mais próximo:

Da primeira verificação, obtém-se:

$$\therefore \quad \boxed{5,35 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

Portanto, a verificação é atendida.

2ª Opção: Deslocamento algébrico

A flecha imediata avalia dois casos, sendo a altura útil estimada e real, já determinadas.

- Altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm} \mid I_{eq} = 26.306.737,92 \text{ cm}^4$)

Da condicionante, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} 5,75 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \textit{Verificação atendida} \\ 5,75 \text{ cm} > 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \textit{Verificação não atendida} \end{array} \right.$$

Da primeira verificação, tem-se:

$$\therefore \boxed{5,75 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

Portanto, a verificação é atendida.

- Altura útil real ($d_{\text{real}} = 124,13 \text{ cm} \mid I_{\text{eq}} = 23.515.730,10 \text{ cm}^4$)

Da condicionante, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} 6,43 \text{ cm} \approx 6,45 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \textit{Verificação atendida} \\ 6,43 \text{ cm} \approx 6,45 \text{ cm} > 8,00 \text{ cm} \quad \therefore \textit{Verificação não atendida} \end{array} \right.$$

Arredonda-se para o “múltiplo de 0,5cm”, mais próximo:

Da primeira verificação, tem-se:

$$\therefore \boxed{6,45 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}}$$

(Verifica!)

Portanto, a verificação é atendida.

Observação 42: Caso a conferência não seja satisfeita, deve-se redimensionar a seção com base na alteração de dados. Em termos de cálculo, o aumento da altura e largura da viga, a opção por um concreto mais resistente, o emprego de armadura de compressão e a adoção de um tempo de escoramento maior são fatores relevantes.

11. DISCUSSÃO

O desenvolvimento do trabalho destaca relevâncias, que merecem a discussão.

Primeiramente, é importante destacar a alteração do material base para estudo do dimensionamento da viga de concreto armado. A princípio, o documento a ser utilizado seria da Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto (FEUP), sob o título “Um Estudo Comparativo sobre Métodos de Alargamento de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado, com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos”. Porém, em função da ausência de informações referentes a proposta da ponte rodoviária bem como dificuldade de contactar o responsável pelo trabalho, optou-se pela referência de um projeto conhecido e acessível, que versa sobre o tema de vigas mistas em pontes denominado “Dimensionamento da Longarina de uma Ponte Rodoviária constituída por Viga Mista Aço-Concreto”. Este estudo foi desenvolvido pelo discente Rafael Mota de Oliveira, da Faculdade de Engenharia Ilha Solteira – Universidade Estadual Paulista (FEIS/UNESP).

O trabalho, em questão, consiste na ampliação do tabuleiro de uma ponte rodoviária, em ambos os sentidos da rodovia, procedimento realizado com vigas de concreto armado. A partir desse momento, surge a necessidade de dimensionar e detalhar a seção transversal do novo elemento para, posteriormente, verificar a flecha estrutural. Importante notar que, devido ao alargamento do tabuleiro, haverá uma nova distribuição de esforços solicitantes no sentido transversal da laje, devendo-se verificar se a armadura existente resiste a tais esforços.

Examinando a primeira situação, com o intuito de manter a geometria da seção, utilizada no projeto base, bem como operar o dimensionamento de modo mais realista, tem-se a escolha pela seção T. Sobre a disposição da viga, a princípio, a mesma seria um elemento biapoiado do tipo contínuo, entretanto, como forma de combater o elevado momento fletor na região central do vão, optou-se por uma estrutura descontínua, minimizando o efeito do esforço. Logo, antes de iniciar o processo de dimensionamento da seção transversal definiu-se a equivalência de altura, da viga de concreto armado e viga mista, com base na proposta de uma laje colaborante garantindo a nivelção por baixo do conjunto estrutural, sendo necessário estimar a largura da alma, como registrado na etapa do pré-dimensionamento, devido não haver uma indicação de cálculo para determiná-la. Testou-se, então, mais de um valor para atender a sequência do dimensionamento. Além disso, com a finalidade de asseverar uma disposição simétrica das armaduras longitudinais, ao longo da peça, necessitou-se aproximar o número de barras para o

inteiro menor (39 barras), e não para o inteiro superior (40 barras), mais adequado, pois aquele assegura uma distribuição uniforme, satisfazendo as verificações de cálculo.

O estudo das armaduras de pele, para a seção T da viga de concreto armado, consiste em um acréscimo de tração, pois as mesmas visam fortalecer a região tracionada do elemento combatendo eventuais fissuras e garantindo, por conseguinte, a durabilidade estrutural. As armaduras de costura também são importantes, uma vez que são responsáveis por solidarizar a alma e mesa, da seção, amenizando os esforços de compressão no local.

Avaliando o segundo caso, com o objetivo de mensurar a máxima deformação da viga dimensionada, implementou-se a metodologia teórica de cálculo em vez de modelos empíricos, pois aquela é baseada nos critérios estabelecidos pela Associação de Normas Técnicas Brasileiras (ABNT/NBR 6118, 2024). Da avaliação do comportamento estrutural, mediante os Estádios, observou-se que a seção T da viga de concreto armado, após a aplicação de um momento fletor positivo, fomentou o aparecimento de fissuras, logo, a mesma foi dimensionada considerando as características do Estádio II, no qual o concreto não resiste mais aos esforços de tração e as armaduras positivas passam a ser solicitadas. Além disso, existem alguns fatores que podem influir na solução final por meio de ponderações como ocorre no estudo do nível de fissuração e dos fenômenos da fluência e retração. O primeiro pode ser interpretado como o mais crítico, pois relaciona-se, diretamente, ao comportamento estrutural da seção, interferindo nos parâmetros adotados, caso da escolha pelo agregado do solo, bem como cálculos essenciais, cenário da nova posição da linha neutra e inércia equivalente). O segundo se refere aos efeitos da flecha diferida, aumento gradual da deformação ao longo do período, sendo contabilizado, analiticamente, por meio do produto da flecha imediata e coeficiente temporal, calculado para o instante em que se deseja obter um deslocamento específico. Ambos os parâmetros, quando sobrepostos, maximizam a deformação transversal do elemento.

A análise da flecha estrutural, considerando a ação de uma carga móvel, exige um exame distinto visto que é necessário interpretar a ação variável como uma permanente para cálculo da flecha máxima. Ou melhor, como as ações pertencem a diferentes categorias, a deformação mensurada ocorre sob óticas divergentes. As permanentes denotam um exame conciso e direto, com as flechas determinadas por meio de expressões padronizadas, enquanto que as variáveis, do tipo móvel, requerem a consideração das linhas de influência, afim de verificar a seção mais desfavorável, para, enfim, calcular a flecha idêntica a uma ação estática. Consequentemente, é necessário ajustar a combinação quase permanente, de uma análise de ações para deformações,

pois o trem-tipo considera carregamentos permanentes e cargas concentradas, simultaneamente, o que inviabiliza a combinação de ações, uma vez que haverá incompatibilidade unitária.

12. CONCLUSÃO

O trabalho sofreu alguns ajustes e alterações, no decurso do desenvolvimento, partindo da própria concepção inicial de projeto, da seleção do material base de estudo e das correções do esquema estático da ponte, até o detalhamento final das armaduras na seção e a verificação da flecha estrutural da viga de concreto armado.

A opção do material ocorreu devido à grande resistência do concreto armado a esforços de compressão e boa aderência entre os materiais, aço e concreto, o que permitiu, por meio do dimensionamento longitudinal e transversal, combater os esforços de tração na viga armada. Além disso, o mesmo confere uma análise interessante quanto a deformação máxima, pois o elemento de concreto armado pode denotar comportamentos estruturais distintos, denominados Estádios, a depender da aplicação das ações e das características físicas e geométricas da seção.

Analisando a reação das ações, destacam-se os estudos de caso na determinação dos carregamentos segundo o traçado das linhas de influência, para cada posição do trem-tipo, na região das vigas mistas. Assim, tanto para a faixa do trem-tipo ($V_d = 14,83 \text{ kN/m} > V_d = 12,20 \text{ kN/m}$) quanto para a faixa fora ($V_d = 27,00 \text{ kN/m} > V_d = 22,00 \text{ kN/m}$), o valor foi superior ao indicado no trabalho base, indicando uma análise correta. Se o resultado fosse inferior, teria que propor uma nova verificação.

Com relação ao dimensionamento e detalhamento das barras, tem-se a necessidade da verificação por etapas. Quanto ao dimensionamento, a área da armadura longitudinal ($0,99 \text{ cm}^2 \geq 0,95 \text{ cm}^2$) foi satisfeita, o que aponta uma quantidade adequada de barras, assim como área de armadura transversal ($51,23 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 8,12 \text{ cm}^2/\text{m}$), que foi possível devido a condição da cortante de cálculo das diagonais ser atendida. Já quanto ao detalhamento, a disposição do estribo é proveniente das verificações da distância entre barras, passagem do vibrador e altura útil bem como da escolha para as classes de aço (CA 50) e concreto (C30), do diâmetro do estribo e do cobrimento nominal da armadura.

Da flecha da viga de concreto armado, existem algumas verificações pertinentes, quanto aos estádios de serviço da estrutura, antes de se analisar a deformação transversal. Em relação ao Estádio I, o momento de fissuração ($123.979,17 \text{ kN.cm} \leq 823.210,00 \text{ kN.cm}$) atendeu a condicionante de surgimento de fissuras no concreto, isto é, a seção transversal do elemento não possui um comportamento elástico linear, o que compele novos cálculos para examinar o comportamento do sistema. No tocante ao Estádio II, ressalta-se uma avaliação mais elaborada,

pois o momento de inércia equivalente pode ser determinado considerando duas situações. Para a altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm}$), obtida na etapa inicial do dimensionamento da viga, a inércia ($26.306.737,92 \text{ cm}^4 \leq 36.438.474,43 \text{ cm}^4$) foi satisfeita. Para a altura útil real ($d_{real} = 124,13 \text{ cm}$), calculada na etapa final do dimensionamento da viga, a inércia ($23.515.730,10 \text{ cm}^4 \leq 36.438.474,43 \text{ cm}^4$) também foi satisfeita. Com relação à flecha final, tem-se uma análise, também, estruturada, como forma de registrar os valores calculados. Dessa forma, o estudo se baseou nas deformações gráfica e algébrica. Para a primeira, considerando o cálculo obtido do *software Ftool* (v.2018), a verificação foi atendida ($5,35 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}$). Para a segunda, utilizando os Anexos A e B (Tabela de Vigas) tem-se dois cenários. Quanto à altura útil estimada ($d_{est} = 130,50 \text{ cm}$), a flecha foi atendida ($5,75 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}$). A altura útil real $d_{real} = 124,13 \text{ cm}$, a flecha também foi atendida ($6,45 \text{ cm} < 8,00 \text{ cm}$).

Para esse trabalho, não é possível determinar a contraflecha, pois trata de uma estrutura existente. Caso as verificações da flecha final não fossem satisfeitas, necessitaria redimensionar a seção. A mesma é um recurso muito relevante, porém não se aplica a este estudo.

Em suma, é factível destacar que as avaliações feitas, desde a etapa de dimensionamento e detalhamento, longitudinal e transversal, à verificação da flecha estrutural da viga de concreto armado, respaldadas pelos devidos critérios limites, equivalem a uma combinação de fatores, bem sucedida, na busca por resultados plausíveis. O uso de parâmetros legítimos, adequados ao elemento, corrobora para que o ensaio teórico retrate uma análise real.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, V.S. **Tensão – Deformação**: notas de aula “Introdução à Mecânica dos Sólidos”. São Paulo: Universidade de São Paulo – Escola Politécnica de São Paulo (EPUSP), 2023, p. 10-11. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/8023607/mod_resource/content/1/Tensao_Deformacao_CargaAxial.pdf>. Acesso em: 02 ago 2024

ALVA, G.M.S. **Estados Limites de Serviço segundo a NBR 6118**. Universidade Federal de Santa Maria. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Disponível em: <<http://www.ufsm.br/decc/ecc1008/downloads/els6118.pdf>>. Acesso em: 20 jul 2024

ANDOLFATO, R. P. **CONTROLE TECNOLÓGICO BÁSICO DO CONCRETO**. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2002, p. 02, 03. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/control-tecnologico-basico-do-concreto.pdf>>. Acesso em: 20 maio 2020

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1940

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto | *Design of concrete structures***. Rio de Janeiro, 2024, p. 15-18, 20, 26, 29, 41, 73, 76-78, 87-88, 91, 129, 133, 152

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas | *Road and pedestrian live load on bridges, viaducts, footbridges and other structures***. Rio de Janeiro, 2ª ed, 2013, p. 05

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas | *Actions due to road vehicle and pedestrian traffic on bridges, viaducts and footbridges***. Rio de Janeiro, 3ª ed, 2024, p. 03-06

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento | *Actions and safety of structures – Procedure***. Rio de Janeiro, 2004, p. 01-03, 09-15

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14885: Segurança no Tráfego – Barreiras de concreto | *Traffic safety – Concrete barriers***. Rio de Janeiro, 2016, p. 19

BARBOSA, M. D. de A. **ANÁLISE DE FLECHAS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará – UFC, 2010, p. 01

BARONI, H.J.M **AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS AO LONGO DO TEMPO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO NÃO CONVENCIONAL**. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Escola de Engenharia (UFRGS), 2003, p. 11. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/4247/000454218.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 28 ago 2024

BASTOS, P. S. **FLEXÃO NORMAL SIMPLES – VIGAS**: notas de aula “Estruturas de Concreto I”. Bauru: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2023, p. 10, 22, 43. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf>>. Acesso em: 17 nov 2024

BASTOS, P. S. dos S. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO**: notas de aula “Estruturas de Concreto I”. Bauru: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2019, p. 06. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 13 maio 2020

BASTOS, P. S. dos S. **HISTÓRICO E PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO**: notas de aula “Sistemas Estruturais I”. Bauru: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2006, p. 01. Disponível em: <<https://silo.tips/download/historico-e-principais-elementos-estruturais-de-concreto-armado>>. Acesso em: 12 maio 2020

BOTELHO, M. H. C. **CONCRETO ARMADO, EU TE AMO, PARA ARQUITETOS**. São Paulo: Ed. Blucher, 3ª ed, 2006, p. 34. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/177900/pdf/0?code=6M6HL1qAnF4rzl+zhbdZ+DAI00IUIwIMSNHueuk8CMHWCRk12On2yulkNhgUGRh0n9TaG2MjTSo+0bCIFxliSg==>>>. Acesso em: 13 maio 2020

CAMACHO, J. S. **ESTUDO DAS VIGAS – FLEXÃO NORMAL SIMPLES**: notas de aula “Concreto Armado”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2015, p. 15. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estudo-das-vigas.pdf>>. Acesso em: 17 nov 2024

CAVALCANTE, G. H. F. **PONTES EM CONCRETO ARMADO: Análise e dimensionamento**. São Paulo: Ed. Blücher, 2019, p. 26, 30, 85. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/216277/pdf/0?code=1tuS1c9dUfY3q2DHEZFYOMQnHRGaYVv53O+hN7S4iqXBUTnhjWTIWXXTm84+PE2J1j+uOrEcd8c8xgaXomIdQ==>>>. Acesso em: 06 set 2024

CUNHA, C. H. de M.; FRANÇA, R. L. S. **Deformabilidade das estruturas de concreto: impacto das novas tipologias estruturais e das modificações dos materiais, cimentos, agregados e aditivos**. In: IV SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. São Paulo: Universidade de São Paulo – Escola Politécnica de São Paulo (EPUSP), Anais, 2000.

DEBS, M. K. El; TAKEYA, T. **INTRODUÇÃO ÀS PONTES DE CONCRETO**: notas de aula “Pontes de Concreto”. São Carlos: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), 2007, p. 05. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pontes/Apost.%20Pontes%20-%20Mounir-Takeya.pdf>>. Acesso em: 20 mar 2020

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **IPR 706: MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE RODOVIAS RURAIS**. Rio de Janeiro, 1999, p. 144. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/706_manual_de_projeto_geometrico.pdf>. Acesso em: 18 nov 2024

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IPR 740: MANUAL DE PROJETO GEOMÉTRICO DE TRAVESSIAS URBANAS**. Rio de Janeiro, 2010, p. 304. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/740_manual_projetos_geometricos_travessias_urbanas.pdf>. Acesso em: 19 out 2020

DI PIETRO, J. E. **O CONHECIMENTO QUALITATIVO DAS ESTRUTURAS DAS EDIFICAÇÕES NA FORMAÇÃO DO ARQUITETO E DO ENGENHEIRO**. Tese (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, p. 103, 2000. Disponível em: <https://web.tecgraf.puc-rio.br/ftp_pub/lfm/DiPietroTeseDoutUFSC.pdf>. Acesso em 30 out 2020

FREITAS, Antônio de Paula. **Construções em cimento armado**. *Revista dos Cursos da Escola Polytechnica do Rio de Janeiro*, Rio de Janeiro, v.1, 1904

GUARDA, M.C.C. **CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS EM PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**. Tese (Pós-Graduação em Engenharia Civil). São Carlos: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), 2005, p. 01-03, 08-09, 11, 14-16. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2005DO_MonicaCristinaCardosodaGuarda.pdf>. Acesso em: 29 jun 2024

HIBBELER, R.C., **Resistência dos Materiais**. São Paulo: Ed. Pearson, 7ª ed, 2010, p. 64. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/2779/pdf/0?code=IUF3S/Lk99bDcddqgTl9XPJhv8QuffeBoyszZkYYaqHoTPdZi5QeTf8WILv62Arf2Eai4eRzM9i6GmS9ECuWgg==>>. Acesso: 04 ago 2024

JUNGES, E. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS SIMPLIFICADOS E MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS NÃO LINEARES PARA O CÁLCULO DE FLECHA IMEDIATA EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2011, p. 31. Disponível em: <<https://core.ac.uk/download/pdf/30376167.pdf>>. Acesso em: 03 jul 2024

KIMURA, A. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2018, p. 48-49. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=WGtuDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PT7&dq=alio+kimura+flu%C3%A4ncia+do+concreto&ots=e63FjNAiz0&sig=q-0oCNvoNopgRvfUNnpXWLpLccE&redir_esc=y#v=onepage&q=alio%20kimura%20flu%C3%A4ncia%20do%20concreto&f=false>. Acesso em: 27 jul 2024

LEONHARDT, F. **CONSTRUÇÕES DE CONCRETO – PRINCÍPIOS BÁSICOS DA CONSTRUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO**, v.6, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1ª ed, 2013, p. 57, 225, 230. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/196008/pdf/0?code=sBRVqnlY1kIZX9Dx56SfX+E0+WtKF+KRpWzmy/HFVTZSmaV/2hVnMR/qLy5yXpHrmLgnPRxvSJPiygNCjuzqkQ==>>. Acesso em: 17 nov 2024

LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. **CONSTRUÇÕES DE CONCRETO – PRINCÍPIOS BÁSICOS DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**, v.1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 2008, p. 69. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/196018/pdf/0?code=sZt0fOqaQued1j1Ilyux41FiEj9RH1zoHRJtYOEPpvEXp7reNAes7T5JUeYF7H9xhatTW9bKSVM95oC8z8c1sg==>>. Acesso em: 20 nov 2024

MARCHETTI, O. **PONTES DE CONCRETO ARMADO**. São Paulo: Ed. Blucher, 2ª ed, 2018, p. 01, 02. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/169964/pdf/0?code=MU4HRRHf1f5yhxsO7FG+gUv6ashser4aFPjOd71RkWRlQW/6OBqXKHGfCPXdEwrcyN9LjIIaQ2z4zI2PbS1vKA==>>. Acesso em: 17 nov 2024

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concrete – Microstructure, Properties, and Materials*. New York: Ed. The McGraw-Hill Companies, 3ª ed, 2006, p. 100

MELGES, J. L. P. **Ancoragem da armadura longitudinal nos apoios e barras tiradas de serviço antes de chegar aos apoios**: notas de aula “Concreto Armado I”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2020, p. 37, 38, 39. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/235-ca1-mod-12.pdf>>. Acesso em: 22 nov 2024

MELGES, J. L. P. **Detalhamento da Armadura Longitudinal de Vigas**: notas de aula “Concreto Armado I”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2020, p. 03, 16, 19, 20, 21, 22, 23, 26-28, 47. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/235-ca1-mod-10.pdf>>. Acesso em: 21 nov 2024

MELGES, J. L. P. **Esforço Cortante**: notas de aula “Concreto Armado I”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2020, p. 42-43, 45, 47. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/235-ca1-mod-13.pdf>>.

Acesso em: 21 nov 2024

MELGES, J. L. P. **Estados Limites de Serviço (ou de Utilização)**: notas de aula “Concreto Armado I”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2020, p. 04-05, 08, 22, 24-25, 31, 40, 43. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/235-ca1-mod-16.pdf>>.

Acesso em: 31 jul 2024

MELGES, J. L. P. **Flexão Simples – Seção T**: notas de aula “Concreto Armado I”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2021, p. 06, 24. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/235-ca1-mod-8.pdf>>. Acesso em: 21 nov 2024

NETO, J. P.; BITTENCOURT, T. N. **DETALHAMENTO DE VIGAS**: notas de aula “Estruturas de Concreto I”. São Paulo: Universidade de São Paulo – Escola Politécnica de São Paulo (EPUSP), 2020, p. 09. Disponível em: <<https://edisciplinas.usp.br/course/view.php?id=112265§ion=6>>. Acesso em: 23 nov 2024

OLIVEIRA, E. **Conceitos Iniciais e Classificação das vias**: notas de aula “Estradas 1”. Recife: Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP, 2016, p. 38-40. Disponível em: <http://files.labtopope.com.br/2000000909-dd878de817/Aula%2000_%20Conceitos%20iniciais_Classifica%C3%A7%C3%A3o%20das%20vias_Rev01.pdf>. Acesso em: 15 out 2020

OLIVEIRA, R. M. de. **DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA DE UMA PONTE RODOVIÁRIA CONSTITUÍDA POR VIGA MISTA AÇO-CONCRETO**. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2021, p. 51, 53, 58, 60, 61

PINHEIRO, L. M. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO E PROJETO DE EDIFÍCIOS**. São Carlos: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), 2007, p. 2.5, 2.6, 2.9, 6.9-6.12, 10.15, 13.3, 59. Disponível em: <<https://arquitetonica.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/11/fundamentos-do-concreto-eesc-usp.pdf>>. Acesso em: 27 nov 2024

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **curso básico de CONCRETO ARMADO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015, p. 16. Disponível em: <<https://plataforma.bvirtual.com.br/Leitor/Publicacao/38872/pdf/0?code=67xxKkMSIw21k1pPYWLHNjUDPSUZsi+O+SWkUIJVLxFxkNE84CtQ3Jd3EISR5MPrjTV8cqWA8/Ghs8HQZjeVNg==>>. Acesso em: 25 maio 2020

RODRIGUES, R. de O. **Apresentação**: notas de aula “Ações e Segurança nas Estruturas”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2024, p. 90. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/acoes-seguranca-1---2.pdf>>. Acesso em: 19 nov 2024

RODRIGUES, R. de O. **CARGA MÓVEL RODOVIÁRIA E DE PEDESTRES EM PONTES, VIADUTOS, PASSARELAS E OUTRAS ESTRUTURAS**: notas de aula “Ações e Segurança nas Estruturas”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2024, p. 36. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/acoes-seguranca-6.pdf>>. Acesso em: 19 nov 2024

RODRIGUES, R. de O. **LINHAS DE INFLUÊNCIA**: notas de aula “Teoria das Estruturas”. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2024, p. 60-91. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/teoria-estruturas-4.pdf>>. Acesso em: 22 nov 2024

SCHNEIDER, N. Dimensionamento de viga “T” na prática. **NELSOSCHNEIDER**, Rio do Sul, 14, 05, 2020. Disponível em: <<https://nelsoschneider.com.br/dimensionamento-de-viga-t/>>. Acesso em: 29 set 2020

SÁ, W. de. **Associação Concreto-Aço**: notas “Sistemas Estruturais – Conceito para Cálculo”. São Paulo, 2016, p. 11. Disponível em: <<https://www.slideshare.net/willliandesa35/3-associao-concreto-ao>>. Acesso em: 17 nov 2024

VITÓRIO, J. A. P.; **Um Estudo Comparativo Sobre Métodos de Alargamento de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado, com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos**. Tese (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Porto: Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia (FEUP), 2013



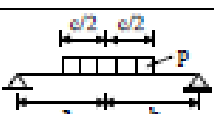
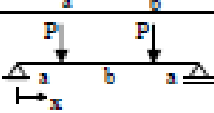
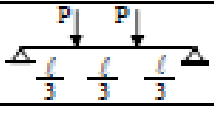

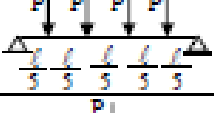
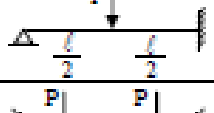
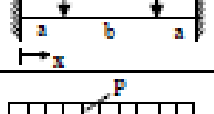


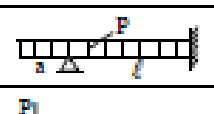
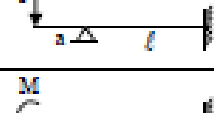
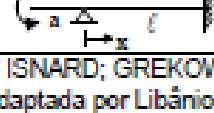
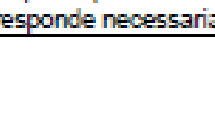
ANEXOS

Anexo A – Tabela 3.1a: Deslocamentos em vigas

TABELA 3.1a				
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
1		$\frac{1}{8} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{24EI} (\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P\ell^3}{EI}$	0	$\frac{P\ell^3}{6EI} (\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M\ell^2}{EI}$	0	$\frac{M\ell^2}{2EI} (1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{24EI} (\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$
7		$\frac{3}{460} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	0,519ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{360EI} (3\alpha^4 - 10\alpha^2 + 7)$
8		$\frac{1}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{960EI} (16\alpha^4 - 40\alpha^2 + 25)$ (**)
9		$\frac{1}{48} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{P\ell^3\alpha}{48EI} (-4\alpha^2 + 3)$ (**)
10		$(a \geq b)$ $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\frac{\ell^2 - b^2}{3}}$	$x < a: \frac{Pbx}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - x^2)$ $x = a: \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$ $x > a: \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell} (2\ell x - a^2 - x^2)$
11		$\frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M\ell^2}{EI}$	0,423ℓ	$\frac{M\ell^2\alpha}{6EI} (\alpha^2 - 3\alpha + 2)$
12		$(a \geq 0,423\ell)$ $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)^3}$	$\sqrt{\frac{\ell^2}{3} - b^2}$	$x < a: \frac{Mx}{6EI\ell} (\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ $x > a: \frac{M(\ell - x)}{6EI} (x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.
 $\alpha = x / \ell$ (*) Valor aproximado (***) $\alpha \leq 0,5$

Anexo B – Tabela 3.1c: Deslocamentos em Vigas

TABELA 3.1c			
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS			
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA	
		w_{max}	x
24		$\frac{P}{24EI} (3\ell^4 - 4b^3\ell + b^4)$	0
25		$\frac{Pa}{120EI} (20\ell^3 - 10a\ell^2 + a^3)$	0
26		$\frac{Pc}{6EI} \left[\frac{ab}{\ell} \left(2a\ell - 2a^2 - \frac{c^2}{4} \right) \right] + \frac{c^3}{64}$ (*)	a
27		$\frac{Pa}{24EI} (3\ell^2 - 4a^2)$	0,5ℓ
28		$\frac{23}{648} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
29		$\frac{19}{384} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
30		$\frac{63}{1000} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
31		$\frac{\sqrt{5}}{240} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,447ℓ
32		$\frac{1}{24} \frac{Pa^2b}{EI}$	0,5ℓ
33		$\frac{Pa}{24EI} (3a^3 + 4a^2\ell - \ell^3)$	-a
34		$\frac{P\ell}{360EI(a+\ell)} (20a^4 - 15a^2\ell^2 - 7a\ell^3 + 12)$	-a
35		$\frac{Pa^2}{3EI} (a + \ell)$	-a
36		$\frac{Pa}{48EI} (6a^3 + 6a^2\ell - \ell^3)$	-a
37		$\frac{Pa^2}{6EI} (4a + 3)$	-a
38		$\frac{Ma}{4EI} (\ell + 2a)$	-a

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971).
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.
 (*) Não corresponde necessariamente ao deslocamento máximo

Fonte: Pinheiro (2010)