

METODOLOGIA PRÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DE CABLAGEM EM VIGAS DE PONTES ISOSTÁTICAS

HUBER RIBEIRO TOKUNAGA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA – DF

OUTUBRO – 2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**METODOLOGIA PRÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DE CABLAGEM
EM VIGAS DE PONTES ISOSTÁTICAS**

HUBER RIBEIRO TOKUNAGA

ORIENTADOR: WILLIAN TAYLOR MATIAS SILVA
CO-ORIENTADOR: PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: DM – 04A/20

BRASÍLIA/DF

OUTUBRO/2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**METODOLOGIA PRÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DE CABLAGEM
EM VIGAS DE PONTES ISOSTÁTICAS**

HUBER RIBEIRO TOKUNAGA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Willian Taylor Matias Silva, Dsc. Ing. (UnB)
(Orientador)

Paulo Chaves de Rezende Martins, Dr. ECP (UnB)
(Co orientador)

Luciano Mendes Bezerra, Ph.D (UnB)
(Examinador Interno)

Márcio Augusto Roma Buzar, Dsc. (UnB)
(Examinador Externo)

Brasília, 28 de outubro de 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

TOKUNAGA, HUBER RIBEIRO

Metodologia prática para determinação de cablagem em vigas de pontes isostáticas / Huber Ribeiro Tokunaga; Orientador William Taylor Matias Silva; Co-orientador Paulo Chaves de Rezende Martins. Brasília/DF - 2020.
234p.

Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, 2020.

Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|------------------------|------------------------|
| 1. Concreto Protendido | 2. Diagramas de Magnel |
| 3. Projetos de Pontes | 4. Pontes Ferroviárias |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Mestre) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TOKUNAGA, H. R. (2020). Metodologia prática para determinação de cablagem em vigas de pontes isostáticas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação DM – 04A/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 234 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Huber Ribeiro Tokunaga

TÍTULO: Metodologia prática para determinação de cablagem em vigas de pontes isostáticas.

GRAU: Mestre ANO: 2020

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Huber Ribeiro Tokunaga

SQSW 303 Bloco C apto 507

70673-303 – Brasília/DF – Brasil

e-mail: huber.ribeiro@gmail.com

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela luz, pela força, pela resiliência e pela perseverança.

A minha Família pela paciência ao longo desse período. Ao meu pai pelo apoio incondicional aos meus estudos, desde pequeno. A minha mãe pelo sempre presente suporte em casa e pela força nesse período.

A Universidade de Brasília, renomada instituição, pela oportunidade na Graduação e agora no Mestrado. Querido local no qual me sinto em casa.

Ao professor Paulo Chaves, pela oportunidade de muito aprendizado. Quem desde as primeiras matérias proporcionava muita inspiração com seu conhecimento e profissionalismo. Quem muito contribui com ensinamentos, apoio e conversas ao longo do trabalho.

Ao professor Willian Taylor pelo apoio em todos os momentos desde o início dos trabalhos e principalmente pela burocracia vencida para realização da defesa.

Ao professor Luciano Bezerra, pelas conversas, papos nos corredores e no café com letras. Entusiasta da engenharia e grande incentivador da carreira, da academia e da música.

À amiga Bruna Costa (Brubs) quem me ajudou a decidir definitivamente sobre a entrada no mestrado, numa conversa despreocupada num almoço.

Aos colegas de trabalho na equipe de OAE da VALEC. A Larisa Rodrigues pelos primeiros ensinamentos em projetos de OAE, pela parceria e pela amizade. A Thayssa Parussoli, pela confiança e parceria na equipe e pela grande contribuição nos desenhos deste trabalho.

A VALEC pela oportunidade em trabalhar com projetos de OAE, e pela disponibilização de dados utilizados nesse trabalho.

Aos diversos profissionais projetistas estruturais, com quem tive chance de atuar, cujas reuniões e discussões proporcionavam grandes ensinamentos e incentivos para o trabalho e para os estudos.

Aos inúmeros colegas do PECC com quem tive oportunidade de estudar e conviver, ao longo de vários anos, desde as matérias como aluno especial.

RESUMO

Projetos estruturais, por sua natureza, envolvem escolhas e definições dentre combinações de várias possibilidades. Tornam-se, por essência, processos iterativos. Assim, um processo de projeto eficiente será aquele com o menor número de iterações possível. Nesse contexto, o presente trabalho tem por objetivo o estudo de metodologias práticas para a determinação da cablagem em vigas protendidas de pontes. Em geral, no Brasil, a cablagem é definida por métodos baseados em processos iterativos, muito dependentes da experiência do projetista sênior. Esse processo envolve a definição da cablagem e verificação das seções e é repetido até que sejam alcançados os resultados esperados. A metodologia proposta incluirá a definição da força e excentricidade por meio da utilização dos diagramas de Magnel, associada ao conceito de fusos de passagem para definição do traçado dos cabos. O presente trabalho trata apenas da metodologia para os casos de pontes isostáticas. Ao final, a metodologia será aplicada a vigas de tabuleiros isostáticos, com vãos padrões de 35m, 30m e 25m, de Obras de Arte Especiais projetadas para transposição de interferências em vias ferroviárias.

Palavras-chave: Concreto Protendido; Diagramas de Magnel; Projeto de Pontes; Pontes Ferroviárias;

ABSTRACT

Structural design, for its nature, involves many choices and definitions within a range of many possibilities. They become, for essence, iterative process. Thus, an efficient design process is one in which the number of iterations is reduced to a minimum. In this sense, this document aims to study a practical methodology for determining the tendons in prestressed bridge beams. In general, in Brazil, the tendons are defined by methods based on iterative processes, highly dependent on the experience of the designer. Basically, the process involves the definition of tendons and section checking, if the expected results are not achieved, the process is repeated. The proposed methodology will include the definition of the prestressing force and eccentricity through the use of Magnel diagrams associated with the concept of steel envelopes and limit zone to define the shape for the tendons. This study refers only to a methodology for cases of isostatic bridges. At the end, the methodology will be applied in isostatic beams, with standard spans of 35m, 30m and 25m in bridges and viaducts designed for railways.

Keywords: Prestressed Concrete, Magnel Diagrams, Bridge Design, Railway Bridges;

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Fig. 1 Tanoaria – Sequência de Fabricação (vídeo, s.d.)	26
Fig. 2 Protensão em serra de quadro. Adaptado de (Naaman, 2012).....	26
Fig. 3 Protensão em uma roda de bicicleta (Naaman, 2012).....	27
Fig. 4 Esquema de tensões para viga protendida (SABA, 2018).....	28
Fig. 5 Métodos de protensão e principais aplicações. Adaptado de (Naaman, 2012).....	31
Fig. 6 Esquema de pista de protensão com vários elementos (Carvalho, 2012)	32
Fig. 7 Posicionamento das bainhas junto a armação - seção tipo caixão (Naaman, 2012).....	34
Fig. 8 Esquema de cordoalha engraxada (Carvalho, 2012).....	34
Fig. 9 Detalhes das etapas de protensão com macaco hidráulico (posicionamento do macaco, ajuste da placa e das cunhas, tensionamento e medição dos alongamentos e tensões).....	35
Fig. 10 Esquema de um sistema de ancoragem com cunha (Carvalho, 2012)	36
Fig. 11 Tipos de ancoragens usadas em vários sistemas de protensão (Naaman, 2012)	37
Fig. 12 Tabela 13.4 NBR 6118, Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e proteção da armadura, em função da classe de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014)	39
Fig. 13 Gráfico com custos das diversas categorias do aço (Carvalho, 2012)	41
Fig. 14 Custo da tensão desenvolvida pela armadura (Carvalho, 2012).....	42
Fig. 15 Equação de protensão (Martins , 2018).....	43
Fig. 16 Exemplos de consideração da protensão em um elemento de concreto. Adaptado de (Naaman, 2012)	44
Fig. 17 Digramas de momentos Fletores. Adaptado de (ORTEGA, 2017).....	48
Fig. 18 Níveis para dimensionamento de uma viga a flexão. Adaptado de (Naaman, 2012).....	55
Fig. 19 Principais etapas para um processo de análise de projetos de vigas. Adaptado de (Naaman, 2012).....	56
Fig. 20 Principais etapas para o projeto de uma viga protendida, definida uma seção transversal. Adaptado de (Naaman, 2012)	57
Fig. 21 Passos iterativos para processos de projeto viga em concreto protendido (Naaman, 2012).....	58
Fig. 22 Esquema de traçado para o cabo representante (Carvalho, 2012).....	62
Fig. 23 Valores de h , α e R para $L=34m$ (Carvalho, 2012, p. 272)	63
Fig. 24 Valores de h , α e R para $L=20m$ (Carvalho, 2012, p. 272)	63
Fig. 25 Exemplo de diferentes traçado para cabos, variando a relação h/L (Carvalho, 2012)	63
Fig. 26 Seção Tipo (Duarte, 1995).....	71
Fig. 27 Seção Tipo ajustada (Duarte, 1995)	71
Fig. 28 Esquema de posicionamento dos cabos (Duarte, 1995)	73
Fig. 29 Efeito do momento externo na excentricidade da força C (Naaman, 2012).	75
Fig. 30 Ilustração da linha de Pressão (Naaman, 2012).	77
Fig. 31 Seção Típica	77
Fig. 32 Esquema de tensões para um ciclo de carregamento de estrutura protendida. Adaptado de (Fauchart, 1970)	79

Fig. 33 Esquema de tensões etapa final (carga máxima e mínima). Adaptado de (Martins , 2018)	80
Fig. 34 Representação do Núcleo Limite (c' e $-c$). Adaptado de (Fauchart, 1970)	82
Fig. 35 Verificação do intervalo do centro de pressão dentro do núcleo limite. Adaptado de (Fauchart, 1970)	83
Fig. 36 Construção dos limites para a excentricidade e_0 . (Fauchart, 1970)	84
Fig. 37 Definição do Núcleo de Passagem a partir do Núcleo Limite (Fauchart, 1970)	85
Fig. 38 Definição do Fuso de Passagem a partir do Fuso Limite. Adaptado de (Naaman, 2012).	86
Fig. 39 Casos típicos para o Fuso de Passagem. Adaptado de (Naaman, 2012).	87
Fig. 40 Núcleo de passagem fora da peça / Definição seção sub e super crítica.....	88
Fig. 41 Necessidade de elevação do limite superior do núcleo de passagem ao mínimo necessário	91
Fig. 42 Elevação do limite superior do fuso de passagem ao mínimo necessário. Adaptado de (Fauchart, 1970)	91
Fig. 43 Envoltória de momentos para convenção de notações.	92
Fig. 44 Núcleo das trações e núcleo das compressões. Adaptado de (Martins , 2018).....	94
Fig. 45 Estado de tensões geral (Martins , 2018)	95
Fig. 46 Elevação do limite superior do fuso de passagem ao mínimo necessário. Adaptado de (Fauchart, 1970)	97
Fig. 47 Representação da origem do núcleo de passagem (Martins , 2018).	98
Fig. 48 Opção 1) atingir o limite σ_{ti} e não alcançar σ_{ci}	98
Fig. 49 Opção 2) atingir o limite σ_{ci} e não alcançar σ_{ti}	99
Fig. 50 Solução impossível - σ_{ci} extrapolado. Adaptado de (Fauchart, 1970).....	100
Fig. 51 Esquema de tensões gerais para força superabundante (Martins , 2018).....	101
Fig. 52 Diagram de tensão comparativo – seção superabundante (Fauchart, 1970).....	103
Fig. 53 Características - Seção transversal típica. Adaptado de (Naaman, 2012).....	104
Fig. 54 Digrama de tensões crítico sob carregamentos extremos (Naaman, 2012)	105
Fig. 55 Diagrama - área de viabilidade definida pelas inequações (Naaman, 2012)	108
Fig. 56 Diagrama – valor máximo de F.....	109
Fig. 57 Diagrama – restrição geométrica – reta V.....	110
Fig. 58 Diagrama – excentricidade fixada.....	112
Fig. 59 Diagrama – Força fixada.....	112
Fig. 60 Seção transversal tipo - OAE VALEC (VALEC, 2012)	116
Fig. 61 Divisão do vão em décimos.....	117
Fig. 62 Elevação geral viga tipo.....	118
Fig. 63 Seções transversais viga tipo	118
Fig. 64 Vista da ponte fase de construção e após conclusão.....	119
Fig. 65 Vista longitudinal esquemática.....	119
Fig. 66 Vão isostático - projeto e construção	120
Fig. 67 Esquema elevação geral Viaduto BA 120.....	120
Fig. 68 Esquema da elevação geral - Viaduto BR 116.....	121

Fig. 69 Viaduto BR 116 - concluído.....	121
Fig. 70 Referência a Tab. 2 - Inequações para desenho do diagrama de Magnel	122
Fig. 71 Seção S5 (seção isolada).....	123
Fig. 72 Diagrama – Viga 35m – Caso 1	125
Fig. 73 Diagrama – Viga 35m – Caso 2	128
Fig. 74 Diagrama – Viga 35m – Caso 3	129
Fig. 75 Diagrama – Viga 35m – Casos sobrepostos.....	130
Fig. 76 Diagramas – Viga 35m – Restrição das áreas de viabilidade.....	130
Fig. 77 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 1.....	135
Fig. 78 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 2.....	136
Fig. 79 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 3.....	137
Fig. 80 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3 com alteração de F_0	138
Fig. 81 Estado limite de descompressão parcial (NBR 6118, 2014; NBR 7187, 2003)	151
Fig. 82 Exemplo de Fuso de Passagem com linhas em excesso	153
Fig. 83 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1.....	156
Fig. 84 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2.....	156
Fig. 85 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7.....	157
Fig. 86 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1.....	158
Fig. 87 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A	158
Fig. 88 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3.....	159
Fig.89 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7	159
Fig.90 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1.....	160
Fig.91 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A	161
Fig.92 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3.....	161
Fig.93 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7	161
Fig. 94 Seção S5 (seção isolada).....	162
Fig. 95 Diagrama – Viga 30m – Caso 1	164
Fig. 96 Diagrama – Viga 30m – Caso 2	165
Fig. 97 Diagrama – Viga 30m – Caso 3	166
Fig. 98 Diagrama – Viga 30m – Casos sobrepostos.....	167
Fig. 99 Diagramas – Viga 30m – Restrição das áreas de viabilidade.....	167
Fig. 100 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 1.....	171
Fig. 101 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 2.....	172
Fig. 102 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3.....	173
Fig. 103 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3 com alteração de F_0	174
Fig. 104 Definição de áreas para características geométricas de seção típica.....	183

Fig. 105 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1.....	190
Fig. 106 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2.....	190
Fig. 107 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7	191
Fig. 108 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1.....	192
Fig. 109 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A	192
Fig. 110 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3.....	193
Fig. 111 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7	193
Fig. 112 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1.....	194
Fig. 113 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A	194
Fig. 114 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3.....	195
Fig. 115 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7	195
Fig. 116 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução ELS-DP - Fases 3 a 7	196
Fig. 117 Seção S5 (seção isolada).....	197
Fig. 118 Diagrama – Viga 25m – Caso 1	199
Fig. 119 Diagrama – Viga 25m – Caso 2	200
Fig. 120 Diagrama – Viga 25m – Caso 3	201
Fig. 121 Diagrama – Viga 25m – Casos sobrepostos.....	202
Fig. 122 Restrição áreas de viabilidade – Viga 25m.....	203
Fig. 123 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 1.....	205
Fig. 124 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 2.....	206
Fig. 125 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3.....	207
Fig. 126 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3 com alteração de F_0	209
Fig. 127 Definição de áreas para características geométricas de seção típica.....	218
Fig. 128 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1.....	224
Fig. 129 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2.....	225
Fig. 130 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7	225
Fig. 131 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A	226
Fig. 132 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3.....	227
Fig. 133 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7	227
Fig. 134 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1.....	228
Fig. 135 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A	229
Fig. 136 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3.....	229
Fig. 137 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7	229

ÍNDICE DE TABELAS

Tab. 1 Quadro de tensões abstraindo as perdas. Adaptado de (Duarte, 1995)	68
Tab. 2 Inequações para o diagrama de Magnel	107
Tab. 3 Forças de protensão - definição	123
Tab. 4 Características Geométricas – Seção.....	123
Tab. 5 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 35m	124
Tab. 6 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 35m	124
Tab. 7 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 35m.....	124
Tab. 8 Perdas de protensão - Viga de 35m	125
Tab. 9 Tensões limites – Casos 1 a 3	127
Tab. 10 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 35m.....	131
Tab. 11 Tensão inicial aplicada.....	132
Tab. 12 Força inicial adotada para 1 cordoalha.....	133
Tab. 13 Número de cordoalhas e Força total – Viga 35m.....	133
Tab. 14 Força total adotada – Viga 35m.....	134
Tab. 15 Valores para o núcleo limite (c' e -c) em metros – Viga 35m.....	134
Tab. 16 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 1	135
Tab. 17 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 2	136
Tab. 18 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 3	137
Tab. 19 Tensões limites por casos de análise	140
Tab. 20 Fases de Carregamento	141
Tab. 21 Momentos por tipo de carregamento (seção S5).....	142
Tab. 22 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5).....	142
Tab. 23 Forças por etapa de protensão.....	143
Tab. 24 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1	144
Tab. 25 Tensões limites por idade de concretagem.....	145
Tab. 26 Tensões nova fase 1-A	146
Tab. 27 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	148
Tab. 28 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	149
Tab. 29 Esquema de condições e variáveis para análise dos fusos.....	152
Tab. 30 Definição dos fusos	154
Tab. 31 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1	155
Tab. 32 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	157
Tab. 33 Características Geométricas – Seção.....	162
Tab. 34 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 30m	163

Tab. 35 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 30m	163
Tab. 36 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 30m.....	163
Tab. 37 Perdas de protensão - Viga de 30m.....	163
Tab. 38 Tensões limites – Casos 1 a 3 – Viga 30m.....	165
Tab. 39 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 30m.....	168
Tab. 40 Tensão inicial aplicada.....	169
Tab. 41 Força inicial adotada para 1 cordoalha.....	169
Tab. 42 Número de cordoalhas e Força total – Viga 30m.....	169
Tab. 43 Força total adotada – Viga 30m.....	170
Tab. 44 Valores para o núcleo limite (c' e $-c$) em metros – Viga 30m.....	170
Tab. 45 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 1	171
Tab. 46 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 2.....	172
Tab. 47 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3.....	173
Tab. 48 Tensões limites por casos de análise	175
Tab. 49 Fases de Carregamento	176
Tab. 50 Momentos por tipo de carregamento (seção S5).....	176
Tab. 51 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5).....	176
Tab. 52 Forças por etapa de protensão.....	176
Tab. 53 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1	177
Tab. 54 Tensões por idade de concretagem.....	177
Tab. 55 Tensões nova fase 1-A.....	178
Tab. 56 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	180
Tab. 57 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	181
Tab. 58 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de hi_4 – Viga 30m.....	184
Tab. 59 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 – Viga 30m	185
Tab. 60 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 +inverter hi_5 e hi_6 – Viga 30m.....	185
Tab. 61 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de hi_6 + hi_5 constante – Viga 30m.....	186
Tab. 62 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de hi_6 +inverter hi_5 e hi_6 – Viga 30m.....	186
Tab. 63 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 e hi_6 – Viga 30m.....	187
Tab. 64 Resumo soluções ELS-DP – Viga 30m.....	187
Tab. 65 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1	189
Tab. 66 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2	191
Tab. 67 Características Geométricas – Seção.....	197
Tab. 68 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 25m	198
Tab. 69 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 25m	198
Tab. 70 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 25m.....	198

Tab. 71 Perdas de protensão - Viga de 25m.....	198
Tab. 72 Tensões limites – Casos 1 a 3 – Viga 25m.....	200
Tab. 73 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 25m.....	203
Tab. 74 Tensão inicial aplicada.....	204
Tab. 75 Força inicial adotada para 1 cordoalha.....	204
Tab. 76 Número de cordoalhas e Força total – Viga 25m.....	204
Tab. 77 Força total adotada – Viga 25m.....	205
Tab. 78 Valores para o núcleo limite (c' e $-c$) em metros – Viga 25m.....	205
Tab. 79 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 1.....	206
Tab. 80 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 2.....	207
Tab. 81 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3.....	208
Tab. 82 Tensões limites por casos de análise.....	210
Tab. 83 Fases de Carregamento.....	210
Tab. 84 Momentos por tipo de carregamento (seção S5).....	210
Tab. 85 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5).....	211
Tab. 86 Forças por etapa de protensão.....	211
Tab. 87 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1.....	212
Tab. 88 Tensões por idade de concretagem.....	212
Tab. 89 Tensões nova fase 1-A.....	213
Tab. 90 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2.....	215
Tab. 91 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2.....	216
Tab. 92 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de hi_4 – Viga 25m.....	219
Tab. 93 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 – Viga 25m.....	220
Tab. 94 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 +inverter hi_5 e hi_6 – Viga 25m.....	220
Tab. 95 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de hi_6 + hi_5 constante – Viga 25m.....	221
Tab. 96 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de bi_6 e hi_6 – Viga 25m.....	221
Tab. 97 Resumo soluções para ELS-DP – Viga 25m.....	222
Tab. 98 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1.....	224
Tab. 99 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2.....	226

LISTA DE SÍMBOLOS

A - área da seção transversal

a_p - distância dos cabos para a região tracionada para ELS-DP

a'_1, a_1, a'_2, a_2 - limites para centro de pressão

$c' = \text{Min} (a'_2; a_2)$ - limite superior para o centro de pressão

$c = \text{Min} (a'_1; a_1)$ - limite inferior para o centro de pressão

C - força no centro de pressão

d' - cobrimento bordo superior

d - cobrimento bordo inferior

d_c - distância do CG dos cabos ao bordo inferior

e_0 - excentricidade da força de protensão

e_c - excentricidade do centro de pressão

$e_{c \text{ mín}}$ - valor real mínimo para o centro de pressão

$e_{c \text{ max}}$ - valor real máximo para o centro de pressão

\bar{e}_2 - limite máximo para a excentricidade do cabo (e_0)

\bar{e}_1 - limite mínimo para a excentricidade do cabo (e_0)

e_{mp} - máxima excentricidade prática para a seção

F - força de protensão

F_1 - força de protensão mínima pela seção sub crítica

F_2 - força de protensão mínima pela seção supercrítica

F_i - força inicial aplicada, sem perdas

F_0 - força aplicada, descontadas as perdas imediatas

F_∞ - força aplicada, descontadas as perdas diferidas

F_{0-1} - força aplicada na primeira etapa de protensão, descontadas as perdas imediatas

$F_{\infty-1}$ - força aplicada na primeira etapa de protensão, descontadas as perdas diferidas

F_{0-2} - força aplicada na segunda etapa de protensão, descontadas as perdas imediatas

$F_{\infty-2}$ - força aplicada na segunda etapa de protensão, descontadas as perdas diferidas

i - raio de giração

I - momento de inércia

h - altura da viga

h_{laj} - altura da laje

h_t - altura total do conjunto viga + laje

k_s - distância do centro de gravidade da seção ao limite superior do núcleo de pressão

k_i - distância do centro de gravidade ao limite inferior do núcleo de pressão

k_{staj} - distância do centro de gravidade ao limite superior do núcleo de pressão, da seção conjunta com a laje

M_M - momento máximo

M_m - momento mínimo

ΔM - variação de momento

$v' = v'$ - distância do centro de gravidade ao bordo superior da viga

$v = v$ - distância do centro de gravidade ao bordo superior da viga

v'_{laj} - distância do centro de gravidade ao bordo superior da laje

v_t - altura da região com tração na seção

W_s - módulo resistente com relação a fibra superior da viga

W_i - módulo resistente com relação a fibra inferior da viga
 W_{slaj} - módulo resistente com relação a fibra superior da laje
 y - variável de altura ao longo da seção da viga

η - coeficiente de perdas de tensão

ρ - rendimento geométrico

σ_g - tensão no centro de gravidade

σ_i - tensão no bordo inferior

σ_s - tensão no bordo superior

σ_{slaj} - tensão no bordo superior da laje

σ_{ipp} - tensão de peso próprio - fibra inferior

σ_{ip} - tensão de protensão - fibra inferior

σ_{isp} - tensão de sobre carga permanente - fibra inferior

σ_{isa} - tensão de sobre carga acidental - fibra inferior

σ_{spp} - tensão de peso próprio - fibra superior

σ_{sp} - tensão de protensão - fibra superior

σ_{ssp} - tensão de sobre carga permanente - fibra superior

σ_{ssa} - tensão de sobre carga acidental - fibra superior

$\Sigma\sigma_{sob}$ - somatório das tensões de sobrecarga

$\bar{\sigma}_i$ - limite de tensão do bordo inferior

$\bar{\sigma}_s$ - limite de tensão do bordo superior

$\sigma_{(y)}$ - tensão no ponto y da seção

$\bar{\sigma}_c$ - limite de tensão de compressão

$\bar{\sigma}_t$ - limite de tensão de tração

$\overline{\Delta\sigma'}$ - variação de tensão na fibra superior

$\overline{\Delta\sigma}$ - variação de tensão na fibra inferior

$\bar{\sigma}_{ti}$ - tensão limite de tração para carregamentos iniciais;

$\bar{\sigma}_{ci}$ - tensão limite de compressão para carregamentos iniciais;

$\bar{\sigma}_{ts}$ - tensão limite de tração para carregamentos finais, ou de serviço;

$\bar{\sigma}_{cs}$ - tensão de compressão para carregamentos finais, ou de serviço.

σ_{ti} - tensão de tração para carregamentos iniciais;

σ_{ci} - tensão de compressão para carregamentos iniciais;

σ_{ts} - tensão de tração para carregamentos finais, ou de serviço;

σ_{cs} - tensão de compressão para carregamentos finais, ou de serviço.

σ_{g0} - tensão aplicada no centro de gravidade, descontadas as perdas imediatas

$\sigma_{g\infty}$ - tensão aplicada no centro de gravidade, descontadas as perdas diferidas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVO	19
1.2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	23
2	CONCRETO PROTENDIDO	25
2.1	PROTENSÃO - DEFINIÇÃO	25
2.2	HISTÓRICO	28
2.3	MÉTODOS DE PROTENSÃO / CLASSIFICAÇÃO DA PROTENSÃO	31
2.3.1	<i>Pré-tensão</i>	32
2.3.2	<i>Pós tensão</i>	33
2.3.3	<i>Sistemas de Protensão</i>	36
2.3.4	<i>Classificação quanto a intensidade de protensão</i>	38
2.4	CONCRETO ARMADO X CONCRETO PROTENDIDO	39
2.5	CONCRETO PROTENDIDO – PRINCÍPIOS	43
2.6	PERDAS DE PROTENSÃO	49
3	MÉTODOS PARA ANÁLISE DA PROTENSÃO	52
3.1	CONCEITOS GERAIS	52
3.1.1	<i>Linhas de cálculo - ELS x ELU</i>	52
3.1.2	<i>Processos de análise e projeto</i>	54
3.1.3	<i>Etapa inicial – Lançamento Estrutural</i>	59
3.2	MÉTODO ELU	61
3.2.1	<i>Método por Chust</i>	61
3.2.1.1	Traçado dos cabos	61
3.2.1.2	Sistema e unidades de protensão	64
3.2.1.3	Consideração das perdas de protensão	65
3.2.1.4	Cálculo do número de cabos – ELU	65
3.2.1.5	Verificação dos estados de fissuração	66
3.3	MÉTODO ELS	67
3.3.1	<i>Método Genérico ELS</i>	67
3.3.2	<i>Método Fauchart</i>	75
3.3.2.1	Condições limites das tensões	79
3.3.2.2	Limites para o centro de pressão <i>e_c</i> (Núcleo e Fuso Limite)	81
3.3.2.3	Limites para a excentricidade <i>e₀</i> (Núcleo e Fuso de Passagem)	83
3.3.2.4	Definição do nível crítico de uma seção	87
3.3.2.5	Cálculo da força de protensão	89
3.3.2.6	Seção mínima de concreto	95
3.3.3	<i>Método de Magnel</i>	104
3.3.3.1	Conceituação	104
3.3.3.2	Inequações	106
3.3.3.3	Diagrama de Magnel	108
4	ESTUDOS DE CASO	114
4.1	PREMISSAS	114
4.2	PONTES FERROVIÁRIAS	115
4.2.1	<i>Sistema estrutural tipo</i>	115
4.2.2	<i>Projetos selecionados</i>	118
4.3	VIGA 35M (CASO GERAL)	122
4.3.1	<i>Cálculo da Força de Protensão</i>	122

4.3.1.1	Construção dos Diagramas.....	122
4.3.1.2	Diagrama para estados limites de serviço	126
4.3.1.3	Determinação do fuso para validação da força F_0	131
4.3.2	<i>Análise de Tensões</i>	139
4.3.2.1	Definição de envoltórias e Análise tradicional	139
4.3.2.2	Análises de Tensões por fusos	152
4.4	VIGA 30M	162
4.4.1	<i>Cálculo da Força de Protensão</i>	162
4.4.1.1	Construção dos Diagramas.....	162
4.4.1.2	Diagramas para estados limites de serviço	164
4.4.1.3	Determinação do fuso para validação da força F_0	168
4.4.2	<i>Análise de Tensões</i>	175
4.4.2.1	Definição de envoltórias e Análise tradicional	175
4.4.2.2	Análises de Tensões por fusos	188
4.5	VIGA 25M	197
4.5.1	<i>Cálculo da Força de Protensão</i>	197
4.5.1.1	Construção dos Diagramas.....	197
4.5.1.2	Diagramas para estados limites de serviço	199
4.5.1.3	Determinação do fuso para validação da força F_0	203
4.5.2	<i>Análise de Tensões</i>	209
4.5.2.1	Definição de envoltórias e Análise tradicional	209
4.5.2.2	Análises de Tensões por fusos	223
5	CONCLUSÃO	230
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	233

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

No dia-a-dia de um escritório de projetos de engenharia, para diversos tipos de serviço, é muito comum seguir padrões e metodologias já enraizadas no local ou comuns no meio profissional do qual se faz parte. É usual replicar esses métodos comuns, sem avaliar se os benefícios nos fluxos de trabalho permanecem ao longo do tempo. Algumas vezes, a intensa rotina desses ambientes permite poucos espaços para pesquisas e aprimoramentos dos processos, restando replicar sempre o mais prático e mais conhecido.

Usar sempre das mesmas ferramentas buscando melhoria e agilidade nos processos, sem, no entanto, dedicar tempo para pesquisar e estudar, é um paradoxo de ações muito comum em diversos ambientes de trabalho, principalmente nos de projeto de engenharia. Todavia, pesquisas e estudos são essenciais em qualquer processo de melhoria. Em geral, boas metodologias surgem a partir de trabalhos e estudos bem embasados.

Nesse contexto, dá-se a origem do presente trabalho, em síntese, fruto de uma necessidade de aprimoramento nos processos de análises de projetos de Obras de Arte Especiais, para transposição de vias férreas.

Assim, este documento foi desenvolvido com o objetivo de apresentar um estudo amplo sobre concreto protendido, incluindo histórico, definições e principais conceitos, bem como de discutir sobre as principais vertentes de cálculo de protensão (sob ótica do Estado Limite de Serviço-ELS e do Estado Limite Último-ELU).

E principalmente, foi desenvolvido com o objetivo de estudar diferentes metodologias para determinação da cablagem de protensão (definição da força de protensão e do traçado dos cabos), bem como identificar e propor uma ou a junção daquelas soluções que possam ser mais eficientes no dia-a-dia.

Para tanto, o âmbito do estudo foi circunscrito ao uso de pós tensão em vigas pré-moldadas, componentes de tabuleiros isostáticos de pontes e viadutos submetidos a carga móvel ferroviária.

1.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No ano de 1920, o engenheiro francês Eugène Freyssinet registrou a patente definitiva do concreto protendido. Embora tenha sido ele o primeiro a agrupar os conceitos de concreto e protensão, houve outros importantes avanços anteriores relacionados ao concreto protendido. (ORTEGA, 2017).

O projeto preliminar de estruturas de concreto protendido é geralmente baseado nas manipulações dos limites de tensão. Com o objetivo de simplificar a tarefa dos projetistas, várias técnicas práticas foram desenvolvidas para otimização da seção transversal, da força de protensão e da excentricidade dos cabos. Uma das primeiras e mais populares técnicas é a dos Diagramas de Magnel, proposta, em 1948, pelo importante pesquisador de concreto protendido, o engenheiro belga Gustave Magnel.

Os diagramas de Magnel definem, para uma seção transversal conhecida, uma combinação de excentricidades e forças de protensão em um ponto específico ao longo do vão. (Ehsani, 1986)

O método desenvolvido pelo belga Magnel foi ainda destrinchado e aprimorado por grandes referências em concreto protendido, como o francês Roger Lacroix (Lacroix & Fuentes, 1981) e o americano Antoine Naaman (Naaman, 2012).

Em 1986, no PCI Journal, foi publicado o artigo “Design Curves for Tendon Profiles in Prestressed Concrete Beams” por Mohammad R Ehsani, University of Arizona e J. Russel Blewit, University Ithaca, NY (Ehsani, 1986). Foi proposto um método que estende a ideia do fuso de passagem, do diagrama de Magnel (para uma seção), para o comprimento total do vão.

Outro método para estudo dos elementos pretendidos foi desenvolvido por T.Y. LIN em 1963 (LIN, 1963), o método das cargas equivalentes (*load balancing*), muito importante para estruturas hiperestáticas.

A partir dos estudos de LIN, vários autores apresentaram métodos de determinação dos esforços com base nos princípios de *load balancing*, como é o caso de MASON (1976) e LIBBY (1984). SHUSHKEWICH (1991) propôs um conjunto de fórmulas para obtenção dos esforços de protensão de maneira simplificada, como alternativas para evitar procedimentos mais sofisticados. MARTINS & STUCCHI (1993) e SKAF & STUCCHI (1995) apresentaram um estudo contendo várias alternativas para a representação da protensão. (Koerich, 2004)

Em que pese ser antigo, da década de 40, no Brasil, o método proposto por Magnel foi pouco estudado e ainda é pouco utilizado nos escritórios de projetos de maneira geral. O mais usual são métodos que partem de uma predefinição de cablagem, realizada a partir da experiência dos engenheiros mais antigos. A partir dessa predefinição, as seções são verificadas em estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU).

Além disso, atualmente, a maioria desses processos é feita usando métodos analíticos. Pouco é aproveitado do uso de métodos gráficos, que possibilitam inúmeras vantagens no dia-a-dia de projeto. (ORTEGA, 2017)

No Brasil, trabalhos recentemente publicados, que trataram de assuntos conexos aos supracitados, são os destacados nos parágrafos seguintes.

Em 2004, Koerich (Koerich, 2004), na UFSC, orientado pelo Prof. Doutor Daniel Loriggio, estudou a influência da protensão em estruturas hiperestáticas pretendidas, utilizando um processo de fácil implementação, de modo a permitir análises mais detalhadas dessas estruturas.

Também em 2004, Menegatti (Menegatti, 2004), na USP, orientado pelo Prof. Dr. Fernando Stucchi, fez um estudo da representação da protensão em estruturas de barras por meio de um conjunto de cargas concentradas equivalentes para a determinação dos esforços solicitantes e dos deslocamentos gerados pela protensão.

Em 2017, Ortega (ORTEGA, 2017), na UFRJ, orientado pelo Prof. Dr. Ricardo Valeriano, idealizou um programa para dimensionar estrutura de concreto protendido aplicando os diagramas de Magnel.

Em 2018, Saba (SABA, 2018), na UFRJ, orientado pelo Prof. Dr. Ricardo Valeriano, apresentou o desenvolvimento de um método prático para determinação dos momentos hiperestáticos de vigas protendidas, capaz de fornecer um parâmetro inicial dessa grandeza e auxiliar no pré-dimensionamento de tais estruturas.

Assim, no presente trabalho, será apresentada uma metodologia prática para determinação da cablagem em vigas isostáticas de pontes, a partir do método dos Diagramas de Magnel, para auxiliar nos processos de dimensionamento e análise dessas estruturas.

Deve-se destacar que para o presente trabalho, no tocante especificamente à pesquisa e ao estudo de diferentes vertentes de métodos para definição de cablagem de vigas, foram usados, como principais referências, livros e materiais já consagrados no meio acadêmico para o assunto em tela, quais sejam: o livro de Roberto Chust de Carvalho, para método com foco no estado limite último (Carvalho, 2012); o livro de Antoine Naaman (Naaman, 2012), para métodos com foco no estado limite de serviço, bem como para os diagramas de Magnel. Ainda, para métodos com foco no estado limite de serviço, foram utilizados os livros de Fritz Leonhardt (Leonhardt, 1983) e do Jacques Fauchart (Fauchart, 1970), bem como o manual de protensão (Duarte, 1995) apresentado pelas empresas MAC Protensão e Companhia Siderúrgica Belgo Mineira, de autoria do Eng. Evandro Porto Duarte.

Há que se destacar, também, referências importantes utilizadas para embasar o presente trabalho no que se refere ao conhecimento de projetos de pontes, desde os tipos de esquemas estruturais, tipos de seção transversal, processos construtivos, entendimento dos diversos tipos de solicitações e carregamentos até os cálculos e dimensionamentos. Foi dada preferência à bibliografias que tinham um caráter mais prático e que abobadavam mais informações e detalhes de dimensionamentos. Dentre eles destaca-se o já citado livro de Naaman (Naaman, 2012) cujo capítulo final traz ricos conceitos de pontes em concreto protendido; o livro de construção de pontes de Leonhardt (Leonhardt, 1979) que traz princípios básicos e informações interessantes de detalhamentos de projeto; o livro do renomado professor Walter Pfeil (Pfeil, 1980), que traz conceitos e detalhamentos de projeto de pontes muito valiosos; O livro da antiga

empresa ENGEFER (Cavalcanti & Monteiro, 1982) escrito por Fernando Uchoa e Flavio Monteiro, que traz dicas de projetos e execução tendo em vista a vivência de projetos de obras de arte especiais da ferrovia do aço; o livro de pontes de concreto armado o engenheiro Oswaldemar Marchetti (Marchetti, 2008) que traz de forma muito prática um conceitos básicos de dimensionamento e detalhamento de projetos de pontes; e por fim o material de aula do Professor Fernando Stucchi (Stucchi, PEF-2404 pontes e grandes estruturas - Superestruturas de Pontes (notas de aula), 2006), pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, que traz um vasto conteúdo sobre pontes, incluindo uma apostila específica para projetos de super em concreto protendido (Stucchi & Skaf, 2006).

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Para alcançar os objetivos, o trabalho foi pensado e organizado para expor com clareza os tópicos necessários ao entendimento dos estudos desenvolvidos.

Além do objetivo e da organização do trabalho, o primeiro capítulo apresenta a revisão bibliográfica realizada, contendo uma breve descrição dos principais trabalhos acadêmicos que auxiliaram e serviram como ponto de partida para o presente estudo. Além disso, traz também alguns trabalhos publicados com assuntos correlatos.

O segundo capítulo explicita informações acerca dos principais conceitos e definições necessários para entendimentos acerca do concreto protendido. É apresentada uma definição do princípio básico da protensão e seu surgimento; É relatado um histórico da aplicação da protensão no concreto, destacando alguns usos marcantes, bem como alguns profissionais notáveis que muito contribuíram para o desenvolvimento da tecnologia na forma que conhecemos hoje; São apresentadas informações básicas para o entendimento da aplicação da protensão no concreto atualmente, com métodos, sistemas e classificações do concreto protendido; São apresentadas algumas considerações sobre a discussão comparativa entre uso de concreto armado e protendido; São apresentados alguns princípios para entendimento da aplicação da protensão no concreto; Por fim é feito um arrazoado acerca das perdas de protensão, assunto de extrema relevância para compreensão do concreto protendido.

O Terceiro capítulo tem o objetivo de apresentar definições de linhas de análise bem como apresentar as duas vertentes de cálculo existente para o concreto protendido bem como de mostrar o fluxo de um processo de projeto comparando e diferenciando-o de um processo de análise. Nesse ínterim, são apresentados métodos para análise e projeto de protensão conforme vertentes citadas. É apresentado um método relacionado à vertente do cálculo pelo estado limite último e três métodos referentes a vertente do cálculo pelo estado limite de serviço.

No quarto capítulo, são aplicados os métodos dos diagramas de Magnel e dos fusos de passagem às vigas de tabuleiros isostáticos de pontes ferroviárias. Serão adotados como referências projetos de pontes e viadutos reais utilizados na construção da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL), sob responsabilidade da empresa pública VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, vinculada ao Ministério da Infraestrutura. Para tanto, serão utilizados 3 vãos padrões dos mais recorrentes nas obras de ferrovias realizadas pela VALEC, quais sejam 35m, 30m, 25m.

Nesse capítulo, ainda, é apresentada a aplicação da metodologia juntamente com os resultados, para as vigas definidas. Para cada viga serão apresentados dois itens principais. O primeiro, cálculo da protensão, contemplando o cálculo da força e excentricidade por meio dos diagramas de Magnel e a utilização de fusos simplificados para verificação dessa força. O segundo, verificação de tensões, contempla um comparativo das verificações de tensões realizadas por métodos tradicionais e pela aplicação dos fusos de passagem.

Por fim, no capítulo cinco, é elaborada uma conclusão do trabalho elencando o que foi possível realizar ao longo dos estudos, bem como o que foi possível obter de resultado pela análise e aplicação dos métodos nos estudos de caso. São apresentadas ao final, recomendações para trabalhos

2 CONCRETO PROTENDIDO

2.1 PROTENSÃO - DEFINIÇÃO

Protensão é uma forma deliberada de criar tensões internas permanentes em uma estrutura com o objetivo de otimizar seu uso ou desempenho.

A protensão pode ser entendida como um princípio intuitivo, no qual há certa naturalidade de concepção. O princípio da protensão é anterior ao do concreto e pode ser observado em alguns produtos e ferramentas, com usos diversos, criados pelo homem ao longo do tempo.

A cerca de 5000 anos, os egípcios construía cascos de barco com pranchas de madeira, cujas juntas eram apertadas pelo efeito do resfriamento das lâminas de ferro, fundidas em alta temperatura. Essa manipulação de temperatura alterava o estado de tensão das lâminas e das pranchas por consequência.

Uso semelhante é dado para garantir estanqueidade a tonéis ou barris de madeira (antigo método de Tanoaria). Por esse método, os tonéis são formados por tiras de madeira tensionadas por anéis de metal circundando-as. No processo de fabricação, as tiras de madeira, fixadas previamente por um anel de aço em uma extremidade, são aquecidas para que possam deformar mais facilmente e dobrar para encaixe do anel na outra extremidade. Após aquecidas, são tensionadas por um cabo de aço para chegar na posição correta para encaixe do anel. Assim, o tensionamento entre tiras e aço é mantido, criando a forma do barril. O anel de aço também pode ser instalado pré-aquecido, para quando esfriar a contração provocar um acréscimo de tensão radial, fixando ainda mais as tiras de madeira e evitando deslocamentos entre o anel e a madeira. Por fim, quando o barril enche de líquido, as tiras de madeira expandem, assim é criada uma tensão final entre madeira e aço que evita os vazamentos. É possível identificar a manipulação de tensão dos anéis e das tiras de madeira visando alcançar um estado desejado.



Fig. 1 Tanoaria – Sequência de Fabricação (vídeo, s.d.)

Ambos procedimentos acima descritos são provavelmente os primeiros exemplos conhecidos de tratamento mecânico de materiais previamente ao uso, e, portanto, dos primórdios da protensão (Fauchart, 1970).

Com relação à manipulação de tensão para uso em ferramentas, cita-se como exemplo a serra de quadro. Esse instrumento possui uma corda ou tira de couro presa na extremidade oposta à lâmina, ligada a esta por perfis de madeira. A torção da corda provoca uma tensão de tração na lâmina, evitando a flambagem enquanto é utilizada.

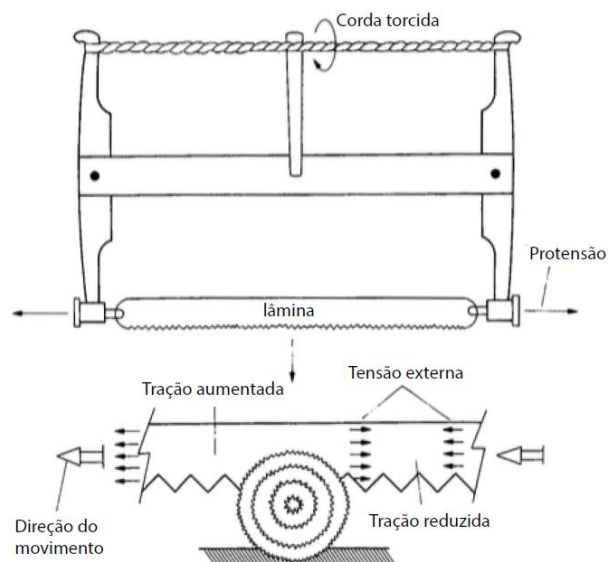


Fig. 2 Protensão em serra de quadro. Adaptado de (Naaman, 2012)

Para um exemplo mais comum, pode-se citar as rodas de bicicleta. Os raios da roda fixados no aro (anel externo) e no cubo (anel interno) são colocados em tração. Quando a carga é aplicada no eixo, os raios inferiores sofrem uma redução dessa tração enquanto os raios superiores sofrem um aumento dessa tração. Como todos os raios permanecem em tração, a roda se mantém rígida.

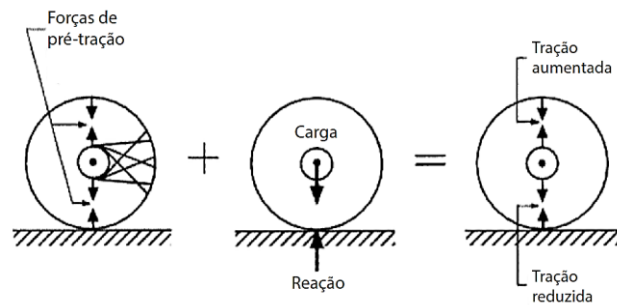


Fig. 3 Protensão em uma roda de bicicleta (Naaman, 2012)

Na prática, os princípios descritos pelos exemplos tratam de manipulações das tensões em certas condições para obter um estado ou um desempenho desejado.

O princípio de manipulação de tensão também pode ser aplicado com naturalidade ao concreto. É sabido que o concreto tem bom desempenho em compressão e baixo em tração. No concreto armado, as barras de aço são posicionadas nas regiões onde há tração e consequente fissuração. Essas são efetivas quando a fissura de fato ocorre. No concreto protendido, cabos de aço são tensionados com o objetivo de aplicar uma força de compressão no elemento. A protensão no concreto cria, então, tensões de compressão que irão neutralizar (ou balancear) as tensões de tração oriundas de carregamentos externos.

Pode se dizer que a protensão surgiu em função da deficiência da resistência à tração do concreto. Como visto em Leonhardt (1983):

...a deficiente zona à tração do concreto fez com que, desde o início, se pensasse em colocar sob compressão as zonas tracionadas das estruturas de concreto, através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular estas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto.

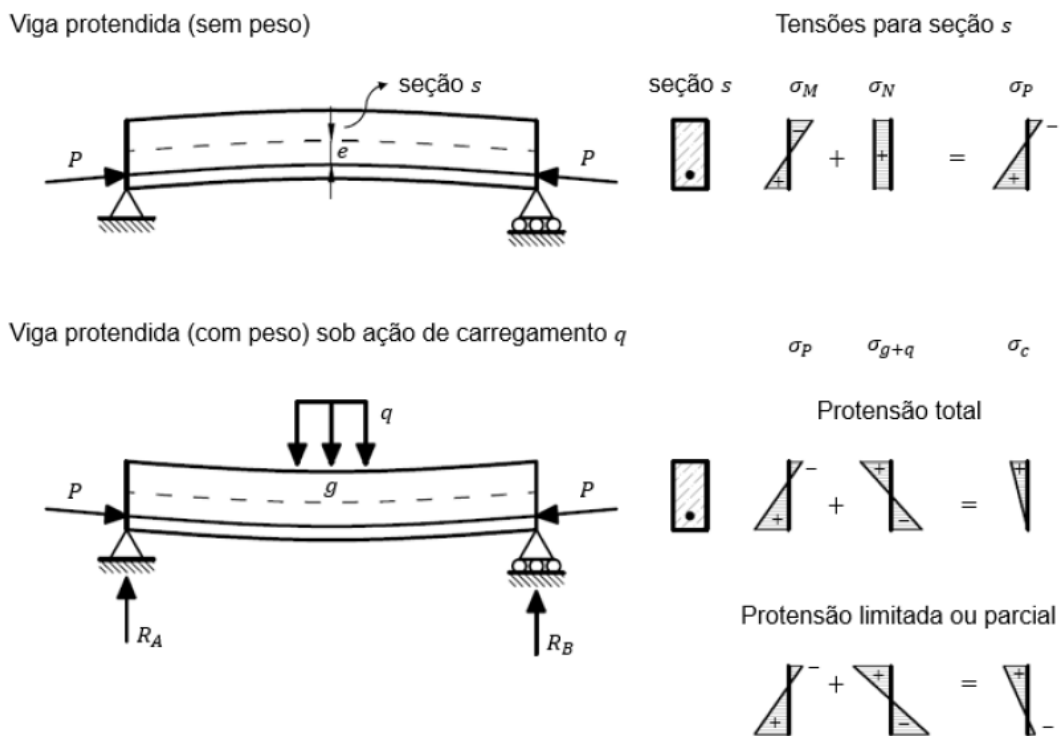


Fig. 4 Esquema de tensões para viga protendida (SABA, 2018)

Assim, a ideia básica da protensão no concreto é aplicar uma força normal de compressão que provoque tensões que reduzam ou eliminem as trações indesejadas produzidas pelos carregamentos.

2.2 HISTÓRICO

Existem algumas discussões acerca daquela que é considerada a primeira aplicação da protensão no concreto, com base nos conceitos atualmente conhecidos.

A primeira proposição de pré-tensionar o concreto foi de P.H. Jackson, um engenheiro de São Francisco/Califórnia, que, em 1886, obteve uma patente americana por tensionar tirantes de aço em blocos de concreto usados para lajes.

Em seguida em 1888, na Alemanha, C.E.W. Doehring Okchust obteve uma patente por protender lajes de concreto com fios metálicos.

Em 1906, também em Berlim, M. Koenen realizou o primeiro ensaio com armadura sob tensão.

Entretanto os desempenhos das primeiras estruturas de concreto protendido eram prejudicados pela baixa resistência dos aços existentes à época. Além disso, havia grande dificuldade de garantir as tensões de compressão no concreto ao longo do tempo. Os efeitos da fluência e da retração, que não eram bem conhecidos, praticamente anulavam a tensão dada pelo estiramento do aço.

Nesse contexto, o engenheiro E. Freyssenet, na França, foi o primeiro a entender a importância das perdas de protensão e propor soluções para compensá-las. Ele ainda sugeriu uso de aço de alta resistência que permitisse grandes deformações de estiramento. A ideia era que os cabos mesmo perdendo, ao longo do tempo, parte do estiramento, ainda pudessem transferir esforços de compressão ao concreto.

Contribuíram para tal as experiências que ele obteve em construções de pontes em arcos, (Vendre e Plougastel). Plougastel está localizada próximo a Brest é protendida por meio de ancoragens externas e possui 3 arcos de 186m, na época um recorde mundial.

Freyssenet anunciou a revolução no “Les Techniques du Béton”, em 1926, e no “L’Art de Bâtir”, em 1941. Mas foi em 1928 que ele obteve a patente fundamental ao concreto protendido conhecido hoje. Primeiro obteve a patente de método de protensão por pré-tensão de fios de aço de alta resistência e depois criou os pratos cilíndricos (utilizados em Plougastel) e, por fim, em 1940, ele apresentou seu primeiro sistema de protensão, com ancoragens em cunha para cabos de 12 fios, a forma básica que é usada até hoje. Ressalta-se que o mérito de Freyssenet está no fato de ele ter pesquisado retração e fluência.

Dentre as principais primeiras construções em concreto protendido, citam-se: postes, em 1930; tubos, em 1935; fundação da estação marítima de Havre (1930, as caixas flutuantes do porto de Brest, a super elevação da barragem de Beni-Bahdel (Argélia); a ponte isostática de Oelde (Alemanha, 1938); a ponte hiperestática de Luzancy (1941); seguida de 5 pontes de segmentos pré-moldados sobre o Rio Marne (1946-1950); a pista do aeroporto de Orly (1946).

A ponte de Luzancy, em pórtico biarticulado, foi a primeira obra viária em concreto protendido. Por conseguinte, ele projetou e construiu diversas outras pontes em concreto protendido. A partir de então, na França e na Europa, a aplicação do concreto protendido passou a se disseminar, competindo com o concreto armado.

Após os estudos de Freyssenet, vários pesquisadores contribuíram para o avanço da técnica de protensão. Pode-se citar G. Magnel na Bélgica, que, entre 1940 e 1942, desenvolveu um processo particular, com o qual executou a primeira ponte em viga contínua, sobre o Rio Maas em Sclayn, com dois vão de 62 m (concreto protendido sem aderência). Magnel também escreveu o primeiro livro sobre concreto protendido (1948).

Na França, pode-se citar Y. Guyon, cujo livro “Béton Précontraint”, de 1951, em muito contribuiu para a propagação do concreto protendido, e Lebelle, que construiu inúmeros reservatórios, prédios e pontes. Pode-se citar também demais referências da escola francesa de concreto protendido como Courboun, Esquillan, Lacroix e Mérot.

Na Alemanha, F. Dischinger, de Berlim, patenteou o sistema de cabos de protensão dispostos como tirantes de viga armada fora da seção de concreto. A firma Dyckerhoff e Widmann (Dywidag) criou seu processo de protensão, com barras de 25mm. Pode-se citar também o ilustre F. Leonhardt, também autor do processo Leoba, de Leonhardt e Baur, com ancoragens especiais para os feixes e com os denominados cabos concentrados para o caso de forças de protensão muito elevadas. Cita-se também U. Finsterwlder, o primeiro a construir em balanços sucessivos em 1950 (ponte sobre o Rio Lahn em Balduistein) e H. Rush, de Munique, como chefe da comissão de concreto protendido que, em 1953, publicou a DIN 4227.

Deve-se salientar, também, os engenheiros suíços Birkenmaier, Brandestini, Ros e Vogt, que criaram o processo BBRV, com ancoragens em botão, processo que abriu portas para o desenvolvimento de outras tecnologias.

Além desses, destaca-se também o italiano R. Morandi; P. Abeles, na Inglaterra, que desenvolveu o conceito de protensão parcial; V. Mihailov, na Rússia; e T.Y. Lin, nos Estados Unidos, que desenvolveu o método de projeto por balanceamento de cargas, muito útil para estruturas hiperestáticas.

Ao longo dos anos os estudos em protensão se desenvolveram e as aplicações de concreto protendido variam de prédios, pontes, componentes construtivos como vigas e lajes pré-moldadas, tanques, túneis, usinas nucleares, barragens, torres de TV, portos, estruturas flutuantes e estruturas offshore (Naaman, 2012).

Para esse histórico foram compilados dados descritos na principais bibliografias usadas para o presente trabalho, quais sejam (Naaman, 2012), (Fauchart, 1970) e (Leonhardt, 1983).

2.3 MÉTODOS DE PROTENSÃO / CLASSIFICAÇÃO DA PROTENSÃO

Basicamente, pode-se classificar os inúmeros tipos de protensão existentes em dois grandes grupos, pós-tensão e pré-tensão. Alguns métodos diferentes são identificados por aplicações específicas como protensão circular ou protensão externa. A Fig. 5 mostra um esquema para explicar os principais tipos e aplicações da protensão. No presente trabalho, para os métodos e estudos de caso, será dado maior foco na pós tensão, com aderência. O tipo self-stressing não será abordado, todavia no material de Naaman (2012) constam referências.

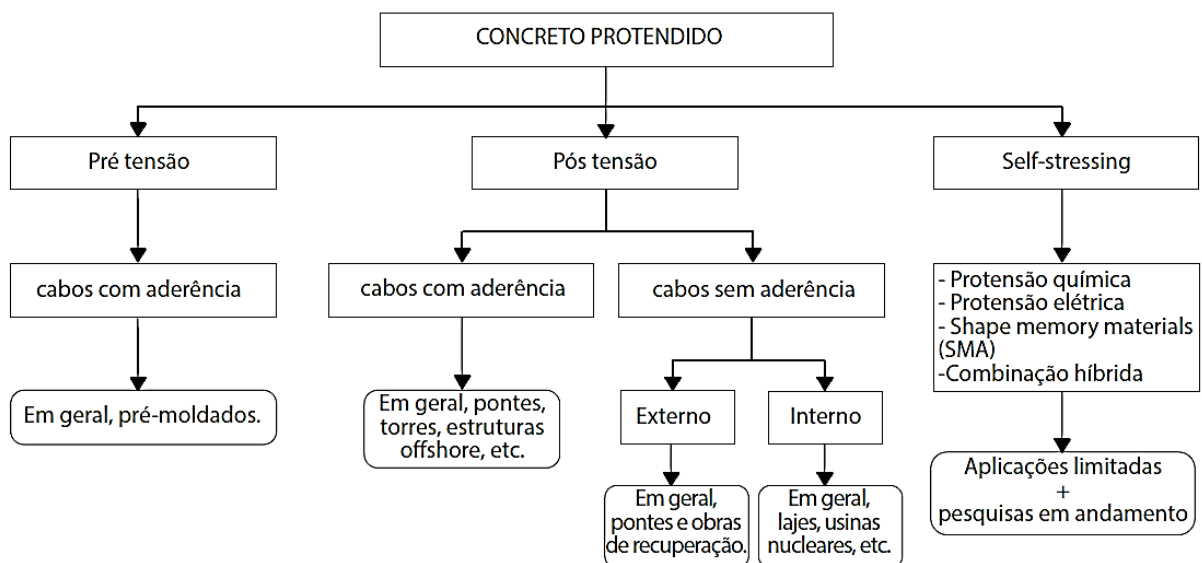


Fig. 5 Métodos de protensão e principais aplicações. Adaptado de (Naaman, 2012)

2.3.1 PRÉ-TENSÃO

O prefixo “pré” faz referência a protensão que ocorre antes da concretagem da peça. Na pré-tensão, os cabos protendidos são posicionados na forma, em seguida, alongados e ancorados por meio de macacos hidráulicos em apoios rígidos independentes dos elementos a serem concretados. já com a forma montada. O concreto é então lançado e, somente depois da cura e do ganho de resistência do concreto ao nível desejado, os cabos são liberados das ancoragens, ou simplesmente cortados. Como o atrito entre concreto e cabos resiste ao encurtamento dos cabos, o concreto é então comprimido.

A pré-tensão é muito utilizada na fabricação de pré-moldados protendidos. Normalmente são feitas pistas de protensão, nas quais podem ser locados os elementos a serem protendidos. É realizada então uma operação de protensão para todos os elementos da pista. Assim, quanto maior a pista e quanto mais elementos podem ser locados, mais eficiente torna-se o processo porque otimizam-se as operações de protensão, reduzindo custos. Daí surge o grande potencial de mecanização para elementos pré-moldados protendidos

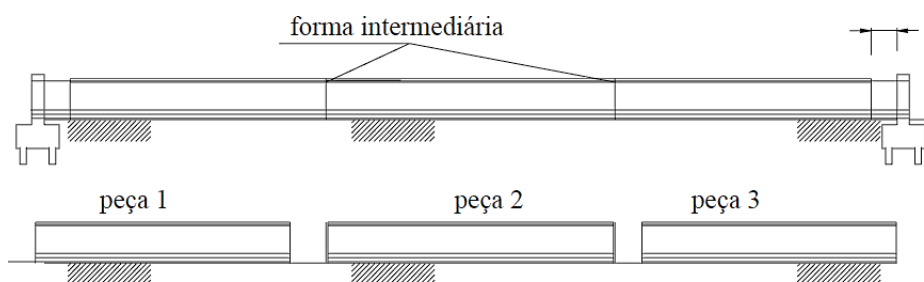


Fig. 6 Esquema de pista de protensão com vários elementos (Carvalho, 2012)

Outra vantagem da pré-tensão reside na realização da em ambientes próprios e preparados tanto para protensão quanto para a concretagem, possibilitando um maior controle de qualidade. A protensão é um processo complexo por natureza. Assegurar a qualidade na operação em si e na concretagem dos elementos traz enormes vantagens. Além disso, em geral, no local da obra, um controle de qualidade no mesmo nível de uma fábrica tende a ser mais trabalhoso e oneroso.

Uma desvantagem de elementos pré-moldados é a restrição do uso devido às capacidades de transporte e içamento. Quanto maior o vão mais pesada fica a peça.

Uma alternativa para possibilitar uso em vãos maiores pode ser associar pretensão à pós tensão. Pode-se transportar elementos pretendidos até o local e juntá-los por meio de cabos postendidos.

2.3.2 PÓS TENSÃO

Na Pós tensão, os cabos são tensionados e ancorados após a concretagem da peça, com o ganho de resistência do concreto a um nível desejado.

Primeiramente, faz-se a montagem das formas juntamente com a armadura passiva. Para possibilitar essa execução, normalmente são posicionados dutos, chamados de bainhas, antes da concretagem da peça. As bainhas são estanques, para evitar penetração do concreto e corrugadas para prevenir o amassamento durante execução e possibilitar melhor aderência. Elas são posicionadas já respeitando o desenho definido para os cabos ao longo da peça. Os cabos podem ser inseridos na bainha antes da concretagem ou após a concretagem. No entanto, a tensão é aplicada sempre após concretagem. O concreto é então lançado e após o ganho de resistência do concreto ao nível desejado, os cabos são tensionados por macacos hidráulicos apoiados nas faces do elemento. Após o tensionamento e ancoragem dos cabos, pode-se preencher os espaços sobressalentes da bainha com a nata de cimento. Ela é injetada sob pressão por uma das extremidades. Após endurecimento da nata ocorre aderência entre cordoalhas e bainha, esta já aderente ao concreto. Além de garantir o atrito do cabo ao concreto, permite melhor resistência as fissuras que podem aparecer na região e reduz as chances de corrosão dos cabos. Essa técnica específica é chamada de protensão com aderência.



Fig. 7 Posicionamento das bainhas junto a armadura - seção tipo caixão (Naaman, 2012)

Caso não haja injeção de nata, tem-se o concreto protendido sem aderência. Nesse caso, as tensões serão transmitidas basicamente pelas ancoragens. No entanto, utilizar esse procedimento com as bainhas não preenchidas de nata não apresenta muitas vantagens. O mais comum é a utilização de cabos compostos por cordoalhas envolvidas em graxa e em uma capa plástica protetora. A graxa permite uma considerável redução de atrito entre cabo-capa na fase de protensão.

Caso a bainha seja preenchida com graxa ao invés de nata, o atrito é reduzido ao longo da peça. Essa técnica é muito utilizada em lajes de edifícios por ser eficiente e econômica.

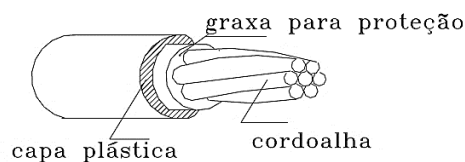


Fig. 8 Esquema de cordoalha engraxada (Carvalho, 2012)

Pós tensão é muito utilizada para aquelas obras nas quais o uso de pré-moldados se torna muito caro ou fisicamente não viável. É usada também em projetos com formas de estruturas menos usuais, mais personalizadas. É muito comum em projeto de grande escala como pontes de longos vãos, usinas nucleares, torres de TV, estruturas offshore, etc.



Fig. 9 Detalhes das etapas de protensão com macaco hidráulico (posicionamento do macaco, ajuste da placa e das cunhas, tensionamento e medição dos alongamentos e tensões)

2.3.3 SISTEMAS DE PROTENSÃO

A protensão pode ser obtida de diferentes maneiras, como visto na Fig. 5, sendo a mais comum a mecânica.

Os sistemas ou processo de protensão são dados por patentes de posse de empresas que as desenvolveram. Normalmente estão relacionados à pós tração. O princípio básico de cada sistema é o mesmo, o que varia são os detalhes, como o tipo de macaco hidráulico para distensão da armadura; bombas para injeção de calda de cimento ; o método e os dispositivos para ancoragem dos cabos; bainhas; tipo, quantidade e diâmetro das cordoalhas que compõe um cabo; proteção dos cabos; etc. Contudo a principal diferença entre os sistemas está na ancoragem.

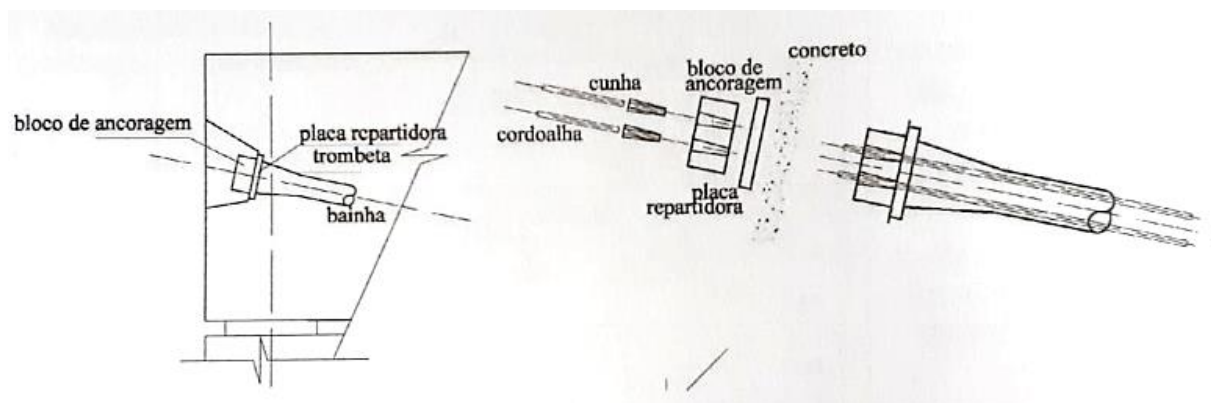


Fig. 10 Esquema de um sistema de ancoragem com cunha (Carvalho, 2012)

Basicamente, os sistemas de ancoragem mais comuns são compostos por elemento como mostrado na Fig. 10. Alguns outros tipos de ancoragem amplamente conhecidos podem ser vistos na Fig. 11.

Os cabos podem ser feitos de fios, cordoalhas ou barras. Barras são tensionadas uma de cada vez, já fios e cordoalhas podem ser tensionados separados ou em conjunto. Uso de barras é comum no sistema Dywidag com ancoragem de rosca e placa. No modelo de Freyssenet, 12 cordoalhas forma um cabo que pode ser tensionado de uma só vez. No sistema da BBRV há fios presos a um botão de rolamento numa placa que passa por uma cabeça de ancoragem. Um único cabo pode ser formado por 170 fios de 6,35mm de diâmetro. Já no sistema VSL uma ancoragem pode distender 31 cordoalhas de 15,2mm de diâmetro.

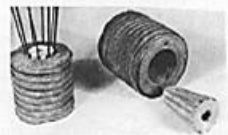






Freyssinet primeira cunha cônica para 12 fios			Freyssinet cunha cônica para for 12 cordoalhas
BBRV ancoragem			Freyssinet ancoragem multicordoalhas tipo K
Dywidag ancoragem barra rosqueada			VSL multicordoalhas tipo E
Inryco Cona ancoragem monocordoalha			CCL ancoragem multicordoalhas

Fig. 11 Tipos de ancoragens usadas em vários sistemas de protensão (Naaman, 2012)

A escolha dos sistemas é dada na maioria das vezes pelo aspecto econômico. Deve-se considerar variáveis como disponibilidade do serviço na região a ser executada a obra, facilidade e custo para acesso ao serviço, bem como disponibilidade de mão de obra para tal.

Deve-se ter conhecimento acerca dos diferentes sistemas para melhor detalhar o a protensão a ser adotada, assim como para detalhar aspectos construtivos como posicionamento da ancoragem e armadura de fretagem.

Ressalta-se que um projeto deve ser detalhado de forma que não fique caracterizada uma imposição de uma marca específica. Deve-se possibilitar a adaptação de sistemas de diferentes marcas.

Segundo Carvalho (2012), Cada empresa fornece catálogos e publicações com informações sobre os sistemas. De conhecidas empresas registradas no Brasil, pode-se citar STUP, RUDLOFF-VSL (Rudloff, 2015), MAC Protensão (MAC Protensão, 2020), IMPACTO e PROTENDE (Protende, 2013).

2.3.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO A INTENSIDADE DE PROTENSÃO

Segundo a NBR 6118/2014, a protensão é classificada em três diferentes níveis: protensão completa, protensão limitada e protensão parcial.

O item da norma que trata do assunto é o 13.4 (Fig. 12), referente a controle de fissuração e proteção da armadura. Assim verifica-se que o nível de protensão está relacionado com os estados limites de serviço, referentes à fissuração. É definido em função de limites para fissuração tendo em vista à durabilidade, considerando, ainda, o tipo de construção e a classe de agressividade ambiental

Isso se dá porque, para estruturas de concreto protendido o possível impacto de corrosão dos cabos de protensão é muito elevado. A estabilidade da estrutura é extremamente dependente da tensão aplicada nos cabos. Uma vez perdida essa tensão a estrutura estará comprometida. Assim, os cuidados quanto a fissuração em peças de concreto protendido são mais rigorosos que em peças de concreto armado.

Na tabela 13.4 da referida norma (Fig. 12) são apresentadas as exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental. Verifica-se que cada nível de protensão está relacionado a um tipo de classe de agressividade ambiental. As exigências relativas à fissuração iniciam num nível, considerando a ocorrência de fissuras, porém controlando a abertura dessas. É dado pelo Estado limite de abertura de Fissura (ELS-W), com controle de 0,4mm a 0,2mm. No nível seguinte são considerados estágios de formação de fissura, no qual a exigência de fissuração é a formação ou aparição das fissuras, ou seja, o limite é dado pela resistência do concreto à tração. O outro nível é o de descompressão, no qual não se permite tração. A peça deve estar comprimida ou em processo descompressão, até a iminência de aparecer alguma tração. Para cada exigência relativa à fissuração há uma indicação de combinação de carregamentos a ser adotada.

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

Fig. 12 Tabela 13.4 NBR 6118, Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e proteção da armadura, em função da classe de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014)

Assim, por exemplo, para um caso de obra com uso de pós tração, em região de classe de agressividade ambiental III ou IV, pode-se usar a protensão limitada, para a qual devem ser verificados obrigatoriamente: o estado limite de formação de fissura, considerando carregamentos com combinações frequente e o estado limite de descompressão, considerando carregamentos com combinação quase permanente.

2.4 CONCRETO ARMADO X CONCRETO PROTENDIDO

Primeiramente, deve-se destacar que uma solução em concreto protendido requer materiais (aço e concreto) de alta resistência. Isso posto e considerando que, para efeitos

comparativos, todo o resto mantém-se constante, pode-se inferir que os elementos de concreto protendido requerem menor quantidade de material que elementos de concreto armado.

Além disso, para concreto protendido, em geral, toda a seção transversal está ativa, resistindo aos carregamentos, enquanto em concreto armado apenas a parte não fissurada da seção estará resistindo aos carregamentos. Pode-se dizer que há, então, um melhor aproveitamento da seção e, portanto, dos materiais.

Maior qualidade dos materiais e melhor aproveitamento da seção permitem elementos de concreto protendido mais leves, mais esbeltos e frequentemente mais agradáveis visualmente que elementos de concreto armado. Na realidade em alguns casos esse critério passa de uma vantagem para uma restrição, como nos casos de ponte, casos comuns de grandes vãos, nos quais o peso próprio é relevante e preponderante no cálculo.

Um outro ponto relevante, a possibilidade das seções livre de fissuras, possíveis graças a protensão, mostra-se como enorme vantagem para proteção contra corrosão do aço em ambientes de alta agressividade. Isso permite usos mais seguros e mais eficientes para estruturas com funções de contenção ou qualquer estrutura para fluídos, como tanques e usinas nucleares.

Ademais, um controle de fissuração pode implicar, indiretamente, em redução de custos de manutenção. Com um controle de fissuração efetivo, menos poderá ser gasto com vistorias, bem como com tratamento de eventuais patologias decorrentes.

Ressalta-se, também, que a protensão permite estruturas com menores deflexões que estruturas similares em concreto armado, principalmente para cargas mantidas fixas ao longo do tempo.

Destaca-se, também, que elementos de concreto protendido tem maior resistência aos efeitos de esforços cortantes. Devido a curva de cabos próxima aos apoios e a própria pré compressão que reduz as tensões diagonais. Assim há menor necessidade de armadura de estribos.

Por último, frequentemente, alega-se que estruturas de concreto protendido têm uma segurança testada própria, porque são colocados sob carga durante a protensão e sofrem o maior carregamento durante a fase inicial, de tensão do aço. Usualmente esse tensionamento ocorre

quando o concreto tem menores idades, com resistências inferiores a característica. Ademais, o aço é tensionado a máxima tensão que irá suportar (próxima a do escoamento, considerando que ainda há perdas reduzidas em idades iniciais). Pode-se dizer, então, que os elementos são testados previamente. Caso aptos no teste, há uma maior probabilidade de uma resposta adequada desses elementos aos futuros esforços de serviço.

Pelo exposto, inúmeras podem ser as vantagens no comparativo entre concreto armado e protendido. Entretanto, com relação a economicidade, não se pode dizer categoricamente que uma solução é mais barata que a outra.

Para exemplificar, considera-se uma análise comparativa do custo do aço estrutural. Nesse estudo são comparados os aços CA 25, CA50, CA 60, CP 175 e CP190. Os três primeiros são comuns em peças de concreto armado e os dois últimos usuais em peças de concreto protendido, porém não de forma excludente. Supondo o custo do aço dado apenas pelo peso de material (R\$/kg), desconsiderando custos de transporte, corte, dobra e armação, etc., pode-se chegar à conclusão de que a solução que utiliza aço de classe CA seria a mais econômica, conforme Fig. 13.

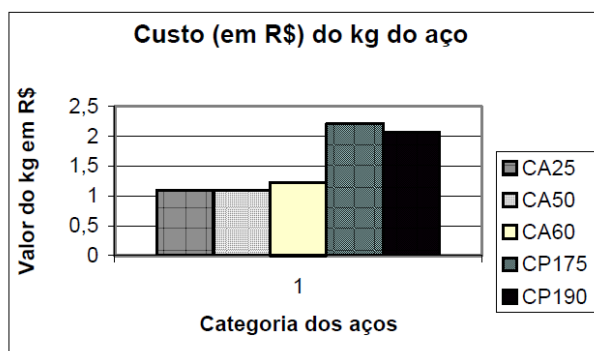


Fig. 13 Gráfico com custos das diversas categorias do aço (Carvalho, 2012)

No entanto, para um comparativo de uso do aço em peças de concreto armado e protendido uma análise desse tipo não é suficiente. Deve-se ponderar também a capacidade de força ou tensão de cada aço. Isso irá determinar a quantidade de aço a ser empregada. Supõe-se que 1kg de aço é capaz de suportar uma força proporcional a sua tensão de escoamento. Assim, pode-se dividir o custo do kg de aço por essa tensão para chegar ao preço necessário de desenvolvimento de uma força ou tensão específicas. O gráfico da Fig. 14 mostra que aços de maiores tensões limites (classe CP) podem ser mais econômicos. Os resultados desse estudo são apresentados no livro do renomado professor Roberto Chust de Carvalho, (Carvalho, 2012).

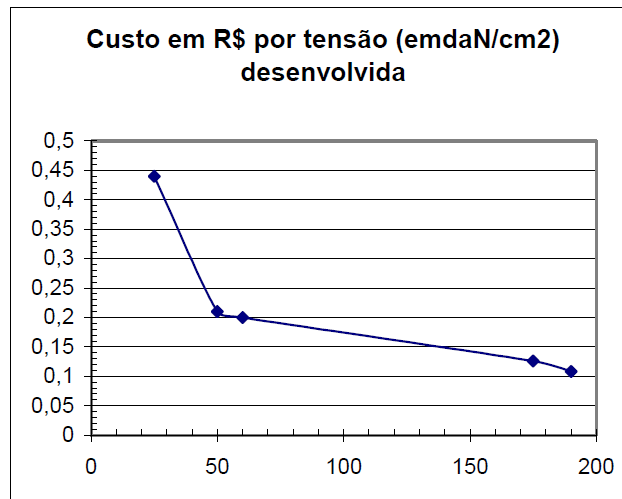


Fig. 14 Custo da tensão desenvolvida pela armadura (Carvalho, 2012)

A princípio, esse exemplo corrobora a primeira vantagem supracitada, referente ao menor consumo de material, de aço no caso. Relembra-se, ainda, que o concreto protendido permite estruturas mais leves e esbeltas, ou seja, com menor consumo de concreto também.

Entretanto, uma análise de economicidade não é tão simples, inúmeros parâmetros devem ser avaliados. Em que pese o menor consumo de material, o concreto protendido exige um nível maior de tecnologia para execução da protensão. Tal tecnologia, além de mais cara, pode não estar facilmente disponível em qualquer local, o que por si só aumenta o custo. Outrossim, materiais de maior qualidade, além de mais caros, necessitam de maior controle de qualidade, mão de obra especializada, etc, o que também implica em maior custo.

Assim, deve-se ressaltar que o custo inicial de material não deve ser um fator preponderante na escolha da solução. Deve-se avaliar também outros custos associados, como disponibilidade de tecnologia, qualidade no fornecimento dos insumos, disponibilidade de mão de obra capacitada e prazo de execução, além de critérios de desempenho como: uso da estrutura, classe de agressividade do ambiente, necessidade de controle de fissuras, flechas ou deformações. Deve-se sempre fazer uma análise criteriosa, tendo em vista que as vantagens oferecidas pelo concreto protendido podem não ser sempre necessárias.

De qualquer maneira, a presente discussão demonstra também que o concreto protendido já passou do seu estado de desenvolvimento, já é uma tecnologia amplamente difundida e confiável. Permitiu avanços na engenharia, com avanços nos limites para pontes,

estruturas offshore e reservatórios nucleares. Hoje, é difícil achar um projeto de infraestrutura no qual a protensão não é avaliada como alternativa.

2.5 CONCRETO PROTENDIDO – PRINCÍPIOS

Para o concreto, a protensão é a inserção de uma força de compressão que gera um campo de tensão no concreto compatível com um objetivo desejado. Pode-se almejar reduzir as tensões de tração de um elemento de concreto ou até mesmo anulá-las. Esse objetivo pode ser representado pela equação disposta a seguir, na qual uma tensão de concreto está submetida a limites para tração e compressão.

$$0 = \bar{\sigma}_t \leq \sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$$

Fig. 15 Equação de protensão (Martins , 2018)

Para exemplificar a aplicação do princípio da protensão no concreto, toma-se como exemplo uma viga simplesmente apoiada, representada pela Fig. 16. Em teoria, como solução, pode-se adotar o elemento em concreto puro, concreto armado ou concreto protendido. No caso de concreto puro (Fig. 16 b), as tensões provocadas pelo peso próprio (M_D) e carga móvel (M_L) somam 6,9 MPa, em compressão e em tração nas fibras superior e inferior respectivamente. Tal tensão em compressão é aceitável, porém é superior ao limite de resistência a tração do concreto. Logo a peça irá fissurar no bordo inferior e romper.

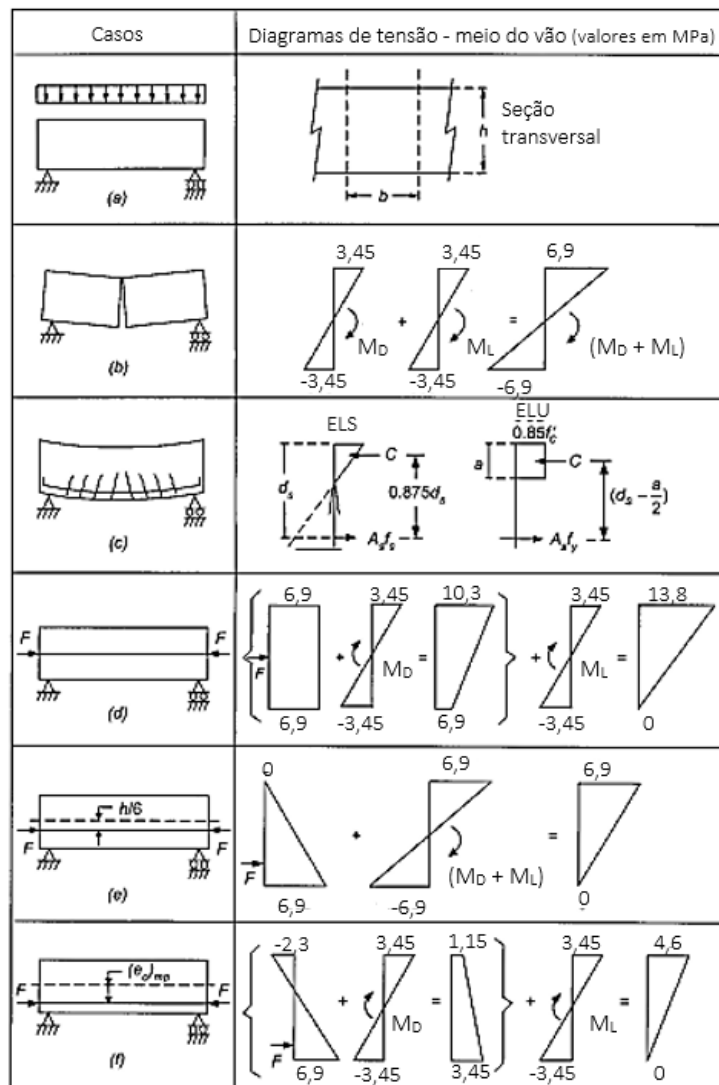


Fig. 16 Exemplos de consideração da protensão em um elemento de concreto. Adaptado de (Naaman, 2012)

- Exemplo do elemento
- Elemento de concreto puro
- Elemento de concreto armado
- Elemento de concreto protendido com carga axial centrada
- Elemento de concreto protendido com carga axial no limite do núcleo de pressão
- Elemento de concreto protendido com carga axial com excentricidade e_0

No caso da solução em concreto armado (Fig. 16 c), calcula-se uma área de aço a ser inserida para reforçar o elemento e resistir à tração não suportada pelo concreto no bordo inferior. Pode-se obter a área de aço considerando os estádios de deformação da seção plana, considerando a seção toda resistindo, a formação de fissura ou até o estado limite último de ruptura. Dimensionado de forma adequada, o elemento irá fletir, até o concreto atingir o limite de resistência a tração no bordo inferior. Momento no qual, a peça irá fissurar e o aço de reforço passará a ser acionado. A peça continuará fletindo até o aço escoar totalmente e atingir seu limite de ruptura a tração.

No caso de concreto protendido, insere-se uma força de compressão na peça. Como primeiro caso (Fig. 16 d), considera-se essa força inserida no centroide da peça, para gerar um estado de tensão de compressão uniforme em toda a seção transversal. Assim, as tensões advindas das cargas, de peso próprio e sobrecarga, deverão vencer todo o estado de tensão prévio para então começar a impactar a peça. Considerando que o objetivo final é obter uma tensão nula no bordo inferior, a tensão devido a força de protensão no bordo inferior deveria ser então de no mínimo 6,9 MPa. Assim, pode-se calcular a força de protensão: Para o exemplo parte-se de uma seção com $b = 30,5$ cm por $h = 30,5$ cm.

$$\sigma_p - \sigma_i = 0 \text{ (objetivo)} \quad \text{Eq. 1}$$

$$\sigma_p = \sigma_i = 6,9 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 2}$$

$$\sigma_p = F/A \quad \text{Eq. 3}$$

$$F = A \cdot \sigma_p = 930 \text{ cm}^2 \cdot 6,9 \text{ MPa} = 641 \text{ kN} \quad \text{Eq. 4}$$

Ao aplicar a força de 641 kN no centroide, obtém-se tensão uniforme na seção ($\sigma_s = \sigma_i = 6,9$ MPa). Ao adicionar o peso próprio, o estado de tensões passa para $\sigma_s = 10,3$ MPa no bordo superior e $\sigma_i = 3,4$ MPa no inferior. E ao adicionar a carga móvel, a seção passa para $\sigma_s = 13,7$ MPa e $\sigma_i = 0$. Nesse caso, então, a aplicação da protensão no centroide elimina a tensão de tração no bordo inferior, porém ocasiona, ao final, uma alta tensão de compressão no bordo superior.

Para equilibrar as tensões de forma mais adequada, pode-se adotar uma excentricidade no ponto de aplicação da força de protensão. Na Fig. 16 e, a força de protensão é inserida no limite inferior do núcleo de pressão, proporcionando uma tensão de compressão em toda seção, com tensão nula no bordo superior.

Nesse caso, a força está no limite do centro de pressão. Ainda, considerando o objetivo de anular tensão no bordo inferior, para atingir uma tensão de 6,9 MPa no bordo inferior, será necessária uma tensão no centro de gravidade de 3,4 MPa.

$$\sigma_p = 3,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 5}$$

$$\sigma_p = F/A \quad \text{Eq. 6}$$

$$F = A \cdot \sigma_p = 930\text{cm}^2 \cdot 3,45 \text{ MPa} = 320,5 \text{ kN} \quad \text{Eq. 7}$$

A força de protensão foi de 320,5 kN, inferior ao caso “e”, e as tensões foram $\sigma_s = 6,9$ MPa e $\sigma_i = 0$. Assim, verifica-se que a simples aplicação de uma excentricidade permite obter uma redução da força de protensão, bem como uma redução de tensão de compressão do bordo superior. Há uma maior eficiência no uso da protensão, com uma conseqüente economia no consumo de aço.

Assim, resta evidente que quanto maior a excentricidade, menor é a força de protensão necessária para um mesmo objetivo de tensões. Posto isso, verifica-se então uma solução com maior excentricidade. Na Fig. 16 f, a força é aplicada no limite geométrico máximo para a excentricidade, são considerados 10cm de cobrimento.

$$\sigma_p = \sigma_i = 6,9 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 8}$$

$$\sigma_p = F/A + \frac{F e_0}{W} \quad \text{Eq. 9}$$

Essa equação pode ser escrita também da seguinte forma:

$$\sigma_p = \frac{F}{A} \left(1 + \frac{6e_0}{h}\right) \quad \text{Eq. 10}$$

Assim a força pode ser dada por:

$$6,9\text{MPa} = \frac{F}{930\text{cm}^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{30,5}\right) \quad \text{Eq. 11}$$

$$F = 213 \text{ kN} \quad \text{Eq. 12}$$

A força de protensão é então reduzida para a terça parte da inicial. O estado de tensão da peça apresenta assim tração no bordo superior $\sigma_s = -2,3$ MPa e $\sigma_i = 6,9$ MPa. Como resultado, ao final, após carga móvel, obtém-se uma redução ainda maior de compressão no bordo superior

e a mesma tração no nula no bordo inferior. A aplicação da protensão fica ainda mais eficiente, apenas com aumento da excentricidade a força de protensão é ainda menor que nas soluções “d” e “e”.

Os exemplos acima descritos possibilitam um bom entendimento da definição de elementos de concreto protendido pela NBR 6118/2014, em seu item 3.1.4: “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU)”.

Ainda, por meio dos exemplos, verifica-se que a partir de limites de tensões desejados nos bordos inferior e superior, define-se a forma de inserção da força de compressão no concreto. Evidenciam-se, assim, os dois principais parâmetros do concreto protendido, a força de protensão e a excentricidade.

Os esforços de protensão decorrem basicamente desses parâmetros. Para uma estrutura isostática, $N=F$ e $M=-Fe$ são os únicos esforços gerados pela protensão. Pode-se que dizer o sistema de protensão é um sistema auto equilibrado, não gera esforços externos. Contudo, para estruturas hiperestáticas, a restrição de deslocamento pode resultar no surgimento de outros esforços.

Análise semelhante à do exemplo acima pode ser realizada de maneira mais simplificada com foco nos esforços de momento fletor. Os esforços gerados pela protensão podem balancear ou até contrapor de forma total aos esforços de peso próprio ou sobrecarga. Na Fig. 17, são mostrados 3 casos de aplicação da protensão para uma viga também bi apoiada submetida a uma carga uniformemente distribuída P .

Na viga I, não há a aplicação de força de protensão. A viga II sofre a aplicação de uma força F , no centro de gravidade, sem resultar em momento fletor de protensão. Já nas vigas III e IV, estão aplicadas uma força de protensão, porém com posições diferentes para os cabos.

Para a viga III o cabo de protensão reto, com excentricidade uniforme, gera um diagrama de momento fletor linearmente uniforme em sinal oposto ao do carregamento P , o que resulta

em um diagrama final com momentos nos apoios e um reduzido momento no meio do vão. Já na viga IV, o cabo em formato parabólico gera um diagrama de momento igual ao do carregamento P, porém invertido. Pode-se dizer, assim, que a carga de protensão balanceou o carregamento P.

Os traçados de cabos das vigas III e IV são usuais em pré-tensão e pós-tensão, respectivamente. O cabo parabólico é solução comum para evitar tensões de tração nos apoios.

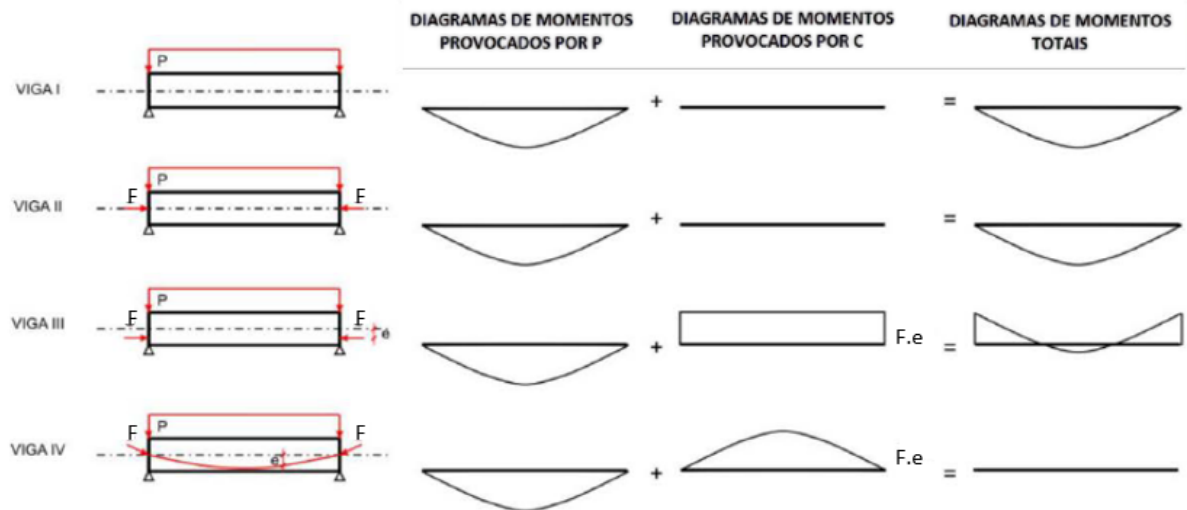


Fig. 17 Diagramas de momentos Fletores. Adaptado de (ORTEGA, 2017)

Nesse sentido, dois conceitos diferentes podem ser aplicados para analisar o comportamento dos elementos de concreto protendido.

O primeiro trata o concreto protendido de uma forma similar ao concreto armado, com o concreto resistindo a compressão e o aço a tração. Ambos materiais são considerados para equilibrar os efeitos das forças externas. Assim foi visto no exemplo da Fig. 16.

O outro conceito comumente aplicado é chamado balanceamento de cargas (load-balancing). Nesse conceito, o elemento todo é considerado um corpo livre sujeito a carregamentos. A força de protensão e o traçado dos cabos atuam balanceando das cargas externas, como visto no exemplo da Fig. 17. A técnica de balancear as cargas é extremamente simples e poderosa para projetos de vigas contínuas. Foi introduzida pela primeira vez por T.Y. Lin (Naaman, 2012).

2.6 PERDAS DE PROTENSÃO

Para todas as verificações necessárias no cálculo de um projeto de concreto protendido, de condições de fissuração à ruptura, é necessário entender bem os valores das tensões atuantes nos cabos e no concreto.

Ocorre que a tensão inicialmente aplicada no cabo não permanece a mesma ao longo do tempo. Por inúmeros fatores essa tensão é alterada, e por consequência são alteradas também as tensões no concreto. Além disso, o comportamento reológico do próprio concreto também tem grande influência nessas alterações.

Historicamente, uma das grandes dificuldades no desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido estava relacionada a dificuldade em identificar essas alterações das tensões ao longo do tempo. Percebia-se que em geral essas alterações eram refletidas em perdas de tensão, mas não era sabido como identificá-las de forma precisa e controlá-las.

Nesse contexto, o engenheiro Eugene Freyssenet, na França foi o primeiro a entender a importância das perdas de protensão e propor soluções para compensá-las.

Desde então esse tema passou a ser um dos principais focos de estudos para concreto protendido. Descobriram que vários são os fatores que influenciam nessas perdas, bem como os impactos delas decorrentes.

As perdas, atualmente, são classificadas em 2 tipos básicos: perdas imediatas e perdas diferidas. A primeira refere-se a maneira como é aplicada a protensão e às propriedades elásticas do aço e do concreto. A segunda, também chamada de perdas ao longo do tempo, refere-se as propriedades reológicas tanto do concreto quanto do aço.

As perdas imediatas ocorrem nas idades iniciais do concreto, em geral, devido ao ato da protensão em si, no que se refere ao sistema de protensão e a forma como é protendida (sequenciamento). São classificadas em:

i. Perdas por atrito

Essa perda ocorre devido ao atrito entre o cabo e concreto. Os cabos, normalmente dispostos de maneira curva ao longo de um elemento, ao serem tensionados, tem a tendência de se retificar, provocando uma força no concreto. O atrito faz com que a força aplicada na extremidade da viga não chegue igual ao meio do vão. Ao longo do comprimento ocorrem as perdas.

ii. Perda por cravação da ancoragem (também conhecida como perda por encunhamento ou deformação da ancoragem)

Essa perda se dá pelo efeito de acomodação das cunhas ou ancoragens. Ao efetivar a cravação da ancoragem de um cabo, há um pequeno encurtamento do cabo devido a penetração das cunhas até o travamento do sistema. Essa penetração das cunhas distende o cabo, provocando uma queda na tensão inicial imposta. Ocorre apenas quando é utilizado o sistema de cunhas para travamento.

iii. Perda por deformação imediata do concreto (sequenciamento dos cabos)

Na maioria das peças protendidas, é comum ter um sequenciamento de protensão para os cabos. Esse sequenciamento implica que os cabos já esticados sofrerão um afrouxamento devido ao encurtamento da peça, que ocorre por conta do esticamento dos cabos seguintes. Em outras palavras, ao ser protendido, o cabo provoca uma deformação no concreto (encurtamento, em geral) que provoca uma perda de protensão nos cabos já protendidos

Por sua vez, as perdas diferidas existem devido aos efeitos reológicos tanto do concreto quanto do aço. A armadura de protensão adquire seu tensionamento, a partir do estiramento, que é mantido por meio da ancoragem na estrutura. Caso haja alguma deformação na estrutura de concreto, ao longo do tempo, parte do estiramento pode se perder. Além disso, o próprio aço, ao longo do tempo apresenta tendência de relaxação que também resulta em perda do estiramento. Assim, as perdas diferidas são classificadas em:

i. Perda por retração do concreto

A retração é uma variação de volume do concreto ao longo do tempo. Em síntese, é a deformação do concreto, após endurecimento, devido a saída da água que não reagiu com o cimento. O concreto tende a encurtar, provocando perdas nas tensões dos cabos.

ii. Perda por Fluência do concreto

Fluência é a variação de deformação do concreto no tempo quando submetido a tensão constante. Uma vez submetida a uma ação constante ao longo do tempo o concreto tende a apresentar uma deformação em reação. Essa deformação poderá ocorrer mesmo se a ação for retirada da peça. Essa deformação no concreto resulta em perda de tensão nos cabos.

iii. Perda por Relaxação da armadura de protensão

A relaxação é uma propriedade do próprio aço. A relaxação é uma variação de tensão do aço ao longo do tempo, quando submetido a uma deformação constante. Isso provoca uma redução no tensionamento dos cabos, resultando nas perdas.

No presente trabalho, não serão detalhados métodos para cálculos das perdas. No entanto, a referência bibliográfica contém diversos autores que abordam tema de forma extensa. Para o estudo de casos a ser desenvolvido, serão adotadas as perdas calculadas nos projetos de referência. Nesses projetos foram consideradas as perdas calculadas para cada cabo ao longo do comprimento da seção. Serão extraídos das memórias os valores percentuais médios dos cabos, para perda imediata e diferida.

3 MÉTODOS PARA ANÁLISE DA PROTENSÃO

3.1 CONCEITOS GERAIS

3.1.1 LINHAS DE CÁLCULO - ELS x ELU

A concepção de um projeto é realizada para atender objetivos específicos como segurança, viabilidade técnica e econômica, funcionalidade, facilidade de manutenção e estética. Atualmente, outros critérios também são frequentemente considerados como impacto ambiental, sustentabilidade, facilidade para demolição, manutenção, reparo ou substituição.

Para atender tais objetivos usualmente são utilizados critérios de projeto chamados de estados limites. Em uma curta definição, pode-se dizer que um estado limite representa as condições de contorno do que é aceitável.

Em geral, são classificados em duas categorias, Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Último (ELU). O primeiro regula o atendimento a critérios de uso, como flechas, fissuras e fadiga, e o segundo regula diretamente o critério de segurança, a resistência máxima da peça aos principais esforços.

Diferentemente do concreto armado, cujo dimensionamento é sempre realizado para a resistência à ruptura, no ELU, com as verificações de ELS realizadas posteriormente, em projetos de elementos protendidos, para pré-dimensionar ou calcular a armadura longitudinal de flexão podem ser usadas as condições de verificação no estado limite de serviço ou a condição de estado limite último.

Até a década de 1980 os projetistas preferiam as condições do estado limite de fissuração em serviço. Prova disso é obra de Lin (LIN, 1963) que embora tenha um capítulo bem detalhado abordando com minúcias o dimensionamento baseado nas tensões, usa duas páginas e meia para comentar o dimensionamento na ruptura (Carvalho, 2012). O mesmo ocorre com as obras de Fauchart e Magnel, apresentadas nos itens seguintes.

Ainda, segundo Chust (2012), com a modernização das normas de concreto protendido houve uma liberalização nas verificações de fissuração e em diversas situações a condição determinante para o cálculo da armadura passa a ser a relativa ao estado limite último ficando a condição de fissuração apenas para verificação.

Entretanto, existem autores que defendem a condição dominante como sendo o estado limite de serviço. O projeto de concreto protendido é primordialmente controlado pelas tensões admissíveis (critério de serviço) enquanto o de concreto armado tem como base o critério de estado limite último.

Em seu comparativo com estruturas de concreto armado, Naaman (2012) reforça que o projeto de estruturas protendidas é iniciado pelos procedimentos de estado limite de serviço para ajudar no dimensionamento da peça e o estado limite último é verificado posteriormente, quando ajustes poderão ser feitos.

Ainda segundo Naaman (2012), no caso de concreto armado, condições de serviço como flechas ou largura de fissuras podem ser trabalhadas pelo próprio dimensionamento e detalhamento da peça. No concreto protendido por sua vez, os critérios de serviço são primordiais.

Como exemplo, para pontes rodoviárias ou ferroviárias em concreto protendido, nos Estados Unidos, são utilizadas 3 normas principais: AASHTO Standard Specifications, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications e AREMA manual of railway engineering. A primeira usa essencialmente o conceito de estado limite de serviço. A segunda usa um critério que considera ambas condições de forma simultânea (Naaman, 2012).

Pelo exposto, caberá ao projetista a escolha de qual das condições usar (a do estado limite de serviço ELS ou a do estado limite último ELU). Para qualquer linha escolhida, a condição principal servirá para a definição da quantidade de armadura de protensão, enquanto a outra condição terá fins de verificação.

No presente capítulo será apresentado um método para cálculo da força de protensão pela condição de ELU, que representa o método mais comumente utilizado nos projetos de

pontes ferroviárias, na VALEC. Para tanto, foi utilizada como referência o livro do renomado professor Chust (Carvalho, 2012).

Para método de cálculo pela condição de ELS, será apresentado um método mais comum elaborado pela empresa MAC Protensão em conjunto com a empresa BELGO Mineira (Duarte, 1995). Em seguida serão apresentados dois métodos menos comuns, o primeiro de autoria do Professor Jacques Fauchart (Fauchart, 1970) e o segundo de autoria de Gustav Magnel (Magnel, 1954).

3.1.2 PROCESSOS DE ANÁLISE E PROJETO

No âmbito do cálculo estrutural, destacam-se dois principais campos de atuação, projeto e análise. Existe uma fundamental diferença entre análise e projeto. O termo projeto, também chamado de dimensionamento ou cálculo estrutural em si, implica em um produto novo, ao menos em parte, enquanto a análise implica em uma verificação de um produto finalizado.

Para o campo de estruturas, em engenharia civil, o projeto envolve a escolha de inúmeras definições dentre várias possibilidades. Devido a essa natureza de lidar com combinações de possibilidades, o projeto torna-se, por essência, um processo iterativo. Assim, um processo de projeto eficiente é aquele que o número de iterações é o mais reduzido possível. Para tal eficiência a experiência do projetista é primordial.

Por sua vez, o processo de análise, basicamente, refere-se à verificação da resposta da estrutura à aplicação dos carregamentos dados. Envolve também a conferência das tensões, verificando se a estrutura satisfaz os critérios de projeto definidos. Pode-se dizer que analisar também é comparar. O projeto em análise é comparado com referências normativas, com projetos anteriores semelhantes, em partes ou no todo, e com o estado da arte que um projeto requer, para os diversos fins para os quais foi idealizado, de segurança à utilização. Pode-se dizer que é comparado também com os conhecimentos e julgamentos do engenheiro analista.

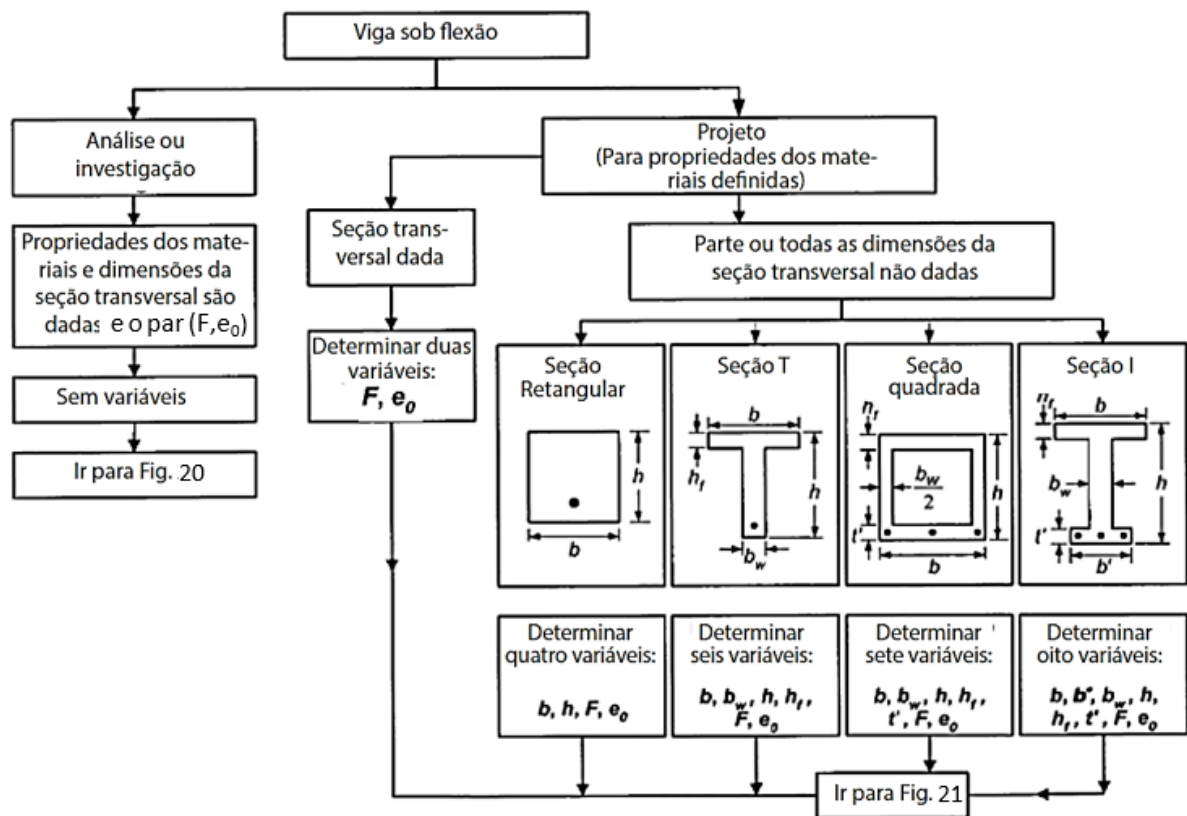


Fig. 18 Níveis para dimensionamento de uma viga a flexão. Adaptado de (Naaman, 2012)

A análise é um processo mais simples que o projeto, por partir de algo pronto e, assim, não envolver tantas variáveis. O projeto, por sua vez, tem sua complexidade aumentada pelo número de variáveis a serem definidas. A Fig. 18 ilustra o comparativo de ambos processos, para o caso de estrutura protendida

A partir do entendimento supracitado, apresenta-se também um sequenciamento de etapas para o processo de análise de um elemento protendido.

Destaca-se, de antemão, que, no presente trabalho, os métodos apresentados terão foco nas primeiras etapas de ambos processos. Caso utilizados num processo de análise de projeto, os métodos teriam atuação principal nas quatro primeiras etapas, conforme Fig. 19.

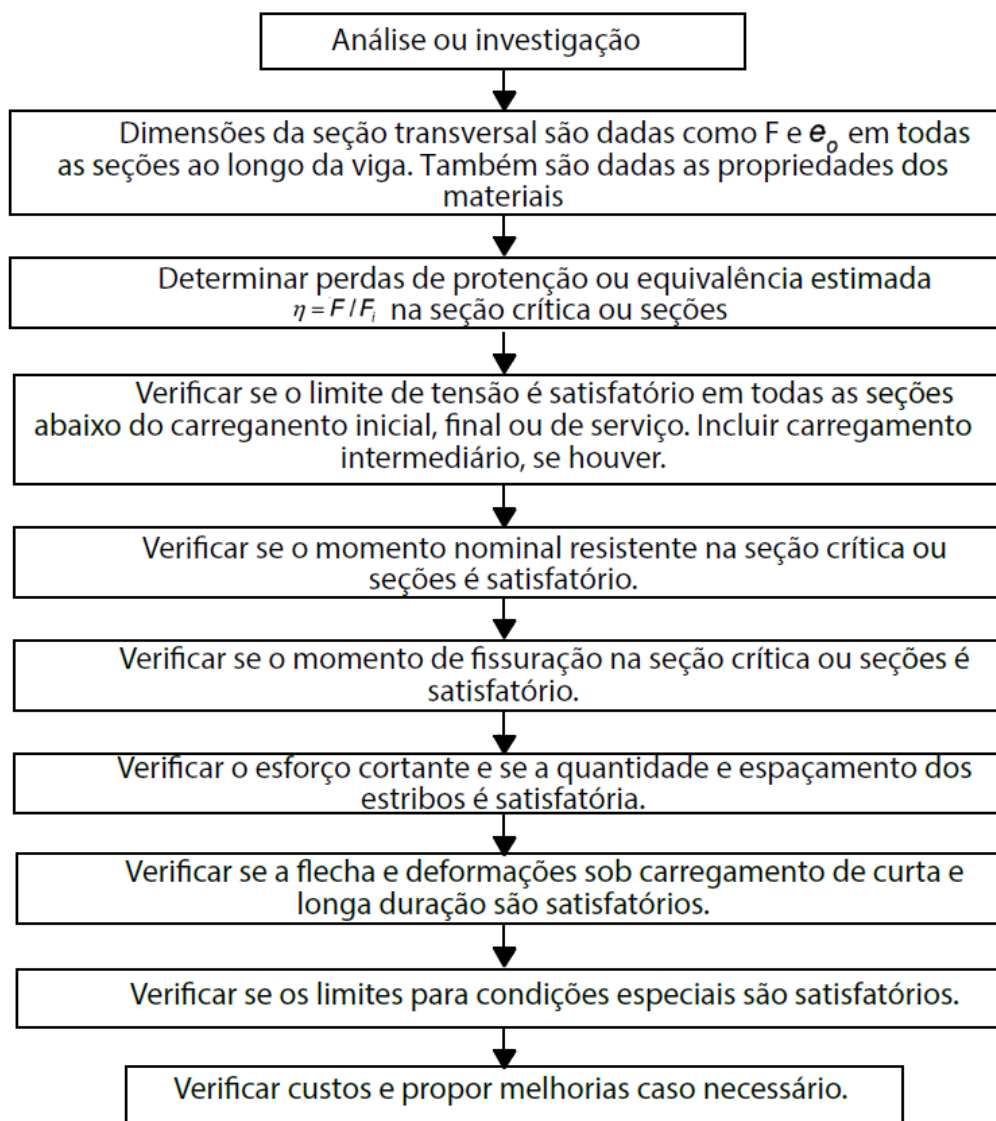


Fig. 19 Principais etapas para um processo de análise de projetos de vigas. Adaptado de (Naaman, 2012)

Apresenta-se a seguir um sequenciamento de etapas para o processo de projeto de um elemento protendido, partindo de uma seção transversal já definida.

Da mesma maneira, caso utilizados num processo de elaboração de projeto, os métodos para determinação da cablagem das vigas teriam atuação principal nas seis primeiras etapas, até a seleção de um traçado viável para os cabos dentro do fuso de passagem.

Ressalta-se, também, que as etapas elencadas na Fig. 20 dão maior ênfase a vertente do cálculo pelo estado limite de serviço, partindo das tensões limites a serem satisfeitas e depois de definido o traçado verifica-se a seção resistente no estado limite último. A vertente do ELU,

iniciaria definindo o traçado com a melhor acurácia possível para então verificar a seção resistente e só após realizar as verificações de tensão, no estado limite de serviço.

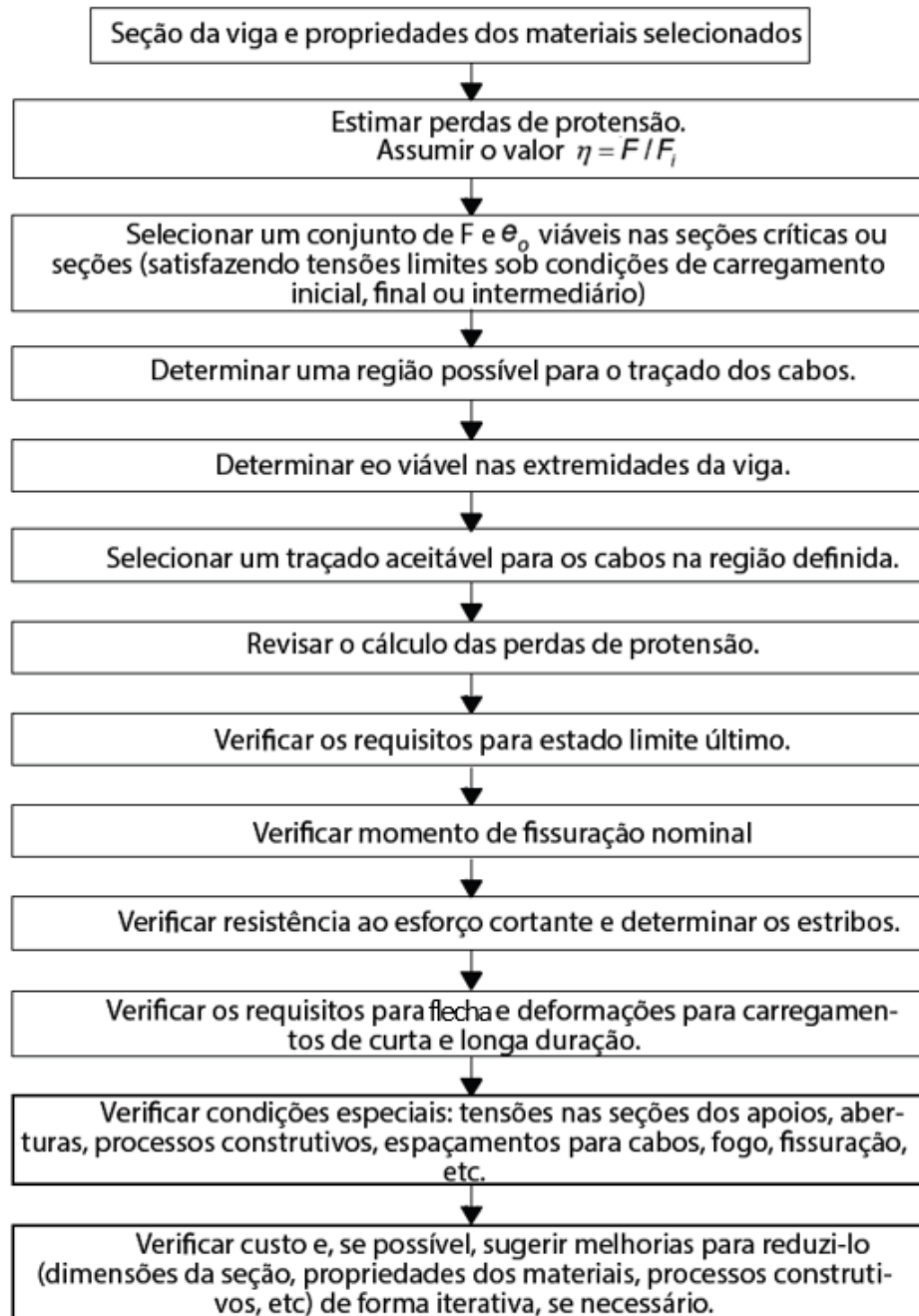


Fig. 20 Principais etapas para o projeto de uma viga protendida, definida uma seção transversal. Adaptado de (Naaman, 2012)

Como mencionado anteriormente, o processo de projeto é um processo iterativo, por natureza. Considerando a grande possibilidade de definições, é usual que o projetista parta de uma predefinição e tenha que assumir o valor inicial de alguma variável, para iniciar o processo.

Por exemplo, pode-se definir inicialmente a altura da seção geométrica ou a posição média para o conjunto de cabos (e_0). Após esse passo inicial o processo poderá seguir a sequência e repetirá os passos em quantidade necessária para obter uma solução ótima. Nesse sentido, a Fig. 21 apresenta, de forma ilustrativa, as possibilidades de combinações para as etapas apresentadas nas figuras Fig. 18 e Fig. 20, considerando um projeto de estrutura protendida.

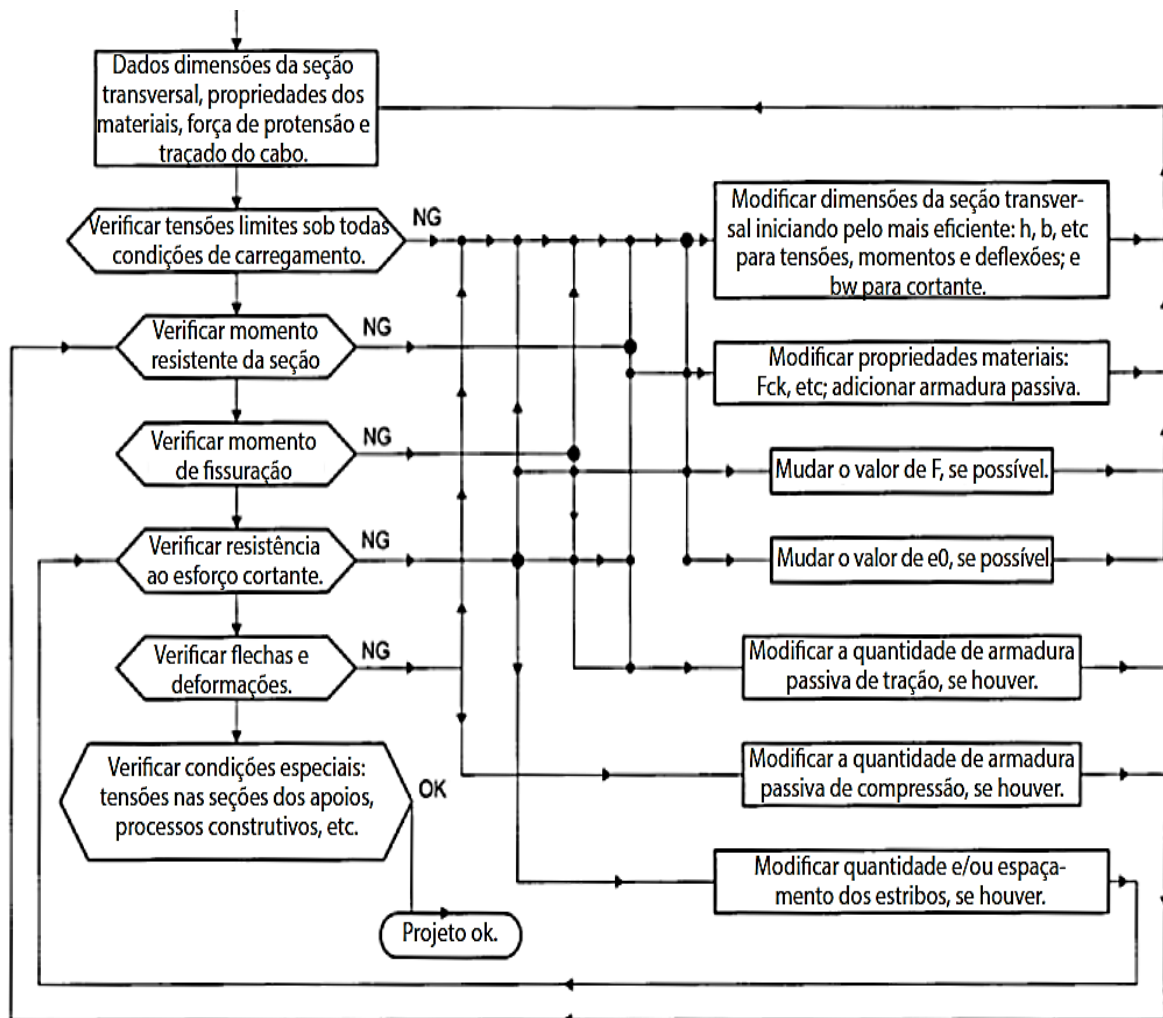


Fig. 21 Passos iterativos para processos de projeto viga em concreto protendido (Naaman, 2012)

Pelo exposto, fica evidente que o processo de cálculo de uma viga protendida não é trivial. Envolve inúmeras etapas, com uma gama de variáveis a serem definidas em faixas de várias possibilidades, podendo gerar inúmeros ciclos iterativos de cálculo. Nesse contexto, reforça-se o objetivo do presente trabalho em estudar e apresentar métodos práticos, que proporcionem uma facilidade na correlação das inúmeras variáveis, reduzindo o número de iterações no processo para definição da protensão (cálculo da força de protensão e excentricidade) bem como para escolha do traçado para o conjunto de cabos.

Para tanto, será apresentado primeiro, um método de cálculo com foco no ELU, muito comum e usual nos ambientes de projeto. Em seguida, será apresentado um método genérico, comum ao foco do dimensionamento pelo ELS. Além disso serão apresentados dois métodos mais refinados, para o estado limite de serviço, o método de Fauchart e o método de Magnel. O método de Magnel apresenta uma maneira fácil de correlacionar os parâmetros e proporciona maior facilidade até a etapas da força e excentricidade. Já o método representado por Fauchart, além de permitir o cálculo da força de protensão apresenta uma maneira para definição de traçado dos cabos ao longo de toda a seção. Para ambos, vide Fig. 20.

Ressalta-se que, para todos os métodos apresentados, serão consideradas etapas de cálculo considerando já definidas as características da seção transversal. Essa etapa inicial que envolve definições iniciais num processo também conhecido como lançamento estrutural, será brevemente descrita no próximo item.

3.1.3 ETAPA INICIAL – LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Conforme visto nos processos de projeto ou análise parte-se sempre da geometria definida. Em geral, essa etapa também pode ser chamada de desenho ou definição de formas e faz parte da etapa de lançamento estrutural, ou definição da concepção da estrutura.

“Definir a estrutura e desenhar sua forma é o primeiro passo de todo projeto estrutural” (Carvalho, 2012).

Em um projeto de ponte, no qual ações de peso próprio são grandes e esforços podem variar muito ao longo da estrutura, com sinais invertidos na mesma seção, é necessário estimar dimensões dos vários elementos de maneira praticamente definitiva. Isso implica em menor quantidade de adequações após detalhamento do projeto. Em estruturas mais simples, o peso do retrabalho para essas estruturas é menor.

Ainda segundo Roberto Chust (2012), a definição geométrica da estrutura depende fundamentalmente da experiência do engenheiro projetista que na maioria das vezes utiliza-se

de cálculos anteriores para fazer definições de dimensões. No final devem ocorrer poucas mudanças no projeto de tal forma que não requeiram o recálculo de toda a obra.

O lançamento estrutural, nada mais é que a primeira proposta de solução em geometria para o elemento a ser dimensionado. Para auxiliar os projetistas, existem alguns parâmetros técnicos desenvolvidos e praticados ao longo dos tempos. O mais usual para dimensionamento de vigas de pontes advém da relação entre altura da seção e comprimento do vão. No geral, para estimar a altura da seção transversal, parte-se de razões práticas em função do comprimento do vão, como por exemplo $L/20$ ou $L/15$, adotadas conforme experiência dos profissionais. E então define-se uma seção transversal que comporte a ancoragem dos cabos bem como posicionamento deles ao longo da viga, considerando seu traçado.

Após esse processo inicial, definem-se as características geométricas da seção, como área, posição do centro de gravidade e distâncias desse aos bordos inferior e superior, momento de inércia, módulo resistente em relação à ambos bordos.

Com a definição da geometria, é possível calcular as cargas permanentes e sobrecargas permanentes. E posteriormente as cargas móveis e demais cargas acidentais.

Nesse momento é importante também definir os diversos carregamentos que podem surgir em função da execução da obra, bem como definir as diversas etapas de carregamento que possam existir.

Destaca-se que todos os métodos a serem apresentados na sequência do presente trabalho terão como premissa essa etapa inicial já definida. Ela é comum e prévia a todos. Inclusive os estudos de caso serão desenvolvidos a partir de seções geométricas já definidas, de projetos existentes.

3.2 MÉTODO ELU

3.2.1 MÉTODO POR CHUST

O método a ser apresentado tem o objetivo de exemplificar uma rotina de cálculo usual no Brasil para cálculo de protensão. Trata-se de um método muito utilizado, que parte do traçados pré-definidos dos cabos, para obter definição da força de protensão, tendo como base o estado limite último (ELU).

A referência utilizada para tal é um roteiro apresentado pelo renomado Engenheiro e Professor Doutor Roberto Chust de Carvalho, em seu livro *Estruturas de Concreto Protendido Cálculo e Detalhamento*, 1ª Edição, PINI, 2012 (Carvalho, 2012).

Primeiramente, para apresentação dessa metodologia, é necessário, definir o conceito de cabo representante. Em geral, para fins de simplificação, pode-se representar todos os cabos a serem utilizados por um fictício, obtido através da união do centro de gravidade de todos os demais. A este cabo dá-se o nome de cabo representante (Carvalho, 2012).

O uso desse conceito é útil para facilitar a representação geométrica dos cabos numa peça, bem como para estimar as perdas e a força de protensão. Com base nessa força de protensão adotada para o cabo representante, detalha-se o número de cabos.

De posse dos conceitos apresentados, Chust apresenta um roteiro prático para determinar o número de cabos, que serão resumidos nos itens apresentados a seguir.

3.2.1.1 *Traçado dos cabos*

Feito o lançamento da estrutura, definidas as características geométricas e calculados os esforços, parte-se para o início do método. Segundo Chust, a primeira etapa após a definição do esquema estrutural, é a definição da trajetória do cabo, juntamente com suas deflexões. Essa

etapa é essencial porque tem influência direta nas perdas de protensão por atrito e por cravação (deformação da ancoragem).

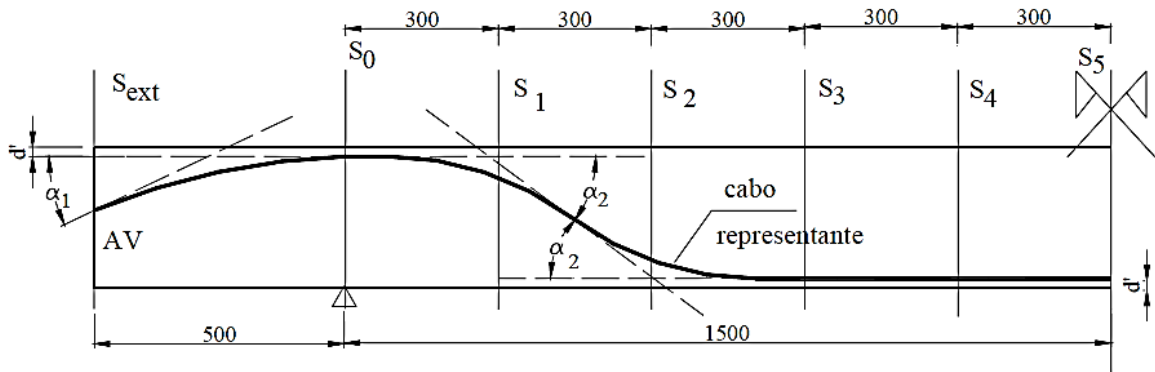


Fig. 22 Esquema de traçado para o cabo representante (Carvalho, 2012)

Para definição da trajetória do cabo, Chust desenvolve uma sequência de raciocínio acerca de algumas definições importantes:

- Parte-se do diagrama de momentos e observando que um cabo deve ficar mais próximo a face superior na região dos apoios e à inferior na região do meio do vão;
- Considera-se que é preferível evitar pontos angulosos, assim é necessário trecho curvo com um ponto de inflexão;
- Definem-se então dois pontos para passagem do cabo como sendo início e fim da curva;
- Definem-se os pontos de tangência das curvas, e a distância entre eles. Para determinar os pontos de tangência é necessário achar o raio e ângulo de curvatura;
- Para tanto é necessário saber a quantidade de camadas de cabos, bem como supor um cabo de diâmetro específico a ser usado para estimar a distância entre as camadas;
- Deve-se verificar se o raio atende a um valor mínimo conforme catálogos de cada fabricante, para evitar problemas com a bainha e o concreto.

Considerados fixos os pontos de tangências, verifica-se que o ângulo α (ângulo definido pelas tangentes) varia conforme outras variáveis. Nesse sentido para fins de exemplificação,

apresentam-se tabelas com valores de α variando conforme a relação: altura (h) x vão (v). Para tanto, foram considerados dois tipos de vão (34m e 20m), com três níveis de protensão.

h / L	1/10	1/13	1/15	1/17	1/20
h (m)	3,4	2,615	2,266	2,0	1,70
α (°)	31,88	23,53	19,76	17,17	13,53
R (m)	9,67	12,77	15,09	17,73	21,80

Fig. 23 Valores de h, α e R para L=34m (Carvalho, 2012, p. 272)

L / h	1/10	1/13	1/15	1/17	1/20
h (m)	2,0	1,54	1,33	1,18	1,00
α (°)	28,24	19,81	15,97	13,00	9,72
R (m)	6,34	8,85	10,90	13,30	17,77

Fig. 24 Valores de h, α e R para L=20m (Carvalho, 2012, p. 272)

Pelos valores das tabelas, verifica-se que menores valores de h/l implicam em α menores. É de certa forma intuitivo, uma relação h/l menor pode proporcionar curvas mais suaves, que favorecem o atendimento do raio mínimo bem como proporcionam menores perdas por atrito.

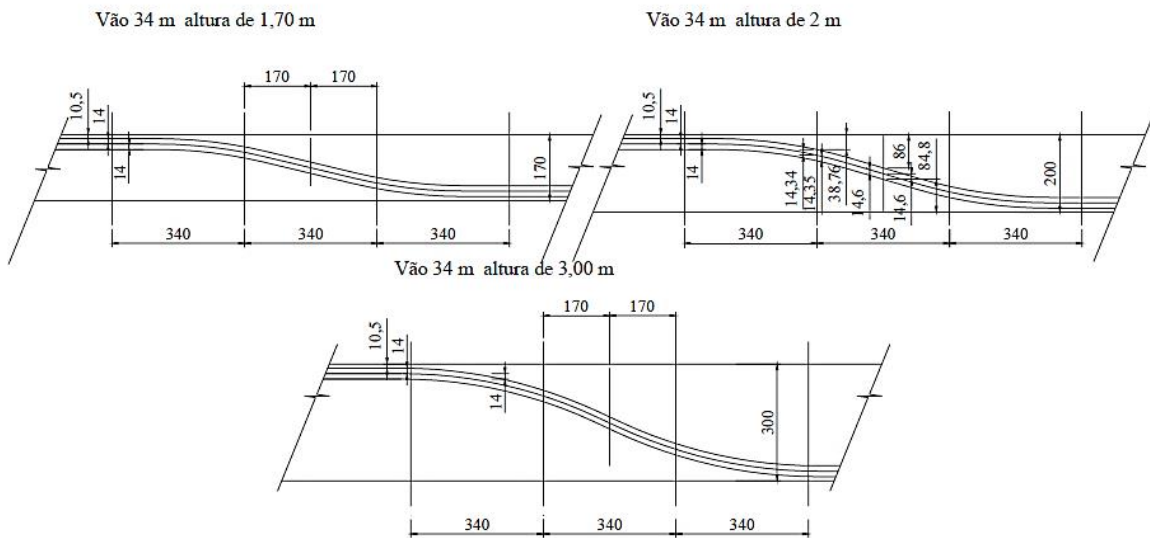


Fig. 25 Exemplo de diferentes traçado para cabos, variando a relação h/L (Carvalho, 2012)

3.2.1.2 *Sistema e unidades de protensão*

Como visto no item 2.2.3, é importante a escolha do sistema de protensão para definição do tipo da ancoragem com posicionamento e reforços para tal, bem como para definição do cabo, com tipo, quantidade e diâmetros das cordoalhas e características das bainhas.

A unidade de protensão, por sua vez, refere-se ao detalhamento do cabo tipo a ser adotado. Para um cabo deve-se definir o tipo e o diâmetros das cordoalhas, bem como a quantidade de fios. Isso, associado ao sistema de protensão, define o cabo a ser usado. Usualmente, a disponibilidade dos sistemas e unidades de protensão pelas fabricantes, acabam sendo fator mais limitante que os critérios de projetos no cálculo da protensão e da quantidade de cabos a ser adotada.

Supõe-se um caso hipotético de cálculo, com solução de 40 cordoalhas. Para a seção geométrica hipotética poderiam ser perfeitamente encaixados 5 cabos de 8 cordoalhas. Todavia, devido a inexistência de sistema para cabos com 8 cordoalhas, opta-se pela solução de 7 cordoalhas. Assim, para suprir à quantidade mínima de cordoalhas calculada é necessário adequar o número de cabos para 6. Uma alternativa ao aumento do número de cabos seria a solução de 4 cabos de 12 cordoalhas. Essa, entretanto, apresenta 8 cordoalhas, no total, a mais que o necessário. O projetista deve avaliar o melhor custo benefício, tendo em vista o valor a ser gasto, limitações de ordem geométrica ou até mesmo, o nível de retrabalho em adequação do projeto.

Portanto, nessa fase é essencial ter em mãos os manuais de protensão das empresas fornecedoras dos serviços de protensão. Assim, as soluções poderão ser feitas de maneira mais criteriosa e eficiente e a elaboração do projeto poderá ser otimizada.

Juntamente com a unidade de protensão escolhe-se também o tipo de aço a ser empregado (CP 175 ou 190, RN ou RB). Nesse momento devem ser definidos ainda o tipo de protensão (completo, limitado ou parcial), considerando o tipo de obra, o nível de responsabilidade da obra, bem como a localização conforme condições de agressividade.

A partir dessas definições é possível estabelecer a tensão inicial a ser aplicada no cabo, conforme valores limites de f_{ptk} e f_{ytk} , item 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014 (NBR 6118, 2014)

3.2.1.3 Consideração das perdas de protensão

A partir da trajetória definida para o cabo representante é possível o cálculo das forças em cada seção considerando as perdas imediatas, no que se refere a perda por atrito e cravação. A perda por sequenciamento dos cabos ainda não é possível nesse momento uma vez que ainda não foi calculado o número de cabos. Pode-se fazer o cálculo das perdas para cada seção definida nos décimos de vão.

Para as perdas diferidas, calcula-se para o tempo infinito e para a seção do meio do vão. Usa-se o mesmo valor de perda para as demais seções por simplificação.

Pode-se considerar também as perdas como independentes umas das outras e a soma de todas como a perda total.

3.2.1.4 Cálculo do número de cabos – ELU

O número de cabos é calculado para a seção mais solicitada, considerando a tensão do tempo infinito, a favor da segurança. Com a definição do número de cabos deve-se verificar o posicionamento dos cabos na seção, considerando cobrimento, espaçamento mínimo entre cabos e ancoragens.

3.2.1.5 Verificação dos estados de fissuração

Definido o número de cabos, é necessário verificar as tensões nas fibras inferiores e superiores, para as diversas combinações de carregamento e estados limites definidos por norma.

A partir deste pré-dimensionamento é possível efetuar o desenho do traçado dos cabos ao longo da viga, praticamente como definitivo. Assim, é possível verificar em cada seção todas as situações do ELU (estado limite último) e ELS (estado de limite em serviço) (Carvalho, 2012).

A partir do método apresentado, verifica-se que, para achar a força de protensão e quantidade de cabos, o processo não é muito simples, principalmente porque exige um razoável desenho prévio da trajetória do cabo representante.

Para desenhar uma trajetória bem definida, com os posicionamentos das curvas e definição das inclinações verifica-se que é necessária uma experiência mínima com esse tipo de projeto. Principalmente porque envolve definição do número de camadas de cabos e pré definição de unidade de protensão, com diâmetros especificados.

Pode-se dizer que, por meio desse método, para achar a força de protensão e um traçado possível para os cabos, é necessário ter uma trajetória prévia do traçado do cabo, que, por sua vez, é dependente da experiência do engenheiro projetista.

Deve-se ressaltar que um traçado bem definido envolve ainda a análise de outras variáveis de grande relevância para o funcionamento da peça, que podem ser considerados como benefícios da protensão. Por exemplo, a inclinação do cabo na região do apoio, além de combater o momento fletor, fornece componentes que combatem o esforço cortante.

Por fim, em síntese o roteiro para um caso genérico de cálculo da força da protensão, com referência ao estado limite último, com base na teoria a apresentada por Chust, pode ser elencado da seguinte forma:

1. Definição do esquema estrutural / características geométricas / esforços;

2. Indicação do cabo representante (trajetória dos cabos);
3. Definição do sistema e unidade de protensão;
4. Cálculo das perdas imediatas para o cabo representante;
5. Cálculo das perdas diferidas para o cabo representante;
6. Cálculo do número de cabos, considerando o estado limite último;
7. Verificação dos estados de fissuração (estado limite de serviço);
8. Verificação da ruptura no ato da protensão.

3.3 MÉTODO ELS

3.3.1 MÉTODO GENÉRICO ELS

O método a ser apresentado tem o objetivo de exemplificar uma rotina de cálculo usual no Brasil para cálculo de protensão. Trata-se de um método genérico para definição da força de protensão e da seção de concreto mínima, tendo como base o estado limite de serviço (ELS).

A referência utilizada para tal é um roteiro apresentado pelas empresas MAC Protensão e Companhia Siderúrgica Belgo Mineira (Duarte, 1995) que tinha como objetivo oferecer aos profissionais de projetos estruturais um material de fácil entendimento, de teoria e prática do cálculo de uma peça em concreto protendido.

O material foi elaborado pelo Eng. Evandro Porto Duarte, professor da Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, ex-professor do Instituto Militar de Engenharia e responsável pela Diretoria Técnica da Mac-Protensão.

A partir das etapas apresentadas no início deste capítulo, considerando realizado o lançamento da estrutura, definidas as características geométricas e calculados os esforços, parte-se para o roteiro genérico para cálculo da protensão por meio do ELS.

A primeira etapa após definição do esquema estrutural é o cálculo das tensões nas fibras mais solicitadas, usualmente as fibras dos bordos superior e inferior.

As tensões são calculadas considerando os carregamentos levantados. Considera-se também o somatório dessas tensões considerando as diversas fases de carregamento, conforme pode ser visualizado pela tabela a seguir.

Tab. 1 Quadro de tensões abstraindo as perdas. Adaptado de (Duarte, 1995)

	σ_i		σ_s	
	p	Σ	p	Σ
Peso próprio	σ_{ipp}	-	σ_{spp}	-
Protensão	σ_{ip}	$\sigma_{ipp} - \sigma_{ip}$	σ_{sp}	$\sigma_{sp} - \sigma_{spp}$
Sobrecarga permanente	σ_{isp}	$\sigma_{ipp} + \sigma_{isp} - \sigma_{ip}$	σ_{ssp}	$\sigma_{sp} - \sigma_{spp} - \sigma_{ssp}$
Sobrecarga acidental	σ_{isa}	$\sigma_{ipp} + \sigma_{isp} + \sigma_{isa} - \sigma_{ip}$	σ_{ssa}	$\sigma_{sp} - \sigma_{spp} - \sigma_{ssp} - \sigma_{ssa}$

Para essa tabela não foram consideradas as perdas de protensão. No roteiro de referência para este trabalho, o autor sugere uma conferência da geometria da seção adotada a partir das tensões já obtidas.

Nesse momento, é necessário definir uma condição de contorno para a seção, a partir da qual serão desenvolvidos os cálculos seguintes. Como um dos conceitos básicos da protensão é combater tensões de tração, considera-se que as tensões de protensão já com o peso próprio, no mínimo, igualem as tensões de carga permanente e sobrecarga. Assim, será adotada como condição, a tensão nula no bordo inferior. Para tanto parte-se da equação para cálculo da tensão no bordo inferior.

$$\sigma_0 = \frac{F_0}{A_c} - \frac{F_0 \cdot e_0}{W_i} + \frac{M_{min}}{W_i} \geq \bar{\sigma}_i \quad \text{Eq. 13}$$

Assim, partindo da premissa de tensão nula na fibra inferior, com atuação de todos os carregamentos, pode-se escrever:

$$\sigma_{ipp} - \sigma_{ip} = \sigma_{isp} + \sigma_{isa} \quad \text{Eq. 14}$$

Ainda, com base na mesma premissa, pode-se afirmar então que as tensões no bordo inferior devem respeitar uma tensão limite $\bar{\sigma}_i$.

$$\sigma_{isp} + \sigma_{isa} \leq \bar{\sigma}_i \quad \text{Eq. 15}$$

Considerando que:

$$\sigma_{isp} + \sigma_{isa} = \Sigma\sigma_{sob} \quad \text{Eq. 16}$$

e que o somatório das sobrecargas é dado por:

$$\Sigma\sigma_{sob} = \frac{\Delta M}{W_i} \quad \text{Eq. 17}$$

então

$$\frac{\Delta M}{W_i} \leq \bar{\sigma}_i \quad \text{Eq. 18}$$

ou

$$W_i \geq \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_i} \quad \text{Eq. 19}$$

É necessário então estabelecer um valor para a tensão limite inferior $\bar{\sigma}_i$. Partindo da premissa de no mínimo tensão nula nessa fibra, para efeitos práticos, o roteiro da MAC usou do pressuposto que as fibras estarão no geral em estado de compressão, adotando-se os seguintes limites:

- i. Na fibra inferior na solicitação de peso próprio + protensão, o valor máximo de tensão deverá ser inferior a $(2/3) f_{ck}$;
- ii. Na fibra superior na ocorrência de todos carregamentos, o valor máximo de tensão deverá ser de $f_{ck}/2$.

Ressalta-se que todas as definições de limites feitas até o momento podem representar as condições de contorno para os estados limites de serviço. Os limites tensão normalmente são dados em função do uso da estrutura, por exemplo a tensão nula estipulada para a fibra inferior pode representar um estado limite de descompressão (ELS-D). Assim a Eq. 19 fica

$$W_i \geq \frac{\Delta M}{(2/3)f_{ck} - \text{perdas}} \quad \text{Eq. 20}$$

A partir dessa equação, é possível obter uma verificação simples da geometria inicialmente definida da seção sem ter conhecimento da força de protensão, mas partindo só do pressuposto de que a tensão na fibra inferior deverá ser nula ou de compressão. Em que pese haja um pressuposto, para esse tipo de verificação simples, essa premissa de tensão nula é muito recorrente nas rotinas de cálculo. Assim, essa verificação se torna muito interessante.

Toma-se como exemplo a viga com seção detalhada conforme Fig. 26. Trata-se de uma viga bi apoiada, de 26m de vão, submetida a 8kN/m de sobrecarga permanente e 20kN/m de sobrecarga acidental. Supondo um f_{ck} de 26MPa, para um valor estimado em perdas totais de 2 MPa e 2366 kN para a variação da sobrecarga (ΔM), haveria um módulo resistente mínimo $W_i = 0,15 \text{ m}^3$.

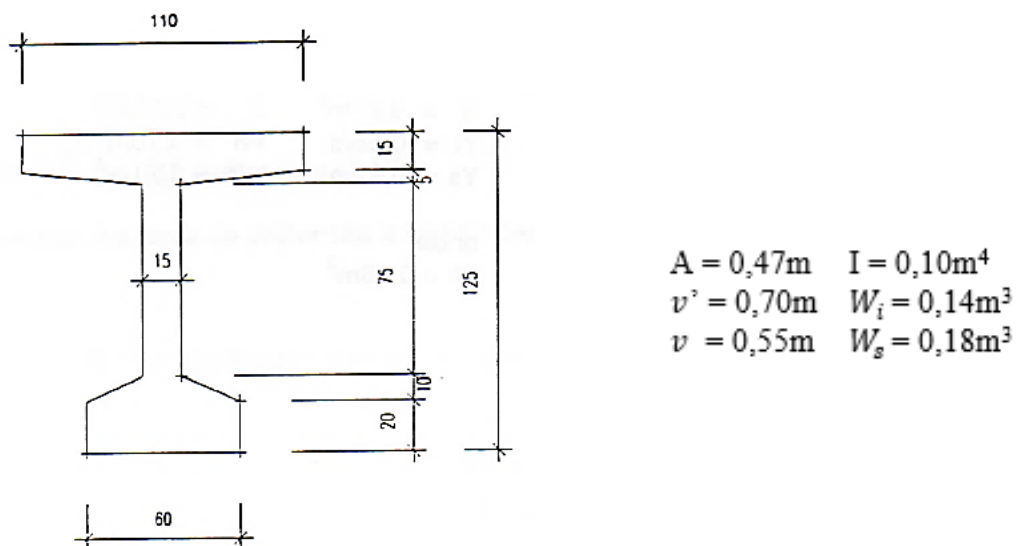


Fig. 26 Seção Tipo (Duarte, 1995)

No entanto, a seção possui $W_i = 0,14m^3$. Para atender ao requisito mínimo, pode-se aumentar a altura da viga. Contudo, na impossibilidade de alteração da altura da viga deve-se adequar a inércia da peça de outra forma. Uma opção é aumentar a inércia da peça e/ou diminuir a distância do centro de gravidade ao bordo inferior, ou ambos, considerando que $W_i = I/v$. Assim pode-se aumentar a largura e altura da mesa inferior e aumentar um pouco a altura mesa superior, conforme Fig. 27. Assim W_i passa para $0,18m^3$.

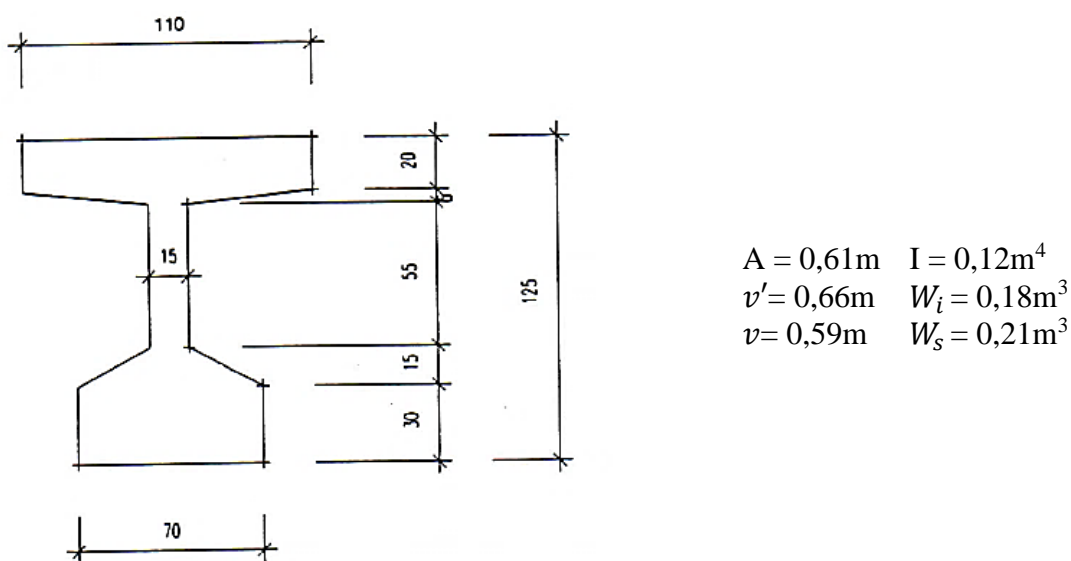


Fig. 27 Seção Tipo ajustada (Duarte, 1995)

Ressalta-se que esse é um problema recorrente em projetos de pontes e viadutos. Há limitações de altura do tabuleiro, por conta da definição do greide do projeto geométrico das

vias que cruzam, associado aos gabaritos da via a ser transposta como gabarito de navegação, de tráfego rodoviário ou ferroviário em casos de viadutos, ou até mesmo a um gabarito que represente uma folga mínima para um curso d'água, em casos de pontes.

Após a seção geométrica ajustada, calcula-se novamente as tensões nas fibras mais solicitadas. Toma-se como premissa que a força de protensão será estimada para anular a tensão produzida pelo efeito de todos os carregamentos, considerando o tempo infinito.

Assim parte-se da Eq. 13. para cálculo das tensões na seção mais solicitada, no meio do vão.

$$\frac{F}{A} + \frac{F e_0}{W_i} = \Sigma \sigma_i \quad \text{Eq. 21}$$

A equação pode ser escrita em função da força de protensão:

$$F = \frac{\Sigma \sigma_i}{\frac{1}{A} + \frac{e_0}{W_i}} \quad \text{Eq. 22}$$

Todas as variáveis são conhecidas exceto F e e_0 . Assim, para calcular a força de protensão, nesse momento, é necessário estimar uma posição para os cabos como tentativa. Para tanto, usa-se o conceito de cabo representante, definido no item 4.2. Assim, estima-se a excentricidade com a fórmula $e_0 = v - d_c$, na qual d_c representa a distância do bordo inferior ao centro de gravidade dos cabos. Arbitra-se um valor de d_c inicial como primeira tentativa e posteriormente, após cálculo do número de cabos, verifica-se o posicionamento deles na seção, conferindo o valor adotado para d_c .

Para melhor explanação, supõe-se os valores da seção geométrica da Fig. 27, $A = 0,61\text{m}^2$, $W_i = 0,18\text{m}^3$ e o somatório de tensões na seção mais crítica como $\Sigma \sigma_i = 19,97 \text{ MPa}$. Para o valor de e_0 , arbitra-se $d_c = 10 \text{ cm}$, como primeira tentativa, assim $e_0 = 0,66 - 0,10 = 0,56\text{cm}$. Obtém-se então o valor de F:

$$F = \frac{\Sigma \sigma_i}{\frac{1}{A} + \frac{e_0}{W_i}} = \frac{19,97}{\frac{1}{0,61} + \frac{0,56}{0,18}} = 4200kN \quad \text{Eq. 23}$$

Supondo que a tensão resistente por cordoalha apresenta um valor de 120kN (após todas as perdas), é possível calcular o número de cordoalhas:

$$n^{\circ} \text{ cordoalhas} \cong \frac{4200kN}{\frac{120kN}{\text{cord}}} = 35 \quad \text{Eq. 24}$$

Escolhe-se, então, a unidade de protensão com 5 cabos de 7 cordoalhas de 1/2". Assim é possível verificar o valor arbitrado para d_c conforme Fig. 28.

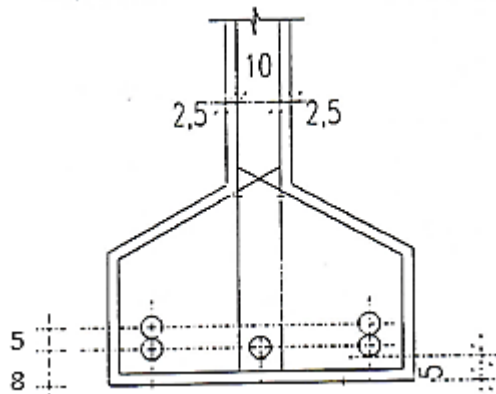


Fig. 28 Esquema de posicionamento dos cabos (Duarte, 1995)

$$d_c = \frac{3 \cdot 8 + 2 \cdot 13}{5} = 10 \quad \text{Eq. 25}$$

Deve-se verificar também a adequação dos cabos ao longo do comprimento da viga. Estima-se, assim, um posicionamento para os cabos ao longo do comprimento. A partir do conceito de cabo representante que representa o conjunto dos cinco cabos, estima-se os valores de perdas de protensão, imediatas e diferidas.

A partir do cabo representante, define-se as deflexões a cada seção do décimo de vão e calcula-se as perdas por atrito. Em seguida, calculam-se as perdas por cravação da ancoragem.

A seguir, são calculadas as perdas por retração, fluência e relaxação. Com consideração de todas as perdas, obtém-se quadro final com resumo das tensões obtidas para cada fibra em cada seção representativa.

Após esse cálculo verifica-se cada seção para ver se os limites de tensão de tração e compressão não são excedidos. Deve-se verificar as tensões em cada seção do décimo do vão.

Destaca-se que nesse momento é possível calcular um valor mínimo para W_i mais preciso, tendo o valor de perdas definido. Caso necessário, devem ser feitos ajustes na seção. Por exemplo, em caso de compressão excedida pode-se realizar mesma ação descrita acima. Ou caso não seja vantajoso mexer na geometria pode-se considerar aumentar um pouco o f_{ck} , para obter maior resistência a compressão.

Após definição e ajuste da força de protensão e área de concreto, deve-se verificar a resistência da peça no estado limite último (ELU). Em seguida, verifica-se as seções para os esforços de cisalhamento e obtém-se o dimensionamento dos estribos.

Por fim, apresenta-se a seguir passos elencados pelo roteiro apresentado pela MAC protensão (Duarte, 1995; Rudloff, 2015):

1. Estimativa das características geométricas da seção;
2. Cálculo das tensões nos bordos da seção transversal;
3. Definição dos limites de tensões para os casos de carregamento a serem utilizados;
4. Adoção de estimativa de perdas;
5. Cálculo de valor mínimo para W_i ;
6. Readequação da seção conforme W_i mínimo, caso necessário;
7. Estimativa para excentricidade do cabo representante;
8. Cálculo da força de protensão;
9. Escolha do tipo de cordoalha, unidade de protensão e cálculo do nº de cabos;
10. Verificação do posicionamento dos cabos na seção (transversal e longitudinal);

11. Revisão ou cálculo detalhado das perdas;
12. Quadro final de tensões;
13. Verificação das tensões em cada seção no décimo do vão;
14. Ajustes para atender limites de tensão;
15. Verificação da seção mais solicitada no ELU.

3.3.2 MÉTODO FAUCHART

A partir dos conceitos apresentados de força de protensão e excentricidade, bem como os de esforços gerados pela protensão, serão apresentados novos conceitos necessários para embasar o método de Fauchart, porém, também, úteis para as demais teorias que serão apresentadas ao longo do trabalho.

Conforme apresentado no exemplo do item 2.5, a dinâmica em uma seção de um elemento de concreto protendido pode ser representada pela aplicação da força de protensão, dotada de uma excentricidade ou não, somada aos efeitos dos carregamentos, de cargas permanentes à sobrecargas, resultando num diagrama final de tensões ao longo da seção. Essa dinâmica pode ser visualizada simplificadamente pela Fig. 29.

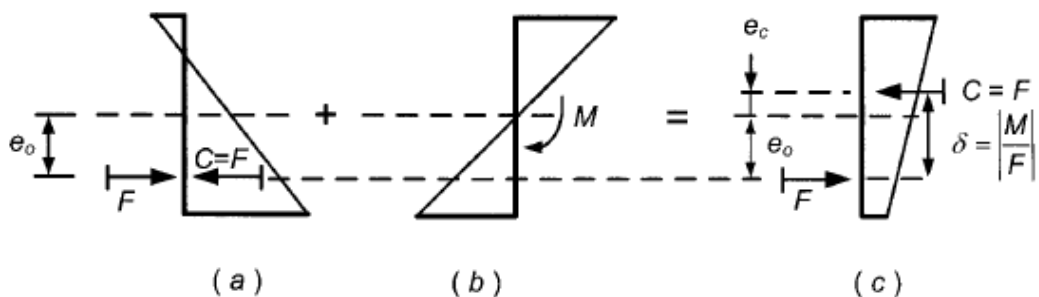


Fig. 29 Efeito do momento externo na excentricidade da força C (Naaman, 2012).

Considerando todos os esforços numa seção de concreto protendido, pode-se obter uma força resultante definida como “C” para representá-los. Na ausência de um momento externo, a força C é igual e oposta à força de protensão F. De forma similar à força de protensão F, que

possui uma excentricidade e_0 em relação à linha neutra (Fig. 29-a), a força C possui a excentricidade e_c .

Após aplicação do momento externo e , ainda considerando que C representa todas as forças aplicadas no elemento, tem-se a seguinte Eq. 26.

$$F \cdot e_0 + M = C \cdot e_c \quad \text{Eq. 26}$$

A aplicação de qualquer momento externo (Fig. 29-b) adiciona tensões à seção. A adição de tensão altera as tensões no diagrama, porém não altera o valor de $C=F$ em magnitude, considerando o equilíbrio das forças horizontais no elemento. A soma de forças na seção continua igual a C considerando que o momento é composto por um binário de forças que se auto equilibram (a soma delas é igual a zero). Assim e considerando $C=F$, tem-se que:

$$F \cdot e_0 + M = F \cdot e_c \quad \text{Eq. 27}$$

Em que pese a força C não variar, à medida que há inserção de momento externo, o ponto de atuação muda para um ponto paralelo a e_0 , representado por e_c . A diferença entre as duas excentricidades será dada pela razão M/F .

$$e_c = e_0 + M/F \quad \text{Eq. 28}$$

Em resumo, pode-se dizer que a ação conjunta de um uma força de compressão (F) e um momento fletor (M) são equivalentes à ação única de uma força de igual magnitude ($C=F$) aplicada a uma excentricidade (e_c) deslocada a uma distância (M/F) paralela ao ponto de aplicação inicial da força de protensão (e_0).

Ao local de aplicação da força C dá-se também o nome de centro de pressão. É interessante observar que, uma vez dependente do momento fletor, conforme Eq. 28, a excentricidade e_c varia ao longo do vão. Assim pode-se definir também o conceito de linha de pressão, como o lugar geométrico dos centros de pressão ao longo do vão, Fig. 30.

Os conceitos de centro de pressão e a linha de pressão são muito vantajosos em cálculos de flechas, cargas equivalentes e vigas contínuas (Naaman, 2012).

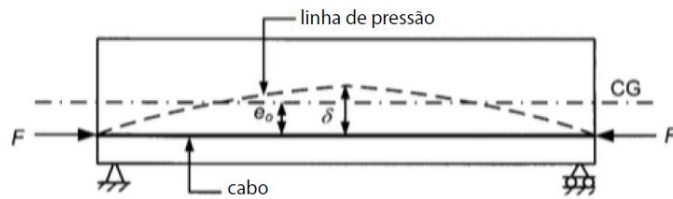


Fig. 30 Ilustração da linha de Pressão (Naaman, 2012).

É interessante ressaltar que, se apenas sob ação da protensão ($M=0$), a linha de pressão irá coincidir com o próprio cabo. Além disso, considerando que o acréscimo de momento é equilibrado apenas pela variação da excentricidade. Observa-se que, diferentemente do concreto armado, o concreto protendido pode permitir uma compensação de cargas sem consumo adicional de material, apenas variando a excentricidade da força de protensão. O que também vai ao encontro do exemplo do item 2.5, Fig. 16 Exemplos de consideração da protensão em um elemento de concreto. Adaptado de

Supondo que as tensões no elemento de concreto estarão limitadas de forma que o concreto não fissure (por tração excessiva) e nem se plastifique (por compressão excessiva), pode-se supor que o concreto se comporta de forma elástica. Assim, as tensões serão função linear dos esforços.

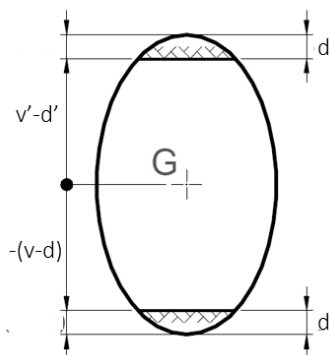


Fig. 31 Seção Típica

Tendo em vista uma seção típica com as características da Fig. 31, com centro geométrico G e com momentos, devido à carga exterior (M) ou a protensão ($F \cdot e_0$), haverá uma

tensão $\sigma = M \cdot \frac{y}{I}$. Haverá também uma tensão σ_G somente devida ao esforço normal F, $\sigma_G = \frac{F}{A}$.

$$\sigma = \frac{F}{A} + M \cdot \frac{y}{I} \quad \text{Eq. 29}$$

Ao nível do Centro geométrico ($y=0$), haverá uma tensão nula devido aos momentos, restando apenas σ_G .

Desprezando-se a variação de F com a variação da carga, quando M varia, o diagrama das tensões gira em torno de um ponto fixo representado por σ_G . Assim, tem-se:

$$\sigma_G = \frac{\sigma_{v'} + \sigma_v}{h} \quad \text{Eq. 30}$$

Para um caso de carga qualquer, no qual o centro de pressão é dado pela Eq. 28, a tensão na fibra de ordenada “y” será:

$$\sigma_{(y)} = \frac{F}{A} \cdot (F \cdot e_0 + M) \quad \text{Eq. 31}$$

$$\frac{y}{I} = \frac{F}{A} \cdot \left(\frac{e_c \cdot y}{i^2} + 1 \right) \quad \text{Eq. 32}$$

$$\sigma_{(y)} = \sigma_G \cdot \left(1 + \frac{e_c \cdot y}{i^2} \right) \quad \text{Eq. 33}$$

Dessa forma, a questão passa a ser um problema de resistência dos materiais. Calculam-se as tensões e verificam-se os limites de norma. A tensão calculada deverá estar dentro dos limites estipulados para tração e compressão.

$$\bar{\sigma}_t \leq \sigma_{(y)} \leq \bar{\sigma}_c \quad \text{Eq. 34}$$

3.3.2.1 Condições limites das tensões

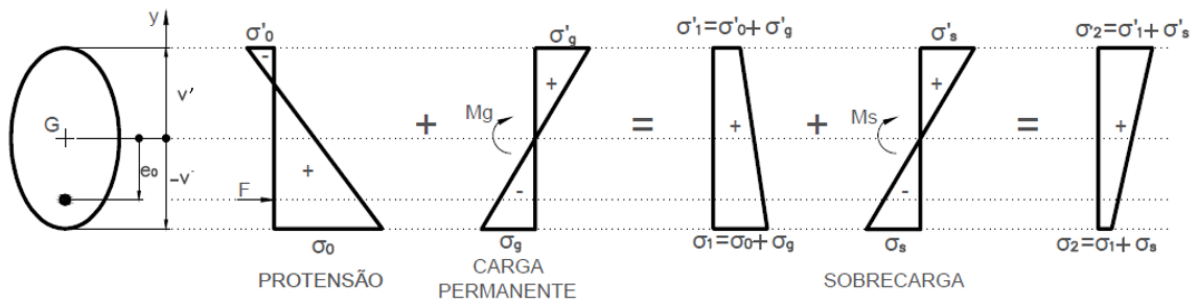


Fig. 32 Esquema de tensões para um ciclo de carregamento de estrutura protendida. Adaptado de (Fauchart, 1970)

Para o método de Fauchart, toma-se a mesma seção típica apresentada em Fig. 31. São definidos então limites de tensão para dois extremos de carregamentos, o inicial e o final conforme Fig. 32 e Fig. 33. Em um projeto de um elemento protendido, diversas fases de carregamentos podem ser identificadas, dentre as quais as iniciais e finais geralmente podem ser as mais críticas.

Na Fig. 32 há a representação das tensões para as fases de protensão, carga permanente e sobrecarga. A soma das fases de protensão e carga permanente é comumente chamada de carga mínima. E a soma da sobrecarga à essa é chamada de carga máxima. É comum os diagramas referentes a fase carga mínima e carga máxima serem representados de maneira sobrepostas, conforme figura a seguir.

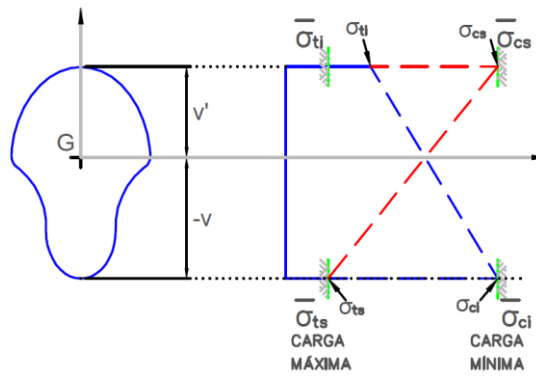


Fig. 33 Esquema de tensões etapa final (carga máxima e mínima). Adaptado de (Martins , 2018)

As tensões identificadas por “i” representam os limites referentes ao carregamento inicial ou carga mínima. Para tal, considera-se a aplicação da força de protensão e do peso próprio, sem nenhum outro tipo de carga. Nessa etapa de carregamento, a força de protensão é máxima, uma vez que as perdas não são preponderantes e o concreto pode ter sua resistência menor, por conta da idade. Em outras palavras, tem alta probabilidade de gerar um caso crítico de tensões.

Por sua vez, as tensões identificadas por “s” representam limites referentes a carga máxima sob o estado de serviço. Nessa fase, considera-se que todas as perdas já ocorreram, assim há uma força de protensão com um valor já bem reduzido enquanto a combinação mais crítica de carregamentos externos é aplicada. Essa combinação pode incluir peso próprio, carga permanente, carga móvel etc.

Apesar de, geralmente, os casos iniciais e finais serem os mais críticos, alguns carregamentos intermediários podem ser relevantes. Por exemplo, etapas de carregamento, transporte, içamento ou empurramento podem ter tensões em pontos específicos mais críticas que as supracitadas. Cada caso deve ser identificado e considerado no projeto.

Assim a partir do apresentado, pode-se escrever quatro inequações, a partir das Eq. 33 e Eq. 34, para representar os limites de tensão definidos para as fibras inferiores e superiores.

Superior

$$\bar{\sigma}_{ti} \leq \sigma_s = \sigma_G \cdot \left(1 + \frac{e_c \cdot \gamma}{i^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{cs} \quad \text{Eq. 35}$$

Inferior:

$$\bar{\sigma}_{ts} \leq \sigma_i = \sigma_G \cdot \left(1 + \frac{e_c \cdot \gamma}{i^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{ci} \quad \text{Eq. 36}$$

3.3.2.2 Limites para o centro de pressão e_c (Núcleo e Fuso Limite)

A partir dessas inequações Eq. 35 e Eq. 36, explicita-se o e_c para obter novas inequações, que irão limitar a posição do centro de pressão. Assim, criam-se as variáveis a'_2 , a_2 , a'_1 e a_1 para representar as referidas inequações, em função de ρ , ν , ν' e da razão das tensão limites sobre a tensão do centro de gravidade.

$$\left. \begin{array}{l} -\rho \cdot \nu \cdot \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{ti}}{\sigma_G}\right) = -a'_1 \\ -\rho \cdot \nu' \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_{ci}}{\sigma_G} - 1\right) = -a_1 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \left\{ \begin{array}{l} a'_2 = -\rho \cdot \nu \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_{cs}}{\sigma_G} - 1\right) \\ a_2 = -\rho \cdot \nu' \cdot \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{ts}}{\sigma_G}\right) \end{array} \right. \quad \text{Eq. 37}$$

Como visto anteriormente, o subscrito “i” refere-se a fase inicial e “s” a fase de serviço ou final. Considerando que há dois limites para cada fase, adota-se o mais restritivo, o menor. Assim criam-se variáveis (c e c') que representem esses mínimos:

$$c' = \text{Min} (a'_2; a_2) \qquad c = \text{Min} (a'_1; a_1) \quad \text{Eq. 38}$$

Em resumo, essas variáveis representam os limites que o centro de pressão deve respeitar para que os respectivos limites de tensão não sejam ultrapassados.

$$-c \leq e_c \leq c'$$

Eq. 39

A variável c é o menor valor entre a'_1 e a_1 e representa a condição de limite inferior para o centro de pressão. Verifica-se que essa condição é dada pela hipótese de carregamento inicial.

Por sua vez, c' é o menor valor entre a'_2 e a_2 e representa a condição de limite superior para o centro de pressão. Verifica-se que essa condição é dada pela hipótese de carregamento máximo.

Essas observações podem ser facilmente visualizadas nos diagramas apresentados na Fig. 33, as variáveis $\bar{\sigma}_{cs}$ e $\bar{\sigma}_{ts}$ referem-se a carga máxima enquanto as variáveis $\bar{\sigma}_{ci}$ e $\bar{\sigma}_{ti}$ referem-se a carga mínima.

A partir das definições de c e c' , pode-se definir os conceitos de núcleo limite e núcleo de passagem. O núcleo limite (Fig. 34) refere-se a região com limite superior dado por c' e inferior dado por $-c$, tendo como referência o centro de gravidade G para ambos. Tais pontos extremos representam limites dentro dos quais o centro de pressão deve estar para que as tensões máximas, definidas em Eq. 35 e Eq. 36, não sejam ultrapassadas.

Em outras palavras, o centro de pressão dentro dos limites de c' e $-c$ significa que foram respeitados os limites de tensão em uma seção típica, submetida a uma força de protensão.

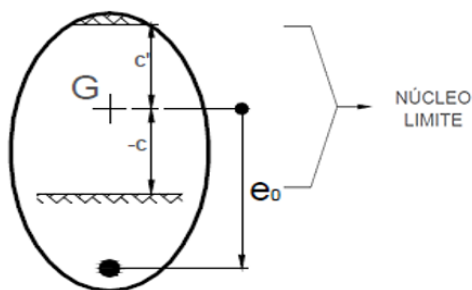


Fig. 34 Representação do Núcleo Limite (c' e $-c$). Adaptado de (Fauchart, 1970)

Para verificar se o intervalo real para o centro de pressão está dentro do núcleo limite, basta usar a Eq. 28, dados os valores de e_0 e dos momentos máximo (M_M) e mínimo (M_m).

Partindo do centro de gravidade G, descontando o valor de e_0 e acrescentando o valor de M_m/F obtém-se o valor real mínimo para o centro de pressão.

$$e_{c \text{ mín}} = e_0 + M_m/F \quad \text{Eq. 40}$$

Da mesma forma, partindo de G, descontando o valor de e_0 e acrescentando o valor de M_M/F obtém-se o valor real máximo para o centro de pressão. A

$$e_{c \text{ max}} = e_0 + M_M/F \quad \text{Eq. 41}$$

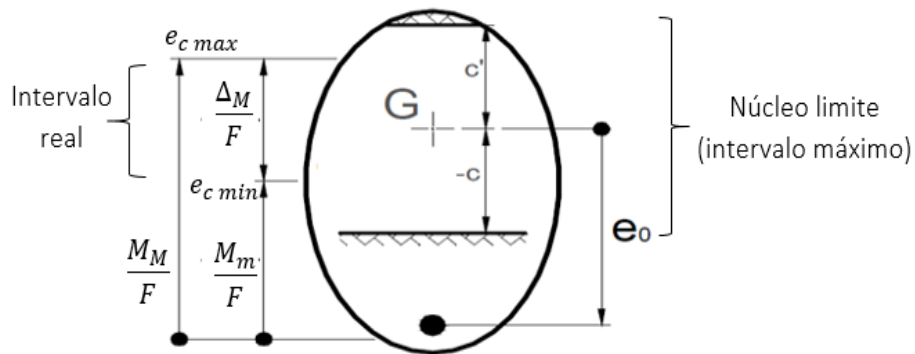


Fig. 35 Verificação do intervalo do centro de pressão dentro do núcleo limite. Adaptado de (Fauchart, 1970)

Nesse momento, cabe destacar, também, a definição de fuso limite. O fuso limite representa o posicionamento dos núcleos limites de cada seção transversal ao longo do comprimento do elemento de concreto.

3.3.2.3 Limites para a excentricidade e_0 (Núcleo e Fuso de Passagem)

Como apresentado, o núcleo limite define contornos para a excentricidade e_c (o centro de pressão). Todavia, a partir desses contornos, pode-se definir, também, limites para a excentricidade e_0 , ou seja, limites para aplicação da força de protensão (a excentricidade do próprio cabo).

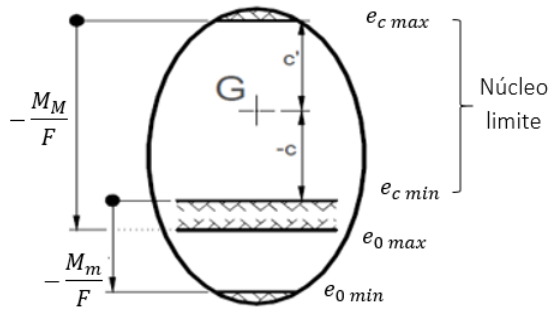


Fig. 36 Construção dos limites para a excentricidade e_0 . (Fauchart, 1970)

Para calcular o limite inferior, parte-se da Eq. 40 e supondo que $e_{c \text{ m}\acute{a}\text{x}}$ atingiu o limite inferior (-c), obtém-se:

$$e_{c \text{ m}\acute{a}\text{x}} = -c = e_0 + M_m/F \quad \text{Eq. 42}$$

Assim, o valor mínimo para a excentricidade do cabo pode ser obtido

$$e_0 = e_{0 \text{ m}\acute{a}\text{x}} = -c - M_m/F \quad \text{Eq. 43}$$

Da mesma maneira, pode-se calcular o limite superior de e_0 . A partir da Eq. 41 e supondo que $e_{c \text{ m}\acute{a}\text{x}}$ atingiu seu limite superior (c'), obtém-se:

$$e_{c \text{ m}\acute{a}\text{x}} = c' = e_0 + M_M/F \quad \text{Eq. 44}$$

Assim, o valor máximo para a excentricidade do cabo pode ser obtido

$$e_0 = e_{0 \text{ m}\acute{a}\text{x}} = c' - M_M/F \quad \text{Eq. 45}$$

Conforme notação apresentada por Fauchart, $e_{0 \text{ m}\acute{a}\text{x}} = \bar{e}_2$ e $e_{0 \text{ m}\acute{a}\text{x}} = \bar{e}_1$, sendo $\bar{e}_2 =$ notação para limite superior de e_0 e $\bar{e}_1 =$ notação para limite inferior de e_0 . Dessa forma, a excentricidade e_0 fica limitada em:

$$-c - \frac{M_m}{F} \leq e_0 \leq c' - \frac{M_M}{F} \quad \text{Eq. 46}$$

$$\bar{e}_1 \leq e_0 \leq \bar{e}_2$$

Eq. 47

Em síntese, \bar{e}_1 e \bar{e}_2 representam limites para excentricidade do cabo (e_0), obtidos a partir dos limites ($-c$, c') do centro de pressão, por sua vez obtidos por meio dos limites de tensões extremas permitidos para a seção, em suas fibras inferiores e superiores.

Esses limites para a excentricidade do cabo são definidos como núcleo de passagem e representam na prática o lugar geométrico que os cabos de protensão devem estar de forma que sejam respeitados os limites de tensões extremas preestabelecidos.

Para visualizar a construção do núcleo de passagem, de forma ilustrativa, toma-se a Fig. 37. Considerando dados os limites c' e $-c$, para achar o limite inferior de e_0 , parte-se do centro de gravidade G , percorre-se $-C$ e em seguida percorre-se M_m/F . O mesmo pode ser feito para o limite superior.

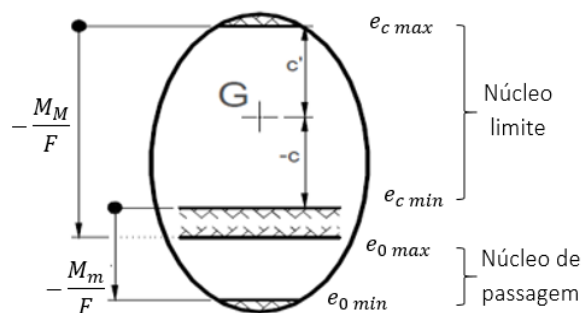


Fig. 37 Definição do Núcleo de Passagem a partir do Núcleo Limite (Fauchart, 1970)

Assim, da mesma forma que o fuso limite representa a alocação dos núcleos limites ao longo da viga, o fuso de passagem representa a alocação dos núcleos de passagem ao longo do comprimento da peça de concreto. O fuso de passagem pode, então, ser definido como o lugar geométrico para os cabos de protensão, ao longo do vão, no qual são respeitados os limites de tensões preestabelecidos

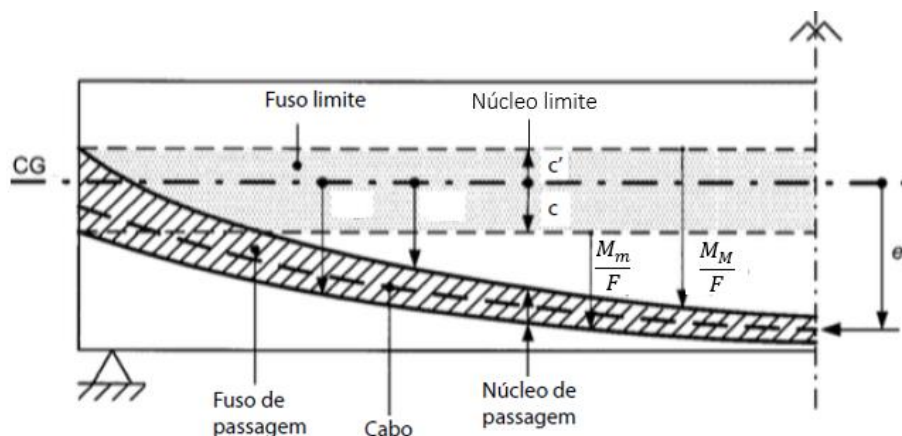


Fig. 38 Definição do Fuso de Passagem a partir do Fuso Limite. Adaptado de (Naaman, 2012).

Verifica-se que, para calcular os limites do fuso ao longo do vão, são necessários apenas os valores dos momentos, considerando conhecidos a força de protensão e os limites do núcleo limite (c' e $-c$).

A Fig. 39 mostra casos típicos de fusos de passagem. Esses casos demonstram como a definição do fuso também auxilia na verificação da seção. No caso (a), uma seção foi escolhida de forma adequada. O limite inferior fica de fora da viga, mas há área suficiente do fuso dentro da viga. No caso (b), ao invés de uma faixa de valores possíveis para o cabo, há um ponto ótimo com valor único de e_0 para o cabo. No caso (c), o fuso está completamente fora da peça. Há solução mecânica, (o fuso de passagem existe), porém não há solução física (o fuso existe fora dos limites geométricos da peça).

O fuso que se estende para fora da viga, pode demonstrar que há uma seção transversal insuficiente para o concreto ou força de protensão insuficiente para a seção, considerando os limites de tensão pré-estabelecidos. Assim, a garantia da existência do fuso pode ser uma condição que ajude a delimitar esses parâmetros, como será visto no item seguinte.

Fica evidente que existem então duas condições de primordiais para existência do fuso. A primeira é a condição mecânica, dada pelos limites de tensão, conforme mostrado nos cálculos apresentados neste item. A segunda é a condição geométrica dada pelos limites físicos do elemento em análise.

Em que pese a existência e garantia da solução mecânica para o fuso, deve-se verificar ainda sua viabilidade física. Deve haver um mínimo da área do fuso dentro da viga. Deve ser

previsto espaço suficiente para todos os cabos com os devidos espaçamentos e possíveis desviadores, bem como para as ancoragens nas extremidades do elemento.

No capítulo de estudos de caso, será visto na prática como essas e outras condições influenciam na definição dos fusos, bem como será visto como os fusos podem ser ferramentas gráficas úteis para definição da cablagem da viga.

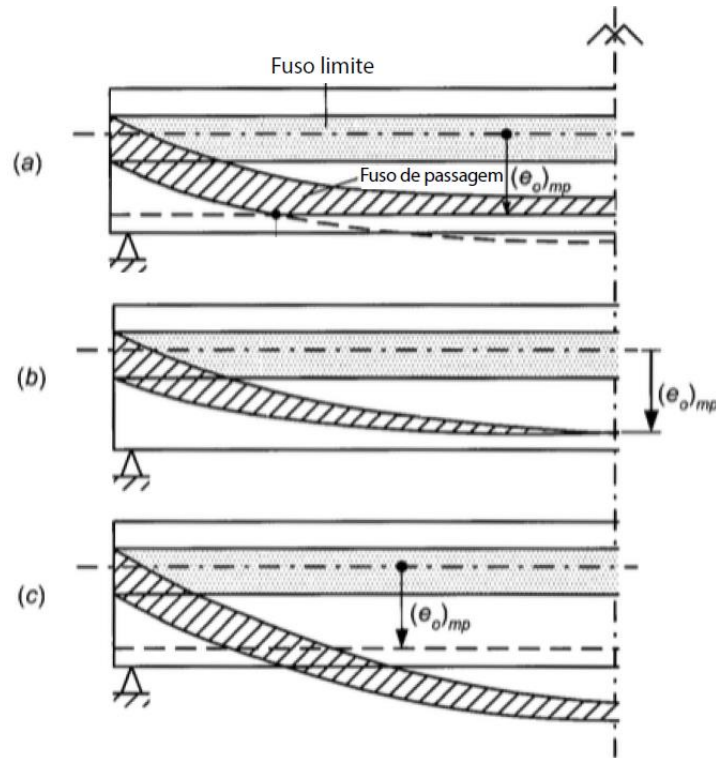


Fig. 39 Casos típicos para o Fuso de Passagem. Adaptado de (Naaman, 2012).

3.3.2.4 Definição do nível crítico de uma seção

Deve-se destacar que, ao calcular o núcleo de passagem, esse pode ficar com os limites fora da peça, apenas um dos limites ou ambos. Nesse contexto, define-se o nível crítico de uma seção em função do posicionamento dos limites do núcleo de passagem.

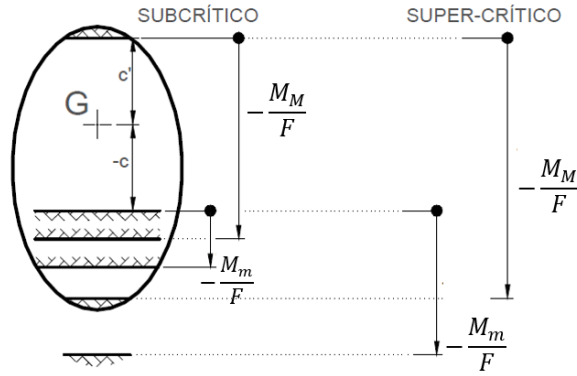


Fig. 40 Núcleo de passagem fora da peça / Definição seção sub e super crítica.

Dois podem ser as classificações. Quando os dois limites estão “dentro” do contorno geométrico da seção, trata-se de uma seção subcrítica. Por outro lado, quando pelo menos um dos limites localiza-se “fora” do contorno geométrico da seção, trata-se de uma seção supercrítica.

O nível crítico pode ser definido também pela comparação entre os tipos de excentricidade. A excentricidade e_0 pode ser classificada como mecânica ou geométrica. A excentricidade mecânica refere-se àquela relacionada aos limites calculados para o centro de pressão, conforme visto no início desse capítulo. Já a excentricidade geométrica refere-se a própria limitação geométrica possível para posicionamento dos cabos, considerando apenas a distância do centro geométrico aos bordos, suprimindo o cobrimento no concreto para a armadura.

$$\text{Excentricidade Mecânica:} \quad -c - \frac{M_m}{F} \leq e_0 \leq c' - \frac{M_M}{F} \quad \text{Eq. 48}$$

$$\text{Excentricidade Geométrica:} \quad -(v - d) \leq e_0 \leq v' - d' \quad \text{Eq. 49}$$

Pelo exposto, pode-se dizer que, quando os limites da excentricidade mecânica são menos restritivos que os da geométrica, a excentricidade encontra-se dentro da peça e então a seção é subcrítica. Todavia, caso os limites geométricos sejam mais restritivos que os mecânicos, a seção é dada como supercrítica.

3.3.2.5 Cálculo da força de protensão

Quando a seção for identificada como subcrítica, pode-se calcular a força de protensão a partir de uma condição que garante a existência do núcleo de passagem. Ressalta-se que nessa condição o núcleo de passagem encontra-se dentro dos limites geométricos da peça.

Para que o núcleo de passagem exista, e seja possível passar cabos por ele, deve-se respeitar a inequação da Eq. 51. Em outras palavras, o núcleo de passagem será possível se seu limite inferior for menor ou igual ao limite superior.

$$\bar{e}_1 \leq \bar{e}_2 \quad \text{Eq. 50}$$

$$-c - \frac{M_m}{F} \leq c' - \frac{M_M}{F} \quad \text{Eq. 51}$$

Reescrevendo essa inequação, com a variável F em destaque, obtém-se:

$$-c - c' \leq \frac{M_m}{F} - \frac{M_M}{F} \quad \text{Eq. 52}$$

$$F = F1 \leq \frac{\Delta M}{c + c'} \quad \text{Eq. 53}$$

A variável F1 refere-se então ao menor valor possível a ser adotado para a força de protensão para que a condição $\bar{e}_1 \leq \bar{e}_2$, de existência do núcleo de passagem, seja satisfeita. Caso ocorra a condição $\bar{e}_1 = \bar{e}_2$, o núcleo de passagem passa a ser um ponto ao invés de uma faixa.

É interessante notar que, para calcular F1, foi necessário apenas a variação do momento ($\Delta M = M_M - M_m$). Assim, pode-se dizer que para calcular a força de protensão não é necessário saber a o valor da carga permanente (g), apenas do acréscimo de carga resultante.

No caso de uma seção supercrítica, o núcleo de passagem pode estar completamente fora da peça. Em outras palavras, a excentricidade dos cabos poderia estar fora da peça. Posto isso, duas soluções são possíveis, aumentar a altura da peça ou forçar a “subida” dos cabos para dentro da peça, ou seja, reduzir a excentricidade dos cabos. Caso não seja possível alterar a altura da peça, problemática comum no dia a dia de projeto, aumenta-se a força de protensão para permitir a desejada “subida”.

A explicação encontra-se na relação $e_0 = M/F$. A força e a excentricidade são inversamente proporcionais. Considerando que o momento é uma variável constante levantada no projeto, para reduzir o valor de e_0 pode-se aumentar o de F .

No item 2.5, foi apresentado esse raciocínio, mas com foco na economia em protensão que pode se alcançar, com o aumento da excentricidade. No presente caso, a ideia é verificar qual a mínima força de protensão necessária para que a excentricidade seja factível, sem alterar a geometria de peça.

Quando o núcleo de passagem está fora da viga, isso significa que as tensões pré-definidas e o conseqüente núcleo limite, resultaram em limites fora da peça. Como solução, deve-se subir o fuso, de forma que seja possível ter um mínimo de espaço dentro da peça para local os cabos. Para subir o fuso, uma opção é o aumento da força de protensão.

No entanto, verifica-se que não é necessário subir ambos limites, subir apenas o limite superior pode ser suficiente. Caso a elevação do limite superior para dentro da peça já permita que os cabos também sejam posicionados dentro da peça e do fuso, não é necessário esforço para alterar o limite inferior.

Assim, considera-se como condição inicial, subir o limite superior do fuso até, no mínimo, o limite geométrico inferior da peça, conforme pode ser visualizado pelas figuras a seguir.

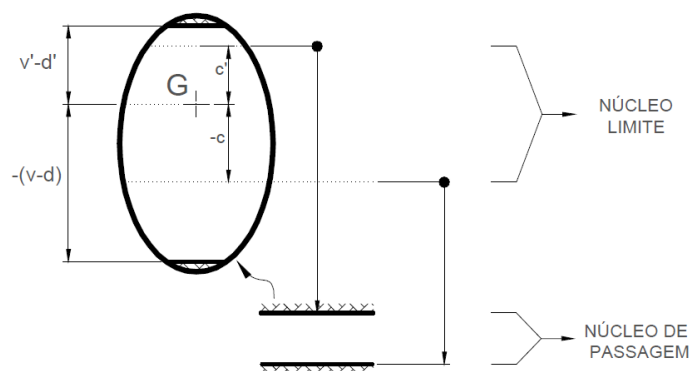


Fig. 41 Necessidade de elevação do limite superior do núcleo de passagem ao mínimo necessário

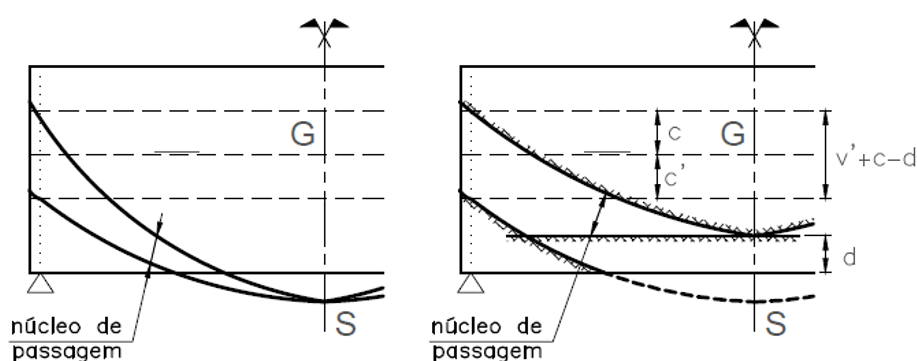


Fig. 42 Elevação do limite superior do fuso de passagem ao mínimo necessário. Adaptado de (Fauchart, 1970)

Parte-se da seção típica da Fig. 41, na qual consta o núcleo de passagem com ambos limites fora da peça. Nesse caso, a condição geométrica foi mais restritiva que a mecânica. Para elevar o limite superior do núcleo, deve-se fazer com que ele alcance, no mínimo, o limite geométrico inferior. Para tanto o limite da excentricidade mecânica, deve ser igual ou maior que o limite inferior da excentricidade geométrica, resultando na inequação Eq. 54. Os termos limites da excentricidade mecânica e geométrica são dados pelas Eq. 48 e Eq. 49.

Para $0 < M_m$

$$c' - \frac{M_M}{F} \leq -(v - d) \quad \text{Eq. 54}$$

Assim, isolando a variável F, obtém-se a força F2:

$$F = F2 \leq \frac{\Delta M}{v - d + c'} \quad \text{Eq. 55}$$

O valor de F2 acima foi calculado considerando uma seção com momento positivo. No entanto, em casos com momento negativo, como em regiões de apoio, calcula-se F como a seguir.

Para $0 > M_M$

$$-c - \frac{M_m}{F} < v' - d' \quad \text{Eq. 56}$$

Assim obtém-se outra opção para força F2:

$$F2 \leq \frac{\Delta M}{v' - d' + c} \quad \text{Eq. 57}$$

Conforme teoria de Fauchart, os casos de momento positivo e negativo são representados a partir das notações $0 < M_m$ e $0 > M_M$, respectivamente. Para tal notação, considera-se a envoltória de momentos conforme Fig. 43. A região de momento positivo é aquela na qual o momento mínimo permanece positivo (olhar linha pontilhada). Por outro lado, considera-se região de momento negativo aquela na qual o momento máximo é negativo.

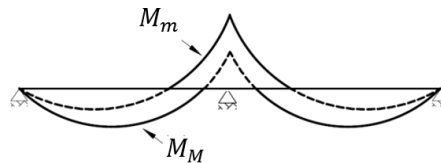


Fig. 43 Envoltória de momentos para convenção de notações.

Em resumo, quando a carga é tamanha ou a geometria é pequena tal que obrigue a excentricidade do cabo ficar fora dos limites geométricos da viga, é necessário aumentar a força de protensão.

A partir desse raciocínio, observa-se que F2 será sempre maior que F1. A força F2 é a protensão mínima para a excentricidade média dos cabos elevar o limite superior do núcleo de passagem. Pode-se dizer que o aumento de força desejado se dá ao passar de F1 para F2.

Assim, verifica-se que, quando há seções supercríticas, equilibrar as cargas custa em protensão. Protensão no sentido de energia (mais força) ou no sentido de material (mais cabos).

$$F_{\min} \geq \begin{cases} F1 \leq \frac{\Delta M}{c + c'} \\ F2 \leq \frac{\Delta M}{v - d + c'} & \rho/0 < M_m \\ F2 \leq \frac{\Delta M}{v' - d' + c} & \rho/0 > M_M \end{cases} \quad \text{Eq. 58}$$

Na prática, para definir a carga mínima de protensão, basta aplicar o valor máximo de protensão dentre as três opções. O valor mínimo de protensão a ser adotado para uma seção será o maior dentre os 2 calculados para a hipótese de seção subcrítica e um para hipótese de seção super-crítica.

Nesse momento, a partir dos conceitos apresentados pela teoria de Fauchart, pode-se apresentar um resumo esquemático e ilustrativo para representar os limites do núcleo de pressão, para a excentricidade e_c , calculados pela Eq. 37 bem como correlação desses com os limites de tensão superior, inferior, para carregamento máximo e mínimo. Considerando que são 4 os limites calculados, para o núcleo de pressão, podem ser identificados dois possíveis núcleos, o núcleo de tração e o de compressão.

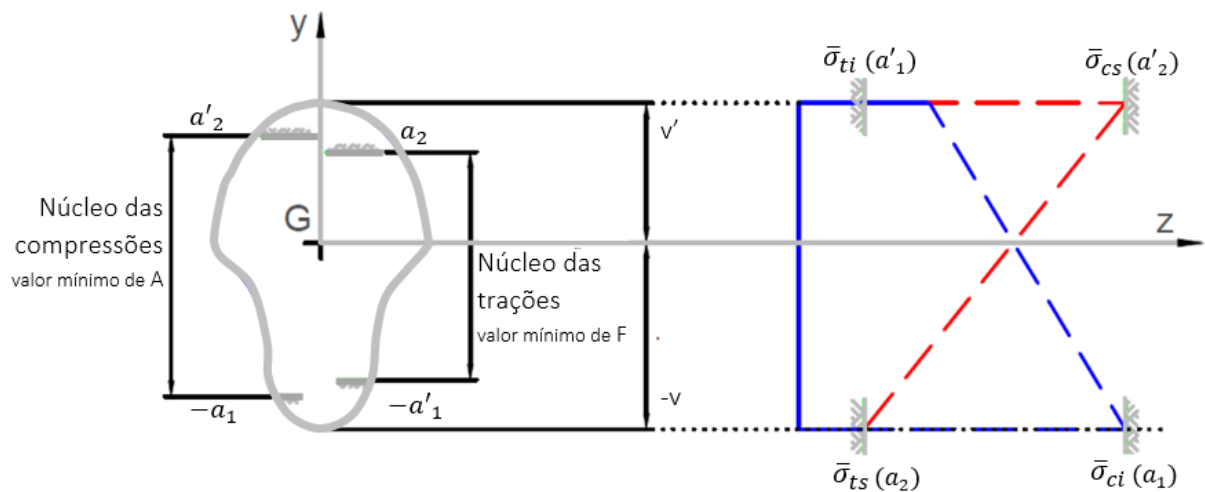


Fig. 44 Núcleo das trações e núcleo das compressões. Adaptado de (Martins , 2018)

Núcleo das Trações:

- a) Define o valor mínimo da Força de Protensão;
- b) Delimitado por:
 - i. a_2 que é calculado por $\bar{\sigma}_{ts}$, que por sua vez é o limite de tensão para o bordo inferior, para caso de carga de serviço (máxima), no qual pode ocorrer tração;
 - ii. a'_1 que é calculado por $\bar{\sigma}_{ti}$, que por sua vez é o limite de tensão para o bordo superior, para caso de carga inicial (mínima), no qual pode ocorrer tração.

Núcleo das compressões:

- a) Define o valor mínimo da área da seção transversal;
- b) Delimitado por:
 - i. a'_2 que é calculado por $\bar{\sigma}_{cs}$, que por sua vez é o limite de tensão para o bordo superior para caso de carga de serviço (máxima), no qual haverá compressão.
 - ii. a_1 que é calculado por $\bar{\sigma}_{ci}$, que por sua vez é o limite de tensão para o bordo inferior para caso de carga inicial (mínima), no qual haverá compressão.

3.3.2.6 Seção mínima de concreto

A seção mínima de concreto é obtida quando o concreto está comprimido a sua taxa máxima, para os dois casos de cargas extremas, ou seja, quando as tensões atingem $\bar{\sigma}_{ci}$ e $\bar{\sigma}_{ts}$.

O cálculo da seção mínima pode ser realizado para duas premissas básicas, a primeira a partir do uso da força mínima de protensão ($F_{mín}$) e a segunda considerando o uso de uma força dita superabundante (força maior que a mínima necessária). Na primeira premissa, são avaliadas duas situações, a de seção subcrítica e a de seção super crítica.

3.3.2.6.1 Caso de $F_{mín}$ - Seção subcrítica

No caso de força mínima, para uma seção subcrítica, é possível alcançar as quatro tensões admissíveis para os dois casos de cargas extremos, conforme ilustrado pela Fig. 45. Passa-se do estado 1 (em azul), sob carregamento mínimo (M_m) para o estado 2 (em vermelho), sob carregamento máximo (M_M), pela adição do momento ΔM .

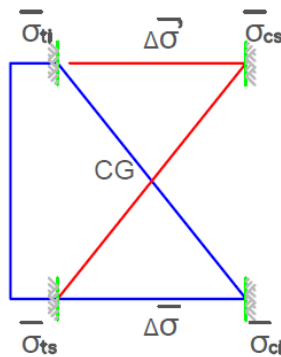


Fig. 45 Estado de tensões geral (Martins , 2018)

Assim, pode-se dizer que a variação de tensão nas fibras superiores é igual a variação de tensão nas fibras inferiores.

$$\bar{\sigma}_{cs} - \bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ci} - \bar{\sigma}_{ts} \quad \text{Eq. 59}$$

$$\overline{\Delta\sigma'} = \overline{\Delta\sigma} \quad \text{Eq. 60}$$

Nota-se que, dessa maneira, os dois núcleos limites, de tração e compressão, são coincidentes:

$$c' = a'_2 = a_2 \quad c = a'_1 = a_1 \quad \text{Eq.61}$$

A partir dessas premissas, pode-se desenvolver o seguinte cálculo, para a fibra superior:

$$\overline{\Delta\sigma'} = \frac{\Delta M}{W_s} = \Delta M \cdot \frac{v'}{I} \quad \text{Eq. 62}$$

$$\frac{I}{v'} = \frac{\Delta M}{\overline{\Delta\sigma'}} \quad \text{Eq. 63}$$

Da mesma maneira, para a diferença de tensão na fibra inferior pode-se escrever:

$$\overline{\Delta\sigma} = \frac{\Delta M}{W_i} = \Delta M \cdot \frac{v}{I} \quad \text{Eq. 64}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{\Delta M}{\overline{\Delta\sigma}} \quad \text{Eq. 65}$$

Obtém-se, com as equações Eq. 63 e Eq. 65, os módulos resistentes mínimos com relação a cada fibra. Destaca-se que, dessa maneira, foi possível chegar a mesma expressão para cálculo do módulo resistente, apresenta pelo relatório da MAC Protensão, conforme item 4.3.1.

No entanto, no presente item é apresentado de forma mais genérica em função da diferença de tensão, advinda da premissa de todos limites alcançados.

Por fim, pode-se obter ainda as seguintes equações para cálculo da área mínima:

$$I = h \cdot \frac{\Delta M}{\overline{\Delta\sigma'} + \overline{\Delta\sigma}} \quad \text{Eq. 66}$$

$$\frac{v}{v'} = \frac{\overline{\Delta\sigma}}{\overline{\Delta\sigma'}} \quad \text{Eq. 67}$$

$$A = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} \cdot \left(\frac{1}{\overline{\Delta\sigma}} + \frac{1}{\overline{\Delta\sigma'}} \right) \quad \text{Eq. 68}$$

3.3.2.6.2 Caso de F_{min} - Seção supercrítica

No caso de força mínima para uma seção supercrítica, como visto anteriormente, será acrescida força de protensão para que o limite superior do núcleo de passagem, no mínimo, se iguale ao limite inferior do núcleo de pressão, conforme Fig. 46.

Por essa figura visualiza-se que, após elevação do limite superior, o limite inferior do núcleo de passagem poderia ficar então inalterado, fora dos limites geométricos da peça.

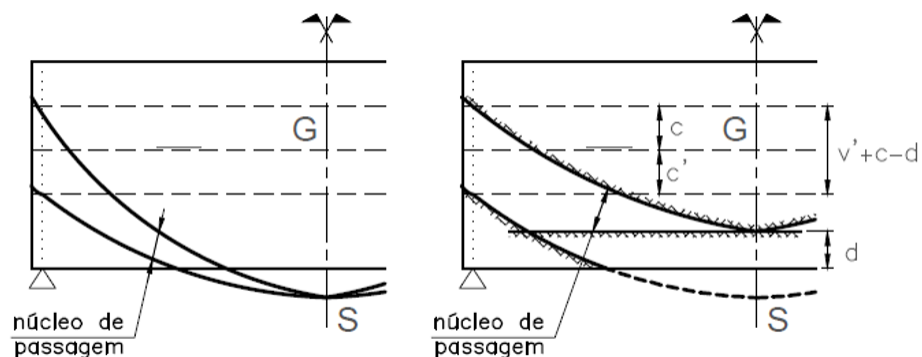


Fig. 46 Elevação do limite superior do fuso de passagem ao mínimo necessário. Adaptado de (Fauchart, 1970)

Para o limite inferior do fuso fora da peça, diz-se, assim, que poderão ser atingidos apenas 3 dos 4 limites de tensão. Demonstra-se a seguir qual limite não poderá ser alcançado.

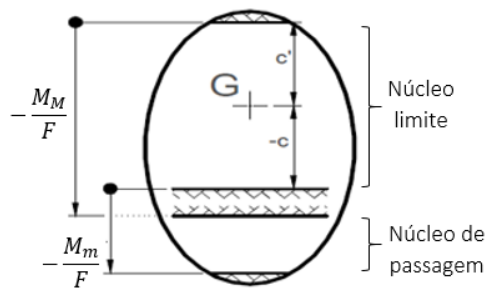


Fig. 47 Representação da origem do núcleo de passagem (Martins , 2018).

Primeiramente deve-se identificar qual limite do núcleo de pressão será afetado. Conforme Fig. 47, o limite superior do núcleo de passagem é oriundo da razão $\frac{M_M}{F}$ e do limite superior do núcleo de pressão c' . Enquanto o limite inferior do núcleo de passagem está relacionado a $\frac{M_m}{F}$ e, portanto, ao limite $-c$. Esse limite, por sua vez, é obtido a partir do mínimo valor entre a_1 e a'_1 , extremos inferiores possíveis para o núcleo de pressão, conforme Eq. 37.

O primeiro extremo, a_1 , é calculado a partir da tensão $\bar{\sigma}_{ci}$, enquanto o segundo é obtido por meio da tensão $\bar{\sigma}_{ti}$. Define-se, assim, esses dois limites de tensão como possíveis de não serem alcançados, na hipótese do limite inferior do fuso fora da peça. Mostra-se a seguir o raciocínio para distinguir qual desses dois, de fato, não poderá ser alcançado.

Para identificar o limite de tensão que não será alcançado, dentre os dois já selecionados, analisa-se as figuras elencadas a seguir. Considerando que apenas um dos limites não é atingido, enquanto os outros sim, vislumbra-se duas possibilidades: 1) atingir o limite $\bar{\sigma}_{ti}$ e não alcançar $\bar{\sigma}_{ci}$; 2) atingir o limite $\bar{\sigma}_{ci}$ e não alcançar $\bar{\sigma}_{ti}$.

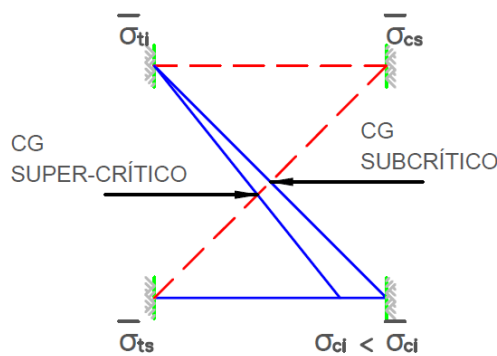


Fig. 48 Opção 1) atingir o limite $\bar{\sigma}_{ti}$ e não alcançar $\bar{\sigma}_{ci}$

Analisando a primeira opção (atingir o limite $\bar{\sigma}_{ti}$ e não alcançar $\bar{\sigma}_{ci}$), ao pressupor atingido o limite $\bar{\sigma}_{ti}$, para traçar um diagrama entre esse limite e um valor de σ_{ci} menor que o limite $\bar{\sigma}_{ci}$, verifica-se que o C.G dessa seção (que é supercrítica) fica abaixo do C.G da seção subcrítica.

No entanto, ressalta-se que em uma seção supercrítica a força de protensão é maior que na subcrítica, conforme visto no item 4.3.2.5. Assim, o centro geométrico deveria ficar em posição mais elevada, com relação à seção subcrítica. Tal fato torna, então, a opção 1) inviável.

Por outro lado, analisando a opção 2, ao pressupor atingido o limite $\bar{\sigma}_{ci}$, para traçar um diagrama entre esse limite e o C.G, elevado (acima do subcrítico), verifica-se que não é possível alcançar o limite $\bar{\sigma}_{ti}$, mas sim um valor inferior a ele. Esse seria então o diagrama possível para a situação, conforme Fig. 49.

Portanto, verifica-se que o limite de tensão não possível de ser atingido é o $\bar{\sigma}_{ti}$, limite superior de possível tração.

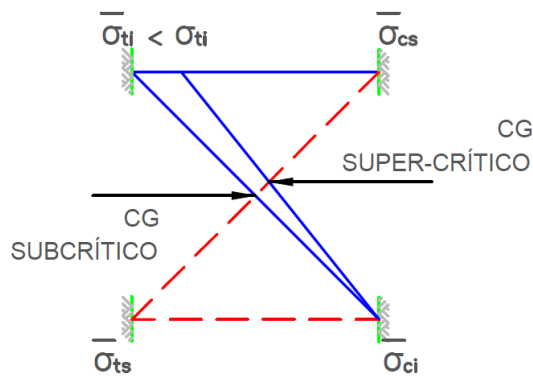


Fig. 49 Opção 2) atingir o limite $\bar{\sigma}_{ci}$ e não alcançar $\bar{\sigma}_{ti}$.

Para analisar uma contraprova, cabe considerar uma outra opção: Considerar atingido o limite $\bar{\sigma}_{ti}$, mas mantendo o centro de gravidade elevado com relação ao C.G subcrítico. Nesse caso, para traçar o diagrama reto entre esses dois pontos, não restaria alternativa senão exceder o limite $\bar{\sigma}_{ci}$, conforme linha tracejada da Fig. 50. Portanto, solução não factível, por extrapolar um dos limites.

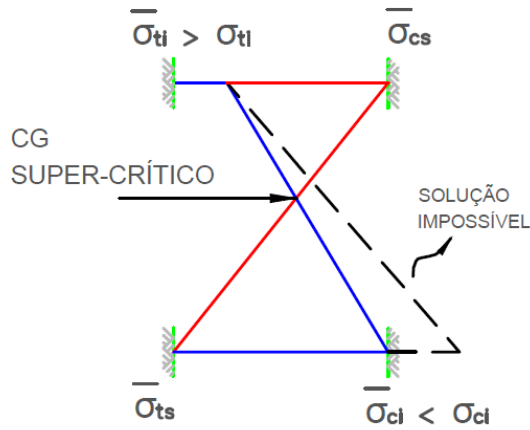


Fig. 50 Solução impossível - $\bar{\sigma}_{ci}$ extrapolado. Adaptado de (Fauchart, 1970)

Assim, a partir da conformação possível para o diagrama de tensão limites, pode-se obter as fórmulas para os módulos resistentes.

No bordo inferior, a diferença de tensão entre $\bar{\sigma}_{ci} - \bar{\sigma}_{ts}$ permanece $\bar{\Delta\sigma}$. Assim o cálculo do modo resistente será igual ao da seção subcrítica, conforme Eq. 65.

Em compensação na fibra superior, apenas a tensão de tração em serviço alcança o limite estipulado ($\sigma_{ts} = \bar{\sigma}_{ts}$). Assim, a seção mínima será dada por:

$$\sigma_g = \frac{\bar{\sigma}_{cs} \cdot v + \bar{\sigma}_{ts} \cdot v'}{h} = \frac{F}{A} = F \cdot \frac{\rho \cdot v \cdot v'}{I} \quad \text{Eq. 69}$$

Considerando:

$$F = \frac{M_M}{v - d + c'} \quad \text{Eq. 70}$$

$$\rho = \frac{i^2}{v \cdot v'} = \frac{I}{A_c \cdot v \cdot v'} \quad \text{Eq. 71}$$

Assim, o módulo resistente é dado por:

$$\frac{I}{v'} = \frac{F \cdot \rho \cdot h}{\bar{\sigma}_{ts} + \bar{\sigma}_{cs} \cdot \frac{v'}{v}} \quad \text{Eq. 72}$$

Por fim, da mesma forma que na determinação da força, adota-se como valor mínimo do módulo resistente o maior dos valores obtidos entre $\frac{I}{v}$ e $\frac{I}{v'}$, considerando a seção respectivamente como sub e supercrítica.

3.3.2.6.3 Caso de F Superabundante

Além do caso de uma seção subcrítica e de uma supercrítica, ambos relacionados a uma força de protensão mínima para a seção, pode-se ter também um cálculo de seção mínima na qual a força de protensão é ainda maior. Haveria, então, uma parcela força (ΔF) além da protensão mínima.

$$F = F_{min} + \Delta F \quad \text{Eq. 73}$$

Num caso como esse, há um acréscimo de compressão na seção, tal que se reduz muito a possibilidade de atingir os limites de tensão do núcleo de tração. Assim, diz-se que os limites de tensão $\bar{\sigma}_{ti}$ e $\bar{\sigma}_{ts}$ não são atingidos, conforme Fig. 51, e que, portanto, a seção da peça é definida pelo núcleo de compressão.

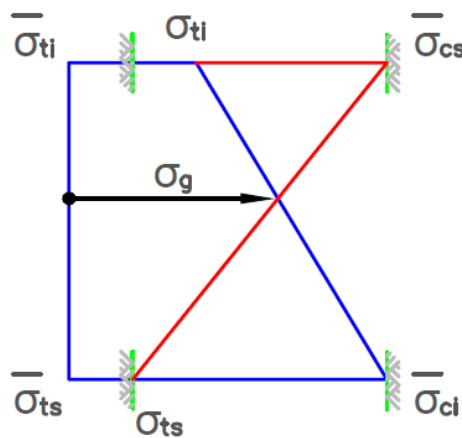


Fig. 51 Esquema de tensões gerais para força superabundante (Martins , 2018)

A seção mínima pode ser obtida por:

$$\sigma_g = \frac{\bar{\sigma}_{cs} \cdot v + \sigma_{ts} \cdot v'}{h} = \frac{F}{A_c} \quad \text{Eq. 74}$$

$$-\bar{\Delta\sigma} = \sigma_{ts} - \bar{\sigma}_{ci} = \frac{\Delta M}{\frac{I}{v}} \quad \text{Eq. 75}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = \bar{\sigma}_{ci} - \frac{\Delta M \cdot v}{I} \quad \text{Eq. 76}$$

Substituindo a Eq. 76 em Eq. 74:

$$A_c = \frac{I}{\rho \cdot v \cdot v'} = \frac{F \cdot h + \Delta M / \rho}{\bar{\sigma}_{ci} \cdot v' + \bar{\sigma}_{cs} \cdot v} \quad \text{Eq. 77}$$

Os cálculos para seção mínima de concreto se mostram úteis para pré dimensionamento e até dimensionamento das seções. No entanto, é muito comum a utilização de seções de concreto com área superior a estritamente necessária para resistir aos esforços. Dentre os diversos motivos, para tal, pode-se destacar:

- i. Espessura de concreto insuficiente para uma boa concretagem
- ii. Forma não adequada da seção (não simetria para $\bar{\Delta\sigma}' = \bar{\Delta\sigma}$)
- iii. Necessidade de reforço para combater outros esforços

Para casos como esse, de seção superior a mínima necessária, ou seção superabundante, alguns limites de tensão não poderão ser atingidos. O quadro a seguir apresenta esquema comparativo para os diagramas de tensão para uma seção mínima de concreto (conforme visto nas explicações acima) e para uma seção superabundante (foi considerada apenas a parte da seção superior do elemento como superabundante). Percebe-se que na seção superabundante, não é atingido o limite de compressão na fase de serviço ($\bar{\sigma}_{cs}$), tanto para seção subcrítica como para seção supercrítica. Essa é situação mais comum em projetos. Algumas vezes é necessário

considerar uma laje colaborante como seção extra de concreto na mesa superior, para permitir uma margem maior de tensões de compressão.

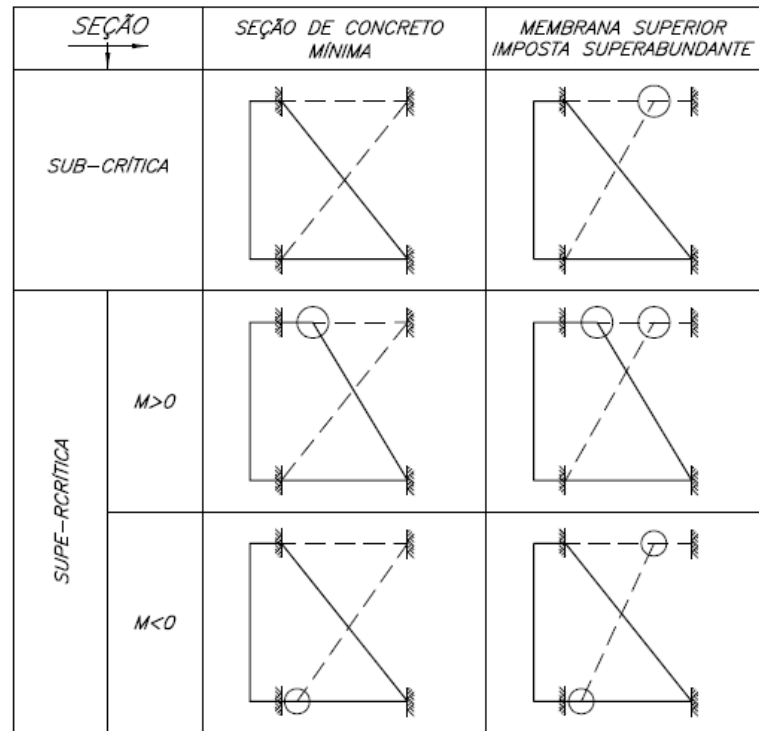


Fig. 52 Diagram de tensão comparativo – seção superabundante (Fauchart, 1970)

3.3.3 MÉTODO DE MAGNEL

3.3.3.1 Conceituação

Para formular o método de Magnel, baseado em diagramas, parte-se da conceituação inicial apresentada por Fauchart, como consta do item 3 até o subitem 3.3.2.1. Ao longo do trabalho ficará perceptível que esses métodos possuem inúmeras semelhanças, por compartilharem a mesma base teórica. É necessário definir algumas premissas e parâmetros.

Premissas básicas

Para todo o processo de análise, considera-se que todos os materiais têm comportamento elástico. As premissas básicas são:

- 1) Os materiais são elásticos e há uma proporção entre tensões e deformações (Hooke)
- 2) Seções Planas permanecem planas (Bernoulli)
- 3) Há perfeita aderência entre aço e concreto

Propriedades da seção transversal

Para apresentação dos diagramas é necessário definir algumas características geométricas de uma seção transversal típica, bem como suas notações.

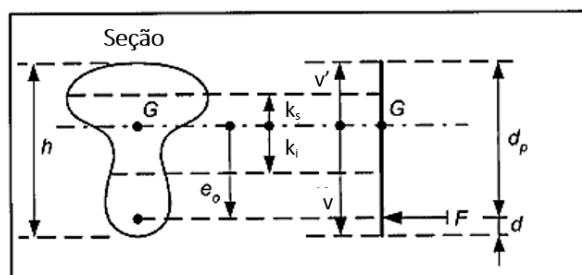


Fig. 53 Características - Seção transversal típica. Adaptado de (Naaman, 2012)

A : área da seção (em pré-tensão é comum utilizar a área bruta e em pós-tensão é comum usar a área líquida ou transformada)
 I : Momento de Inércia, com relação ao eixo passando pelo centroide
 v' : distância do centroide da seção transversal à fibra superior
 v : distância do centroide da seção transversal à fibra inferior
 $W_s = I/v'$: módulo resistente com relação a fibra superior
 $W_i = I/v$: módulo resistente com relação a fibra inferior
 $k_s = -I/Ac.v$: Distância do centroide da seção ao limite superior do núcleo de pressão
 $k_i = I/Ac.v'$: Distância do centroide da seção ao limite inferior do núcleo de pressão

Casos de carregamento e tensões limites

Para os casos de carregamento, parte-se do mesmo conceito apresentado no método de Fauchart, de casos de carregamentos inicial e final como os mais críticos. O carregamento inicial será definido como a fase em que a força de protensão é transferida ao concreto e as cargas gravitacionais são as mínimas do momento da protensão. Nesse momento, a força de protensão é máxima porque não incidiram as perdas no tempo, apenas as imediatas. Enquanto a resistência do concreto é menor porque a idade é pouco avançada. Assim, as tensões podem ser críticas. Para o carregamento final, assume-se que todas as perdas já ocorreram. A força de protensão terá seu menor valor. Além disso, é considerado o caso mais crítico de carregamentos externos. Apresenta-se, então, os diagramas de tensão para os casos de carregamentos mais críticos:

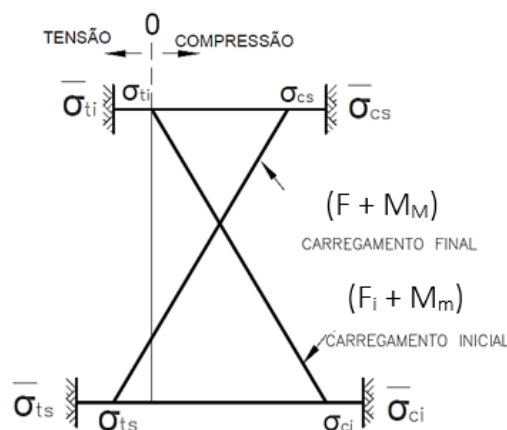


Fig. 54 Diagrama de tensões crítico sob carregamentos extremos (Naaman, 2012)

- i. M_m pode representar o momento devido apenas ao peso próprio;
- ii. M_M pode representar os momentos devidos as cargas permanentes e acidentais.

O diagrama apresenta os dois casos extremos de carregamento descritos sobrepostos. Visto que são dois os casos extremos de carregamentos, pelo menos quatro limites de tensões deverão ser considerados. Compressão e tração para carregamentos iniciais e compressão e tração para carregamentos finais. A notação a ser utilizada será:

$\bar{\sigma}_{ti}$: Tensão limite de tração para carregamentos iniciais;

$\bar{\sigma}_{ci}$: Tensão limite de compressão para carregamentos iniciais;

$\bar{\sigma}_{ts}$: Tensão limite de tração para carregamentos finais, ou de serviço;

$\bar{\sigma}_{cs}$: Tensão limite de compressão para carregamentos finais, ou de serviço.

3.3.3.2 Inequações

A partir dos conceitos de Fauchart, parte-se da equação básica para cálculo da tensão em uma fibra qualquer. A seguir é apresentada para uma fibra superior, a título de exemplo:

$$\sigma_{ti} = \frac{F_0}{A_c} - \frac{F_0 \cdot e_0}{W_s} + \frac{M_{min}}{W_s} \geq \bar{\sigma}_{ti} \quad \text{Eq. 78}$$

A inequação pode ser escrita de inúmeras maneiras, explicitando a variável mais pertinente a cada tipo de análise que se deseja realizar. Por exemplo, em um projeto, as inequações podem ser usadas para calcular de forma exata ou estabelecer limites a algumas variáveis não determinadas, como a força de protensão F , a excentricidade e_0 ou as características da seção transversal (Naaman, 2012).

$$F_0 \geq (M_m - \bar{\sigma}_{ti}W_s)/(e_0 - k_i) \quad \text{Eq. 79}$$

$$e_0 \leq k_i + (1/F_0)(M_m - \bar{\sigma}_{ti}W_s) \quad \text{Eq. 80}$$

$$1/F_0 \geq (e_0 - k_i)(M_m - \bar{\sigma}_{ti}W_s) \quad \text{Eq. 81}$$

Para a construção dos diagramas, Magnel identificou a forma da Eq. 80 como a mais adequada. A partir dessa definição, as inequações são alimentadas com informações das características geométricas e com as condições de contorno referentes a carregamentos e tensões limites.

Uma vez que existem dois casos de carregamento e dois limites de tensões para cada, pelo menos quatro limites de tensão deverão ser considerados na análise. Ademais, considerando que os limites de tensão ocorrem nas duas fibras, superior e inferior, podem surgir no total oito inequações, comparando a tensão atuante e a tensão limite (Naaman, 2012).

Contudo, deve-se destacar que a verificação de uma das fibras, superior ou inferior, para um dos tipos de tensão, já exclui a necessidade de verificação para outro tipo. Por exemplo, ao verificar a fibra inferior para tração, elimino a necessidade de verificação da mesma fibra para compressão. Assim, o número total de inequações principais se reduz a quatro novamente.

As quatro inequações serão apresentadas na tabela a seguir. Estão numeradas em algarismos romanos de I a IV, conforme cada uma das quatro condições de tensão estabelecidas. O símbolo η é a razão entre a força final de protensão (após todas as perdas) sobre a força de protensão inicial (após as perdas imediatas).

Tab. 2 Inequações para o diagrama de Magnel

I	$e_0 \leq k_i + (1/F_0)(M_m - \bar{\sigma}_{ti} W_s)$
II	$e_0 \leq k_s + (1/F_0)(M_m + \bar{\sigma}_{ci} W_i)$
III	$e_0 \geq k_i + (1/(F \text{ or } \eta F_0))(M_M - \bar{\sigma}_{cs} W_s)$
IV	$e_0 \geq k_s + (1/(F \text{ or } \eta F_0))(M_M + \bar{\sigma}_{ts} W_i)$
V	$e_0 \leq e_{0 \text{ mp}} = v - d_{c \text{ min}}$ (máxima excentricidade prática)

A inequação V refere-se a um limite prático geométrico da seção. É dado pela distância do centroide da seção transversal ao centróide dos cabos na seção. Na prática, o limite estipula que os cabos devem estar dentro da viga.

3.3.3.3 Diagrama de Magnel

A partir das inequações definidas, pode-se plotar um gráfico em duas dimensões dos semiplanos definidos pelas inequações. Cada curva separa o plano em duas partes, uma na qual a inequação será satisfeita e outra não. Para o problema em questão, Magnel Definiu o diagrama como um gráfico, escolhendo como variáveis para os eixos a excentricidade e_0 e a razão $1/F_i$, por simplicidade e praticidade gráfica. Caso fossem plotadas e_0 por F_i , as curvas seriam hipérbolas, cuja interpretação gráfica não é tão intuitiva.

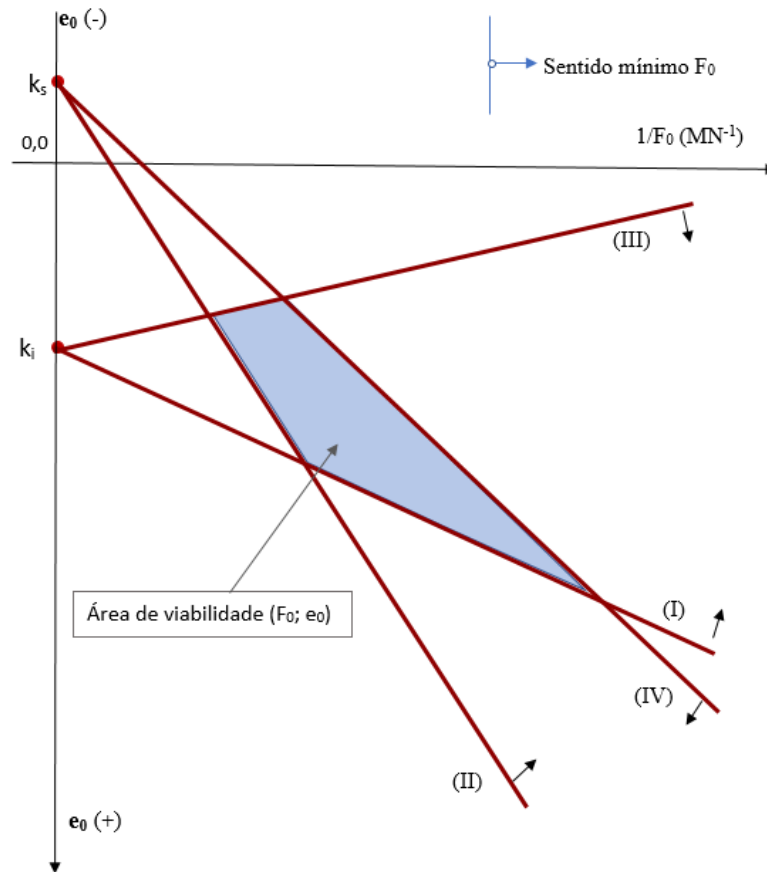


Fig. 55 Diagrama - área de viabilidade definida pelas inequações (Naaman, 2012)

Quando plotadas, as curvas se interceptam, formando um polígono que representa a intersecção das regiões “satisfeitas” dos planos para cada inequação. Essa região pode ser interpretada como um domínio ou uma área de viabilidade. Uma vez o par (e_0 e F_0) dentro dela significa todas as condições de tensões, representadas por cada inequação, foram satisfeitas.

Enquanto o eixo X é designado pela razão $1/F_0$. Para o eixo x, é necessário estabelecer uma escala adequada com o objetivo de deixar as linhas e o domínio facilmente visíveis. Para tanto seria importante conhecer a faixa de tensões médias. Como nesta fase do projeto ainda é cedo para obter tensões médias no elemento de concreto, deve-se partir de experiências anteriores. O eixo y é designado pela variável e_0 , com sentido positivo invertido. Cada reta está identificada com a numeração das respectivas inequações que representam e as setas nas extremidades demonstram o sentido do plano no qual a inequação é satisfeita. É interessante destacar que cada reta tem origem nos parâmetros geométricos k_i e k_s .

É interessante destacar, ainda, que, uma vez obtida uma área de viabilidade, é possível realizar análises de otimização de um projeto como obter a menor força de protensão e respectiva excentricidade. Considerando o sentido de valores para F_0 no eixo X, verifica-se que a menor força de protensão é dada pelo encontro das retas I e IV. Ressalta-se que essas são as inequações de ligação direta com as tensões limite de tração. Os limites de tensão de tração são os responsáveis pela definição da força de protensão.

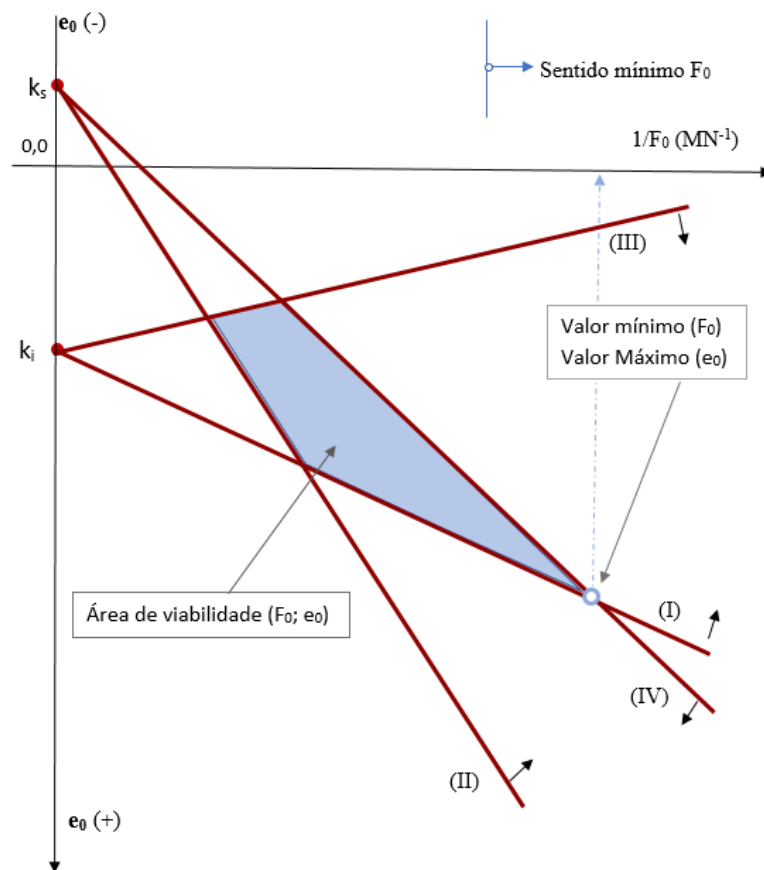


Fig. 56 Diagrama – valor máximo de F

Neste momento, deve-se destacar a importância da inequação V, representada pela reta de mesmo valor. A inequação V representa um limite geométrico referente aos limites físicos do próprio elemento. Na prática, representa um limite para a excentricidade, uma posição limite para os cabos de protensão dentro da peça. A inequação V será representada por uma reta paralela ao eixo $1/F_0$, com excentricidade fixa. Uma vez que limita a excentricidade, a reta V pode restringir também a área de viabilidade.

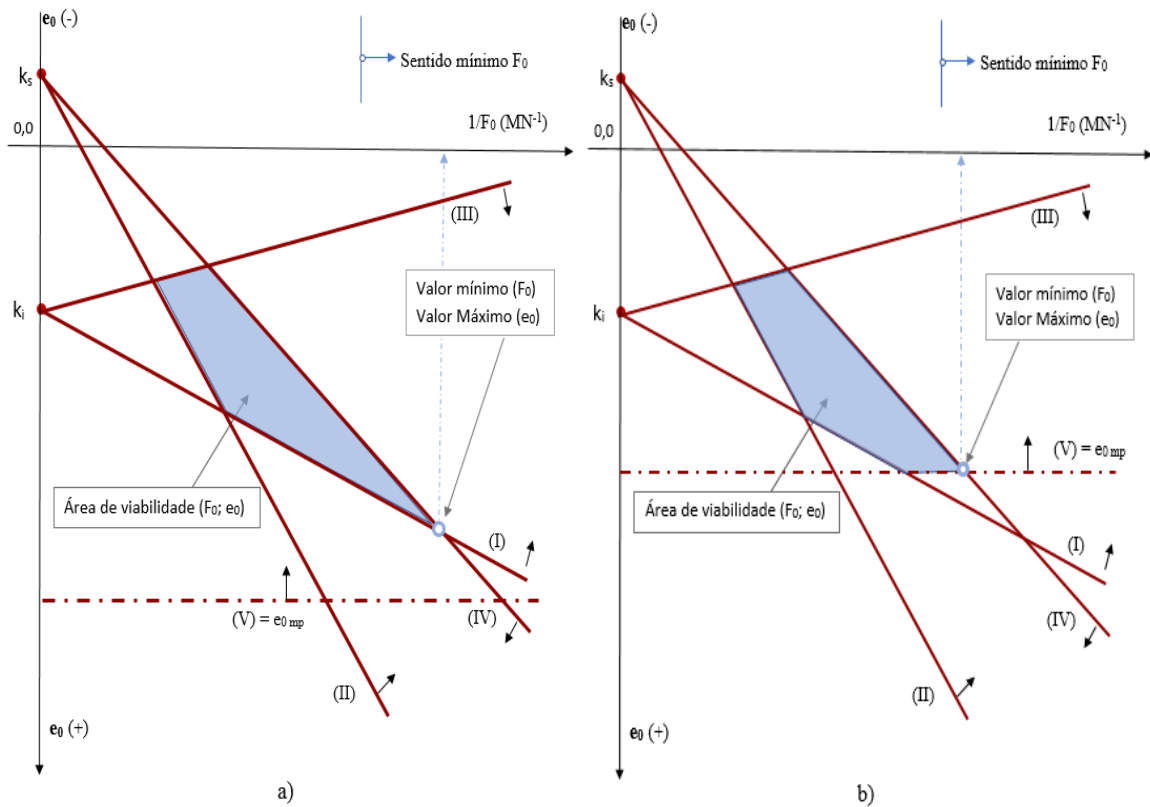


Fig. 57 Diagrama – restrição geométrica – reta V

Conforme ilustrado pela figura, para a linha V na posição a), não há restrição de ordem geométrica para a posição dos cabos. Todos os pontos e_0 dentro do domínio poderão ser solução para o projeto. Já na posição b), haverá uma restrição e a nova área de viabilidade será reduzida.

Tal análise vai ao encontro dos conceitos de Fauchart pelos itens 3.3.2.3 e 3.3.2.4. No caso a) os limites da excentricidade mecânica (dada pelas reatas I a IV) são menos restritivos que os limites da excentricidade geométrica (reta V). No caso b) os limites da excentricidade

geométrica são mais restritivos, o que reduz a área de viabilidade, provocando uma necessidade de força mínima de protensão maior

Uma vez elaborado o diagrama, inúmeras soluções ou análises podem ser obtidas, para fins de verificação dimensionamento ou otimização. O diagrama fornece uma imagem clara de uma dada seção transversal e o que pode ser feito sobre um problema particular. Como visto nos casos acima, duas ações já se destacaram:

- i. Considerando definidas a seção transversal, a força de protensão e a excentricidade, pode-se plotar a área de viabilidade para verificar se o atendimento dos valores propostos para força de protensão e excentricidade respeitam às condições de limites de tensão. De posse do diagrama a análise fica simples. Os pontos F e e_0 dentro da área demonstram que as condições de tensão foram respeitadas, sem necessidade de verificar as tensões por meio de cálculos adicionais.
- ii. Dada uma seção transversal, pode se verificar qual a menor força de protensão e respectiva excentricidade que satisfazem as condições de tensão, otimizando o projeto.

Além dessas, outras análises podem ser obtidas com o uso dos diagramas ou pela manipulação das fórmulas utilizadas. Partindo de uma seção definida, pode-se obter duas análises simples

- iii. Dada uma excentricidade fixada em uma viga por e_0 , pode-se determinar uma faixa de valores viáveis para a força de protensão. Isso pode ser útil para achar uma faixa de carregamentos acidentais (máximos e mínimos) que podem ser suportados por uma viga em estudo, como por exemplo ao estudar as cargas máximas suportadas por uma ponte ou viaduto.

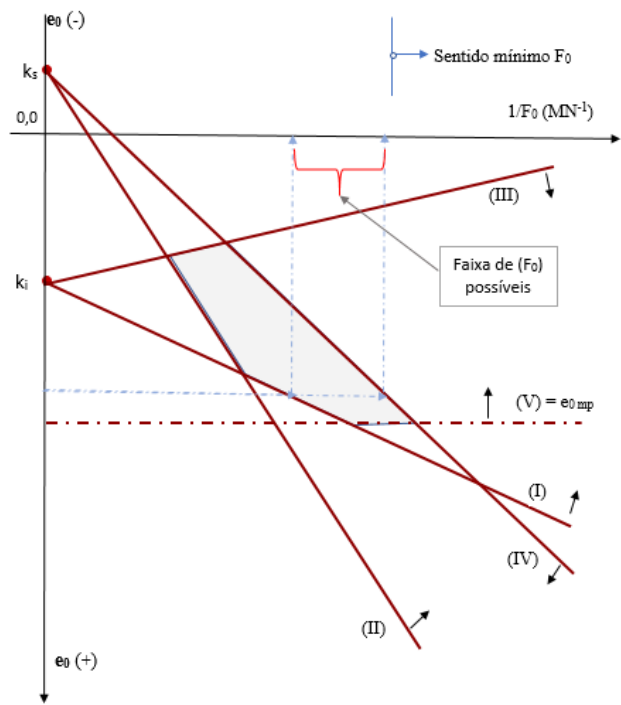


Fig. 58 Diagrama – excentricidade fixada

- iv. Dada uma força de protensão fixada, pode se determinar uma faixa de excentricidades para uma seção transversal dada de uma viga. Esse tipo de problema é recorrente para definir o traçado dos cabos em vigas contínuas, nas quais o meio do vão e apoio são analisados para a mesma força de protensão.

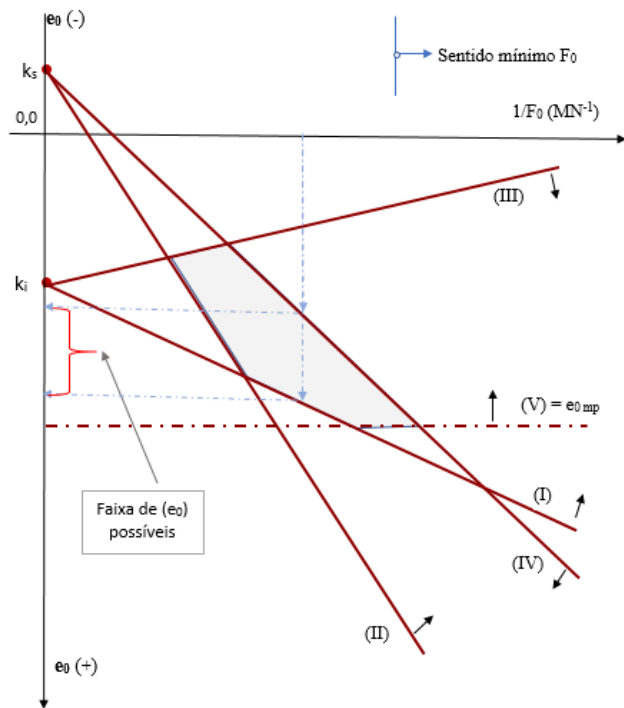


Fig. 59 Diagrama – Força fixada

- v. Por fim as inequações podem ainda ser usada para definir/otimizar propriedades da seção transversal. Supondo que, na condição de carregamento máximo, as tensões de tração e compressão de serviço não atinjam os limites máximos, isso indica que os módulos resistentes W_i e W_s são maiores do que o necessário. Pode-se então determinar valores mínimos desses módulos para os quais a tensão seja atingida exatamente, de forma semelhante as apresentadas no método genérico ELS e no método de Fauchart. A seguir são apresentadas fórmulas para seção mínima retiradas do livro de Naaman (Naaman, 2012). Ainda segundo esse autor essas equações foram primeiro obtidas por Guyon (Guyon, 1960) e aprimoradas por Nilson (Nilson, 1969) e pelo próprio Naaman (Naaman, 1976):

$$W_s \geq (M_M - \eta M_m) / (\bar{\sigma}_{cs} - \eta \bar{\sigma}_{ti})$$

$$W_i \geq (M_M - \eta M_m) / (\eta \bar{\sigma}_{ci} - \bar{\sigma}_{ts})$$

Após descrição das metodologias de Magnel, é interessante reforçar que inequações e diagramas são gerados para uma seção transversal somente. Todavia, ao determinar a força de protensão para uma seção crítica, assume-se também que a mesma força irá atuar para todo o vão. Dessa forma, é necessário determinar os limites das excentricidades ao longo do vão, sem violar as condições de tensão. Uma forma de verificar tais excentricidades é construir o diagrama de Magnel para as várias seções e selecionar os limites máximos e mínimos para cada.

No entanto, há um método mais elegante, envolvendo as definições de núcleo limite e fuso de passagem, conforme visto no item 3.3.2. Nesse ponto, é importante ressaltar o potencial em usar ambos os métodos de Magnel e Fauchart associados.

4 ESTUDOS DE CASO

4.1 PREMISSAS

O estudo trata da análise da protensão para as vigas longarinas isostáticas de projetos de obras de arte especiais (OAE). Foram adotados como referência projetos executivos de pontes e viadutos ferroviários, que, devido a grandeza dos carregamentos, usualmente tem como solução o concreto protendido.

Para cada projeto selecionado, foram aplicadas então duas etapas principais. Na primeira foi realizado o cálculo da protensão, com definição do par (F e e_0). Foram traçados os diagramas de Magnel para cada viga, considerando cada caso de tensão e definidas as força mínima e respectiva excentricidade para a seção crítica, comparando, ao final, com a protensão dos projetos originais. Em seguida, foram traçados fusos de passagem, de maneira mais simples por meio de envoltórias extremas, com objetivo de verificar o referido par adotado em projeto ao longo de todo o vão.

No entanto, ao estudar os fusos de passagem, foi identificada uma grande utilidade para auxílio nas verificações de tensão no estado limite de serviço, com prática visualização gráfica para as análises, considerando os pormenores usuais em projeto de OAE, para cada fase de carregamento.

Assim, na segunda etapa, foi aplicado o conceito dos fusos de passagem de maneira mais detalhada, com o objetivo de realizar uma análise de verificações de tensão no ELS. Para tanto foram comparadas as verificações de tensão realizadas por um método tradicional e por meio do método dos fusos de passagem.

Ao final da análise de cada viga, para os projetos não passantes em alguma das condições de tensão pré-estabelecidas, foram propostos ajustes da seção tipo de forma minuciosa, comparando com o cálculo de um módulo resistente mínimo, conforme conceitos apresentados no capítulo anterior.

4.2 PONTES FERROVIÁRIAS

Para o presente trabalho, foram adotados, como estudos de caso, projetos executivos de obras de arte especiais (OAE) da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL), localizada no estado da Bahia, no trecho de Ilhéus/BA até Barreiras/BA, e essencialmente voltada ao transporte de cargas. Essa ferrovia é de responsabilidade da VALEC Engenharia Construções e Ferrovias, Empresa Pública no Âmbito Federal, vinculada ao Ministério da Infraestrutura.



Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL) (VALEC, 2012)

Para os estudos, foram selecionados projetos que tivessem representatividade no âmbito dos eixos ferroviários citados. Dentre as OAE, foram escolhidos projetos de ponte e viadutos ferroviários que possuem trechos isostáticos de 35m, 30m e 25m. Ressalta-se que foram escolhidos projetos elaborados em épocas distintas, de lotes diferentes de construção. Para efeitos comparativos, os projetos possuem, em semelhança a seção transversal do tabuleiro.

4.2.1 SISTEMA ESTRUTURAL TIPO

Todos os projetos são elaborados tendo por base os normativos da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), dos quais destacam-se principalmente a norma de procedimento de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118, 2014), a de procedimentos de projeto de pontes de concreto armado e protendido (NBR 7187, 2003) e a de procedimentos de ações e segurança nas estruturas (NBR 8681, 2003). Foi utilizada também a norma de cargas móveis para projeto

estrutural de obras ferroviárias (NBR 7189, 1985), para definição da classe do trem-tipo de carregamento. Foi utilizado o TB-360 para todos os projetos. O sistema estrutural é constituído de superestrutura em concreto protendido com pelo menos um vão nas medidas escolhidas, simplesmente apoiado. A seção transversal tem 5,85 m de largura total, comportando via permanente de 4,65 m, para bitola larga (1,60 m), dois passeios laterais de 0,60 m de largura e refúgios espaçados longitudinalmente a cada 10,00 m, com guarda-corpos ao longo de todo comprimento.

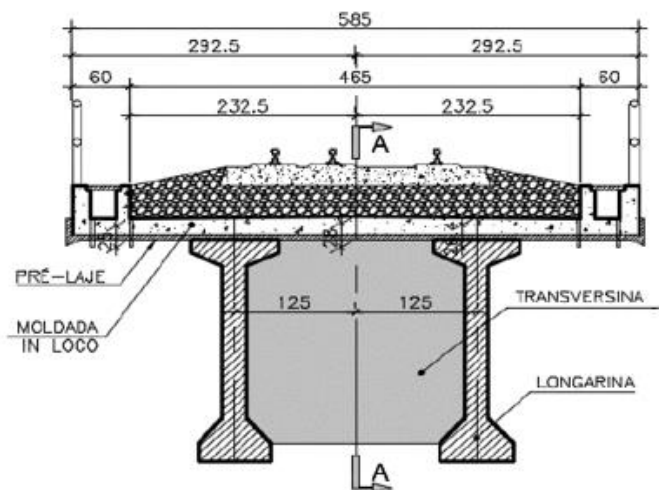


Fig. 60 Seção transversal tipo - OAE VALEC (VALEC, 2012)

Estruturalmente a seção transversal é constituída de: duas vigas em seção “I”, em concreto protendido, ligadas por vigas transversinas nas extremidades. Sobre elas é concretada a laje do tabuleiro, em concreto armado. São peças complementares também em concreto armado: as pré-lajes, as muretas para guarda-lastro e caixa de cabos, as placas para passeios e para refúgios. Os guarda-corpos são em estrutura metálica.

Acima da laje são lançado o lastro sobre o qual são assentados os dormentes, no qual, por sua vez está fixado os trilhos. A carga móvel terá posição fixa nos trilhos e será transmitida a estrutura, passando pelos dormentes, por meio do lastro. Devido a essa posição fixa, é comum nos projetos ferroviários o uso de somente duas vigas longarinas, considerando que cada uma praticamente absorve de forma direta a carga de cada eixo do trem tipo.

Para cada projeto de referência, foram adotadas as seções transversais das vigas longarinas conforme critérios de cada projetista. Foram obtidos, ainda, dados como carregamentos, esforços e valores de perdas de protensão.

É comum em um projeto desse tipo dividir as seções a cada décimo do vão (Tab. 62), para fins de análise, verificação e construção. Para o presente trabalho, a primeira etapa do estudo de caso foi realizada para a seção mais crítica, seção do meio do vão (S5), enquanto para a segunda etapa as verificações são feitas para as demais seções, considerando o vão completo.

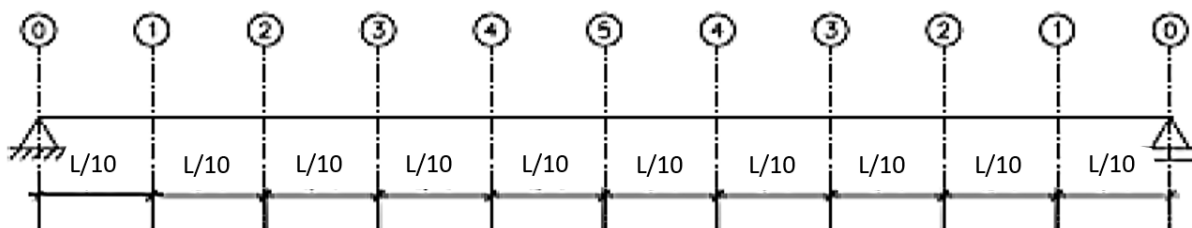


Fig. 61 Divisão do vão em décimos

A figuras a seguir mostram um padrão de desenho de viga, representada até a sua metade, considerando a simetria. É possível verificar a variação da seção transversal e a distribuição de cabos ao longo do comprimento da viga, comum para vigas isostáticas como as do estudo.

A seções maiores nas extremidades se devem à necessidade de adequação das ancoragens dos cabos. Nas seções seguintes é necessária uma variação de área, como transição até a seção do meio do vão. É interessante notar também a variação do posicionamento dos cabos, das ancoragens até a posição ideal no meio do vão, onde consta a excentricidade calculada e_0 .

Para o presente trabalho foram consideradas a viga com seção única para todo o vão, para fins de simplificação de análise e por estar a favor da segurança. Além disso, como mencionado, nas seções maiores os fatores preponderantes são os de cunho construtivo.

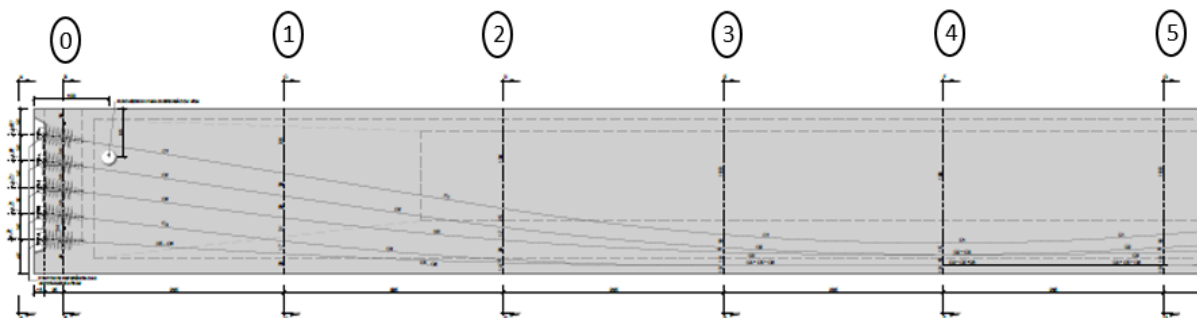


Fig. 62 Elevação geral viga tipo

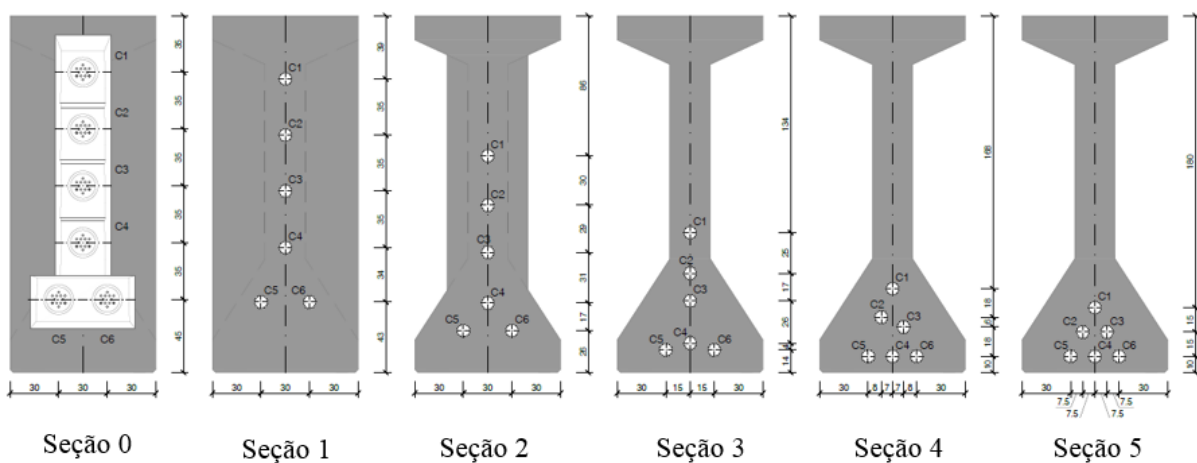


Fig. 63 Seções transversais viga tipo

4.2.2 PROJETOS SELECIONADOS

Como projetos de referência, para fornecimento de dados e premissas, foram utilizados os seguintes projetos:

1. Vão de 35m: Ponte Ferroviária Rio São Francisco (VALEC, 2013)

Localizado entre o quarto e o quinto lote de construção da ferrovia, é atualmente a maior ponte ferroviária da América Latina, com extensão total de 2,9km. Possui 80 vãos isostáticos (35m cada) mais o trecho navegável composto por estrutura hiperestática com três vãos

executados pelo método dos balanços sucessivos. O vão central tem 50m e os vão de equilíbrio 30m cada.



Fig. 64 Vista da ponte fase de construção e após conclusão



Fig. 65 Vista longitudinal esquemática

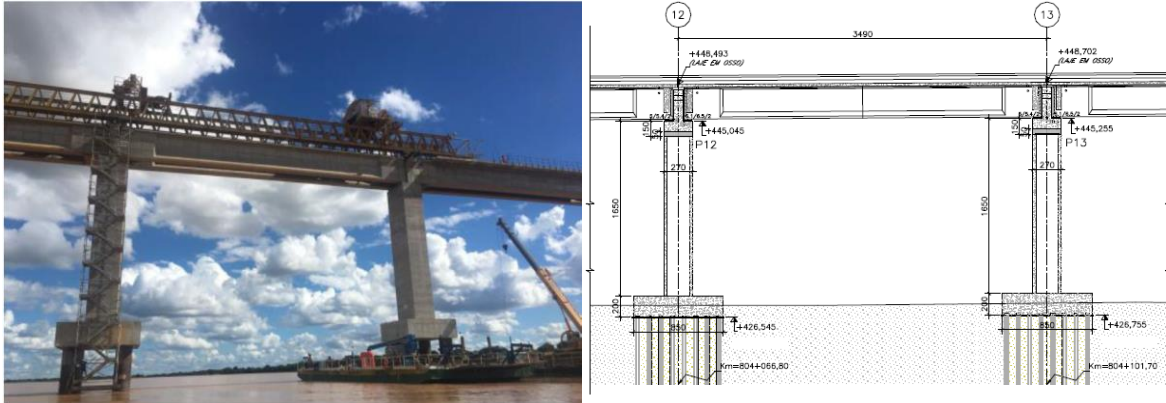


Fig. 66 Vão isostático - projeto e construção

2. Vão de 30m: Viaduto Ferroviário - BA 120 (VALEC, 2014)

Localizada no primeiro lote de construção da Ferrovia, é um viaduto de vão único para transposição de linha simples da rodovia BA 120. Com 56,65m de extensão no total é composto por um vão isostático de 30,0m, e encontros aporticados de 13,25m, cada. A obra foi paralísada tendo sido realizadas apenas as fundações. A seguir é apresentado um esquema de elevação geral do projeto.

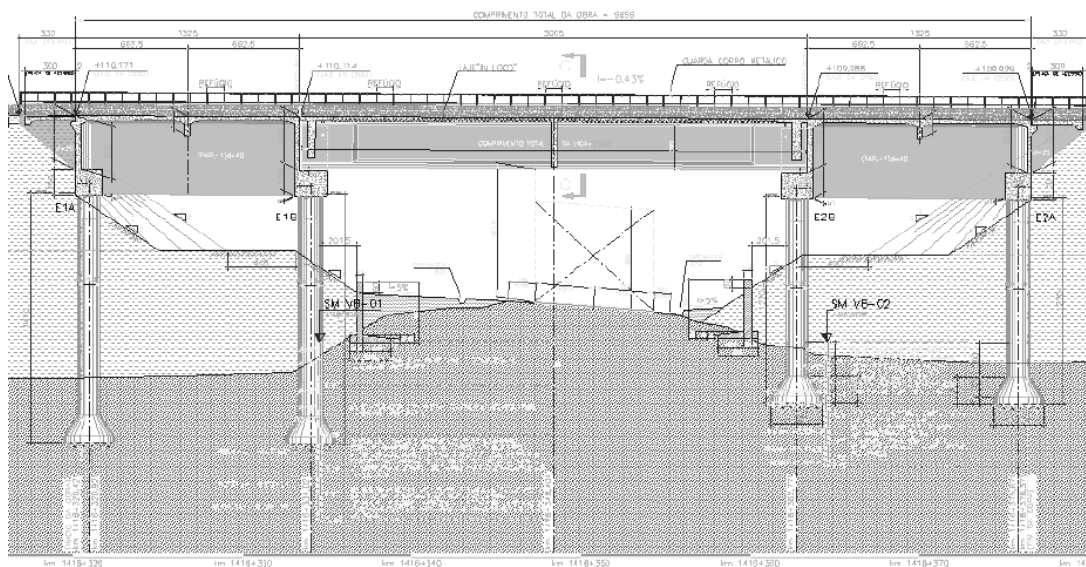


Fig. 67 Esquema elevação geral Viaduto BA 120

3. Vão de 25m: Viaduto Ferroviário – BR 116 (VALEC, 2012)

Localizada no segundo lote de construção da Ferrovia, é um viaduto de vão duplo para transposição de linha dupla da rodovia BR 116. Com 50m de extensão total, é composto por

dois vãos isostáticos de 25m. É apoiado em sapatas de concreto armado ancoradas em maciço de terra armada.

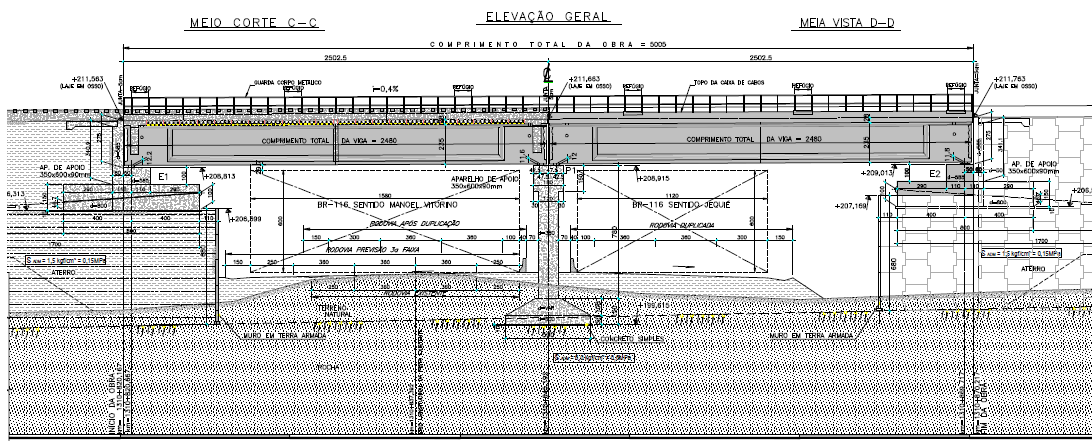


Fig. 68 Esquema da elevação geral - Viaduto BR 116



Fig. 69 Viaduto BR 116 - concluído

Nos itens seguintes, serão apresentadas as análises para cada viga. A primeira a ser apresentada será a viga do vão de 35m, seguida dos de 30m e 25m. Todo o procedimento de análise para a primeira viga foi apresentado de forma detalhada, com descritivos de cada passo, apresentado premissas, resultados e comentários. No entanto, para simplificação, as vigas dos vãos de 30m e 25m, por utilizarem de premissas e passos semelhantes serão apresentadas de maneira mais enxuta que a primeira, com foco nos resultados e comentários das análises.

4.3 VIGA 35M (CASO GERAL)

4.3.1 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO

4.3.1.1 Construção dos Diagramas

A partir dos projetos de OAE selecionados, aplicaram-se os conceitos apresentados no capítulo 3, mais especificamente no item 3.3.3. O objetivo foi aplicar os conceitos desenvolvidos por Magnel para obter uma força de protensão e uma faixa possível para posicionamento dos cabos.

Para tanto, parte-se do conjunto de inequações apresentados no referido item, que explicitam a variável para excentricidade e_0 em função da razão $1/F$. Para construção dos diagramas as inequações deverão ser preenchidas. Nos itens seguintes serão apresentadas as premissas, condições e valores para o preenchimento de cada

I	$e_0 \leq k_i + (1/F_0)(M_m - \bar{\sigma}_{ti} W_s)$
II	$e_0 \leq k_s + (1/F_0)(M_m + \bar{\sigma}_{ci} W_i)$
III	$e_0 \geq k_i + (1/(F \text{ or } \eta F_0))(M_M - \bar{\sigma}_{cs} W_s)$
IV	$e_0 \geq k_s + (1/(F \text{ or } \eta F_0))(M_M + \bar{\sigma}_{ts} W_i)$
V	$e_0 \leq e_{0\text{mp}} = y_i - d_{c\text{min}}$ (máxima excentricidade prática)

Fig. 70 Referência a Tab. 2 - Inequações para desenho do diagrama de Magnel

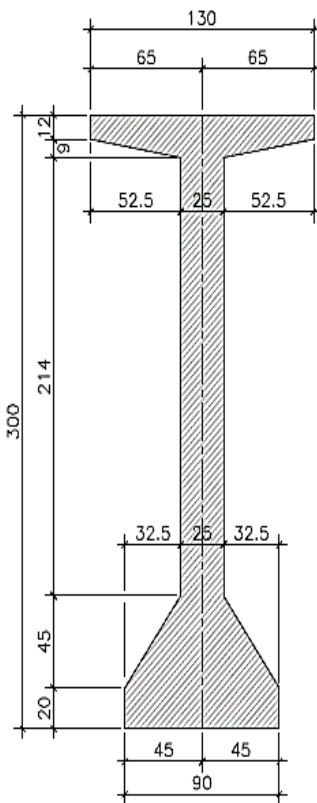
Destaca-se que para os cálculos desenvolvidos pelas inequações acima, o parâmetro relativo à força foi adotado como F_0 , na qual já são consideradas as perdas imediatas. Para melhor esclarecimento, apresenta-se a seguir a nomenclatura de forças para este trabalho.

Tab. 3 Forças de protensão - definição

F_i	Força inicial aplicada, sem perdas
F_0	Força aplicada, descontadas as perdas imediatas
F_∞	Força aplicada, descontadas as perdas diferidas

Primeiramente, são consideradas, para construção do diagrama, as características geométricas correspondentes à seção cheia (área seção da viga isolada somada a área da seção da laje), para a seção do meio do vão (S5).

Tab. 4 Características Geométricas – Seção S5 (seção conjunta) – Viga 35m



	Viga 35m
A (m ²)	1,975
I (m ⁴)	2,749
h (m)	3,00
h _{laj} (m)	0,265
h _t (m)	3,265
v' _{laj} (m)	1,177
v' (m)	0,912
v (m)	2,088
W _{slaj} (m ³)	2,335
W _s (m ³)	3,013
W _i (m ³)	1,317
ρ (rend.)	0,566
ρv' _{laj} (m)= k _{slaj}	-0,667
ρv' (m)= k _s	-0,517
ρv (m)= k _i	1,182
d (m)	0,100

Fig. 71 Seção S5 (seção isolada)

Para os limites de tensão, são considerados os valores de 0,7fck para compressão e 1,2fctm para tração. Esses limites adotados são referentes às fases construtivas. Contudo, são adotados, nesse primeiro momento, apenas para fins de explicação da construção do ábaco, uma vez que são menos restritivos tanto para tração quanto para compressão. Este será identificado como Caso 1 para fins de apresentação ao longo do trabalho. Assim, associados à nomenclatura utilizada para o ábaco, os limites são apresentados da seguinte forma:

Tab. 5 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 35m

$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85

No que se refere aos esforços, são considerados os esforços para a fase de utilização das OAE, considerando já concretadas e lançadas vigas e lajes. Assim, o momento mínimo contempla peso próprio da viga mais os pesos próprios da laje e da transversina. Enquanto o momento máximo representa o total de cargas em serviço, considerando peso próprio viga, peso próprio laje e transversina, sobrecargas permanentes e carga móvel. Nesse primeiro caso é adotada uma combinação rara de ações, com o coeficiente $\psi_1 = 1,0$.

Tab. 6 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 35m

	Momento (kNm)
	Caso 1
peso próprio viga	4276
peso laje + transversinas	2637,8
sobrecarga permanente	4422,7
carga móvel	13212,7

Tab. 7 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 35m

Momento Mínimo (kNm)	6913,8
Momento Máximo (kNm)	24549,2

Assim, com relação às perdas, para as inequações associadas ao momento mínimo, são consideradas as perdas imediatas. Já para as inequações associadas ao momento máximo são consideradas as perdas totais, imediatas mais diferidas. Ressalta-se que foram extraídos dos projetos as perdas para cada cabo, para cada seção. Todavia, será considerada, então, uma média das perdas calculadas por cabo no projeto, tendo como referência a seção S5.

Tab. 8 Perdas de protensão - Viga de 35m

Viga 35m	
perdas instantâneas	0,078
perdas diferidas	0,2009
perdas totais	0,2789
η (perdas totais)	0,078

Apresenta-se, então, o diagrama construído para a viga de 35m. No diagrama, o eixo Y representa a excentricidade e_0 (m) enquanto o eixo X a razão $1/F_0$. As retas que representam as inequações estão identificadas à direita do diagrama.

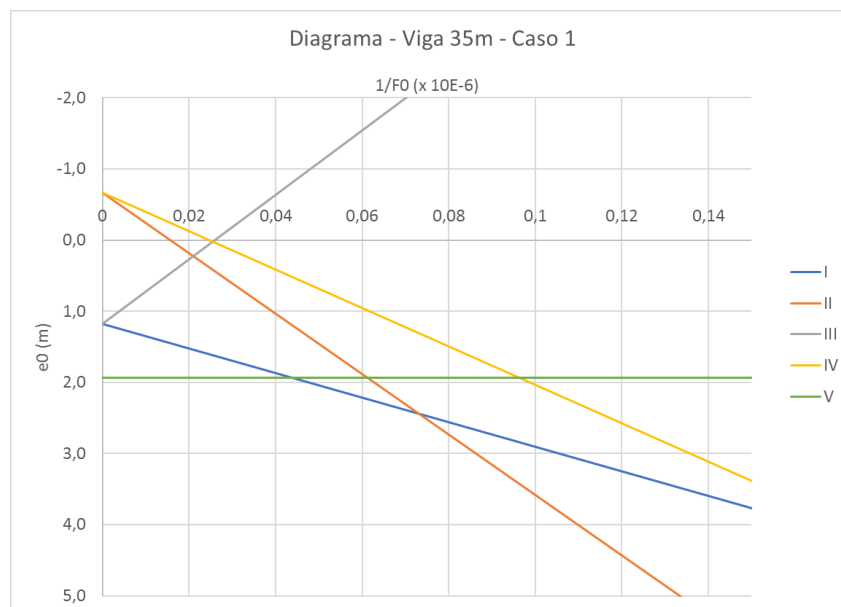


Fig. 72 Diagrama – Viga 35m – Caso 1

A partir do diagrama elaborado, identificam-se as quatro retas que representam as quatro inequações iniciais (inequações I a IV). O domínio de viabilidade é discriminado pela área hachurada.

É importante ressaltar a limitação geométrica, representada pela reta V, que restringiu a área em comento. Essa limitação foi calculada considerando o limite máximo para posicionamento dos cabos, respeitando o cobrimento adotado. Foi, então, adotado o valor de $e_0 = 1,938\text{m}$ a partir do C.G da peça, na direção do bordo inferior, para a seção cheia.

Para definir a força de protensão a ser adotada, toma-se, de preferência o menor valor possível de F_0 . A princípio, o menor valor possível é dado pelos encontros das retas I e IV, caso

não haja restrição geométrica. Caso contrário, o menor valor é dado pelo encontro das retas IV e V. No caso em estudo, o ponto ótimo da abscissa $1/F_0$ foi dado pelo encontro das retas IV e V, resultando no valor de 0,096, o que representa uma força F_0 de 10.371,1 kN.

Em resumo, isso significa que para resistir a envoltória de momentos máximo e mínimo, de modo que os limites de tensão pré-estabelecidos sejam respeitados, nos bordos inferior e superior, deve-se adotar uma força de protensão na peça com valor mínimo de 10.371,1 kN, a uma distância de 1,938m do CG, considerando a seção S5.

4.3.1.2 *Diagrama para estados limites de serviço*

Ressalta-se que o valor de 10.371,1 kN foi obtido para os limites de tensão para o Caso 1, estipulados para fins explicativos com objetivo de obter um nível menos restritivo de tensões.

No entanto, para estipular os critérios de tensão limite deve-se seguir as orientações da NBR 6118, no item 13.4.2, mais especificamente na tabela 13.4. Nesse item da norma são estipulados limites de tensão com o objetivo de limitar fissuração e proteger a armadura, garantindo durabilidade a peça. Assim os limites são dados em função do tipo de concreto estrutural, da classe de agressividade ambiental e nível de protensão.

As combinações de carregamentos são dadas pela NBR6118/2014, item “11.8.3.2 – Combinações de serviços usuais”, ou pela NBR 8681/2003, item “5.1.5 Combinação de utilização das ações”.

Para o presente trabalho, foi adotada protensão para o nível 3, protensão completa. Assim, deve-se verificar as exigências dos seguintes estados limites de serviço:

- a) Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) para uma combinação rara de ações;
- b) Estado limite de Descompressão (ELS-D) para uma combinação frequente de ações.

Os limites descritos acima serão identificados como Caso 2 e Caso 3, respectivamente, com o objetivo de simplificar notações ao longo do trabalho.

Com relação aos extremos de tensão, para o ELS-F, deve ser adotada metade da resistência característica do concreto para o limite de compressão ($0,5f_{ck}$) e a resistência a tração média do concreto (f_{ctm}) como limite de tração.

Com relação aos extremos de tensão, para o ELS-D, também deve ser adotada metade da resistência característica do concreto para limite de compressão ($0,5f_{ck}$), porém o limite de tração deve ser estabelecido como nulo.

Assim, apresenta-se a seguir as premissas de forma resumida para os três casos, referentes as tensões limites.

Tab. 9 Tensões limites – Casos 1 a 3

	Caso 1	Caso 2	Caso 3
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00

Para as combinações de ações, serão utilizados os coeficientes da tabela 6 da NBR 8681, referentes ao item “Pontes ferroviárias especializadas” ($\psi_1 = 1,0$ e $\psi_2 = 0,6$).

De acordo com o item 5.1.5. da NBR 8681, na combinação frequente de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Q1,k} \quad \text{Eq. 82}$$

Já para a combinação rara de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor característico e todas demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot F_{Q1,k} \quad \text{Eq. 83}$$

Considerando que a ação variável principal para a presente análise é a carga móvel, que não há outros tipos de cargas variáveis e que o coeficiente para valor frequente é 1, os valores para combinações de ações frequentes e raras serão iguais. Assim, restam válidos os apresentados na Tab. 6 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 35m.

As demais premissas, relativas a características geométricas, perdas e limite máximo para excentricidade permanecem inalteradas, como no caso 1. Nas figuras seguintes apresenta-se, então, os diagramas elaborados para os casos 2 e 3.

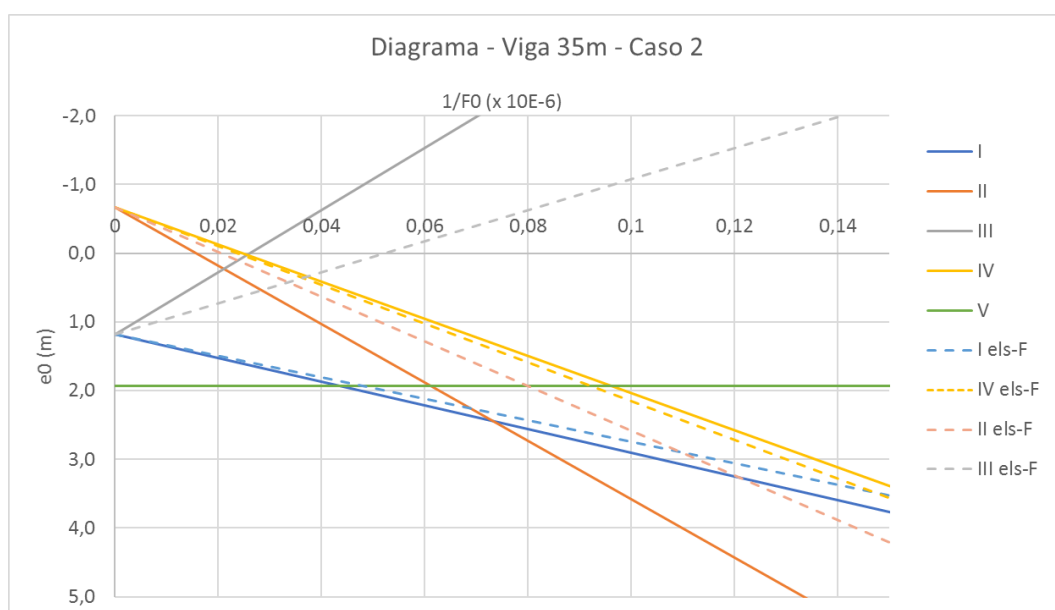


Fig. 73 Diagrama – Viga 35m – Caso 2

As linhas contínuas representam o caso 1, mantido como referência inicial. As linhas tracejadas representam as retas traçadas para o Caso 2. Observa-se que as retas do caso 2 são ligeiramente deslocadas das originais, no sentido interior da área, restringindo o domínio inicial.

Tal restrição do domínio reflete nada mais que a restrição imposta pelos limites de tensão. A redução das tensões limites de compressão, de 24,50 para 17,50, e de tração, de -3,85 para -3,21 resultam em uma gama menor de valores possíveis para solução do problema.

Pelo diagrama é fácil verificar que a restrição de tensão pode acarretar uma necessidade de maior efeito da protensão. Mantida a excentricidade, esse efeito viria diretamente do aumento da força. Observa-se que o ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão é deslocado para esquerda. O valor da abscissa passa então de 0,096 (Caso 1) para 0,092 (Caso 2), o que resulta em um aumento de força de 10371,1 kN (Caso 1) para 10821,2 kN (Caso 2).

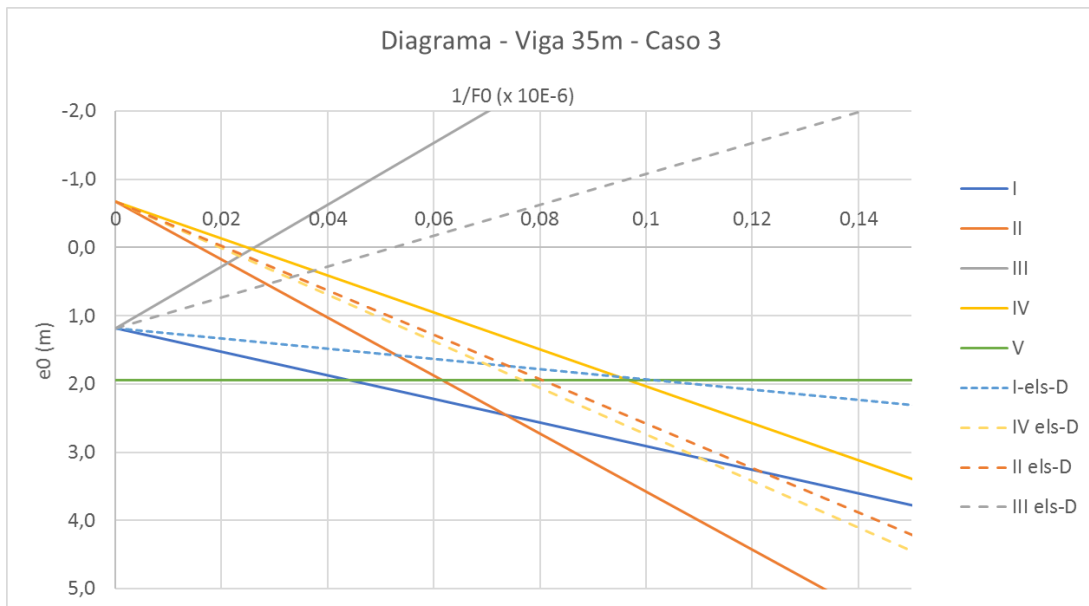


Fig. 74 Diagrama – Viga 35m – Caso 3

A mesma dinâmica ocorre para o Caso 3. As retas de forma geral deslocam-se no sentido interior da área. As retas referentes aos limites de tensão de compressão (I e II) se mantêm inalteradas do Caso 2, uma vez que a tensão limite permanece com o mesmo valor. Já as retas referentes aos limites de tensão de tração (III e IV) têm um deslocamento acentuado, uma vez que o limite foi a zero. Esse deslocamento foi tamanho que as retas II e IV se cruzaram fazendo com que o domínio reste inexistente. Isso significa que para as condições dadas de geometria e limites tensões não há uma solução de protensão (força e excentricidade) viável.

Apenas para efeitos comparativos, caso a solução fosse viável, o ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão poderia ser dado pelo encontro das retas I e IV. O valor da abscissa passa então de 0,096 (Caso 1) para 0,068 (Caso 3), o que resulta em um aumento de força de 10371,1 kN (Caso 1) para 14672,0 kN (Caso 3).

Comparando os três diagramas, verifica-se que, conforme se aumenta a restrição das tensões limites, menor é o domínio de viabilidade. Reduz-se a gama de pontos correlacionados $1/F_0$ e e_0 para solução de protensão no dimensionamento da viga. Além disso, essa restrição provoca gradual aumento do efeito necessário da protensão para atender aos limites de tensão. Esse aumento pode, em tese, ser dado tanto majorando a força de protensão como elevando a excentricidade. Para o presente estudo, considerando que já é adotada a máxima excentricidade possível, resta aumentar a força de protensão.

A figura a seguir, apresenta os diagramas de cada caso sobrepostos, para facilitar a visualização do aumento de restrição. Esse diagrama foi traçado para mostrar como seria a restrição de força caso todos os casos fossem possíveis. A Tab. 10Tab. 39 mostra a evolução dos valores obtido para a força de protensão.

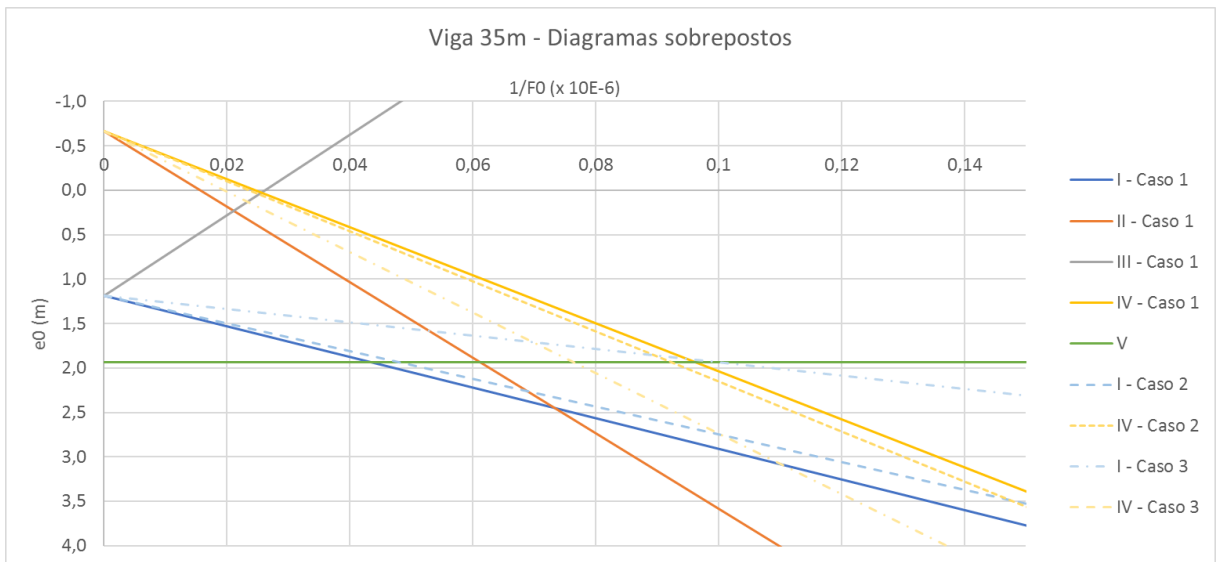


Fig. 75 Diagrama – Viga 35m – Casos sobrepostos

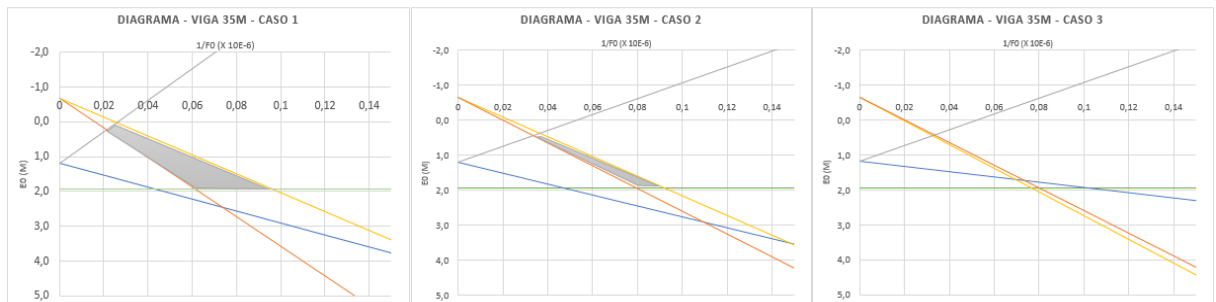


Fig. 76 Diagramas – Viga 35m – Restrição das áreas de viabilidade

Verifica-se que o ponto de força mínima, dado pelo encontro das retas IV e V desloca-se para esquerda (aumento de força). Inclusive, no caso 3, o deslocamento é tamanho que a

força de protensão não é dada pela limitação geométrica, mas sim pelo encontro das retas I e IV, que representam os limites de tração.

Tab. 10 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 35m

	Viga 35m			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Projeto
$1/F_0$ (MN)	0,096	0,092	0,068	-
F_0 (MN)	10,3711	10,8212	14,672,0	-
F_0 (kN)	10371,1	10821,2	14672,0	12244,2

Ressalta-se que no projeto utilizado como referência, o projetista adotou uma força de 12.244,2 kN. Essa força é superior ao caso 2 (ELS-F) porém inferior ao caso 3 (ELS-D). Isso demonstra que o projetista não utilizou o critério ELS-D.

Os diagramas com as áreas hachuradas foram traçados para destacar os domínios de viabilidade em cada caso. Verifica-se que os domínios para os possíveis valores de e_0 e $1/F_i$ são reduzidos do caso 1 para o 3. Verifica-se que para o caso 3, não há área de viabilidade possível, devido ao cruzamento das linhas II e IV, o que significa que o critério ELS-D não foi atendido. Podem ser necessárias modificações como de geometria ou mesmo de protensão.

Na realidade, será visto mais a frente que no projeto foi considerado o estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), que é um meio termo entre os casos 2 e 3. Nesse estado, é permitida uma parcela de tração no bordo inferior, desde que obedecido o item 3.2.6 da NBR6118. Assim, por permitir um pouco de tração no bordo inferior, essa condição torna-se menos restritiva que a de tração nula do ELS-D, o que resulta em uma força de protensão necessária menor que a do caso 3.

4.3.1.3 Determinação do fuso para validação da força F_0

Primeiramente, é importante ressaltar que a definição do par (F e e_0), por meio dos diagramas foi realizado apenas para a seção S5. Contudo, é necessário verificar o par para a totalidade da viga. Para tanto, determina-se a faixa de posições possíveis para o cabo ao longo

da viga, o fuso de passagem. Para construção do fuso, consideram-se as mesmas premissas adotadas na construção diagrama.

Nesse momento, é importante traduzir em números de cabos a força de protensão calculada. Para tanto, é necessário determinar o tipo de aço adotado, bem como o tipo de cordoalha, com nº de fios e respectivo diâmetro. Os catálogos das empresas fornecedoras do serviço de protensão são de grande auxílio.

Foi adotada, para a presente análise, pós tração com aço tipo CP190RB, em consonância com os projetos de referência. Definido o aço de protensão, obtém-se os valores limites da força de esticamento dos cabos, utilizando o item 9.6.1.2 da NBR 6118/2014. Deve-se usar o menor dos valores entre $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{ytk}$, como tensão máxima aplicável, para o caso em estudo, no ato da protensão. A partir desses limites define-se a tensão inicial (f_{pt}) a ser aplicada no cabo, ou seja, na operação de protensão. Ressalta-se que, para melhor aproveitamento do material empregado, considera-se que é aplicado o máximo de tensão que o a NBR6118 permite, para cada aço. Assim a tensão aplicada representa a tensão resistente do aço.

Tab. 11 Tensão inicial aplicada

Aço CP 190 RB	
f_{ptk} (Mpa)	1900
f_{ytk} (Mpa)	1710
$0,74f_{ptk}$	1406
$0,82f_{ytk}$	1402,2
f_{pt} (Mpa)	1402,2

Também em consonância com o projeto de referência foram adotadas cordoalhas de 12,7mm, com área mínima de 98,6 mm². A partir da área e da tensão resistente inicial é possível calcular a força resistente inicial para uma cordoalha, bem como os valores de força descontadas as perdas.

Tab. 12 Força inicial adotada para 1 cordoalha

F_i cordoalha (kN)	138,3
F_0 cordoalha (kN)	127,5
F_∞ cordoalha (kN)	99,7

A partir da força resistente de cada cordoalha e da força total necessária obtida pelo diagrama (vide Tab. 10), calcula-se o número total de cordoalhas necessárias.

Por fim, para calcular o número de cabos, é necessário definir a quantidade de cordoalhas por cabo que será utilizada. Normalmente, o número de cordoalhas por cabo é limitado pelo tipo de ancoragem disponível. Os catálogos dos fornecedores de protensão na região da obra são indispensáveis nesse momento. Para a análise, foram adotados cabos de 12 cordoalhas, conforme projeto de referência. Ressalta-se que devido ao arredondamento do número de cabos os valores das forças devem ser atualizados.

Tab. 13 Número de cordoalhas e Força total – Viga 35m

	Viga 35m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
F_0 (kN)	10371,1	10821,2	14672,0
F_0 cordoalha (kN)	127,47	127,47	127,47
n° cordoalhas	82	85	116
n° cabos de 12φ12,7 (calc.)	6,83	7,08	9,67
n° cabos de 12φ12,7 (arred.)	7	8	10
F_0 (kN) atualizado	10707,72	12237,40	15296,75

O valor das forças e o respectivo número de cabos nas tabelas referem-se a uma força mínima necessária para atender aos limites de tensão estipulados para cada caso. No projeto de referência foram adotados 8 cabos de 12 cordoalhas, o que, novamente demonstra atendimento ao caso 2, mas não ao caso 3.

Assim, os fusos foram traçados conforme número de cabos (8 cabos) adotados no projeto de referência para efeitos comparativos. Assim, a tabela a seguir mostra as respectivas forças e tensão (no C.G) para 8 cabos.

Tab. 14 Força total adotada – Viga 35m

F_0 (kN)	12237,40
F_∞ (kN)	9570,92
σ_{g0} (Mpa)	6,20
$\sigma_{g\infty}$ (Mpa)	4,85

A partir dessas tensões calculadas é possível calcular os contornos do núcleo limite (c, -c), conforme. Para as demais variáveis necessárias, usa-se os limites de tensão conforme caso e os valores de k_s e k_i da Tab. 3. Os valores são apresentados na tabela a seguir:

Tab. 15 Valores para o núcleo limite (c' e -c) em metros – Viga 35m

	Viga 35m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
$c' (a'2) / cs$	4,794	3,087	3,087
$c' (a2) / ts$	1,197	1,108	0,667
$c (a'1) / ti$	1,917	1,795	1,182
$c (a1) / ci$	1,969	1,216	1,216
c'	1,197	1,108	0,667
$-c$	-1,917	-1,216	-1,182

A partir desses valores, desconta-se a razão momento sobre força de protensão (considerando as fases mínimo e máximo com as respectivas forças) para obter o fuso de passagem. Para os momentos foi utilizada o valor do esforço em cada seção. Junto ao fuso, para efeitos comparativos, foi plotado em cinza o cabo representante conforme posição média dos centros de gravidades dos cabos adotados em projeto. Em linha pontilhada foram plotados os contornos geométricos da viga e da laje.

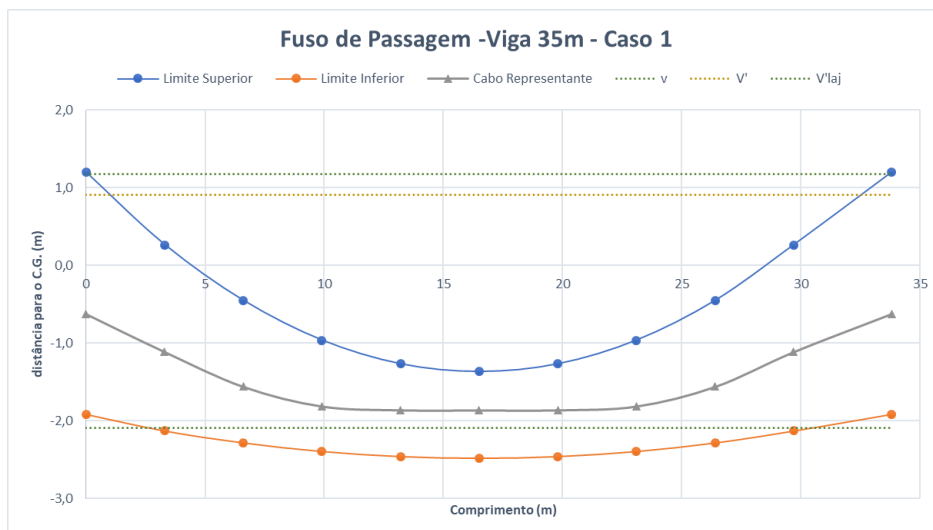


Fig. 77 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 1

Tab. 16 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 1

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	1,197	-1,917
s1	0,932	0,214	0,265	-2,131
s2	1,648	0,367	-0,452	-2,285
s3	2,160	0,477	-0,963	-2,394
s4	2,465	0,543	-1,269	-2,460
s5	2,565	0,565	-1,368	-2,482
s6	2,465	0,543	-1,269	-2,460
s7	2,160	0,477	-0,963	-2,394
s8	1,648	0,367	-0,452	-2,285
s9	0,932	0,214	0,265	-2,131
s10	0,000	0,000	1,197	-1,917

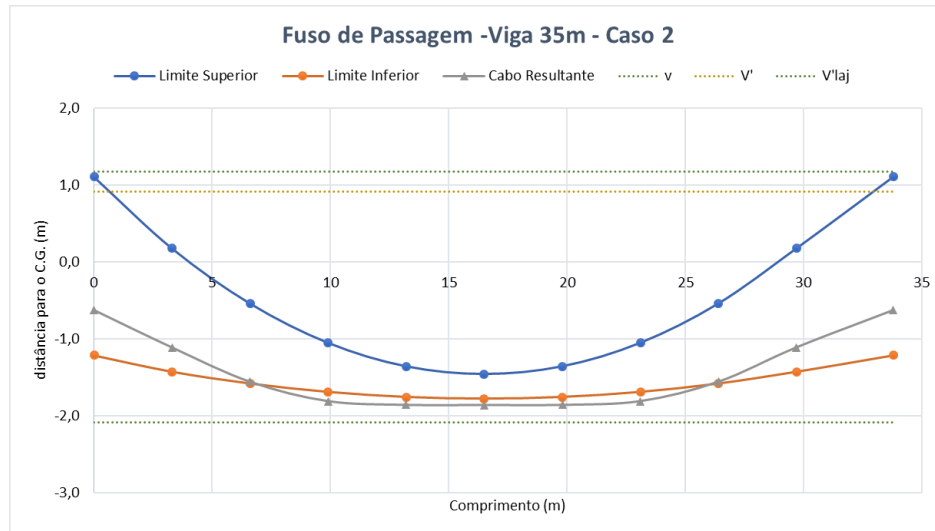


Fig. 78 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 2

Tab. 17 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 2

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	1,108	-1,216
s1	0,932	0,214	0,177	-1,430
s2	1,648	0,367	-0,540	-1,583
s3	2,160	0,477	-1,051	-1,693
s4	2,465	0,543	-1,357	-1,759
s5	2,565	0,565	-1,457	-1,781
s6	2,465	0,543	-1,357	-1,759
s7	2,160	0,477	-1,051	-1,693
s8	1,648	0,367	-0,540	-1,583
s9	0,932	0,214	0,177	-1,430
s10	0,000	0,000	1,108	-1,216

Para o caso 1, verifica-se que o cabo representante está completamente dentro dos fusos. Isso demonstra que a excentricidade adotada para o cabo ao longo de todo o vão, juntamente a força de protensão escolhida proporcionam efeitos de protensão que respeitam os limites de tensão pré-estabelecidos. No fuso para o caso 2 é possível visualizar o efeito da restrição de tensão, a faixa do fuso fica mais estreita, tanto pelo rebaixamento do limite superior, quanto pelo alteamento do limite inferior. E assim, o cabo representante fica um pouco fora do limite em algumas seções. O cabo poderia ser ligeiramente alteado para ficar completamente dentro do fuso.

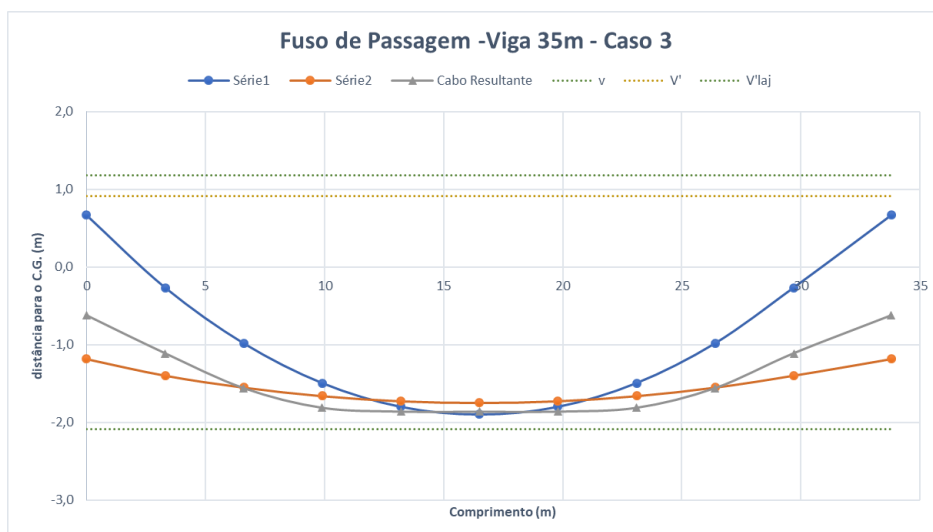


Fig. 79 Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 3

Tab. 18 Valores Fuso de Passagem – Viga 35m – Caso 3

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	0,667	-1,182
s1	0,932	0,214	-0,265	-1,396
s2	1,648	0,367	-0,982	-1,550
s3	2,160	0,477	-1,493	-1,659
s4	2,465	0,543	-1,799	-1,725
s5	2,565	0,565	-1,898	-1,747
s6	2,465	0,543	-1,799	-1,725
s7	2,160	0,477	-1,493	-1,659
s8	1,648	0,367	-0,982	-1,550
s9	0,932	0,214	-0,265	-1,396
s10	0,000	0,000	0,667	-1,182

Com relação ao Caso 3, nota-se que o limite superior fica abaixo do limite inferior, entre as seções 10 e 20. Isso demonstra que a força escolhida, para a excentricidade dada, produziu efeitos de protensão que desrespeitaram os limites de tensão pré-estabelecidos. Novamente, fica visível que o projeto não foi elaborado para o caso 3, em conformidade com a análise pelos diagramas.

Vale lembrar que o fuso para o caso 3 foi desenhado para uma força de 8 cabos de 12 cordoalhas. Caso desenhado para 10 cabos, o fuso teria configuração conforme mostrado na Fig. 103. Mesmo assim, por pouca diferença, o fuso não se torna possível, as linhas dos limites

superior e inferior se cruzam. Além disso, o cabo representante ainda ficou bem abaixo dos limites.

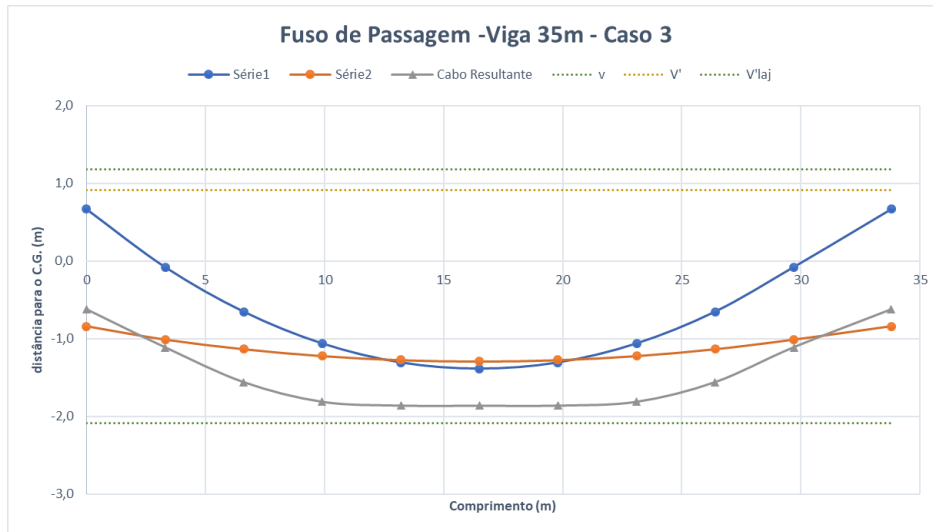


Fig. 80 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3 com alteração de F_0

Essa inviabilidade do fuso confirma que, possivelmente, o projeto não foi pensado para esse estado limite de serviço. Alterações mais robustas, na geometria da seção, na resistência do concreto ou mesmo na protensão em si, podem ser necessárias para viabilizar uma solução de protensão.

Por fim, destaca-se que os fusos ora desenhados foram traçados como o objetivo de verificar as forças de protensão obtidas pelo projeto de referência, ao longo de todo o vão, partindo de envoltórias extremas de carregamentos e tensões.

Para isso foram consideradas premissas mais generalistas de condições limites para o estado limite de serviço, bem como foi considerada uma envoltória de combinações extremas para a peça, na qual há de um lado um carregamento externo mínimo associado ao máxima protensão e de outro há um carregamento externo máximo associado a uma protensão mínima.

Assim, fica demonstrado o princípio básico do método proposto, de usar conjuntamente os conceitos dos diagramas de Magnel e os fusos de passagem. Primeiramente calcula-se a força por meio dos diagramas e depois verifica-se essa força ao longo de todo o vão partindo de uma envoltória de combinações extremas.

No item de análise de tensões por fusos, os fusos serão aplicados com maior nível de detalhe, considerando as diversas fases de carregamento, suas respectivas idades, bem como a resistência limite do concreto para cada idade. No entanto, o objetivo principal não será o mesmo de somente verificar uma força de protensão, mas sim de realizar as verificações de tensões por cada seção no décimo do vão, para estados limites de serviços, que são necessárias e recorrentes num processo de projeto.

4.3.2 ANÁLISE DE TENSÕES

4.3.2.1 *Definição de envoltórias e Análise tradicional*

Após calcular as forças de protensão, definir a unidade de protensão, a quantidade de cabos e verificar possíveis posicionamentos para o cabo representante, deve-se alocar os cabos ao longo da viga, adequar os valores das perdas e então calcular as tensões nos bordos da seção transversal para os limites de protensão que foram definidos, de acordo com o tipo de protensão.

Em um método tradicional de projeto são verificadas as tensões, devidas às diferentes combinações de carregamentos, consideradas nos bordos inferior e superior, para cada seção transversal da viga (nos décimos do vão), considerando cada fase de carregamento.

Para essa etapa, são calculadas as tensões em cada bordo. Devemos conhecer os valores de algumas variáveis: a força de protensão, a sua excentricidade, o momento devido à força de protensão; as características geométricas das seções, como área e módulos resistentes, e, por fim, os carregamentos externos adotados. Devem ser consideradas, ainda, as perdas de protensão.

Deve-se destacar que algumas das variáveis mudam conforme cada fase de carregamento, como as características geométricas e momentos externos por exemplo. Assim, deve-se calcular as tensões para cada fase.

Primeiramente, deve-se definir os limites de tensão a serem usados como referências para as verificações. Para tanto, recorre-se a NBR 6118, no item 13.4.2, mais especificamente na tabela 13.4. Foram verificadas tensões nos estados limites de serviço de acordo com os casos de análise definidos como 2 e 3, conforme item 4.2.1.2.

Além desses limites de tensão diretamente relacionados à uma etapa de utilização da peça, deve-se também verificar as tensões em etapas construtivas. Uma das etapas construtivas mais importantes a serem verificadas é a operação de protensão. Nessa fase, há grande possibilidade de ocorrer uma combinação de forças elevadas de compressão, em idades em que o concreto ainda tem resistências menores que a característica. Nesse sentido, na NBR 6118/2014, item 3.2.7 há a previsão do Estado limite de Compressão excessiva (ELS-CE), usual no concreto protendido na ocasião da aplicação da força de protensão. Tal verificação é realizada conforme item 17.2.4.3.2.a, da mesma norma, que apresenta critérios para verificação simplificada no ato da protensão, para segurança em relação ao estado limite último. Esses limites estão representados pelo caso 1.

Tab. 19 Tensões limites por casos de análise

	Caso 1	Caso 2	Caso 3
	ELS-CE	ELS-F	ELS-D
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00

Com relação às características geométricas, foram adotadas as mesmas premissas do item 4.2.1.

No que se refere aos esforços, deve-se partir de uma combinação de ações definida. Foram utilizadas definições de combinação conforme caso de análise 2 e 3, no item 4.2.1.2.

Considerando que a ação variável principal para a presente análise é a carga móvel, que não há outros tipos de cargas variáveis e que o coeficiente para valor frequente é 1, os valores para combinações de ações frequentes e raras são iguais.

Nesse momento devem ser considerados esforços de acordo com a fase de inserção de cada carregamento. Para esta análise foram usadas como base as fases definidas no projeto de referência:

Tab. 20 Fases de Carregamento

Fase	Carregamento
Fase 1	Peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
Fase 2	fase 1 + 2ª etapa de protensão
Fase 3	fase 2 + peso próprio lajes e transversinas
Fase 4	fase 3 + sobrecarga permanente
Fase 5	fase 4 + carga móvel
Fase 6	fase 4 + perdas diferidas
Fase 7	fase 6 + carga móvel

As perdas imediatas, são consideradas junto à aplicação da protensão. A rigor, as perdas diferidas deveriam ser aplicadas na data de inserção de cada carregamento. No entanto, para o presente trabalho, por razão de simplicidade, as perdas diferidas serão consideradas apenas nas fases 6 e 7, como mostrado na tabela. Nos itens a frente será visto que tal consideração está a favor da segurança.

A protensão foi dividida em duas etapas, nas fases 1 e 2. A separação da protensão em mais de uma etapa não possui caráter obrigatório, mas pode ser benéfica em várias situações. Normalmente justifica-se por questões construtivas. Pode ocorrer para otimizar o prazo de aplicação da força de protensão na peça, durante a execução da obra, considerando o ganho de resistência do concreto ao longo do tempo. Muitas vezes, para o construtor, a rápida aplicação possibilita uma economia de prazo vantajosa. Ou, algumas vezes, pode ser útil aplicar uma parte da protensão no pátio de vigas e outra após algum tempo de posicionamento definitivo.

No caso de pontes ferroviárias pode ser comum, também, para economizar área da seção da viga, ou seja, economizar material. Algumas vezes, a protensão necessária para os carregamentos em serviços pode ser muito elevada. Isso exige uma área da seção muito grande para balancear as tensões. Como alternativa, pode-se considerar a área da laje colaborante com a viga para combater essa distribuição de tensões, o que resultaria numa área de viga menor.

Nesse caso pode-se concretar viga e laje, para depois aplicar toda a protensão ou aplicar a protensão de forma separada: uma parcela somente com a viga concretada, conforme resistência característica adquirida; e outra parcela após concretagem da laje.

Dessa forma, é comum ter uma segunda fase de protensão, após concretada a laje. Para o presente caso, a segunda etapa de protensão seria então fase 1 + peso próprio laje e transversina + 2ª protensão, o que é semelhante à fase 3 acima descrita.

Pouco comum é ter uma segunda fase de protensão aplicada somente à viga isolada. Isso, porém, pode ocorrer ao se esperar a viga ganhar resistência suficiente para o restante da protensão. Assim, no presente trabalho, a fase 2 será considerada da forma apresentada, com 2ª etapa de protensão aplicada apenas na seção da viga, para fins didáticos.

A partir da Tab. 21 (tabela de esforços), discriminam-se na Tab. 22 os valores de esforços para cada fase de carregamento, já consideradas as combinações.

Tab. 21 Momentos por tipo de carregamento (seção S5)

	Momento (kNm)
	Caso 1
peso próprio viga	3018
peso laje + transversinas	2195,8
sobrecarga permanente	3429,9
carga móvel	10551

Tab. 22 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5)

	Esforços - momento fletor seção S5 (kNm)						
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7
Combinação Frequente	4276	4276	6913,8	11336,5	24549,2	11336,5	24549,2
Combinação Rara	4276	4276	6913,8	11336,5	24549,2	11336,5	24549,2

No que se refere à força de protensão, foi utilizado o mesmo número de cabos adotado do projeto original. Na fase 1 foi aplicada metade da força total de protensão, com uso de 4 cabos apenas, enquanto na fase 2 foi aplicado o restante dos cabos.

Tab. 23 Forças por etapa de protensão

1ª etapa de protensão	
F_0-1 (kN)	6118,70
$F_\infty-1$ (kN)	4785,46
2ª etapa de protensão	
$F_0-2 = F_0$ (kN)	12237,40
$F_\infty-2 = F_\infty$ (kN)	9570,92

A excentricidade adotada representa o C.G dos cabos em cada seção. Para a seção S5 foi de 1,863m.

A partir de todas as premissas apresentadas é possível calcular as tensões no bordo superior e inferior por meio das equações seguintes.

$$\text{Bordo superior} \quad \sigma_s = [(F_0 \text{ ou } F_\infty)/A_c] \cdot [1 - (e_0/k_b)] + M/W_s \quad \text{Eq. 84}$$

$$\text{Bordo inferior} \quad \sigma_i = [(F_0 \text{ ou } F_\infty)/A_c] \cdot [1 - (e_0/k_t)] + M/W_i \quad \text{Eq. 85}$$

Assim, apresentam-se a seguir as tensões para os bordos da seção, por fase. Para o presente trabalho foi feita apenas a verificação no meio do vão (seção S5), porém num projeto devem ser verificadas cada seção em cada décimo do vão. Foram calculadas as tensões para os bordos inferior (σ_i), bordo superior, considerando a viga (σ_s) e bordo superior considerando a laje (σ_{slaj}).

Tab. 24 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,60	1,29	6,95	2,07	7,72
σ_s (MPa)	<u>-3,27</u>	<u>-11,57</u>	0,93	2,39	6,78	2,69	7,07
σ_i (MPa)	12,54	<u>29,56</u>	<u>18,26</u>	14,90	4,87	9,78	-0,26

4.3.2.1.1 Análise Caso2 – ELS-F

Comparando os valores calculados com os da Tab. 19, para o Caso 2, e Tab. 25, verifica-se que algumas tensões extrapolam os limites. As células destacadas na Tab. 24 mostram as tensões extrapoladas.

As fases 1 e 2 representam as etapas de protensão em fases construtivas. Nessas etapas os limites devem ser analisados conforme a resistência do concreto em cada data. A resistência do concreto conforme idade foi calculada como orienta a NBR6118/2014 (NBR 6118, 2014).

Considera-se a fase 1 ocorrendo no 3º dia após concretagem, a fase 2 no 10º dia após concretagem e as fases seguintes a partir do 28º dia. Assim, os limites de tensões variam conforme essas datas.

Deve-se ressaltar, também, que, para fases construtivas, a NBR 6118/2014 permite um limite maior para as tensões de compressão e tração. Para a data de aplicação da protensão, verifica-se o estado limite de serviço de compressão excessiva (ELS-CE - itens 3.2.7 e 17.2.4.3.2, NBR 6118/2014). Para compressão usa-se $0,7f_{ckj}$, para a idade de aplicação da protensão, ao invés de $0,5f_{ck}$, usado para as fases de serviço. Para tração, a tensão não pode ultrapassar 1,2 vezes a resistência a tração (f_{ctmj}) correspondente ao f_{ckj} especificado.

Para tanto considera-se como fase construtiva o tempo até o concreto atingir a resistência característica (f_{ck}), ou o 28º dia.

Tab. 25 Tensões limites por idade de concretagem

t (dias)	$\bar{\sigma}_t$ (MPa)		$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	
3	2,93	(1,2fctm)	16,24	(0,7fcj)
5	3,21	(1,2fctm)	18,64	(0,7fcj)
6	3,30	(1,2fctm)	19,43	(0,7fcj)
10	3,52	(1,2fctm)	21,41	(0,7fcj)
28	3,21	(fctm)	17,50	(0,5fcj)

Para propor soluções para as tensões não passantes, deve-se tentar solucionar cada problema de tensão em cada bordo, em cada fase, verificando o efeito nas demais fases.

Na fase 1, o limite de tração no bordo superior, que deveria ser no máximo 2,93 MPa, para o dia 3, é ultrapassado (3,27 MPa). Logo, apareceriam fissuras no bordo superior da viga, já nessa fase.

Uma primeira solução, simples, poderia ser retardar a protensão para a data em que o concreto tivesse resistência à tração adequada. Nesse caso, seria necessário o adiamento até o 6º dia da concretagem, aproximadamente.

Caso o andamento da obra exija uma solução mais célere, uma alternativa seria reposicionar os cabos, de forma que o centro de gravidade deles ficasse acima do imaginado inicialmente. Usando a mesma equação, e partindo da premissa de que apenas a excentricidade poderia variar para alcançar uma tensão $\sigma_{st}=2,93$ MPa, a excentricidade necessária seria de 1,815m, 4,8 cm menor do que a inicial (1,863m).

Outra alternativa poderia ser aumentar a resistência característica (fck) do concreto. Caso fosse elevada de 35 MPa para 40 MPa, a resistência à tração de desejada, de 3,27 MPa, seria alcançada na idade de 3,5 dias apenas. No entanto, uma alteração do fck implicaria em custo mais elevado para a obra.

Dessa forma, para buscar uma solução mais econômica, pode-se pensar em uma combinação das soluções supracitadas. Uma possibilidade seria conjugar a redução da excentricidade com o adiamento da operação de protensão. Utilizando das mesmas fórmulas apresentadas, verifica-se que alterando a excentricidade na metade do valor calculado acima ($4,8/2=2,4$ cm), a tensão no bordo superior passaria de 3,27 MPa para 3,10 MPa. Tal tensão seria

alcançada com o concreto na idade de 5 dias (considerando 1,2fctm). Assim, a solução seria de redução da excentricidade em 2,4 cm e adiamento da protensão para o 5º dia. Uma solução sem aumento de custo, por conta do fck, bem como sem aumento de esforço de cálculo e necessidade de retrabalhos, como num caso de alteração da área da seção.

Com relação a Fase 2, no bordo superior, verifica-se que os limites foram extrapolados com grande discrepância, a tensão foi de -11,57MPa quando o limite, para 10 dias era de 3,52 MPa. O concreto iria a ruína tanto pela tração quanto pela compressão no bordo inferior. Tal situação demonstra inadequação da seção de concreto. Uma possível solução seria ou aumento da seção ou aproveitamento da laje como seção colaborante, conforme citado anteriormente.

Utilizando a opção de laje colaborante, a segunda etapa de protensão ocorreria, após a concretagem da laje, junto com as cargas de peso próprio, da viga, da laje e das transversinas. Nesse caso, antes da segunda etapa de protensão, deve-se verificar uma fase nova (Fase 1-A), que representaria as tensões na viga com carregamentos das lajes e transversinas. Para essa fase, são consideradas as cargas de peso próprio da viga, com a 1ª etapa de protensão já executada, somadas à carga de peso próprio da laje e transversina, porém considerando apenas a área de seção da viga isolada, já que a laje estaria sem resistência no ato de sua concretagem. Verifica-se que as tensões resultantes são baixas. O concreto da viga no 3º dia já teria resistência suficiente. Logo, em teoria, a laje poderia ser concretada imediatamente após a 1ª etapa de protensão (3º dia). As restrições para tal seriam apenas de cunho construtivo. No entanto, considerando a solução apresentada para a fase 1, será considerada a concretagem da laje imediatamente após a 1ª etapa de protensão, que ocorreria no 5º dia.

Tab. 26 Tensões nova fase 1-A

	F1-A
σ_{slaj} (MPa)	0,00
σ_s (MPa)	-0,17
σ_i (MPa)	9,79

Após essa fase 1-A, analisa-se a seção cheia (viga + laje) submetida à segunda etapa de protensão. Para tanto, calculam-se as tensões considerando o peso próprio da viga, o peso próprio das lajes e transversinas e a carga total de protensão (soma das etapas 1 e 2). Verifica-se que essa configuração de tensão se assemelha a fase 3, portanto não há necessidade de criar fase nova.

Nesse caso, já se considera a área da seção da viga somada a laje. Deve-se atentar também, para que a laje já tenha também adquirido uma resistência mínima para suportar a carga da protensão.

Conforme pode ser visto pelas tensões na fase 3, caso a 2ª etapa de protensão fosse aplicada após concretagem da laje, a máxima tração no topo da laje seria de apenas 0,60 MPa, dentro do limite de 5 dias. A compressão na laje, por sua vez não seria motivo de preocupação, pois só iria ocorrer a partir da adição das sobrecargas permanentes (ainda com valor baixo) e só teria valor alto quando da adição da carga móvel. Para uma laje com mesmo f_{ck} da viga (35 MPa), já com 1 dia de concretagem há uma resistência a compressão de 10,38 MPa e a tração de 2,17 MPa. Assim para qualquer data posterior ao 1º dia de concretagem da laje seria possível aplicar a 2ª etapa de protensão sem comprometimento da própria laje.

Com relação a viga, a fase 3, inicialmente, apresenta as tensões $\sigma_{s,r}=0,93\text{MPa}$ e $\sigma_i=18,26\text{MPa}$. Após alteamento dos cabos conforme proposto na fase 1, as tensões passam para $\sigma_{s,r}=1,02\text{MPa}$ e $\sigma_i=18,04$. O bordo inferior apresenta uma tensão alta. Considerando a concretagem da laje como caminho crítico no prazo de execução, a 2ª etapa de protensão ocorreria no mínimo com 1 dia após concretagem da laje, ou 6 dias de concretagem da viga. A viga com 6 dias possui resistência de 19,42MPa para compressão e de 3,30MPa para tração, já considerando $0,7f_{ckj}$ e $1,2f_{ctmj}$.

Assim após verificação da laje e viga, verifica-se que a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer em qualquer data a partir do 6º dia de concretagem da viga.

Assim, a solução de alteamento dos cabos e 2ª etapa de protensão apenas após concretagem da laje é viável. As tensões para as fases 1, 1-A (no lugar da fase 2) e 3 respeitam os limites estipulados. Na realidade, verificou-se que a solução de protensão em duas etapas faria sentido apenas com o uso da laje colaborante, para o presente caso.

De forma a compatibilizar as soluções, apresentam-se a seguir as tensões finais para a solução sugerida acima: Fase 1 adequada com excentricidade de 1,839m; 1ª etapa de concretagem no 5º dia; e 2ª etapa de protensão após concretagem da laje (fase 2 excluída), a partir do 6º dia.

Tab. 27 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,48	1,41	7,07	2,16	7,82
σ_s (MPa)	-3,10	-0,001	1,02	2,49	6,87	2,77	7,15
σ_i (MPa)	12,39	9,63	18,04	14,68	4,64	9,60	-0,43

Em síntese, a 1ª etapa de protensão poderia ocorrer somente no 5º dia. A partir desse mesmo dia, a viga já teria resistência suficiente para suportar a carga da laje (vide tensões fase 1-A), ou seja, teoricamente, a laje poderia ser concretada logo em seguida. As restrições para tal seriam apenas de cunho construtivo. Considera-se para a presente análise que a laje possa ser concretada imediatamente após a protensão. Em seguida, após 1 dia de laje concretada, já há resistência da estrutura (viga e laje) para suportar as tensões da 2ª etapa de protensão (vide fase 3). Dessa forma, a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer no 6º dia de concretagem da viga.

Verifica-se que a solução para fase 1 foi também benéfica para a fase 3, reduziu-se a tensão de tração no topo da laje bem como alta tensão de compressão no bordo inferior de 18,26 para 18,04 MPa. Para a última fase, considerando todos os carregamentos atuantes e as perdas inseridas, houve um aumento da tração no bordo inferior. Contudo, esse aumento é muito inferior ao limite de 3,210 MPa para ELS-F, ou seja, não haverá tração suficiente para originar aberturas de fissuras no concreto.

Verifica-se que a solução para fase 2 não provocou demais efeitos negativos nas outras fases de carregamento. Ademais a análise permitiu verificar que a concretagem e protensão da estrutura podem ser mais ágeis, caso não haja restrições construtivas.

Por fim, destaca-se que as soluções aplicadas não ensejaram em gastos de materiais e tampouco em retrabalhos nas rotinas de cálculo. Ressalta-se, também, que a análise foi realizada apenas para a seção S5, para fins explicativos, mas a mesma conferência e posterior adequação deve ser realizada conferindo as seções em cada décimo do vão.

4.3.2.1.2 Análise Caso 3 – ELS-D

Da mesma maneira que na análise do caso 2 (ELS-F, para combinações raras), realiza-se a análise para o caso 3 (ELS-D, para combinações frequentes). Como explicado, os valores das tensões calculadas por meio das combinações raras e frequentes permanecerão iguais, considerando que a ação variável principal é a carga móvel, que não há outros tipos de cargas variáveis e que o coeficiente para valor frequente é 1. Assim, parte-se da tabela de tensões da análise anterior, já partindo das soluções adotadas.

Tab. 28 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	<u>-0,48</u>	1,41	7,07	2,16	7,82
σ_s (MPa)	<u>-3,10</u>	<u>-0,001</u>	1,02	2,49	6,87	2,77	7,15
σ_i (MPa)	12,39	9,63	18,04	14,68	4,64	9,60	<u>-0,43</u>

Comparando os valores calculados com os da Tab. 19, no caso 3, para ELS-D e também a Tab. 25 verifica-se que algumas tensões extrapolam os limites. As células destacadas mostram as tensões extrapoladas

Nesse caso, os limites de tensão de compressão são os mesmo que para o ELS-F, porém os de tração são nulos.

Primeiramente, deve-se destacar que, para fases construtivas, é possível a aceitação de valores de tração inferiores a 0, por se considerar que nessas fases o tempo de atuação das tensões é curto. Todavia, os valores de tensão não podem extrapolar os limites de formação de fissura.

A Fase 1 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da viga muito abaixo de 0, porém dentro do limite do ELS-F. Essa tração prevista para a 1ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a concretagem da laje.

A Fase 3 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da laje pouco abaixo de 0, porém dentro do limite do ELS-F. Essa tração prevista para a 2ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a sobrecarga permanente (lastro, dormentes e demais equipamentos de via).

Assim, verifica-se que são aceitáveis esses valores de tração, porém considerando que entre cada fase de carregamento não ocorrerão longos espaços de tempo. Essa é uma solução possível e muito usual, mas há um grande risco envolvido, considerando a possibilidade de atrasos em cronogramas, o que é muito comum em obras públicas no Brasil. Frente a esses riscos, o projetista deve prever soluções para os valores de tensão muito acima do limite que poderão ser estender por longos períodos.

Com relação a fase 7, verifica-se que a solução de reduzir a excentricidade dos cabos (adotada no caso 2), reduziu o efeito do momento dado pela força de protensão e, assim, permitiu um aumento da tração na fibra inferior. Verifica-se que resta uma tração de 0,43MPa no bordo inferior, também abaixo do limite de tração para formação de fissuras, porém superior ao limite de descompressão. E diferentemente das fases construtivas, essa é uma fase que perduraria no tempo.

Como solução, pode-se aumentar a força de protensão ou aumentar algumas características geométricas da seção. Contudo, o aumento da protensão reverteria as soluções da análise do caso 2. Assim restaria adequar a geometria da seção. Considerando que a tensão crítica se deu na fibra inferior, a geometria da seção a ser adequada envolveria o aumento da medida W_i (módulo resistente com relação ao bordo inferior). Uma vez que $W=I/v$, para aumentar W , deve-se aumentar a inércia da viga ou aumentar a área do talão superior da viga, para elevar o C.G da peça e assim aumentar v (com relação ao bordo inferior).

Verifica-se assim, que o projeto de referência não foi detalhado para o nível de descompressão total. Muitas adequações deveriam ser feitas para o aceite dos valores de tensões nos bordos, em consonância com os cálculos apresentados pelos diagramas.

4.3.2.1.3 Análise Caso 3 – ELS-DP

Na realidade, o projeto usado como referência foi elaborado para o estado ELS-DP, estado limite de serviço para descompressão parcial. De acordo com o item 3.2.6 da NBR 6118/2014, esse é um estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve-se estender até uma distância a_p da face mais

próxima da cordoalha ou da bainha de protensão, conforme Fig. 81. Na tabela 13.4 da mesma norma, há a observação de que, a critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP, com $a_p=50\text{mm}$. Assim, o nível de protensão continua sendo completo, porém permitindo um residual de tração máximo no bordo próximo as cordoalhas.

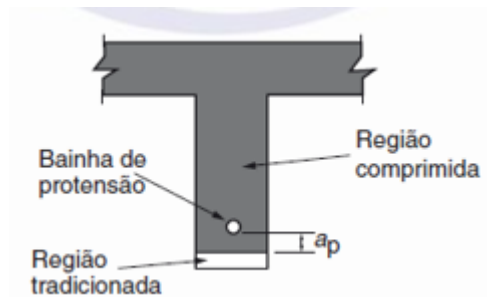


Fig. 81 Estado limite de decompressão parcial (NBR 6118, 2014; NBR 7187, 2003)

Para verificar o valor de a_p , calcula-se a altura da região submetida a tração (h_t). Partindo das tensões nos bordos da viga na fase 7, ($\sigma_{s7}=7,15\text{ MPa}$ e $\sigma_{i7}=-0,43\text{ MPa}$), e considerando a altura da viga $h=3,0\text{m}$, toma-se como v_t a altura da linha neutra com relação ao bordo inferior e $h-v_t$ a altura da linha neutra com relação ao bordo superior. Com base nesses valores é possível calcular o valor de v_t como $0,170\text{m}$. Considerando que a menor distância entre o cabo representante até o bordo inferior é de $22,5\text{cm}$ e que $v_t=17,0\text{cm}$, a distância dos cabos até a zona tracionada fica então em $a_p=5,4\text{cm}$, valor superior ao limite de 50mm estipulado pela referida norma.

Por todo o exposto, fica nítido que esse processo de verificação de tensões é essencial, porém muito trabalhosa. Deve-se estar atento para verificar todas as tensões nos 3 bordos apresentados, para cada fase de carregamento, tendo em vista as verificações no estado de serviço necessárias para o tipo de protensão pré-definido (ELS-F e ELS-D, no caso). Tudo isso deve ser feito para as seções transversais em cada décimo do vão, no mínimo.

No item a seguir será aplicado um método mais prático para auxiliar nessas análises de tensões, conforme conceitos apresentados no item 3.3.2.

4.3.2.2 Análises de Tensões por fusos

Partindo dos conceitos apresentados acerca dos núcleos de passagem e fusos de passagem, conforme item 3.3.2, apresenta-se a seguir uma forma gráfica de verificação das tensões nos bordos das seções, tendo em vista os limites estipulados pelos diferentes estados limites de serviço predefinidos.

Conforme visto, o fuso de passagem é o lugar geométrico possível para o posicionamento dos cabos de forma que sejam respeitadas as tensões limites pré-definidas. Para definição do fuso, deve-se calcular as variáveis c e c' e a partir delas descontar a razão M/F momento sobre força de protensão.

As variáveis c e c' , por sua vez são calculadas por meio do item 3.3.2.2. Observa-se que elas dependem das características geométrica (k_s e k_i) e das tensões na seção devido a força de protensão e tensões limites.

Assim, para cada diferença nas variáveis acima descritas serão obtidos diferentes c e c' e conseqüentemente diferentes fusos. De forma resumida, pode-se traçar um fuso para cada condição:

Tab. 29 Esquema de condições e variáveis para análise dos fusos

Tipo	Quantidade
Cada bordo	3 bordos
Cada estado limite	2 limites de tensão
	2 combinações de carregamento
Cada fase de carregamento	4 Esforços externo
	2 Área da seção
	4 idades p Resistência do concreto
	3 Esforços de protensão (2 etapas +perdas)

Assim, no caso prático em estudo, pode se ter um fuso diferente: para cada seção transversal diferente, como seção com área somente da viga e seção com área da viga somada

a da laje; para cada força de protensão diferente, conforme etapas 1 e 2 de protensão; para cada alteração nas tensões limites, que no caso variam conforme idade do concreto para cada fase de carregamento bem como conforme cada caso de estado limite em análise.

Tendo em vista que, além de c e c' , os fusos também são influenciados pela razão M/F , ter-se-ia fusos para cada fase de carregamento com valores de M diferentes, bem como de F , que variam conforme etapa e também conforme perdas.

Considerando a variedade de critérios, poder-se-ia, então ter um fuso representando cada condição descrita. No entanto, a quantidade de linhas em excesso pode acabar por não auxiliar em uma análise. Como exemplo na Fig. 82 foram traçados fusos para cada fase de carregamento como exemplo.

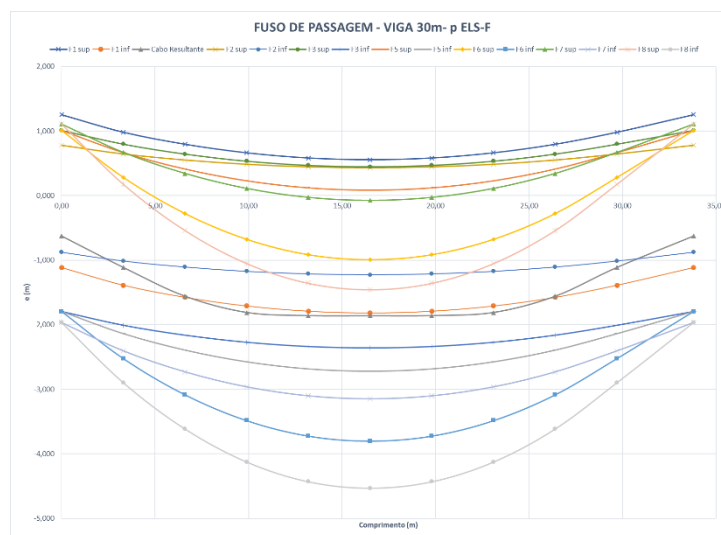


Fig. 82 Exemplo de Fuso de Passagem com linhas em excesso

O excesso de linhas torna a análise pouco eficiente. Ademais, deve-se ter em mente que uma das grandes vantagens dos fusos é poder representar uma envoltória de condições. Nesse sentido é mais prático traçar linhas para os extremos das envoltórias, não há necessidade de linhas para condições internas a envoltória. Por exemplo, para cada fase de carregamento existem momentos diferentes, todavia para traçar os fusos utilizo o maior e o menor momento, os demais já estarão assim representados, no meio desses.

O mesmo raciocínio vale para as demais condições, pode-se adotar uma envoltória para a força de protensão considerando etapas de protensão e perdas de protensão. Pode-se, também, adotar uma envoltória que represente as tensões limites, abordando as diferentes idades do

concreto e os casos de análise estipulados (ELS-F e ELS-D no presente caso). Pode-se inclusive pensar em uma envoltória que contemple diferentes características geométricas na seção.

Assim, considerando as inúmeras possibilidades e tendo em vista que uma das grandes utilidades dos fusos é economizar esforço para verificação das tensões, ao traçar os fusos, o projetista deve definir as envoltórias que são importantes para a análise de tensões em cada projeto. Deve-se pensar quantos fusos realmente são necessários. Por outro lado, deve-se pensar também na facilidade que cada fuso pode trazer para uma análise, mesmo que não represente limite de uma envoltória. Por exemplo, pode-se criar um fuso para ver, em separado, uma determinada fase de carregamento, mesmo que os valores de momento dela estejam contemplados em outro fuso.

Tab. 30 Definição dos fusos

Fuso	Condições
Fuso – fase 1	Área da seção da viga Protensão 1ª etapa (sem perdas diferidas) Idade inicial da concretagem (3 dias) Carregamento de peso próprio da viga
Fuso – fase 2 e fase 1-A	Área da seção da viga / seção da laje Protensão 2ª etapa (sem perdas diferidas) Idade média da concretagem (10 dias) Carregamento de peso próprio viga, laje e transversinas
Fuso – fase 3 a 7	Área da seção da viga + seção da laje Protensão 2ª etapa (com e sem perdas diferidas) Idade longa da concretagem (>28 dias) Variação de carregamentos (peso próprio a carga móvel)

Isso posto, para o presente trabalho foram escolhidos, então, os seguintes critérios para desenho dos fusos: etapas construtivas, idades do concreto, forças de protensão (etapas e perdas) e carregamentos. Assim, foram criado fusos para as etapas construtivas, etapa 1 e 2 de protensão, representadas pelas fases 1 e 2 e etapa de concretagem da laje, fase 1-A; Foi criado um único fuso que representa a envoltória de diferentes carregamentos e forças de protensão

entre as fase 3 e 7. Além disso, todos esses fusos foram repetidos para cada estado limite de serviço em análise (ELS-F e ELS-D). No presente trabalho os critérios também foram escolhidos devido ao fim didático de melhor explicar a aplicação do método.

Ressalta-se que essa análise por fusos é diferente da apresentada no item 4.2.1 p calcular a força de protensão. Naquela o fuso é usado como envoltória geral para validar a definição de uma força de protensão calculada. Na presente análise, o objetivo é, uma vez já definida a força e quantidade de cabos, usar os fusos para verificar as tensões nos bordos da seção a cada décimo do vão, considerando as inúmeras variáveis e condições já discutidas. A ideia é fazer a mesma verificação de tensões do item 4.2.2.1, porém de forma gráfica.

4.3.2.2.1 Análise Caso 2 – ELS-F

Assim, apresentam-se primeiramente os fusos traçados para a Solução 1, que representa a condição inicial apresentada na análise do estado ELS-F, item 4.2.2.1.1, no qual havia o seguinte conjunto de tensões:

Tab. 31 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,60	1,29	6,95	2,07	7,72
σ_s (MPa)	<u>-3,27</u>	<u>-11,57</u>	0,93	2,39	6,78	2,69	7,07
σ_i (MPa)	12,54	<u>29,56</u>	<u>18,26</u>	14,90	4,87	9,78	-0,26

Com relação a Fase 1 (Fig. 83), mostra que, por pouco, o cabo representante ficou fora dos limites do fuso, o que significa que alguma condição inicial para as tensões limites não foi respeitada. Há, assim, uma concordância com a análise do item 4.2.2.1.1, que mostrava uma tensão de tração no bordo superior da viga pouco maior que o limite aceitável.

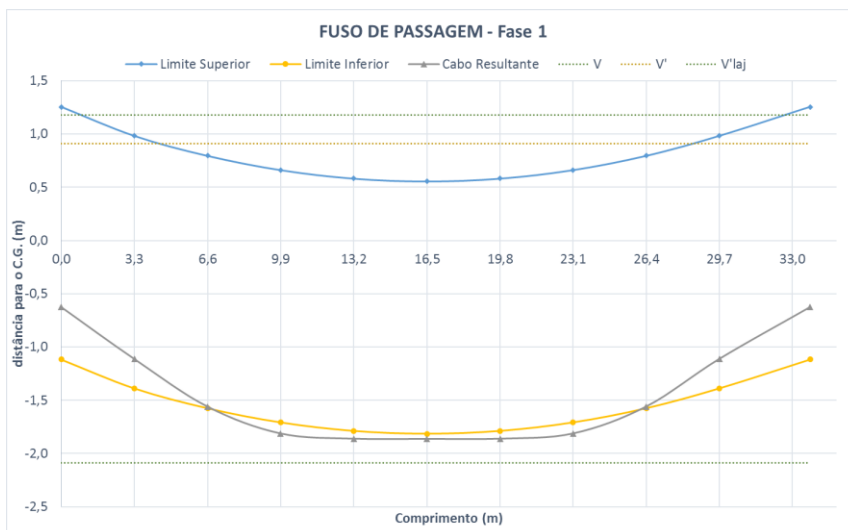


Fig. 83 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1

Já para a fase 2, conforme item 4.2.2.1.1, havia uma grande discrepância da tensão calculada para o limite pré-definido, o que também pode ser visualizado pelo fuso da fase 2, Fig. 84. O que demonstra graficamente a inviabilidade de adotar uma 2ª etapa de protensão antes da concretagem da laje.

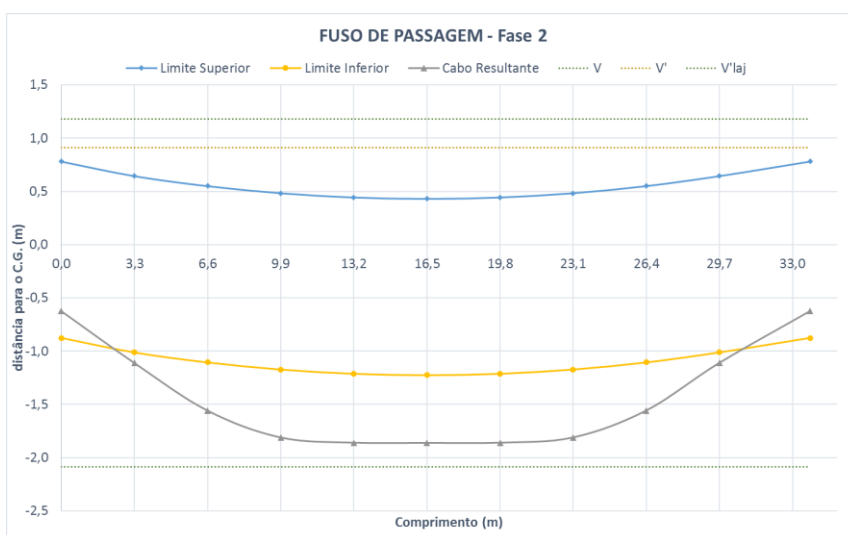


Fig. 84 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2

Já para as fases 3 a 7, o cabo representante respeitou os limites do fuso obtido, o que demonstra que não foram extrapoladas tensões para qualquer um dos carregamentos adotados em cada fase. Assim, pelos três fusos traçados, verifica-se que a análise coincide com a análise tradicional de tensões feita no item 4.2.2.1.1. No entanto, ressalta-se que naquele item, foi realizada apenas a análise para a seção do meio do vão (S5), já análise gráfica permitiu a visualização de forma prática para todas as seções, mais que o mínimo de décimo do vão.

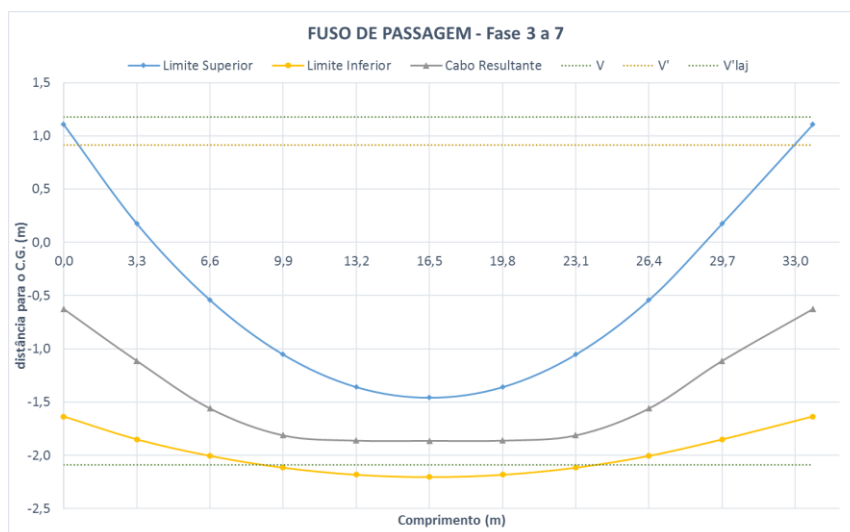


Fig. 85 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7

A seguir serão apresentados os fusos para a solução 2, que representa a solução de alteamento dos cabos em 2,4cm aliado a adiamento das fases (1ª etapa de protensão para 5 dias, concretagem da laje no dia 6, segunda etapa de protensão no dia 8). O cabo representante adequado está representado pela linha tracejada de tom avermelhado.

Primeiramente, repete-se a Tab. 27, para facilitar visualização das tensões.

Tab. 32 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,48	1,41	7,07	2,16	7,82
σ_s (MPa)	-3,10	-0,001	1,02	2,49	6,87	2,77	7,15
σ_i (MPa)	12,39	9,63	18,04	14,68	4,64	9,60	-0,43

Em comparação com os fusos da solução 1, verifica-se que a solução 2 surtiu efeito. Com relação a Fase 1, a tensão no bordo inferior igualada ao mínimo necessário é demonstrada pela superposição do cabo representante junto ao limite inferior do fuso, para a seção do meio do vão. No entanto, observa-se que as seções adjacentes ao meio do vão ainda apresentam alguma inadequação. Uma solução seria elevar o cabo pontualmente nessas seções, sem necessidade de mexer no cabo como um todo.

Assim destaca-se uma outra vantagem do emprego dos fusos: é possível visualizar de maneira mais prática o efeito que uma solução, dada para um problema em uma fase e em uma seção, pode ter em outras seções.

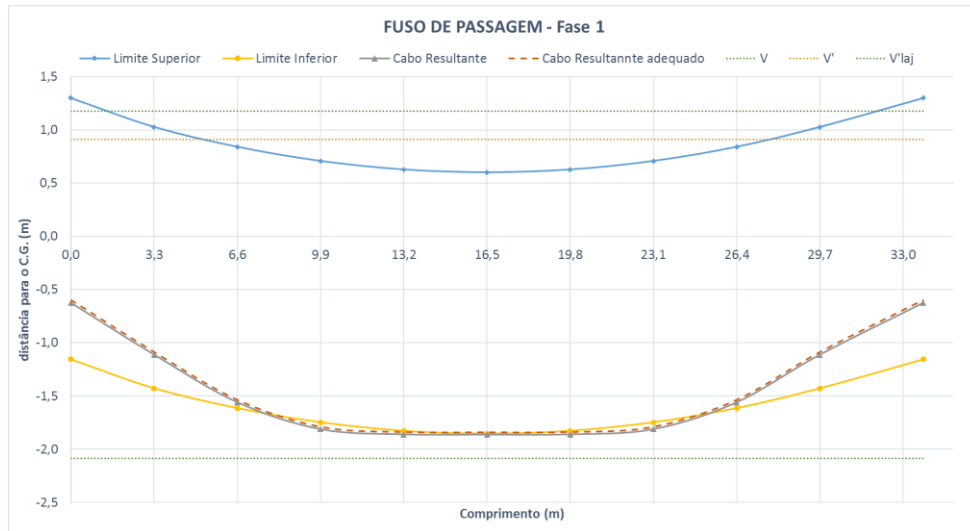


Fig. 86 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1

Para a fase 1-A, fase na qual há a concretagem da laje no dia 6, após primeira etapa de protensão, não há problemas. Considera-se que todo o peso do conjunto é resistido apenas pela área da laje, uma vez que a laje ainda não adquiriu resistência suficiente. Para essa fase, o cabo está completamente inserido na região do fuso.

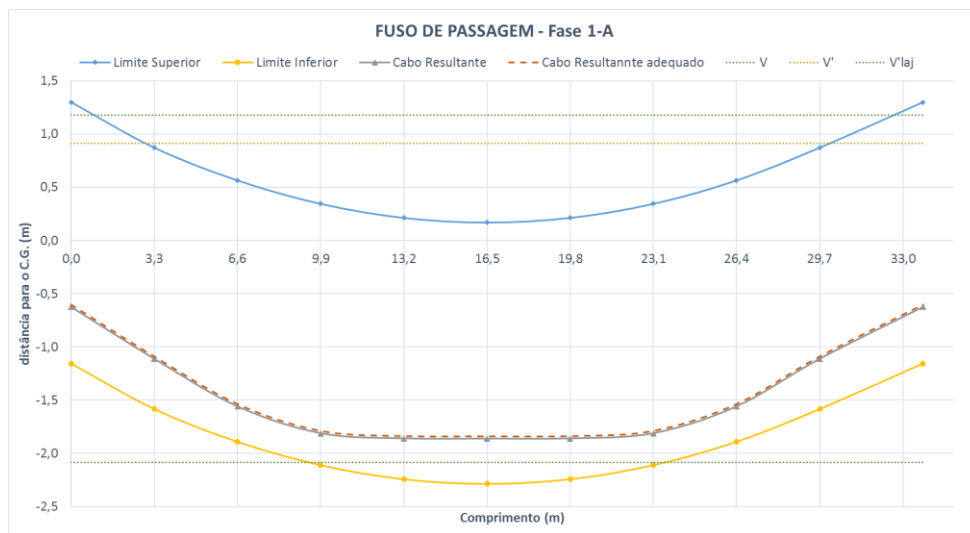


Fig. 87 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A

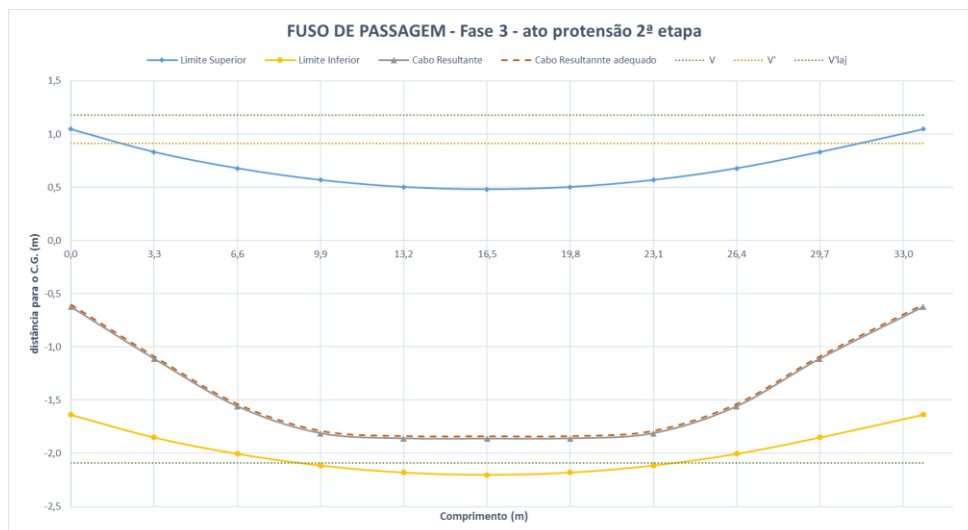


Fig. 88 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3

Foi desenhado um fuso, em separado, para verificar as tensões no ato da 2ª etapa de protensão, conforme Fig. 88. Nessa etapa, já se considera a seção da laje colaborante à viga para resistir aos efeitos da protensão. Considera-se que esta etapa é realizada no dia 6. E como pode ser visto o cabo está bem adequado aos fusos.

Nas fases 3 a 7, considera-se a mesma fase 3 com as tensões no dia 6, para exemplificar que tudo poderia ser contemplado por um único fuso. O cabo representante também se mostra bem adequado ao fuso. E de acordo com todos os fusos apresentados p a solução 2, é visível a coerência com a análise tradicional de tensões por meio do item 4.2.2.1.1, assim como na solução 1.

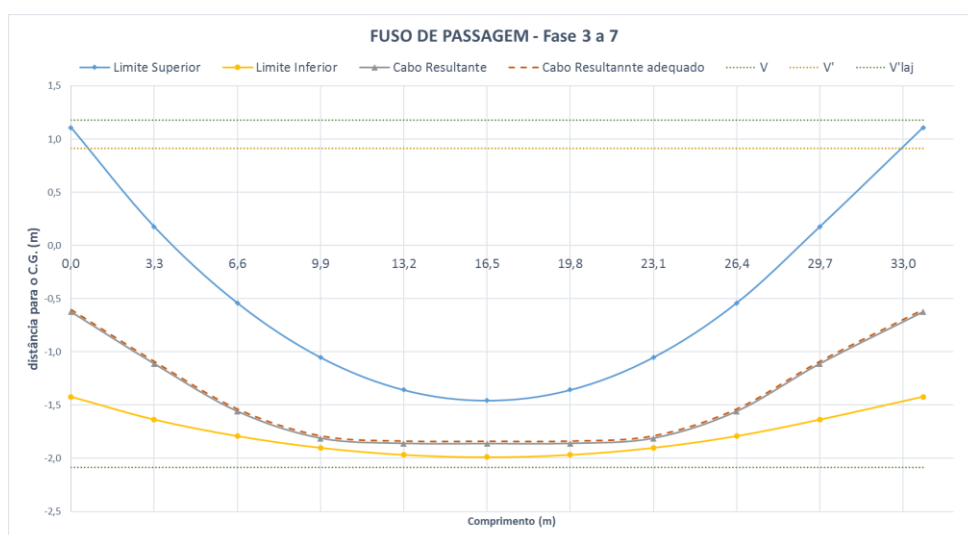


Fig.89 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7

4.3.2.2.2 Análise Caso 3 – ELS-D

A mesma verificação, com os mesmos tipos de fusos foi realizada tendo em vista o estado ELS-D. E como visto também no item 4.2.2.1.2, há extrapolação da tensão de limite de tração nas fases 1, 1-A, 3 e 7. Essa extrapolação pode ser visualizada nos gráficos a seguir com o cabo representante fora dos limites dos fusos. Com a prática análise do fuso, para todo o vão, é possível concluir também que o projeto em questão não foi detalhado para protensão completa no estado limite de descompressão, em conformidade com o apontado pelas análises dos diagramas de Magnel e análise tradicional de verificação de tensões.

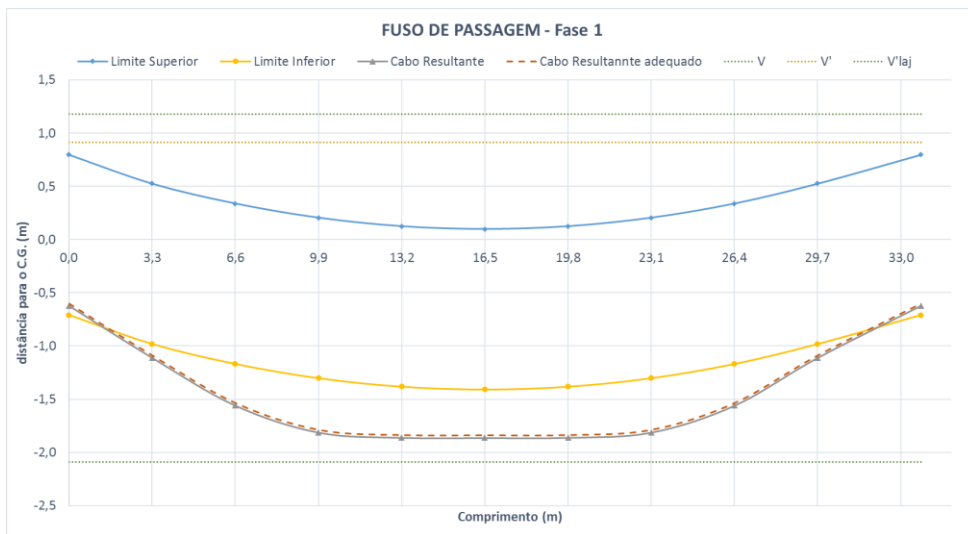


Fig.90 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1

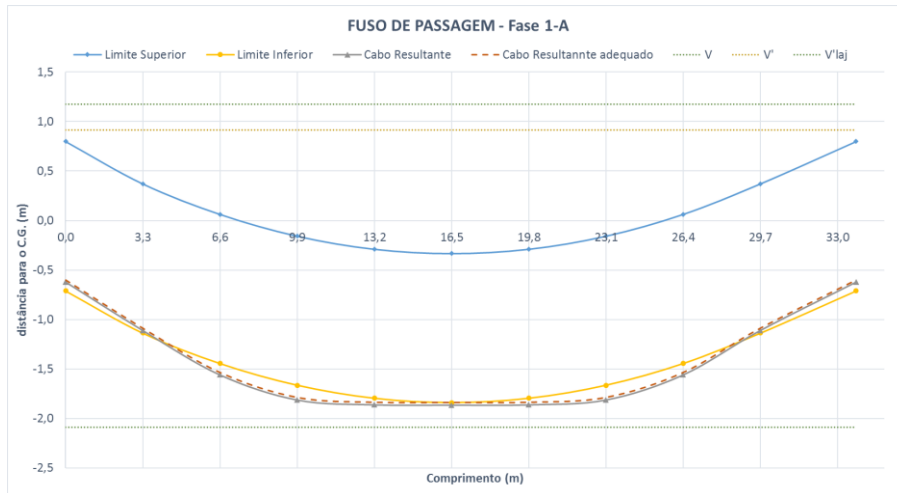


Fig.91 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A

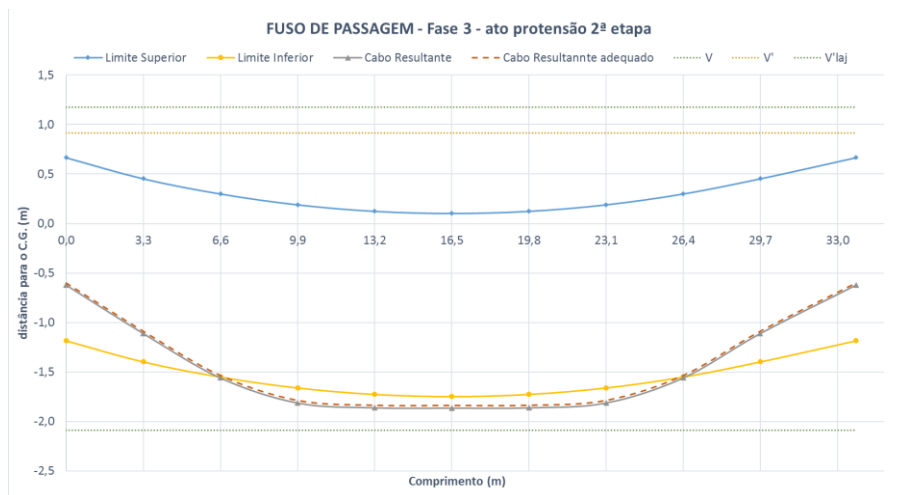


Fig.92 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3

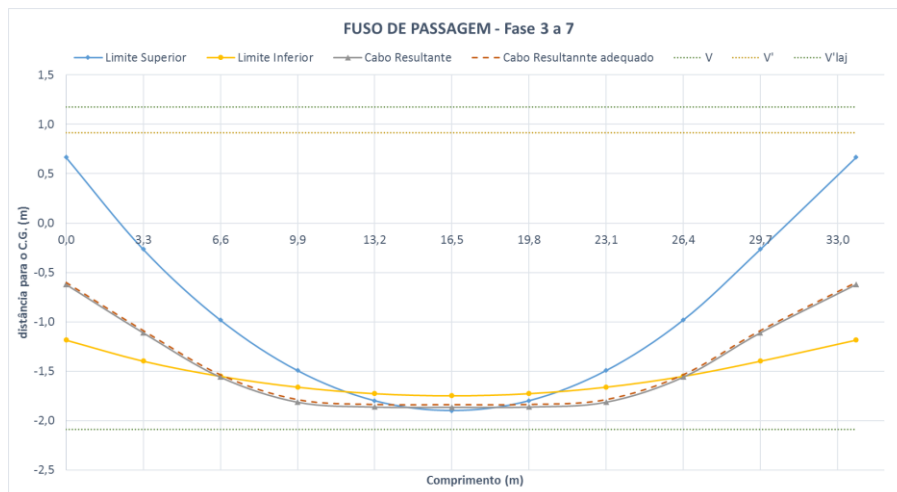


Fig.93 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7

4.4 VIGA 30M

4.4.1 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO

4.4.1.1 Construção dos Diagramas

No presente item são apresentados os dados e resultados referentes a construção do diagrama de Magnel para a viga da OAE de 30 metros, tanto para obtenção da força de protensão, como para desenho do fuso de passagem. A teoria, formulação, premissas e detalhes de cada etapa de análise são as mesmas do item 4.2, Caso Geral, para a viga de 35m. Assim, o presente item terá foco nas análises e resultados para a viga de 30m.

Tab. 33 Características Geométricas – Seção S5 (seção conjunta) – Viga 30m

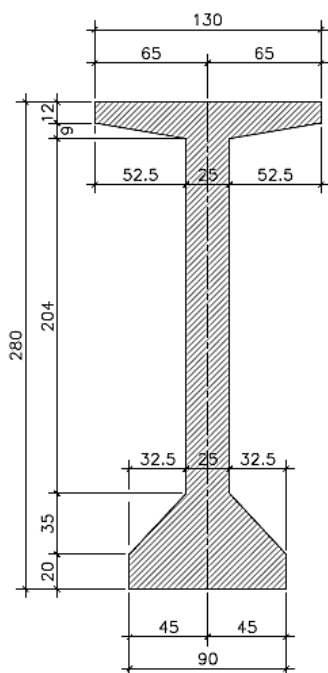


Fig. 94 Seção S5 (seção isolada)

Viga 30m	
A (m ²)	1,892
I (m ⁴)	2,270
h (m)	2,800
h _{laj} (m)	0,265
h _t (m)	3,065
v' _{laj} (m)	1,071
v' (m)	0,806
v (m)	1,994
W _{slaj} (m ³)	2,120
W _s (m ³)	2,816
W _i (m ³)	1,138
ρ (rend.)	0,562
ρv'laj(m)= k _{slaj}	-0,602
ρv' (m)= k _s	-0,453
ρv (m) = k _i	1,120
d (m)	0,100

Primeiramente, serão consideradas, para construção do diagrama, as características geométricas correspondentes à seção cheia (área seção da viga isolada somada a área da seção da laje), para a seção do meio do vão (S5).

A seguir são apresentadas as tabelas com dados da tensão limite para o caso 1, os esforços de momento fletor para o meio do vão (seção S5), bem com o a envoltória de momentos máxima e mínima. Por fim são apresentados os valores de perdas, obtidas da mesma maneira descrita para a viga de 35m.

Tab. 34 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 30m

$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85

Tab. 35 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 30m

	Momento (kNm)
peso próprio viga	3018,0
peso laje + transversinas	2195,8
sobrecarga permanente	3429,9
carga móvel	10551,0

Tab. 36 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 30m

Momento Mínimo (kNm)	5213,8
Momento Máximo (kNm)	19194,7

Tab. 37 Perdas de protensão - Viga de 30m

	Viga 30m
perdas instantâneas	0,067
perdas diferidas	0,168
perdas totais	0,236
η (perdas totais)	0,765

Apresenta-se, então, o diagrama construído para a viga de 30m. No diagrama o eixo Y está representado pela excentricidade e_0 (m) enquanto o eixo X pela razão $1/F_0$. As retas que representam as inequações estão identificadas a direita do diagrama.

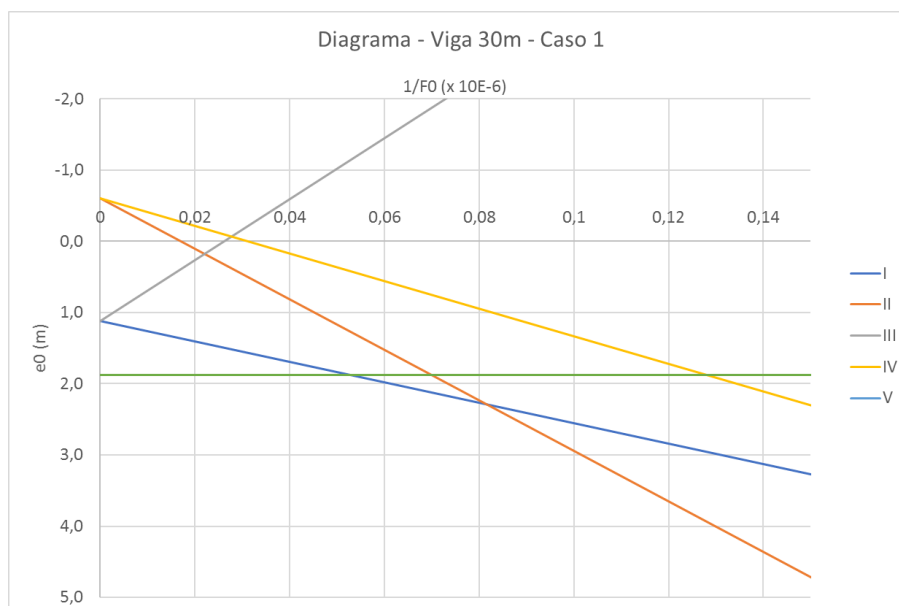


Fig. 95 Diagrama – Viga 30m – Caso 1

Foi, então, adotado o valor de $e_0 = 1,874\text{m}$ a partir do C.G da peça até o bordo inferior, para a seção cheia.

Para definir a força de protensão a ser adotada, toma-se, de preferência o menor valor possível de F_0 . No caso em estudo, o ponto ótimo da abscissa $1/F_0$ foi dado pelo encontro das retas IV e V, resultando no valor de 0,128, o que representa uma força F_0 de 7825,4 kN.

Em resumo, isso significa que para resistir a envoltória de momentos máximo e mínimo, de modo que os limites de tensão pré-estabelecidos sejam respeitados, nos bordos inferior e superior, deve-se adotar uma força de protensão na peça no valor de no mínimo 7825,4kN, a uma distância de 1,874m do CG, considerando a seção S5.

4.4.1.2 Diagramas para estados limites de serviço

Ressalta-se que o valor de 7825,4kN foi obtido para os limites de tensão para o Caso 1. A seguir são apresentados os diagramas elaborados para os casos 2 (ELS-F) e caso 3 (ELS-D), conforme definição no item 4.2. Assim, apresenta-se a seguir os limites de tensão de forma resumida para os três casos, referentes as tensões limites.

Tab. 38 Tensões limites – Casos 1 a 3 – Viga 30m

	Caso 1	Caso 2	Caso 3
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00

Ressalta-se que para as ações, ambas combinações, rara e frequente, apresentam esforços com mesmos valores, devido ao coeficiente $\psi_1 = 1,0$. Assim, os esforços são os mesmos apresentados na Tab. 35. As demais premissas, relativas a características geométricas, perdas e limite máximo para excentricidade permanecem inalteradas, como no caso 1. Nas figuras seguintes apresenta-se, então, os diagramas elaborados para os casos 2 e 3.

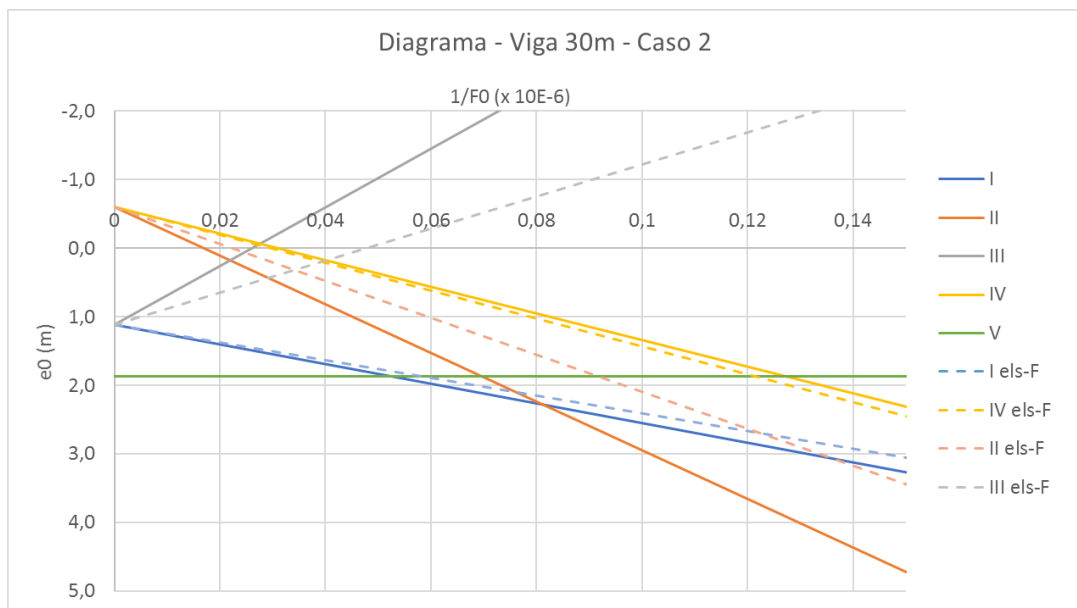


Fig. 96 Diagrama – Viga 30m – Caso 2

As linhas contínuas representam o caso 1, mantido como referência inicial. As linhas tracejadas representam as retas traçadas para o Caso 2. Observa-se que as retas do caso 2 são ligeiramente deslocadas das originais, no sentido interior da área, restringindo o domínio inicial.

Tal restrição do domínio reflete nada mais que a restrição impostas aos limites de tensão. A redução das tensões limites de compressão, de 24,50 para 17,50, e de tração, de -3,85 para -3,21 resultam em uma gama menor de valores possíveis para solução do problema.

Pelo diagrama é fácil verificar que a restrição de tensão pode acarretar uma necessidade de maior efeito da protensão. Mantida a excentricidade, esse efeito viria diretamente do aumento da força. Observa-se que o ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão é deslocado para esquerda. O valor da abscissa passa então de 0,128 (Caso 1) para 0,122 (Caso 2), o que resulta em um aumento de força de 7825,4 kN (Caso 1) para 8211,6 kN (Caso 2).

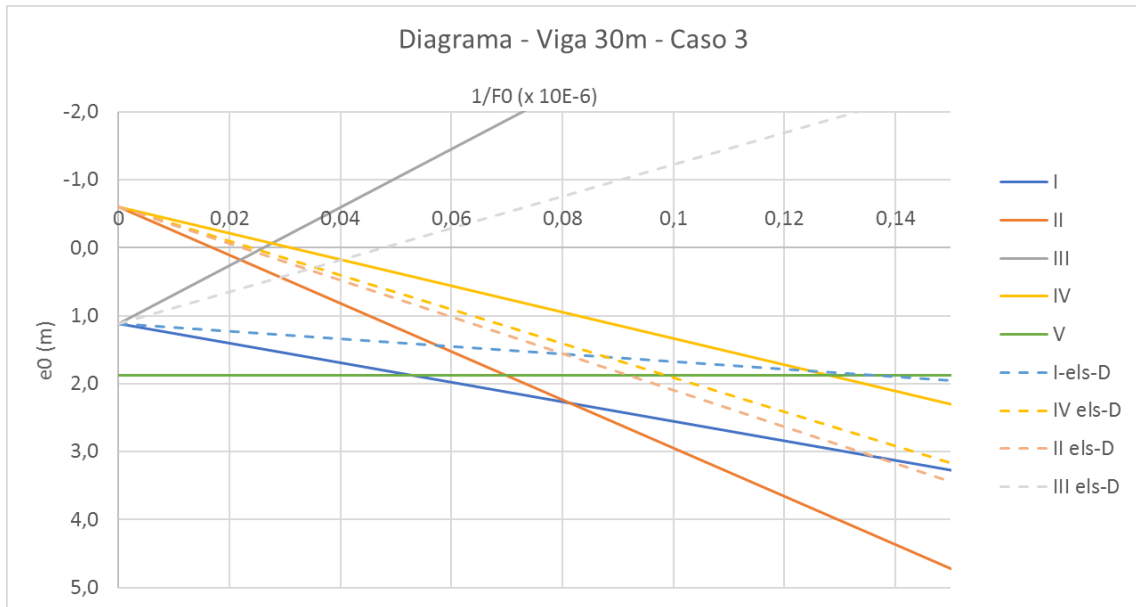


Fig. 97 Diagrama – Viga 30m – Caso 3

A mesma dinâmica ocorre para o Caso 3. As retas de forma geral deslocam-se no sentido interior da área. No entanto, as retas referentes aos limites de tensão de compressão (I e II) se mantêm inalteradas do Caso 2, uma vez que a tensão limite permanece com o mesmo valor. Já as retas referentes aos limites de tensão de tração têm um deslocamento acentuado, uma vez que o limite foi a zero. Esse deslocamento foi tamanho que o domínio ficou limitado a um pequeno feixe de valores possíveis.

Nesse caso, a necessidade de maior efeito da protensão foi muito superior. Os deslocamentos das retas foram tamanhos que a restrição geométrica (reta V) deixou de ser um limitante. O ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão será dado pelo encontro das retas I e IV. O valor da abscissa passa então de 0,128 (Caso 1) para 0,087 (Caso 3), o que resulta em um aumento de força de 7825,4 kN (Caso 1) para 11555,9 kN (Caso 3).

Comparando os três diagramas, verifica-se que, conforme aumenta-se a restrição das tensões limites, menor é o domínio de viabilidade. Reduz-se a gama de pontos correlacionados

$1/F_0$ e e_0 para solução de protensão para dimensionamento da viga. Além disso, essa restrição provoca gradual aumento do efeito da protensão necessário para atender os limites de tensão. Esse aumento pode ser dado tanto pelo aumento de força de protensão como aumento da excentricidade. Considerando que já é adotada a máxima excentricidade possível, resta aumentar a força de protensão.

O diagrama a seguir apresenta os diagramas de cada caso sobrepostos para facilitar a visualização do aumento de restrição. Esse diagrama foi traçado para mostrar como seria a restrição de força caso para cada casos. A Tab. 39 mostra a evolução dos valores obtido para a força de protensão.

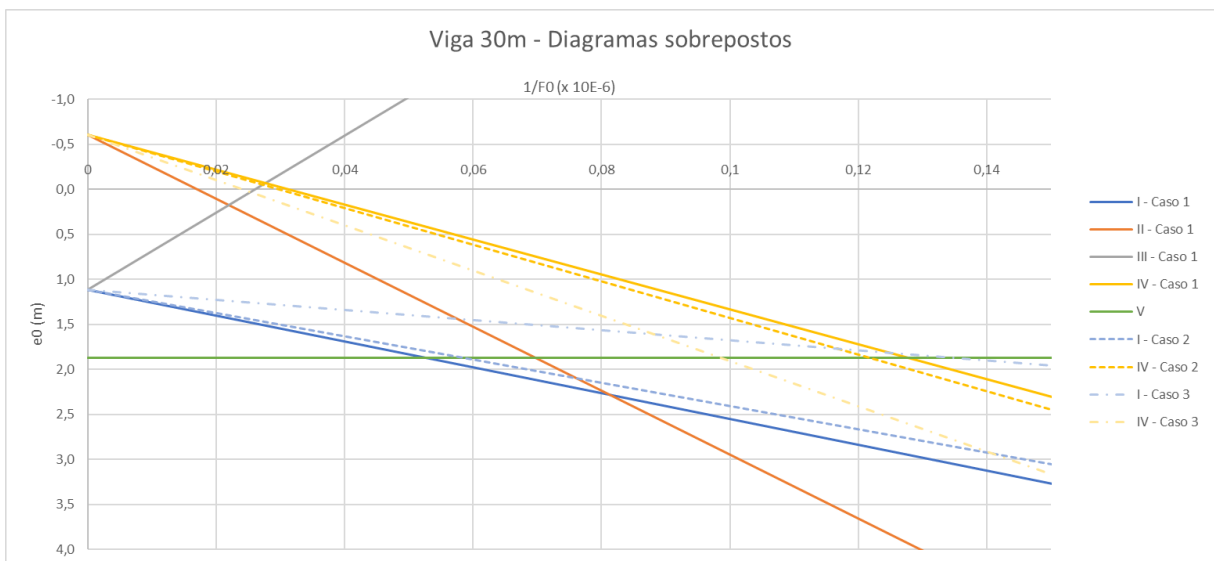


Fig. 98 Diagrama – Viga 30m – Casos sobrepostos

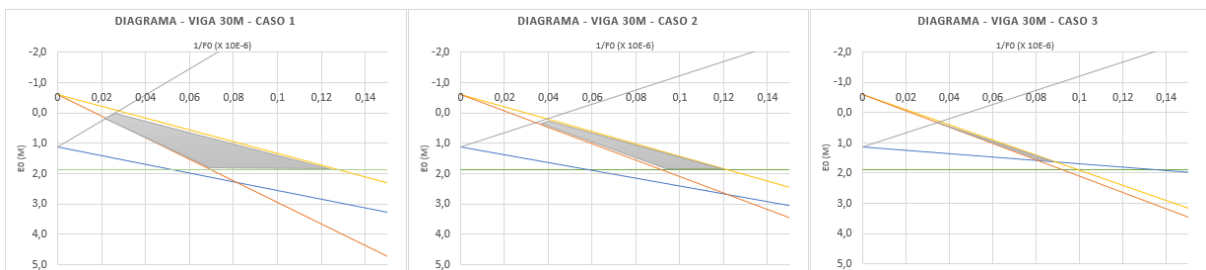


Fig. 99 Diagramas – Viga 30m – Restrição das áreas de viabilidade

Verifica-se que o ponto de força mínima, dado pelo encontro das retas IV e V desloca-se para esquerda (aumento de força). Inclusive, no caso 3, o deslocamento é tamanho que a

força de protensão não é dada pela limitação geométrica, mas sim pelo encontro das retas I e IV, que representam os limites de tração.

Tab. 39 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 30m

	Viga 30m			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Projeto
$1/F_0$ (MN)	0,128	0,122	0,087	-
F_0 (MN)	7,825	8,211	11,555	-
F_0 (kN)	7825,4	8211,6	1155,9	9297,68

Ressalta-se que no projeto utilizado como referência, o projetista adotou uma força de 9297,7 kN. Essa força é superior ao caso 2 (ELS-F) porém inferior ao caso 3 (ELS-D). Pode-se aferir que o projetista não dimensionou a viga para o estado limite de descompressão. Ele pode ter usado o critério de tração adotado pelo estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), que é um meio termo entre os casos 2 e 3. A verificação será apresentada nos itens a frente.

Os diagramas com as áreas hachuradas foram traçados para destacar os domínios de viabilidade em cada caso. Verifica-se que os domínios para os possíveis valores de e_0 e $1/F_i$ são reduzidos do caso 1 para o 3. Verifica-se que para o caso 3, a área de viabilidade foi reduzida a um pequeno feixe de valores possíveis, o que significa que existem pouco pontos para atendimento do critério ELS-D. Considerando, os demais parâmetros, como geometria e carregamentos, pode ser difícil achar um ponto viável dentre do feixe reduzido, assim adequações de projeto podem sim ser necessárias. E conforme visto acima, pela força mínima de protensão adotada, o critério de tensão não foi atendido.

4.4.1.3 Determinação do fuso para validação da força F_0

Foram adotados para a presente análise pós tração com aço tipo CP190RB, em consonância com os projetos utilizados como referência.

Tab. 40 Tensão inicial aplicada

Aço CP 190 RB	
f_{ptk} (Mpa)	1900
f_{ytk} (Mpa)	1710
$0,74f_{ptk}$	1406
$0,82f_{ytk}$	1402,2
f_{pt} (Mpa)	1402,2

Também em consonância com o projeto de referência foram adotadas cordoalhas de 12,7mm, com área mínima de 98,6 mm². A partir da área e da tensão inicial é possível calcular a força inicial para uma cordoalha, bem como os valores de força descontadas as perdas.

Tab. 41 Força inicial adotada para 1 cordoalha

F_i cordoalha (kN)	138,3
F_0 cordoalha (kN)	127,5
F_{∞} cordoalha (kN)	99,7

A partir da força resistente de cada cordoalha e da força total necessária obtida pelo diagrama (vide Tab. 39), calcula-se o número total de cordoalhas necessárias.

Para esta análise foram adotados cabos de 12 cordoalhas, conforme projeto de referência. Ressalta-se que devido ao arredondamento do número de cabos os valores das forças devem ser atualizados.

Tab. 42 Número de cordoalhas e Força total – Viga 30m

	Viga 30m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
F_0 (kN)	7824,69	8210,84	11553,02
F_0 cordoalha (kN)	128,98	128,98	128,98
n° cordoalhas	61	64	90
n° cabos de 12φ12,7	5,08	5,33	7,50
n° cabos de 12φ12,7 (arred)	6	6	8
F_0 (kN) atualizado	9286,55	9286,55	12382,07

Os fusos foram traçados conforme número de cabos (6 cabos) adotados no projeto de referência para efeitos comparativos. Assim, a seguir mostra as respectivas forças e tensão (no C.G) para 6 cabos.

Tab. 43 Força total adotada – Viga 30m

F_0 (kN)	9286,55
F_∞ (kN)	7610,21
σ_{g0} (Mpa)	4,91
$\sigma_{g\infty}$ (Mpa)	4,02

A partir dessas tensões calculadas é possível calcular os contornos do núcleo limite (c, -c). As demais variáveis necessárias, usa-se os limites de tensão conforme caso e os valores de K_s e K_i da Tab. 33. Os valores são apresentados na tabela a seguir

Tab. 44 Valores para o núcleo limite (c' e -c) em metros – Viga 30m

	Viga 30m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
c' (cs)	5,703	3,754	3,754
c' (ts)	1,178	1,082	0,602
c (ti)	1,999	1,853	1,120
c (ci)	2,402	1,544	1,544
c'	1,178	1,082	0,602
-c	-1,999	-1,544	-1,120

A partir desses valores, desconta-se a razão momento sobre força de protensão (considerando as fases mínimo e máximo com as respectivas forças) para obter o fuso de passagem. Para os momentos foi utilizado o valor do esforço em cada seção. Junto ao fuso, para efeitos comparativos, foi plotado o cabo representante conforme posição média dos centros de gravidades dos cabos adotados em projeto. Em linha pontilhada foram plotados os contornos geométricos da viga e da laje.

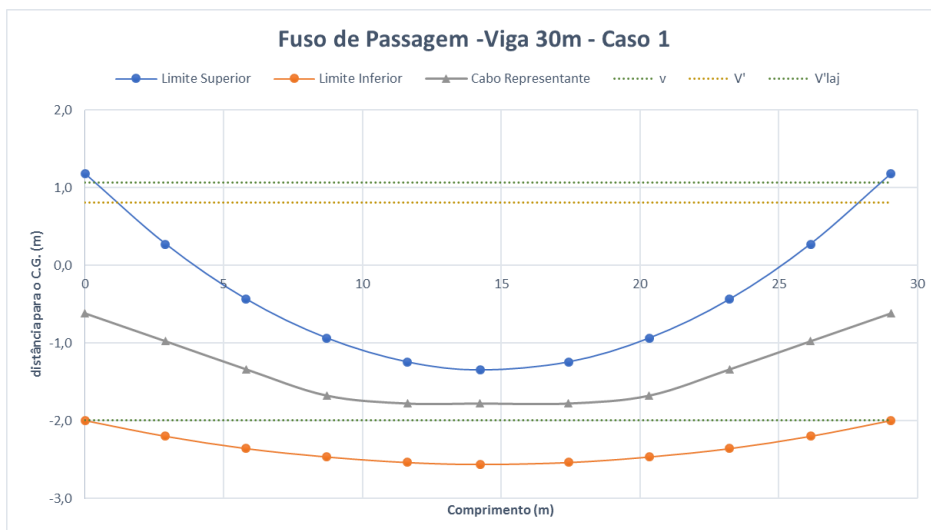


Fig. 100 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 1

Tab. 45 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 1

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	1,178	-1,999
s1	0,904	0,201	0,274	-2,201
s2	1,612	0,359	-0,434	-2,358
s3	2,113	0,466	-0,935	-2,465
s4	2,419	0,537	-1,241	-2,537
s5	2,522	0,561	-1,344	-2,561
s6	2,419	0,537	-1,241	-2,537
s7	2,113	0,466	-0,935	-2,465
s8	1,612	0,359	-0,434	-2,358
s9	0,904	0,201	0,274	-2,201
s10	0,000	0,000	1,178	-1,999

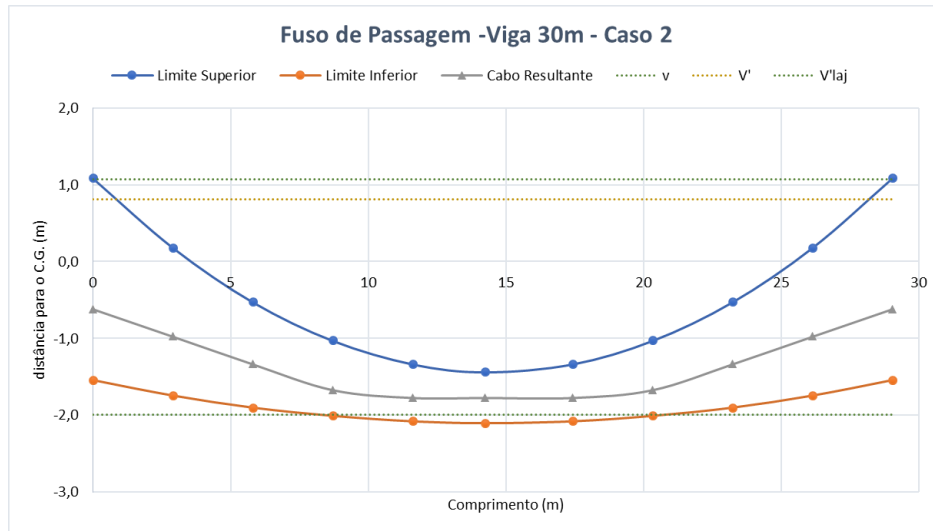


Fig. 101 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 2

Tab. 46 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 2

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	1,082	-1,544
s1	0,904	0,201	0,178	-1,745
s2	1,612	0,359	-0,530	-1,902
s3	2,113	0,466	-1,031	-2,009
s4	2,419	0,537	-1,337	-2,081
s5	2,522	0,561	-1,440	-2,105
s6	2,419	0,537	-1,337	-2,081
s7	2,113	0,466	-1,031	-2,009
s8	1,612	0,359	-0,530	-1,902
s9	0,904	0,201	0,178	-1,745
s10	0,000	0,000	1,082	-1,544

Para os casos 1 e 2, verifica-se que o cabo representante está completamente dentro dos fusos. Isso demonstra que a excentricidade adotada para o cabo ao longo de todo o vão, juntamente a força de protensão escolhida proporcionam efeitos de protensão que respeitam os limites de tensão pré-estabelecidos. No fuso para o caso 2 é possível visualizar também o efeito da restrição de tensão, a faixa do fuso fica mais estreita, tanto pelo rebaixamento do limite superior, quanto pelo alteamento do limite inferior.

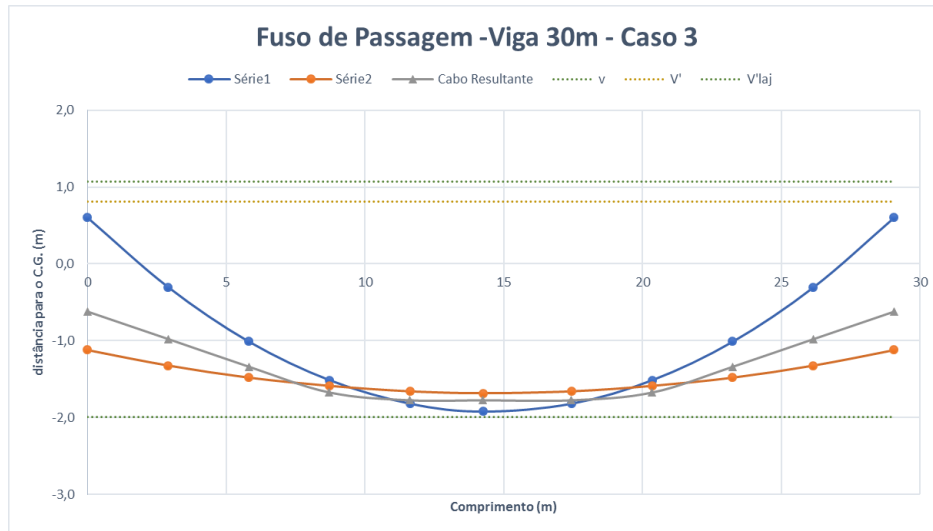


Fig. 102 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3

Tab. 47 Valores Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	0,602	-1,120
s1	0,904	0,201	-0,302	-1,322
s2	1,612	0,359	-1,010	-1,479
s3	2,113	0,466	-1,511	-1,586
s4	2,419	0,537	-1,817	-1,658
s5	2,522	0,561	-1,921	-1,682
s6	2,419	0,537	-1,817	-1,658
s7	2,113	0,466	-1,511	-1,586
s8	1,612	0,359	-1,010	-1,479
s9	0,904	0,201	-0,302	-1,322
s10	0,000	0,000	0,602	-1,120

Com relação ao Caso 3, nota-se que o limite superior fica abaixo do limite inferior, entre as seções 10 e 20. Isso demonstra que a força escolhida, para a excentricidade dada, produziu efeitos de protensão que desrespeitaram os limites de tensão pré-estabelecidos.

Vale lembrar que o fuso para o caso 3 foi desenhado para uma força de 6 cabos de 12 cordoalhas, quando na verdade as contas demonstraram que seriam necessários 8 cabos de 12 cordoalhas. Caso desenhado para 8 cabos, o fuso teria configuração conforme mostrado na Fig. 103. O fuso torna-se possível, porém os cabos representantes permanecem fora dos limites. A protensão aumentada permanece desrespeitando algum limite de tensão pré-estabelecido.

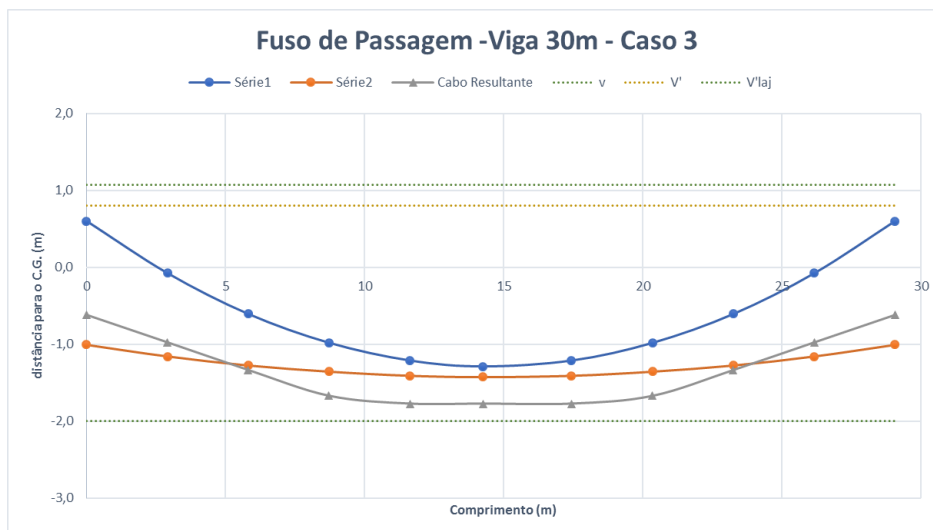


Fig. 103 Fuso de Passagem – Viga 30m – Caso 3 com alteração de F_0

Essa inviabilidade do fuso confirma que, possivelmente, o projeto não foi pensado para esse estado limite de serviço. Alterações mais robustas, na geometria da seção, na resistência do concreto ou mesmo na protensão em si, podem ser necessárias para viabilizar uma solução de protensão.

Nos itens a frente, os fusos serão aplicados com maior nível detalhe, considerando as diversas fases de carregamento, suas respectivas idades, bem como a resistência limite do concreto para cada idade. No entanto, o objetivo principal não será o mesmo de somente verificar uma força de protensão, mas sim de realizar as verificações de tensões por cada seção no décimo do vão, para estados limites de serviços, que são necessárias e recorrentes num processo de projeto.

4.4.2 ANÁLISE DE TENSÕES

4.4.2.1 Definição de envoltórias e Análise tradicional

Em um método tradicional de projeto são verificadas as tensões, devido as diferentes combinações de carregamentos, consideradas nos bordos inferior e superior, para cada seção transversal da viga (no décimo do vão), considerando cada fase de carregamento. Assim, da mesma maneira que o item de cálculo de força, serão consideradas premissas e detalhes descritos para a viga de 35m. Apresenta-se a seguir os dados para a viga de 30m.

Com relação às características geométricas, foram adotadas as mesmas premissas do item 4.3.1. Para os esforços, foram utilizadas definições de combinação conforme caso de análise 2 e 3, também no item 4.3.1. Apresentam-se as tensões limites:

Tab. 48 Tensões limites por casos de análise

	Caso 2	Caso 3	Caso 4
	ELS-F	ELS-D	ELS-CE
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,21	0,00	-3,85
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	17,50	17,50	24,50
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	17,50	17,50	24,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,21	0,00	-3,85

Para esta análise foram usadas como base as fases definidas no projeto de referência, semelhantes à da viga de 35m:

Tab. 49 Fases de Carregamento

Fase	Carregamento
Fase 1	Peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
Fase 2	fase 1 + 2ª etapa de protensão
Fase 3	fase 2 + peso próprio lajes e transversinas
Fase 4	fase 3 + sobrecarga permanente
Fase 5	fase 4 + carga móvel
Fase 6	fase 4 + perdas diferidas
Fase 7	fase 6 + carga móvel

Tab. 50 Momentos por tipo de carregamento (seção S5)

	Momento (kNm)
	Caso 1
peso próprio viga	3018
peso laje + transversinas	2195,8
sobrecarga permanente	3429,9
carga móvel	10551

Tab. 51 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5)

	Esforços - momento fletor seção S5 (kNm)						
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7
Combinação Frequente	4276	4276	6913,8	11336,5	24549,2	11336,5	24549,2
Combinação Rara	4276	4276	6913,8	11336,5	24549,2	11336,5	24549,2

No que se refere a força de protensão, foi utilizado o mesmo número de cabos adotado para traçar o fuso. Na fase 1 foi aplicada metade da força total de protensão, com uso de 4 cabos apenas, enquanto na fase 2 foi aplicado o restante dos cabos, ficando a força com o somatório das duas fases.

Tab. 52 Forças por etapa de protensão

1ª etapa de protensão	
F_{0-1} (kN)	4643,27
$F_{\infty-1}$ (kN)	3805,11
2ª etapa de protensão	
$F_{0-2} = F_0$ (kN)	9286,55
$F_{\infty-2} = F_{\infty}$ (kN)	7610,21

A excentricidade adotada representa o C.G dos cabos em cada seção. Para a seção S5 foi de 1,774m. Assim, apresenta-se a seguir as tensões para os bordos da seção, por fase. Para o presente trabalho foi feita apenas a verificação no meio do vão (seção S5), porém num projeto devem ser verificadas cada seção em cada décimo do vão. Foram calculadas as tensões para os bordos inferior (σ_i), bordo superior, considerando a viga (σ_s) e bordo superior considerando a laje (σ_{slaj}).

Tab. 53 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,40	1,21	6,19	1,73	6,71
σ_s (MPa)	-2,71	<u>-9,39</u>	0,91	2,13	5,87	2,30	6,04
σ_i (MPa)	10,48	<u>24,61</u>	14,80	11,79	2,52	8,29	-0,98

4.4.2.1.1 Análise Caso2 – ELS-F

Comparando os valores calculados com os da Tab. 48, para o Caso 2 (ELS-F), e Tab. 54, verifica-se que algumas tensões extrapolam os limites. As células destacadas da Tab. 53 mostram as tensões extrapoladas.

As fases 1 e 2 representam as etapas de protensão em fases construtivas. Considera-se a fase 1 com ocorrência no 3º após concretagem, a fase 2 no 10º dia após concretagem e as fases seguintes a partir do 28º dia. Assim, os limites de tensões variam conforme essas datas.

A tabela a seguir apresenta os limites calculados de acordo com as considerações de fases construtivas, conforme explicitado no item 4.2.2:

Tab. 54 Tensões por idade de concretagem

t (dias)	$\bar{\sigma}_t$ (MPa)		$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	
3	2,73	(1,2fctm)	14,65	(0,7fcj)
4	2,93	(1,2fctm)	16,24	(0,7fcj)
10	3,44	(1,2fctm)	20,70	(0,7fcj)
28	3,21	(fctm)	17,50	(0,5fcj)

Para propor soluções para as tensões não passantes, deve-se tentar solucionar cada problema de tensão em cada bordo, em cada fase, verificando o efeito nas demais fases.

Dessa forma, na fase 1, verifica-se os limites não são extrapolados por pouca diferença. A protensão poderia ocorrer no 3º dia, como proposto no projeto de referência.

Com relação a Fase 2, no bordo superior, verifica-se que os limites foram extrapolados com grande discrepância, a tensão foi de -9,39MPa quando o limite, para 10 dias era de 3,52 MPa. O concreto iria a ruína tanto pela tração quanto pela compressão no bordo inferior. Tal situação demonstra inadequação da seção de concreto. Uma possível solução seria ou aumento da seção ou aproveitamento da laje como seção colaborante, conforme citado no item 4.2.2.

Utilizando a opção de laje colaborante, a segunda etapa de protensão ocorreria junto com as cargas de peso próprio, da viga, da laje e das transversinas. Nesse caso, antes da segunda etapa de protensão, deve-se verificar uma fase nova (Fase 1-A), que representaria a as tensões as tensões na viga com carregamentos das lajes e transversinas. Para essa fase, são consideradas as cargas de peso próprio da viga, com a 1ª etapa de protensão já executada, somadas a carga de peso próprio da laje e transversina, porém considerando apenas a área da viga isolada como área da seção, para considerar a hipótese da laje sem resistência no ato da concretagem. Verifica-se que as tensões resultantes são baixas. O concreto da viga no 3º dia teria resistência suficiente. Logo, em teoria, a laje poderia ser concretada imediatamente após a 1ª etapa de protensão (3º dia). As restrições seriam apenas de cunho construtivo.

Tab. 55 Tensões nova fase 1-A

	F1-A
σ_{slaj} (MPa)	0,00
σ_s (MPa)	0,18
σ_i (MPa)	7,82

Após essa fase, analisa-se a seção cheia (viga + laje) submetida à segunda etapa de protensão. Para tanto, calculam-se as tensões considerando o peso próprio da viga, o peso próprio das lajes e transversinas e a carga total de protensão (soma das etapas 1 e 2). Verifica-se que essa configuração de tensão se assemelha a fase 3 e, portanto, não há necessidade de criar fase nova.

Deve-se então definir uma data para aplicação da segunda etapa de protensão. Considerando que a laje (caminho crítico no prazo nesse caso) será concretada no dia 3, a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer no mínimo com 1 dia após concretagem da laje, ou 4 dias de concretagem da viga. A viga com 4 dias possui resistência de 16,24MPa para compressão e de 2,93MPa para tração, ambas superiores as solicitantes.

Nesse caso, já se considera a área da seção da viga somada a laje. Deve-se atentar também, para que a laje já tenha também adquirido uma resistência mínima para suportar a carga da protensão.

Conforme pode ser visto pelas tensões na fase 3, caso a 2ª etapa de protensão fosse aplicada após concretagem da laje, a máxima tração no topo da laje seria de apenas 0,40 MPa e compressão de 0,91MPa. A compressão na laje, por sua vez não seria motivo de preocupação, pois só iria ocorrer a partir da adição das sobrecargas permanentes (ainda com valor baixo) e só teria valor alto quando da adição da carga móvel. Para uma laje com mesmo f_{ck} da viga (35 MPa), já com 1 dia de concretagem, há uma resistência a compressão de 8,38 MPa e a tração de 1,88 MPa. Assim para qualquer data posterior ao 1º dia de concretagem da laje seria possível aplicar a 2ª etapa de protensão sem comprometimento da própria laje.

Com relação a viga, a fase 3 apresenta as tensões solicitantes $\sigma_{s,r}=0,91\text{MPa}$ e $\sigma_i= 14,80$ MPa, dentro dos limites de 4 dias de concretagem. Assim após verificação da laje e viga, verifica-se que a 2ª etapa protensão poderia ocorrer em qualquer data a partir do 4º dia de concretagem da viga.

A solução de 2ª etapa de protensão apenas após concretagem da laje é viável. As tensões para as fases 1, 1-A (no lugar da fase 2) e 3 respeitam os limites estipulados. Na realidade, a solução de protensão em duas etapas faria sentido apenas com o uso da laje colaborante, para o presente caso.

De forma a compatibilizar as soluções, apresenta-se a seguir as tensões finais para a soluções sugeridas acima: 2ª etapa de protensão após concretagem da laje (fase 2 excluída).

Tab. 56 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,40	1,21	6,19	1,73	6,71
σ_s (MPa)	-2,71	0,17	0,91	2,13	5,87	2,30	6,04
σ_i (MPa)	10,48	7,82	14,80	11,79	2,52	8,29	-0,98

Em síntese, após 1ª etapa de protensão no 3º dia, a viga já teria resistência suficiente para suportar a carga da laje (vide tensões fase 1-A), ou seja, teoricamente, a laje poderia ser concretada logo em seguida. As restrições para tal seriam apenas de cunho construtivo. Considera-se para a presente análise que a laje possa ser concretada imediatamente após a protensão. Em seguida, após 1 dias de laje concretada, já há resistência da estrutura (viga e laje) para suportar as tensões da 2ª etapa de protensão (vide fase 3). Dessa forma, a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer no 4º dia de concretagem da viga.

Verifica-se que a solução para fase 2 não provocou demais efeitos nas outras fases de carregamento. Ademais a análise permitiu verificar que a concretagem e protensão da estrutura podem ser mais ágeis, caso não haja restrições construtivas.

Por fim, destaca-se que as soluções aplicadas não ensejaram em gastos de materiais e tampouco em retrabalhos nas rotinas de cálculo. Ressalta-se, também, que a análise foi realizada apenas para a seção S5, para fins explicativos, mas a mesma conferência e posterior adequação deve ser realizada conferindo as seções em cada décimo do vão.

4.4.2.1.2 Análise Caso 3 – ELS-D

Da mesma maneira que na análise do caso 2 (ELS-F, para combinações raras), realiza-se a análise para o caso 3 (ELS-D, para combinações frequentes). Como explicado, os valores das tensões calculadas por meio das combinações raras e frequentes permanecerão iguais, considerando que a ação variável principal é a carga móvel, que não há outros tipos de cargas variáveis e que o coeficiente para valor frequente é 1. Assim, parte-se da tabela de tensões da análise anterior, já partindo das soluções adotadas.

Tab. 57 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	<u>-0,40</u>	1,21	6,19	1,73	6,71
σ_s (MPa)	<u>-2,71</u>	0,17	0,91	2,13	5,87	2,30	6,04
σ_i (MPa)	10,48	7,82	14,80	11,79	2,52	8,29	<u>-0,98</u>

Nesse caso, os limites de tensão de compressão são os mesmo que do ELS-F, porém os de tração são nulos. As células destacadas mostram as tensões extrapoladas

Primeiramente, conforme explicado para a viga de 35m, deve-se destacar que, para fases construtivas, é possível a aceitação de valores de tração superiores a 0, por se considerar que nessas fases o tempo de atuação das tensões é curto. Todavia, os valores de tensão não podem extrapolar os limites de formação de fissura. Todavia, os riscos devem ser bem avaliados.

A Fase 1 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da viga muito abaixo de 0, porém inferior ao limite do ELS-F, ou seja, não proporcionaria formação de fissuras. Essa tração prevista para a 1ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a concretagem da laje.

A Fase 3 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da laje pouco abaixo de 0, porém dentro do limite do ELS-F. Essa tração prevista para a 2ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a sobrecarga permanente (lastro, dormentes e demais equipamentos de via).

Com relação a fase 7, verifica-se que resta uma tração de 0,98MPa no bordo inferior, também abaixo do limite de formação de fissuras, porém superior ao limite de descompressão. E diferentemente das fases construtivas, essa é uma fase que perduraria no tempo.

Verifica-se assim, que o projeto de referência não foi detalhado para o nível de descompressão total. Muitas adequações deveriam ser feitas para o aceite dos valores de tensões nos bordos, em consonância com os cálculos apresentados pelos diagramas.

4.4.2.1.3 Análise Caso ELS-DP

Pode-se verificar o projeto então para o estado ELS-DP, estado limite de serviço para descompressão parcial, conforme explicado para a viga de 35m.

No caso da viga de 30m, para verificar o valor de a_p (Fig. 81), calcula-se a altura da região submetida a tração (h_t). Partindo das tensões nos bordos da viga na fase 7, ($\sigma_s=6,04$ MPa e $\sigma_i=-0,98$ MPa), e considerando a altura da viga $h=2,8$ m, toma-se como v_t a altura da linha neutra com relação ao bordo inferior e $h-v_t$ a altura da linha neutra com relação ao bordo superior. Com base nesses valores é possível calcular o valor de v_t como 0,39m. Considerando que a menor distância entre o cabo representante até o bordo inferior é de 22cm e que $v_t=39$ cm, verifica-se que todos os cabos encontram-se em zona tracionada, ou seja, não há valor factível de a_p . Assim, além de não respeitar os critérios do estado ELS-D, também não são respeitados os do ELS-DP.

4.4.2.1.4 Soluções para ELS-DP

Para solucionar o caso, é necessário reduzir a tensão no bordo inferior da viga. Para reduzir o valor negativo de tensão, dado como constante os momentos devidos aos carregamentos externos, pode-se aumentar o valor da força de protensão (dado pela quantidade de cabos), aumentar a excentricidade, para aumentar o efeito da protensão sem alterar a força, ou alterar a seção transversal, proporcionando um aumento no valor de W_i .

$$\sigma_i = \frac{F}{A} + \frac{F e_0}{W_i} - \frac{M}{W_i} \quad \text{Eq. 86}$$

Preferencialmente, a opção de aumentar a força de protensão deve ser deixada por último por incorrer em maiores custos bem como retrabalhos de cálculo. Teoricamente, poder-se-ia aumentar a excentricidade dos cabos para aumentar o efeito da protensão. Todavia, no

presente caso, os cabos já estão próximos ao limite do cobrimento da peça. Assim resta, adequar a área da seção transversal.

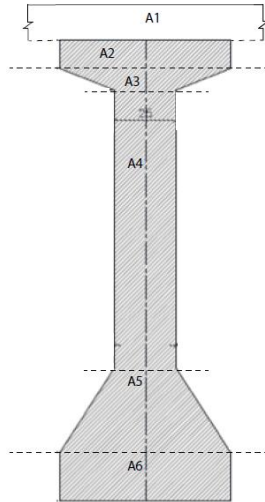


Fig. 104 Definição de áreas para características geométricas de seção típica

Na adequação da seção, deve-se atentar para a correlação dos parâmetros geométricos, A , I , v e W_i . Para reduzir a tensão no bordo inferior, basicamente, deve-se aumentar o módulo resistente inferior e $W_i = I/v$. Para tanto, pode-se atuar em diversas áreas da seção, conforme Fig. 104. Na prática, deve-se procurar atuar na alma ou na mesa inferior, buscando um equilíbrio de valores entre I e v para aumentar W_i e reduzir σ_i . São apresentadas na tabela a seguir um resumo das opções estudadas.

Solução	Variáveis alteradas	Tabela
Aumentar altura da alma (A4)	h_{i4}	Tab. 58
Aumentar largura mesa inf. (A6)	b_{i6}	Tab. 59
Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6	b_{i6}, h_{i6}, h_{i5}	Tab. 60
Aumentar altura mesa inf. (A6)	h_{i6}	Tab. 61
Aumentar altura mesa inf. (A6), reduzindo A5	h_{i6}, h_{i5}	Tab. 62
Aumentar altura e largura área A6	b_{i6}, h_{i6}	Tab. 63

O ideal é buscar uma solução que não incida em grande consumo de material e que não impacte em restrições de geometria. Será adotada como premissa a preferência por não

aumentar muito a altura da viga, uma questão recorrente em projetos de pontes e viadutos, para atender gabaritos das interferências transpostas (rios ou rodovias por exemplo).

a) Aumentar altura da alma

Uma primeira opção seria aumentar a inércia aumentando a altura da viga na seção da alma (A4). No entanto verifica-se que, apesar do aumento considerável da inércia, o C.G. da viga também varia, com aumento de v também considerável. Isso faz com que o W_i não aumente como esperado. Para superar o limite de $a_p > 5\text{cm}$, seria necessária uma altura de $h_{i4} = 2,44\text{m}$ com altura total da viga de 3,2m, 40cm a mais que a original. No entanto, esse valor pode representar um aumento de altura indesejável, uma vez que é comum, nos projetos de pontes e viadutos, restrição de altura de viga pelo gabarito da interferência transposta. Assim, a solução com elevado aumento de altura tende a não ser muito boa.

Tab. 58 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de h_{i4} – Viga 30m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,85	0,9	2,09	0,35	0,2	1,905	2,364	2,024	1,168	-0,88	5,98	-14,6
	3,2	0,9	2,44	0,35	0,2	1,992	3,091	2,235	1,383	-0,3	5,6	5,7

Uma segunda opção pode ser aumentar o valor de V atuando diretamente na mesa inferior, aumentando sua seção. Uma alternativa é considerar o aumento da seção sem alterar a altura da mesa ou da viga, para contemplar uma restrição de altura de viga. Para tanto, foram testados dois caminhos:

b) Aumentar a largura da mesa inferior

Foi realizado aumento a largura da mesa (b_{i6}), variando de 0,9. até 1,2m. Verifica-se que a tensão no bordo inferior reduz de -0,98MPa a -0,51MPa. A redução é considerável, porém o valor de a_p ainda fica abaixo do limite de 5cm. Somente com 1,20m, 0,30m a mais que geometria original, seria possível chegar em a_p maior que 5cm.

Tab. 59 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} – Viga 30m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,8	1	2,04	0,35	0,2	1,93	2,389	1,959	1,219	-0,73	5,95	-8,6
	2,8	1,1	2,04	0,35	0,2	1,967	2,505	1,925	1,3	-0,51	5,86	-0,4
	2,8	1,2	2,04	0,35	0,2	2,005	2,613	1,893	1,38	-0,33	5,77	6,8

c) Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6

Aumentar a largura da mesa inferior e inverter a altura dos elementos da mesa inferior, sem alterar a altura total. A região com seção A5, em forma de trapézio, tinha uma altura de 0,35m e a base retangular seção A6, tinha uma altura de 0,20m. Passou-se, então, a altura de A6 para 0,30m e a outra para 0,25, mantendo a altura total. Além disso, aumenta-se a largura da mesma maneira do item anterior, variando de 0,9. até 1,1m. Como resultado, há uma diferença com relação a proposta anterior, é possível alcançar o limite de 5cm com a largura de 1,10m, ao invés de 1,20m. Uma economia de 10cm em largura na base, porém no total há um aumento de área de 0,005m² devido a inversão das alturas.

Tab. 60 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} +inverter h_{i5} e h_{i6} – Viga 30m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,8	0,9	2,04	0,25	0,3	1,925	2,356	1,966	1,198	-0,8	5,97	-11,1
	2,8	1	2,04	0,25	0,3	1,967	2,484	1,928	1,288	-0,55	5,87	-1,9
	2,8	1,1	2,04	0,25	0,3	2,01	2,606	1,892	1,377	-0,35	5,77	6,1

Ainda dentro da opção de aumentar o valor de V, atuando diretamente na mesa inferior, uma terceira alternativa seria de aumentar a altura dos elementos da mesa. Para tanto foram testados os seguintes caminhos, considerando um aumento máximo de 10cm na altura total da seção:

d) Aumentar altura da mesa inferior

Aumentar apenas a altura de A6, mantendo inalterada a altura de A5. A tensão no bordo inferior passou de -0,98MPa para -0,35 MPa. A redução de tensão é considerável, mas o valor de a_p permanece baixo. Para superar o limite de $a_p > 5$ cm,

seria necessária uma altura de $h_{i6}=0,35\text{m}$ com 2,95m totais, 15cm maior que a configuração inicial.

Tab. 61 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de $h_{i6}+h_{i5}$ constante – Viga 30m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,85	0,9	2,04	0,35	0,25	1,937	2,449	1,997	1,226	-0,71	5,91	-8,5
	2,9	0,9	2,04	0,35	0,3	1,982	2,629	2,001	1,314	-0,5	5,79	-1,1
	2,94	0,9	2,04	0,35	0,34	2,018	2,773	2,005	1,383	-0,35	5,69	4,9
	2,95	0,9	2,04	0,35	0,35	2,027	2,809	2,006	1,4	-0,31	5,67	6,7

e) Aumentar altura da mesa inferior, reduzindo A5

A solução anterior poderia ser associada a inversão das alturas dos elementos 5 e 6. Seria possível uma viga com 2,91m, porém a economia seria de apenas 4cm na altura total, com relação a solução de $h=2,95\text{m}$ (Vide última linha da tabela):

Tab. 62 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de h_{i6} +inverter h_{i5} e h_{i6} – Viga 30m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,85	0,9	2,04	0,25	0,35	1,97	2,531	1,971	1,284	-0,57	5,84	-3,3
	2,9	0,9	2,04	0,25	0,4	2,015	2,706	1,976	1,369	-0,38	5,72	3,9
	2,91	0,9	2,04	0,25	0,41	2,024	2,741	1,977	1,386	-0,35	5,7	5,2

f) Aumentar altura e largura da mesa inferior (A6)

Associar as soluções de aumentar a mesa inferior em largura e altura. Aumentando a largura para b_{i6} para 1,0m e a altura h_{i6} para 0,30m, chega-se a uma tensão de -0,28MPa no bordo inferior e um a_p de 8,38m, mais que suficiente.

Tab. 63 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} e h_{i6} – Viga 30m

	h (m)	b_{i6} (m)	h_{i4} (m)	h_{i5} (m)	h_{i6} (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	W_i (m ³)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	a_p (cm)
(Inicial)	2,8	0,9	2,04	0,35	0,2	1,892	2,27	1,994	1,138	-0,98	6,04	-17,1
	2,85	1	2,04	0,35	0,25	1,98	2,58	1,959	1,317	-0,48	5,81	0,2
	2,9	1	2,04	0,35	0,3	2,03	2,772	1,96	1,414	-0,28	5,68	8,4

Para escolha da melhor solução pode-se partir do critério de menor consumo de material, dado pela menor área da seção transversal. Nesse sentido, a melhor solução seria a dada pela Tab. 58, com aumento da altura da alma. No entanto, para essa solução seriam necessários 40cm a mais na altura total, um acréscimo muito elevado, considerando que restrições de gabaritos são extremamente comuns. Os parâmetros para escolha devem ser analisados de forma conjunta. Dessa forma, de todas as soluções apresentadas, aquela que talvez seja mais adequada é dada pela Tab. 60, de apenas aumentar largura da mesa inferior e inverter as alturas de A5 e A6. São acrescidos 20cm na largura, porém não é necessário nenhum acréscimo na altura total. Ademais, a área total da seção transversal é uma das menores das soluções possíveis.

Tab. 64 Resumo soluções ELS-DP – Viga 30m

Solução	Variáveis alteradas	Tabela	A (m ²)	h (m)	Wi (m ³)	Comentários
Aumentar altura da alma (A4)	h_{i4}	Tab. 58	1,992	3,2	1,383	Grande aumento de h (40cm maior)
Aumentar largura mesa inf. (A6)	b_{i6}	Tab. 59	2,005	2,8	1,38	Grande aumento de b_{i6} (30cm maior)
Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6	b_{i6}, h_{i6}, h_{i5}	Tab. 60	2,01	2,8	1,377	Altura constante e b_{i6} 20 cm maior
Aumentar altura mesa inf. (A6)	h_{i6}	Tab. 61	2,027	2,95	1,4	Aumento de h (15cm a mais)
Aumentar altura mesa inf. (A6), reduzindo A5	h_{i6}, h_{i5}	Tab. 62	2,024	2,91	1,386	Semelhante a anterior, mas com h (11cm a mais)
Aumentar altura e largura área A6	b_{i6}, h_{i6}	Tab. 63	2,03	2,9	1,414	Aumento de 10cm em h_{i6} e 10cm em b_{i6}

O método mostrado acima baseou-se em cálculos com tentativas e erros para chegar a um valor adequado da tensão na face inferior da viga. No entanto, alguns métodos podem ser usados para estimar um valor mínimo de W_i para a seção, conforme visto em 3.3.2 e 3.3.3.

Em síntese, pode se obter o W_i mínimo da razão da diferença de momentos pela diferença de tensões, tendo como referência a face da qual se quer obter o valor de W. Na

presente análise será utilizado a formulação apresentada no item 3.3.3, que considera o efeito das perdas.

$$W_i \geq \frac{M_M - \eta \cdot M_m}{\eta \cdot \bar{\sigma}_{ci} - \bar{\sigma}_{ts}}$$

Utilizando os valores de 0,30 MPa para a tensão limite de tração e 17,5MPa para a tensão limite de compressão, bem como os valores de 5213,8 kNm para M_m , 19194,7 kNm para M_M e η de 0,76, foi obtido um W_i mínimo de 1,381m³. Ressalta-se que o valor de 0,30 MPa foi adotado para limite de tração porque foi observado que era um valor razoável para atingir o valor de a_p como desejável.

A partir dos valores de W_i obtidos pelas Tab. 58 à Tab. 63, verifica-se que para atender ao limite estipulado por norma de a_p , em geral os valores de W_i giraram em torno de 1,380, 1,383 e 1386. Isso demonstra coerência entre as duas análises e mostra que a formulação poderia ser utilizada para otimizar esforços de cálculo.

Por todo o exposto, fica nítido que essa processo de verificação de tensões é essencial, porém muito trabalhoso. Deve-se estar atento para verificar todas as tensões nos 3 bordos apresentados, para cada fase de carregamento, tendo em vista as verificações no estado de serviço necessárias para o tipo de protensão pré-definido (ELS-F e ELS-D, no caso). Tudo isso deve ser feito para as seções transversais em cada décimo do vão, no mínimo.

No item a seguir será aplicado um método mais prático para auxiliar nessas análises de tensões, conforme conceitos apresentados no item 4.3.2.

4.4.2.2 *Análises de Tensões por fusos*

Partindo dos conceitos apresentados acerca dos núcleos de passagem e fusos de passagem, apresenta-se a seguir uma forma gráfica de verificação das tensões nos bordos das seções, tendo em vista os limites estipulados pelos diferentes estados limites de serviço predefinidos.

Isso posto, para o presente trabalho foram escolhidos, então, os seguintes critérios para desenho dos fusos, em semelhança aos criados para a viga de 35m: fusos para as etapas construtivas, etapa 1 e 2 de protensão, representadas pelas fases 1 e 2 e etapa de concretagem da laje, fase 1-A; Será criado um único fuso que representa a envoltória de diferentes carregamentos e forças de protensão entre as fases 3 e 7. Além disso, todos esses fusos serão repetidos para cada estado limite de serviço em análise (ELS-F e ELS-D). No presente trabalho os critérios também foram escolhidos devido ao fim didático de melhor explicar a aplicação do método.

4.4.2.2.1 Análise Caso 2 – ELS-F

Assim, apresenta-se primeiramente os fusos traçados para a Solução 1, que representa a condição inicial apresentada na análise do estado ELS-F, item 4.3.2.1, no qual havia o seguinte conjunto de tensões:

Tab. 65 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,40	1,21	6,19	1,73	6,71
σ_s (MPa)	-2,71	<u>-9,39</u>	0,91	2,13	5,87	2,30	6,04
σ_t (MPa)	10,48	<u>24,61</u>	14,80	11,79	2,52	8,29	-0,98

Com relação a Fase 1, a Fig. 105 mostra que, para a seção S5, as tensões limites foram respeitadas o cabo representante ficou praticamente em cima do fuso, em coerência com a análise do item 4.3.2.1, que mostrava uma tensão de tração no bordo superior da viga de 2,71Mpa, pouco inferior ao limite aceitável de 2,73 Mpa. No entanto, verifica-se também que as seções adjacentes a seção S5 estão ligeiramente fora do fuso. As tensões nessas seções extrapolariam o limite aceitável. Uma possível solução seria a simples elevação do cabo nesses pontos. Esse exemplo demonstra uma das vantagens em usar o fuso, visualizando a verificação de tensão para todo o comprimento da viga.

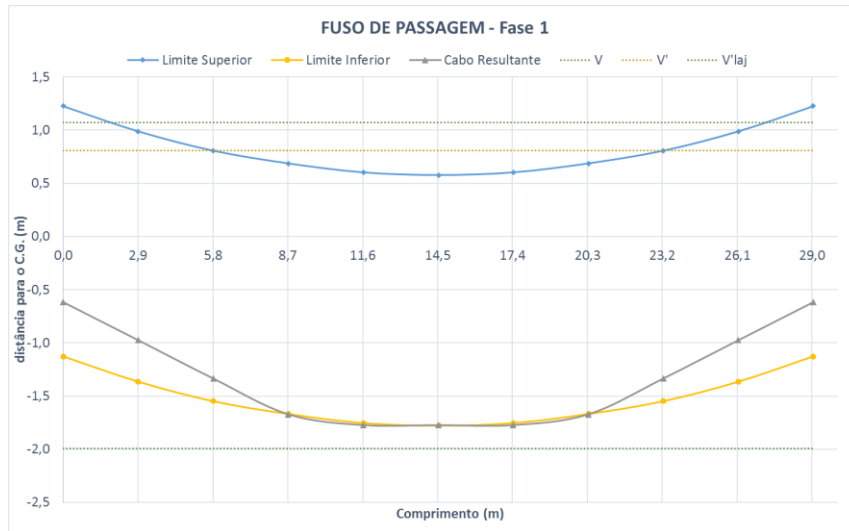


Fig. 105 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1

Já para a fase 2, conforme item 4.3.2.1.1, havia uma grande discrepância da tensão calculada para o limite pré-definido, o que também pode ser visualizado pelo fuso da fase 2, Fig. 106. O que demonstra graficamente a inviabilidade de adotar uma 2ª etapa de protensão antes da concretagem da laje.

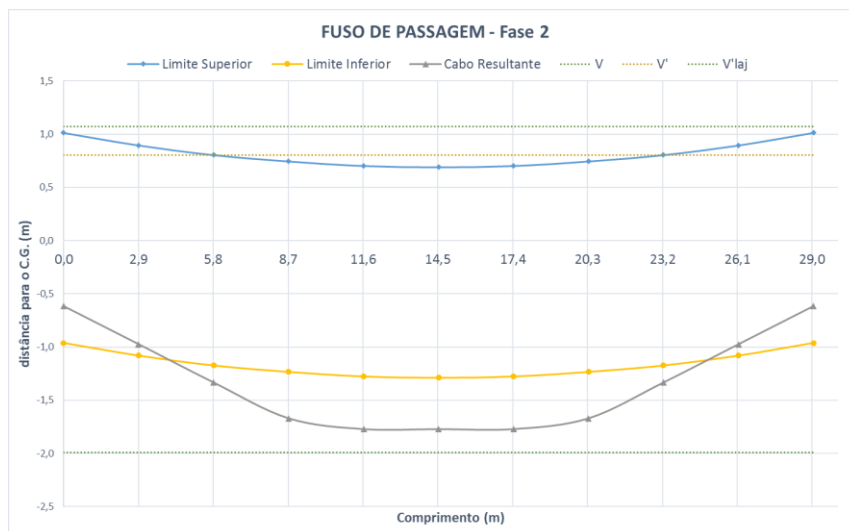


Fig. 106 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2

Já para as fases 3 a 7, o cabo representante respeitou os limites do fuso obtido, o que demonstra que não foram extrapoladas tensões para qualquer um dos carregamentos adotados em cada fase. Assim, pelos três fusos traçados, verifica-se que a análise coincide com a análise de tensões feita no item 4.3.2.1. No entanto, ressalta-se que nesse item, foi realizada apenas a análise para a seção do meio do vão (S5), já análise gráfica permitiu a visualização de forma prática da análise realizada para todas as seções, mais que o mínimo de décimo do vão.

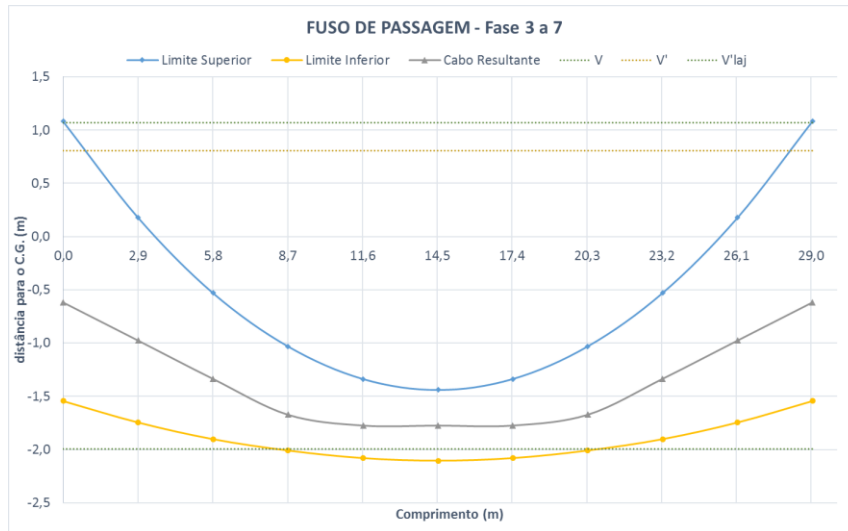


Fig. 107 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7

A seguir serão apresentados os fusos para a solução 2, que representa a solução da 2ª etapa de protensão após concretagem da laje (fase 2 excluída).

Primeiramente, repete-se a Tab. 56 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2, para facilitar visualização.

Tab. 66 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	<u>-0,40</u>	1,21	6,19	1,73	6,71
σ_s (MPa)	<u>-2,71</u>	0,17	0,91	2,13	5,87	2,30	6,04
σ_i (MPa)	10,48	7,82	14,80	11,79	2,52	8,29	<u>-0,98</u>

Em comparação com os fusos da solução 1, verifica-se que a solução 2 proposta surtiu efeito. Com relação a Fase 1, não houve alteração, para a Solução original.

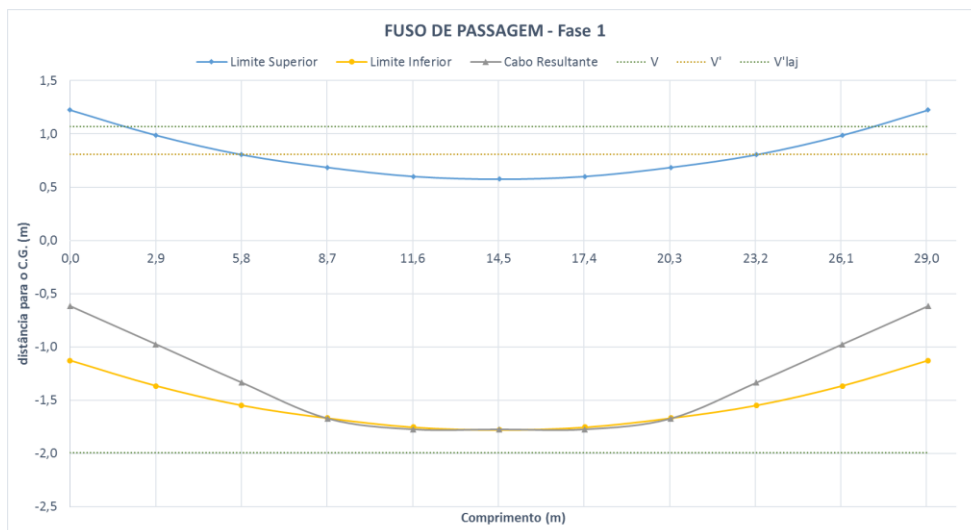


Fig. 108 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1

Para a fase 1-A, fase na qual há a concretagem da laje no dia 3, após primeira etapa de protensão, não há problemas. Considera-se que todo o peso do conjunto é resistido apenas pela área da viga, uma vez que a laje ainda não adquiriu resistência suficiente. Para essa fase, o cabo está completamente inserido na região do fuso.

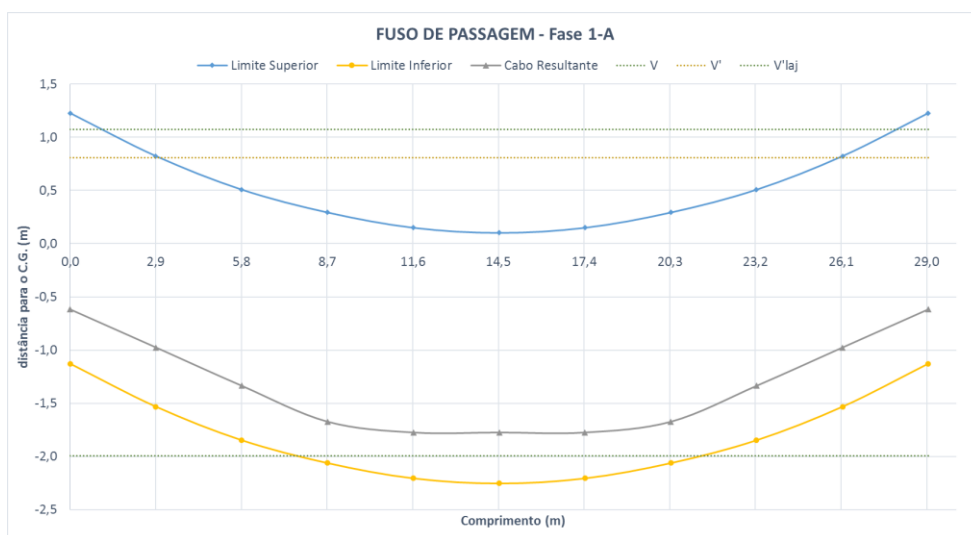


Fig. 109 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A

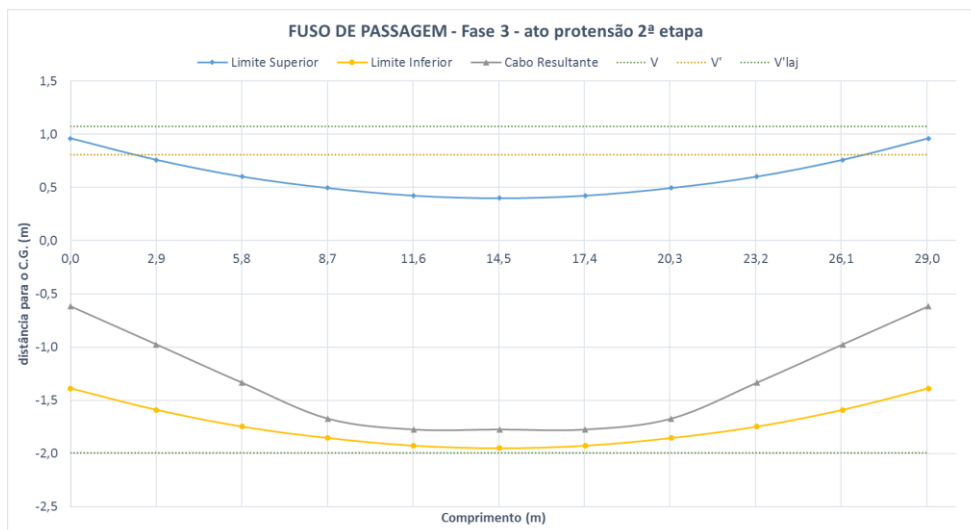


Fig. 110 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3

Foi desenhado um fuso, em separado, para verificar as tensões no ato da 2ª etapa de protensão, conforme Fig. 110. Nessa etapa, já se considera a seção da laje colaborante à viga para resistir aos efeitos da protensão. Considera-se que esta etapa é realizada no dia 4. E como pode ser visto o cabo está bem adequado aos fusos.

Assim destaca-se uma outra vantagem do emprego dos fusos: é possível visualizar de maneira mais prática o efeito que uma solução, dada para um problema em uma seção, pode ter em outras seções.

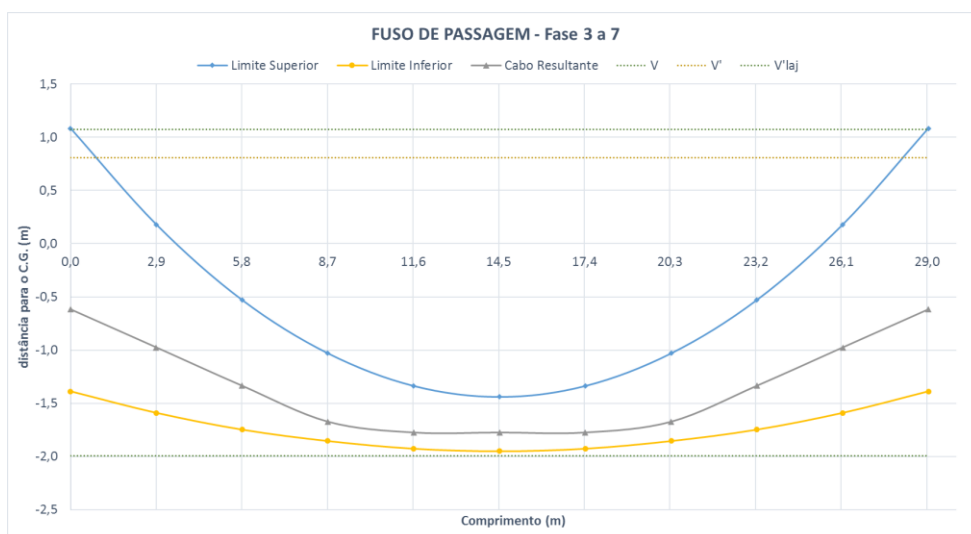


Fig.111 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7

Nas fases 3 a 7, considera-se a mesma fase 3 com as tensões no dia 3, para exemplificar que tudo poderia ser contemplado por um único fuso. O cabo representante também se mostra

bem adequado ao fuso. E de acordo com todos os fusos apresentados p a solução 2, é visível a coerência com a análise de tensões por meio do item 4.3.2.1.1, assim como na solução 1.

4.4.2.2.2 Análise Caso 3 – ELS-D

A mesma verificação, com os mesmos tipos de fusos foi realizada tendo em vista o estado ELS-D. E como visto também no item 4.3.2.1.2, há extrapolação da tensão de limite de tração nas fases 1, 1-A, 3 e 7. Essa extrapolação pode ser visualizada nos gráficos a seguir com o cabo representante fora dos limites dos fusos.

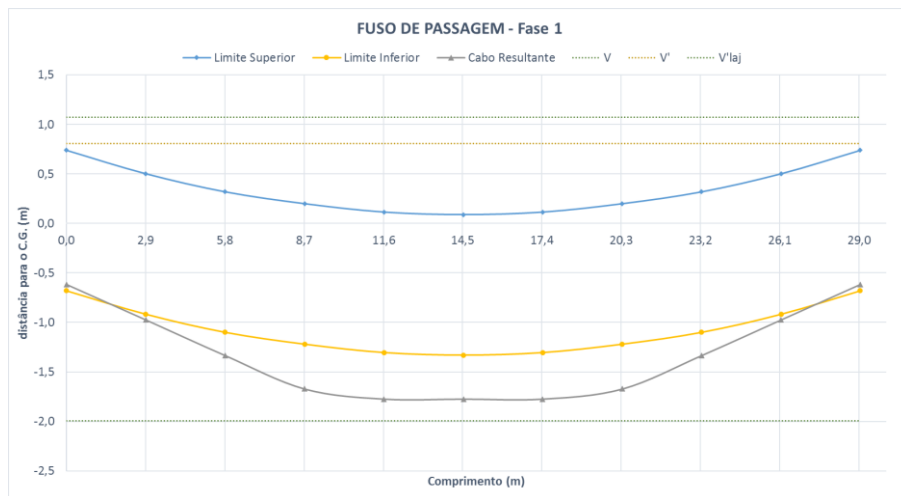


Fig.112 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1

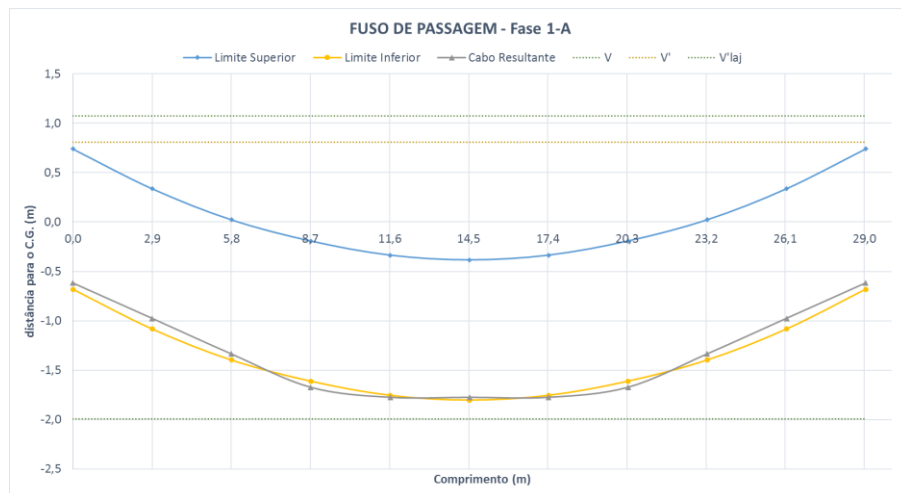


Fig.113 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A

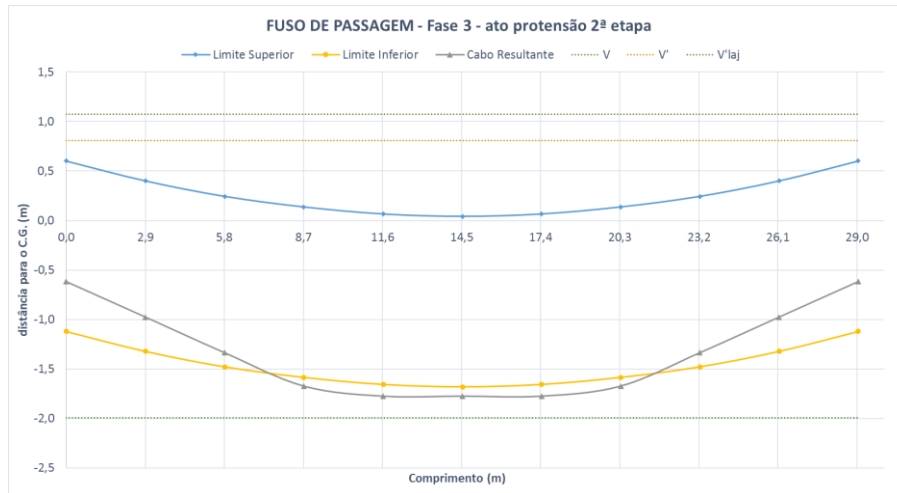


Fig.114 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3

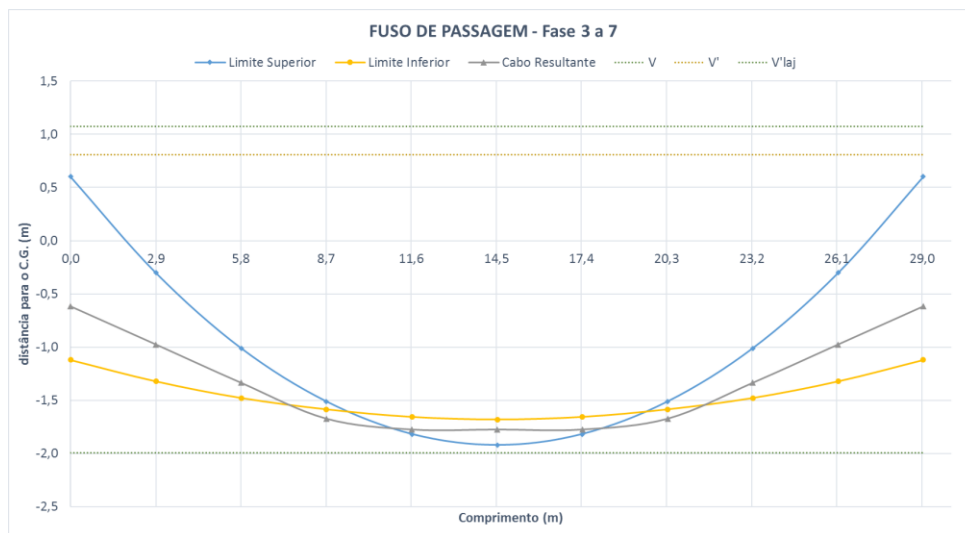


Fig.115 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7

É possível concluir também que o projeto em questão não foi detalhado para protensão completa no estado limite de descompressão. Assim se fazem necessárias as análises do estado limite de descompressão parcial, conforme item 4.3.2.1.3. Para fins de exemplificação, foi traçado um gráfico para representar a solução proposta nesse item, para o caso de ESL-DP (Fig.116). Foi verificada a condição limite com tensões de compressão de 17,5MPa e -0,30MPa a tração, para as fases 3 a 7, considerando o aumento de área proposto na Tab. 60 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} +inverter h_{i5} e h_{i6} – Viga 30m. Verifica-se que nessas condições muito restritas, o fuso começa a ficar possível. Os pontos dos limites inferior e superior são coincidentes. Nesse caso, o cabo representante também fica exatamente em cima desses pontos na seção S5. Em teoria, isso demonstra que haveria apenas uma posição dos

cabos, dadas as condições de contorno citadas, para solução do problema. Todavia, caso as condições de tensão, protensão e principalmente da área da seção transversal fossem mais bem trabalhadas, seria possível um fuso mais espaçado.

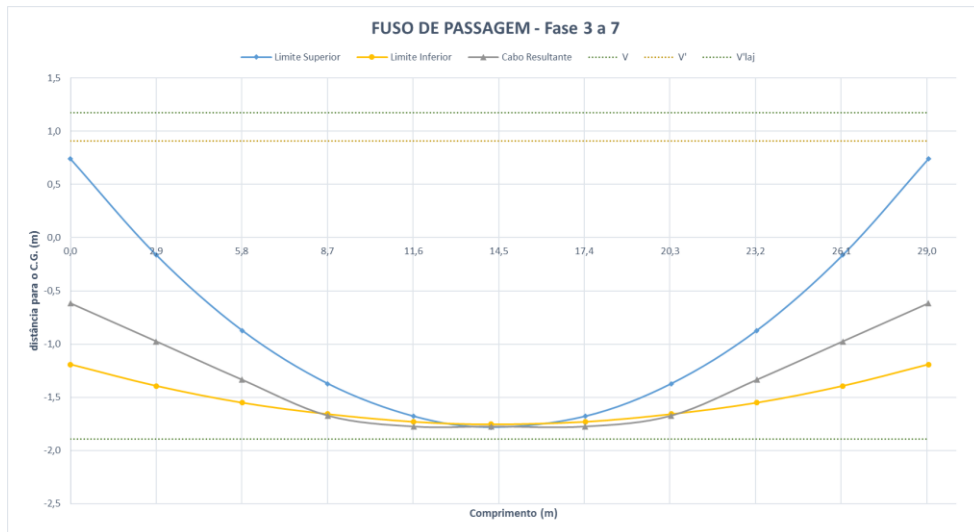


Fig.116 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução ELS-DP - Fases 3 a 7

4.5 VIGA 25M

4.5.1 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO

4.5.1.1 Construção dos Diagramas

No presente item são apresentados os dados e resultados referentes a construção do diagrama de Magnel para a viga da OAE de 25 metros de vão, tanto para obtenção da força de protensão, como para desenho do fuso de passagem. A teoria, formulação, premissas e detalhes de cada etapa de análise são as mesmas do item 4.2, Caso Geral, para a viga de 35m. Assim, o presente item terá foco nas análises e resultados para a viga de 25m.

Tab. 67 Características Geométricas – Seção S5 (seção conjunta) – Viga 25m

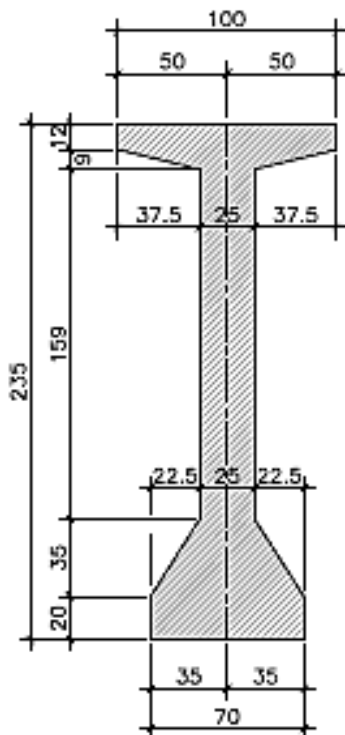


Fig. 117 Seção S5 (seção isolada)

	Viga 25m
A (m ²)	1,655
I (m ⁴)	1,3253
h (m)	2,35
h_{laj} (m)	0,265
h_t (m)	2,615
v'_{laj} (m)	0,845
v' (m)	0,580
v (m)	1,770
W_{slaj} (m ³)	1,568
W_s (m ³)	2,283
W_i (m ³)	0,749
ρ (rend.)	0,535
$\rho v'_{laj}$ (m) = k_{slaj}	-0,452
$\rho v'$ (m) = k_s	-0,311
ρv (m) = k_i	0,947
d (m)	0,100

Primeiramente, serão consideradas, para construção do diagrama, as características geométricas correspondentes à seção cheia (área seção da viga isolada somada a área da seção da laje), para a seção do meio do vão (S5).

A seguir são apresentadas as tabelas com dados da tensão limite para o caso 1, os esforços de momento fletor para o meio do vão (seção S5), bem com o a envoltória de momentos máxima e mínima. Por fim são apresentados os valores de perdas, obtidas da mesma maneira descrita para a viga de 35m.

Tab. 68 Tabela tensões limites – Caso 1 – Viga 25m

$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	24,5
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85

Tab. 69 Momentos Fletores por tipo de carregamento – Viga 25m

	Momento (kNm)
peso próprio viga	1642
peso laje + transversinas	1505,5
sobrecarga permanente	2353,9
carga móvel	7575,8

Tab. 70 Envoltória de Momentos Fletores – Caso 1 – Viga 25m

Momento Mínimo (kNm)	3147,5
Momento Máximo (kNm)	13077,

Tab. 71 Perdas de protensão - Viga de 25m

	Viga 25m
perdas instantâneas	0,082
perdas diferidas	0,193
perdas totais	0,275
η (perdas totais)	0,725

Apresenta-se, então, o diagrama construído para a viga de 25m. No diagrama o eixo Y está representado pela excentricidade e_0 (m) enquanto o eixo X pela razão $1/F_0$. As retas que representam as inequações estão identificadas a direita do diagrama.

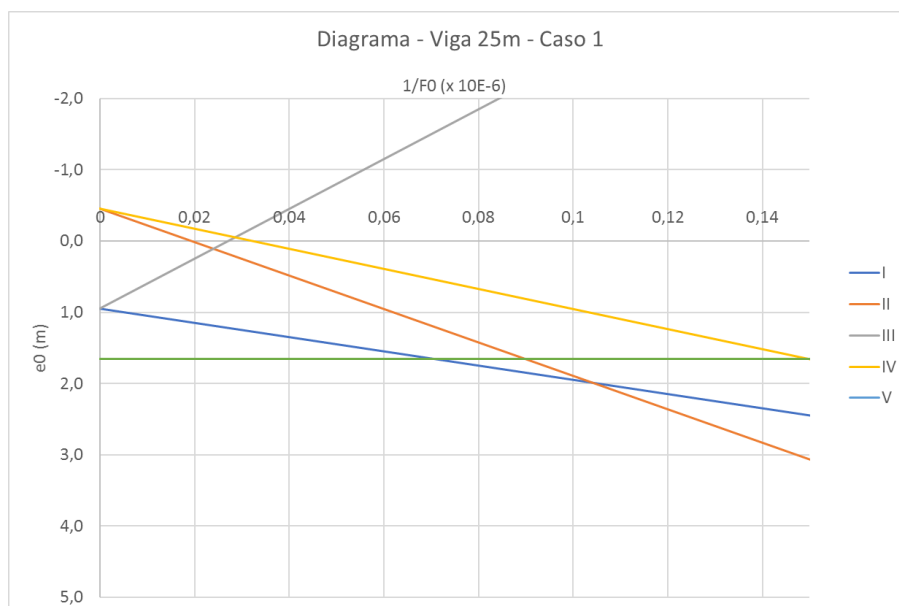


Fig. 118 Diagrama – Viga 25m – Caso 1

Foi, então, adotado o valor de $e_0 = 1,650\text{m}$ a partir do C.G da peça até o bordo inferior, para a seção cheia.

Para definir a força de protensão a ser adotada, toma-se, de preferência o menor valor possível de F_0 . No caso em estudo, o ponto ótimo da abscissa $1/F_0$ foi dado pelo encontro das retas IV e V, resultando no valor de 0,149, o que representa uma força F_0 de 6689,8 kN.

Em resumo, isso significa que para resistir a envoltória de momentos máximo e mínimo, de modo que os limites de tensão pré-estabelecidos sejam respeitados, nos bordos inferior e superior, deve-se adotar uma força de protensão na peça no valor de no mínimo 6689,8 kN, a uma distância de 1,650m do C.G., considerando a seção S5.

4.5.1.2 Diagramas para estados limites de serviço

Ressalta-se que o valor de 6689,8 kN foi obtido para os limites de tensão para o Caso 1, estipulados para fins explicativos com objetivo de obter um nível menos restritivo de tensões. A seguir são apresentados os diagramas elaborados para os casos 2 (ELS-F) e caso 3 (ELS-D),

conforme definição no item 4.2. Assim, apresenta-se a seguir os limites de tensão de forma resumida para os três casos, referentes as tensões limites.

Tab. 72 Tensões limites – Casos 1 a 3 – Viga 25m

	Caso 1	Caso 2	Caso 3
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{CS}$ (MPa)	24,50	17,50	17,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,85	-3,21	0,00

Ressalta-se que para as ações, ambas combinações, rara e frequente, apresentam esforços com mesmos valores, devido ao coeficiente $\psi_1 = 1,0$. Assim, os esforços são os mesmos apresentados na Tab. 69. As demais premissas, relativas a características geométricas, perdas e limite máximo para excentricidade permanecem inalteradas, como no caso 1. Nas figuras seguintes apresenta-se, então, os diagramas elaborados para os casos 2 e 3.

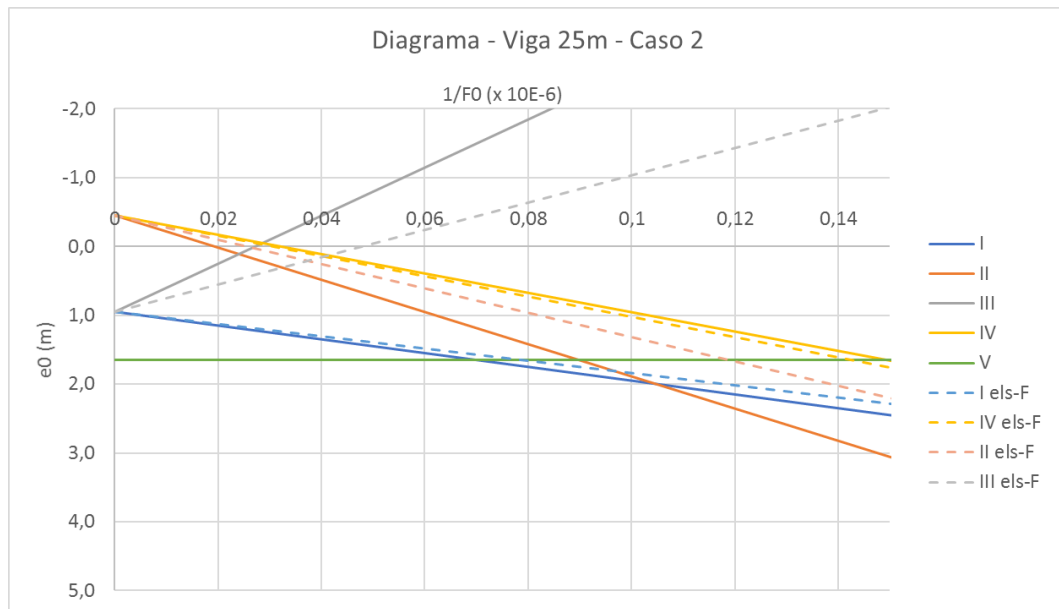


Fig. 119 Diagrama – Viga 25m – Caso 2

As linhas contínuas representam o caso 1, mantido como referência inicial. As linhas tracejadas representam as retas traçadas para o Caso 2. Observa-se que as retas do caso 2 são ligeiramente deslocadas das originais, no sentido interior da área, restringindo o domínio inicial.

Tal restrição do domínio reflete nada mais que a restrição imposta aos limites de tensão. A redução das tensões limites de compressão, de 24,50 para 17,50, e de tração, de -3,85 para -3,21 resultam em uma gama menor de valores possíveis para solução do problema.

Pelo diagrama é fácil verificar que a restrição de tensão pode acarretar uma necessidade de maior efeito da protensão. Mantida a excentricidade, esse efeito viria diretamente do aumento da força. Observa-se que o ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão é deslocado para esquerda. O valor da abscissa passa então de 0,149 (Caso 1) para 0,143 (Caso 2), o que resulta em um aumento de força de 6689,8 kN (Caso 1) para 7005,4 kN (Caso 2).

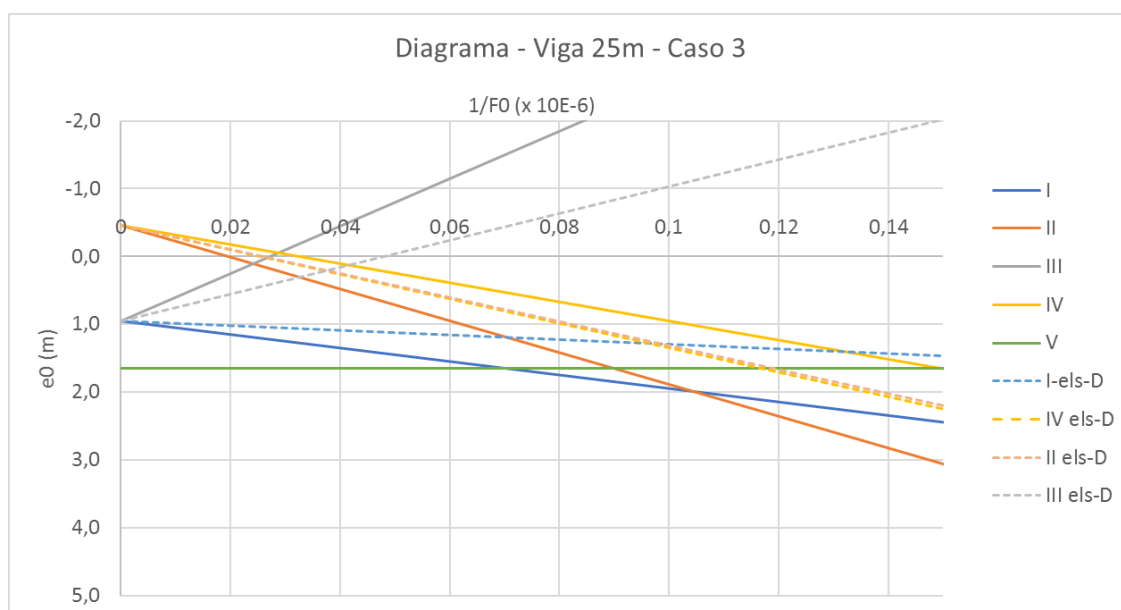


Fig. 120 Diagrama – Viga 25m – Caso 3

A mesma dinâmica ocorre para o Caso 3. As retas de forma geral deslocam-se no sentido interior da área. No entanto, as retas referentes aos limites de tensão de compressão (I e II) se mantêm inalteradas do Caso 2, uma vez que a tensão limite permanece com o mesmo valor. Já as retas referentes aos limites de tensão de tração têm um deslocamento acentuado, uma vez que o limite foi a zero. Esse deslocamento foi tamanho que as retas I e IV se cruzaram fazendo com que o domínio reste inexistente. Isso significa que para as condições dadas de geometria e limites tensões não há uma solução de protensão (força e excentricidade) viável.

Apenas para efeitos comparativos, caso a solução fosse viável, o ponto ótimo para obtenção da mínima força de protensão seria dado pelo encontro das retas I e IV. O valor da

abscissa passa então de 0,149 (Caso 1) para 0,094 (Caso 3), o que resulta em um aumento de força de 6689,8 kN (Caso 1) para 10642,5 kN (Caso 3).

Comparando os três diagramas, verifica-se que, conforme aumenta-se a restrição das tensões limites, menor é o domínio de viabilidade. Reduz-se a gama de pontos correlacionados $1/F_0$ e e_0 para solução de protensão para dimensionamento da viga. Além disso, essa restrição provoca gradual aumento do efeito da protensão necessário para atender os limites de tensão. Esse aumento pode ser dado tanto pelo aumento de força de protensão como aumento da excentricidade. Considerando que já é adotada a máxima excentricidade possível, resta aumentar a força de protensão.

A figura a seguir, apresenta os diagramas de cada caso sobrepostos, para facilitar a visualização do aumento de restrição. Esse diagrama foi traçado para mostrar como seria a restrição de força caso todos casos fossem possíveis. A Tab. 73 mostra a evolução dos valores obtido para a força de protensão.

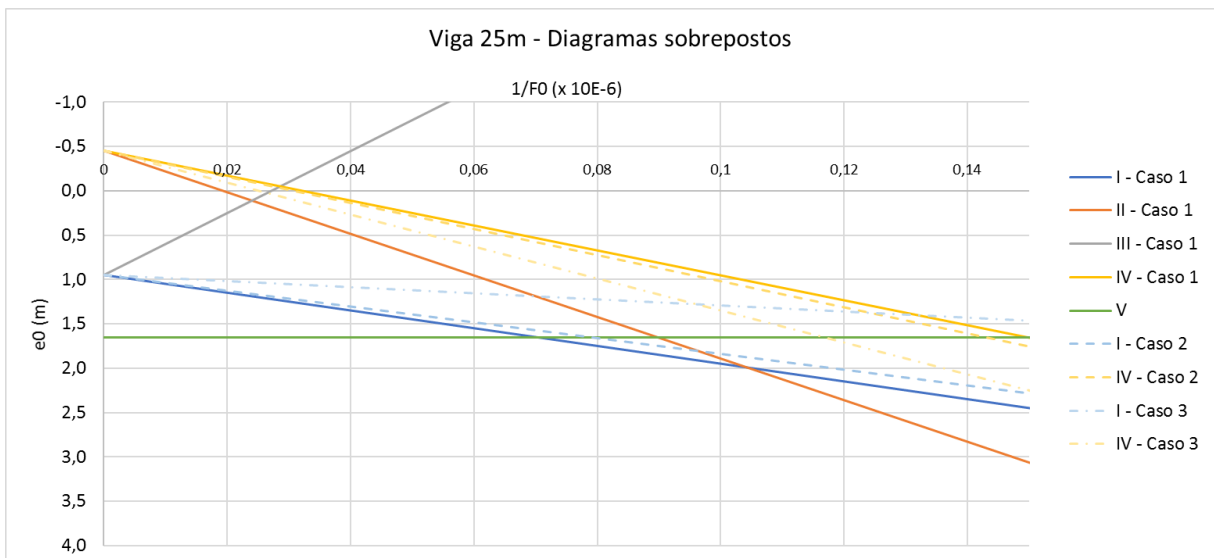


Fig. 121 Diagrama – Viga 25m – Casos sobrepostos

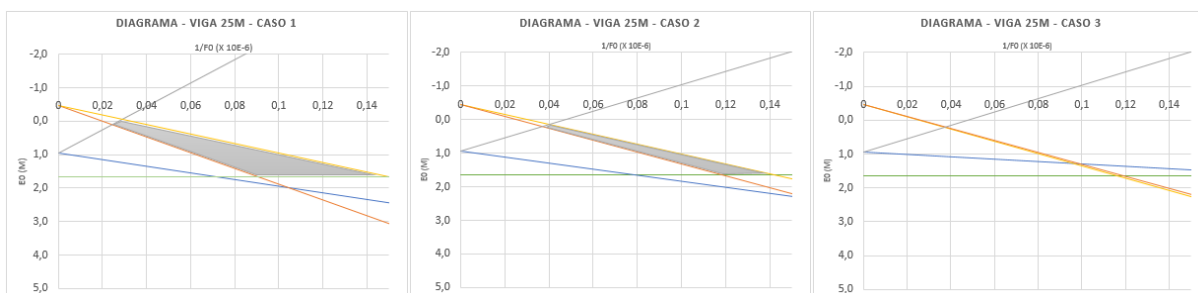


Fig. 122 Restrição áreas de viabilidade – Viga 25m

Tab. 73 Comparativo valores de F_0 para todos os casos – Viga 25m

	Viga 25m			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Projeto
$1/F_0$ (MN)	0,149	0,143	0,094	-
F_0 (MN)	6,690	7,005	10,643	-
F_0 (kN)	6689,82	7005,40	10642,51	7616,1

Verifica-se que o ponto de força mínima, dado pelo encontro das retas IV e V desloca-se para esquerda (aumento de força). Ressalta-se que no projeto utilizado como referência, o projetista adotou uma força de 7616,1 kN. Essa força é superior ao caso 2 (ELS-F) porém inferior ao caso 3 (ELS-D). Assim como nas vigas de 35m e 30m, pode-se aferir que o projetista não dimensionou a viga para o estado limite de descompressão. Ele pode ter usado o critério de tração adotado pelo estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), que é um meio termo entre os casos 2 e 3. A verificação será apresentada nos itens a frente.

Os diagramas com as áreas hachuradas foram traçados para destacar os domínios de viabilidade em cada caso. Verifica-se que os domínios para os possíveis valores de e_0 e $1/F_i$ são reduzidos do caso 1 para o 3. Verifica-se que para o caso 3, não há área de viabilidade possível, devido ao cruzamento das linhas II e IV, o que significa que o critério ELS-D não foi atendido. Podem ser necessárias modificações como de geometria ou mesmo de protensão.

4.5.1.3 Determinação do fuso para validação da força F_0

Foram adotados para a presente análise pós tração com aço tipo CP190RB, em consonância com os projetos utilizados como referência.

Tab. 74 Tensão inicial aplicada

Aço CP 190 RB	
f_{ptk} (Mpa)	1900
f_{ytk} (Mpa)	1710
$0,74f_{ptk}$	1406
$0,82f_{ytk}$	1402,2
f_{pt} (Mpa)	1402,2

Também em consonância com o projeto de referência foram adotadas cordoalhas de 12,7mm, com área mínima de 98,6 mm². A partir da área e da tensão inicial é possível calcular a força inicial para uma cordoalha, bem como os valores de força descontadas as perdas.

Tab. 75 Força inicial adotada para 1 cordoalha

F_i cordoalha (kN)	138,3
F_0 cordoalha (kN)	127,5
F_∞ cordoalha (kN)	99,7

A partir da força resistente de cada cordoalha e da força total necessária obtida pelo diagrama (vide Tab. 69), calcula-se o número total de cordoalhas necessárias.

Para esta análise foram adotados cabos de 12 cordoalhas, conforme projeto de referência. Ressalta-se que devido ao arredondamento do número de cabos os valores das forças devem ser atualizados.

Tab. 76 Número de cordoalhas e Força total – Viga 25m

	Viga 25m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
F_0 (kN)	6689,8	7005,4	10642,5
F_0 cordoalha (kN)	126,9	126,9	126,9
n° cordoalhas	56	58	84
n° cabos de 12φ12,7	4,67	4,83	7,00
n° cabos de 12φ12,7 (arred)	5	5	7
F_0 (kN) atualizado	7611,9	7611,9	7611,9

Os fusos foram traçados conforme número de cabos (5 cabos) adotados no projeto de referência para efeitos comparativos. Assim, a tabela a seguir mostra as respectivas forças e tensão (no C.G) para 5 cabos.

Tab. 77 Força total adotada – Viga 25m

F_0 (kN)	7611,9
F_∞ (kN)	6012,5
σ_{g0} (Mpa)	4,60
$\sigma_{g\infty}$ (Mpa)	3,63

A partir dessas tensões calculadas é possível calcular os contornos do núcleo limite (c, -c). Para as demais variáveis necessárias, usa-se os limites de tensão conforme caso e os valores de K_s e K_i da Tab. 67. Os valores são apresentados na tabela a seguir

Tab. 78 Valores para o núcleo limite (c' e -c) em metros – Viga 25m

	Viga 25m		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3
c' (cs)	5,440	3,615	3,615
c' (ts)	0,932	0,852	0,452
c (ti)	1,740	1,608	0,947
c (ci)	1,958	1,269	1,269
c'	0,932	0,852	0,452
-c	-1,740	-1,269	-0,947

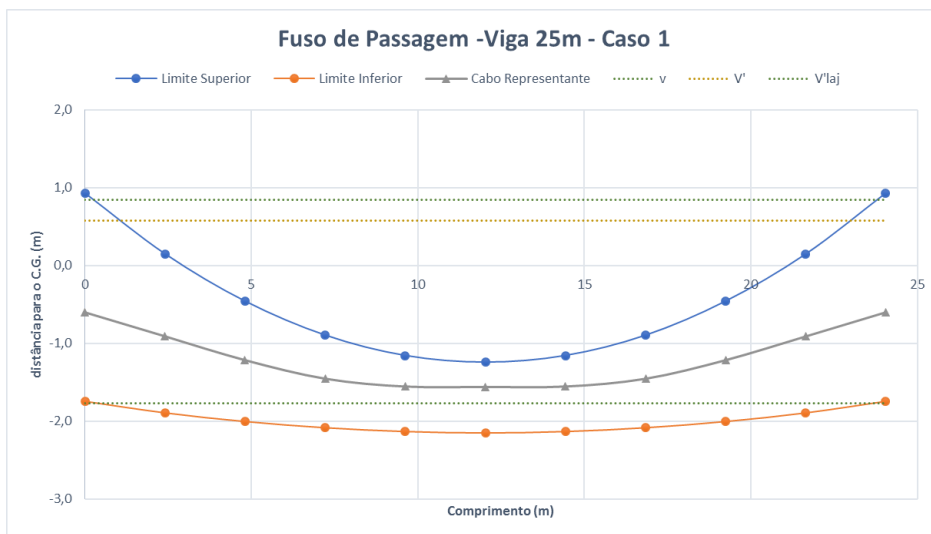


Fig. 123 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 1

Tab. 79 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 1

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.		Lim. Inf.	
			$C'-M_M/F_\infty$		$-C-M_m/F_0$	
s0	0,000	0,000	0,932		-1,740	
s1	0,783	0,151	0,149		-1,891	
s2	1,390	0,264	-0,458		-2,004	
s3	1,828	0,345	-0,895		-2,086	
s4	2,089	0,395	-1,157		-2,135	
s5	2,175	0,413	-1,243		-2,154	
s6	2,089	0,395	-1,157		-2,135	
s7	1,828	0,345	-0,895		-2,086	
s8	1,390	0,264	-0,458		-2,004	
s9	0,783	0,151	0,149		-1,891	
s10	0,000	0,000	0,932		-1,740	

A partir desses valores, desconta-se a razão momento sobre força de protensão (considerando as fases mínimo e máximo com as respectivas forças) para obter o fuso de passagem. Para os momentos foi utilizado o valor do esforço em cada seção. Junto ao fuso, para efeitos comparativos, foi plotado o cabo representante conforme posição média dos centros de gravidades dos cabos adotados em projeto. Em linha pontilhada foram plotados os contornos geométricos da viga e da laje.

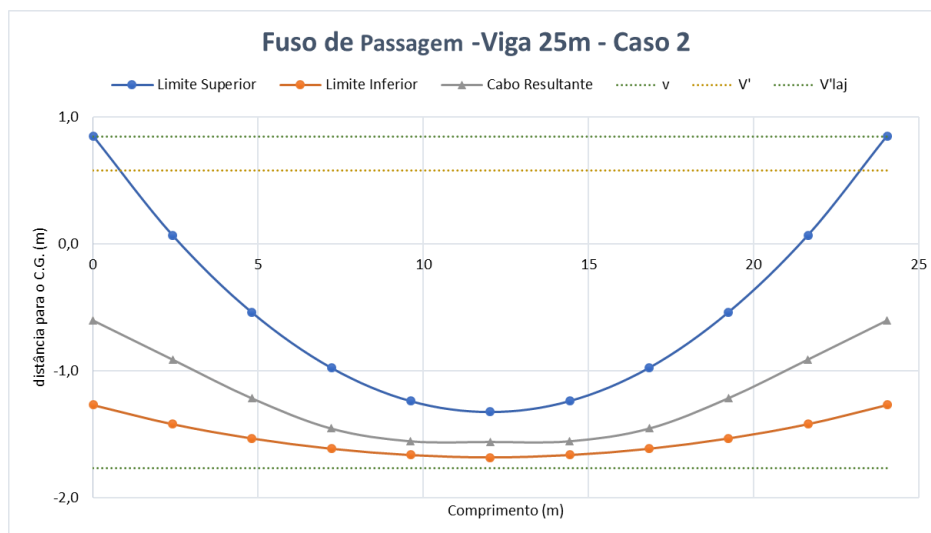


Fig. 124 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 2

Tab. 80 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 2

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	0,852	-1,269
s1	0,783	0,151	0,069	-1,420
s2	1,390	0,264	-0,538	-1,533
s3	1,828	0,345	-0,975	-1,615
s4	2,089	0,395	-1,237	-1,664
s5	2,175	0,413	-1,323	-1,683
s6	2,089	0,395	-1,237	-1,664
s7	1,828	0,345	-0,975	-1,615
s8	1,390	0,264	-0,538	-1,533
s9	0,783	0,151	0,069	-1,420
s10	0,000	0,000	0,852	-1,269

Para o Casos 1 e 2, verifica-se que o cabo representante está completamente dentro dos fusos. Isso demonstra que a excentricidade adotada para o cabo ao longo de todo o vão, juntamente a força de protensão escolhida proporcionam efeitos de protensão que respeitam os limites de tensão pré-estabelecidos. No fuso para o caso 2 é possível visualizar também o efeito da restrição de tensão, a faixa do fuso fica mais estreita, tanto pelo rebaixamento do limite superior, quanto pelo alteamento do limite inferior.

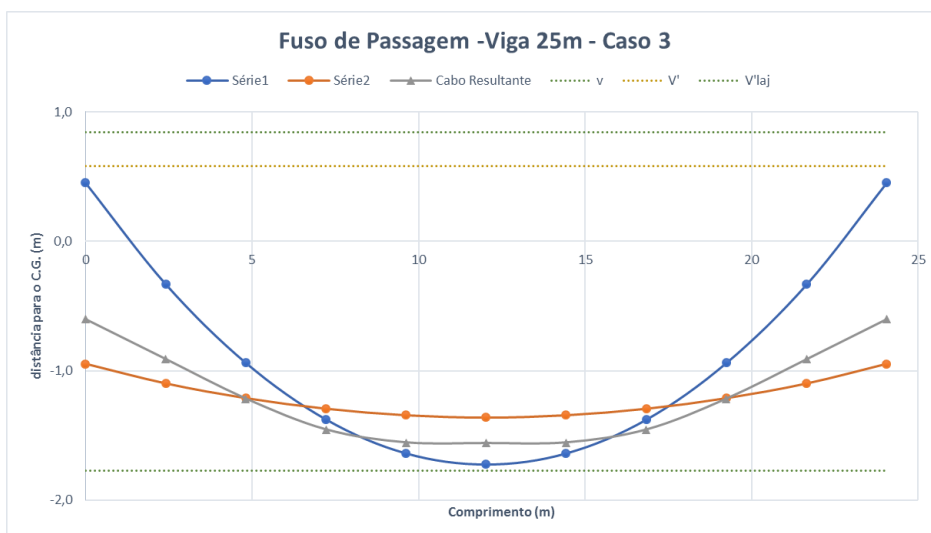


Fig. 125 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3

Tab. 81 Valores Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3

Seção	M_M/F_∞	M_m/F_0	Lim. Sup.	Lim. Inf.
			$C'-M_M/F_\infty$	$-C-M_m/F_0$
s0	0,000	0,000	0,452	-0,947
s1	0,783	0,151	-0,331	-1,098
s2	1,390	0,264	-0,938	-1,211
s3	1,828	0,345	-1,375	-1,292
s4	2,089	0,395	-1,637	-1,342
s5	2,175	0,413	-1,723	-1,361
s6	2,089	0,395	-1,637	-1,342
s7	1,828	0,345	-1,375	-1,292
s8	1,390	0,264	-0,938	-1,211
s9	0,783	0,151	-0,331	-1,098
s10	0,000	0,000	0,452	-0,947

Com relação ao Caso 3, nota-se que o limite superior fica abaixo do limite inferior, entre as seções 9 e 14, aproximadamente. Isso demonstra que a força escolhida, para a excentricidade dada, produziu efeitos de protensão que desrespeitaram os limites de tensão pré-estabelecidos.

Vale lembrar que o fuso para o caso 3 foi desenhado para uma força de 5 cabos de 12 cordoalhas, quando na verdade as contas demonstraram que seriam necessários 7 cabos de 12 cordoalhas. Caso desenhado para 8 cabos, o fuso teria configuração conforme mostrado na Fig. 126. O fuso torna-se possível, porém as linhas dos limites superior e inferior ficam exatamente em cima uma da outra. Isso significa que haveria apenas um ponto ótimo para passagem do cabo representante e não mais uma faixa. Seria ainda mais difícil uma solução de protensão. No caso, o cabo representante ainda ficou bem abaixo dos limites, o que demonstra que mesmo com a protensão aumentada, há desrespeito a algum limite de tensão pré-estabelecido.

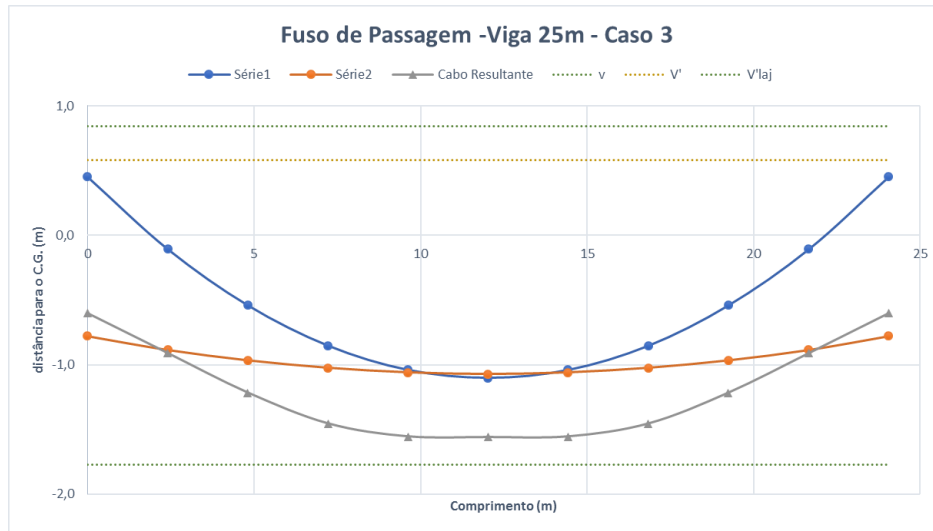


Fig. 126 Fuso de Passagem – Viga 25m – Caso 3 com alteração de F_0

Essa inviabilidade do fuso confirma que, possivelmente, o projeto não foi pensado para esse estado limite de serviço. Alterações mais robustas, na geometria da seção, na resistência do concreto ou mesmo na protensão em si, podem ser necessárias para viabilizar uma solução de protensão.

No item de análise de tensões por fusos, os fusos serão aplicados com maior nível detalhe, considerando as diversas fases de carregamento, suas respectivas idades, bem como a resistência limite do concreto para cada idade. No entanto, o objetivo principal não será o mesmo de somente verificar uma força de protensão, mas sim de realizar as verificações de tensões por cada seção no décimo do vão, para estados limites de serviços, que são necessárias e recorrentes num processo de projeto.

4.5.2 ANÁLISE DE TENSÕES

4.5.2.1 Definição de envoltórias e Análise tradicional

Em um método tradicional de projeto são verificadas as tensões, devido as diferentes combinações de carregamentos, consideradas nos bordos inferior e superior, para cada seção transversal da viga (no décimo do vão), considerando cada fase de carregamento. Assim, da

mesma maneira que o item de cálculo de força, serão consideradas premissas e detalhes descritos para a viga de 35m. Apresenta-se a seguir os dados para a viga de 25m.

Com relação às características geométricas, foram adotadas as mesmas premissas do item 4.3.1. Para os esforços, foram utilizadas definições de combinação conforme caso de análise 2 e 3, também no item 4.3.1. Apresentam-se as tensões limites:

Tab. 82 Tensões limites por casos de análise

	Caso 2	Caso 3	Caso 4
	ELS-F	ELS-D	ELS-CE
$\bar{\sigma}_{ti}$ (MPa)	-3,21	0,00	-3,85
$\bar{\sigma}_{ci}$ (MPa)	17,50	17,50	24,50
$\bar{\sigma}_{cs}$ (MPa)	17,50	17,50	24,50
$\bar{\sigma}_{ts}$ (MPa)	-3,21	0,00	-3,85

Para esta análise foram usadas como base as fases definidas no projeto de referência, semelhantes à da viga de 35m:

Tab. 83 Fases de Carregamento

Fase	Carregamento
Fase 1	Peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
Fase 2	fase 1 + 2ª etapa de protensão
Fase 3	fase 2 + peso próprio lajes e transversinas
Fase 4	fase 3 + sobrecarga permanente
Fase 5	fase 4 + carga móvel
Fase 6	fase 4 + perdas diferidas
Fase 7	fase 6 + carga móvel

Tab. 84 Momentos por tipo de carregamento (seção S5)

	Momento (kNm)
	Caso 1
peso próprio viga	1642
peso laje + transversinas	1505,5
sobrecarga permanente	2353,9
carga móvel	7575,8

Tab. 85 Momentos por tipo de combinação e fase (seção S5)

	Esforços - momento fletor seção S5 (kNm)						
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7
Combinação Frequente	1642	1642	3147,5	5501,4	10046,88	5501,4	10046,88
Combinação Rara	1642	1642	3147,5	5501,4	10046,88	5501,4	10046,88

No que se refere a força de protensão, foi utilizado o mesmo número de cabos adotado para traçar o fuso. Na fase 1 foi aplicada parte da força total de protensão, com uso de 2 cabos apenas, enquanto na fase 2 foi aplicado o restante dos cabos, ficando a força total com o somatório das duas fases.

Tab. 86 Forças por etapa de protensão

1ª etapa de protensão	
F_0-1 (kN)	3044,75
$F_\infty-1$ (kN)	2405,00
2ª etapa de protensão	
$F_0-2 = F_0$ (kN)	4567,12
$F_\infty-2 = F_\infty$ (kN)	3607,51

A excentricidade adotada representa o C.G dos cabos em cada seção. Para a seção S5 foi de 1,560m.

Assim, apresenta-se a seguir as tensões para os bordos da seção, por fase. Para o presente trabalho foi feita apenas a verificação no meio do vão (seção S5), porém num projeto devem ser verificadas cada seção em cada décimo do vão. Foram calculadas as tensões para os bordos inferior (σ_i), bordo superior, considerando a viga (σ_s) e bordo superior considerando a laje (σ_{slaj}).

Tab. 87 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,97	0,53	5,37	1,16	5,99
σ_s (MPa)	-2,67	<u>-11,80</u>	0,78	1,81	5,13	1,94	5,25
σ_i (MPa)	9,93	<u>29,66</u>	16,26	13,11	2,99	8,81	-1,31

4.5.2.1.1 Análise Caso 2 – ELS-F

Comparando os valores calculados com os da Tab. 82, para o Caso 2 (ELS-F), e a tabela a seguir apresenta os limites calculados de acordo com as considerações de fases construtivas, conforme explicitado no item 4.2.2:

Tab. 88, verifica-se que algumas tensões extrapolam os limites. As células destacadas da Tab. 87/Tab. 53 mostram as tensões extrapoladas.

As fases 1 e 2 representam as etapas de protensão em fases construtivas. Considera-se a fase 1 com ocorrência no 3º após concretagem, a fase 2 no 10º dia após concretagem e as fases seguintes a partir do 28º dia. Assim, os limites de tensões variam conforme essas datas.

A tabela a seguir apresenta os limites calculados de acordo com as considerações de fases construtivas, conforme explicitado no item 4.2.2:

Tab. 88 Tensões por idade de concretagem

t (dias)	$\bar{\sigma}_t$ (MPa)		$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	
3	2,73	(1,2fctm)	14,65	(0,7fcj)
4	2,93	(1,2fctm)	16,24	(0,7fcj)
5	3,07	(1,2fctm)	17,41	(0,7fcj)
10	3,44	(1,2fctm)	20,70	(0,7fcj)
28	3,21	(fctm)	17,50	(0,5fcj)

Para propor soluções para as tensões não passantes, deve-se tentar solucionar cada problema de tensão em cada bordo, em cada fase, verificando o efeito nas demais fases.

Dessa forma, na fase 1, verifica-se os limites não são extrapolados por pouca diferença. A protensão poderia ocorrer no 3º dia, como proposto no projeto de referência.

Com relação a Fase 2, no bordo superior, verifica-se que os limites foram extrapolados com grande discrepância, a tensão foi de -11,80MPa quando o limite, para 10 dias era de 3,44 MPa. O concreto iria a ruína tanto pela tração quanto pela compressão no bordo inferior. Tal situação demonstra inadequação da seção de concreto. Uma possível solução seria ou aumento da seção ou aproveitamento da laje como seção colaborante, conforme citado no item 4.2.2.

Utilizando a opção de laje colaborante, a segunda etapa de protensão ocorreria junto com as cargas de peso próprio, da viga, da laje e das transversinas. Nesse caso, antes da segunda etapa de protensão, deve-se verificar uma fase nova (Fase 1-A), que representaria a concretagem das lajes e transversinas. Para essa fase, são consideradas as cargas de peso próprio da viga, com a 1ª etapa de protensão já executada, somadas a carga de peso próprio da laje e transversina, porém considerando apenas a área da viga isolada como área da seção, para considerar a hipótese da laje sem resistência no ato da concretagem. Verifica-se que as tensões resultantes são baixas. O concreto da viga no 3º dia teria resistência suficiente. Logo, em teoria, a laje poderia ser concretada imediatamente após a 1ª etapa de protensão (3º dia). As restrições seriam para tal seriam apenas de cunho construtivo.

Tab. 89 Tensões nova fase 1-A

	F1-A
σ_{slaj} (MPa)	0,00
σ_s (MPa)	0,469
σ_i (MPa)	6,96

Após essa fase, analisa-se a seção cheia (viga + laje) submetida à segunda etapa de protensão. Para tanto, calcula-se as tensões considerando o peso próprio da viga, o peso próprio das lajes e transversinas e a carga total de protensão (soma das etapas 1 e 2). Verifica-se que essa configuração de tensão se assemelha a fase 3 e, portanto, não há necessidade de criar fase nova.

Deve-se então definir uma data para aplicação da segunda etapa de protensão. Considerando que a laje (caminho crítico no prazo nesse caso) será concretada no dia 3, a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer no mínimo com 1 dia após concretagem da laje, ou 4 dias

de concretagem da viga. A viga com 4 dias possui resistência de 16,24MPa para compressão e de 2,93MPa para tração, ambas superiores as solicitantes.

Nesse caso, já se considera a área da seção da viga somada a laje. Deve-se atentar também, para que a laje já tenha também adquirido uma resistência mínima para suportar a carga da protensão.

Conforme pode ser visto pelas tensões na fase 3, caso a 2ª etapa de protensão fosse aplicada após concretagem da laje, a máxima tração no topo da laje seria de apenas 0,97 MPa. (e compressão de 0,78MPa) A compressão na laje, por sua vez não seria motivo de preocupação, pois só iria ocorrer a partir da adição das sobrecargas permanentes (ainda com valor baixo) e só teria valor alto quando da adição da carga móvel. Para uma laje com mesmo f_{ck} da viga (35 MPa), já com 1 dia de concretagem, há uma resistência a compressão de 8,38 MPa e a tração de 1,88 MPa. Assim para qualquer data posterior ao 1º dia de concretagem da laje seria possível aplicar a 2ª etapa de protensão sem comprometimento da própria laje.

Com relação a viga, a fase 3 apresenta as tensões solicitantes $\sigma_s=0,78\text{MPa}$ e $\sigma_t= 16,26$ MPa. A tensão de compressão está um pouco acima do limite para 4 dias, assim opta-se pela 2ª etapa de protensão no 5º dia, que possui resistência de 17,41MPa para compressão e de 3,07MPa para tração.

Assim após verificação da laje e viga, verifica-se que a protensão poderia ocorrer em qualquer data a partir do 5º dia de concretagem da viga.

A solução de 2ª etapa de protensão apenas após concretagem da laje é viável. As tensões para as fases 1, 1-A (no lugar da fase 2) e 3 respeitam os limites estipulados. Na realidade, a solução de protensão em duas etapas faria sentido apenas com o uso da laje colaborante, para o presente caso.

Dessa forma, de forma a compatibilizar as soluções, apresenta-se a seguir as tensões finais para as soluções sugeridas acima: 2ª etapa de protensão após concretagem da laje (fase 2 excluída).

Tab. 90 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,97	0,53	5,37	1,16	5,99
σ_s (MPa)	-2,67	0,469	0,78	1,81	5,13	1,94	5,25
σ_i (MPa)	9,93	6,96	16,26	13,11	2,99	8,81	-1,31

Em síntese, após 1ª etapa de protensão no 3º dia, a viga já teria resistência suficiente para suportar a carga da laje (vide tensões fase 1-A), ou seja, teoricamente, a laje poderia ser concretada logo em seguida. As restrições para tal seriam apenas de cunho construtivo. Considera-se para a presente análise que a laje possa ser concretada imediatamente após a protensão. Em seguida, após 2 dias de laje concretada, já há resistência da estrutura (viga e laje) para suportar as tensões da 2ª etapa de protensão (vide fase 3). Dessa forma, a 2ª etapa de protensão poderia ocorrer no 5º dia de concretagem da viga.

Verifica-se que a solução para fase 2 não provocou demais efeitos nas outras fases de carregamento. Ademais a análise permitiu verificar que a concretagem e protensão da estrutura podem ser mais ágeis, caso não haja restrições construtivas.

Por fim, destaca-se que as soluções aplicadas não ensejaram em gastos de materiais e tampouco em retrabalhos nas rotinas de cálculo. Ressalta-se, também, que a análise foi realizada apenas para a seção S5, para fins explicativos, mas a mesma conferência e posterior adequação deve ser realizada conferindo as seções em cada décimo do vão.

4.5.2.1.2 Análise Caso 3 – ELS-D

Da mesma maneira que na análise do caso 2 (ELS-F, para combinações raras), realiza-se a análise para o caso 3 (ELS-D, para combinações frequentes). Como, os valores das tensões calculadas por meio das combinações raras e frequentes permanecerão iguais, considerando que a ação variável principal é a carga móvel, que não há outros tipos de cargas variáveis e que o coeficiente para valor frequente é 1. Assim, parte-se da tabela de tensões da análise anterior, já partindo das soluções adotadas.

Tab. 91 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{slaj} (MPa)	0,00	0,00	<u>-0,97</u>	0,53	5,37	1,16	5,99
σ_s (MPa)	<u>-2,67</u>	0,469	0,78	1,81	5,13	1,94	5,25
σ_i (MPa)	9,93	6,96	16,26	13,11	2,99	8,81	<u>-1,31</u>

Nesse caso, os limites de tensão de compressão são os mesmo que do ELS-F, porém os de tração são nulos. As células destacadas mostram as tensões extrapoladas

Primeiramente, conforme explicado para a viga de 35m, deve-se destacar que, para fases construtivas, é possível a aceitação de valores de tração superiores a 0, por se considerar que nessas fases o tempo de atuação das tensões é curto. Todavia, os valores de tensão não podem extrapolar os limites de formação de fissura. Todavia, os riscos devem ser bem avaliados.

A Fase 1 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da viga muito abaixo de 0, porém inferior ao limite do ELS-F, ou seja, não proporcionaria formação de fissuras. Essa tração prevista para a 1ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a concretagem da laje.

A Fase 3 trata de uma fase construtiva, há um valor de tração no bordo superior da laje pouco abaixo de 0, porém dentro do limite do ELS-F. Essa tração prevista para a 2ª etapa da protensão irá desaparecer tão logo ocorra a sobrecarga permanente (lastro, dormentes e demais equipamentos de via).

Com relação a fase 7, verifica-se que resta uma tração de 0,98MPa no bordo inferior, também abaixo do limite de formação de fissuras, porém superior ao limite de descompressão. E diferentemente das fases construtivas, essa é uma fase que perduraria no tempo.

Verifica-se assim, que o projeto de referência não foi detalhado para o nível de descompressão total. Muitas adequações deveriam ser feitas para o aceite dos valores de tensões nos bordos, em consonância com os cálculos apresentados pelos diagramas.

4.5.2.1.3 Análise Caso 3 – ELS-DP

Pode-se verificar o projeto então para o estado ELS-DP, estado limite de serviço para descompressão parcial, conforme explicado para a viga de 35m.

No caso da viga de 25m, para verificar o valor de a_p (Fig. 81), calcula-se a altura da região submetida a tração (h_t). Partindo das tensões nos bordos da viga na fase 7, ($\sigma_s=5,25$ MPa e $\sigma_i= -1,31$ MPa), e considerando a altura da viga $h=2,35$ m, toma-se como v_t a altura da linha neutra com relação ao bordo inferior e $h-v_t$ a altura da linha neutra com relação ao bordo superior. Com base nesses valores é possível calcular o valor de v_t como 0,46m. Considerando que a menor distância entre o cabo representante até o bordo inferior é de 21cm e que $v_t=46$ cm, verifica-se que todos os cabos encontram-se em zona tracionada, ou seja, não há valor factível de a_p . Assim, além de não respeitar os critérios do estado ELS-D, também não são respeitados os do ELS-DP.

4.5.2.1.4 Soluções para ELS-DP

Para solucionar o caso, é necessário reduzir a tensão no bordo inferior da viga. Para reduzir o valor negativo de tensão, dado como constante os momentos devidos aos carregamentos externos, pode-se aumentar o valor da força de protensão (dado pela quantidade de cabos), aumentar a excentricidade, para aumentar o efeito da protensão sem alterar a força, ou alterar a seção transversal, proporcionando um aumento no valor de W_i .

$$\sigma_i = \frac{F}{A} + \frac{F e_0}{W_i} - \frac{M}{W_i} \quad \text{Eq. 87}$$

Preferencialmente, a opção de aumentar a força de protensão deve ser deixada por último por incorrer em maiores custos bem como retrabalhos de cálculo. Teoricamente, poder-se-ia aumentar a excentricidade dos cabos para aumentar o efeito da protensão. Todavia, no

presente caso, os cabos já estão próximos ao limite do cobrimento da peça. Assim resta, adequar a área da seção transversal.

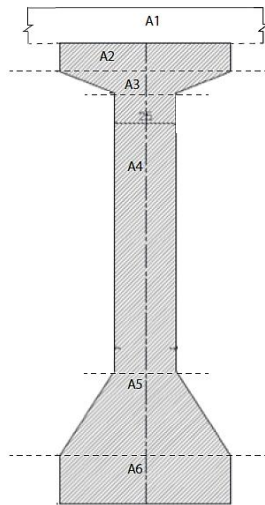


Fig. 127 Definição de áreas para características geométricas de seção típica

Na adequação da seção, deve-se atentar para a correlação dos parâmetros geométricos, A , I , v e W_i . Para reduzir a tensão no bordo inferior, na prática, deve-se aumentar o módulo resistente inferior e $W_i = I/v$. Para tanto, pode-se atuar em diversas áreas da seção, conforme Fig. 127. Na prática, deve-se procurar atuar na alma ou na mesa inferior, buscando um equilíbrio de valores entre I e v para aumentar W_i e reduzir σ_i .

Solução	Variáveis alteradas	Tabela
Aumentar altura da alma (A4)	h_{i4}	Tab. 92
Aumentar largura mesa inf. (A6)	b_{i6}	Tab. 93
Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6	b_{i6}, h_{i6}, h_{i5}	Tab. 94
Aumentar altura mesa inf. (A6)	h_{i6}	Tab. 95
Aumentar altura e largura de A6	b_{i6}, h_{i6}	Tab. 96

O ideal é buscar uma solução que não incida em grande consumo de material e que não impacte em restrições de geometria. Será adotada como premissa a preferência por não aumentar muito a altura da viga, uma questão recorrente em projetos de pontes e viadutos, para

atender gabaritos das interferências transpostas (rios ou rodovias por exemplo). São apresentadas na tabela a seguir um resumo das opções estudadas.

a) Aumentar altura da alma

Uma primeira opção seria aumentar a inércia aumentando a altura da viga na seção da alma (A4). No entanto verifica-se que, apesar do aumento considerável da inércia, o C.G. da viga também varia, com aumento de V também considerável. Isso faz com que o W_i não aumente como esperado. Para superar o limite de $a_p > 5\text{cm}$, seria necessária uma altura de $h_{i4}=2,12\text{m}$ com altura total da viga de 2,88m, 33cm a mais que a original. No entanto, esse valor pode representar um aumento de altura indesejável, uma vez que é comum, nos projetos de pontes e viadutos, restrição de altura de viga pelo gabarito da interferência transposta. Assim, a solução com elevado aumento de altura tende a não ser muito boa.

Tab. 92 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de h_{i4} – Viga 25m

	h (m)	b_{i6} (m)	h_{i4} (m)	h_{i5} (m)	h_{i6} (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	W_i (m ³)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	a_p (cm)
(Inicial)	2,35	0,70	1,59	0,35	0,2	1,655	1,325	1,770	0,749	-1,30	5,25	-25,6
	2,45	0,70	1,69	0,35	0,20	1,680	1,460	1,832	0,797	-1,06	5,14	-20,8
	2,88	0,70	2,12	0,35	0,20	1,788	2,133	2,099	1,016	-0,28	4,72	5,1

Uma segunda opção pode ser aumentar o valor de V atuando diretamente na mesa inferior, aumentando sua seção. Uma alternativa é considerar o aumento da seção sem alterar a altura da mesa ou da viga, para contemplar uma restrição de altura de viga. Para tanto, foram testados dois caminhos:

b) Aumentar a largura da mesa inferior

Aumentar a largura da mesa inferior, variando de 0,7 a 1,0m. Verifica-se que a tensão no bordo inferior reduz de -1,30MPa a -0,49MPa. A redução é considerável, porém o valor de a_p ainda fica fora do limite. Somente com 1,07m, ou seja, 0,37m a mais que geometria original, seria possível chegar em a_p maior que 5cm.

Tab. 93 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} – Viga 25m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,35	0,70	1,59	0,35	0,2	1,655	1,325	1,770	0,749	-1,30	5,25	-25,6
	2,35	0,80	1,59	0,35	0,2	1,693	1,416	1,735	0,816	-0,98	5,16	-16,5
	2,35	0,90	1,59	0,35	0,2	1,730	1,503	1,702	0,883	-0,71	5,07	-7,8
	2,35	1,00	1,59	0,35	0,2	1,768	1,586	1,67	0,95	-0,49	4,99	-0,01
	2,35	1,07	1,59	0,35	0,2	1,794	1,643	1,648	0,997	-0,36	4,93	5,01

c) Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6

Aumentar a largura da mesa inferior e inverter a altura dos elementos da mesa inferior. A região com seção A5, em forma de trapézio, tinha uma altura de 0,35m e a base retangular seção A6, tinha uma altura de 0,20m. Passou-se, então, a altura de A6 para 0,30m e a outra para 0,25, mantendo a altura total. Além disso, aumenta-se a largura da mesma maneira do item anterior, de 0,7 a 1,07m. Como resultado, há uma pequena diferença com relação a proposta anterior, é possível alcançar o limite de 5cm com a largura de 1,00m. Uma economia de 7cm em largura na base, porém no total há um aumento de área de 0,011m² devido a inversão das alturas.

Tab. 94 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} +inverter h_{i5} e h_{i6} – Viga 25m

	h	b_{i6}	h_{i4}	h_{i5}	h_{i6}	A	I	v	W_i	σ_i	σ_s	a_p
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ³)	(MPa)	(MPa)	(cm)
(Inicial)	2,35	0,70	1,59	0,35	0,2	1,655	1,325	1,770	0,749	-1,30	5,25	-25,6
	2,35	0,80	1,59	0,25	0,30	1,720	1,468	1,713	0,857	-0,82	5,10	-11,5
	2,35	0,90	1,59	0,25	0,30	1,763	1,561	1,677	0,931	-0,56	5,91	0,6
	2,35	1,00	1,59	0,25	0,30	1,805	1,650	1,642	1,005	-0,35	4,92	5,4

Ainda dentro da opção de aumentar o valor de V, atuando diretamente na mesa inferior, uma segunda alternativa seria de aumentar a altura dos elementos da mesa. Para tanto foram testados os seguintes caminhos, considerando um aumento máximo de 10cm na altura total da seção:

d) Aumentar altura da mesa inferior

Aumentar apenas a altura de A6, mantendo inalterada a altura de A5. A tensão no bordo inferior passou de -1,30MPa para -0,81 MPa. A redução de tensão é considerável, mas o valor de a_p permanece baixo. Para superar o limite de $a_p > 5$ cm,

seria necessária uma altura de $h_{i6}=0,45\text{m}$, com 2,60m de altura total, 25cm maior que a configuração inicial. Essa solução poderia ser associada a inversão das alturas dos elementos 5 e 6, como realizado para a viga de 30m, porém a economia seria de apenas 2cm na altura total, com relação a solução de $h=2,60\text{m}$ (Vide última linha da tabela).

Tab. 95 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de $h_{i6}+h_{i5}$ constante – Viga 25m

	h (m)	b_{i6} (m)	h_{i4} (m)	h_{i5} (m)	h_{i6} (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	W_i (m ³)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	a_p (cm)
(Inicial)	2,35	0,70	1,59	0,35	0,2	1,655	1,325	1,770	0,749	-1,30	5,25	-25,6
	2,45	0,70	1,59	0,35	0,30	1,725	1,548	1,796	0,862	-0,81	5,05	-12,8
	2,55	0,70	1,59	0,35	0,40	1,795	1,777	1,824	0,974	-0,45	4,86	-0,4
	2,60	0,70	1,59	0,35	0,45	1,830	1,894	1,838	1,030	-0,30	4,77	5,6
	2,58	0,70	1,59	0,25	0,53	1,839	1,882	1,817	1,036	-0,3	4,77	5,7

e) Aumentar altura e largura da mesa inferior (A6)

Associar as soluções de aumentar a mesa inferior em largura e altura. Aumentando a largura para b_{i6} para 0,85m e a altura h_{i6} para 0,30m, chega-se a uma tensão de -0,40MPa no bordo inferior e um a_p de 2,78cm, ainda insuficiente. No entanto, usando dessa solução somada a redução da altura do elemento A5, para aumentar a do elemento A6, é viabilizada uma solução favorável sem alterar a altura total da viga, como pode ser visto pela última linha da tabela.

Tab. 96 Análise ELS-DP – Soluções de área – aumento de b_{i6} e h_{i6} – Viga 25m

	h (m)	b_{i6} (m)	h_{i4} (m)	h_{i5} (m)	h_{i6} (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	W_i (m ³)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	a_p (cm)
(Inicial)	2,35	0,70	1,59	0,35	0,2	1,655	1,325	1,770	0,749	-1,30	5,25	-25,6
	2,45	0,80	1,59	0,35	0,30	1,773	1,66	1,754	0,946	-0,52	4,94	-2,3
	2,45	0,85	1,59	0,35	0,30	1,796	1,713	1,734	0,988	-0,4	4,89	2,6
	2,45	0,85	1,59	0,35	0,32	1,813	1,738	1,764	1,015	-0,33	4,85	5,5

Pelo exposto, verifica-se que a viga não foi dimensionada para esse estado limite de serviço. Muito da área deveria ser adequado para permitir uma configuração de tensão dentro dos limites de norma. Assim, essa última solução mostra-se a mais razoável para tal. A Mesa inferior terá que ser muito modificada, porém consegue-se o efeito necessário de aumento do W_i , sem aumentar exageradamente a largura ou altura da viga. No final a largura foi ampliada em 15cm, a altura em 12cm, com adequação das alturas dos elementos de área 5 e 6. Em

comparação com a viga de 30m, essa tensão no bordo inferior ficou muito superior o que provocou maiores modificações da geometria.

Tab. 97 Resumo soluções para ELS-DP – Viga 25m

Solução	Variáveis alteradas	Tabela	A (m ²)	h (m)	Wi (m ³)	Comentários
Aumentar altura da alma (A4)	h_{i4}	Tab. 92	1,788	2,88	1,016	Grande aumento de h (33cm maior)
Aumentar largura mesa inf. (A6)	b_{i6}	Tab. 93	1,794	2,35	0,997	Grande aumento de b_{i6} (37cm maior)
Aumentar largura mesa inferior + inverter alturas de A5 e A6	b_{i6}, h_{i6}, h_{i5}	Tab. 94	1,805	2,35	1,005	Altura constante e b_{i6} 30 cm maior
Aumentar altura mesa inf. (A6)	h_{i6}	Tab. 95	1,839	2,60	1,030	Aumento de h (25cm a mais)
Aumentar altura e largura de A6	b_{i6}, h_{i6}	Tab. 96	1,813	2,47	1,015	Aumento de 12cm em h_{i6} e 15cm em b_{i6}

O método mostrado acima baseou-se em cálculos com tentativas e erros para chegar a um valor adequado da tensão na face inferior da viga. No entanto, alguns métodos podem ser usados para estimar um valor mínimo de W_i para a seção, conforme visto em 3.3.2 e 3.3.3.

Em síntese, pode se obter o W_i mínimo da razão da diferença de momentos pela diferença de tensões, tendo como referência a face da qual se quer obter o valor de W . Na presente análise será utilizado a formulação apresentada no item 3.3.3, que considera o efeito das perdas.

$$W_i \geq \frac{M_M - \eta \cdot M_m}{\eta \cdot \bar{\sigma}_{ci} - \bar{\sigma}_{ts}}$$

Utilizando os valores de 0,32 MPa para a tensão limite de tração ($\bar{\sigma}_{ts}$) e 17,5MPa para a tensão limite de compressão ($\bar{\sigma}_{ci}$), bem como os valores de 3147,5 kNm para M_m e 13077,2 kNm para M_M e η de 0,72, foi obtido um W_i mínimo de 0,961m³.

O valor de 0,32 foi obtido em função da análise das tabelas acima. Verificou-se que, em geral, para a presente viga, esse valor de tensão na face inferior permite uma reduzida altura de tração na seção.

A partir dos valores de W_i obtidos pelas Tab. 92 a Tab. 96 , verifica-se que para atender ao limite estipulado por norma de a_p , em geral os valores de W_i giraram em torno de 0,997, 1,005 e 1,015. Comparando esses valores com o de W_i obtido pela fórmula, percebe-se coerência entre as duas análises. Isso demonstra que a formulação poderia ser utilizada para otimizar processos de cálculo.

Por fim, fica nítido que esse processo de verificação de tensões é essencial, porém muito trabalhoso. Deve-se estar atento para verificar todas as tensões nos 3 bordos apresentados, para cada fase de carregamento, tendo em vista as verificações no estado de serviço necessárias para o tipo de protensão pré-definido (ELS-F e ELS-D, no caso). Tudo isso deve ser feito para as seções transversais em cada décimo do vão, no mínimo.

No item a seguir será aplicado um método mais prático para auxiliar nessas análises de tensões, conforme conceitos apresentados no item 4.3.2.

4.5.2.2 *Análises de Tensões por fusos*

Partindo dos conceitos apresentados acerca dos núcleos de passagem e fusos de passagem, apresenta-se a seguir uma forma gráfica de verificação das tensões nos bordos das seções, tendo em vista os limites estipulados pelos diferentes estados limites de serviço predefinidos.

Isso posto, para o presente trabalho foram escolhidos, então, os seguintes critérios para desenho dos fusos, em semelhança aos criados para a viga de 35m: fusos para as etapas construtivas, etapa 1 e 2 de protensão, representadas pelas fases 1 e 2 e etapa de concretagem da laje, fase 1-A; Será criado um único fuso que representa a envoltória de diferentes carregamentos e forças de protensão entre as fases 3 e 7. Além disso, todos esses fusos serão repetidos para cada estado limite de serviço em análise (ELS-F e ELS-D). No presente trabalho os critérios também foram escolhidos devido ao fim didático de melhor explicar a aplicação do método.

4.5.2.2.1 Análise Caso 2 – ELS-F

Assim, apresenta-se primeiramente os fusos traçados para a Solução 1, que representa a condição inicial apresentada na análise do estado ELS-F, item 4.4.2.1, no qual havia o seguinte conjunto de tensões:

Tab. 98 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 1

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{srlaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,97	0,53	5,37	1,16	5,99
σ_{sr} (MPa)	-2,67	<u>-11,80</u>	0,78	1,81	5,13	1,94	5,25
σ_i (MPa)	9,93	<u>29,66</u>	16,26	13,11	2,99	8,81	-1,31

Com relação a Fase 1, a Fig. 128 mostra que, para a seção S5, as tensões limites foram respeitadas o cabo representante ficou praticamente em cima do fuso, em coerência com a análise do item 4.4.2.1.1, que mostrava uma tensão de tração no bordo superior da viga de 2,67Mpa, pouco inferior ao limite aceitável de 2,73 Mpa. As seções adjacentes a seção S5 estão ligeiramente fora do fuso, com uma diferença de apenas 0,005m.

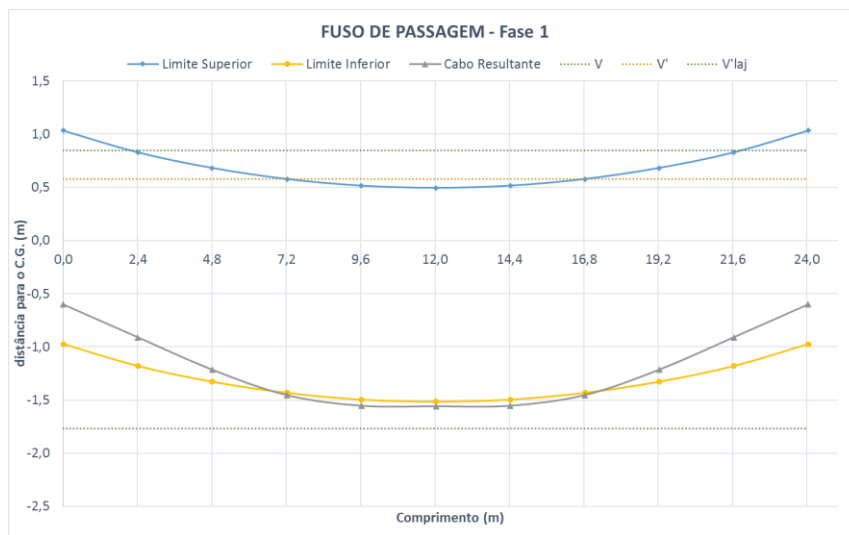


Fig. 128 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 1

Já para a fase 2, conforme item 4.4.2.1, havia uma grande discrepância da tensão calculada para o limite pré-definido, o que também pode ser visualizado pelo fuso da fase 2, Fig. 129. O que demonstra graficamente a inviabilidade de adotar uma 2ª etapa de protensão antes da concretagem da laje.

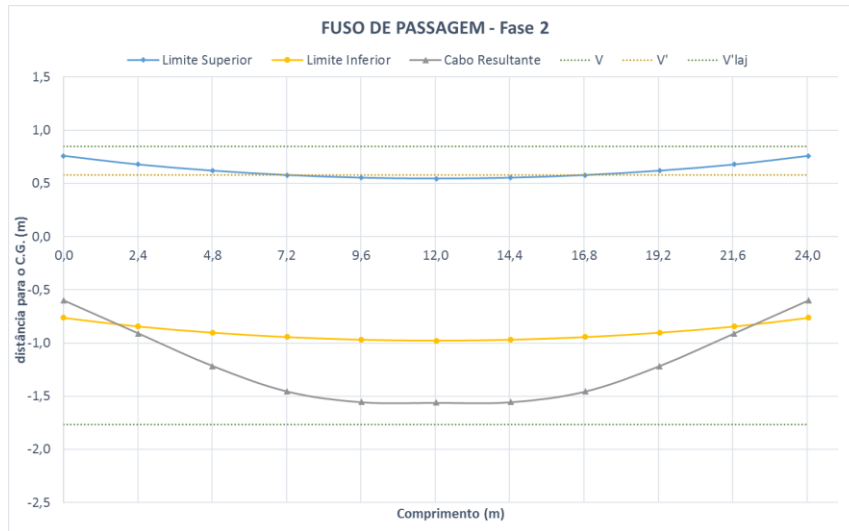


Fig. 129 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 - Fase 2

Já para as fases 3 a 7, o cabo representante respeitou os limites do fuso obtido, o que demonstra que não foram extrapoladas tensões para qualquer um dos carregamentos adotados em cada fase. Assim, pelos três fusos traçados, verifica-se que a análise coincide com a análise de tensões feita no item 4.4.2.1.1. No entanto, ressalta-se que nesse item, foi realizada apenas a análise para a seção do meio do vão (S5), já análise gráfica permitiu a visualização de forma prática da análise realizada para todas as seções, mais que o mínimo de décimo do vão.

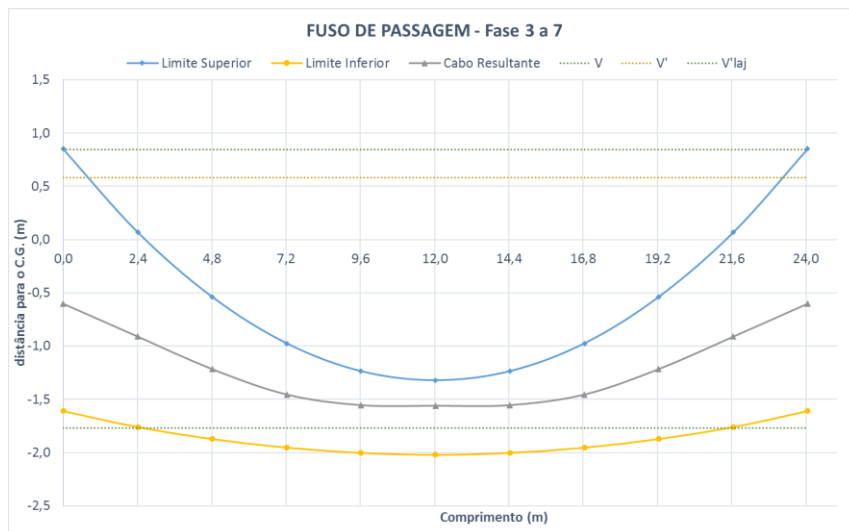


Fig. 130 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 1 – Fases 3 a 7

A seguir serão apresentados os fusos para a solução 2, que representa a solução de alteração de datas das fases (1ª etapa de protensão em 3 dias, concretagem da laje no dia 3, 2ª etapa de protensão no dia 5).

Primeiramente, repete-se a Tab. 90, para facilitar visualização.

Tab. 99 Tensões por fase de carregamento (seção S5) – Solução 2

	F1	F1-A	F3	F4	F5	F6	F7
σ_{srlaj} (MPa)	0,00	0,00	-0,97	0,53	5,37	1,16	5,99
$\sigma_{s'}$ (MPa)	-2,67	0,469	0,78	1,81	5,13	1,94	5,25
σ_i (MPa)	9,93	6,96	16,26	13,11	2,99	8,81	-1,31

Em comparação com os fusos da solução 1, verifica-se que a solução 2 proposta surtiu efeito. Com relação a Fase 1, não houve alteração da solução 1 para a 2.

Para a fase 1-A, fase na qual há a concretagem da laje no dia 5, após primeira etapa de protensão, não há problemas. Considera-se que todo o peso do conjunto é resistido apenas pela área da viga, uma vez que a laje ainda não adquiriu resistência suficiente.

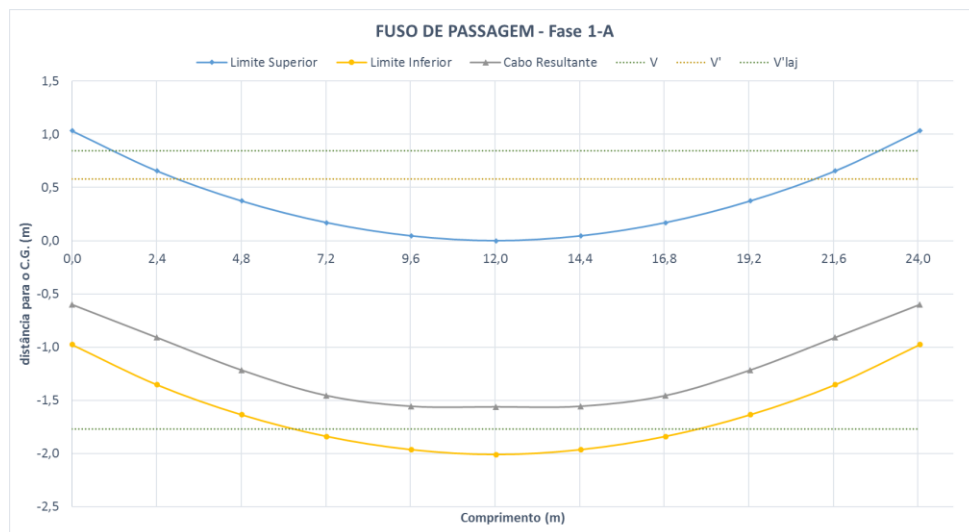


Fig. 131 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 1-A

Foi desenhado um fuso, em separado, para verificar as tensões no ato da 2ª etapa de protensão, conforme Fig. 132. Nessa etapa, já se considera a seção da laje colaborante à viga para resistir aos efeitos da protensão. Considera-se que esta etapa é realizada no dia 5. E como pode ser visto o cabo está bem adequado aos fusos.

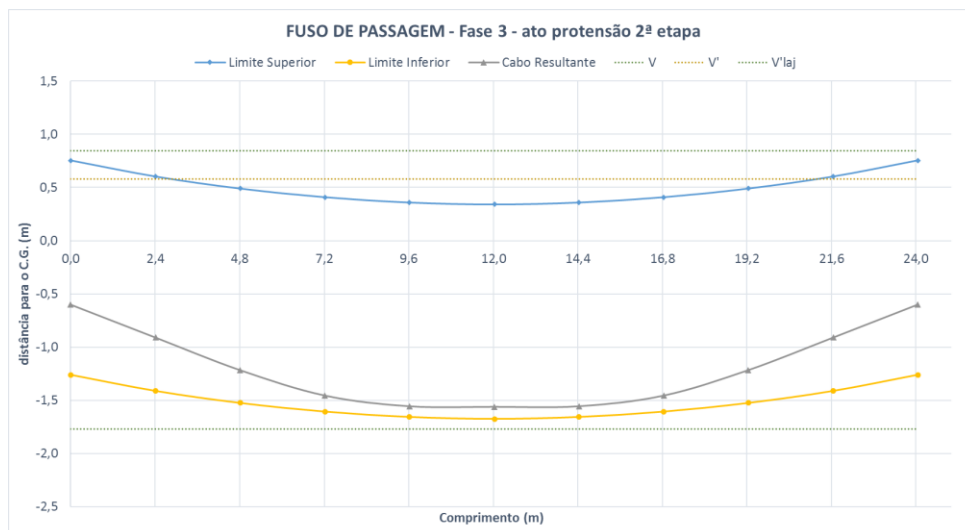


Fig. 132 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fase 3

Nas fases 3 a 7, considera-se a mesma fase 3 com as tensões no dia 5, para exemplificar que tudo poderia ser contemplado por um único fuso. O cabo representante também se mostra bem adequado ao fuso. E de acordo com todos os fusos apresentados p a solução 2, é visível a coerência com a análise de tensões por meio do item 4.4.2.1, assim como na solução 1.

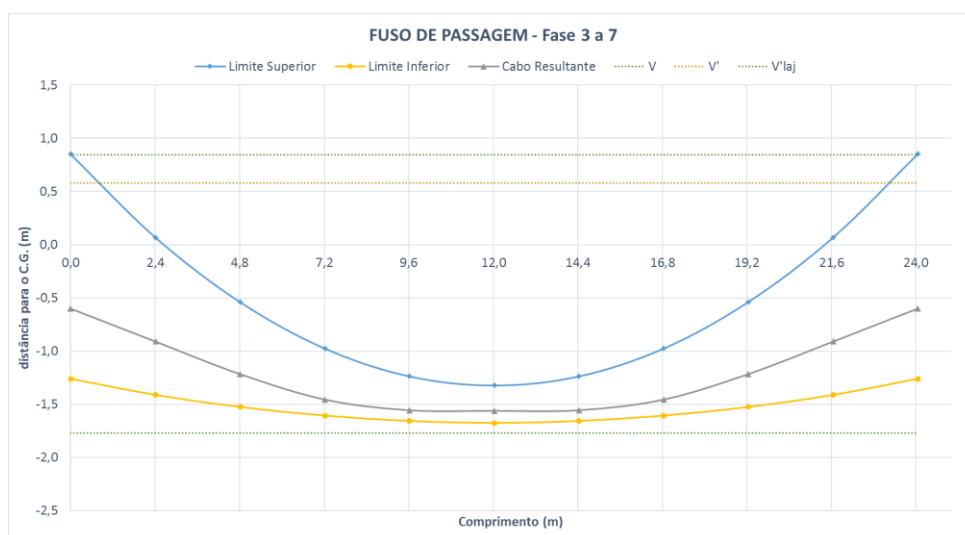


Fig.133 Fuso de Passagem – Caso 2 – Solução 2 - Fases 3 a 7

Assim destaca-se uma outra vantagem do emprego dos fusos: é possível visualizar de maneira mais prática o efeito que uma solução, dada para um problema em uma seção, pode ter em outras seções.

4.5.2.2.2 Análise Caso 3 – ELS-D

A mesma verificação, com os mesmos tipos de fusos foi realizada tendo em vista o estado ELS-D. E como visto também no item 4.4.2.1, há extrapolação da tensão de limite de tração nas fases 1, 1-A, 3 e 7. Essa extrapolação pode ser visualizada nos gráficos a seguir com o cabo representante fora dos limites dos fusos. É possível concluir também que o projeto em questão não foi detalhado para protensão completa no estado limite de descompressão, em consonância com as análises anteriores. Assim se fazem necessárias as análises do estado limite de descompressão parcial, conforme item 4.4.2.1.3.

O último gráfico, que representa a envoltória entre as fases 3 e 7, corrobora a conclusão de que o projeto de referência para ser detalhado para o estado limite de descompressão, necessitaria de mais área na seção transversal.

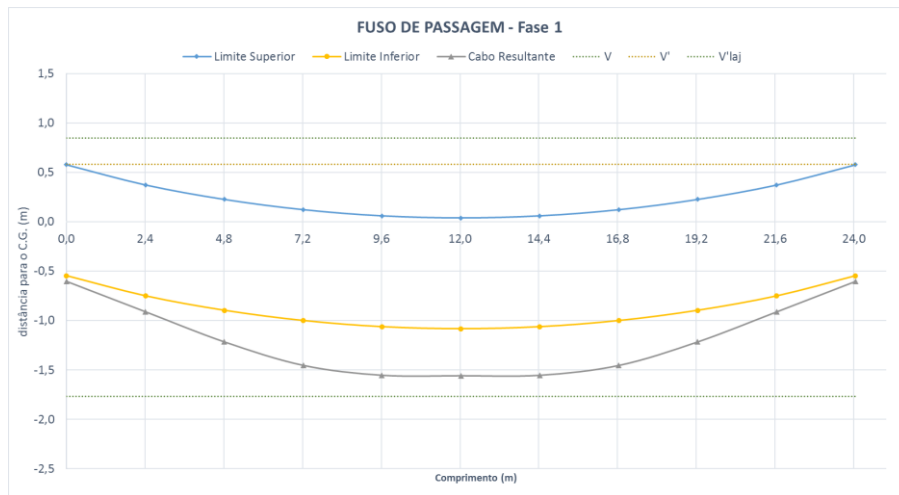


Fig.134 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1

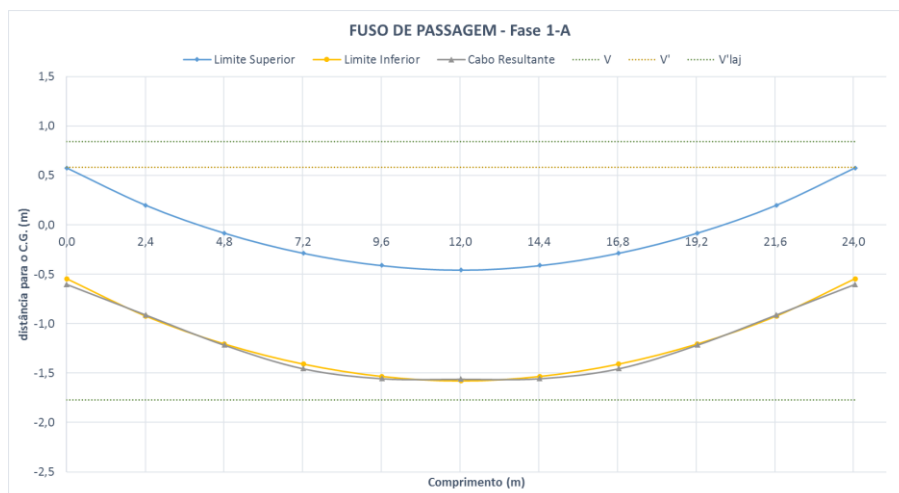


Fig.135 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 1-A

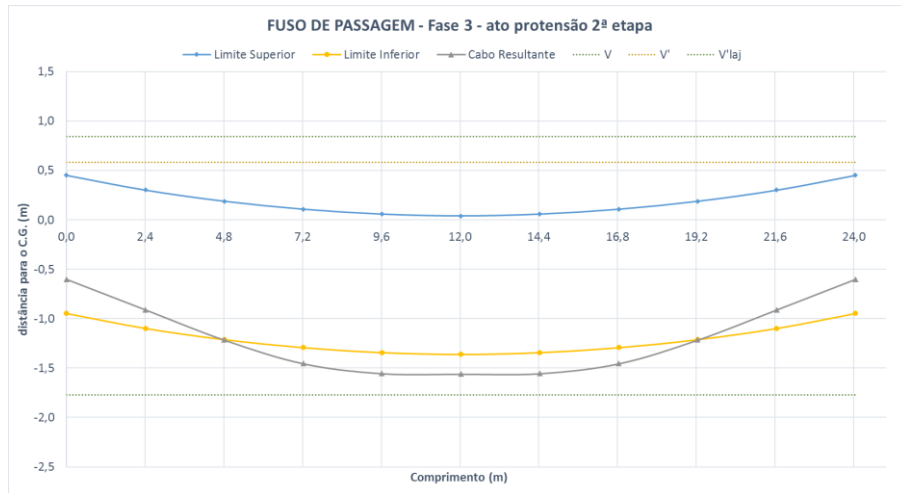


Fig.136 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fase 3

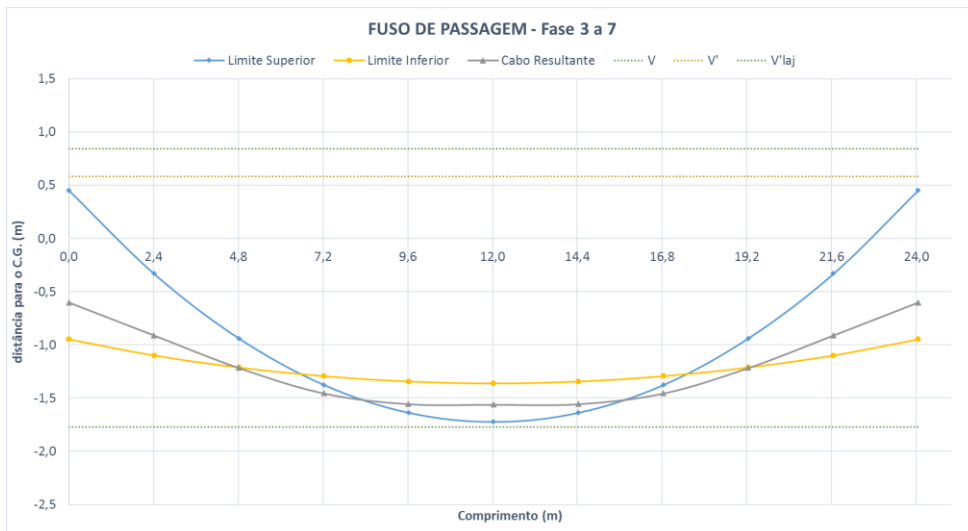


Fig.137 Fuso de Passagem – Caso 3 – Solução 2 - Fases 3 a 7

5 CONCLUSÃO

Por meio dos trabalhos desenvolvidos para a presente dissertação, foi possível realizar um amplo estudo sobre concreto protendido. Foram feitas pesquisas que englobam a origem dos princípios de protensão, bem como os principais conceitos, definições, classificações e estudos ao longo do desenvolvimento dessa tecnologia aplicada ao concreto, incluindo feitos de engenheiros notórios.

Por meio deste trabalho foi possível, também, apresentar uma discussão sobre as principais vertentes de cálculo para protensão (focos nos ELS e ELU). Dentro dessas vertentes, foi realizada uma pesquisa sobre alguns tipos de cálculos para definição da cablagem de protensão.

Ademais, para a definição da protensão de uma viga, foi visto que é necessário um processo complexo com correlação de inúmeras variáveis em alguns ciclos iterativos de cálculo.

Assim, maior ênfase foi dada a dois métodos que permitem uma facilidade no manuseio das inúmeras variáveis. Os métodos de Magnel e Fauchart. Eles apresentam teorias de base que contém semelhanças e que se complementam. Os diagramas de Magnel são versáteis e práticos para correlacionar os parâmetros geométricos com os de limites de tensão para o material, os esforços, resultando num domínio de valores viáveis para par força de protensão e excentricidade, isso já considerando as estimativas de perdas.

Já o conceito dos fusos de passagem, aqui apresentados pelo método de Fauchart, a partir de uma força e excentricidade já definidas, agrega as correlações das mesmas variáveis tratadas pelos diagramas de Magnel às informações de cada seção ao longo do vão do elemento em análise, resultando em uma faixa de lugares geométricos possíveis para o traçado dos cabos.

A utilização conjunta desses métodos possui grande potencial em otimizar os processos para definição da cablagem de uma viga. Tais constatações foram possíveis pelas análises realizadas nos estudos de caso apresentados no capítulo 4. Ao longo desses estudos procurou-se verificar a viabilidade e praticidade dos métodos em conjunto para aplicação em vigas

isostáticas. Os métodos foram aplicados para vigas de tabuleiros isostáticos de pontes e viadutos ferroviários com 25m, 30m e 35m.

A aplicação nos estudos de caso se mostrou consistente. Os comparativos com os projetos originais mostraram que os métodos são razoáveis e apresentam uma grande versatilidade na manipulação de dados e parâmetros, associados a um prático recurso de visualização gráfica. Há vantagens em otimização de processos de projeto para pré-dimensionamento, dimensionamento, verificação, otimização e até em ensino de cálculo do concreto protendido.

Numa análise de projeto, tendo todas as variáveis dadas, fica fácil, inclusive visualmente, verificar se a força de protensão e o traçado do cabo respeitam os limites de tensão. Para um processo de pré-dimensionamento de estruturas protendidas, há uma grande facilidade, inclusive com bom grau de precisão, para definição da força, reduzindo os ciclos de cálculo para um dimensionamento completo.

As análises dos estudos de caso, mostraram também que mais que simplesmente úteis para calcular um par de valores F e e_0 , o diagrama se mostra como uma ferramenta prática para avaliar variações de parâmetros nos cálculos, testando condições extremas e realizando análises de sensibilidade. Por exemplo, dada uma excentricidade extrema máxima já imposta, é possível determinar uma faixa de valores viáveis para a força de protensão o que pode ser muito útil para determinar uma faixa de sobrecarga máxima que poderá ser suportada pelo elemento

Ainda nesse contexto, a variação de parâmetros pode auxiliar nas análises de otimização de um projeto. Dada uma seção transversal fixada, pode se avaliar qual a menor força de protensão necessária para suportar os carregamentos.

Da mesma maneira, os fusos de passagem permitem exercícios semelhantes. Ao alterar a força de protensão ou excentricidade em uma seção, é possível ver o impacto direto nas demais seções ao longo de toda a viga. As vezes a ação pensada como solução para uma seção não resulta em solução para toda a viga, como no caso da Viga 35m. Foi proposto alteamento do cabo e adiamento de uma etapa de protensão, o que resolveu o problema de tensão na seção S5, porém não nas seções adjacentes. O fuso mostrou isso de forma prática.

Nesse sentido, Além de úteis para verificar e validar pares de F e e_0 ao longo do vão, ao longo dos estudos verificou-se uma grande utilidade para as etapas de um projeto referentes às análises de tensão para os estados limites de serviço. O comparativo com a análise tradicional se mostrou consistente.

os fusos também se mostraram muito úteis para análise de diferentes estados limite de serviço e diferentes fases de carregamento. É possível ver graficamente o resultado da alteração de parâmetros de uma fase em outra fase ou outra seção, desde data de concretagem até limites de tensão e carregamentos aplicados. Ter, de maneira prática visual, dados que antes eram vistos somente em tabelas traz uma praticidade enorme para o dia-a-dia de trabalho.

Por exemplo, para a divisão da protensão em mais de uma etapa, considerando a viga isolada ou a seção cheia. No caso da viga de 35m, ficou evidente que as tensões para primeira e segunda etapa de protensão estavam muito altas. A proposta de solução de adiamento da primeira etapa e realização da segunda após concretagem da laje, mostrou ser compatível para todas as seções de uma só vez, por meio do fuso.

Ressalta-se que todos os cálculos foram realizados por meio de rotinas em planilhas do Excel. No entanto, foi possível verificar que também que os processos aplicados têm grande facilidade e potencial para serem automatizados. Tal metodologia pode ser aplicada em cálculos manuais ou inseridas em rotinas de cálculos automatizadas, no âmbito de processos de elaboração ou análises de projeto, bem como em estudos teóricos. Por fim, para continuidades e aprimoramento dos presentes estudos, sugere-se para trabalhos futuros:

- i. Aplicar os diagramas de Magnel e fusos de passagem para vigas hiperestáticas;
- ii. Automatizar as rotinas de cálculo gerando sistemas que resultem em diagramas e fusos de forma direta e prática;
- iii. Estudar de forma aprofundada cada parâmetros das condições de contorno avaliando o impacto na análise gráfica, para definição da protensão;
- iv. Aplicar o método considerando variação das seções transversais na viga;
- v. Aplicar o método dos fusos considerando cada cabo em sua real posição e não somente um cabo representante;
- vi. Somar à presente análise o cálculo de flechas;
- vii. Aplicar o método para vigas metálicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- vídeo, c. (s.d.). *Vídeo (22min). Tokaji kádármester - Hudák István (Donga)*. Acesso em fevereiro de 2019, disponível em Canal youtube csomby13:
https://www.youtube.com/watch?v=AairvkF_jHg
- Carvalho, R. C. (2012). *Estruturas em Concreto Protendido*. (PINI, Ed.) São Paulo.
- Cavalcanti, F. U., & Monteiro, F. M. (1982). *Adaptação de projetos de obras-de-arte especiais da Ferrovia do Aço (ENGEFER - Empresa de Engenharia Ferroviária)*. s.Ed.
- Duarte, E. P. (26 de fevereiro de 1995). Projeto e Cálculo de uma viga isostática de concreto protendido. Rio de Janeiro, Brasil: MAC Protensão / Belgo Mineira.
- Duarte, E. P. (1995). Projeto e Cálculo de uma viga isostática de concreto protendido. Rio de Janeiro, Brasil: MAC Protensão / Belgo Mineira: <https://macprotensao.com.br/catalogos-e-apostilas/>.
- Ehsani, M. (1986). Design curves for tendon profile in prestressed concrete beams. PCIjournal.
- Fauchart, J. (1970). *Beton Precontraint* (Vol. 1).
- Guyon, Y. (1960). *Prestressed Concrete Vol 1 e 2*. New York: John Wiley and Sons.
- Koerich, R. B. (2004). Estruturas protendidas hiperestáticas co, a representação da protensão por carregamentos equivalentes. Florianópolis: UFSC.
- Lacroix, R., & Fuentes, A. (1981). *Le project de Beton Precontraint*. 1981.
- Leonhardt, F. (1979). *Construções de Concreto - Vol.6 - Princípio básico da construção de potnes de concreto*. 2ª reimpressão 2013 - Interciência.
- Leonhardt, F. (1983). *Construções de Concreto - vol.5 - Concreto Protendido* (Vol. COncreto Protendido). (J. L. Merino, Trad.) 1ªreimpressão 2007 - Interciências.
- LIN, T. Y. (1963). *Desing of Prestressed Concrete Structures* (Vol. 2). New York: New York John Wiley e Sons.
- MAC Protensão. (2020). *Catálogo de produtos e serviços s/ data*. Fonte: Site da MAC protensão - (Acesso em out/2020): <https://macprotensao.com.br/catalogos-e-apostilas/>
- Magnel, G. (1954). *Prestressed Concrete*. New York: MAC GRaw-Hill.
- Marchetti, O. (2008). *Pontes de concreto armado*. São Paulo : Blucher.
- Martins , P. d. (2018). Introdução ao curso de concreto protendido. *Material de Aula UnB*. Brasília.
- Menegatti, M. (2004). Protensão como conjunto de cargas concentradas e equivalentes. São Paulo: USP.
- Naaman, A. E. (1976). Minimu Cost Versus MInimu Weigth of Prestressed Slabs. *JOurnal of the Structural Division, ASCE*, 102(ST7): 1493-1505.
- Naaman, A. E. (2012). *Prestressed Concrete Analysis and Design Fundamentals* (3 ed.). Michigan.

- NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto: procedimento. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
- NBR 7187. (2003). Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
- NBR 7189. (1985). Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
- NBR 8681. (2003). Ações e segurança nas estruturas. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
- Nilson, A. (1969). Flexural Design Equations for Prestressed Concrete Members. *PCI Journal*, 14(1): 62-71.
- ORTEGA, C. G. (2017). Automatização da definição da protensão usando diagramas magnel. Rio de Janeiro: UFRJ.
- Pfeil, W. (1980). *Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, dimensionamentos*. Rio de Janeiro: 2ª edição - Livros técnicos e Científicos.
- Protende. (2013). *Catálogo de produtos e serviços 4ª edição mai/2013*. Fonte: Site da protende - (acesso em out/2020): <https://www.protende.com.br/downloads>
- Rudloff. (2015). *Catálogo de produtos e serviço rev6-11/2015*. Fonte: Site da Rudloff - (acesso em out/2020): <http://www.rudloff.com.br/download/>
- SABA, C. B. (2018). Aplicação de linhas de influência para determinação de momentos hiperestáticos de protensão. Rio de Janeiro : UFRJ.
- Stucchi, F. R. (2006). *PEF-2404 pontes e grandes estruturas - Superestruturas de Pontes (notas de aula)*. Fonte: Site USP, apoio às disciplinas (acesso em (out/2020): <https://edisciplinas.usp.br/course/view.php?id=64839#section-10>
- Stucchi, F. R., & Skaf, K. J. (2006). *PEF2404 - pontes e grandes estruturas - Projeto de Super em Concreto Protendido*. Fonte: Site USP - apoio às disciplinas (acesso em (out/2020): <https://edisciplinas.usp.br/course/view.php?id=64839>
- VALEC. (2012). 80-MC-1000G-11-5500 - SUPER Viaduto 02. *Projeto Executivo - Memória de Cálculo*.
- VALEC. (2013). 80-MC-0701G-11-5001 - Superestrutura trecho isostático. *Projeto Executivo - Memória de Cálculo*.
- VALEC. (2014). 80_MC_1100G_11_5400 _ Superestrutura BA_120. *Projeto Executivo - Memória de Cálculo*.