

MODELO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE PONTES SEGMENTADAS
DE CONCRETO COM PROTENSÃO EXTERNA

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.

Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn, Dr. Ing.

Prof. Luiz Eloy Vaz, Dr.Ing.

Prof. Jean Marie Désir, D.Sc.

Prof. Paulo de Araujo Regis, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

FEVEREIRO DE 2006

PERLINGEIRO, MAYRA SOARES PEREIRA
LIMA

Modelo para Análise de Estruturas de Pontes Segmentada de Concreto com Protensão Externa [Rio de Janeiro] 2006

XXIV, 160 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2006)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Protensão Externa, 2.Pontes, 3.Estruturas

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Aos meus pais, Eki e Célia, que sempre me apoiaram e me incentivaram a concluir com sucesso este trabalho.

Ao meu marido, Rogério, e filha, Carolina, pelo amor e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Ronaldo Carvalho Battista, pelo conhecimento transmitido ao longo desses anos, apoio em momentos difíceis, amizade e intervenções em momentos certos; e, Prof. Ricardo Valeriano Alves, que acompanhou e norteou os passos deste trabalho, transmitindo também seu conhecimento, amizade, e o bom-humor sempre presente.

Aos meus pais, Eki e Célia, pelo apoio incondicional.

Ao meu marido, Rogério, e filha, Carolina, por sempre estarem ao meu lado, completando a minha vida.

Aos queridos amigos Flávia e Eduardo pela eterna amizade e incentivo constante.

À querida amiga Rosângela, pela companhia nesses anos e que, mesmo após o seu distanciamento, esteve sempre perto me incentivando.

Às Prof. Michèle Pfeil e Eliane Carvalho pela amizade e conhecimento transmitido.

Aos Profs. Francisco José Costa Reis, Jean Marie Désir, Paulo de Araujo Regis pela cessão de algumas referências bibliográficas.

A minha irmã, Patrícia, e ao meu cunhado Marcelo por mesmo de longe torcerem por mim.

Aos familiares do Rogério por estarem ao meu lado me incentivando.

Aos colegas e amigos que sempre tinham uma palavra de estímulo: Adcleides, Alexandre Landesmann, Ana Maria Teixeira, Anderson Gadéa, Emerson dos Santos, Wálber Correa, Jonylson Amarante, Michèle Farage, Miguel Pimenta, Norma Blandon, Tiago de Oliveira, Wendell Varela e tantos outros.

Aos funcionários do PEC Elisabeth Cornélio, Jairo Leite, Luzidelle Peixoto, Raul Garcia, Rita de Cássia, Sandra Mendonça e Thelmo Fernandes.

À funcionária da Biblioteca Central do CT/UFRJ, Zoraide.

Ao CNPQ, pela contribuição financeira.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

MODELO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE PONTES SEGMENTADAS DE CONCRETO COM PROTENSÃO EXTERNA

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Fevereiro de 2006

Orientadores: Ronaldo Carvalho Battista

Ricardo Valeriano Alves

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho é proposto um novo modelo numérico para analisar estruturas típicas de pontes segmentadas, formadas por aduelas justapostas não coladas e protendidas externamente. Este modelo bidimensional em elementos finitos de barras permite a análise incremental do comportamento até a ruptura dessas estruturas, considerando o mecanismo de abertura das juntas. Um programa de computador foi especialmente desenvolvido para automatização do procedimento de análise, via método da rigidez, incorporando as não-linearidades (geométrica e do material), a protensão como carga externa equivalente, o efeito do atrito e do deslizamento do cabo sobre os desviadores e o efeito geométrico de segunda ordem sobre o comportamento global da estrutura. O programa foi aplicado na análise de estruturas para as quais se dispunha de resultados experimentais na literatura técnica. A boa correlação entre resultados teórico-numéricos e experimentais demonstra a validade do modelo proposto para análise do comportamento e projeto racional dessas estruturas de pontes, incluindo projetos de recuperação com reforço de estruturas existentes.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

A MODEL FOR THE ANALYSIS OF EXTERNALLY PRESTRESSED SEGMENTED
CONCRETE BRIDGE STRUCTURES

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

February / 2006

Advisors: Ronaldo Carvalho Battista

Ricardo Valeriano Alves

Department: Civil Engineering

A new numerical model to analyze concrete bridge structures formed by dry-fitting several segments by means of external prestressing is proposed in the present work. The bi-dimensional finite element model allows for an incremental analysis of the structural behavior up to the ultimate loading, taking into account the mechanisms of opening growth of the joints. A computer program was especially developed to make automatic the procedures for the behavior analysis of these structures. The stiffness method is applied and both geometric and material nonlinearities are also considered. Also included are the prestressing as auto-balanced external load, the effect of friction and slipping of the prestressing cables on the deviators devices and moreover, the second-order effect on the global behavior of the structure. The numerical modelling was applied to the analysis of structures for which experimental results were available in the technical literature. Comparisons between numerical and experimental results demonstrate the validity of the proposed model to be used in the behavior analysis and the rational design of these bridge structures, including repair and reinforcement design for existing structures.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – Motivação.....	1
1.2 – Estruturas Segmentadas com Protensão Externa.....	2
1.3 – Objetivos.....	3
1.4 – Metodologia.....	4
1.5 – Organização do Trabalho de Tese.....	5
2 – PONTES SEGMENTADAS EM CONCRETO PROTENDIDO	6
2.1 – Vigas em Balanços Sucessivos.....	6
2.2 – Breve Histórico.....	8
2.3 – Tipos de Protensão.....	10
2.4 – Técnicas de Construção.....	10
2.4.1 – Aduelas Moldadas no Local.....	11
2.4.2 – Aduelas Pré-Moldadas.....	13
2.4.2.1 – Sistemas de Construção das Pontes.....	16
3 – PROTENSÃO EXTERNA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	19
3.1 – Considerações Iniciais.....	20
3.2 – Vantagens e Desvantagens da Protensão Externa.....	23
3.3 – Arranjo dos Cabos na Estrutura.....	26
3.3.1 – Geometria do Cabo de Protensão.....	29
3.3.1.1 – Definição do Cabo em Elevação.....	31
3.4 – Cabo Interno Aderente e Cabo Externo.....	32
3.5 – Cabo Interno Não-Aderente e Cabo Externo.....	35
3.5.1 – Efeito de Segunda Ordem.....	35
3.5.2 – Deslizamento dos Cabos sobre os Desviadores.....	38

3.6 – Perdas de Protensão.....	41
3.6.1 – Perdas Imediatas.....	41
3.6.1.1 – Perdas no Macaqueamento.....	41
3.6.1.2 – Perdas por Atrito.....	42
3.6.1.3 – Perdas nas Ancoragens.....	46
3.6.1.4 – Perdas por Protensão Sucessiva.....	52
3.6.2 – Perdas Diferidas.....	54
3.7 – Efeito da Abertura das Juntas.....	54
3.7.1 – Fenves, 1986.....	55
3.7.2 – Martins, 1989.....	57
3.7.3 – Muller e Gaultier, 1990.....	59
3.7.4 – Ramos e Aparício, 1994.....	61
3.8 – Comportamento no Estado Limite em Serviço e no Estado Limite Último....	63
3.9 – Prescrições em Normas – Tensão Última nos Cabos de Protensão não Aderentes.....	64
3.9.1 – ACI 318 (1999).....	65
3.9.2 – AASHTO (1994).....	65
3.9.3 – Canadian Code (A.23.3 – M94).....	66
3.9.4 – British Code (BS 8110, 1997).....	68
4 – MODELO DE ANÁLISE ESTRUTURAL PROPOSTO.....	69
4.1 – Modelagem Estrutural do Sistema.....	70
4.1.1 – Modelagem do Sistema Estrutura-Cabo-Desviador.....	72
4.1.2 – Matriz de Rigidez do Elemento de Pórtico Plano com Seção Variável.....	73
4.1.2.1 – Matriz de Rigidez Elástica.....	77
4.1.2.2 – Matriz de Rigidez de Tensões Iniciais.....	82
4.1.3 – Matriz de Rigidez do Elemento de Cabo e do Elemento de Ligação..	83
4.2 – Cargas Equivalentes de Protensão.....	85
4.3 – Deslizamento do Cabo sobre os Desviadores.....	89
4.3.1 – Efeito do Deslizamento Livre do Cabo sobre os Desviadores.....	90
4.3.2 – Efeito do Atrito no Deslizamento do Cabo sobre os Desviadores.....	91
4.3.2.1 – Deslizamento em um Único Desviador.....	92
4.3.2.2 – Deslizamento Múltiplo.....	94
4.4 – Relações Constitutivas dos Materiais.....	98
4.4.1 – Concreto.....	98
4.4.2 – Aço.....	103
4.5 – Abertura das Juntas.....	105

4.6 – Automação da Análise.....	110
5 – ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS TEÓRICOS x EXPERIMENTAIS.....	119
5.1 – Exemplo de Viga Bi-apoiada – Hoang e Fouré (1984).....	119
5.1.1 – Resultados para a Viga NM2 Obtidos com o Modelo Proposto.....	127
5.2 – Exemplo de Viga Contínua – Regis (1997).....	132
5.2.1 – Resultados para a Viga Contínua Obtidos com o Modelo Proposto..	138
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	147
6.1 – Conclusões.....	147
6.2 – Sugestões para Continuidade do Trabalho de Pesquisa.....	148
APÊNDICE A – ANÁLISE PARAMÉTRICA DA INFLUÊNCIA DOS DESVIADORES	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	155

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Vigas em balanços sucessivos.....	7
Figura 2.2 – Construção da Ponte Rio - Niterói.....	9
Figura 2.3 – Aduelas moldadas no local.....	11
Figura 2.4 – Sistemas de construção das aduelas pré-moldadas.....	14
Figura 2.5 – Dentes de cisalhamento.....	16
Figura 2.6 – Pontos de início da construção.....	17
Figura 2.7 – Construção em viga em balanço.....	17
Figura 2.8 – Método por empurramentos sucessivos.....	18
Figura 3.1 – Cabo externo – Magnel.....	20
Figura 3.2 – Protensão externa.....	22
Figura 3.3 – Traçado do cabo externo durante e após a construção por lançamentos sucessivos.....	25
Figura 3.4 – Tipos de desviadores.....	27
Figura 3.5 – Traçado típico dos cabos.....	29
Figura 3.6 – Elementos geométricos do cabo de protensão em elevação.....	32

Figura 3.7 – Variação da deformação no cabo de protensão: cabo interno aderente e cabo externo não aderente.....	33
Figura 3.8 – Cálculo da variação do comprimento do cabo entre desviadores.....	34
Figura 3.9 – Variação de excentricidade do cabo.....	36
Figura 3.10 – Variação da excentricidade do cabo externo.....	37
Figura 3.11 – Tensão no cabo após o deslizamento.....	39
Figura 3.13 – Efeito do desalinhamento do cabo dentro do desviador.....	43
Figura 3.14 – Comparação da perda de protensão entre os cabos interno e externo..	45
Figura 3.15 – Ancoragem de um cabo de protensão.....	46
Figura 3.16 – Penetração da cunha devido à força (P): a) esquema; b) diagrama P, δ .	47
Figura 3.17 – Influência da ancoragem na variação da força de protensão.....	48
Figura 3.18 – Área referente à perda de protensão devido às ancoragens.....	49
Figura 3.19 – Perda por recuo da ancoragem.....	51
Figura 3.20 – Cálculo da perda de protensão por recuo da ancoragem.....	52
Figura 3.21 – Resumo das Perdas Imediatas.....	54
Figura 3.22 – Modelo em elementos finitos.....	56
Figura 3.23 – Traçado do cabo de protensão entre dois desviadores.....	56
Figura 3.24 – Elemento que representa a junta.....	57
Figura 3.25 – Abertura da junta.....	57
Figura 3.26 – Duas meias aduelas com uma junta intermediária.....	58
Figura 3.27 – Equilíbrio de uma seção.....	59
Figura 3.28 – Princípio do método.....	60
Figura 3.29 – Modelo de junta.....	62

Figura 4.1 – Estrutura de ponte com protensão externa.....	69
Figura 4.2 – Modelo estrutural.....	70
Figura 4.3 – Cargas aplicadas à estrutura.....	71
Figura 4.4 – Modelagem estrutural.....	73
Figura 4.5 – Deslocamentos em um elemento de pórtico plano.....	74
Figura 4.6 – Deslocamentos aproximados para uma barra de pórtico plano.....	76
Figura 4.7 – Deslocamentos em um elemento de pórtico plano.....	79
Figura 4.8 – Barra com área e inércia variáveis.....	81
Figura 4.9 – Viga discretizada com os elementos de cabo e de ligação (el. rígido)..	84
Figura 4.10 – Elemento protendido.....	85
Figura 4.11 – Decomposição das forças de protensão.....	86
Figura 4.12 – Definição do cabo de protensão.....	87
Figura 4.13 – Ações da protensão externa – cabo com n desviadores.....	88
Figura 4.14 – Cargas nodais equivalentes à protensão externa.....	88
Figura 4.15 – Traçado típico de um traçado de cabo de protensão externa.....	91
Figura 4.16 – Diagrama tensão-deformação do concreto à compressão – CEB-90....	99
Figura 4.17 – Diagrama tensão-deformação simplificado – CEB-90.....	101
Figura 4.18 – Diagrama tensão-deformação do concreto à tração – CEB-90.....	102
Figura 4.19 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivos – NBR 6118 – 2003.....	104
Figura 4.20 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas – NBR 6118 – 2003.....	105

Figura 4.21 – Modelagem considerando-se abertura de juntas devido ao aumento da carga accidental.....	106
Figura 4.22 – Variação de tensões nas superfícies de aduelas vizinhas.....	107
Figura 4.23 – Translação das coordenadas.....	109
Figura 4.24 – Coordenadas e graus de liberdade: coordenadas globais e coordenadas locais do elemento.....	112
Figura 5.1 – Elevação longitudinal das vigas ensaiadas e seção transversal (monolíticas ou com 9 aduelas).....	121
Figura 5.2 – Disposição dos cabos nas vigas ensaiadas.....	123
Figura 5.3 – Curvas Carga x Flecha das vigas em aduelas com diferentes tipos de cablagem.....	124
Figura 5.4 – Comparação entre vigas monolíticas e vigas com aduelas pré-fabricadas (protensão externa).....	125
Figura 5.5 – Estado de fissuração das vigas monolíticas com variadas taxas de armadura.....	126
Figura 5.6 – Modelagem da viga NM2.....	127
Figura 5.7 – Flecha no meio do vão.....	128
Figura 5.8 – Variação da excentricidade.....	130
Figura 5.9 – Abertura entre as aduelas – aduela central.....	131
Figura 5.10 – Força no cabo de protensão.....	131
Figura 5.11 – Vista longitudinal e seção transversal da viga.....	133
Figura 5.12 – Traçado dos cabos de protensão.....	134
Figura 5.13 – Detalhe da instrumentação das vigas.....	136
Figura 5.14 – Gráfico carga x flecha experimental das vigas ensaiadas.....	137
Figura 5.15 – Deslocamento vertical x carga.....	139

Figura 5.16 – Diagramas carga-flechas.....	140
Figura 5.17 – Evolução da deformada com o carregamento.....	141
Figura 5.18 – Evolução da deformada com o carregamento – visualizador.....	142
Figura 5.19 – Diagrama carga x rotação dos apoios.....	142
Figura 5.20 – Variação da excentricidade do cabo x carga.....	143
Figura 5.21 – Diagramas de aberturas das juntas x carga.....	144
Figura 5.22 – Deformação nas cordoalhas.....	145
Figura 5.23 – Deslizamento do cabo sobre o desviador D_2	146
Figura 5.24 – Deslizamento do cabo sobre o desviador D_4	146
Figura A.1 – Seção transversal da viga do tipo I.....	149
Figura A.2 – Viga bi – apoiada.....	151
Figura A.3 – Traçado do traçado do cabo.....	152
Figura A.4 – Deslocamento no meio do vão.....	153
Figura A.5 – Variação da força de protensão.....	154
Figura A.6 – Variação da excentricidade do cabo.....	155
Figura A.7 – Deslocamento no meio do vão.....	155
Figura A.8 – Deslocamento no meio do vão.....	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Valores para o coeficiente n	99
Tabela 5.1 – Características geométricas da seção transversal da aduela típica.....	120
Tabela 5.2 – Programa de Ensaios.....	122
Tabela 5.3 – Características dos materiais aço e concreto.....	126
Tabela 5.4 – Características geométricas da seção transversal.....	135
Tabela 5.5 – Características dos materiais aço e concreto.....	138
Tabela A.1 – Características geométricas da seção transversal.....	150
Tabela A.2 – Características dos materiais aço e concreto.....	150

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Etapas de construção das aduelas.....	12
--	----

NOTAÇÕES

Letras romanas

- $[F]$ - vetor de forças nodais da estrutura;
- $[K]$ - matriz de rigidez global da estrutura;
- $[K_e]$ - matriz de rigidez elástica;
- $[K_\sigma]$ - matriz de rigidez de tensões iniciais ou geométrica;
- $[S]$ - matriz de rigidez da estrutura atualizada, a cada incremento de carga, devido à atualização da geometria e à não-linearidade dos materiais;
- $[U]$ - vetor de deslocamentos nodais da estrutura;
- $\{D\}$ - vetor de deslocamentos nodais;
- $\{F\}$ - vetor de forças nodais que contempla as cargas devido à protensão, carregamento externo e temperatura;
- A - área da seção transversal; área da superfície de contato entre as aduelas;
- A_1 - área da seção transversal do elemento no nó inicial;
- A_2 - área da seção transversal do elemento no nó final;
- A_{cil} - área do cilindro do macaco hidráulico;

- A_{ps} - área de aço da seção transversal do cabo de protensão;
- A_s - área da seção transversal da armadura passiva;
- b - largura da seção de concreto;
- c - calculado em função da tensão de escoamento da armadura passiva;
- c_y - profundidade da linha neutra em relação à fibra comprimida;
- d - distância vertical entre o greide e o cabo;
- d_p - distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de protensão;
- e - excentricidade inicial do cabo;
- E - módulo de elasticidade longitudinal do aço;
- E_c - módulo de elasticidade longitudinal tangente do concreto;
- E_{c1} - módulo de elasticidade longitudinal secante da origem até a resistência de compressão f_{cm} ;
- $e_i ; e_{i+1}$ - excentricidades dos cabos nos desviadores;
- E_{ps} - módulo de deformação longitudinal do aço de protensão;
- f - coeficiente de atrito entre o cabo e o desviador;
- f'_c - resistência à compressão do cilindro de concreto;
- f_{ckj} - resistência característica do concreto à compressão aos j dias de idade;
- f_{cm} - valor médio da resistência à compressão do concreto;
- f_{ctm} - resistência à tração do concreto;

- f_{cu} - resistência vinte por cento maior que a resistência à compressão do cilindro de concreto, f'_c ;
- f_{pe} - tensão de protensão inicial na armadura de protensão;
- f_{pe} - tensão de protensão após as perdas na armadura de protensão;
- f_{ps} - tensão última na armadura de protensão;
- f_{pu} - tensão de ruptura da armadura de protensão;
- f_{py} - tensão de escoamento do aço de protensão;
- h_{w0} - altura descomprimida da junta, limitada à metade da aduela;
- I - momento de 2ª ordem com valor bem pequeno;
- I_z - momento de 2ª ordem da superfície de contato entre as aduelas;
- I_{z1} - momento de 2ª ordem do elemento no nó inicial;
- I_{z2} - momento de 2ª ordem do elemento no nó final;
- k - coeficiente empírico que representa a variação angular parasita por unidade de comprimento do cabo; coeficiente de ajuste;
- k_t - tolerância transversal dividida pelo comprimento do desviador;
- k_v - tolerância vertical dividida pelo comprimento do desviador;
- L - distância entre os desviadores; comprimento do vão; comprimento do cabo entre ancoragem/desviador ou desviador/desviador;
- L_0 - comprimento do cabo entre dois pontos fixos (ancoragens ou desviadores sem deslizamento do cabo) antes do carregamento;

- L_1 - comprimento dos vãos carregados;
- L_2 - comprimento total do cabo entre as ancoragens;
- L_e - comprimento do cabo entre as ancoragens dividido pelo número de rótulas necessárias para criar um mecanismo de falha no vão considerado;
- L_i - comprimento do cabo no trecho i ;
- M_z - momento fletor na seção transversal;
- N - esforço normal na seção transversal;
- n - fator que depende do valor da resistência do concreto;
- P - esforço normal;
- P_0 - força aplicada no macaco;
- P_A - força de protensão máxima (P_0);
- P_B - valor da força de protensão em um ponto cuja variação angular acumulada desde o ponto inicial é α radianos;
- r - raio de giração;
- $s ; r$ - limites inferior e superior da zona de contato (altura de compressão);
- U_{00} - termo constante, independente das incógnitas (deslocamentos);
- U_{01} - termo de 1ª ordem, que se anula com o trabalho realizado pelas cargas já aplicadas;
- U_{02} - termo de 2ª ordem dependente das tensões/deformações iniciais, que

- origina a matriz $[K_\sigma]$;
- U_{11} - termo de 2ª ordem oriundo das deformações lineares, que origina a matriz $[K_e]$;
- U_{12} - termo de 3ª ordem, que origina a matriz $[K_1]$;
- U_{22} - termo de 4ª ordem que origina a matriz $[K_2]$;
- u_i - deslocamento na direção i ;
- u_j - deslocamento na direção j ;
- V'_i - distância das fibras inferiores ao novo centróide da seção;
- V'_s - distância das fibras superiores ao novo centróide da seção;
- V_i - distância das fibras inferiores ao centróide da seção inicial;
- V_s - distância das fibras superiores ao centróide da seção inicial;
- $w(y)$ - abertura da junta na ordenada y considerada;
- x - distância do desviador i à seção onde a excentricidade é calculada;
- x_0 - distância entre a seção S_0 e o ponto onde termina a influência da perda de tensão pela ancoragem;
- y - distância da fibra onde se deseja calcular a tensão ao centróide da seção transversal;
- $y_s ; y_i$ - distâncias das fibras superiores e inferiores à linha neutra, respectivamente;
- $z_i ; z_g$ - distâncias de cada ponto nodal e do centróide em relação às fibras

inferiores da seção transversal, respectivamente.

Letras gregas

- α - ângulo de desvio; rotação;
- β_1 - fator de redução da distribuição retangular de tensões do concreto na compressão;
- δ - deslizamento;
- $\delta_i; \delta_{i+1}$ - deslocamentos verticais nos desviadores i e $i+1$;
- ΔL - incremento de comprimento do cabo no estado limite último, devido à flexão da viga;
- $\Delta \varepsilon_{cps\ m, aderente}$ - deformação de um cabo aderente equivalente na seção de momento fletor máximo;
- $\Delta \varepsilon_{cps\ médio}$ - deformação do cabo não aderente;
- $\Delta \varepsilon_s$ - variação da deformação unitária do cabo num intervalo Δx de comprimento x ;
- ε_c - encurtamento total da peça;
- ε_{ct} - deformação de tração;
- ε_{c1} - deformação correspondente à resistência máxima, igual a 0,0022;
- ε_{cu} - deformação à compressão da fibra extrema;
- ε_m - deformação de tração no bordo da seção;

ε_x	-	deformação axial;
ϕ_c	-	coeficiente de resistência para o concreto;
ϕ_p	-	coeficiente de resistência para o aço de protensão;
ϕ_s	-	coeficiente de resistência para a armadura passiva;
λ	-	esbeltez da viga;
μ	-	coeficiente de atrito;
ρ_p	-	taxa de armadura protendida;
σ_c	-	tensão de compressão no concreto;
σ_{ct}	-	tensão de tração no concreto;
σ_m	-	tensão na altura do cabo médio;
$\omega_{m\acute{a}x}$	-	tolerância angular do tubo, em torno do plano teórico horizontal, dada pelo valor de 0,5 rad;
Ω_U	-	coeficiente reduzido de deformação.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Motivação

Nos dias atuais, a deterioração das pontes – devido ao aumento do tráfego, à idade (ou ao tempo de utilização) e à corrosão das peças – tem sido o principal problema encontrado para a manutenção da vida útil dessas estruturas. As cargas transportadas e o volume do tráfego nas pontes têm aumentado, excedendo os valores usados em projeto. Como consequência, há um número crescente de pontes que estão sofrendo fadiga e estão necessitando urgentemente de reforço e reparo.

A protensão externa pode ser considerada uma das mais versáteis técnicas usadas para reforço e restauração das estruturas. Protensão externa é um método de pós-tensão no qual os cabos são colocados externamente à estrutura, presos nos extremos pelas ancoragens e redirecionados ao longo do seu trajeto em diferentes pontos pelos desviadores, com a finalidade principal de combater os momentos de flexão.

Além de ser utilizada para reforço de estruturas, a protensão externa tem sido adotada também em obras novas construídas por justaposição de aduelas pré-moldadas.

Este trabalho vem a preencher certo vazio existente na literatura técnica sobre esse assunto específico, já que poucos artigos técnico-científicos foram

publicados nos últimos seis anos. Além disso, os últimos grandes eventos, publicações e congressos – que têm como tema a protensão externa – foram realizados no início da década de 90: *External Prestressing in Bridges ACI SP-120* (1990) e *Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures*, em Saint-Rémy-lès-Chevreuse, na França em 1993.

1.2 – Estruturas Segmentadas com Protensão Externa

Sob influência das cargas acidentais ou das perdas de protensão, a tensão de compressão na zona de contato entre as aduelas sob protensão externa tende a variar, possibilitando o surgimento de zonas de tração, o que resulta em perda parcial de contato entre as superfícies de aduelas vizinhas. Isto acarreta uma concentração de tensões de compressão no concreto na fibra oposta à abertura da junta e súbitas mudanças de configuração geométrica da deformada da viga, acompanhadas de grandes deslocamentos e rotações, podendo a estrutura chegar ao colapso.

Em peças de concreto, com cabos internos aderentes, a alteração da força de protensão no cabo em função das cargas externas varia de seção para seção. Essa variação pode ser determinada com uma análise em cada seção, a partir da compatibilidade das deformações entre o aço e o concreto. No caso de cabos internos não aderentes, essa compatibilidade já não existe mais, não podendo ser levada em consideração para o cálculo da força no cabo. No caso do atrito ser desprezado, a força no cabo permanece constante entre as ancoragens em qualquer estágio de carregamento.

No caso dos cabos externos à estrutura, há dois fatores adicionais que dificultam a análise: a mudança da excentricidade do cabo, com o carregamento atuando sobre a viga, e o deslizamento do cabo sobre os desviadores. A variação de excentricidade pode ser considerada analisando-se o equilíbrio da estrutura em cada posição deformada. O aumento da carga solicitante faz com que o cabo deslize sobre os desviadores causando uma redistribuição da força de protensão ao longo do cabo, o que afeta o deslocamento da estrutura. Do mesmo modo, deve-se ainda considerar a hipótese de o cabo estar ou não preso ao desviador, conduzindo, no primeiro caso, a

uma força de protensão constante somente em trechos de cabo entre desviadores e, no segundo caso, a força de protensão constante ao longo de todo o comprimento do cabo.

1.3 – Objetivos

Neste trabalho são focadas estruturas de pontes segmentadas com aduelas pré-moldadas justapostas a seco e protendidas externamente. Considera-se o caso em que os segmentos justapostos em série (aduelas) são unidos, somente com a protensão externa, sem aplicar resina epóxi, que, normalmente, seria utilizada para colagem.

O objetivo deste estudo é apresentar um modelo numérico-computacional bi-dimensional, calibrado experimentalmente, para análise do comportamento de vigas formadas por aduelas justapostas não coladas, protendidas externamente, considerando-se o mecanismo de abertura entre as aduelas. Este modelo, diferentemente de outros modelos pesquisados, representa o comportamento mecânico da deformação global da viga. Um outro objetivo é mostrar a eficiência estrutural da protensão externa – apesar de atentar-se para seus pontos críticos – como um método vantajoso para construção e recuperação de obras de arte com as características que serão apresentadas.

Dentro deste objetivo mais amplo, pode-se, ainda, enumerar, alguns outros objetivos específicos:

- Análise global do comportamento da estrutura, tanto em serviço como na ruptura, considerando-se as não-linearidades física e geométrica;
- Avaliar os deslocamentos globais das vigas: flechas e rotações;
- Avaliar as tensões nos cabos, considerando as perdas de protensão;
- Avaliar os deslizamentos dos cabos sobre os desviadores;
- Avaliar a abertura das juntas.

1.4 – Metodologia

Para se estudar o problema apresentado no item anterior, é proposto um modelo baseado em elementos finitos de barra, de cabo e de desviador capazes de representar o comportamento estrutural ao longo do processo de carregamento e conseqüentes variações geométricas. Para obtenção de repostas numéricas baseadas no modelo estrutural proposto, desenvolveu-se um programa de computador cujos objetivos e premissas podem ser sintetizados conforme os tópicos apresentados a seguir:

- Aplicar o conceito de carga equivalente, para transformar os efeitos da protensão externa em carga, de acordo com o procedimento apresentado por PERLINGEIRO (1998) para protensão interna. Consideram-se as perdas de protensão.
- Modelar a estrutura em elementos de barra, considerando-se as ligações excêntricas dos cabos, ancoragens e desviadores, bem como a possibilidade de abertura de juntas entre as aduelas.
- Modelar o cabo de protensão considerando o efeito do atrito, o seu deslizamento ou não sobre o desviador e a sua influência no comportamento global da estrutura.
- Analisar a evolução da distribuição de solicitações e de variações geométricas no decorrer do processo de carregamento da estrutura.

Pela natureza não-linear do problema, a análise deve ser incremental em relação à carga acidental, acompanhada da atualização constante da geometria da estrutura. O módulo de elasticidade dos materiais também é atualizado a cada incremento de carga, utilizando-se a curva tensão – deformação (aço e concreto).

Concluindo, o processo de análise do problema modelado, conforme apresentado, será automatizado para fornecer repostas em termos de esforços, tensões e deslocamentos em todos os pontos da estrutura, por meio de uma análise não - linear incremental.

1.5 – Organização do Trabalho de Tese

Inicialmente, no capítulo 2, é realizada uma apresentação das pontes segmentadas informando histórico, processo construtivo, entre outros, como forma de caracterizar esse tipo de estrutura.

O capítulo 3 apresenta as vantagens e desvantagens do uso da protensão externa. Descrevem-se os fatores que influenciam o comportamento de estruturas que empregam o uso dessa técnica e uma rápida revisão em trabalhos publicados para determinar o efeito desses fatores no comportamento em serviço e no estado limite último. Apresenta-se a geometria dos cabos e como se realizam as perdas de protensão. Analogamente aos cabos com protensão interna, a carga externa equivalente é formulada para o caso de cabos com pós-tensão externa. Além disso, faz-se uma comparação entre cabos de protensão internos aderentes, não aderentes e externos. Apresentam-se também as equações fornecidas por normas para a determinação da tensão nos cabos internos não aderentes no Estado Limite Último.

No capítulo 4 propõe-se uma modelagem para possibilitar a análise do problema apresentado.

No capítulo 5 são desenvolvidos exemplos para validação da metodologia proposta no capítulo anterior.

O capítulo 6 resume o que foi desenvolvido, apresentando as conclusões sobre o estudo desenvolvido, bem como propostas para trabalhos futuros.

No Apêndice A está desenvolvido uma análise paramétrica da influência de determinados parâmetros no comportamento dessas estruturas.

CAPÍTULO 2

PONTES SEGMENTADAS EM CONCRETO PROTENDIDO

As pontes segmentadas em concreto protendido são caracterizadas por apresentarem a superestrutura constituída por segmentos justapostos e posteriormente protendidos. Os segmentos podem ser moldados no local ou pré-fabricados. A definição do processo de pré-fabricação das aduelas depende de uma avaliação técnico-econômica efetuada antes do projeto estrutural. Esse sistema construtivo tem limitações determinadas pelos equipamentos para transporte das aduelas. Ajustando-se o projeto à capacidade do equipamento disponível é possível conseguir-se uma construção mais econômica.

Neste capítulo são apresentados um breve histórico e as técnicas de construção de aduelas moldadas no local e pré-fabricadas, mostrando as suas vantagens e desvantagens.

2.1 – Vigas em Balanços Sucessivos

Nas pontes segmentadas, as aduelas, pré-moldadas ou moldadas no local, são posicionadas e comprimidas progressivamente uma após a outra. A execução inicia-se sempre de um apoio, constituindo balanços que avançam sobre o obstáculo a ser vencido. Caso seja de um pilar, a montagem desenvolve-se simetricamente em

relação ao apoio, evitando grandes desequilíbrios entre as cargas. Quando os balanços são desiguais ou há balanço em apenas um vão, pode-se compensar o desequilíbrio entre as cargas com o uso de um lastro no vão anterior ao balanço ou estais ajustáveis ao desenvolvimento do vão, suportados por torres provisórias e ancorados no apoio anterior. A Figura 2.1 ilustra uma ponte sendo construída em balanços sucessivos.



Figura 2.1 – Viga em balanços sucessivos
Fonte: <Catálogo Somaq>

Muitas vantagens têm contribuído para o emprego de balanços sucessivos, mas certamente a principal vantagem da construção em balanço é a redução de cimbramento e escoramento liberando o espaço situado abaixo da obra. Isto se torna imprescindível quando existe a necessidade de minimizar a interferência que a obra causa no meio-ambiente, em vias onde há a necessidade de se manter o tráfego embaixo da construção, em vales onde a utilização de escoramento muito alto tornaria a obra inexecutável e em rios com cheias violentas e súbitas. Um outro fator que torna vantajoso o uso dessa técnica é a necessidade de grandes vãos, seja por imposição de gabaritos ou para evitar fundações dispendiosas (vãos entre 60 m e 240 m) (MATTOS, 2001).

2.2 – Breve Histórico

As pontes em avanços sucessivos eram construídas, inicialmente, em madeira com pedras entremeadas. Os primeiros exemplos datam da época do Império Romano, sendo encontradas na Europa, China, Índia e Tibete, como relatado por MATHIVAT (1980) e PODOLNY & MULLER (1982).

Embora o processo de avanços sucessivos tenha sido aplicado em obras metálicas e em concreto armado foi com o advento do concreto protendido que a técnica obteve larga aplicação e despertou expressivo progresso.

Eugène Freyssinet (1879-1962) construiu em balanço os arranques do vão da ponte de Plougastel, construída entre 1925 e 1930. Foi utilizada uma treliça de lançamento para montagem da obra. Para equilibrar o momento elevado criado pela treliça, foi necessário unir as mísulas adjacentes com tirantes metálicos.

Entretanto, foi somente em 1931, com a construção da ponte Herval sobre o rio do Peixe, unindo as cidades de Herval (Paraguai) e Cruzeiro (SC – Brasil), por Emílio Baumgart (1889-1943), que a técnica construtiva, hoje denominada de avanço sucessivo, foi aplicada (VASCONCELOS, 2005). A ponte Herval era uma obra em concreto armado com três vãos: um central com 68 m e dois laterais com 26,76 m e 23,67 m cada. Os elementos pré-moldados eram transportados até o local e conectados, por meio de parafusos ou rebites, às partes anteriormente instaladas. A estrutura ia crescendo em avanços, simultaneamente dos dois lados da ponte, até que se encontrassem no meio.

Com a utilização do concreto protendido, houve uma evolução na construção de pontes segmentadas. O concreto protendido, comparado ao concreto armado apresenta um grau mais elevado de sofisticação e um custo mais elevado em relação à construção e ao material aço. Por outro lado, o uso dessa técnica possibilita peças delgadas e com vãos longos, conservando o custo a partir da redução da quantidade de material empregada.

Essa tecnologia foi adaptada e estendida à construção de pontes em avanços com aduelas pré-moldadas. A primeira ponte erguida com essa técnica foi a

Choisy-le-Roi sobre o rio Sena, em 1962. A partir desse momento, inúmeras pontes foram construídas com a técnica do avanço sucessivo com aduelas pré-moldadas ou moldadas no local.

LEONHARDT (1973) inseriu a protensão externa na construção de pontes por avanços sucessivos. Em 1979, Jean Muller e Figg introduzem essa técnica nos Estados Unidos, construindo a ponte Long Key, na Flórida, em aduelas pré-moldadas justapostas sem resina epóxi, objeto de estudo deste trabalho, aliando rapidez na construção e economia.

Possivelmente, a obra construída em balanços sucessivos com mais destaque no Brasil tenha sido a Ponte Rio-Niterói. Ela cruza a Baía de Guanabara, ligando as cidades de Niterói e Rio de Janeiro, com um comprimento total de 13,29 km. A ponte é subdividida em 11 trechos, sendo os trechos 3, 5, e 7 construídos em aduelas pré-moldadas, ligadas por pós-tração e resina epóxi; e, o trecho 9 em aduelas moldadas no local. As aduelas fabricadas eram transportadas dos canteiros por meio de pórticos Münck. Flutuadores movimentados por meio de rebocadores levavam as aduelas até a base das treliças de lançamento que içavam as aduelas uma por uma, até o lugar de sua montagem, conforme mostra a Figura 2.2 (PFEIL,1975).

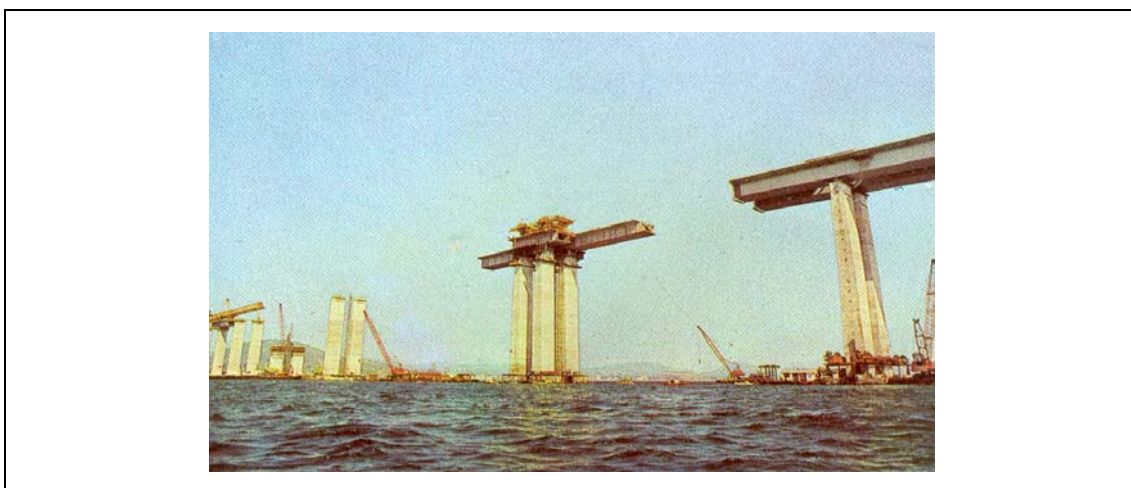


Figura 2.2 – Construção da Ponte Rio – Niterói

2.3 – Tipos de Protensão

A protensão pode ser separada em dois grupos em relação à ocasião em que é realizada nas peças de concreto:

- *Sistemas com armadura pré-tracionada:* Os cabos de protensão são ancorados em suportes provisórios antes de o concreto ser lançado. Quando o concreto alcança a resistência suficiente, os cabos são desligados dos suportes provisórios e a ancoragem ocorre por aderência entre o concreto e o aço.
- *Sistemas com armadura pós-tracionada:* Os cabos de protensão são tensionados somente após o concreto alcançar a resistência especificada em projeto. Há dois tipos de protensão com pós-tração, interna e externa. Na pós-tensão com cabos internos aderentes, para que haja o movimento necessário dos cabos na peça de concreto, estes são instalados em bainhas fabricadas de aço ou polietileno. Os dutos são fixos ao aço doce para evitar desalinhamento durante o lançamento do concreto na forma. Após a protensão, as bainhas são preenchidas com nata de cimento, criando-se uma aderência entre o aço e a nata, protegendo a armadura da corrosão. Na pós-tensão com cabos externos, os cabos ficam no exterior da peça de concreto, ligados à estrutura nas ancoragens extremas e por meio de desviadores, distribuídos ao longo da peça. Essa técnica apresenta vantagens quanto ao acesso para inspeção, manutenção e, se for o caso, a troca do cabo.

2.4 – Técnicas de Construção

O processo construtivo em balanços sucessivos, consiste em montar o tabuleiro de uma ponte por meio de aduelas, posicionadas uma após outra, com o início da construção a partir dos apoios.

Após atingir a resistência adequada do concreto, cada aduela é comprimida contra as anteriores, por meio da protensão. Essa aduela torna-se resistente e auto-portante e servirá de base para um novo avanço.

Podem-se distinguir dois tipos de moldagem das aduelas no processo de construção de pontes em balanços sucessivos: o uso de aduelas pré-moldadas ou aduelas moldadas no local. Para tipos comuns de aduelas, o comprimento dos segmentos é de 3 a 5 m (FLETCHER, 1984). Sua massa pode atingir até 250 ton para aduelas pré-moldadas (PODOLNY & MULLER, 1982) e até 300 ton para aduelas moldadas no local (FLETCHER, 1984).

2.4.1 – Aduelas Moldadas no Local

A construção de aduelas moldadas no local, ilustrada na Figura 2.3, caracteriza-se pela concretagem *in loco* do tabuleiro, por meio de um equipamento móvel metálico, suportando as formas e avançando a partir do apoio. Este tipo de construção é econômico para vãos entre 70 m e 250 m (MENN, 1990). A largura das aduelas moldadas no local pode ser superior às pré-moldadas por não necessitarem de içamento.



Figura 2.3 – Aduelas moldadas no local
Fonte: <www.roadtraffic-technology.com>

Esse método requer equipamentos que possam ser deslocados na medida em que a obra avança, tais como formas deslizantes ou treliças deslizantes. Após o término de uma aduela, a forma é solta da posição anterior e deslocada por meio de trilhos fixados na superestrutura da ponte até a nova posição. Com o objetivo de manter o equilíbrio do equipamento, são instalados contrapesos na outra extremidade. A capacidade dos equipamentos depende do tamanho e do peso da aduela mais pesada que será suportada durante a moldagem e cura do concreto, determinando, desta forma, o seu custo (PODOLNY e MULLER, 1982).

Deve-se salientar que, antes da concretagem de um próximo segmento, o anterior deve, pelo menos, alcançar a resistência definida em projeto para suportar o próximo segmento. Na moldagem *in-loco* torna-se possível a continuidade do aço doce ao longo das aduelas, o que não é possível nas aduelas pré-moldadas. Assim, pode-se montar a armação com o aço doce e posteriormente posicioná-la na nova aduela. Os cabos de protensão também são colocados no interior das bainhas antes da concretagem. No caso de seção transversal celular, a laje inferior deve ser concretada antes das almas e da laje superior por questões de acessibilidade da parte inferior da aduela. Além disso, torna-se mais fácil o alinhamento para os avanços. Após procedimentos para evitar a perda de água e a retração do concreto, a resistência necessária é alcançada, os cabos de protensão podem ser tracionados, e, deste modo, pode-se iniciar um novo ciclo de moldagem para o próximo segmento.

MATHIVAT (1980) apresenta as etapas de construção ordenadas para uma aduela e a correspondente duração de cada etapa conforme mostra o Quadro 2.1, podendo ser desmembrado em mais passos, conforme o projeto.

Quadro 2.1 – Etapas de construção das aduelas (MATHIVAT, 1980)

Atividades	Duração
Protensão dos cabos do segmento anterior; retirada das formas e avanço sobre os trilhos	1 dia
Colocação do aço doce, bainhas e cabos	2 dias
Concretagem da laje inferior, almas e laje superior	1 dia
Cura do concreto	7 dias

2.4.2 – Aduelas Pré-Moldadas

Nesse tipo de execução, as aduelas são pré-fabricadas em um canteiro, transportadas até o local da obra e posteriormente postas em sua posição final. O comprimento econômico dos vãos situa-se em torno de 150 m (MATHIVAT,1980). Além desse comprimento, o custo com o equipamento aumenta consideravelmente.

A pré-fabricação se justifica quando: o prazo de execução da obra é reduzido; a instalação de equipamentos especializados e o transporte das aduelas da fábrica para o canteiro de obra não apresentam restrições.

O processo construtivo com aduelas pré-moldadas é mais rápido, podendo ser montada uma aduela por dia. Com isso, dependendo do comprimento da aduela utilizada, a velocidade de execução passa de 1 m a 2 m de montagem por dia (fabricação *in loco*), para 3 m a 4 m por dia (pré-moldada). Esse método apresenta outras vantagens, tais como: um melhor controle tecnológico durante a fabricação das peças; os segmentos são normalmente armazenados no canteiro enquanto a resistência especificada é alcançada, evitando, portanto, os problemas causados ao se protender o concreto “jovem”; os efeitos de retração e fluência são minimizados devido à fabricação prévia das aduelas; reduz-se o prazo total da construção, pois as aduelas podem ser fabricadas durante a execução da infra-estrutura.

A seguir listam-se outras vantagens desse método de construção:

- Redução e melhor re-utilização das formas, limitada pelo comprimento de uma aduela;
- Finalização da superfície como: texturização, aplicação de jatos de areia e revestimento, que pode ser realizada facilmente no canteiro.
- Aumento do rendimento da mão-de-obra, em função da mecanização da montagem.

As desvantagens são pequenas, porém existem, podendo ser listadas como:

- Presença de juntas entre as aduelas, onde não há armadura passiva para absorver os esforços acidentais de tração;
- Dificuldade em dar continuidade ao posicionamento da bainha dos cabos de protensão e de passar a nata de concreto pela mesma;
- Necessidade de um alto grau de controle da geometria durante a fabricação e levantamento das peças;
- Limitações quanto à temperatura e clima em relação à mistura e aplicação da resina epóxi nas juntas.

Os métodos de fabricação de aduelas mais utilizados são os sistemas *short-line* e *long-line*, ilustrados na Figura 2.4.

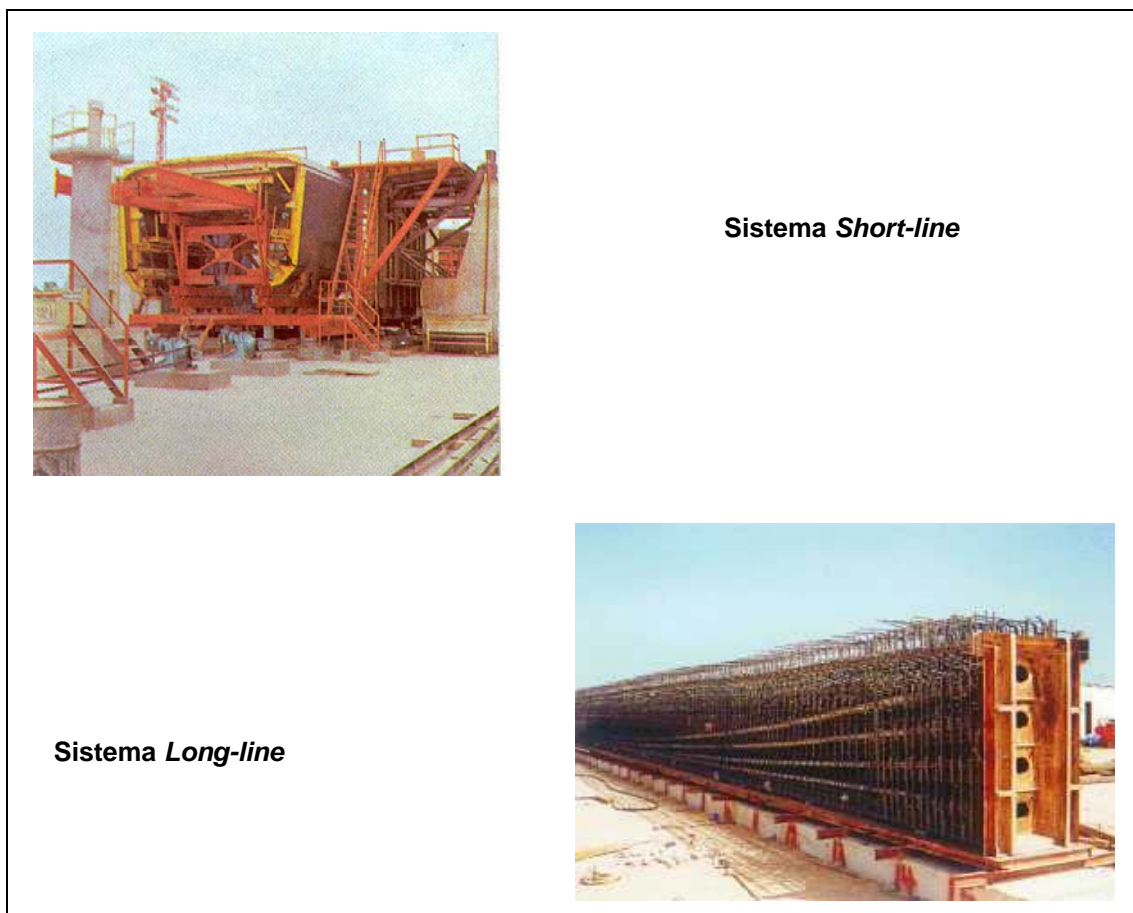


Figura 2.4 – Sistemas de construção das aduelas pré-moldadas
Fontes: (PFEIL, 1975) e <www.bbr-conex.hr/eng/spec-appl/precast-pretens>

No primeiro método, segundo descrito em ALMEIDA (2000), utiliza-se uma única forma metálica com comprimento fixo, contemplando todas as peculiaridades da geometria da obra em planta e em perfil, tornando-a sofisticada e de custo elevado – o que só se justifica em pontes muito extensas. Cada aduela é moldada contra a anteriormente executada de forma a permitir o perfeito acoplamento e evitar, portanto, a quebra de cantos devido à concentração de tensões oriundas da protensão. Não são necessárias grandes áreas de trabalho quando se faz a opção pelo uso desta técnica.

Por outro lado, no sistema *long-line*, o canteiro de moldagem deve ter dimensões maiores, pois nesse sistema as aduelas são produzidas sobre um berço longo que reproduz um trecho da ponte (normalmente um vão da obra), podendo ser reaproveitada para vãos análogos. Para a garantia do perfeito acoplamento das aduelas concreta-se alternadamente, isto é, primeiro as aduelas pares e depois as ímpares de modo que as primeiras sirvam de forma para as últimas. Esse sistema é mais apropriado e econômico para pontes menos extensas, pois permite a utilização de forma de madeirite plastificado, sendo preferencialmente aplicado em pontes de eixo reto ou com curvatura constante.

As juntas na construção de aduelas pré-moldadas necessitam de especial atenção. Após a limpeza com jatos de areia, normalmente, é aplicada uma resina epóxi que serve para lubrificar as faces da junta, compensar pequenas imperfeições de moldagem, além de transmitir forças de compressão e de cortante. A resina epóxi pode alcançar a resistência final do concreto conforme cita PODOLNY & MULLER (1982).

Nas obras segmentadas com aduelas justapostas, onde não há a aplicação da resina epóxi, deve-se fazer uma análise rigorosa da transmissão dos esforços. Deve-se também, ter um excelente controle de qualidade na fabricação das aduelas em relação às juntas para que as imperfeições sejam praticamente nulas, apresentando um perfeito encaixe das peças. A ligação das aduelas é feita por meio da protensão, que pode ser interna ou externa.

Tanto nas aduelas justapostas não coladas quanto nas aduelas coladas com resina epóxi, as faces de contato são moldadas com uma forma especial para garantir um maior alinhamento entre as aduelas e também a transmissão do cortante.

Trata-se de dentes que se encaixam quando se posicionam as aduelas umas contra as outras conforme mostra a Figura 2.5.

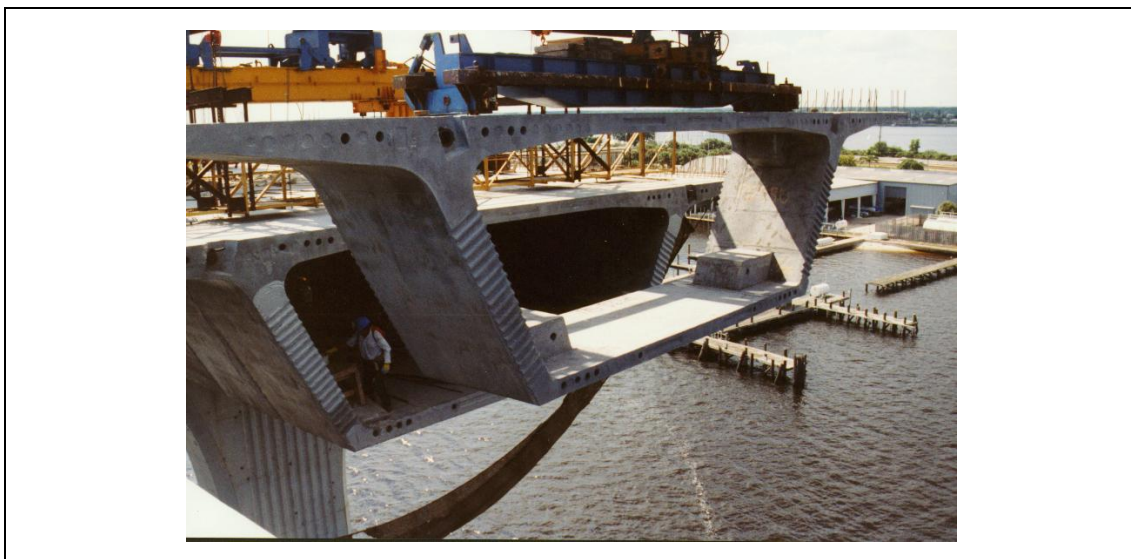


Figura 2 5 – Dentes de cisalhamento
Fonte: <www.metamere.com>

2.4.2.1 – Sistemas de Construção das Pontes

O início da construção pode ser feito de três posições: a partir de vãos extremos executados sobre escoramento, servindo de contrabalanços para o vão central em avanços progressivos, conforme ilustra a Figura 2.6.a; a partir de encontros com estrutura final tri-articulada, ilustrada na Figura 2.6.b; e, a partir dos pilares, simetricamente, para ambos os lados, segundo a Figura 2.6.c.

Neste último caso, o avanço deve ser feito simetricamente para assegurar o equilíbrio de momento durante a fase construtiva. Deve-se, entretanto, analisar a eventualidade de desequilíbrio causado pela concretagem de uma aduela a mais em um dos lados.

Método dos Balanços Sucessivos

No método dos balanços sucessivos, inicia-se a construção da superestrutura a partir de cada apoio até a metade do vão, onde é feito o fechamento central. Sempre que possível, projeta-se a obra para que os balanços sejam feitos

simetricamente em relação ao apoio, evitando grandes desequilíbrios entre as cargas como explicado em MATHIVAT (1980). A execução deve ser muito bem controlada, principalmente com relação às deformações para que os trechos cheguem ao centro do vão simultaneamente e coincidentemente. Torres temporárias podem ser usadas como suporte adicional, bem como o uso de estais. A Figura 2.7 exemplifica esquematicamente esse tipo de construção.

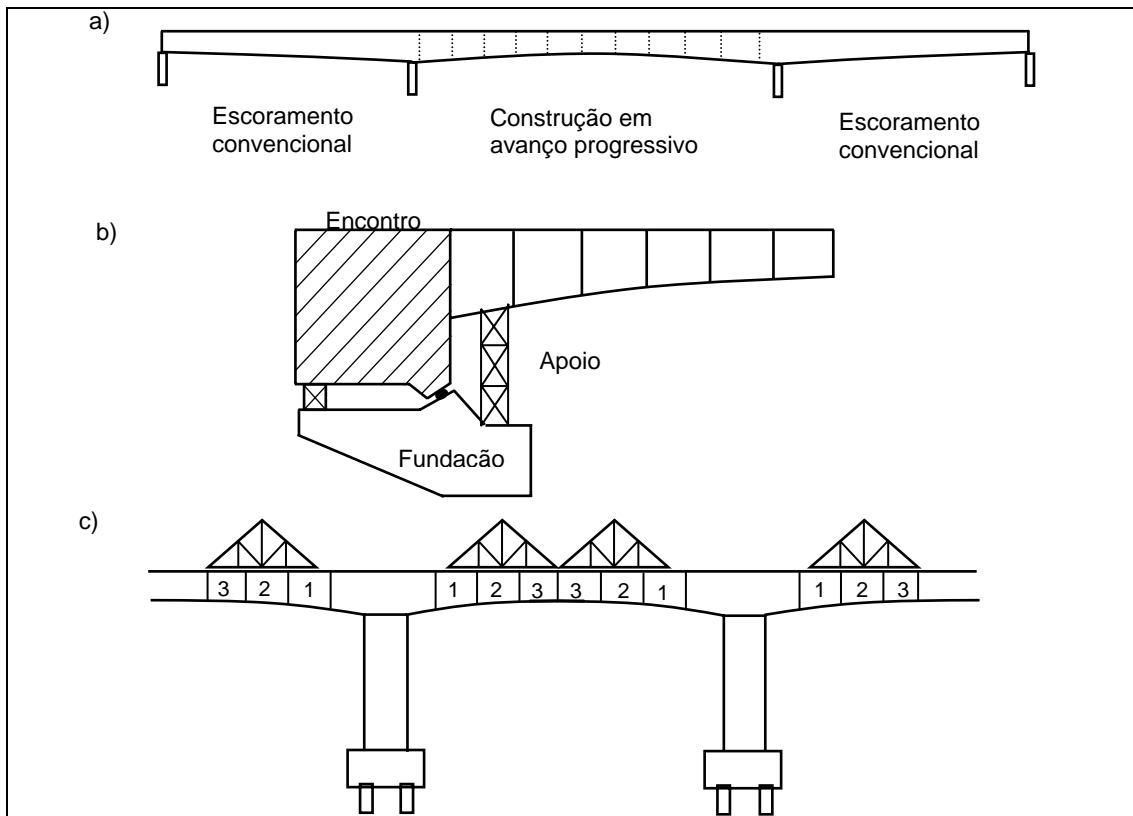


Figura 2.6 – Pontos de início da construção

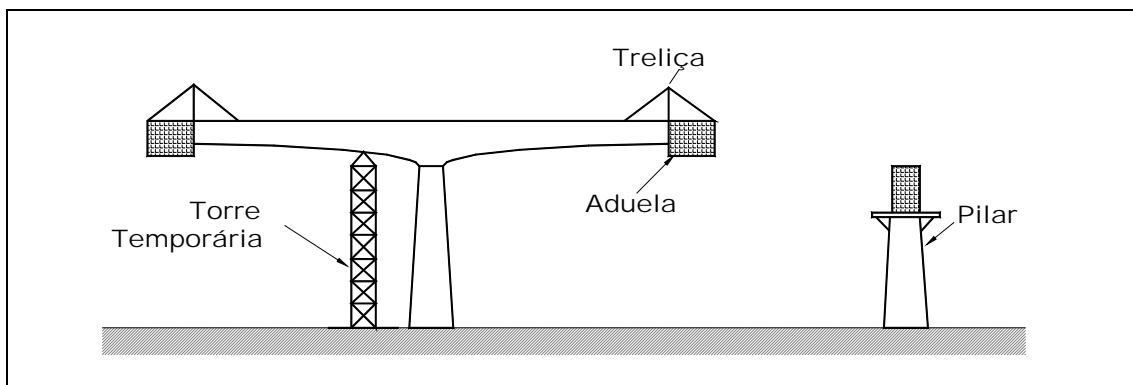


Figura 2.7 – Construção em viga em balanço

Esse método de construção pode ser aplicado tanto em obras com aduelas moldadas no local como com aduelas pré-moldadas.

Método de Empurramentos Sucessivos

O processo foi idealizado e empregado pela primeira vez em 1962 por Leonhardt e Willy Baur na ponte sobre o rio Caroni na Venezuela (RUDLOFF, 2005). O processo consiste na pré-fabricação das aduelas atrás de um dos encontros e no empurramento das peças, funcionando em balanço na medida em que vai avançando até o próximo apoio. O canteiro de pré-fabricação deve ser implantado, de preferência, no encontro de cota mais baixa, a fim de que a ponte seja empurrada em auge, evitando assim, o equipamento de frenagem. A estrutura se desloca sobre aparelhos de apoio provisórios, revestidos na face inferior com teflon, que deslizam sobre uma chapa de aço inoxidável.

O método por empurramentos sucessivos, em comparação com o método dos balanços sucessivos, é um processo unidirecional como mostra Figura 2.8, sendo econômico para vãos entre 30 m e 60 m em pontes com o mínimo de três vãos e pelo menos 150 m de comprimento (RUDLOFF, 2005). Para reduzir o momento negativo devido ao balanço, utiliza-se uma treliça metálica fixada no trecho dianteiro para alcançar o apoio antes da estrutura.

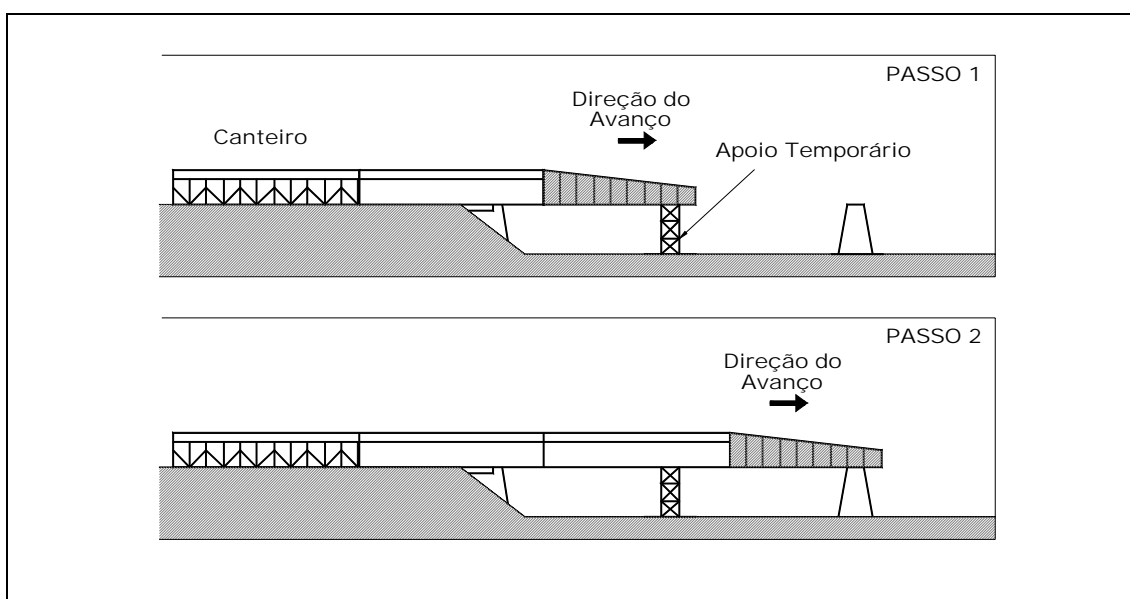


Figura 2.8 – Método por empurramentos sucessivos

CAPÍTULO 3

PROTENSÃO EXTERNA EM

ESTRUTURAS DE CONCRETO

Nas estruturas de concreto com protensão externa, as ancoragens e os desviadores transferem a força de protensão do cabo para o concreto. O comportamento dessas peças é essencialmente diferente das peças com protensão interna com cabos aderentes ou não aderentes. Na protensão externa, o cabo pode deslizar sobre os desviadores devendo-se considerar o atrito entre o cabo e o desviador. Outros fatores interferem no comportamento da peça estrutural, tais como: variação de excentricidade do cabo com a aplicação das cargas externas, esbeltez da viga (relação entre o vão e a altura da viga) e perdas de protensão.

Este capítulo apresenta, de maneira organizada e seqüencial, os diversos tópicos acima citados, que estão envolvidos no projeto de pontes em concreto protendido com cabos externos não-aderentes e, também, no desenvolvimento do modelo numérico aqui proposto, para análise do comportamento até a ruptura dessas estruturas. Além disso, descreve-se o comportamento das peças em concreto no Estado Limite em Serviço (ELS) e no Estado Limite Último (ELU). Finalmente, são apresentadas as equações fornecidas por normas, para a determinação da tensão nos cabos internos não aderentes no Estado Limite Último.

3.1 – Considerações Iniciais

Uma das primeiras aplicações da protensão externa foi na construção de uma ponte na Alemanha em Aue, em 1936 (VIRLOGEUX, 1990). O método foi desenvolvido por Karl Franz Dischinger utilizando barras de aço protendidas de alta resistência. A ponte tinha três vãos: 25,2 m, 69,0 m e 23,4 m, respectivamente. Dischinger cogitou a possibilidade de se protender novamente as barras ou até mesmo substituí-las, caso necessário. Em 1938, iniciou-se a construção de outra ponte, Knockestrand, na Suécia, com vãos de 40,5 m – 71,5 m – 40,5 m.

Na Bélgica, Magnel (BRUGGELING, 1990) projetou, no início da década de 50, algumas pontes dentre elas, a ponte Sclayn. Nesses projetos, Magnel posicionou cabos protendidos fora da alma das vigas de seção celular. Os cabos atravessavam dispositivos de aço conectados ao concreto, por onde as forças de protensão eram transferidas à viga, conforme ilustra a Figura 3.1. Após a protensão, esses cabos eram concretados com uma argamassa de areia, cimento e água.

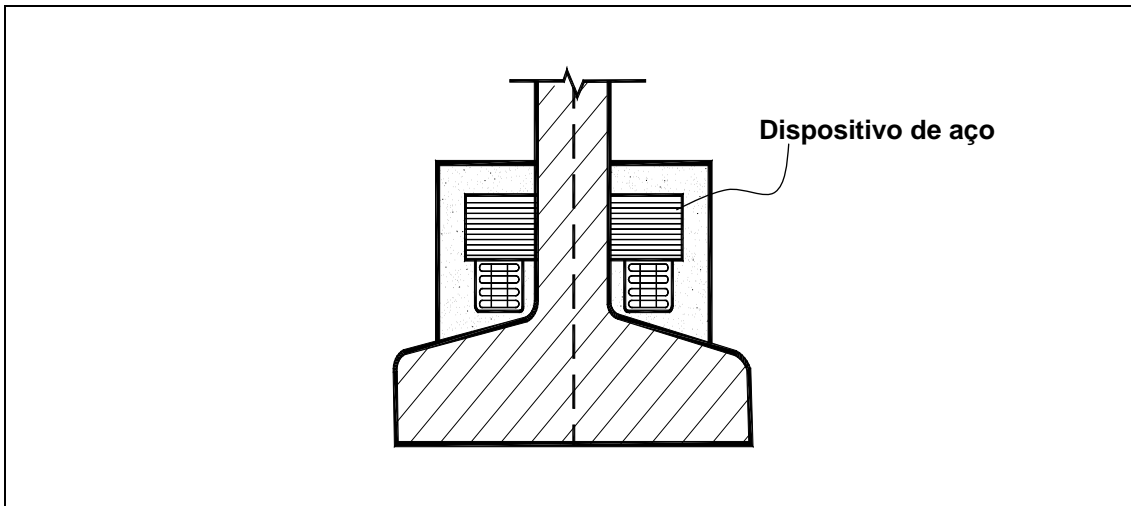


Figura 3.1 – Cabo externo – Magnel (BRUGGELING, 1990)

Na mesma época na França, algumas pontes como Villeneuve-Saint Georges, Vaux-sur-Seine e Can Bia foram construídas com a técnica desenvolvida por Freyssinet (VIRLOUGEUX, 1983).

LEONHARDT (1973) passou a empregar a protensão externa na construção de pontes por avanços sucessivos para estabelecer uma força de protensão uniforme nas seções transversais. Os cabos após o avanço eram reposicionados para transmitir a sobrecarga para a estrutura.

Em recomendações publicadas na Alemanha em 1962, normas para o desenvolvimento de projetos com protensão externa foram abordadas, principalmente em relação à necessidade em se ter vínculos adequados ligando os cabos e o concreto nos desviadores, para aumentar a resistência da peça no Estado Limite Último.

Devido a uma proteção precária dos cabos à corrosão e ao fogo, algumas obras, após conclusão, tiveram seus cabos corroídos obrigando a troca dos mesmos ou a destruição das pontes. Além disso, o conhecimento insuficiente do comportamento estrutural com cabos externos foi, possivelmente, outra razão para o abandono do uso da técnica. Então, o uso da protensão externa a partir dos anos 60 e 70 foi reduzido e limitado a poucas obras, localizadas principalmente na França e na Bélgica.

No início da década de setenta, com o uso de cordoalhas não aderentes nas obras de concreto protendido nos Estados Unidos e a concepção de projetos de pontes estaiadas, tornou-se necessário o avanço das técnicas de proteção contra a corrosão dos cabos de aço. Ao mesmo tempo, o estudo da ancoragem dos cabos à estrutura foi aprofundado.

Outros acontecimentos auxiliaram no retorno do uso da protensão externa. Algumas pontes na França estavam em perigo devido às fissuras graves nas peças de concreto. A solução era reforçar as vigas protendendo-as novamente por meio de cabos externos. BRUGGELING (1990) ressaltava ainda outros motivos para a retomada da técnica: o aumento da carga móvel sobre as pontes – tornando-se necessário reforçá-las – e, o aumento da resistência dos cabos de protensão, conduzindo à redução do número de cabos a serem empregados e facilitando a construção das obras.

No final da década de setenta, a protensão externa volta a ser utilizada. Inicialmente em obras de reforço estrutural e, após o desenvolvimento da técnica de

proteção efetiva à corrosão dos cabos, como sistema principal de protensão das obras.

Jean Muller e Eugene Figg, em 1979, retomam efetivamente o uso da protensão externa com a ponte Long Key na Flórida. Essa ponte de 10.931 m, com vãos de 40 m de comprimento, foi construída em balanços sucessivos, com aduelas pré-moldadas justapostas sem resina epóxi.

O método consiste em protender os cabos externamente ao concreto estrutural. Assim sendo, os dutos não são envolvidos pelo concreto e, conseqüentemente, os cabos não estão ligados continuamente à estrutura. O contato com a estrutura ocorre em determinados pontos por meio dos desviadores e na ancoragem nos extremos das vigas, portanto não há aderência entre o cabo de protensão e o concreto.

Na Figura 3.2, observa-se uma vista dos cabos de protensão externa no interior de uma estrutura em seção celular. Nota-se que os cabos apresentam trajetória retilínea e são desviados conforme a necessidade de combater os momentos fletores.



Figura 3.2 – Protensão externa (Viaduto Lesnica, Slovenia)
Fonte: <www.bbr-conex.hr/eng/spec-appl/ext-prestres.htm>

A protensão externa não está restrita somente às estruturas de concreto, pode-se associá-la a outros materiais de construção, tais como: aço, madeira e materiais compósitos. Assim, o campo de aplicação dessa técnica se amplia consideravelmente. Além disso, pode ser utilizada também em estruturas de telhado,

estruturas circulares como silos, reservatórios, grandes chaminés, bem como em edificações.

3.2 – Vantagens e Desvantagens da Protensão Externa

Com o retorno do emprego da protensão externa tanto no reforço de estruturas antigas como na substituição de cabos com perda de protensão, pesquisas mais aprofundadas nesse campo começaram a ser desenvolvidas. Muitos projetos de pontes passaram a ser concebidos com cabos totalmente ou parcialmente externos à seção de concreto, no lugar de cabos internos aderentes. Certamente, essa substituição do sistema de protensão aconteceu após muitas pesquisas e observações, pontuando as vantagens e desvantagens dessa técnica em relação à técnica usual.

As pontes, após um longo período de vida útil, podem apresentar problemas funcionais em relação à perda de resistência. Há duas alternativas para solucionar o problema: a demolição e a substituição por uma estrutura nova ou o reforço da estrutura existente. A segunda hipótese tem apresentado um custo inferior, como cita ALKHAIRI e NAAMAN (1994), quando comparada às alternativas de substituição ou redução do tráfego sobre a ponte.

As principais vantagens da protensão externa apontadas por BRUGGELING (1990), VIRLOGEUX (1990) e PICARD *et al* (1995) são relacionadas a seguir:

- As estruturas são mais esbeltas por não terem cabos e bainhas em seu interior, no caso exclusivo de protensão externa; ou por terem poucos cabos, quando há uma combinação de protensão externa e interna;
- As dimensões da seção transversal, especialmente das almas, podem ser menores devido à eliminação total ou parcial dos cabos internos, causando uma redução do consumo de concreto, resultando em estruturas mais leves. Além disso, eliminando os dutos do interior do

concreto reduz-se o risco de diminuição da resistência local na seção transversal (COMBAULT, 1998).

- Como os cabos são externos à estrutura há uma maior facilidade em inspecioná-los durante e após a protensão;
- Os processos de concretagem e protensão dos cabos são mais independentes entre si, possibilitando uma melhor concretagem das peças devido a um melhor controle visual da operação, sem a presença de bainhas de protensão interna;
- Os cabos externos, durante inspeções de manutenção, podem ser remanejados, nos casos de corrosão, ou reprotendidos, sem implicar em acréscimos significativos de custo;
- Traçados mais simples (retos) dos cabos externos trazem maior facilidade no detalhamento construtivo do que traçados convencionais dos cabos internos;
- Nas pontes segmentadas, devido às juntas, a argamassa usada na protensão interna pode vazar durante o processo de injeção, o que não ocorre na protensão externa;
- Na construção de pontes segmentadas por lançamentos sucessivos, cada seção da estrutura está sujeita aos momentos máximos positivos e negativos durante o avanço. Entretanto, após o término da construção, a protensão é necessária no meio do vão e na região dos apoios. A forma mais simples de se atenderem ambas as condições é usar a protensão externa conforme ilustra a Figura 3.3, apresentada por VIRLOGEUX (1990). O cabo externo representado pelo traço pontilhado simula a protensão temporária que combate os momentos positivos e negativos existentes durante a construção em avanços sucessivos. Essa protensão será removida ou reposicionada como um cabo permanente após o término da construção. O cabo representado pelo traço cheio é o cabo permanente que pode ser externo ou interno à estrutura.

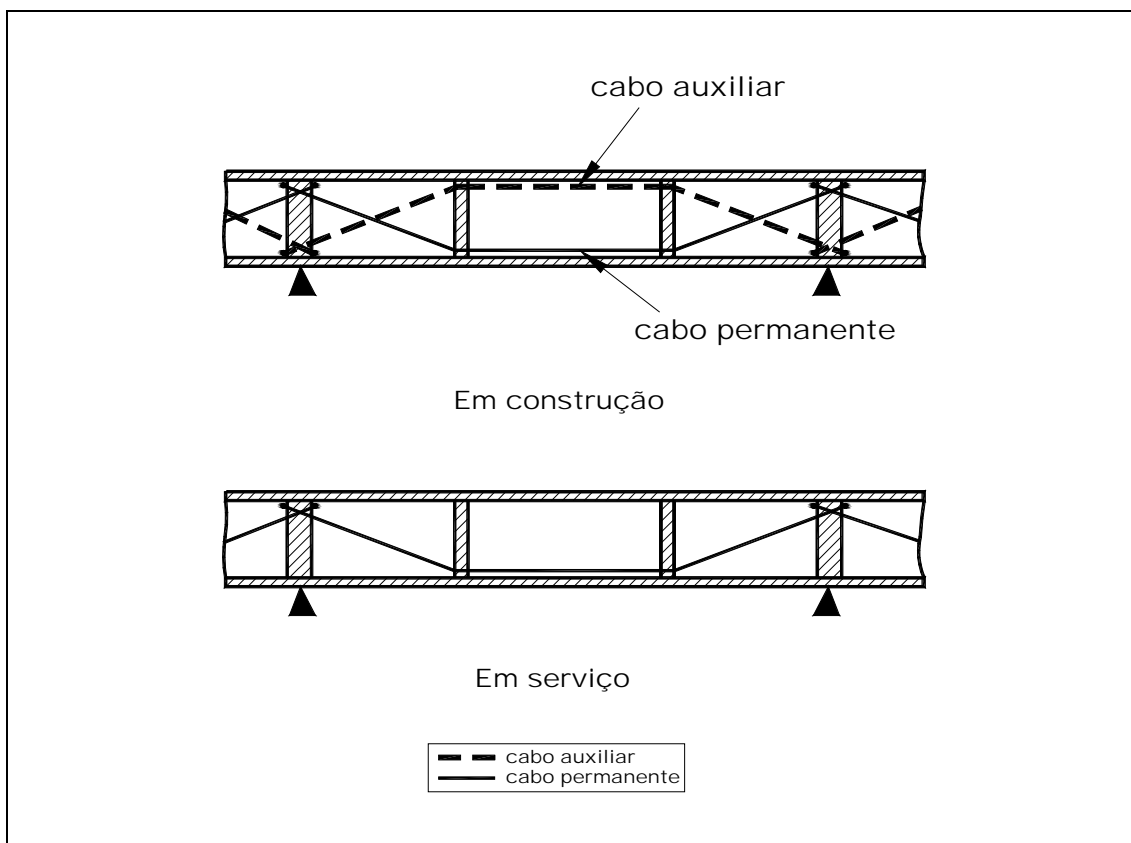


Figura 3.3 – Traçado do cabo externo durante e após a construção por lançamentos sucessivos (VIRLOGEUX, 1990)

- As perdas pelo atrito causadas pela curvatura e por ondulações parasitas são reduzidas em razão de o cabo estar em contato com a estrutura somente nos desviadores e nas ancoragens (PICARD *et al*, 1995; MACGREGOR, 1989). Além disso, o emprego de bainhas de tubos de polietileno rígido proporciona drástica redução no coeficiente de atrito se comparado com as bainhas tradicionais de aço corrugado;

Mas, como em todo processo, esse apresenta desvantagens que devem ser consideradas:

- Os cabos de protensão são mais acessíveis tornando-os mais vulneráveis às ações externas como, corrosão, ação do fogo, exposição a agentes químicos e até mesmo vandalismo;
- Os cabos de protensão estão sujeitos a vibrações, portanto seu comprimento livre deve ser limitado;

- Os desviadores e as ancoragens são projetados para suportar forças extremamente elevadas. Tais pontos normalmente transferem à estrutura cargas concentradas consideráveis. Por esse motivo, esses elementos são pontos críticos que devem ser adequadamente detalhados e vistoriados. A falha em um desviador resulta em perda parcial ou mesmo integral da protensão. Falhas na ancoragem podem comprometer completamente a protensão, como discutido em BRUGGELING (1990);
- Nos desviadores, ocorrem elevadas forças de compressão radial que agem sobre o aço de protensão. O selim localizado no desviador deve ser posicionado com precisão para reduzir o atrito e evitar danos ao aço de protensão provocados pela deformação do cabo;
- Pelos motivos citados acima, os desviadores são elementos estruturais de custo relativamente alto;
- A mudança da excentricidade dos cabos externos, devido ao carregamento, reduz a eficiência do cabo em relação ao momento necessário para resistir às cargas aplicadas. RAO e MATHEW (1996), TAN e NG (1997), e HARAJLI *et al* (1999), por meio de resultados experimentais, concluíram que o acréscimo de desviadores ao longo do vão reduz esse efeito.

Como conseqüência da re-aplicação da técnica da protensão externa tem-se o surgimento de um novo campo de estudos em projeto e métodos construtivos de pontes.

3.3 – Arranjo dos Cabos na Estrutura

Os cabos de protensão são externos à estrutura e conectados à peça somente nos desviadores e ancoragens, por onde as forças de protensão são transferidas ao concreto. Os desviadores são moldados nas aduelas para acomodar a configuração do traçado do cabo.

Há três tipos básicos de desviadores descritos em BEAUPRE *et al* (1990), ilustrados na Figura 3.4: diafragma (Fig.3.4.a); nervura ou enrijecedor (Fig.3.4.b); e sela ou bloco (Fig.3.4.c).

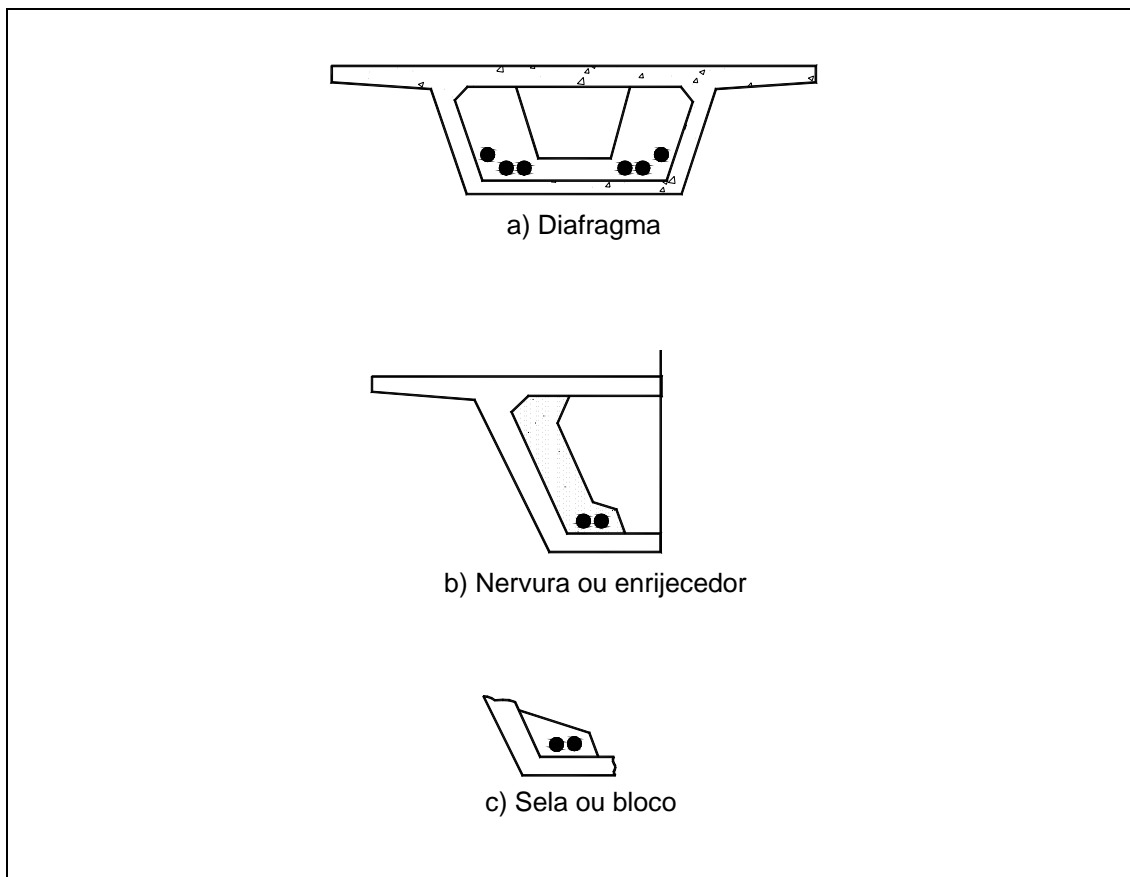


Figura 3.4 – Tipos de desviadores

Os diafragmas e as nervuras são dispositivos maciços que se estendem normalmente ao longo de toda a altura da alma da viga. Além disso, os diafragmas também se estendem ao longo de toda a largura da viga. As selas são pequenos blocos de concreto localizados na interseção da alma e a mesa inferior da viga, o que torna a sua construção mais fácil de ser executada. A carga adicional à estrutura também é menor do que dos outros dois tipos de desviadores. Apesar da grande carga adicional dos desviadores tipo diafragma e nervuras, e de apresentarem dificuldades na construção, principalmente em vigas curvas, esses desviadores proporcionam uma melhor distribuição das forças provenientes do cabo se comparados com as selas. Nas selas as tensões estão mais localizadas, exigindo uma atenção especial no detalhamento da peça (BEAUPRE *et al*, 1990). A combinação de

sela e diafragma, localizados no vão e nos apoios respectivamente, é uma solução usual.

Os cabos de protensão ficam no interior de dutos preenchidos por um material para protegê-los da corrosão. Os dutos podem ser de vários tipos, tais como tubos rígidos ou corrugados de metal e tubos de plástico flexível. Por serem elementos importantes que compõem a estrutura e a primeira barreira de proteção dos cabos, os dutos devem apresentar as seguintes características: resistência à corrosão, à água e ao fogo; compatibilidade entre o aço de protensão e o material de proteção à corrosão; resistência contra danos durante a construção e instalação, controle do comportamento de fluência do material do duto; e, resistência às forças transversais transmitidas pelos desviadores.

A segunda barreira de proteção dos cabos é o material de preenchimento dos dutos que devem ser colocados ao redor do cabo, sem deixar vazios. Esse material pode ser de nata de cimento, graxa, cera, betume ou material plástico, devendo permitir a troca do cabo caso seja necessário. Além disso, não deve conter impurezas nem apresentar deformações ao longo do tempo ou devido à alteração da temperatura.

A nata de cimento é o material mais antigo e de menor custo usado no preenchimento dos dutos, porém, apresenta certos inconvenientes, como dificuldades no total preenchimento dos dutos, bem como na reposição dos cabos; o surgimento de pequenas fissuras devido aos efeitos da retração, temperatura e as vibrações. Os produtos betuminosos, epóxis e graxas não têm apresentado estabilidade. BRUGGELING (1990) relata que esses materiais, além de terem custo elevado, sedimentam com o passar do tempo comprometendo o preenchimento dos dutos. A cera vem sendo utilizada mais recentemente apresentando bons resultados, no entanto, mais estudos devem ser realizados para se obter conclusões mais precisas.

Os cabos de protensão normalmente são fabricados de aço, mas devido aos problemas de corrosão, materiais plásticos reforçados com fibras (FRP) têm sido estudados como um material alternativo para substituir o aço. As fibras mais utilizadas são as de vidro (GFRP), de carbono (CFRP) e aramida (AFRP). As principais características desses materiais são: a alta resistência, propriedades não magnéticas e baixo módulo de elasticidade.

As armaduras sintéticas apresentam uma série de vantagens, porém, segundo CAMPOS (1999) elas não podem ser vistas como substitutas diretas do aço, devido às diferenças nas suas propriedades. Esses materiais têm uma relação tensão-deformação linear até a ruptura e módulo de elasticidade diferentes do aço. O conhecimento dessas propriedades e suas implicações no comportamento das estruturas estão sendo investigados para melhor aprofundamento e assim, obter segurança quanto a sua utilização.

3.3.1 – Geometria do Cabo de Protensão

Os cabos estão conectados à estrutura por meio dos desviadores e ancoragens. Seu traçado é poligonal e encontra-se exemplificado na Figura 3.5. A Figura 3.5.a mostra um traçado reto sem desvio. Por não ser necessário o uso de desviadores, a construção passa a ser mais simples de ser executada, seu custo é menor e não há perdas de protensão por atrito. Porém, como não há a componente vertical da força de protensão, a capacidade de resistência ao esforço de cisalhamento é reduzida.

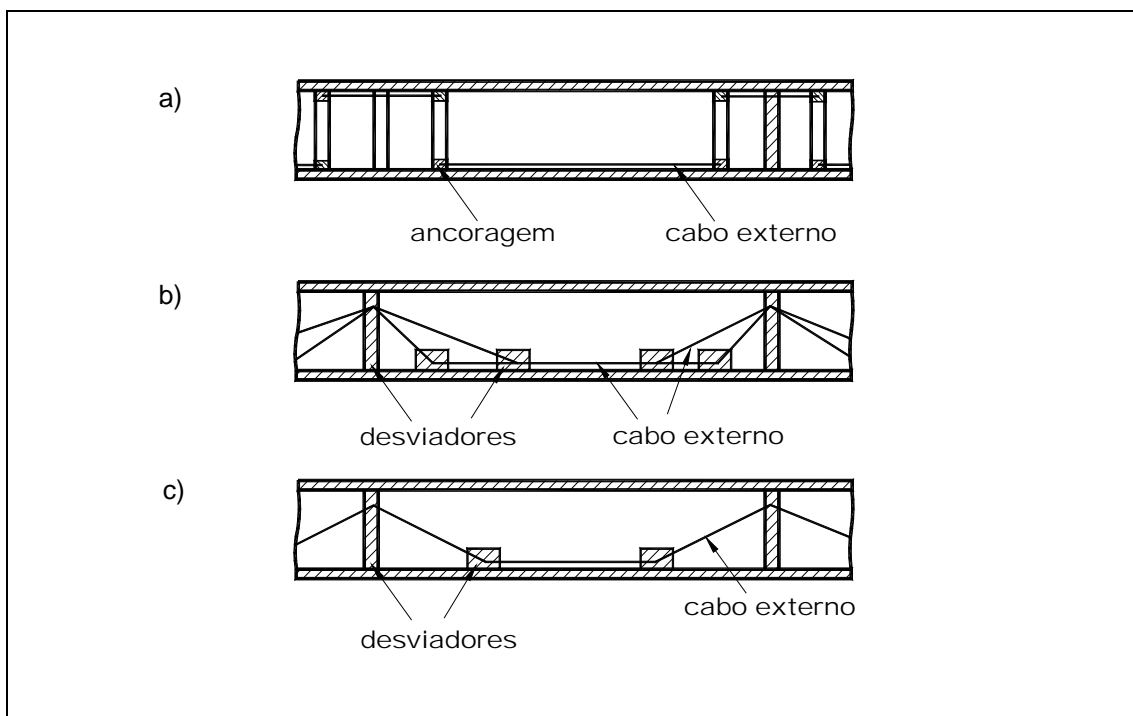


Figura 3.5 – Traçado típico dos cabos

Nos cabos com o traçado modificado pelos desviadores (Figuras 3.5.b e 3.5.c), a força do cabo de protensão gera, além da componente horizontal – também presente nos cabos com traçado retilíneo – a componente vertical necessária para o combate aos esforços cisalhantes. Cabe ressaltar que o contato do cabo nos desviadores combinado com o atrito e o seu deslizamento devido ao carregamento cíclico – ao qual a viga pode ser submetida – gera problemas de fadiga no cabo (WOLLMAN *et al*, 1990).

Inúmeros sistemas de fixação dos cabos externos têm sido desenvolvidos, podendo ser divididos em dois grandes grupos (JARTOUX e LACROIX, 1990): cabos externos aderentes e cabos externos não aderentes à estrutura.

Quando os cabos são aderentes, eles não podem ser trocados nem protendidos novamente, porém o custo de construção é menor se comparado ao do cabo externo não aderente. Esse tipo de tecnologia é mais comum nos EUA (VIRLOGEUX, 1990). A ligação entre o cabo e o concreto é feita por meio do duto que fica cravado no concreto e posteriormente é preenchido pela nata de cimento.

Na Europa, especialmente na França (VIRLOGEUX, 1990), o cabo externo é não aderente ao concreto, permitindo uma segunda protensão ou até mesmo a sua troca, caso sofra perdas significativas na força de protensão. Podem ser classificados de acordo com o tipo de proteção injetada: injeção flexível, injeção rígida, e sem injeção.

Injeção flexível: O produto a ser injetado, graxa ou parafina, pode estar em um estado líquido ou viscoso. O produto no estado líquido é mais usado do que no estado viscoso. Para o estado líquido, o duto pode ser de aço ou HDPE (high density polyethylene or polypropylene). Já para o material viscoso o duto deve ser de aço, pois a aplicação do material é feita relativamente em alta pressão (acima de 210 PSI) e deve ter compartimentos ao longo do seu comprimento para que o material se expanda em altas temperaturas.

Injeção rígida: É a solução mais econômica, citada por VIRLOGEUX (1993), e muito utilizada na França (JARTOUX e LACROIX, 1990). A nata de cimento é o material utilizado para se injetar nos dutos, que podem ser de aço ou HDPE. Em ambos os casos, a ausência da aderência é obtida pelo uso de um tubo duplo nos

desviadores, o que permite a troca do cabo. O primeiro tubo é o que envolve o cabo e o segundo, mais fino é o reserva.

Sem injeção: As cordoalhas são protegidas de duas formas: por galvanização, sem o uso de dutos ou por uma bainha de HDPE com graxa ou cera. Por galvanização, a cordoalha é imersa em zinco fundido e a eficiência da proteção depende da agressividade do meio externo, o que torna importante as inspeções freqüentes para verificar o estado das cordoalhas. O mesmo tipo de proteção é feito nas ancoragens para assegurar uma homogeneidade. Para evitar a vibração das cordoalhas, no caso de grandes comprimentos entre os desviadores/ancoragens, elas são fixadas ao concreto em alguns pontos por meio de alças. O segundo método de proteção é menos utilizado e consiste na fabricação de uma cordoalha padrão, revestida por graxa ou parafina sendo envolvida por uma camada de HDPE. É uma excelente proteção contra a corrosão apesar de ser frágil. Esse sistema apresenta um coeficiente de atrito muito baixo, em torno de 0,05, possibilitando uma protensão eficiente, mesmo para cabos longos ou com trajetória muito curva.

3.3.1.1 – Definição do Cabo em Elevação

O cabo de protensão pode apresentar variação angular do traçado, tanto em elevação, quanto em planta. Essas variações angulares, ao contrário da protensão interna, são abruptas e ocorrem nos desviadores. Aqui será abordada somente a variação do traçado do cabo em elevação.

A Figura 3.6 ilustra o traçado em elevação de um cabo de protensão externa com os elementos de geometria que o definem. O cabo apresenta, em geral, um traçado poligonal, com a mudança de inclinação imposta nos desviadores conectados à estrutura. A declividade do cabo no plano vertical é definida por α e sua excentricidade vertical em relação à cota do greide representada por d .

A variação angular da declividade do cabo influencia diretamente as perdas de protensão por atrito. A definição de um modelo para análise estrutural exige a definição desses parâmetros α e d . O ângulo α indica a direção da força de protensão aplicada no cabo em cada seção de estudo e, a excentricidade d

multiplicada pela projeção horizontal da força, fornece o momento de protensão devido a esta.

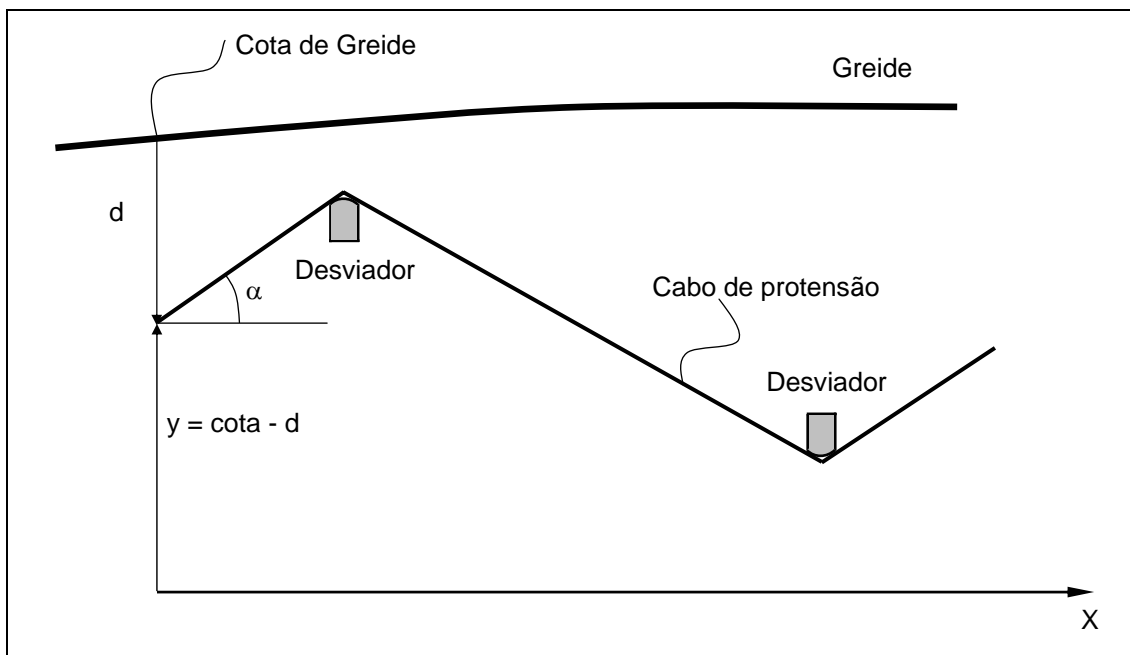


Figura 3.6 – Elementos geométricos do cabo de protensão em elevação

3.4 – Cabo Interno Aderente e Cabo Externo

A análise do comportamento de cabos internos aderentes ao concreto tem uma extensa literatura (GHALI e FAVRE, 1994; PFEIL, 1991; COLLINS e MITCHEL, 1991) e prescrições em normas bem detalhadas. A principal hipótese da análise é a perfeita compatibilidade entre os materiais: concreto e aço. Portanto, a tensão no aço ao longo da estrutura é alterada e depende das propriedades geométricas da seção transversal de concreto e dos esforços que agem na seção.

Nas peças com cabos de protensão externos à estrutura, a ligação entre esses dois elementos, concreto e aço se dá em pontos específicos; ancoragens e desviadores. A compatibilidade entre as deformações não é mais válida e as propriedades da seção transversal não são mais adequadas ao cálculo da tensão no cabo de protensão. O cabo e a estrutura de concreto passam a ser considerados elementos distintos.

Na Figura 3.7, ARIYAWARDENA e GHALI (2002) apresentam duas vigas, uma com protensão interna aderente e outra com protensão externa. A carga P aplicada no meio do vão produz uma deformação máxima no concreto nessa seção e, portanto, no aço, devido ao momento fletor máximo (Fig. 3.7.a). A tensão no cabo é variável e depende da deformação no concreto. Para a mesma viga, porém com cabos externos (Fig. 3.7.b), a deformação no cabo é constante entre as ancoragens e menor do que a deformação máxima obtida na viga com cabo interno aderente.

A tensão no cabo não depende da deformação no concreto, e sim, da variação do comprimento do cabo. Segundo VIRLOGEUX (1988), "... a variação da deformação no aço de protensão não é função da variação da deformação no concreto na seção considerada, mas da deformação de toda estrutura". Portanto, a análise não é mais na seção e sim global. A variação da tensão de protensão para cabos não aderentes é menor do que para cabos aderentes à estrutura (KREGGER *et al*, 1990; APARICIO e RAMOS, 1996, 2002).

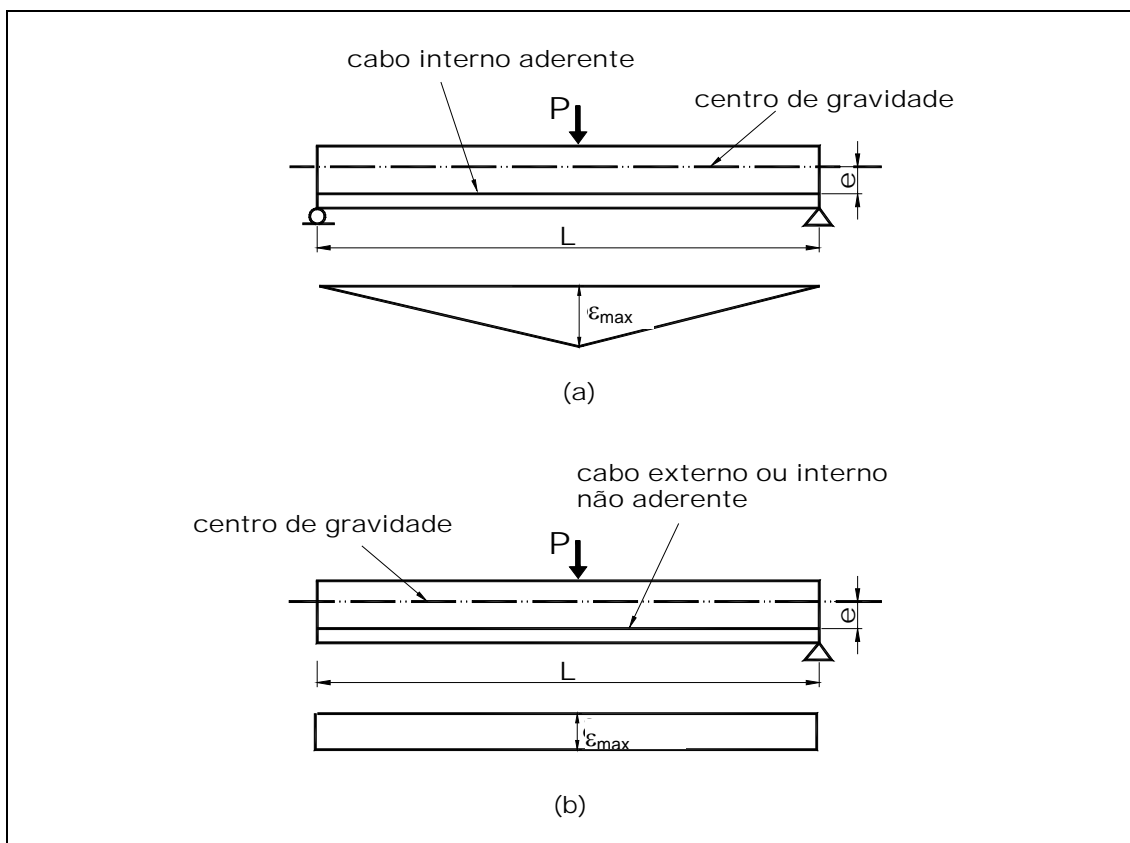


Figura 3.7 – Variação da deformação no cabo de protensão: cabo interno aderente e cabo externo não aderente (ARIYAWARDENA e GHALI, 2002)

VIRLOUGEUX (1988) foi um dos primeiros pesquisadores a propor um cálculo da variação do comprimento do cabo, ΔL , após a aplicação de um carregamento sobre a viga. A equação (3.1) proposta por VIRLOUGEUX calcula o alongamento ΔL entre dois desviadores a partir dos deslocamentos desses pontos mostrados na Figura 3.8.

$$\Delta L_{12} = \sqrt{(L + u_2 - u_1 - e_2 \cdot \omega_2 + e_1 \cdot \omega_1)^2 + (v_2 - v_1 + e_2 - e_1)^2} - \sqrt{L^2 + (e_2 - e_1)^2} \quad (3.1)$$

Considerando-se as excentricidades muito pequenas em relação ao comprimento do segmento de cabo L , a equação (3.1) pode ser simplificada e expressa por:

$$\Delta L_{12} = u_2 - u_1 - e_2 \cdot \omega_2 + e_1 \cdot \omega_1 \quad (3.2)$$

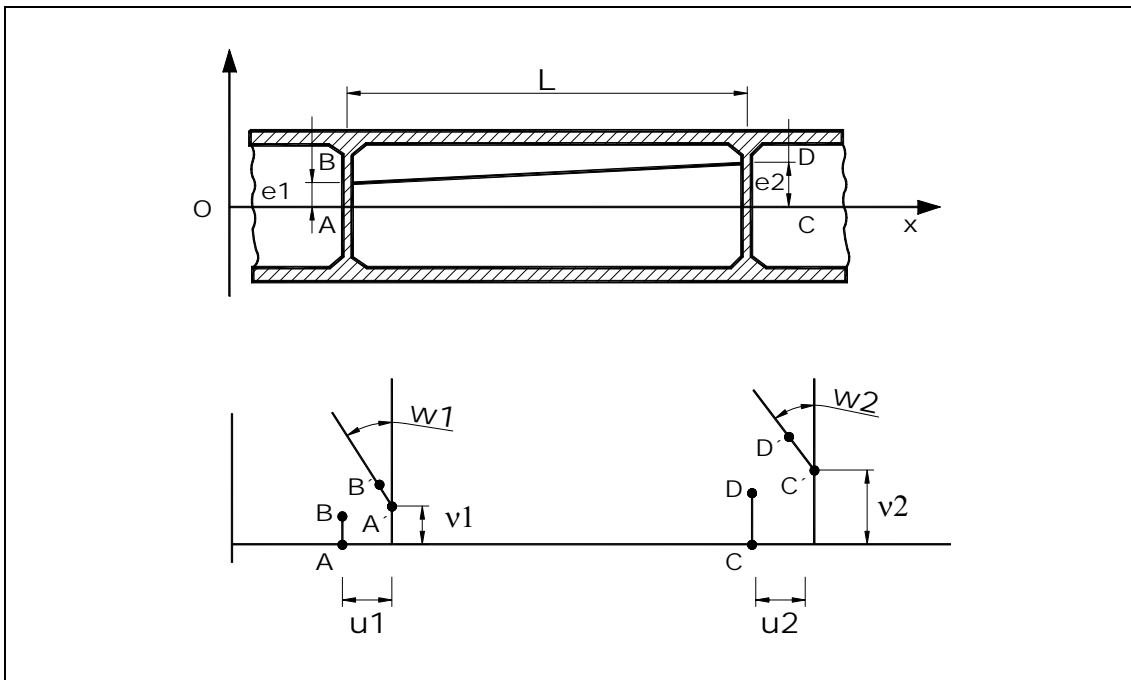


Figura 3.8 – Cálculo da variação do comprimento do cabo entre desviadores

A variação da tensão, $\Delta\sigma$, em cada trecho de cabo pode ser calculada por:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_{ps} \quad (3.3)$$

Onde:

- E_{ps} é o módulo de elasticidade longitudinal do cabo de protensão.

Os deslocamentos nodais podem ser obtidos por meio do método clássico de análise de elementos finitos (GHALI e NEVILLE, 1997). Contudo, o cálculo até a ruptura requer uma análise mais sofisticada, devendo ser avaliada também a não-linearidade geométrica e a física do material, além da influência da abertura das juntas.

3.5 – Cabo Interno Não-Aderente e Cabo Externo

Embora, o comportamento das peças com protensão externa, seja similar às peças com protensão interna com cabos não aderentes (RAO e MATHEW, 1996; HARAJLI *et al*, 1999; TAN e NG, 1997), a análise da protensão externa apresenta dois pontos que devem ser levados em consideração: a possibilidade de haver um deslizamento do cabo nos pontos onde se encontram os desviadores e a variação da excentricidade do cabo devido às cargas aplicadas. Os efeitos da variação da excentricidade do cabo e do seu deslizamento pelos desviadores podem não ser significativos no Estado Limite em Serviço (ELS), porém, tornam-se significantes no Estado Limite Último (ELU). No ELU, a esbeltez, o traçado do cabo e o espaçamento entre os desviadores também influenciam a análise.

3.5.1 – Efeito de Segunda Ordem

Ao contrário da protensão interna, as deformações da estrutura acarretam variações de excentricidade do cabo de protensão externa. Este efeito, cuja natureza é considerada de segunda ordem, é ilustrado na Figura 3.9. Como os cabos estão conectados à viga, somente nas ancoragens e nos desviadores, o mesmo permanece retilíneo enquanto ocorrem as deformações na estrutura, acarretando a mudança de excentricidade que é a distância entre o cabo e o eixo que passa pelo centróide da viga. Como consequência, tem-se um comportamento não – linear.

ALKHAIRI e NAAMAN (1993) estudaram o efeito de segunda ordem em vigas com diferentes esbeltezas. Os resultados da pesquisa indicaram que o efeito da variação da excentricidade é mais pronunciado em vigas com esbeltez superior a 24, podendo ser desconsiderado em vigas com esbeltez inferior a 16. Isso porque vigas com esbeltez inferior a 16 são muito rígidas e apresentam pequenas flechas quando carregadas.

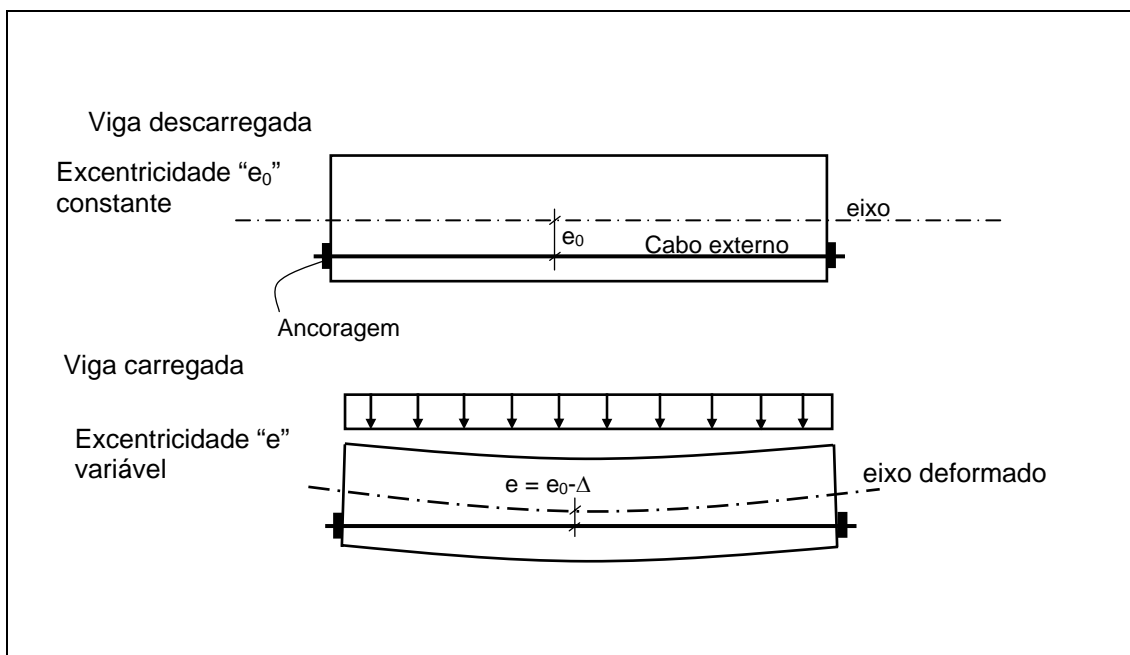


Figura 3.9 – Variação de excentricidade do cabo

RAO e MATHEW (1996), TAN e NG (1997) e HARAJLI *et al* (1999) fizeram um estudo paramétrico no qual se verificou a influência do número de desviadores ao longo da viga. Todos os pesquisadores concluíram que a adição de um desviador no meio do vão diminui o efeito de segunda ordem aumentando a capacidade de carga da viga em serviço e na ruptura. RAO e MATHEW relatam que o momento resistente da viga aumentou 11% com a introdução de um desviador no meio do vão. HARAJLI *et al* mostram que a inserção de um ou dois desviadores ao longo do vão resultam em flechas praticamente iguais para um mesmo valor de carga aplicado. NG (2003), após estudo teórico, propõe um coeficiente de redução, para o cálculo da resistência à flexão de vigas protendidas externamente, baseado na compatibilidade entre as deformações e o equilíbrio dos esforços, considerando o efeito de segunda ordem.

A excentricidade final, \bar{e} , pode ser determinada comparando as posições do cabo antes e após o carregamento. VIRLOGEUX (1993) apresentou uma equação para calcular a excentricidade do cabo em relação ao eixo longitudinal da viga, após o carregamento, a partir da Figura 3.10. Nota-se a partir da equação (3.4) que a excentricidade final diminui com o aumento da distância entre os desviadores.

$$\bar{e} = e_i + \frac{(e_{i+1} - e_i)}{L} \cdot x + \left[\frac{(\delta_{i+1} - \delta_i)}{L} \cdot x + \delta_i \right] - \delta \quad (3.4)$$

Onde:

- e é a excentricidade inicial do cabo;
- L é a distância entre os desviadores;
- x é a distância do desviador i à seção onde a excentricidade é calculada;
- δ_i e δ_{i+1} são os deslocamentos verticais nos desviadores i e $i+1$;
- e_i e e_{i+1} são as excentricidades dos cabos nos desviadores i e $i+1$.

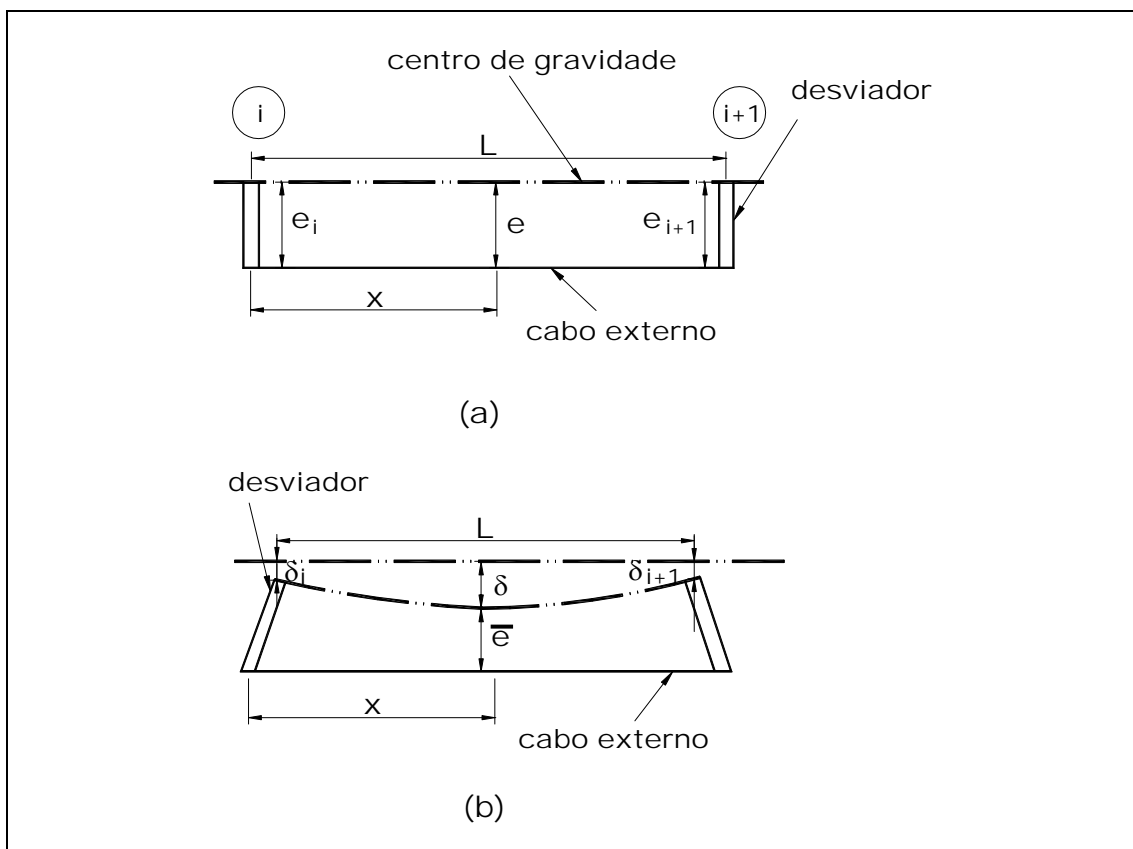


Figura 3.10 – Variação da excentricidade do cabo externo

Alguns artigos foram publicados recentemente, durante as etapas finais desta tese: PISANI (2005), DALL'ASTA e ZONA (2005), e NAAMAN (2005). Dentre estes, PISANI faz uma contribuição adicional ao sugerir uma equação que determina o máximo comprimento livre de cabo de protensão, entre dois desviadores, para que o efeito de segunda ordem tenha pouca influência no comportamento da estrutura. DALL'ASTA e ZONA apresentam um modelo em elementos finitos, para vigas múltiplas com protensão externa considerando a deformação pelo esforço cortante.

3.5.2 – Deslizamento dos Cabos sobre os Desviadores

Os desviadores, responsáveis pela mudança de direção do cabo, despertam atrito resultando em tensão de protensão variável nos diversos trechos. Além disso, após a aplicação da carga, a força de protensão pode ser alterada, dependendo do quanto aquele trecho de cabo é solicitado.

A diferença de tensões entre dois trechos consecutivos é absorvida pelo desviador, assegurando o equilíbrio. Porém, se em certa etapa de carregamento a diferença entre as tensões superar a capacidade de absorção do desviador, ocorrerá um deslizamento do cabo no sentido do trecho de maior tensão, até que os dois trechos retomem o equilíbrio. Esse equilíbrio é alcançado com a redução da tensão no trecho de cabo mais solicitado e o aumento da tensão no trecho adjacente. A Figura 3.11 ilustra esse equilíbrio entre os trechos de cabos. De acordo com RAO e MATHEW (1996), o deslizamento pode ou não acontecer, dependendo da diferença da força aplicada no cabo em ambos os lados dos desviadores, do ângulo de desvio, do atrito entre o cabo e o desviador. Então, para baixos coeficientes de atrito, o cabo pode deslizar para cargas inferiores às de ruptura.

Nota-se a partir da Figura 3.11, que o deslizamento reduz a força de protensão no trecho crítico da região da estrutura, onde há o maior momento fletor. O deslizamento faz com que as flechas aumentem e conseqüentemente elevem a possibilidade de ruptura.

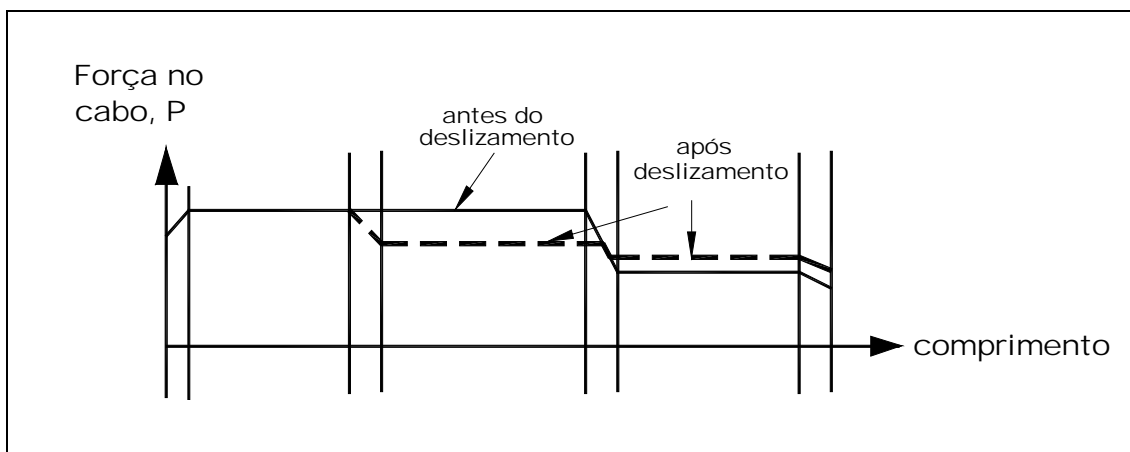


Figura 3.11 – Tensão no cabo após o deslizamento

Relativamente poucos pesquisadores relatam a consideração do deslizamento do cabo sobre os desviadores: GARCIA-VARGAS *et al*, 1993; MARTINS *et al*, 1993; RAO e MATHEW, 1996; DÉ SIR, 1993; ARIYAWARDENA e GHALI, 2002.

MACGREGOR *et al*, 1990; KREGGER *et al*, 1990; RAMOS e APARICIO, 1996; APARICIO *et al*, 2002 desenvolveram trabalhos sem considerar o deslizamento do cabo. Os estudos são feitos com os limites extremos: deslizamento livre e deslizamento impedido do cabo sobre os desviadores. Na prática, muitas construções têm esse tipo de especificação em projeto. A total aderência dos cabos nos desviadores, feita normalmente com nata de cimento, não possibilita a substituição ou o reforço na protensão. Esse método reduz os custos da obra e é realizado especialmente nos Estados Unidos. O cabo com o deslizamento livre é mais adotado na Europa, sobretudo na França, permitindo a troca ou reprotensão do cabo. Para isso, deve-se adotar a injeção de graxa ou cera nos dutos, cordoalhas individuais envolvidas com cera ou o sistema de duplos dutos já descritos anteriormente.

A diferença entre as tensões pode ser observada na Figura 3.12, onde uma viga bi-apoiada – com dois desviadores distribuídos ao longo do vão – é submetida a duas cargas concentradas. O cabo é dividido em três trechos: L_1 , L_2 e L_3 . Caso os cabos estejam presos aos desviadores, a variação da deformação do cabo será diferente em cada trecho.

Após o carregamento, a variação do comprimento de cada trecho é ΔL_1 , ΔL_2 e ΔL_3 , respectivamente. A deformação em cada trecho pode ser calculada com a expressão:

$$\Delta \varepsilon_{ps} = \frac{\Delta L}{L} \quad (3.5)$$

Assim, as deformações para os três trechos de cabo ilustrados na Figura 3.12 são:

$$\Delta \varepsilon_{ps1} = \frac{\Delta L_1}{L_1}; \Delta \varepsilon_{ps2} = \frac{\Delta L_2}{L_2}; \Delta \varepsilon_{ps3} = \frac{\Delta L_3}{L_3} \quad (3.6)$$

Por outro lado, o deslizamento livre do cabo sobre os desviadores promove uma variação da deformação constante, calculada pelo alongamento do cabo entre as ancoragens dividido pelo comprimento total inicial.

$$\Delta \varepsilon_{ps} = \frac{\Delta L}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (3.7)$$

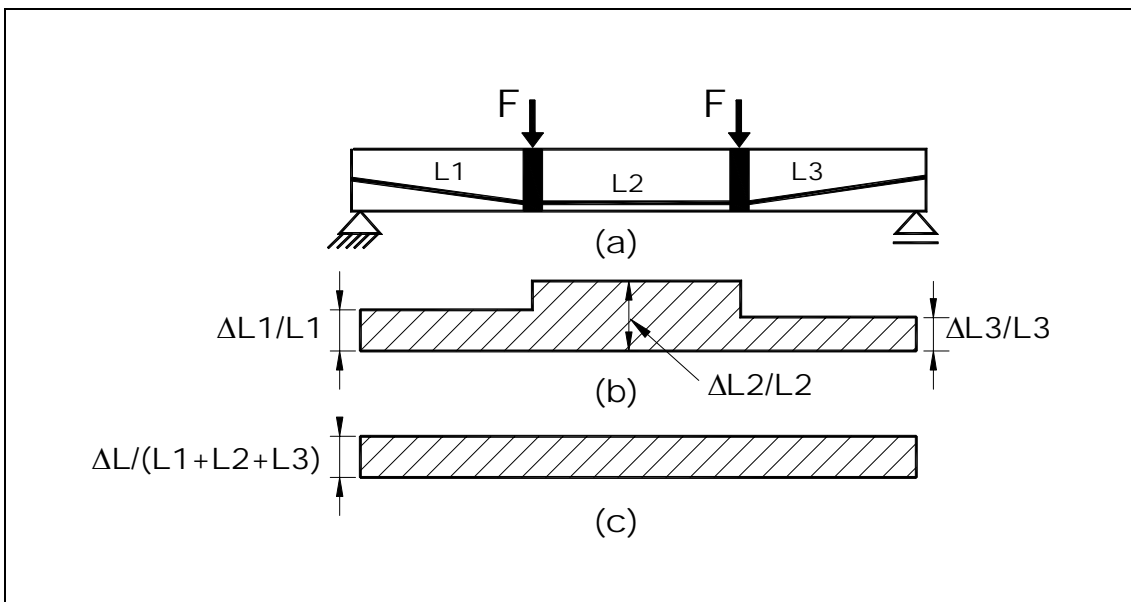


Figura 3.12 – Variação da deformação do cabo: deslizamento livre ou impedido

3.6 – Perdas de Protensão

As perdas de protensão estão bem definidas para pré-tensão e pós-tensão com cabos internos. Para a protensão com cabos externos, as definições das perdas estão sendo consolidadas. Pesquisas foram desenvolvidas (WOLLMANN *et al*, 1996) para melhor compreensão dos efeitos das perdas e dos métodos de cálculo (AASHTO Guide Specification).

A protensão pode ser efetuada por uma ou ambas as extremidades do cabo. As perdas de protensão para cabos externos seguem, praticamente, a mesma sistemática aplicada aos cabos com protensão interna. A tensão no cabo em um tempo t deve ser calculada considerando as perdas imediatas e as perdas diferidas até o tempo t definido.

3.6.1 – Perdas Imediatas

As perdas imediatas são subdivididas, como na protensão interna, em quatro tipos:

- Perdas no sistema de macaqueamento;
- Perdas por atrito entre o cabo e o desviador;
- Perdas por deslizamento das cunhas de ancoragem;
- Perdas por encurtamento do concreto devido a protensões sucessivas.

3.6.1.1 – Perdas no Macaqueamento

As perdas devido ao macaqueamento são praticamente iguais àquelas dos cabos internos. O valor da protensão inicial é reduzido pelo atrito no conjunto cabo/macaco/placa de ancoragem. Além disso, ocorrem acomodações das placas de ancoragem durante a realização do processo.

Essas perdas variam entre 3% a 8%. WOLLMANN *et al* (1996), em pesquisa experimental, chegou a uma média de 4,8% distribuída em 2% relativos ao atrito no macaco e 2,8% ao atrito do dispositivo de ancoragem e acomodação das placas. Na prática, adota-se o valor médio de 5%, majorando-se a pressão manométrica (p) nesse valor. A expressão de cálculo é a mesma utilizada para a protensão interna para cabos aderentes.

$$p = 1,05 \frac{P_0}{A_{cil}} \quad (3.8)$$

Onde:

- P_0 é a força aplicada no macaco;
- A_{cil} é a área do cilindro do macaco hidráulico.

3.6.1.2 - Perdas por Atrito

As perdas por atrito são menores na protensão externa se as compararmos com a protensão interna não aderente (PICARD *et al*, 1995; MACGREGOR, 1989; COMBAULT, 1998). Os cabos de protensão têm o traçado reto entre as ancoragens e os desviadores e, como os desviadores são curtos, as perdas parasitas que ocorrem devido ao contato do cabo com a bainha são insignificantes. As perdas, portanto, acontecem pontualmente onde estão localizados os desviadores.

Os cálculos para determinação das forças de protensão, reduzidas pelas perdas, são efetuados em função da força de protensão máxima P_0 aplicada na extremidade do cabo, através da seguinte expressão:

$$P_B = P_A \cdot e^{-\mu\alpha} \quad (3.9)$$

Onde:

- P_A representa a força de protensão máxima (P_0);
- P_B é o valor da força de protensão em um ponto cuja variação angular acumulada desde o ponto inicial é α radianos;
- μ é o coeficiente de atrito.

Para o coeficiente de atrito μ , determinado experimentalmente, a AASTHO recomenda um valor de 0,25 para cabos externos passando por desviadores de aço galvanizado.

WOLLMAN *et al*, em sua pesquisa, relatam que além das perdas decorrentes da variação angular acumulada que o cabo sofre ao passar pelos desviadores, há também as perdas derivadas do desalinhamento parasita do cabo no próprio desviador. Esse desalinhamento resulta em um pequeno aumento inesperado das perdas por atrito nos desviadores. O coeficiente γ representa o desalinhamento parasita no desviador entre os pontos A e B, ilustrado na Figura 3.13. Entretanto, o efeito do desalinhamento parasita do cabo pode ser evitado a partir de um bom controle durante a construção do dispositivo. A equação (3.9) pode ser reescrita como:

$$P_B = P_A \cdot e^{-\mu(\alpha+\gamma)} \quad (3.10)$$

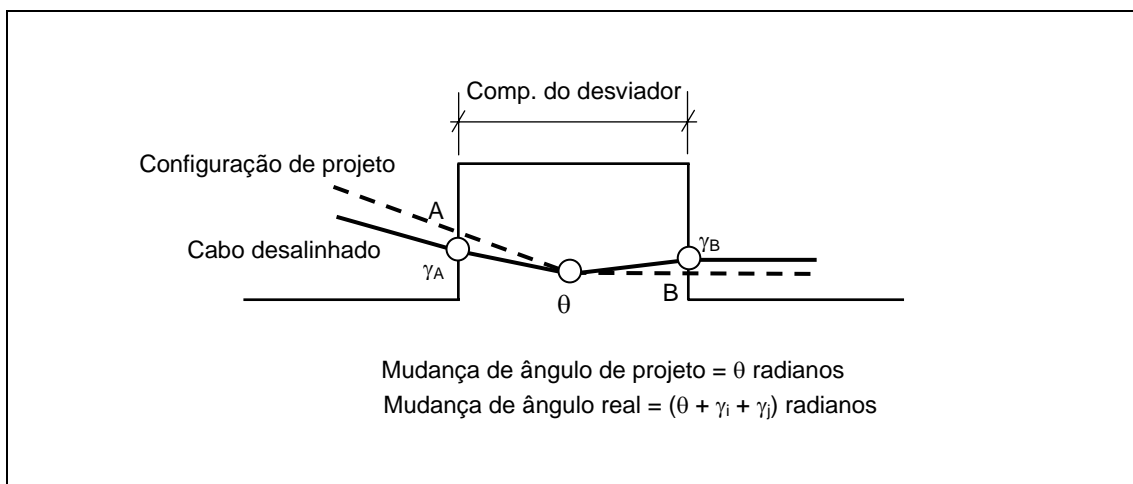


Figura 3.13 – Efeito do desalinhamento do cabo dentro do desviador

O SETRA, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, propõe expressões para definição do ângulo parasita em função do valor da variação angular teórica (α_0). As expressões do SETRA são baseadas no emprego de tolerâncias, mais a colocação do desviador no comprimento, e no ângulo teórico:

$$\gamma = \cos \frac{\alpha_0}{2} \sqrt{k_v^2 + k_t^2} + \omega_{\text{máx}} \operatorname{sen} \frac{\alpha_0}{2} \quad \text{para } \alpha_0 \leq 2 \arctan \frac{\omega_{\text{máx}}}{\sqrt{k_v^2 + k_t^2}} \quad (3.11)$$

e,

$$\gamma = \sqrt{k_v^2 + k_t^2 + \omega_{m\acute{a}x}^2} \quad \text{para } \alpha_0 > 2 \arctan \frac{\omega_{m\acute{a}x}}{\sqrt{k_v^2 + k_t^2}} \quad (3.12)$$

Onde:

- k_v é a tolerância vertical dividida pelo comprimento do desviador;
- k_t é a tolerância transversal dividida pelo comprimento do desviador;
- $\omega_{m\acute{a}x}$ é a tolerância angular do tubo, em torno do plano teórico horizontal, dada pelo valor de 0,05 rad.

Alguns pesquisadores desconsideram o efeito do atrito (NAAMAN e ALKHAIRI, 1991; FENVES, 1986; RABBAT e SOWLAT, 1987), avaliando somente limites extremos: deslizamento livre, sem atrito, sobre os desviadores e os cabos presos nesses pontos (RAMOS e APARICIO, 1996). Para essas duas condições diz-se que os cabos são não aderentes ou completamente aderentes e o cálculo conduz a valores máximos e mínimos da força de protensão no cabo.

Desprezando o efeito do atrito, o cálculo das flechas e da largura das fissuras ou abertura das juntas pode ser superestimado, ao passo que se o cabo é tomado como fixo nos desviadores, a resistência à flexão é que passa a ser superestimada (RAMOS e APARICIO, 1996). Para uma análise estrutural precisa, torna-se necessário que o efeito do atrito seja considerado, especialmente se há um grande número de desviadores ao longo da viga.

ARIYAWARDENA (2000) estudou a perda por atrito para cabos interno e externo considerando-se a protensão. Os cabos são protendidos apenas em uma extremidade, sempre com a mesma tensão inicial. As perdas por recuo da ancoragem são desprezadas e a área dos cabos e o ângulo de desvio são os mesmos, conforme ilustra a Figura 3.14.a. A força de protensão após as perdas, para o cabo interno, é calculada por meio da expressão (3.13), e para o cabo externo com a expressão (3.10).

$$P_B = P_A \cdot e^{-(\mu\alpha + kx)} \quad (3.13)$$

Onde:

- k é um coeficiente empírico que representa a variação angular parasita por unidade de comprimento do cabo, em geral expresso em rad/m .

Os coeficientes de atrito e de desalinhamento do cabo são, respectivamente, 0,2 e 0,004 m^{-1} . De acordo com a Figura 3.14.b, a força de protensão, em todas as seções, para o cabo externo é maior do que para o cabo interno após a perda.

O coeficiente k tem valor zero para o cabo externo. Mas, mesmo adicionando-se 0,04 rad, devido ao desalinhamento do cabo, a análise mostra que a força de protensão no cabo externo após a perda por atrito é superior a do cabo interno.

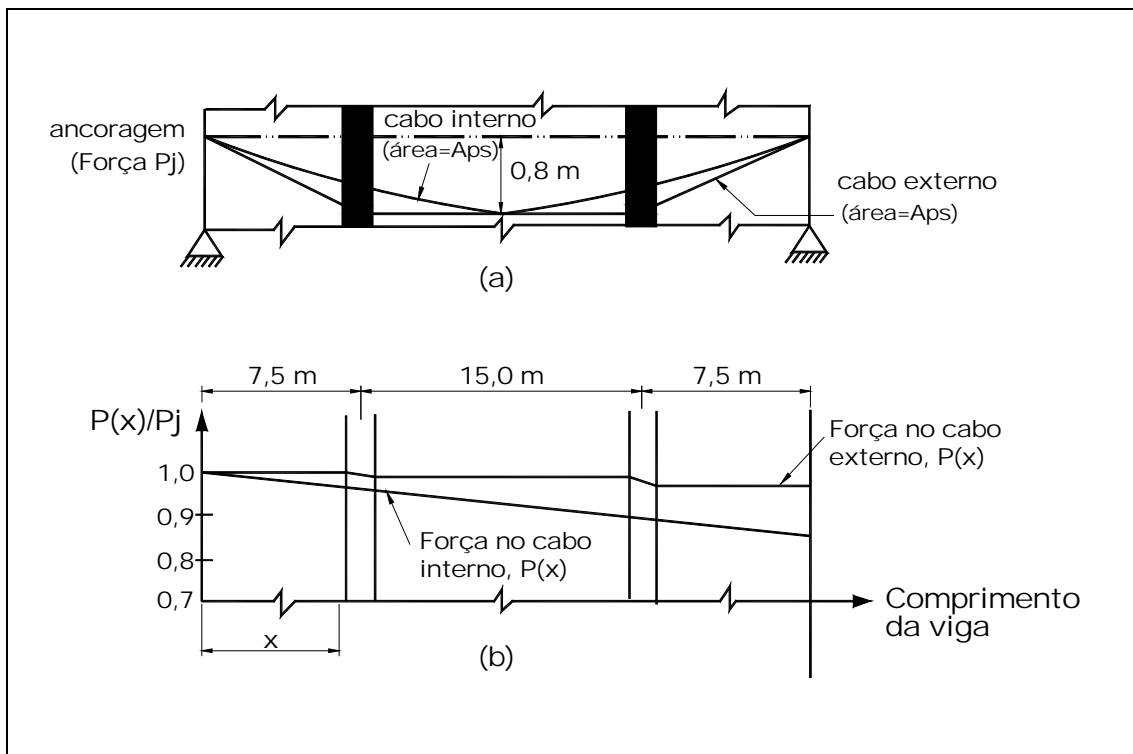


Figura 3.14 – Comparação da perda de protensão entre os cabos interno e externo (ARIYAWARDENA, 2000)

3.6.1.3 – Perdas nas Ancoragens

Após a aplicação da protensão nos cabos, é necessário ancorá-los. Nos sistemas de pós-tensão, a ancoragem ativa dos cabos resulta em mais uma perda de tensão. A perda se deve a dois fatores: à transferência da força nos macacos para as ancoragens e ao deslizamento das cunhas ao se cravarem.

Nos sistemas de ancoragem por meio de cunhas, o cabo é tracionado com uma força P até atingir o alongamento teórico. Ao se aliviar o macaco, transfere-se a força para as ancoragens. A cunha passa a trabalhar com uma força F . As forças F e P estão representadas na Figura 3.15.

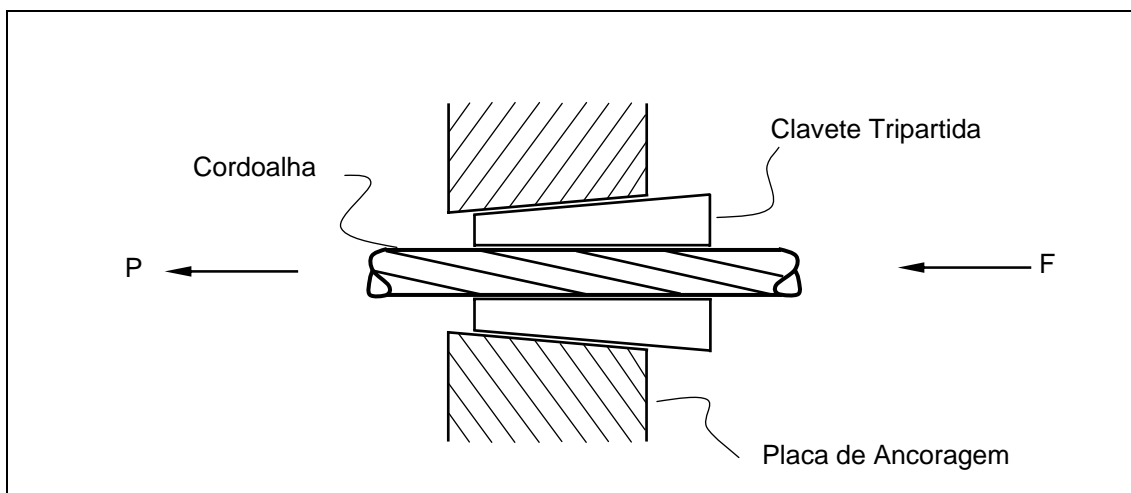


Figura 3.15 – Ancoragem de um cabo de protensão

A perda de protensão depende do deslizamento, δ , ocorrido na transferência da força P dos macacos para as ancoragens. O valor de δ é proporcional à força P aplicada no cabo, conforme ilustrado na Figura 3.16. Os valores de δ são indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

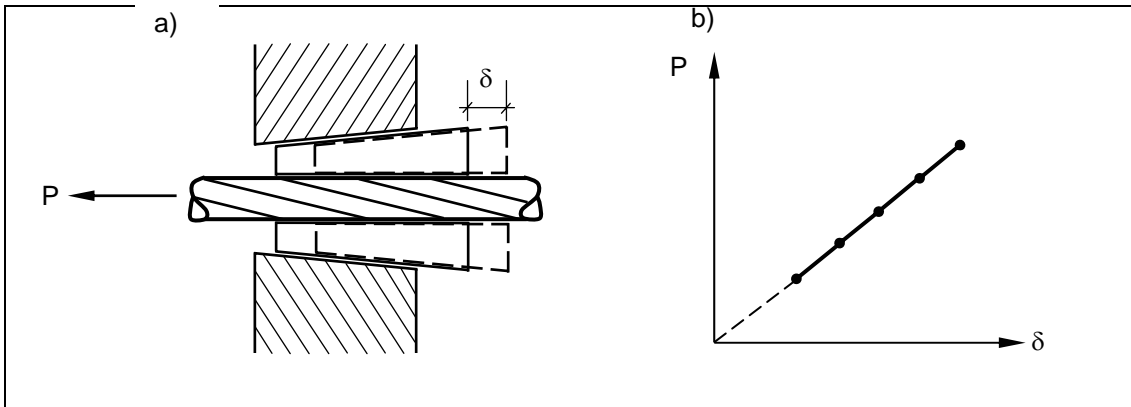


Figura 3.16 – Penetração da cunha devido à força (P): a) esquema; b) diagrama P, δ

No sistema Freyssinet, de cunha tripartida e com esforços de protensão máxima, a acomodação da ancoragem para diâmetros de 12,7 e 15,2 mm provoca uma penetração média das cordoalhas de 6 mm durante a cravação das mesmas. No caso, porém, de tensão individual das cordoalhas, a penetração é de 3 mm.

A Figura 3.17.a ilustra esquematicamente a perda de tensão, para o caso da protensão interna, ocasionada pela acomodação da ancoragem.

No início da protensão, a tensão no cabo é σ_{P0} . Após o deslocamento δ originado pela transferência da força de protensão do macaco para as ancoragens, a tensão se modifica e se torna σ_{Panc} . A curva BXC descreve a variação de tensão. O valor da perda de tensão decresce até o ponto em que não há mais influência do deslocamento δ (ponto X). Esse movimento contrário deve-se ao atrito entre o cabo e a bainha agindo favoravelmente.

A área do triângulo $\overline{BXB'}$, ainda no gráfico da Figura 3.17.a, é diretamente proporcional à perda de tensão em virtude da ancoragem. Essa relação pode ser determinada relacionando-se o encurtamento do cabo, provocado pela variação das tensões σ_p , como sendo igual ao deslocamento δ ocorrido. A expressão (3.14) exprime a relação:

$$\delta = \sum \Delta \varepsilon_s \cdot \Delta x \quad (3.14)$$

Onde:

- $\Delta \varepsilon_s$ é a variação da deformação unitária do cabo num intervalo Δx de comprimento x .

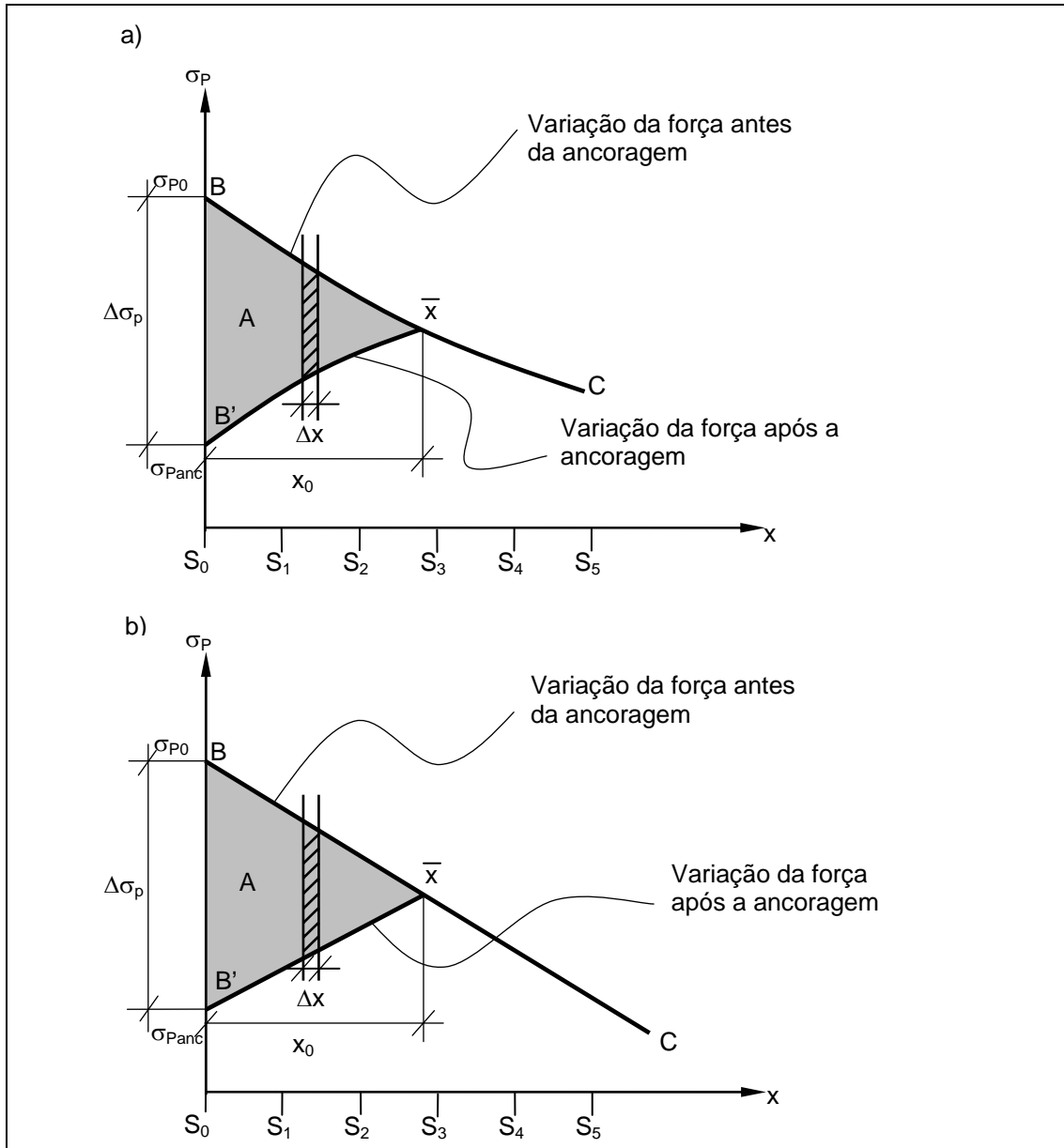


Figura 3.17 – Influência da ancoragem na variação da força de protensão

Admitindo-se o material linear elástico, podem-se expressar as deformações em termos de tensões.

$$\delta = \frac{\sum \Delta \sigma_p \cdot \Delta x}{E_{ps}} \quad (3.15)$$

Observando-se a Figura 3.17.a conclui-se que a área sombreada é

$$A_{anc} = \sum \Delta\sigma_p \cdot \Delta x \quad (3.16)$$

Logo, com (3.16) em (3.15), tem-se que:

$$A_{anc} = \delta \cdot E_{ps} \quad (3.17)$$

Para simplificar os cálculos, pode-se admitir que a curva \overline{BXC} seja tratada como sendo retilínea, conforme o gráfico da Figura 3.17.b.

Como o deslocamento δ é conhecido, determina-se a tensão σ_{Panc} e a distância x_0 , com x_0 sendo a distância entre a seção S_0 e o ponto onde termina a influência da perda de tensão pela ancoragem.

Observando-se a Figura 3.18, a partir das relações geométricas, definem-se as expressões necessárias para obtenção dos valores de x_0 e σ_{Panc} .

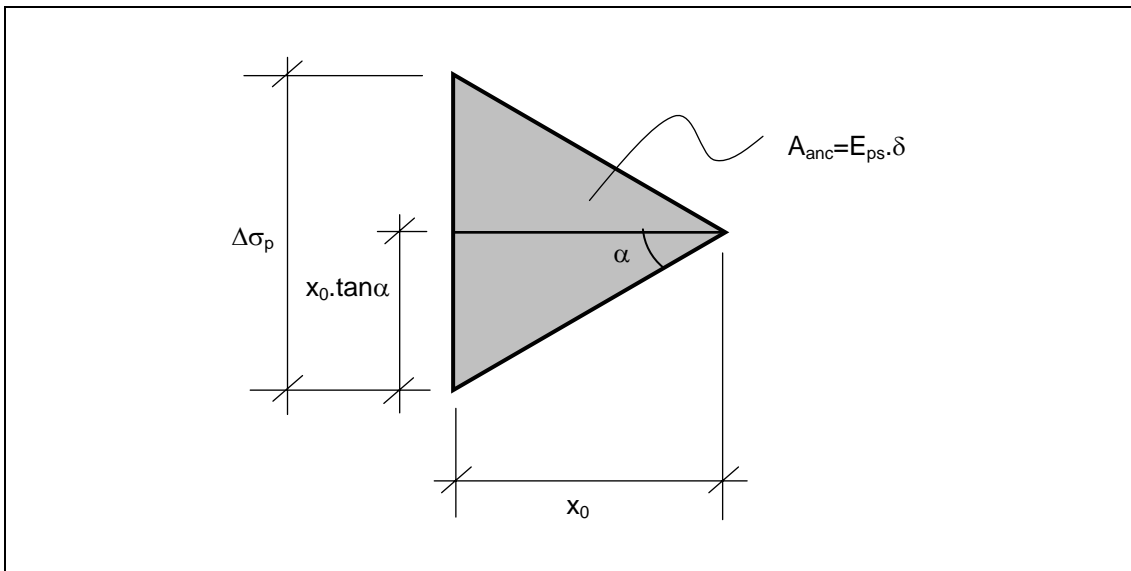


Figura 3.18 – Área referente à perda de protensão devido às ancoragens

$$A_{calc} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot x_0^2 \cdot \tan \alpha \quad (3.18)$$

Igualando-se a expressão acima a (3.17), tem-se:

$$x_0 = \sqrt{\frac{E_{ps} \cdot \delta}{\tan \alpha}} \quad (3.19)$$

E, como

$$\Delta\sigma_p = 2 x_0 \cdot \tan \alpha \quad (3.20)$$

tem-se

$$\sigma_{Panc} = \sigma_{m\acute{a}x} - \Delta\sigma_p \quad (3.21)$$

Essas expressões são válidas nos casos simplificados de diagramas $\sigma \times x$, onde a variação é considerada como sendo linear na protensão interna com cabos aderentes.

Entretanto, nas estruturas com protensão externa, a força no cabo é alterada nos desviadores onde ocorrem as perdas por atrito. A Figura 3.19 ilustra esquematicamente as perdas ao longo do cabo.

Três casos de perdas por recuo da ancoragem são considerados (ΔP_1 , ΔP_2 , ΔP_3) para mostrar até que ponto do comprimento, a força de protensão pode ser reduzida. Então, se o comprimento x_0 , definido pela eq. (3.19), é superior ao comprimento do bloco de ancoragem, o efeito das perdas por ancoragem se estende até os próximos desviadores. Esse alcance depende da intensidade das perdas por ancoragem, da distância entre os desviadores, do comprimento e do atrito nos desviadores.

Conforme mostra a Figura 3.19, se a perda de protensão (ΔP_1) é pequena, a redução da força no cabo pode ficar restrita ao primeiro trecho de cabo, enquanto que para grandes perdas (ΔP_3) a força ao longo de todo o comprimento do cabo pode ser reduzida. Conclui-se que nos casos onde a perda por atrito é baixa, o comprimento de cabo afetado pela perda nas ancoragens é maior. Nota-se também, que o efeito da perda por ancoragem sempre cessa nos desviadores onde há alteração da força nos cabos devido às perdas por atrito.

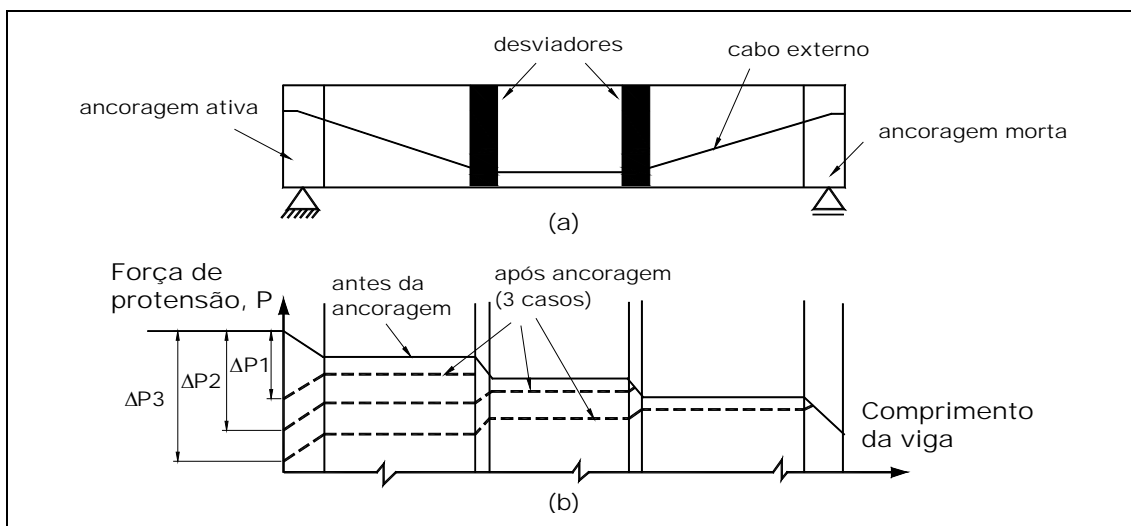


Figura 3.19 – Perda por recuo da ancoragem

Considere o caso representado na Figura 3.20 de uma viga protendida com cabos externos e com dois desviadores intermediários. A protensão é realizada a partir de um dos extremos da viga. O comprimento x_0 é desconhecido e pode ser determinado a partir dos seguintes passos:

- Calcula-se a área necessária para a determinação do comprimento x_0 ; A_{anc} é fornecida também pela eq. (3.17);
- Com x_0 igual ao comprimento do bloco de ancoragem, determina-se o valor da A_{calc} ;
- Verifica-se se $A_{anc} < A_{calc}$. Caso seja, o recuo da ancoragem não afetou a força de protensão do cabo; caso não, a força no cabo é alterada entre os desviadores;
- Calcula-se a área OAD (A_{calc}) da Figura 3.20.a, admitindo-se que o efeito das perdas para no primeiro desviador; compara-se A_{calc} com A_{anc} . Se $A_{anc} < A_{calc}$ então a alteração da força de protensão cessa no primeiro desviador.
- Calcula-se δ_p para encontrar com exatidão o ponto a partir do qual não há mais perda por recuo da ancoragem.

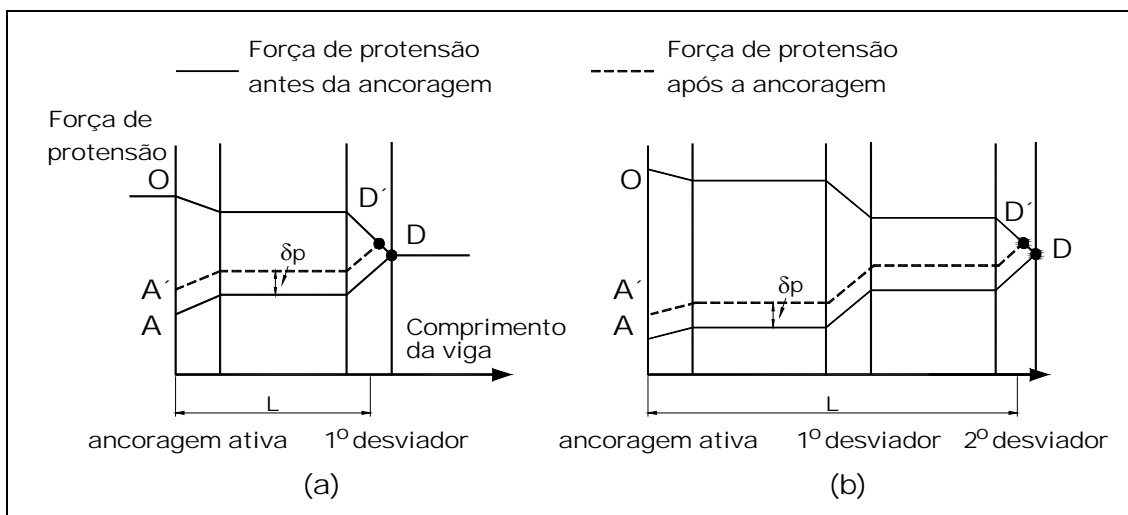


Figura 3.20 – Cálculo da perda de protensão por recuo da ancoragem

Um cálculo similar é feito quando o efeito do recuo da ancoragem se estende ao segundo ou aos demais desviadores conforme ilustra a Figura 3.20.b. O princípio para a determinação dessa perda de protensão caso a protensão seja ativa em ambas as extremidades da viga é o mesmo.

3.6.1.4 – Perdas por Protensão Sucessiva

Supondo-se uma viga com diversos cabos, a serem protendidos sucessivamente, observa-se um fenômeno ao se efetuar a protensão do n -ésimo cabo. Ocorre um encurtamento elástico no concreto, devido à compressão sofrida pela viga e, conseqüentemente, uma diminuição de tensão nos $n-1$ cabos já protendidos anteriormente. Sendo assim, somente o último cabo não sofre esse tipo de perda por encurtamento do concreto.

Para a avaliação da perda de tensão por protensão sucessiva, considera-se uma perda média, $\Delta\sigma_{pm}$, e um encurtamento médio, $\Delta\varepsilon_{cm}$, calculados da seguinte forma:

$$\Delta\varepsilon_{cm} = \frac{n-1}{2n} \cdot \varepsilon_c \quad (3.22)$$

sendo

$$\Delta \varepsilon_{cm} = \frac{\Delta \sigma_{pm}}{E_s} \quad (3.23)$$

onde ε_c é o encurtamento total da peça e tem a seguinte expressão:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_m}{E_c} \quad (3.24)$$

Onde:

- σ_m é a tensão na altura do cabo médio;
- E_c é o módulo de deformação do concreto.

As variáveis σ_m e E_c são calculadas por:

$$\sigma_m = \frac{P_0}{A_c} \quad (3.25)$$

$$E_c = 9,5 (f_{ckj} + 8)^{\frac{1}{3}}, \text{ em (GPa)} \quad (3.26)$$

Onde:

- f_{ckj} é a resistência característica do concreto à compressão aos j dias de idade, dado em MPa;
- E_c é o módulo de elasticidade secante do CEB-78.

O ACI-ASCE recomendam a seguinte expressão para o cálculo da perda por protensão sucessiva:

$$\Delta \varepsilon_{cm} = 0,5 \cdot f_{cir} \frac{E_s}{E_{ci}}, \text{ em (MPa)} \quad (3.27)$$

Com:

- f_{cir} sendo a tensão no concreto devido à protensão e ao peso próprio no nível do cabo (MPa);
- E_{ci} , o módulo de elasticidade do concreto no momento da protensão (MPa).

Embora as prescrições de norma assumam uma compatibilidade entre o concreto e o aço, o que não acontece na protensão externa, a diferença é muito

pequena em uma análise mais rigorosa. Segundo WOLMANN *et ali* (1996), essa diferença medida em sua pesquisa é pequena, cerca de 10%, e não causa prejuízo ao cálculo.

Resumindo o exposto, a Figura 3.21 mostra uma representação gráfica esquemática das perdas imediatas no caso de protensão externa.

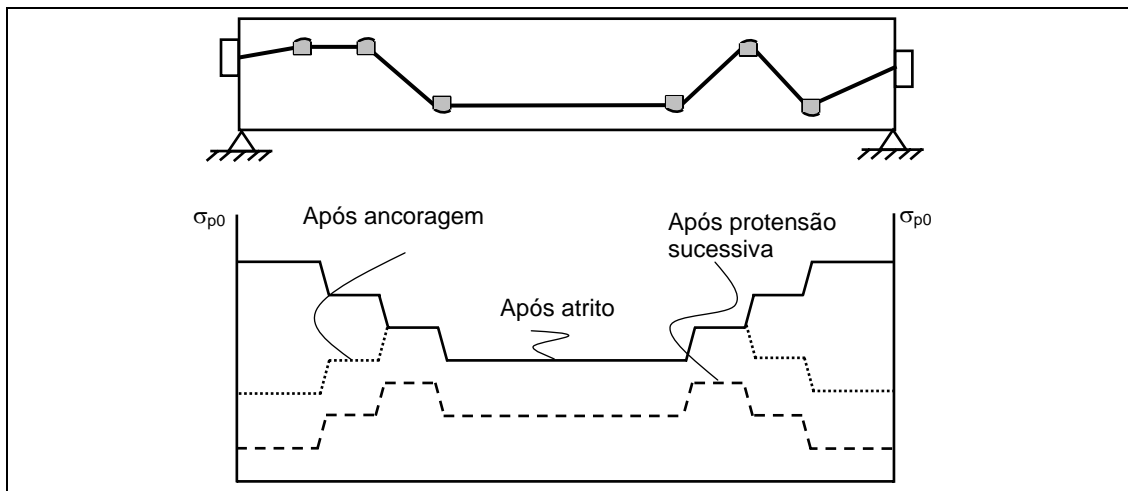


Figura 3.21 – Resumo das Perdas Imediatas

3.6.2 – Perdas Diferidas

A sistemática para cálculo das perdas diferidas, fluência e retração do concreto e relaxação do aço seguem o mesmo procedimento para o caso de cabos aderentes com protensão interna, já exposto em PFEIL (1991).

3.7 – Efeito da Abertura das Juntas

Nas vigas construídas por aduelas justapostas não coladas, é de extrema relevância a consideração dos efeitos da abertura das juntas entre os segmentos na medida em que o carregamento vai sendo aplicado.

Durante o comportamento em serviço, a estrutura com protensão externa deve ter o mesmo comportamento que apresentaria caso a mesma fosse protendida internamente, não ocorrendo abertura entre as aduelas (TAN e NG, 1997; NAAMAN, 1990; MACGREGOR *et al*, 1990; RABBAT e SOWLAT, 1987, APARICIO *et al*, 2002).

Ocorrendo a abertura das juntas, o comportamento da estrutura passa a depender muito do tipo da junta, justaposta ou colada com resina epóxi, e da dimensão da abertura dessas juntas. A ductilidade (capacidade que o material tem em se deformar sem romper) e a resistência última da viga são maiores caso seja usado resina epóxi entre as juntas conforme descrevem REGIS (1997), KREGER *et al* (1990), MACGREGOR (1989), bem como o uso de cabo interno de protensão (BRUGGELING, 1990; KREGER *et al*, 1990). RABAT e SOWLAT (1987) relatam que aderindo o cabo de protensão externo em alguns pontos ao longo da viga a ductilidade e resistência aumentam.

Alguns modelos para representação das juntas foram desenvolvidos e apresentados em FENVES (1986), MARTINS (1989), MULLER e GAUTHIER (1990), e RAMOS (1994).

3.7.1 – Fenves, 1986

FENVES (1986) propôs, em seu trabalho, uma análise em elementos finitos para pontes segmentadas formada por aduelas justapostas não coladas e protendidas com cabos externos. A não linearidade do material e a abertura das juntas são consideradas. Entretanto, a não linearidade geométrica e o deslizamento do cabo nos desviadores não são contemplados.

Em seu modelo, ilustrado na Figura 3.22, há três tipos de elementos: elementos de pórtico plano representando a viga, com seis graus de liberdades, três em cada nó (2 translações e 1 rotação); o cabo externo é representado por um elemento de cabo com um grau de liberdade por nó (translação axial), ligado à estrutura por um elemento rígido representando o desviador. O cabo tem um momento de inércia pequeno em relação ao da estrutura.

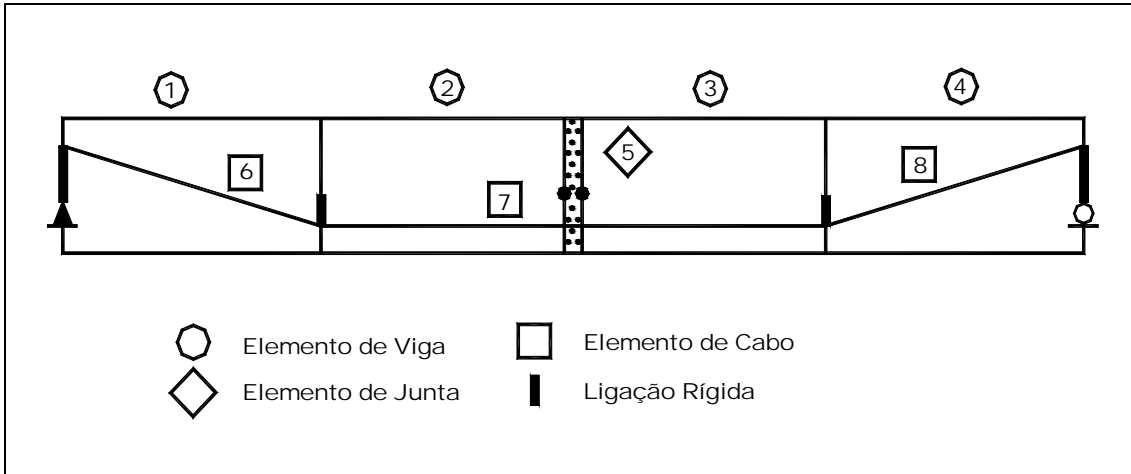


Figura 3.22 – Modelo em elementos finitos

O cabo da Figura 3.23 tem uma inclinação θ em relação ao eixo horizontal e está ligado à estrutura nos nós A e B , por meio dos desviadores (elementos rígidos) com excentricidades e_a e e_b . O cabo não desliza pelo desviador.

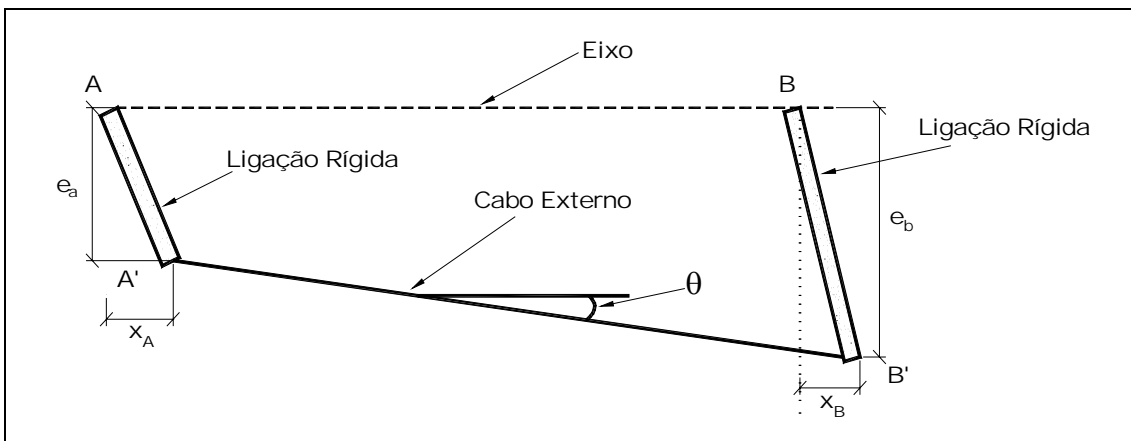


Figura 3.23 – Traçado do cabo de protensão entre dois desviadores

A junta, mostrada na Figura 3.24, entre as aduelas é modelada com um elemento com quatro graus de liberdade, dois em cada extremidade (translação e rotação), correspondendo à abertura da junta. Os nós deste elemento são ligados aos elementos da viga por meio de molas que resistem somente à compressão (fechamento da junta).

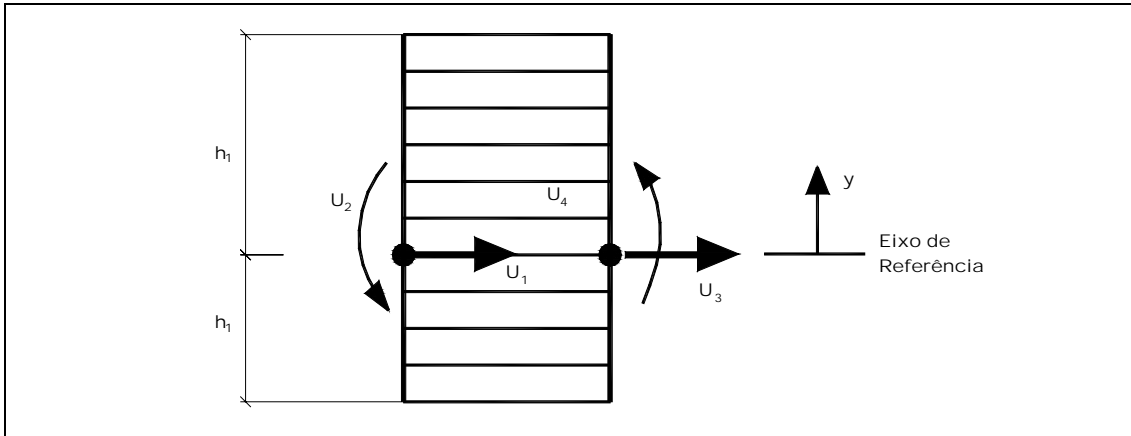


Figura 3.24 – Elemento que representa a junta

A rigidez da mola é bem maior que a rigidez axial dos elementos da viga adjacentes. A seção permanece plana após a abertura.

A matriz de rigidez do elemento de junta é deduzida a partir da abertura g ilustrada na Figura 3.25. Essa abertura (g) é função da distância y , medida a partir do eixo de referência.

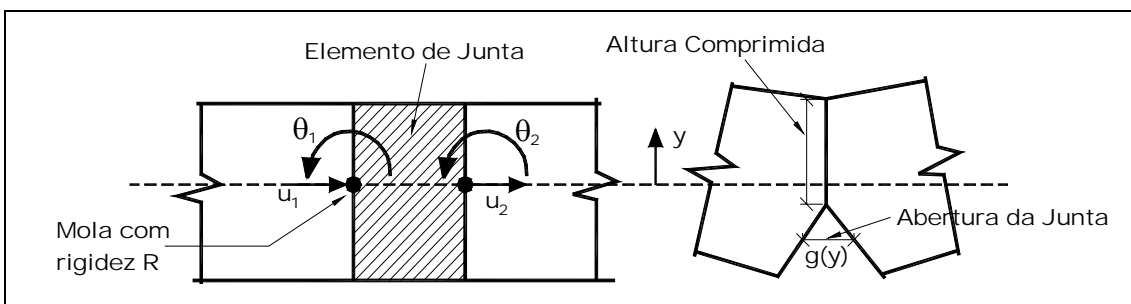


Figura 3.25 – Abertura da junta

3.7.2 – Martins, 1989

MARTINS (1989), em seu trabalho de doutorado, desenvolveu um modelo numérico sofisticado representado por uma viga bi-apoiada formada por aduelas justapostas não coladas com *protensão mista*. Utiliza-se como base do cálculo o equilíbrio de um elemento de viga compreendido entre duas fissuras, ou juntas, levando-se em conta a distribuição das deformações no concreto e a degradação da

aderência das armaduras que o atravessam com o aumento da abertura das fissuras ou juntas. Seu estudo baseia-se na teoria formulada por GIURIANI (1982) para peças fissuradas em concreto armado.

Analisa-se uma junta com duas aduelas adjacentes. A aduela de comprimento L_v , é submetida ao par de esforços (N, M) , constantes ao longo do elemento e está representada na Figura 3.26. Se não há descontinuidade devido à abertura das juntas, as seções transversais permanecem planas e suas deformações são lineares. As seções são rotacionadas em torno do eixo neutro, onde a deformação é nula e o deslocamento longitudinal também.

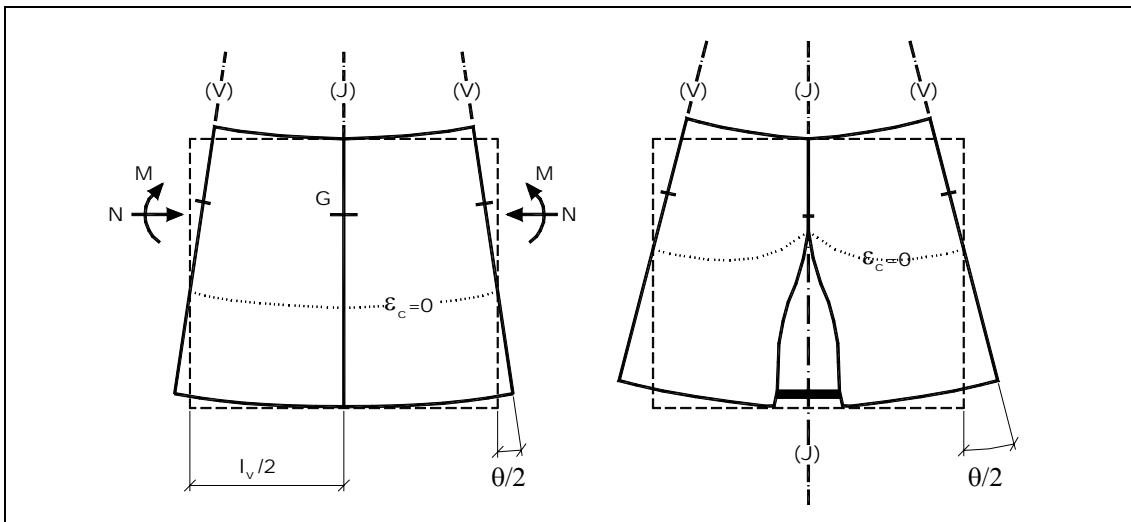


Figura 3.26 – Duas meias-aduelas com uma junta intermediária

Quando a junta abre, a seção de simetria (V) permanece plana. Porém, isto não pressupõe necessariamente que as deformações continuem lineares, exceto se o segmento é longo o suficiente em relação à altura da abertura.

O ponto da seção da junta (J) , onde o deslocamento vertical é nulo, deixa de ser coincidente com o ponto de deformação nula conforme ilustra a Figura 3.27. A distância do Centróide ao ponto de rotação da seção é y_0 e a rotação é $\theta/2$.

A expressão que calcula o deslocamento de qualquer ponto da seção J é:

$$u_j = \int_0^{L_v/2} \varepsilon_c \cdot (x, y) \cdot dx + \frac{L}{2} \cdot w(y) \quad (3.28)$$

Onde:

- $w(y)$ é a abertura da junta na ordenada y considerada; em y_0 , $u_j(y_0) = 0$.

Com este modelo de junta é estabelecida uma análise pelo método da flexibilidade, na forma matricial, unicamente para vigas isostáticas.

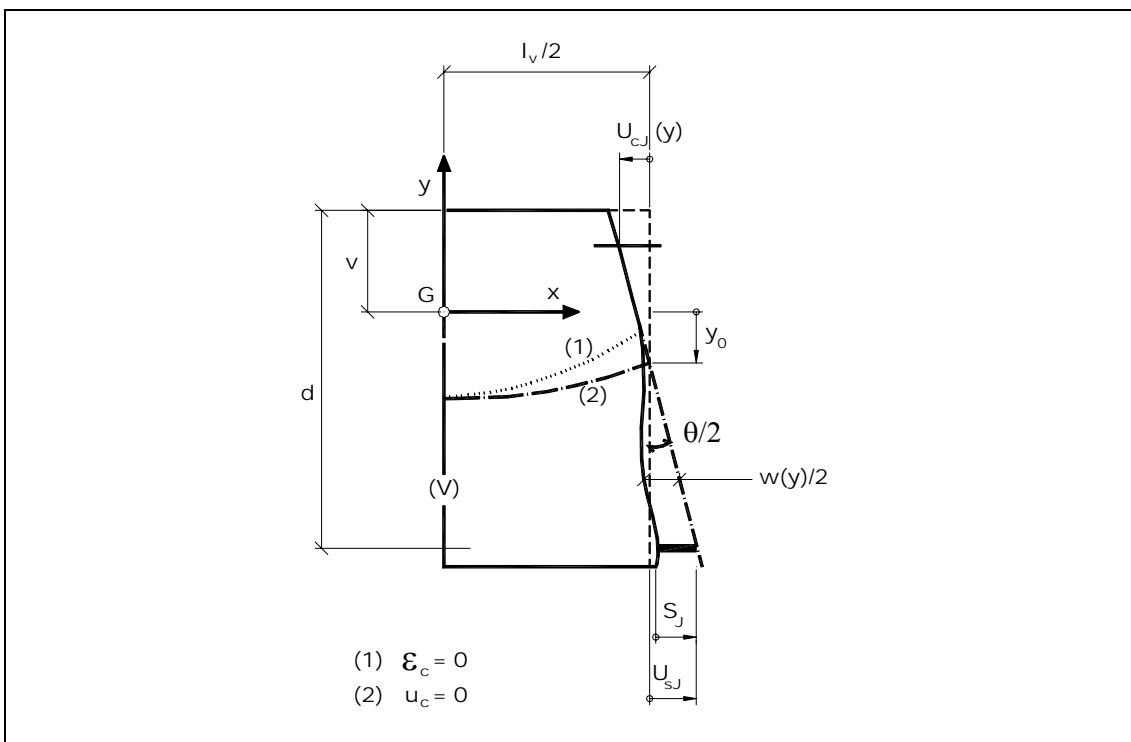


Figura 3.27 – Equilíbrio de uma seção

3.7.3 – Muller e Gaultier, 1990

MULLER e GAULTIER (1990) elaboraram um programa em elementos finitos, de análise estrutural para pontes em concreto protendido com cabos externos não aderentes, formadas por aduelas justapostas não coladas. A análise pode ser feita até a ruptura da peça de concreto, porém, as propriedades físicas do material estão dentro do regime linear elástico. Não há fissuras no interior da aduela.

Quando o carregamento ultrapassa o valor em serviço, para cada par de cargas – N (normal) e M (momento fletor) – há uma abertura entre as juntas, conforme ilustra a Figura 3.28.a. A rigidez da viga é então modificada. Esta mudança de rigidez depende da deformação da área da aduela em torno da junta. A base do método é efetuar o cálculo da nova rigidez da seção em função da relação entre o momento de curvatura e a rotação da seção.

A altura de compressão (h_c) é dividida em n -pontos e aplicam-se uma translação e uma rotação unitárias para todos os pontos acima da linha neutra. Os resultados são combinados de tal forma que os deslocamentos de todos os pontos são a rotação dw em torno da linha neutra.

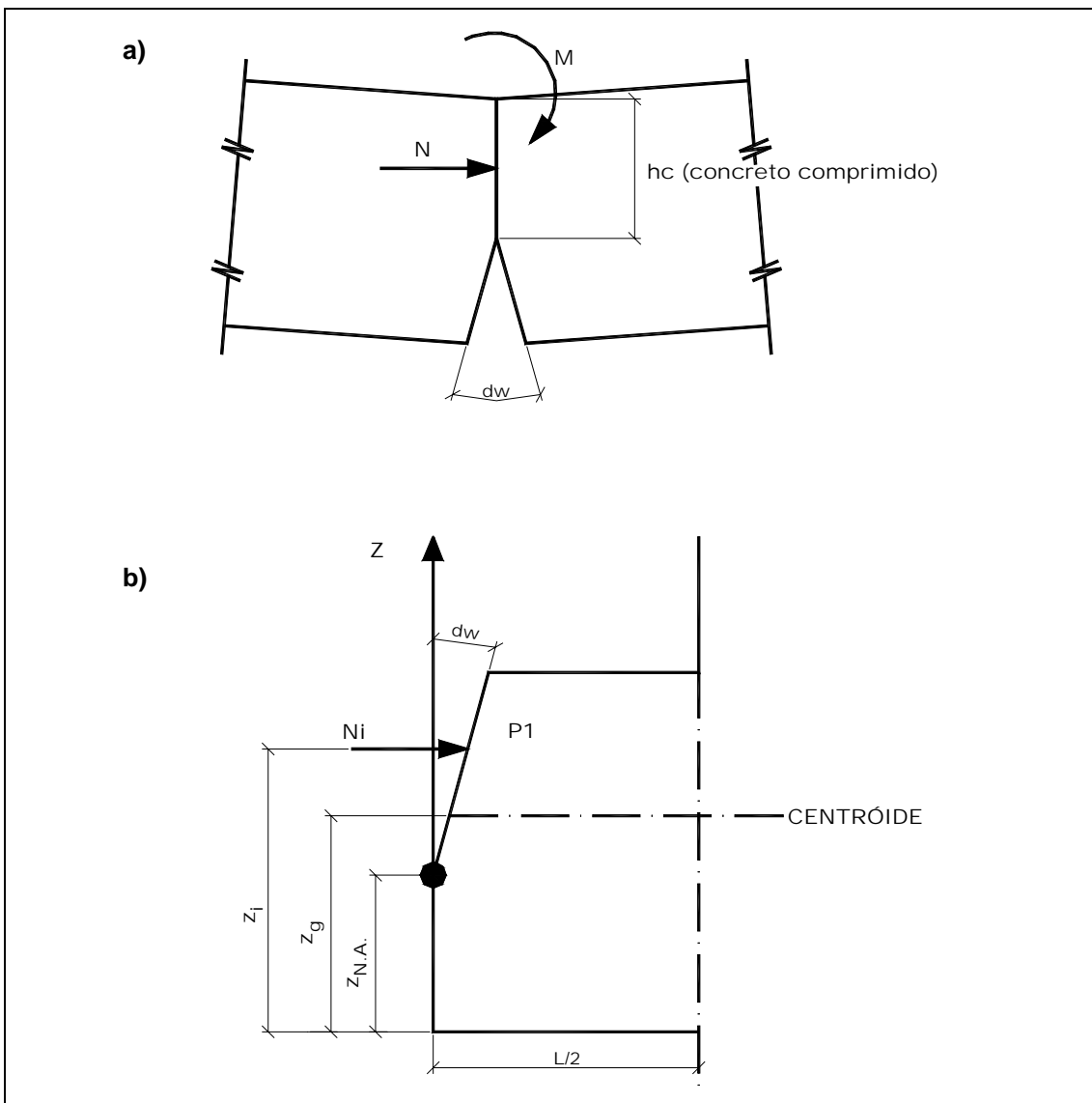


Figura 3.28 – Princípio do método

Calcula-se a força axial N em cada ponto nodal, resultante da aplicação do deslocamento, e a seguir, o momento devido à excentricidade da força em relação ao centróide da seção transversal, com as expressões:

$$N = \sum N_i \quad (3.29)$$

$$M = \sum N_i \cdot (z_i - z_g) \quad (3.30)$$

Onde:

- z_i e z_g são as distâncias de cada ponto nodal e do centróide em relação às fibras inferiores da seção transversal, respectivamente, representados esquematicamente na Figura 3.28.b.

Por iteração, a relação entre a rotação d_w e as cargas aplicadas, representadas pelo par de esforços, pode ser obtida alterando-se a altura da linha neutra.

A análise não considera o deslizamento do cabo nos desviadores nem o efeito de segunda ordem. A distribuição de tensão no concreto e no aço é calculada por iterações que não são descritas pelos autores.

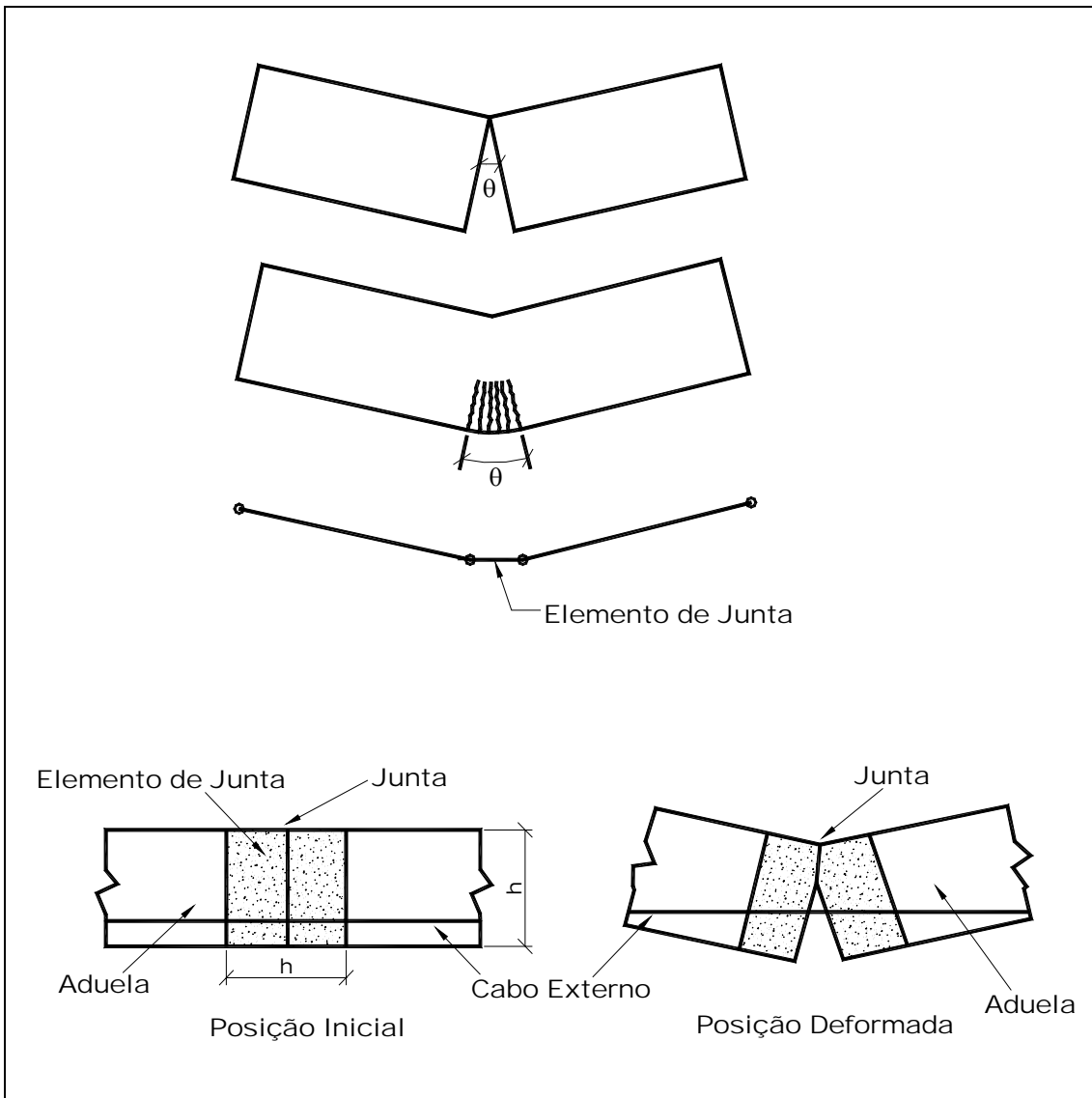
3.7.4 – Ramos e Aparício, 1994

Após alguns modelos de juntas estudados, RAMOS e APARICIO adotaram o modelo que elimina problemas numéricos de mal-condicionamento da matriz de rigidez global da estrutura (RAMOS, 1994).

O modelo adotado evita esses problemas numéricos distribuindo a rotação da abertura da junta por um elemento finito. Um elemento de junta é introduzido por onde a abertura da junta é simulada pela fissura desse elemento. Esse modelo reduz a diferença numérica da rigidez entre a junta e os segmentos de concreto, fornecendo bons resultados. As principais características do elemento de junta são as seguintes:

- Não há aço passivo; o elemento é de concreto não apresentando resistência à tração;

- O comprimento do elemento é igual à profundidade da viga, como o apresentado na Figura 3.29;
- Para juntas com epóxi, o elemento é de concreto com resistência à tração igual à da resina.



Elemento 3.29 – Modelo de junta

Os dois primeiros itens simulam as propriedades mecânicas reais da junta. O comprimento da junta é obtido executando um estudo paramétrico e comparando com testes de laboratório existentes. Por analogia, pode ser comparado ao comprimento de uma junta (eixo) plástica em vigas de concreto armado, que de acordo à prática corrente é igual à profundidade da viga. O comprimento adotado do

elemento de junta modela também a mudança brusca do centro geométrico entre o segmento adjacente à junta e a própria junta que abriu.

Além do mais, a abertura da junta afeta não somente suas faces, mas também o concreto em seu entorno – principalmente quando se trata de uma junta colada, onde a resistência à tração da resina epóxi impede a abertura da junta. Nesse caso, o concreto adjacente à junta fatura devido à falta de armação. Esse efeito pode ser modelado precisamente com o elemento de junta proposto.

3.8 – Comportamento no Estado Limite em Serviço e no Estado Limite Último

As vigas protendidas com cabos externos, monolíticas ou formadas em aduelas justapostas não coladas ou com resina epóxi nas interfaces, apresentaram, em diversas pesquisas (RABBAT e SOWLAT, 1987; MACGREGOR *et al*, 1990; TAN e NG, 1997), o comportamento similar ao de vigas com protensão interna aderente no Estado Limite em Serviço. A variação da tensão no cabo de protensão devido às deformações da estrutura é insignificante (REGIS, 1997; ARAUJO, 2002; BURNS *et al*, 1991, NAAMAN, 1990), bem como o deslizamento do cabo sobre os desviadores (REGIS, 1997; KREGGER *et al*, 1990; MACGREGOR *et al*, 1990).

As estruturas com esse tipo de protensão apresentam, em geral, resistência inferior, no Estado Limite Último às estruturas com protensão interna aderente (RABBAT e SOWLAT, 1987; REGIS, 1997) e para uma mesma carga solicitante, a deformação no cabo interno aderente é superior à do cabo externo (ARIYAWARDENA, 2002).

A tensão no cabo externo dificilmente atinge os valores últimos. Conseqüentemente, a peça rompe por esmagamento no concreto (RABBAT e SOWLAT, 1987; REGIS, 1997; APARICIO *et al*, 2000; FOURÉ e MARTINS, 1990; FOURÉ *et al*, 1991; MACGREGOR *et al*, 1990). E, no caso de as vigas serem formadas por aduelas justapostas não coladas, quando o momento solicitante ultrapassa o momento de descompressão (resistente), as juntas se abrem reduzindo a

rigidez da peça e aumentando a contribuição para ruína por esmagamento do concreto em torno das juntas.

Alguns ensaios (FOURÉ e MARTINS,1990; FOURÉ *et al*, 1991; KREGER *et al*, 1990) concluem que a inserção de cabo aderente aumenta a resistência e a ductilidade da viga. Isto pode também ser alcançado criando-se alguns pontos de aderência entre o cabo externo e a estrutura (RABBAT e SOWLAT, 1997) ou prendendo-se o cabo nos desviadores, impedindo o deslizamento (MACGREGOR *et al*, 1990), acarretando um maior aumento da tensão no cabo e, conseqüentemente, da resistência e ductilidade.

Um estudo analítico (HARAJLI *et al*, 1999) e um experimental (TAN e NG, 1997), com vigas bi-apoiadas e cabos retos mostram que, ao se adicionar um desviador no meio do vão ou dois próximos ao meio do vão, há um aumento na resistência à ruptura das peças. A razão desse aumento é a redução do efeito de segunda ordem que surge devido à deformação da viga sujeita a um carregamento externo.

3.9 – Prescrições em Normas – Tensão Última nos Cabos de Protensão não Aderentes

Atualmente, não há equações propostas em normas para o cálculo da tensão em cabos externos não aderentes na ruptura. Todas as equações são para cabos internos não aderentes. Essas equações podem ser usadas por projetistas para calcular a tensão para cabos externos, caso a variação de excentricidade devido a um carregamento aplicado seja insignificante, bem como, o cabo esteja livre para deslizar sobre os desviadores. Essas duas condições devem existir, pois só assim, o comportamento das duas estruturas é o mesmo e o cálculo da tensão na ruptura torna-se confiável.

3.9.1 – ACI 318 (1999)

O ACI 318 - 99 propõe a seguinte equação para a determinação da tensão última, f_{ps} , no aço de protensão:

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f'_c}{\lambda \cdot \rho_p} \quad (3.31)$$

Onde:

- f_{ps} é a tensão última no aço de protensão;
- f_{pe} é tensão de protensão inicial na armadura de protensão;
- f'_c é a resistência do concreto à compressão;
- λ é a esbeltez da viga igual a $\begin{cases} 100 \rightarrow \frac{L}{d_p} \leq 35; \\ 300 \rightarrow \frac{L}{d_p} > 35. \end{cases}$

Com:

- L igual ao comprimento do vão;
- d_p igual a distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de protensão.
- ρ_p é a taxa de armadura protendida expressa por $\frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$.

Sendo

- A_{ps} a área de aço protendido;
- b a largura da seção de concreto;

3.9.2 – AASHTO (1994)

A equação recomendada pela AASHTO é baseada no método simplificado proposto por NAAMAN e ALKHAIRI (1991), que usa um coeficiente reduzido de deformação.

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \cdot \Omega_u \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \cdot \frac{L_1}{L_2} \leq 0,94 \cdot f_{py} \quad (3.32)$$

Onde:

- E_{ps} é o módulo de elasticidade do aço de protensão;
- ε_{cu} é a deformação à compressão da fibra extrema;
- c é calculado em função da tensão de escoamento da armadura passiva;
- $\frac{L_1}{L_2}$ é o efeito do carregamento padrão em vigas contínuas, onde L_1 é o comprimento dos vãos carregados e L_2 é o comprimento total do cabo entre as ancoragens.
- Ω_u é o coeficiente reduzido de deformação dado pela seguinte equação:

$$\Omega = \frac{(\Delta\varepsilon_{cps})_{médio}}{(\Delta\varepsilon_{cps})_{m,aderente}} \quad (3.33)$$

Onde:

- $(\Delta\varepsilon_{cps})_{médio}$ é a deformação do cabo não aderente, calculada integrando a deformação no concreto no nível do cabo entre as ancoragens e dividido pelo comprimento do vão;
- e, $(\Delta\varepsilon_{cps})_{m,aderente}$ é a deformação de um cabo aderente equivalente na seção de momento fletor máximo.

Para cabos aderentes $\Omega = 1$. Os valores encontrados para Ω encontram-se em NAAMAN (1990).

3.9.3 – Canadian Code (A.23.3 – M94)

A equação fornecida pela Norma Canadense para calcular a tensão nos cabos internos não aderentes de protensão considera indiretamente a área de armadura passiva, a resistência do concreto e a esbeltez da viga. A expressão é dada por:

$$f_{ps} = f_{pe} + 8000 \cdot \frac{(d_p - c_y)}{L_e} \leq f_{py} \quad \text{em MPa} \quad (3.34)$$

Onde:

- f_{py} é a tensão de escoamento do aço de protensão;
- f_{pe} é a tensão de protensão após as perdas;
- c_y é a profundidade da linha neutra em relação à fibra comprimida;
- d_p é a distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de protensão;
- L_e é o comprimento do cabo entre as ancoragens dividido pelo número de rótulas necessárias para criar um mecanismo de falha no vão considerado.

Para uma viga bi-apoiada $L_e = \frac{L}{3}$.

O coeficiente c_y é expresso por:

$$c_y = \frac{\phi_p \cdot A_p \cdot f_{py} + \phi_s \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \phi_c \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b} \quad (3.35)$$

Onde:

- ϕ_p é o coeficiente de resistência para o aço de protensão;
- ϕ_s é o coeficiente de resistência para a armadura passiva
- ϕ_c é o coeficiente de resistência para o concreto;
- A_p é a área de aço de protensão;
- A_s é a área de armadura passiva;
- β_1 é o fator de redução da distribuição retangular de tensões do concreto na compressão dada por:

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,85 \rightarrow f_c \geq 30MPa \\ \beta_1 = 0,85 - (f_c - 30) \cdot 0,0008 \geq 0,65 \rightarrow f_c < 30MPa \end{cases}$$

3.9.4 – British Code (BS 8110, 1997)

A Norma Inglesa, no cálculo da tensão nos cabos internos não aderentes de protensão (f_{pu}), considera o efeito da esbeltez e a resistência do concreto. A equação é expressa por:

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{L/d_p} \cdot \left(1 - 1,7 \cdot \frac{f_{pu} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot b \cdot d_p} \right) \leq 0,7 \cdot f_{pu} \quad (3.36)$$

Onde

- f_{pu} é a tensão de ruptura da armadura protendida;
- f_{cu} é a resistência vinte por cento maior que a resistência à compressão do cilindro de concreto, f'_c ;
- f_{pe} é a tensão de protensão após as perdas;
- L é o comprimento do cabo entre as ancoragens;
- A_{ps} é a área de aço da seção transversal do cabo de protensão;
- b é a largura efetiva da seção na zona de compressão;
- d_p é a distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de protensão;

A profundidade da linha neutra (x) é calculada por:

$$x = 2,47 \cdot \left[\left(\frac{f_{pu} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot b \cdot d_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{ps}}{f_{pu}} \right) \cdot d_p \right] \quad (3.37)$$

OBS.: O CEB – FIP MC 90 (1995) não estabelece equação para o cálculo da tensão última para cabos de protensão não aderentes.

CAPÍTULO 4

MODELO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

PROPOSTO

Foi exposto em capítulos precedentes, o tipo de estrutura que será analisada neste trabalho: pontes compostas por elementos (aduelas) pré – fabricados justapostos, ou seja, com juntas não-coladas, protendidos externamente, conforme apresenta a Figura 4.1.

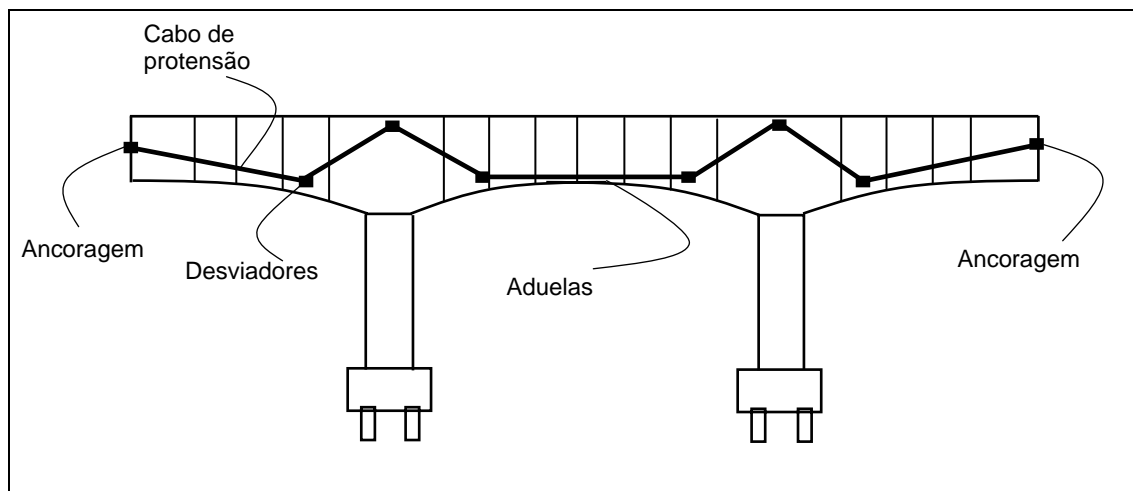


Figura 4.1 – Estrutura de ponte com protensão externa

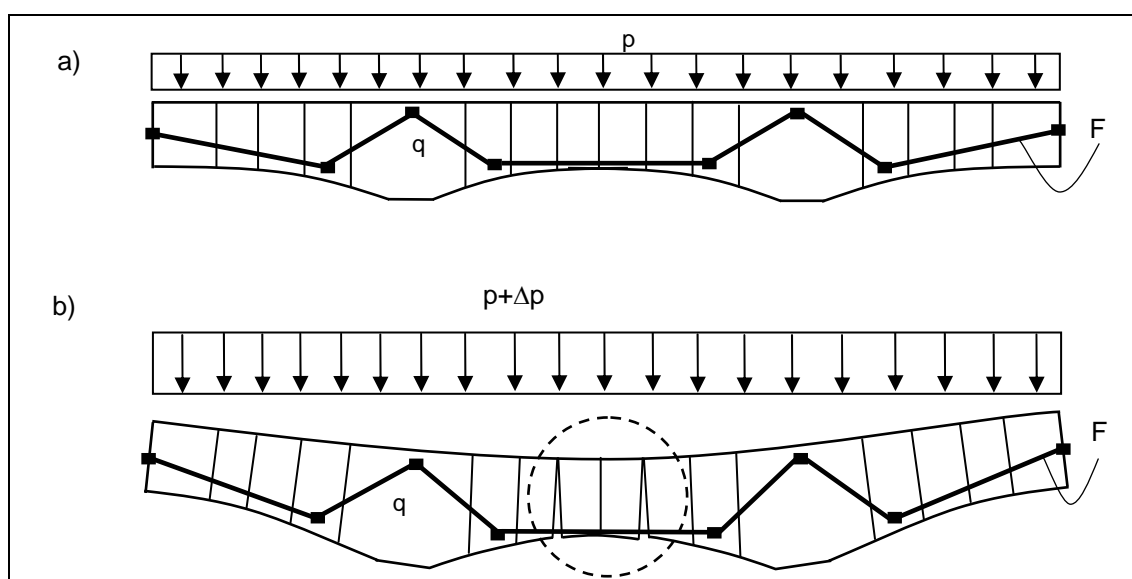
O capítulo 2 caracterizou as pontes segmentadas, construídas por avanços sucessivos. A seção transversal da estrutura é do tipo celular por se adaptar melhor à construção por segmentos.

No capítulo 3, apresentou-se a protensão externa como um método de protensão que tem tido o seu uso ampliado, não só em obras que necessitam de recuperação ou reforço, mas também em obras novas.

Este capítulo define as cargas externas equivalentes aos cabos com pós-tensão externa e a modelagem do sistema estrutural típico de ponte formada por aduelas pré-moldadas justapostas, incluindo ancoragens, desviadores e a protensão externa aplicada nos cabos. São apresentadas as leis que descrevem o comportamento dos materiais aço, ativo e passivo, e do concreto. O atrito e o deslizamento do cabo sobre os desviadores são considerados, pois alteram a tensão no cabo e afetam, diretamente, a deflexão e a resistência última da estrutura. Descreve-se também o mecanismo que representa a abertura das juntas.

4.1 – Modelagem Estrutural do Sistema

A Figura 4.2.a mostra a superestrutura de uma ponte formada por aduelas pré-moldadas, protendida externamente. A obra está submetida às cargas permanentes (Peso Próprio – q), acidentais (p) e às de protensão (F). Objetiva-se analisar o comportamento desta estrutura, particularmente quando há um aumento considerável das solicitações além daquelas previstas em projeto, e/ou, ainda se os cabos sofrem perda de protensão.



4.2 – Modelo estrutural

Aumentando-se o valor das cargas acidentais aplicadas à estrutura (Fig. 4.2.b), sem que, no entanto, introduzam-se cabos de protensão adicionais, a tensão normal a uma seção qualquer, que é de compressão, tem o seu valor diminuído. A partir do momento em que esta tensão se anula iniciando a tendência de tração, há possibilidades de ocorrer perda de contato entre as superfícies das aduelas vizinhas a esta seção. Evidencia-se, desta forma, uma abertura entre os segmentos, não prevista em projeto. Dependendo do grau de abertura, a estrutura pode chegar ao seu Estado Limite Último e entrar em colapso.

A análise a ser efetuada deve ser de natureza não-linear de forma incremental com atualização da geometria. As cargas atuantes devem ser incrementadas passo a passo, com a finalidade de monitoração, em cada instante, do comportamento da estrutura quanto aos esforços nas zonas de contato entre elementos vizinhos, ou seja, das tensões normais à seção e da abertura que surge entre as aduelas.

A aplicação das cargas é dividida em etapas, podendo ser como o exemplo exposto na Figura (4.3): primeiro instalam-se a protensão e as cargas permanentes e, posteriormente, a sobrecarga. As etapas de carga podem ser alteradas de acordo com a execução de cada obra. O número de incrementos é definido de acordo com a precisão necessária para análise das respostas.

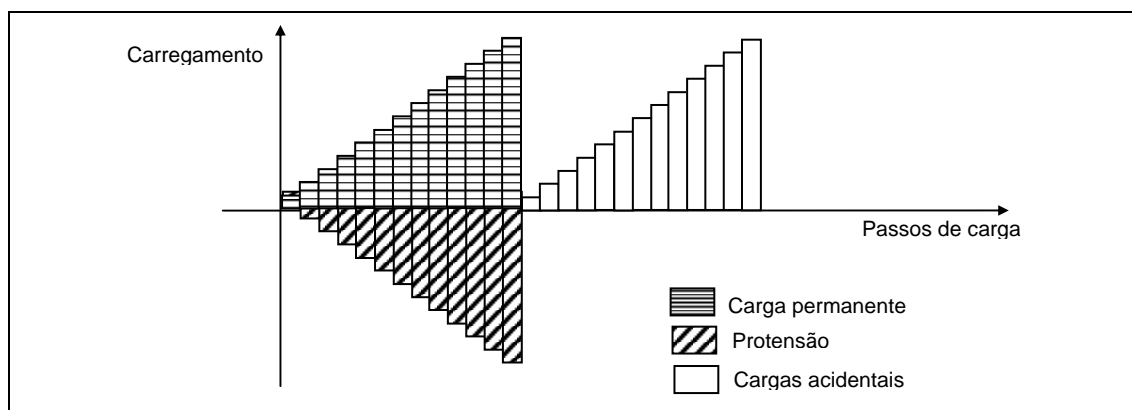


Figura 4.3 – Cargas aplicadas à estrutura

As ações de protensão são simuladas como um carregamento externo equivalente, aplicados nas ancoragens e nos desviadores, já considerando as perdas em função do atrito, à fluência e à retração do concreto, e à relaxação do aço no

tempo infinito. O cálculo das perdas e a transformação da protensão em carga externa equivalente é feita por meio de um programa desenvolvido para análise e, posteriormente aplicada no modelo estrutural.

4.1.1 – Modelagem do Sistema Estrutura-Cabo-Desviador

O modelo estrutural deve representar a interação entre superestrutura, cabo de protensão passando pelas ancoragens e desviadores e ligação existente entre as aduelas. São definidos três tipos de elementos: elemento de viga, elemento de cabo e elemento de ligação cabo-desviador-estrutura.

A Figura 4.4 apresenta a modelagem do sistema, com todos os elementos que simulam o mecanismo do comportamento da estrutura. Inicialmente, a estrutura encontra-se estável com o carregamento de projeto aplicado.

Por ordem são descritos a seguir os elementos do modelo estrutural.

1) A superestrutura é representada por um conjunto de elementos prismáticos de pórtico plano – onde a seção pode ser variável – conectados aos nós. A consideração da variação da seção do elemento ao longo da sua extensão permite que estruturas formadas por peças com área e inércia variáveis sejam analisadas com precisão;

2) O cabo de protensão é considerado como um elemento de pórtico plano com pequena rigidez à flexão, conectado à estrutura através das ancoragens e desviadores conforme mostra a Figura 4.4;

3) Como as ancoragens e desviadores situam-se, em geral, em pontos excêntricos ao eixo da estrutura, a solução utilizada é representar esta excentricidade por meio de montantes. Os valores do segundo momento de área (momento de inércia) e da área da seção transversal são grandes se comparados aos elementos de viga, simulando, desta forma, uma ligação rígida entre esses dois elementos.

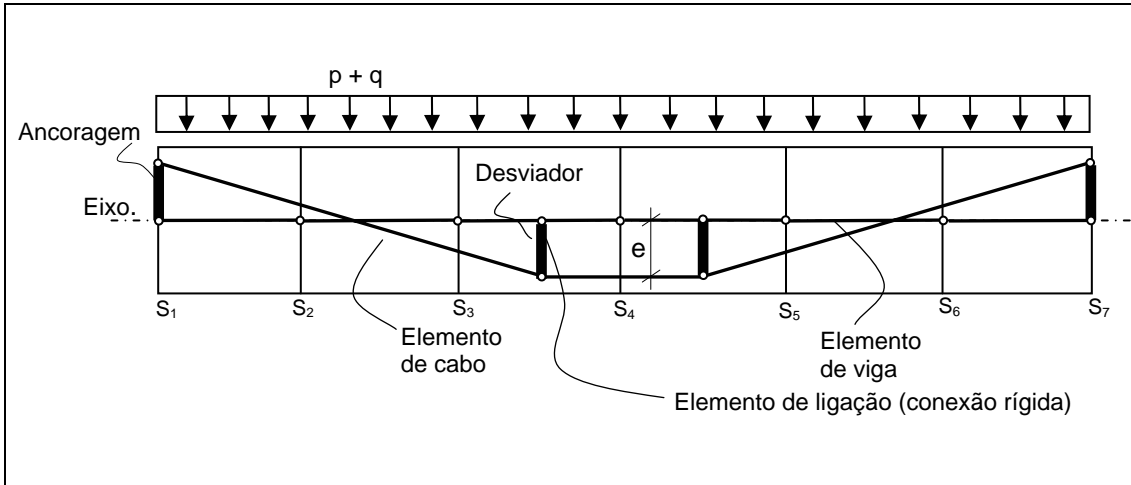


Figura 4.4 – Modelagem estrutural

4.1.2 – Matriz de Rigidez do Elemento de Pórtico Plano com Seção Variável

Dentre os vários métodos utilizados para determinar os coeficientes de rigidez (k_{ij}) da matriz de pórtico plano, apresenta-se a seguir o método de energia de deformação.

Considerando-se, exclusivamente, não-linearidades geométricas, o trabalho da energia de deformação elástica do corpo, U , é dado por:

$$U = \frac{1}{2} \cdot \int_{vol} E \cdot \varepsilon_x^2 \cdot dv \quad (4.1)$$

Onde:

- E é o módulo de elasticidade longitudinal tangente do material;
- ε_x é a deformação axial.

Para uma barra de seção transversal com área A tem-se:

$$U = \frac{E}{2} \cdot \int_L \int_A \varepsilon_x^2 \cdot dA \cdot dx \quad (4.2)$$

Para que a matriz de rigidez seja determinada de acordo com a expressão (4.2) é necessário definir a componente de deformação ε_x .

As deformações iniciais ε_x de um elemento de pórtico plano, considerando-se os efeitos de segunda ordem associados às tensões iniciais, podem ser determinadas examinando-se uma fibra infinitesimal conforme a seguir:

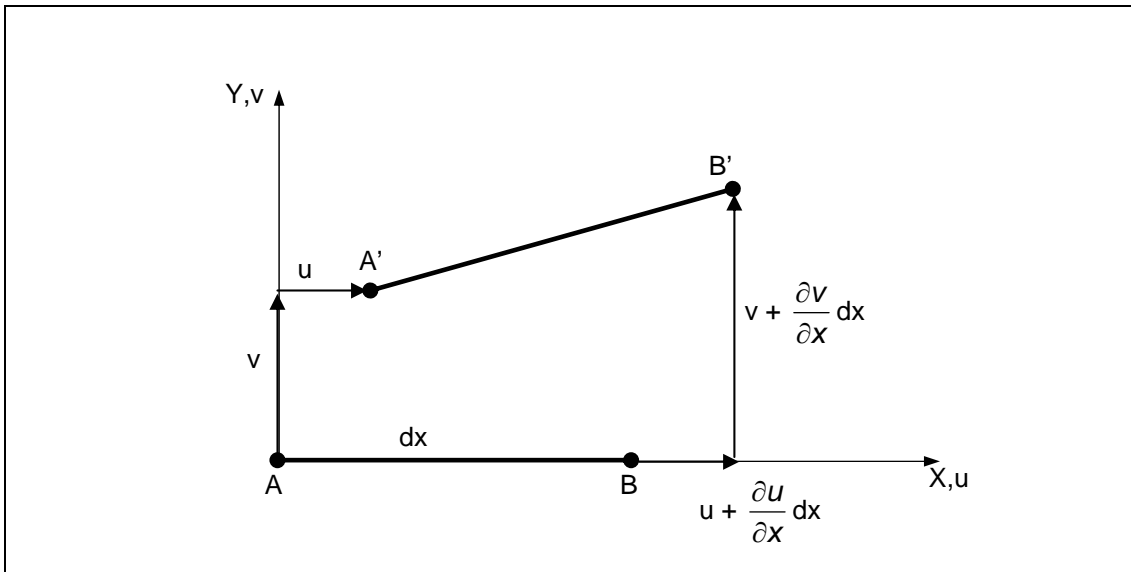


Figura 4.5 – Deslocamentos em um elemento de pórtico plano

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\overline{A'B'} - \overline{AB}}{\overline{AB}} \quad (4.3)$$

Onde:

$$\overline{AB} = dx \quad (4.4)$$

e

$$\overline{A'B'} = \left[\left(dx + \frac{du}{dx} \cdot dx \right)^2 + \left(\frac{dv}{dx} \cdot dx \right)^2 \right]^{1/2} = \left(1 + 2 \cdot \frac{du}{dx} + \left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \right)^{1/2} dx \quad (4.5)$$

Expandindo-se em série do tipo:

$$(1+a)^{1/2} = 1 + \frac{a}{2} - \frac{a^2}{8} + \frac{a^3}{16} - \dots \quad (4.6)$$

A expressão (4.5) pode ser reescrita como:

$$\overline{A'B'} = \left[1 + \frac{1}{2} \left(2 \cdot \frac{du}{dx} + \left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 - \frac{1}{8} \dots \right) \right] dx \quad (4.7)$$

Desprezando-se os termos de ordem superior, a deformação é dada por:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \right] \quad (4.8)$$

Como $\left(\frac{du}{dx} \right)^2 \ll \frac{du}{dx}$, a expressão (4.8) é aproximada por:

$$\varepsilon_x \cong \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \quad (4.9)$$

Considera-se, também, as aproximações para os campos de deslocamentos $u(x,y)$ e $v(x,y)$, para uma barra típica de pórtico plano, ilustrada na Figura 4.6. Como as dimensões da seção transversal da barra são muito menores que o comprimento, tem-se que:

$$\frac{du}{dx}(x,y) \cong \underbrace{\frac{d\tilde{u}}{dx}(x)}_{\text{extensional}} - y \cdot \underbrace{\frac{d^2\tilde{v}}{dx^2}(x)}_{\text{flexão}} \quad (4.10)$$

e

$$\frac{dv}{dx}(x,y) \cong \frac{d\tilde{v}}{dx}(x) \quad (4.11)$$

Sendo $\tilde{u}(x)$ e $\tilde{v}(x)$, os deslocamentos aproximados no eixo do elemento.

Então, a equação (4.9) passa a ser escrita por:

$$\varepsilon_x = \frac{d\tilde{u}}{dx} - y \cdot \frac{d^2\tilde{v}}{dx^2} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d\tilde{v}}{dx} \right)^2 \quad (4.12)$$

Onde se identificam as parcelas de 1ª ordem (ε_1) e de 2ª ordem (ε_2).

$$\varepsilon_1 = \frac{d\tilde{u}}{dx} - y \cdot \frac{d^2\tilde{v}}{dx^2} \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d\tilde{v}}{dx} \right)^2 \quad (4.14)$$

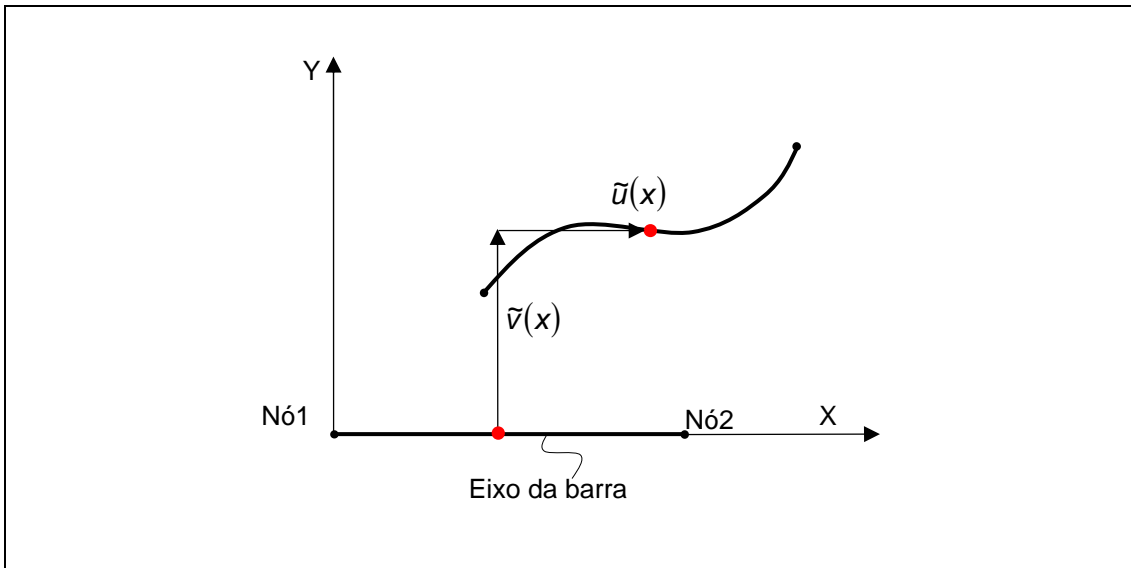


Figura 4.6 – Deslocamentos aproximados para uma barra de pórtico plano

Considerando-se ainda que o elemento esteja sujeito a tensões iniciais, predominantemente extensionais, estas podem ser expressas por:

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} \quad (4.15)$$

Onde:

- P é o esforço normal;
- A é a área média da seção transversal.

As deformações iniciais correspondentes são:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E} = \frac{P}{E \cdot A} \quad (4.16)$$

Logo, as deformações considerando-se tensões iniciais e efeitos de 2ª ordem são:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (4.17)$$

Dessa forma, a energia de deformação definida pela equação (4.2), passa a ser expressa por:

$$U = \int_L \int_A \left(\frac{E \cdot \varepsilon_0^2}{2} + E \cdot \varepsilon_0 \cdot \varepsilon_1 + E \cdot \varepsilon_0 \cdot \varepsilon_2 + \frac{E \cdot \varepsilon_1^2}{2} + E \cdot \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 + \frac{E \cdot \varepsilon_2^2}{2} \right) \cdot dA \cdot dx = \quad (4.18)$$

$$U_{00} + U_{01} + U_{02} + U_{11} + U_{12} + U_{22}$$

Onde:

- U_{00} é o termo constante, independente das incógnitas (deslocamentos);
- U_{01} é o termo de 1ª ordem, que se anula com o trabalho realizado pelas cargas já aplicadas;
- U_{02} é o termo de 2ª ordem dependente das tensões/deformações iniciais, que origina a matriz $[K_\sigma]$;
- U_{11} é o termo de 2ª ordem oriundo das deformações lineares, que origina a matriz $[K_e]$;
- U_{12} é o termo de 3ª ordem, que origina a matriz $[K_1]$;
- U_{22} é o termo de 4ª ordem que origina a matriz $[K_2]$.

Para a formulação da matriz de rigidez não-linear, incluindo somente os efeitos de não-linearidade geométrica, podem-se desprezar os termos U_{12} e U_{22} , de ordem mais alta que a segunda, apresentados em ALVES (1995).

4.1.2.1 – Matriz de Rigidez Elástica

A matriz de rigidez elástica é resultado do termo de segunda ordem U_{11} escrita por:

$$U_{11} = \frac{E}{2} \cdot \int_L \int_A \varepsilon_1^2 \cdot dA \cdot dx \quad (4.19)$$

Onde o módulo de elasticidade tangente é atualizado a cada passo de carga.

Substituindo ε_1 pela eq. (4.13) e desenvolvendo-a, encontra-se:

$$U = \frac{E}{2} \cdot \int_L \int_A \left[\left(\frac{d\tilde{u}}{dx} \right)^2 - 2 \cdot y \cdot \frac{d\tilde{u}}{dx} \cdot \frac{d^2\tilde{v}}{dx^2} + y^2 \cdot \left(\frac{d^2\tilde{v}}{dx^2} \right)^2 \right] \cdot dA \cdot dx \quad (4.20)$$

Como o referencial local coincide com os eixos principais da seção transversal:

$$\int_A y \cdot dA = 0 \quad (4.21)$$

$$\int_A y^2 \cdot dA = I_z \quad (4.22)$$

Com as equações (4.21) e (4.22) em (4.20), a equação da energia de deformação passa a ser reescrita como:

$$U = \frac{E}{2} \cdot \int_L \left[A \cdot \left(\frac{d\tilde{u}}{dx} \right)^2 + I_z \cdot \left(\frac{d^2\tilde{v}}{dx^2} \right)^2 \right] \cdot dx \quad (4.23)$$

As expressões dos deslocamentos aproximados no eixo do elemento \tilde{u} e \tilde{v} são escritas em função dos deslocamentos nodais representados na Figura 4.7.

O deslocamento axial \tilde{u} é expresso por um polinômio de 1º grau:

$$\tilde{u}(x) = a_0 + a_1 \cdot x \quad (4.24)$$

As duas constantes de integração são determinadas impondo-se apenas os deslocamentos u_1 e u_2 nas extremidades da barra. As duas condições de contorno que surgem são:

$$\tilde{u}(x=0) = u_1 \quad (4.25)$$

$$\tilde{u}(x=L) = u_2 \quad (4.26)$$

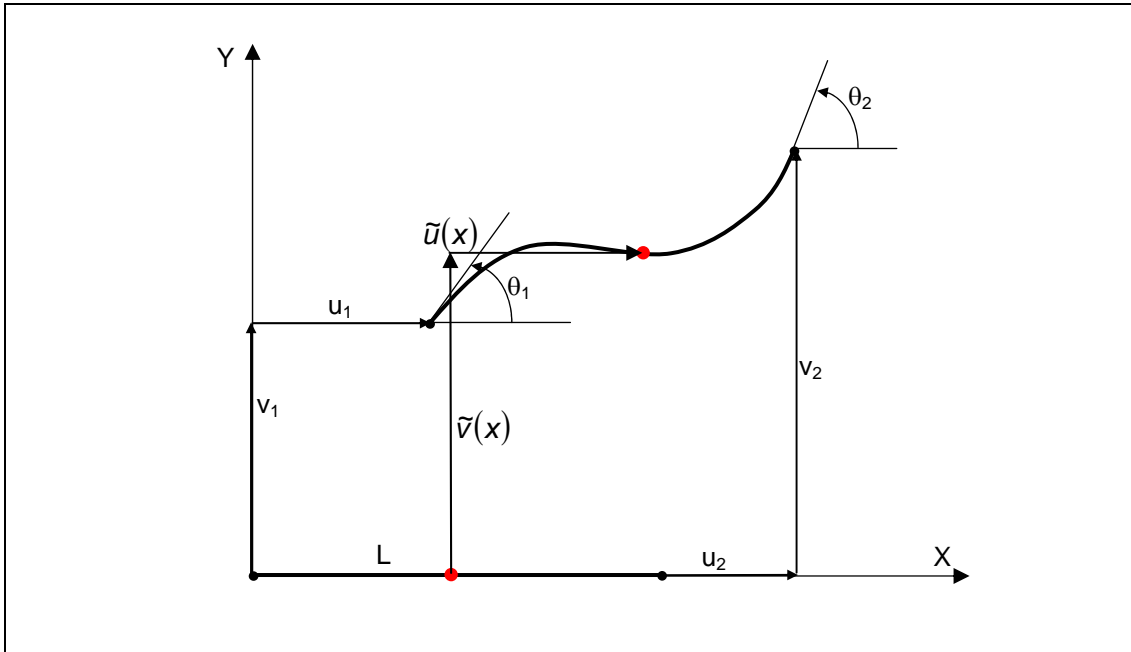


Figura 4.7 – Deslocamentos em um elemento de pórtico plano

Substituindo-se as condições de contorno (4.25) e (4.26) na expressão (4.24), encontram-se para as constantes a_0 e a_1 os seguintes valores:

$$a_0 = u_1 \quad (4.27)$$

$$a_1 = \frac{u_2 - u_1}{L} \quad (4.28)$$

Com (4.27) e (4.28) em (4.24) obtém-se a expressão do deslocamento axial da barra:

$$\tilde{u}(x) = u_1 + \frac{u_2 - u_1}{L} \cdot x \quad (4.29)$$

Para os deslocamentos transversais a solução da equação diferencial da viga fornece uma equação cúbica da forma:

$$\tilde{v}(x) = b_0 + b_1 \cdot x + b_2 \cdot x^2 + b_3 \cdot x^3 \quad (4.30)$$

As quatro constantes de integração também são determinadas impondo-se deslocamentos nas extremidades da barra: v_1 , v_2 , θ_1 e θ_2 . As condições de contorno que surgem são:

$$\tilde{v}(x = 0) = v_1 \quad (4.31)$$

$$\tilde{v}(x = L) = v_2 \quad (4.32)$$

$$\tilde{v}'(x = 0) = \theta_1 \quad (4.33)$$

$$\tilde{v}'(x = L) = \theta_2 \quad (4.34)$$

Substituindo-se as condições de contorno (4.31) a (4.34) na expressão (4.30), encontram-se para as constantes b_0 , b_1 , b_2 e b_3 os seguintes valores:

$$b_0 = v_1 \quad (4.35)$$

$$b_1 = \theta_1 \quad (4.36)$$

$$b_2 = \frac{3 \cdot (v_2 - v_1)}{L^2} - \frac{(2 \cdot \theta_1 + \theta_2)}{L} \quad (4.37)$$

$$b_3 = \frac{2 \cdot (v_1 - v_2)}{L^3} + \frac{(\theta_1 + \theta_2)}{L^2} \quad (4.38)$$

Com (4.35) a (4.38) em (4.30) obtém-se a expressão do deslocamento transversal da barra:

$$\tilde{v}(x) = v_1 + \theta_1 \cdot x + \left[\frac{3 \cdot (v_2 - v_1)}{L^2} - \frac{(2 \cdot \theta_1 + \theta_2)}{L} \right] \cdot x^2 + \left[\frac{2 \cdot (v_1 - v_2)}{L^3} + \frac{(\theta_1 + \theta_2)}{L^2} \right] \cdot x^3 \quad (4.39)$$

Os deslocamentos aproximados no eixo do elemento estão definidos pelas expressões (4.29) e (4.39). Conseqüentemente, os campos de deslocamentos $u(x,y)$ e

$v(x,y)$ também. Basta substituí-los na equação (4.23) e integrá-la para a determinação da energia de deformação da barra. Por simplicidade e sem perda de precisão, pode-se considerar que a área varie aproximadamente de forma linear, conforme a Figura 4.8.

Assim, as características geométricas para uma seção distante x do nó inicial são dadas pelas expressões:

$$A(x) = A_1 + \frac{A_2 - A_1}{L} \cdot x \quad (4.40)$$

$$I(x) = I_{z1} + \frac{I_{z2} - I_{z1}}{L} \cdot x \quad (4.41)$$

Onde:

- A_1 é a área da seção transversal do elemento no nó inicial;
- A_2 é a área da seção transversal do elemento no nó final;
- I_{z1} é o segundo momento de área do elemento no nó inicial;
- I_{z2} é o segundo momento de área do elemento no nó final.

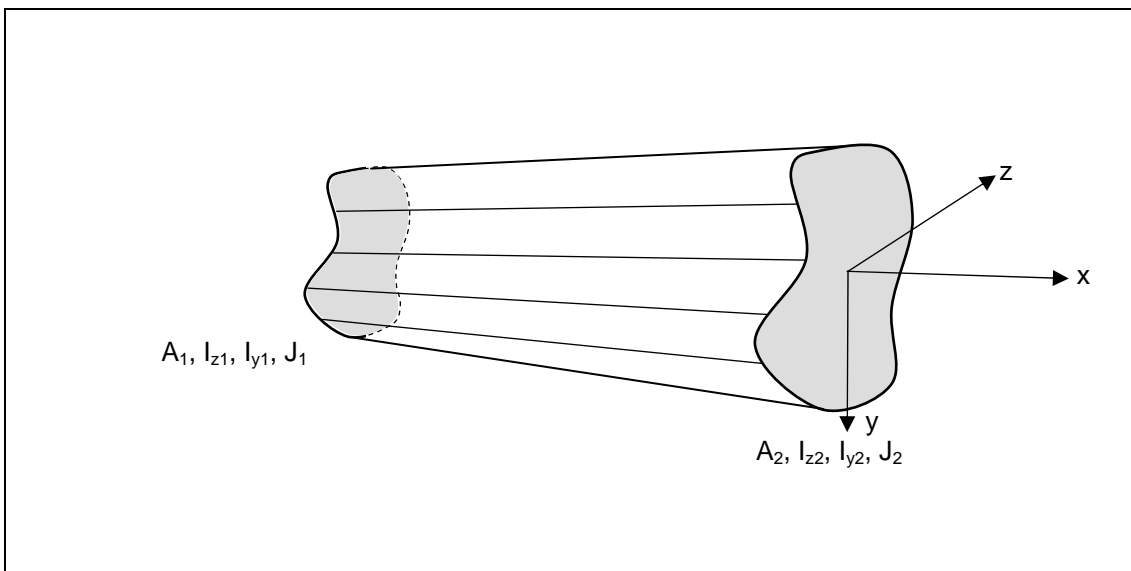


Figura 4.8 – Barra com área e inércia variáveis

Definidas as leis de variação das propriedades geométricas, deve-se substituí-las, juntamente com as expressões (4.29) e (4.39) dos campos de

deslocamentos, em (4.23). Integrando-se a expressão que define a energia de deformação, tem-se:

$$U = \frac{E}{4 \cdot L} \cdot (A_1 + A_2) \cdot (u_2 - u_1)^2 + \frac{E}{2 \cdot L} \cdot [I_{z1} \cdot (3 \cdot \theta_{z1}^2 + 2 \cdot \theta_{z1} \cdot \theta_{z2} + \theta_{z2}^2) + I_{z2} \cdot (\theta_{z1}^2 + 2 \cdot \theta_{z1} \cdot \theta_{z2} + 3 \cdot \theta_{z2}^2)] + \frac{2 \cdot E}{L^2} \cdot (v_1 - v_2) \cdot [I_{z1} \cdot (2 \cdot \theta_{z1} + \theta_{z2}) + I_{z2} \cdot (\theta_{z1} + 2 \cdot \theta_{z2})] + \frac{3 \cdot E}{L^3} \cdot (v_2 - v_1)^2 \cdot (I_{z1} + I_{z2}) \quad (4.42)$$

Os coeficientes de rigidez podem ser obtidos diretamente da energia de deformação (eq. (4.42)) por derivação parcial, de acordo com a seguinte expressão:

$$k_{ij} = \frac{\partial U}{\partial u_i \cdot \partial u_j} \quad (4.43)$$

Onde:

- u_i é o deslocamento na direção i ;
- u_j é o deslocamento na direção j .

Aplicando-se (4.43) em (4.42), obtém-se então a matriz de rigidez elástica:

$$k_e = \begin{bmatrix} \frac{E(A_1 + A_2)}{2L} & 0 & 0 & -\frac{E(A_1 + A_2)}{2L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6E(I_1 + I_2)}{L^3} & \frac{2E(2I_1 + I_2)}{L^2} & 0 & -\frac{6E(I_1 + I_2)}{L^3} & \frac{2E(I_1 + 2I_2)}{L^2} \\ 0 & \frac{2E(2I_1 + I_2)}{L^2} & \frac{E(3I_1 + I_2)}{L} & 0 & -\frac{2E(2I_1 + I_2)}{L^2} & \frac{E(I_1 + I_2)}{L} \\ -\frac{E(A_1 + A_2)}{2L} & 0 & 0 & \frac{E(A_1 + A_2)}{2L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6E(I_1 + I_2)}{L^3} & -\frac{2E(2I_1 + I_2)}{L^2} & 0 & \frac{6E(I_1 + I_2)}{L^3} & -\frac{2E(I_1 + 2I_2)}{L^2} \\ 0 & \frac{2E(I_1 + 2I_2)}{L^2} & \frac{E(I_1 + I_2)}{L} & 0 & -\frac{2E(I_1 + 2I_2)}{L^2} & \frac{E(I_1 + 3I_2)}{L} \end{bmatrix} \quad (4.44)$$

4.1.2.2 – Matriz de Rigidez de Tensões Iniciais

A matriz de rigidez de tensões iniciais é resultado do termo de segunda ordem U_{02} escrita por:

$$U_{02} = E \cdot \int_L \int_A \varepsilon_0 \cdot \varepsilon_2 \cdot dA \cdot dx \quad (4.45)$$

Substituindo-se ε_0 e ε_2 pelas expressões (4.17) e (4.15) e desenvolvendo-a, tem-se:

$$U_{02} = \int_0^L \frac{LP}{2} \cdot \left(\frac{d\tilde{v}}{dx} \right)^2 dx \quad (4.46)$$

Analogamente ao processo de dedução dos coeficientes da matriz elástica, os coeficientes da matriz K_σ são deduzidos substituindo-se a expressão (4.39) na expressão (4.46) e aplicando-se, posteriormente, a expressão (4.43). A matriz de tensões iniciais tem a seguinte forma:

$$k_\sigma = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6P}{5L} & \frac{P}{10} & 0 & -\frac{6P}{5L} & \frac{P}{10} \\ 0 & \frac{P}{10} & \frac{2PL}{15} & 0 & -\frac{P}{10} & -\frac{PL}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6P}{5L} & -\frac{P}{10} & 0 & \frac{6P}{5L} & -\frac{P}{10} \\ 0 & \frac{P}{10} & -\frac{PL}{30} & 0 & -\frac{P}{10} & \frac{2PL}{15} \end{bmatrix} \quad (4.47)$$

4.1.3 – Matriz de Rigidez do Elemento de Cabo e do Elemento de Ligação

O cabo externo é dividido em elementos que estão conectados à estrutura de concreto por meio de nós que representam os desviadores. Cada elemento é definido como uma parte do cabo entre dois desviadores ou ancoragem e desviador, conforme ilustra a Figura 4.9.a.

A matriz de rigidez do elemento de cabo é de um elemento de pórtico plano, onde:

- E_{ps} é o módulo de elasticidade do aço de protensão;
- A_{ps} é a área da seção transversal do cabo de protensão;
- L é o comprimento do cabo entre ancoragem/desviador ou desviador/desviador;
- I é o segundo momento de área com valor bem pequeno.

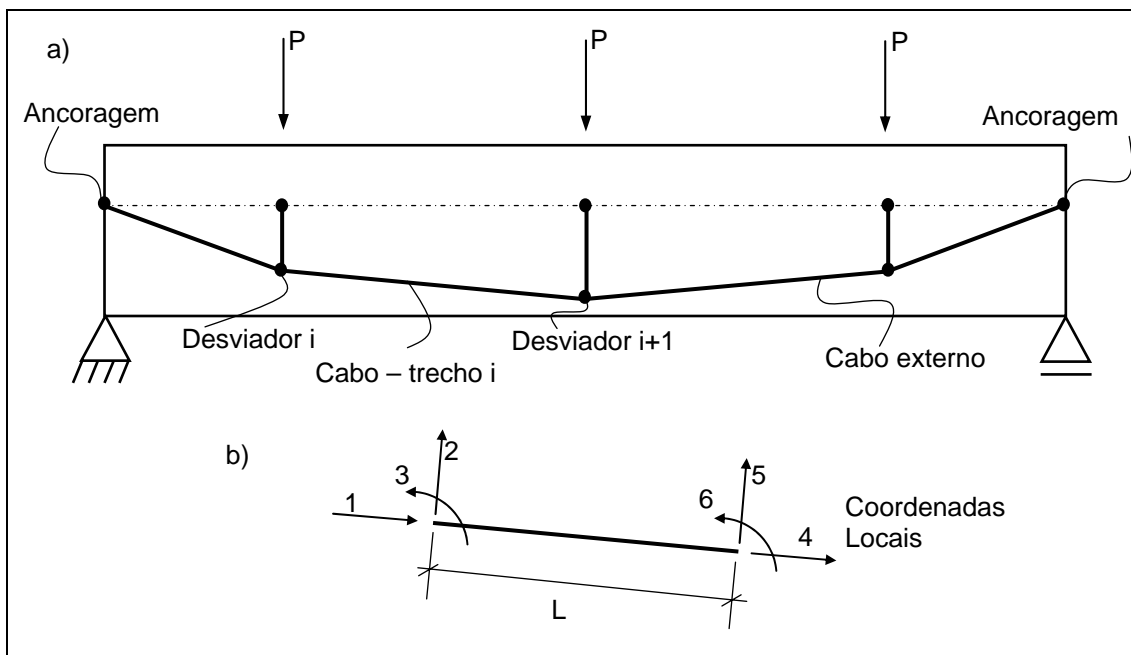


Figura 4.9 – Viga discretizada com os elementos de cabo e de ligação (el. rígido)

Os elementos de ligação que simulam os montantes também têm matriz de rigidez de um elemento de pórtico plano com:

- E – módulo de elasticidade;
- A – área da seção transversal com valor elevado;
- L – excentricidade da ancoragem ou do desviador em relação ao eixo que passa pelo centróide;
- I – segundo momento de área com valor elevado.

Os valores da área e do segundo momento de área são elevados para simular uma ligação rígida entre o cabo de protensão e a estrutura de concreto.

Porém, deve-se ressaltar que para valores muito altos em relação ao do elemento de viga, que representa a estrutura de concreto, podem surgir problemas de convergência na análise.

As matrizes de rigidez dos elementos de cabo e de ligação devem ser rotacionadas para o referencial global, pois são formadas no referencial local de cada elemento como mostra a Figura 4.9.b.

4.2 – Cargas Equivalentes de Protensão

Neste item, será apresentado o procedimento para definição de cargas externas equivalentes à protensão externa com traçado poligonal.

Considera-se que a estrutura seja reta em planta com o traçado do cabo poligonal, em cujos vértices se localizam os desviadores. A Figura 4.10 apresenta o diagrama de corpo livre de um trecho genérico entre dois pontos de desvio.

Neste caso, considera-se que:

- A trajetória do cabo é reta e definida pelas ordenadas (e_1 , e_2);
- A força de protensão F é constante ao longo do cabo, variando somente nos desviadores.

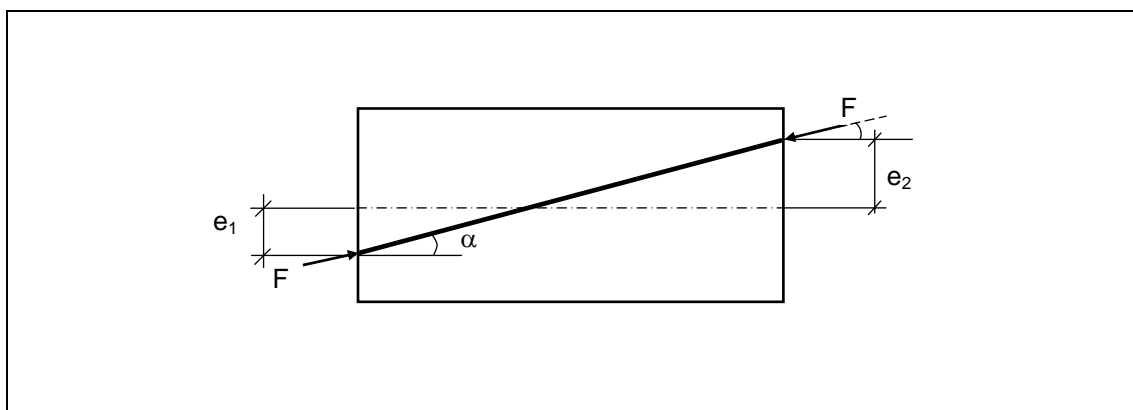


Figura 4.10 – Elemento protendido

As cargas equivalentes de protensão formam um sistema de forças auto-equilibradas. As cargas atuam nos extremos da viga – onde se encontram as ancoragens – e nos pontos onde se localizam os desviadores. O sistema de forças externas, equivalentes aos efeitos da protensão no trecho genérico, tem a seguinte representação:

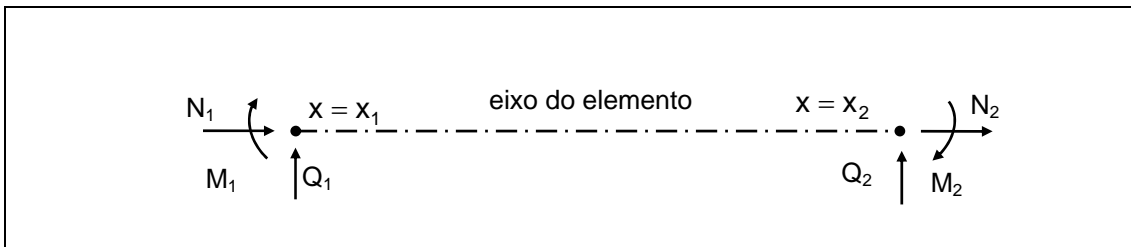


Figura 4.11 – Decomposição das forças de protensão

Os cabos na pós-tensão externa não serão representados por um único cabo resultante passando pelo eixo da obra. Eles serão tratados um a um, transformando a protensão em carga equivalente, por meio de um programa elaborado em FORTRAN. Após o cálculo de todas as forças, estas serão acumuladas em um vetor final com a carga equivalente resultante.

Como será abordado somente o desenvolvimento do cabo em elevação, os eixos globais são representados por XY. A Figura 4.12 ilustra um trecho genérico, para definição dos elementos necessários para o cálculo da carga externa equivalente.

Observando-se a Figura 4.12 tem-se que:

$$e_1 = V_{s1} - d_1 \quad (4.48)$$

$$e_2 = V_{s2} - d_2 \quad (4.49)$$

Na Figura 4.12 apresenta-se ainda composição da coordenada y do eixo do elemento (y_1, y_2), definida em função da cota do greide (C_1, C_2):

$$Y_1 = C_1 - V_{s1} \quad (4.50)$$

$$Y_2 = C_2 - V_{s2} \quad (4.51)$$

Onde:

- V_s é a distância da fibra superior ao centróide da seção;
- d é a distância vertical entre o greide e o cabo.

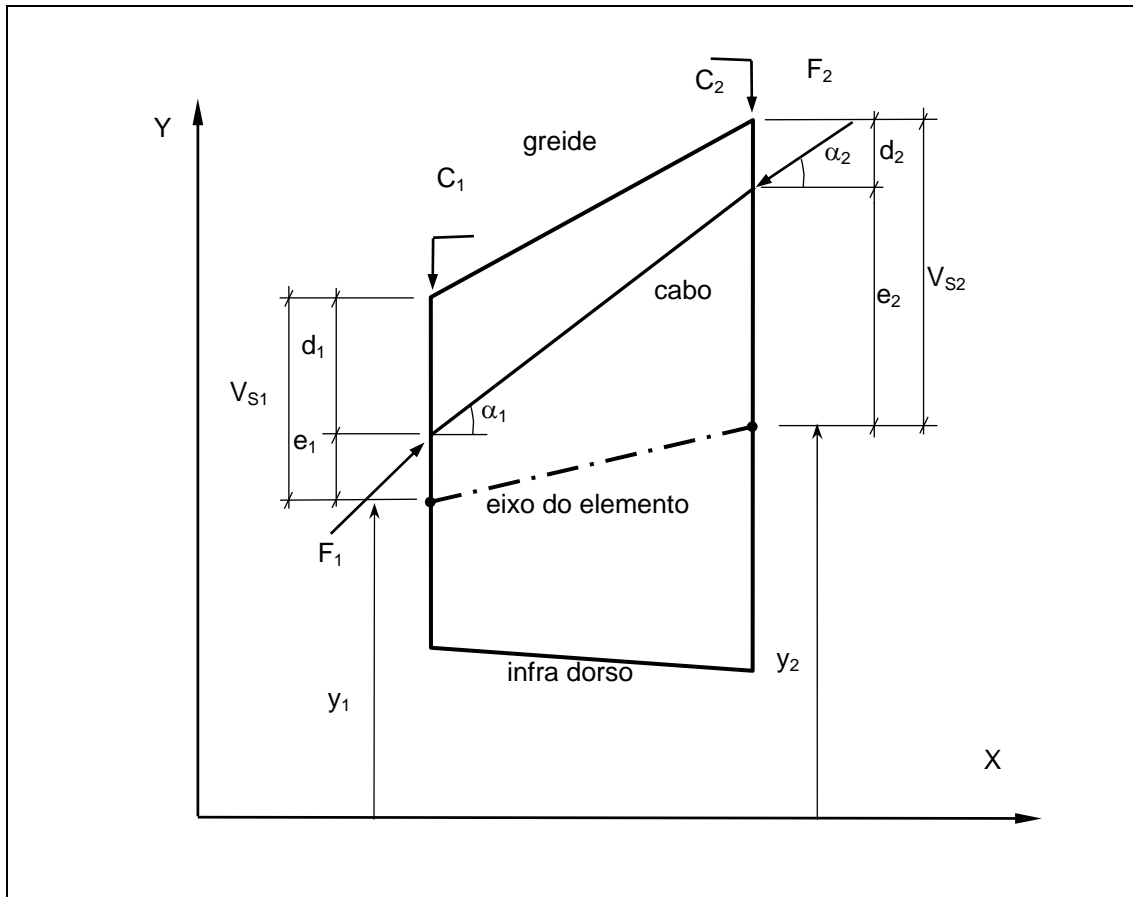


Figura 4.12 – Definição do cabo de protensão

A variação de tensão no cabo, em função das perdas de protensão, acontece nos desviadores e nas ancoragens. A Figura 4.13 apresenta os trechos, inicial e final, de uma viga representando as ancoragens e um trecho i de um elemento, com o cabo passando pelo desviador. As forças de protensão F_i e F_{i-1} não são iguais devido às perdas que ocorrem neste ponto. O ângulo α é a inclinação do cabo tanto nas ancoragens quanto nos desviadores.

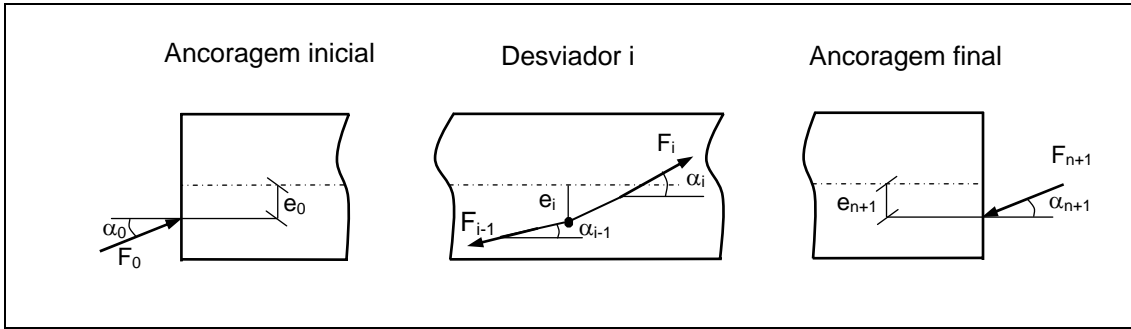


Figura 4.13 – Ações da protensão externa – cabo com n desviadores

A Figura 4.14 apresenta as componentes horizontal, vertical e o momento de cada um dos trechos no eixo da estrutura. Para isso, a força de protensão F é decomposta nos eixos XY utilizando-se o ângulo α . E, após o equilíbrio de forças, multiplicando-se a componente horizontal, H , pela excentricidade do cabo em relação ao eixo, tem-se o momento atuante na seção.

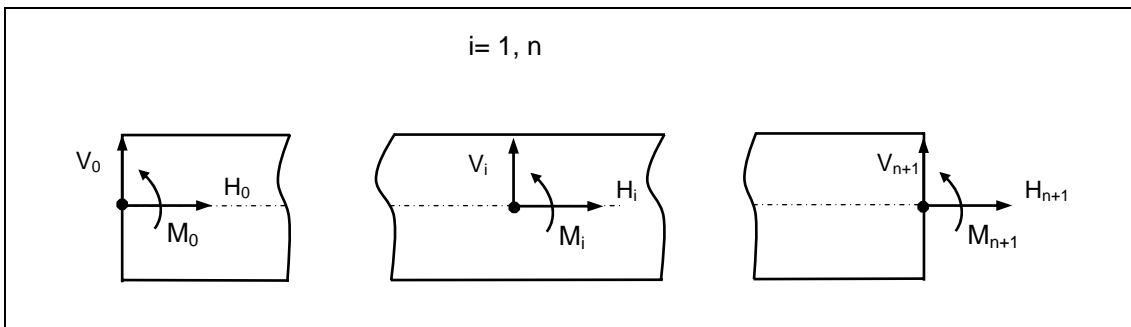


Figura 4.14 – Cargas nodais equivalentes à protensão externa

As expressões das componentes H , V e M para cada trecho são:

Ancoragem inicial

$$H_0 = F_0 \cdot \cos \alpha_0 \quad (4.52)$$

$$V_0 = F_0 \cdot \sen \alpha_0 \quad (4.53)$$

$$M_0 = H_0 \cdot e_0 \quad (4.54)$$

Desviador i

$$H_i = F_i \cdot \cos \alpha_i - F_{(i-1)} \cdot \cos \alpha_{(i-1)} \quad (4.55)$$

$$V_i = F_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i - F_{(i-1)} \cdot \operatorname{sen} \alpha_{(i-1)} \quad (4.56)$$

$$M_i = H_i \cdot e_i \quad (4.57)$$

Para $i = 1, n$.

Ancoragem final

$$H_{n+1} = F_{n+1} \cdot \cos \alpha_{n+1} \quad (4.58)$$

$$V_{n+1} = F_{n+1} \cdot \operatorname{sen} \alpha_{n+1} \quad (4.59)$$

$$M_{n+1} = H_{n+1} \cdot e_{n+1} \quad (4.60)$$

Aplicam-se estas expressões em todos os cabos de protensão, acumulando-se em um vetor as forças equivalentes de protensão para a análise estrutural.

4.3 – Deslizamento do Cabo sobre os Desviadores

O cabo, como foi exposto no capítulo 3, pode deslizar ou não sobre os desviadores. Há três condições a definir: deslizamento impedido, deslizamento livre e deslizamento em função do atrito entre o cabo e o desviador.

Na primeira condição, o cabo está preso ao dispositivo, impedindo que o deslizamento ocorra. Neste caso, a força no cabo, após a deformação da estrutura em cada etapa de carga, é distinta em cada trecho de cabo. Entretanto, há situações em que a aderência total entre o cabo e o desviador é indesejável, tais como: a

necessidade em se aplicar novamente a protensão no cabo ou até mesmo a substituição do mesmo.

Quando o cabo desliza livremente pelo desviador, a força no cabo deve ser constante, mesmo após a ação do carregamento. Porém, ao se considerar a existência do atrito entre o desviador e o cabo, o deslizamento pode ou não acontecer. O deslizamento depende da intensidade da força de protensão em trechos de cabos adjacentes, do coeficiente de atrito nos desviadores e do ângulo de desvio da trajetória. Esse coeficiente de atrito é uma característica do desviador, pois depende do tipo e do material empregado na sua construção.

4.3.1 – Efeito do Deslizamento Livre do Cabo sobre os Desviadores

Para se estabelecer um modelo de análise considera-se uma estrutura com um cabo externo dividido em n trechos. Entende-se por trecho um segmento de cabo entre dois desviadores. A determinação da força no cabo que desliza livremente sobre os desviadores deve seguir os seguintes passos:

- Calcula-se a força de protensão F_i em cada trecho de cabo em cada incremento de carga;
- Denomina-se de L_i o comprimento em cada trecho de cabo. A força no cabo entre as ancoragens é determinada através da média entre as forças em cada trecho de cabo por meio da expressão:

$$F_{med} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (4.61)$$

- Para o próximo incremento de carga, a força no cabo de protensão passa ser a média entre as forças nos trechos de cabo, F_{med} .

Se na estrutura de concreto houver mais de um cabo de protensão externo, aplica-se o mesmo procedimento para cada cabo.

4.3.2 – Efeito do Atrito no Deslizamento do Cabo sobre os Desviadores

Após a protensão, a força no cabo sofre uma variação ao longo do seu comprimento devido às perdas por atrito. Com a ação do carregamento sobre a estrutura, a força no cabo aumenta. Se a diferença entre as forças entre dois trechos de cabos adjacentes (i e j), ilustrados na Figura 4.15, vencer a resistência ao atrito, o cabo desliza.

O deslizamento pode ocorrer em mais de um desviador ao mesmo tempo. Assim, a força no cabo é redistribuída ao longo do seu comprimento, interferindo na deformação de toda a estrutura. Em alguns trechos a força tem o seu valor majorado e em outros atenuados (cf. Fig. 3.11).

O estudo aqui exposto baseia-se na formulação proposta por MARTINS (1989) baseada em VIRLOGEUX (1983) e programada por DESIR (1993). Considere um traçado típico de cabo com três desviadores presos ao longo da viga, ilustrados na Figura 4.15. O cabo está dividido em quatro trechos: h , i , j e k .

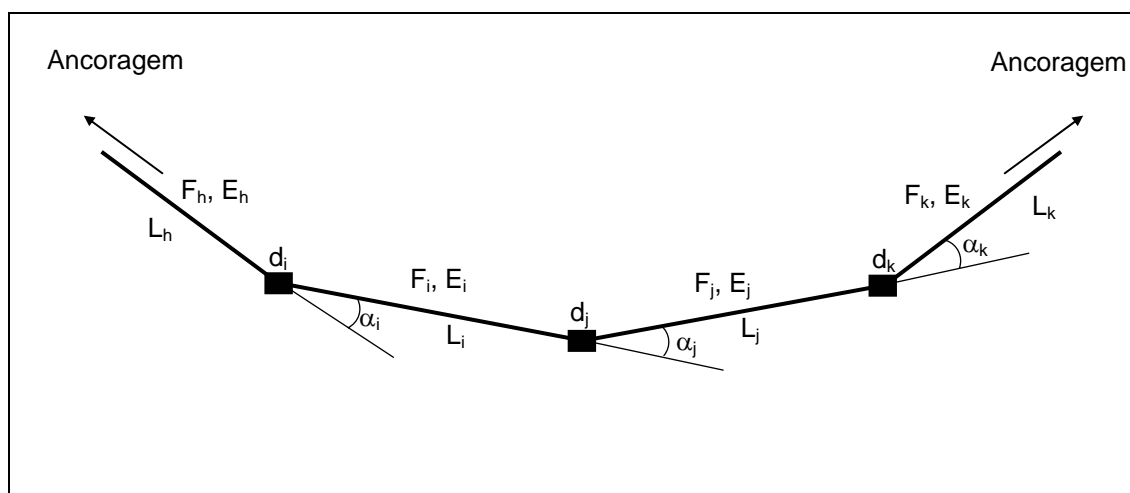


Figura 4.15 – Traçado típico de um traçado de cabo de protensão externa

Denominam-se de F_h , F_i , F_j e F_k as forças em cada trecho de cabo, normalmente distintas entre si. Essas forças são fornecidas pela análise após cada incremento de carga.

Examinam-se, inicialmente, dois trechos de cabo contíguos: trechos i e j da Figura 4.15. O equilíbrio entre os dois trechos i e j , em torno do desviador d_j , existe se:

$$F_i \cdot e^{-\mu_j \cdot \alpha_j} < F_j < F_i \cdot e^{\mu_j \cdot \alpha_j} \quad (4.62)$$

Onde:

- μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e o desviador;
- α é o ângulo de desvio entre os dois trechos.

Caso haja uma igualdade entre as forças na expressão (4.62), o equilíbrio chegou ao limite e o deslizamento está iminente.

O deslizamento pode ocorrer tanto para direita quanto para a esquerda, dependendo da intensidade das forças F_i e F_j . Portanto, se:

$$F_i > F_j \cdot e^{\mu_j \cdot \alpha_j} \Rightarrow \text{Deslizamento para esquerda} \quad (4.63)$$

$$F_i \cdot e^{\mu_j \cdot \alpha_j} < F_j \Rightarrow \text{Deslizamento para direita} \quad (4.64)$$

4.3.2.1 – Deslizamento em um Único Desviador

Primeiramente é abordado o deslizamento do cabo sobre um único desviador. Considera-se que as forças nos trechos contíguos i e j , em torno do desviador d_i , não estejam em equilíbrio. A equação (4.62) não está satisfeita e o deslizamento pode ocorrer.

O deslizamento do cabo sobre o desviador produz uma variação nas forças dos trechos em questão. Essa variação restabelece o equilíbrio entre as forças nos trechos i e j e o deslizamento cessa. As expressões, a seguir, indicam esse equilíbrio:

$$(F_i - \Delta F_i) = (F_j + \Delta F_j) \cdot e^{\mu_i \cdot \alpha_i} \Rightarrow \text{Deslizamento para esquerda} \quad (4.65)$$

$$(F_j + \Delta F_j) \cdot e^{\mu_j \cdot \alpha_j} = (F_i - \Delta F_i) \Rightarrow \text{Deslizamento para direita} \quad (4.66)$$

Com

$$\Delta F_i = \frac{E_{psi} \cdot \delta_i \cdot A_{ps}}{L_i} \quad (4.67)$$

e

$$\Delta F_j = \frac{E_{psj} \cdot \delta_j \cdot A_{ps}}{L_j} \quad (4.68)$$

Onde:

- E_{ps} é o módulo de elasticidade longitudinal do cabo;
- A_{ps} é a área da seção transversal do cabo;
- L é o comprimento do trecho de cabo correspondente;
- δ é o deslizamento ocorrido.

Nota-se que os deslizamentos $\delta_i = \delta_j$ são iguais, pois o comprimento de cabo que um trecho ganha é o mesmo que o trecho adjacente perde.

A substituição de (4.67) e (4.68) em (4.65) ou em (4.66) fornece a expressão geral para o cálculo do deslizamento δ dos dois trechos analisados, observando-se que os índices 1 e 2 definem as características dos trechos de cabo com a maior e a menor força de protensão, respectivamente.

$$\delta = \frac{F_1 \cdot e^{-\mu \cdot \alpha} - F_2}{A_{ps} \cdot \left(\frac{E_{ps2}}{L_2} + \frac{E_{ps1} \cdot e^{-\mu \cdot \alpha}}{L_1} \right)} \quad (4.69)$$

Mas como:

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_{ps}} \quad (4.70)$$

Tem-se:

$$\delta = \frac{\sigma_1 \cdot e^{-\mu \cdot \alpha} - \sigma_2}{\left(\frac{E_{ps2}}{L_2} + \frac{E_{ps1} \cdot e^{-\mu \cdot \alpha}}{L_1} \right)} \quad (4.71)$$

Tanto a equação (4.69) quanto (4.71) fornecem o valor do deslizamento do cabo em um único desviador. Em geral, em vigas com vários desviadores, o deslizamento do cabo não acontece em um ponto isolado, e sim, simultaneamente em vários pontos. Surge, assim, a necessidade em se estudar o deslizamento múltiplo, ou seja, em mais de um desviador.

4.3.2.2 – Deslizamento Múltiplo

A viga pode ter vários desviadores ao longo do seu comprimento para alterar a trajetória do cabo. Os desviadores, não necessariamente, devem ser de um mesmo tipo, conforme foi visto no capítulo 3. Portanto, cada desviador pode apresentar um coeficiente de atrito e um ângulo de desvio. Além disso, o sentido do deslizamento não é único, depende das condições de carregamento, tornando-se assim uma incógnita do problema.

Nota-se a partir das eq. (4.65) e (4.66) que a força de protensão, nos trechos de cabo onde houve o deslizamento, é modificada. Conseqüentemente, a tensão também. Essa alteração da tensão pode provocar uma variação nas condições de equilíbrio entre os trechos de cabos dos desviadores adjacentes, gerando um deslizamento simultâneo em vários desviadores.

MARTINS (1989), observando a equação de equilíbrio dos desviadores, formulou uma equação matricial que permite calcular os deslizamentos existentes nos desviadores em cada cabo da viga. DÉSIR (1993), em sua pesquisa para o doutorado, programou esta formulação para vigas contínuas.

As equações (4.65) e (4.66) exprimem o equilíbrio entre dois trechos de cabos contíguos a um único desviador. Essas duas equações podem ser reescritas como:

$$(F_i + \Delta F_i) = (F_j + \Delta F_j) \cdot \beta \quad (4.72)$$

Onde:

$$\beta = \pm e^{\mu_j \cdot \alpha_j} \quad (4.73)$$

O sinal positivo indica um deslizamento para direita e o negativo um deslizamento para esquerda.

Os acréscimos de força ΔF_i e ΔF_j podem ser positivo ou negativo dependendo do sentido do deslizamento.

A Figura 4.15 ilustra um trecho de uma viga com três desviadores. Aplica-se a equação (4.72) nos desviadores d_i , d_j e d_k , formando-se as equações de equilíbrio:

$$(F_j + \Delta F_j) = (F_i + \Delta F_i) \cdot \beta_i \quad (4.74)$$

$$(F_k + \Delta F_k) = (F_j + \Delta F_j) \cdot \beta_j \quad (4.75)$$

$$(F_l + \Delta F_l) = (F_k + \Delta F_k) \cdot \beta_k \quad (4.76)$$

Reordenando as expressões (4.74), (4.75) e (4.76), tem-se:

$$\Delta F_j \cdot \beta_i - \Delta F_i = F_j - F_i \cdot \beta_i \quad (4.77)$$

$$\Delta F_j \cdot \beta_j - \Delta F_k = F_k - F_j \cdot \beta_j \quad (4.78)$$

$$\Delta F_k \cdot \beta_k - \Delta F_l = F_l - F_k \cdot \beta_k \quad (4.79)$$

A variação de força, ΔF , pode ser expressa por:

$$\Delta F = \Delta \sigma \cdot A_{ps} \quad (4.80)$$

Mas,

$$\Delta \sigma = \Delta \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \quad (4.81)$$

Então:

$$\Delta F = \Delta \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \quad (4.82)$$

Considerando-se o trecho limitado por dois desviadores d_i e d_j , a variação da deformação neste trecho é:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\delta_i - \delta_j}{L_j} \quad (4.83)$$

Analisa-se, inicialmente, o equilíbrio somente em torno do desviador d_j . Substituindo-se a equação (4.83) em (4.82), as variações das forças ΔF_j e ΔF_k podem ser escritas como:

$$\Delta F_j = \frac{E_{psj} \cdot (\delta_i - \delta_j)}{L_j} \cdot A_{ps} \quad (4.84)$$

$$\Delta F_k = \frac{E_{psk} \cdot (\delta_j - \delta_k)}{L_k} \cdot A_{ps} \quad (4.85)$$

Substituindo-se (4.84) e (4.85) em (4.78) obtém-se a equação de equilíbrio para o desviador d_j , contemplando as tensões nos trechos adjacentes e os deslizamentos do cabo sobre desviadores contíguos:

$$\frac{E_{psj} \cdot (\delta_i - \delta_j)}{L_j} \cdot A_{ps} \cdot \beta_j - \frac{E_{psk} \cdot (\delta_j - \delta_k)}{L_k} \cdot A_{ps} = F_k - F_j \cdot \beta_j \quad (4.86)$$

Dividindo-se a expressão (4.86) por A_{ps} e reordenando-a em função das incógnitas (δ), tem-se:

$$\left(\frac{E_{psj} \cdot \beta_j}{L_j}\right) \cdot \delta_i - \left(\frac{E_{psj} \cdot \beta_j}{L_j} + \frac{E_{psk}}{L_k}\right) \cdot \delta_j + \frac{E_{psk}}{L_k} \cdot \delta_k = \sigma_k - \sigma_j \cdot \beta_j \quad (4.87)$$

Sob a forma matricial, a equação passa ser escrita como:

$$[E] \cdot \{\delta\} = \{T\} \quad (4.88)$$

Generalizando a expressão (4.88) para n desviadores,

$$\begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & & & 0 \\ & \dots & & & \\ & E_{ji} & E_{jj} & E_{jk} & \\ & & & \dots & \\ 0 & & & E_{nn-1} & E_{nn} \end{bmatrix} \cdot \left\{ \delta_i \right\} = \left\{ T_i \right\} \quad (4.89)$$

Onde:

$$E_{jh} = \frac{E_{psj} \cdot \beta_j}{L_j} \quad (4.90)$$

$$E_{jj} = -\frac{E_{psj} \cdot \beta_j}{L_j} - \frac{E_{psk}}{L_k} \quad (4.91)$$

$$E_{jk} = \frac{E_{psk}}{L_k} \quad (4.92)$$

$$T_j = \sigma_k - \sigma_j \cdot \beta_j \quad (4.93)$$

A equação (4.89) calcula os deslocamentos que incidem em cada desviador. A pré-condição existente é conhecer, inicialmente, em quais desviadores pode ocorrer o deslizamento. Para isso, aplica-se a equação (4.62) nos n desviadores.

Monta-se o sistema de equações na forma matricial. Nas linhas onde não há o deslizamento aplica-se a técnica dos “zeros e uns”, ou seja:

$$E_{jj} = 1 \quad (4.94)$$

$$E_{jk} = E_{kj} = 0 \quad (4.95)$$

$$T_j = 0 \quad (4.96)$$

A influência do deslizamento dos cabos sobre os desviadores e do número de desviadores distribuídos na estrutura é investigado no Apêndice A, por meio de resultados de uma análise paramétrica. Observa-se que o deslizamento do cabo sobre os desviadores ocorre no Estado Limite Último, resultando em uma redistribuição das forças nos diversos trechos do cabo de protensão; e que, segundo resultados apresentados no Apêndice A, a inserção de um desviador na seção de maior deslocamento vertical do vão é suficiente para reduzir o efeito de segunda ordem e, conseqüentemente, aumentar a resistência da estrutura.

4.4 – Relações Constitutivas dos Materiais

Os materiais, concreto, aço ativo e aço passivo, são representados pelas leis de comportamento no estado uniaxial de tensões. Detalham-se os critérios adotados para a formulação dessas leis.

4.4.1 – Concreto

A relação de tensão-deformação uniaxial à compressão e à tração, adotada neste trabalho, é a do MC90 do CEB (1990). O limite de aplicabilidade da curva apresentada pelo CEB é para concretos com resistência característica, f_{ck} , até 80 MPa.

O diagrama tensão-deformação está representado na Figura 4.16. A curva é caracterizada por dois trechos. O trecho inicial é ascendente com o módulo de elasticidade tangente na origem E_c . O ponto máximo corresponde a uma deformação ε_{c1} e ao valor médio da resistência à compressão do concreto, f_{cm} . A partir deste ponto, inicia-se o trecho descendente que se prolonga até o ponto de deformação última (ε_{cu}) e resistência última (σ_{cu}). A relação tensão-deformação até este ponto pode ser

aproximada pela equação (4.97). Para deformações além de ε_{cu} , representada pela linha tracejada, a relação tensão-deformação pode ser aproximada segundo a expressão (4.102).

A resistência à compressão no concreto para $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu}|$ é dada por:

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (4.97)$$

Onde:

- σ_c é a tensão de compressão, em MPa;
- ε_c é a deformação de compressão;
- ε_{c1} é a deformação correspondente à resistência máxima, igual a 0,0022;
- f_{cm} é o valor médio da resistência à compressão do concreto, em MPa;
- E_{c1} é o módulo de elasticidade longitudinal secante da origem até a resistência de compressão f_{cm} ;
- E_c é o módulo de elasticidade longitudinal tangente.

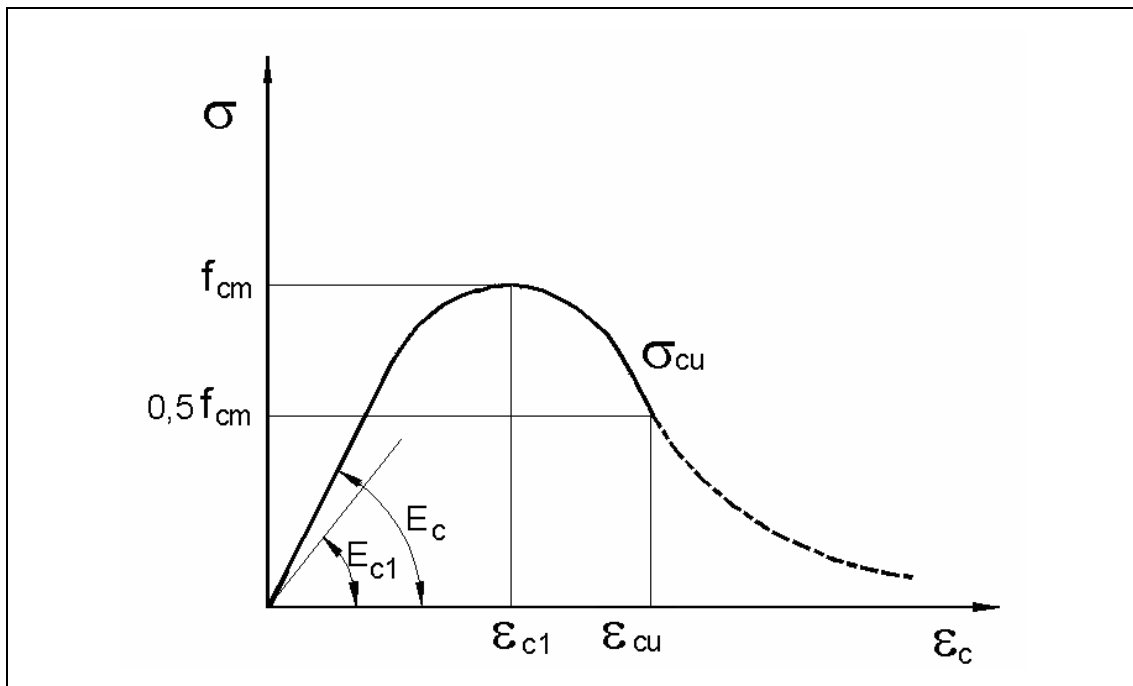


Figura 4.16 – Diagrama tensão-deformação do concreto à compressão – CEB-90

Para especificações de projeto o CEB-90 define f_{cm} como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8, \text{ em MPa} \quad (4.98)$$

O módulo de elasticidade longitudinal secante é definido por:

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{0,0022} \quad (4.99)$$

O módulo de elasticidade longitudinal tangente para o concreto é estimado como:

$$E_c = 2,15 \times 10^4 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3} \quad (4.100)$$

Com:

- $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

A deformação ε_{cu} , correspondente a $\sigma_{cu} = 0,5 \cdot f_{cm}$ é dada por:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_c}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{E_c}{2 \cdot E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{0,5} \quad (4.101)$$

Para valores de $|\varepsilon_c| > |\varepsilon_{cu}|$, a resistência à compressão no concreto passa a ser calculada como:

$$\sigma_c = \left[\left(\frac{\xi}{\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} - \xi} \right) \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} \cdot f_{cm} \quad (4.102)$$

Com:

$$\xi = \frac{4 \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_c}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \cdot \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2 \right) + 1 \right]^2} \quad (4.103)$$

O tramo descendente parabólico pode ser substituído por uma reta, conforme ilustra o diagrama da Figura 4.17.

Assim, a expressão para o cálculo da tensão σ_{cu} , para uma deformação ε_c compreendida entre ε_{c1} e $n \cdot \varepsilon_{cu}$ é calculada por:

$$\sigma_c = \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \cdot \frac{0,8}{n-1} - \frac{n-0,2}{n-1} \right) \cdot f_{cm} \quad (4.104)$$

Onde:

- n depende do valor da resistência do Concreto. A Tabela 4.1 apresenta os valores tabelados pelo CEB-90.

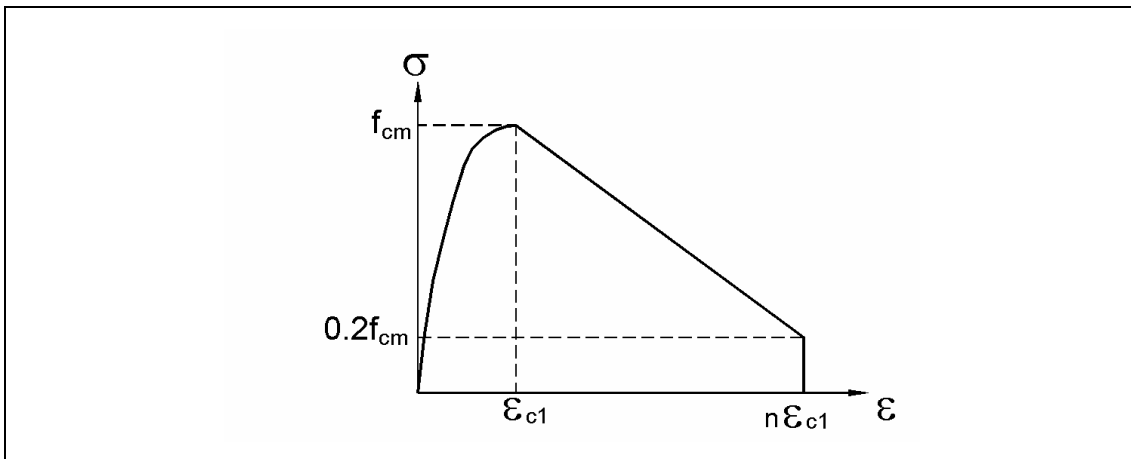


Figura 4.17 – Diagrama tensão-deformação simplificado – CEB-90

Tabela 4.1 – Valores para o coeficiente n

Concreto	C20	C40	C60	C80
n	3	2	1,5	1,2

A resistência do concreto à tração segue o comportamento descrito pelo diagrama da Figura 4.18.

O comportamento correspondente à tração para $\sigma_{ct} \leq 0,9 \cdot f_{ctm}$ é definido por:

$$\sigma_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_{ct} \quad (4.105)$$

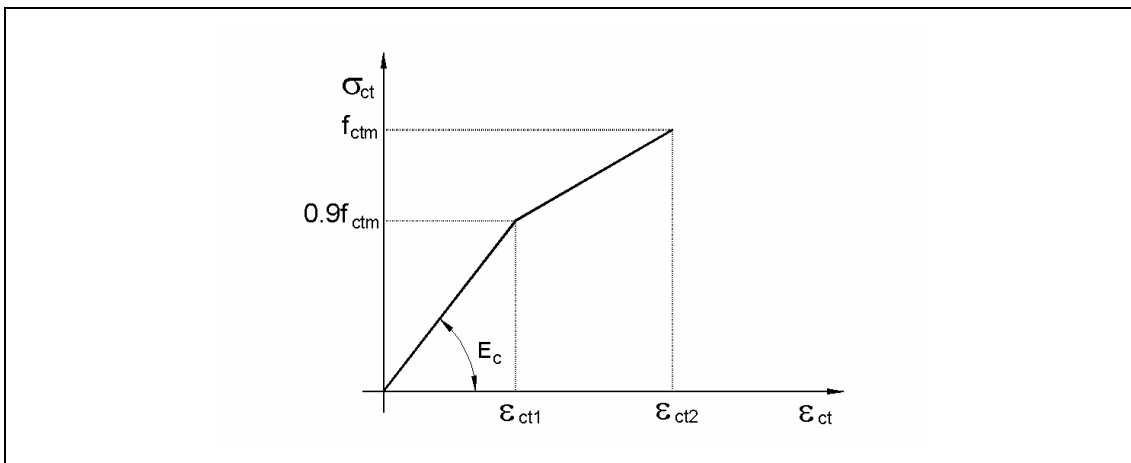


Figura 4.18 – Diagrama tensão-deformação do concreto à tração – CEB-90

Para o segundo tramo, onde $0,9 \cdot f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$, a expressão de cálculo de σ_{ct} é:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} - \frac{0,1 \cdot f_{ctm}}{0,00015 - \frac{0,9 \cdot f_{ctm}}{E_c}} \cdot (0,00015 - \varepsilon_{ct}) \quad (4.106)$$

Onde:

- σ_{ct} é a tensão de tração, em MPa;
- ε_{ct} é a deformação de tração;
- E_c é o módulo de elasticidade longitudinal tangente, calculado pela eq. (4.100);
- f_{ctm} é a resistência à tração dada por:

$$f_{ctm} = \alpha_{fct,m} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}, \text{ em MPa} \quad (4.107)$$

Onde:

- $\alpha_{fct,m} = 1,4$ MPa;
- $f_{ck0} = 10$ MPa.

E, finalmente, o valor de ε_{ct1} é definido por:

$$\varepsilon_{ct1} = \frac{0,9 \cdot f_{ctm}}{E_c} \quad (4.108)$$

4.4.2 – Aço

As leis de comportamento para as armaduras ativas e passivas seguem a Norma Brasileira NBR – 6118 (2003).

Aço Passivo

Os aços passivos são laminados a quente. O diagrama que ilustra o comportamento tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou ser obtido por meio de ensaios de tração realizados segundo a NBR 6152. O diagrama para cálculo nos Estados-Limite de Serviço e Último pode ser simplificado conforme a lei elasto-plástica mostrada no diagrama da Figura 4.19. O diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20° C e 150° C e pode ser aplicado tanto para tração quanto para compressão.

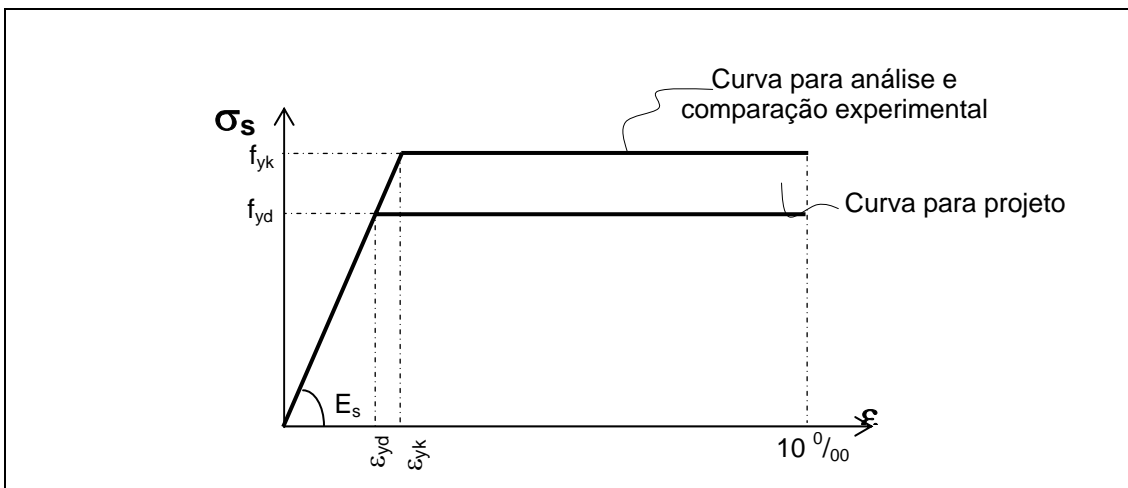


Figura 4.19 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivos – NBR 6118 – 2003

Os valores da tensão, σ_s , no aço passivo são dados por:

- $|\sigma_s| = f_{yk}$ para $|\varepsilon \cdot E_s| > f_{yk}$;
- $\sigma_s = \varepsilon \cdot E_s$ para $|\varepsilon \cdot E_s| \leq f_{yk}$;
- $E_{s,tan} = E_s$ para $|\sigma_s| \leq f_{yk}$;
- $E_{s,tan} = 0$ para $|\sigma_s| > f_{yk}$.

O módulo de elasticidade longitudinal, $E_{s,tan}$, pode ser admitido igual a 210 GPa na ausência de ensaios que forneçam este valor.

Aço Ativo

O diagrama que ilustra o comportamento tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou ser obtido por meio de ensaios de tração realizados segundo a NBR 6349. Para o cálculo nos Estados-Limite de Serviço e Último pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 4.20. O diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração quanto para compressão.

O módulo de elasticidade longitudinal, $E_{ps,tan}$, pode ser admitido igual a 200 GPa para fios e cordoalhas na ausência de ensaios que forneçam este valor.

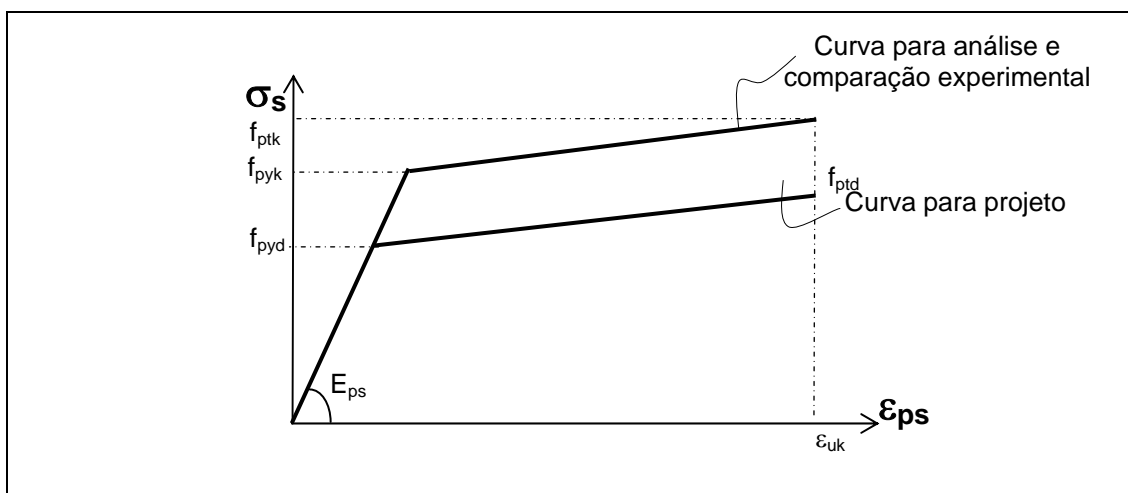


Figura 4.20 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas – NBR 6118 - 2003

Nas correlações numérico-experimentais foi utilizada uma curva ajustada, calibrada com os ensaios dos aços, passivo e ativo.

4.5 – Abertura das Juntas

As vigas formadas por segmentos, combinadas com o emprego da protensão externa como meio de resistência ao carregamento atuante, são, freqüentemente, usadas na construção de pontes. Se na união das aduelas é utilizada, por exemplo, resina epóxi, esta auxilia na manutenção da união das juntas, quando surge uma pequena tração nas fibras inferiores ou superiores.

Porém, se os segmentos são justapostos não colados, não existe a resistência à tração entre as aduelas. Com o aumento do carregamento atuante, a tensão de compressão, tanto nas fibras inferiores quanto nas superiores, pode passar a ser de tração, levando à abertura das juntas. Assim, o modelo estrutural idealizado inicialmente, é modificado.

A Figura 4.21.a ilustra uma viga formada por aduelas justapostas com um cabo protendido externamente à estrutura. O modelo estrutural com os elementos

representando a viga, o cabo e os desviadores, está representado por uma linha cheia vermelha.

Aumenta-se o valor das cargas acidentais de forma incremental. Para cada incremento de carga corrige-se a geometria do modelo.

A partir do momento em que a tensão normal em uma seção, seja nas fibras superior ou inferior, se iguale a zero, qualquer carga adicional aplicada à estrutura faria com que a seção sofresse tração, causando uma abertura entre os elementos, conforme mostra a Figura 4.21.b.

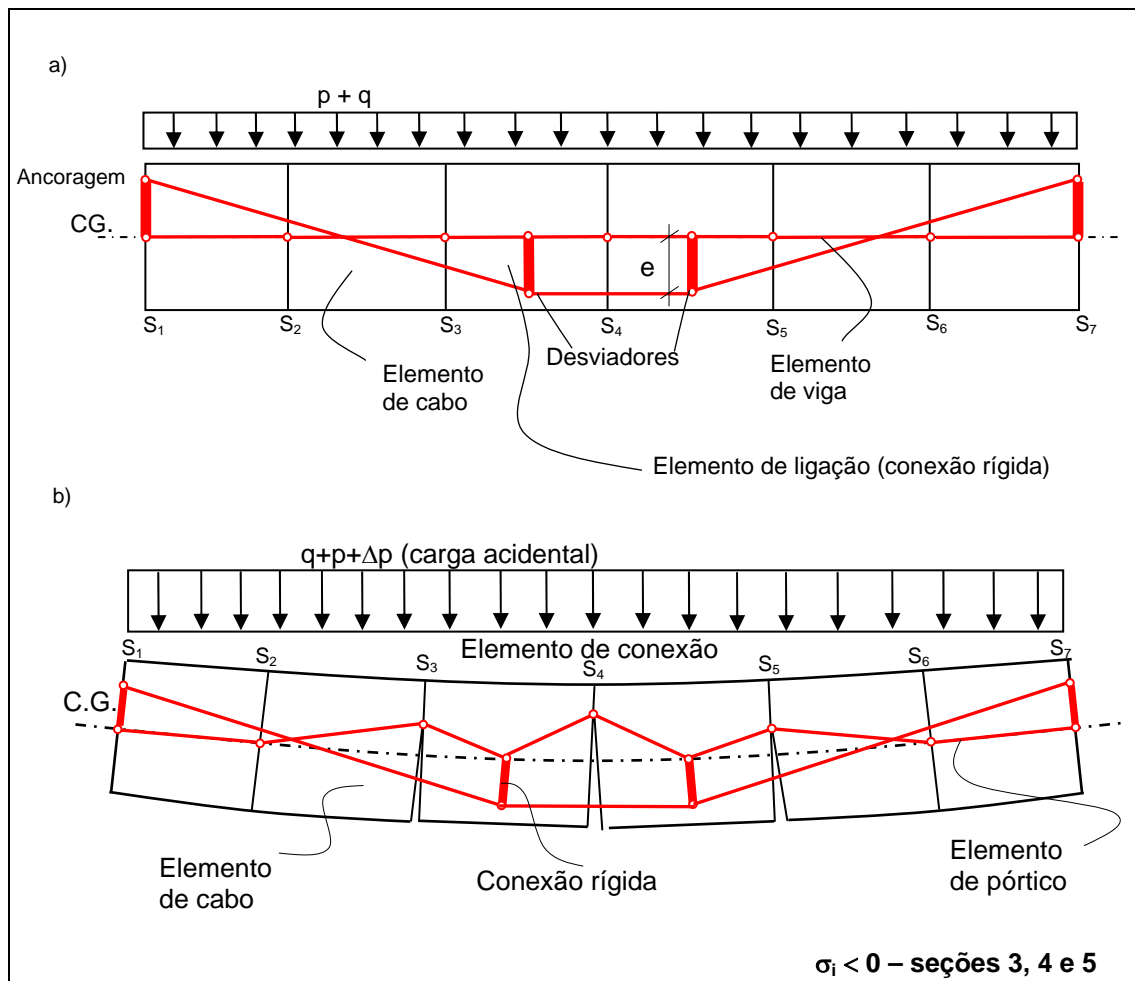


Figura 4.21 – Modelagem considerando-se a abertura de juntas devido ao aumento da carga acidental

O esquema da Figura 4.22 ilustra como se processa a abertura entre as aduelas.

Observando-se a Figura 4.22.a, tanto as fibras inferiores quanto as superiores estão comprimidas. A superfície de contato entre as aduelas tem a altura idêntica à altura das aduelas ($h_{contato} = h_{total}$). As coordenadas dos elementos de pórtico que representam a viga são coincidentes com o centróide.

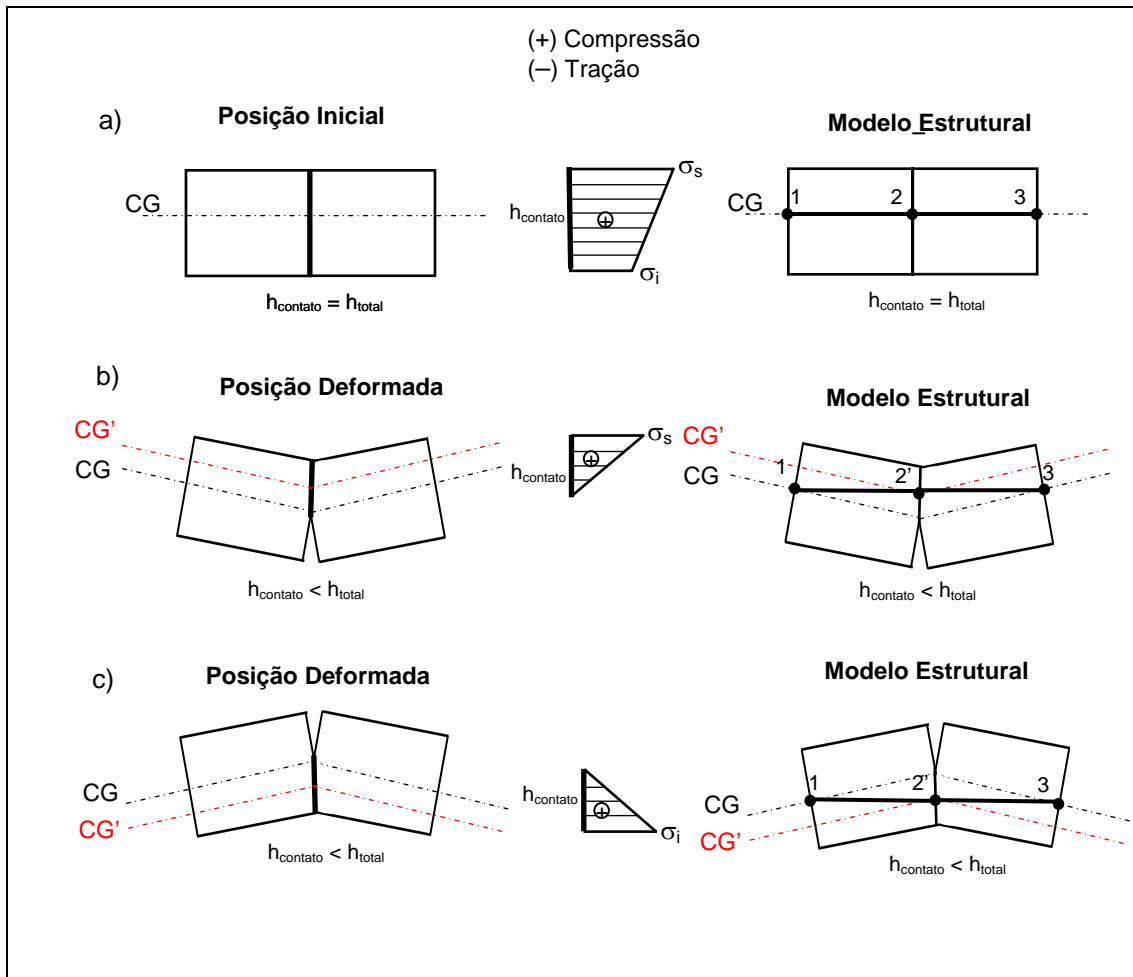


Figura 4.22 – Variação de tensões nas superfícies de aduelas vizinhas

Caso a tensão normal às fibras inferiores passe a ser de tração (Figura 4.22.b), surgirá uma abertura entre as superfícies vizinhas da seção, caracterizando um afastamento das aduelas. A altura de contato passa a ser menor que a altura total da aduela ($h_{contato} < h_{total}$). Esta nova altura de contato é determinada geometricamente a partir do valor das tensões nas fibras inferiores e superiores. As tensões são calculadas com a expressão fornecida pela Resistência dos Materiais:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_z \cdot y}{I_z} \quad (4.109)$$

Onde:

- N é igual ao esforço normal na seção;
- M_z é igual ao momento fletor na seção;
- y é a distância da fibra onde se deseja calcular a tensão ao centróide da seção transversal;
- A é a área da superfície de contato entre as aduelas;
- I_z é o segundo momento de área da superfície de contato entre as aduelas.

O processo de cálculo da tensão é simplificado. Para tornar possível o emprego dessa equação (4.124), consideram-se que as variáveis A (área da seção transversal), I (segundo momento de área) e E (módulo de elasticidade longitudinal tanto do aço quanto do concreto) tenham seus valores, praticamente, estabilizados dentro de um mesmo passo de carga. Ou seja, a variação é pequena, tornando o erro, caso exista, aceitável. O erro é avaliado, fracionando-se a carga em 10, 100 ou até mesmo em 1000 passos de carga.

Com a nova altura da superfície de contato ($h_{contato}$), calculam-se as novas características geométricas da seção: área (A'), segundo momento de área (I') e centróide (CG'). Utilizando os novos valores de A , I e da nova posição do centróide, faz-se a translação das coordenadas dos nós das seções onde as juntas abriram, modificando o modelo estrutural. Os nós dos elementos de pórtico passam a ter novas coordenadas nodais.

O procedimento é o mesmo caso a tensão normal às fibras superiores passe a ser de tração, conforme apresenta a Figura 4.22.c.

Na Figura 4.23.a, a tensão normal inferior passa a ser de tração ocasionando a abertura das juntas. Como surgiu uma abertura entre as aduelas, torna-se necessário alterar as coordenadas dos nós dos elementos pertencentes às seções 2 e 3. Os nós 2 e 3 sofrem uma translação, passando a ser representados pelos nós 2' e 3', respectivamente. A nova posição do nó 2', bem como do nó 3', é coincidente com o novo centróide da área de contato da seção transversal.

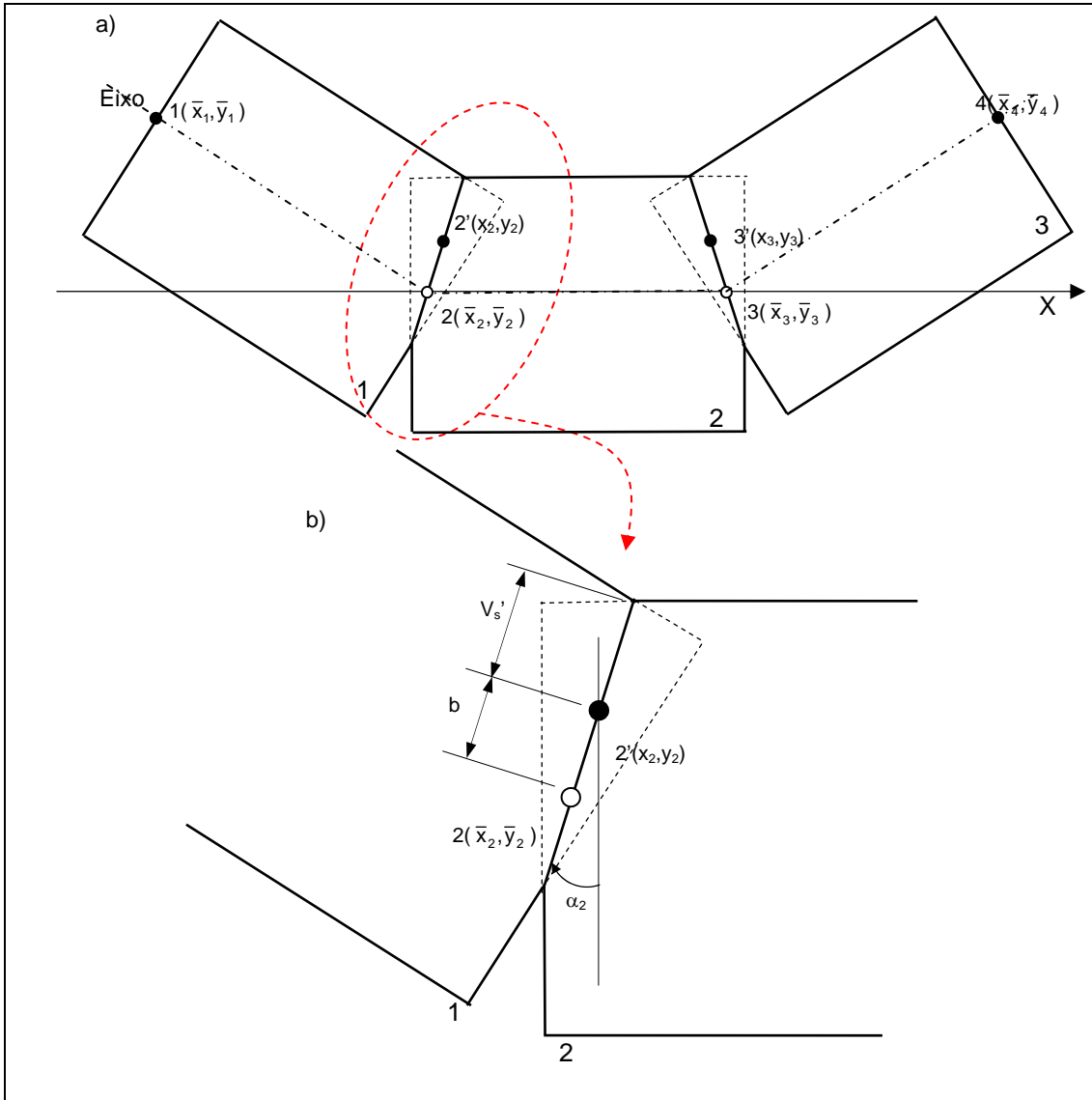


Figura 4.23 – Translação das coordenadas

As coordenadas da nova posição do nó transladado são obtidas a partir da Figura 4.23.b:

$$x'_i = \bar{x}_i + b_i \cdot \text{sen} \alpha_i \quad (4.110)$$

$$y'_i = \bar{y}_i + b_i \cdot \text{cos} \alpha_i \quad (4.111)$$

Com:

$$b = V_s - V'_s \Rightarrow \text{se as juntas abrem na parte inferior,} \quad (4.112)$$

ou

$$b = V_i - V_i' \Rightarrow \text{se as juntas abrem na parte superior.} \quad (4.113)$$

Onde:

- V_i é a distância das fibras inferiores ao centróide da seção inicial;
- V_i' é a distância das fibras inferiores ao novo centróide da seção;
- V_s a distância das fibras superiores ao centróide da seção inicial;
- V_s' é a distância das fibras superiores ao novo centróide da seção;
- α é a rotação do nó;
- i é a seção em questão.

Convenciona-se o sentido positivo da rotação (α) como o anti-horário.

No incremento de carga onde há o início da abertura das juntas, aplicam-se as equações (4.110) e (4.111) nos nós das seções que abrem. É de extrema importância salientar que as equações (4.110) e (4.111) são aplicadas para alterar as coordenadas dos nós que passam pelo centróide utilizando sempre as coordenadas (\bar{x}, \bar{y}) , que são as coordenadas iniciais dos nós passando pelo eixo da estrutura indeformada. Portanto, o vetor com as coordenadas iniciais (\bar{x}, \bar{y}) deve ser sempre mantido a cada passo de carga.

4.6 – Automatização da Análise

Neste item é apresentada a seqüência do programa baseado na formulação proposta, que possibilita acompanhar o comportamento da estrutura, submetida a um carregamento externo, até a ruptura. O programa foi desenvolvido em linguagem FORTRAN. O objetivo é uma análise estrutural de pontes protendidas externamente, considerando-se a abertura entre as aduelas justapostas não coladas.

Inicialmente, introduzem-se os dados da estrutura – geometria, vinculações, tipos e propriedades dos materiais, distribuição dos cabos de protensão bem como dos desviadores e esquema dos carregamentos (cargas permanentes e

cargas variáveis). Mesmo fornecendo as características iniciais dos materiais – aço e concreto – o programa considera as curvas características dos materiais, fornecidas por ensaios ou definidas de acordo com o item 4.4. Além disso, determina-se também, o número de etapas de carregamento e o número de incrementos em que cada uma delas está dividida.

O próximo passo é a formação dos vetores de carregamento para cada etapa de carga pré-definida. O carregamento nodal inclui o efeito da protensão e o carregamento externo.

Inicia-se a análise não linear de forma incremental com pequenos passos de carga. As fases do cálculo durante cada incremento são expostas a seguir:

Montagem da matriz de rigidez global da estrutura considerando-se os elementos de viga, de cabo e de ligação estrutura-cabo-desviador. A matriz de rigidez tangente $[K]$ é calculada a cada incremento de carga com atualização da geometria por meio dos deslocamentos nodais, podendo ser expressa por:

$$[K] = [K_e] + [K_\sigma] \quad (4.114)$$

Onde:

- $[K_e]$ é a matriz de rigidez elástica;
- $[K_\sigma]$ é a matriz de rigidez de tensões iniciais ou geométrica.

Ambas as matrizes dependem da atualização das coordenadas nodais. Além disso, a matriz de rigidez elástica é dependente das propriedades geométricas da seção transversal e do módulo de elasticidade dos materiais e, a matriz de tensões iniciais do esforço axial em cada elemento.

As matrizes $[K_e]$ e $[K_\sigma]$ globais são determinadas por uma superposição de matrizes elásticas e de tensões iniciais de cada elemento da estrutura, rotacionadas para o referencial global.

Os graus de liberdade de um elemento de pórtico plano estão apresentados na Figura 4.24. O elemento tem três graus de liberdade por nó, duas

translações e uma rotação. A matriz de rigidez do elemento é determinada no sistema local.

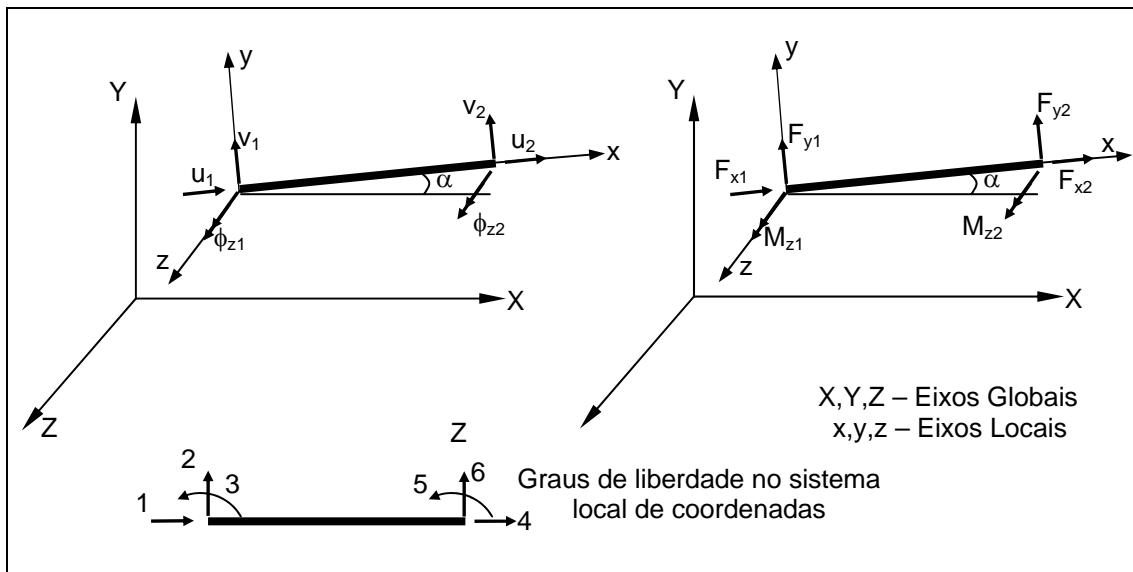


Figura 4.24 – Coordenadas e graus de liberdade: coordenadas globais e coordenadas locais do elemento

Os módulos de elasticidade dos materiais – aço e concreto – são modificados com o valor da tensão calculada no passo de carga anterior. Com isso, a matriz de rigidez elástica também é atualizada em função do material.

Em seguida, o sistema de equações é resolvido via método de Gauss, utilizando-se a técnica de uns e zeros para imposição dos vínculos.

Os deslocamentos nodais devidos ao carregamento aplicado na viga são calculados usando a formulação matricial do método dos deslocamentos conforme apresentado em GHALI e NEVILLE (1997). Para um modelo em elementos de pórtico plano com n nós, o deslocamento nodal é calculado por:

$$[K]_{3nx3n} \cdot \{\Delta U\}_{3nx1} = \{\Delta F\}_{3nx1} \quad (4.115)$$

Onde:

- $[K]$ é a matriz de rigidez global da estrutura;
- $\{\Delta U\}$ é o vetor de deslocamentos nodais incrementais da estrutura;

- $\{\Delta F\} = \{\Delta F_{prot.}\} + \{\Delta F_{carreg.ext.}\}$ é o vetor de forças nodais incrementais da estrutura;
- $3n$ é o número de graus de liberdade da estrutura.

Para se efetuar o cálculo dos esforços nos elementos, é necessário que se obtenham os deslocamentos nodais no referencial do elemento, a partir dos deslocamentos calculados no referencial global.

Com os incrementos dos deslocamentos nodais calculados no referencial global, faz-se a atualização das coordenadas nodais devido à deformação da estrutura pela carga imposta, com a seguinte expressão:

$$\{U_i\} = \{U_{i-1}\} + \{\Delta U\} \quad (4.116)$$

As tensões normais, nas fibras inferiores e superiores, são calculadas em cada seção de junta com a expressão (4.109), para verificar se houve o afastamento entre as superfícies de contato entre as aduelas. Nas seções de juntas que se descolaram, determina-se, por geometria, conforme Figura 4.22, a nova altura de contato entre as aduelas. E, com esta nova superfície de contato, calculam-se as novas características geométricas e o centróide da seção transversal modificada.

A seguir, também nestas seções, efetua-se a translação das coordenadas do centróide original para o novo centróide, mostrada na Figura 4.23, de acordo com as expressões (4.110) e (4.111). Dessa forma, a estrutura passa a ter uma nova configuração geométrica.

Realiza-se uma verificação do equilíbrio face ao deslizamento do cabo sobre os desviadores de acordo com a expressão (4.62). Se existir o deslizamento sobre um ou mais desviadores, faz-se o cálculo do seu valor com a expressão (4.89), até que o equilíbrio seja alcançado. A tensão em cada trecho de cabo é atualizada.

Ao final do programa, parte-se para um novo incremento de carga.

Se o número de etapas de processamento exceder o número de etapas de carregamento definido inicialmente, fim do processo; caso contrário inicia-se uma nova etapa de carga.

A análise é interrompida quando:

- A carga total aplicada;
- A matriz de rigidez se torna singular ao longo da análise;
- A tensão de ruptura do concreto ou do aço de protensão é alcançada.

CAPÍTULO 5

EXEMPLOS

Neste capítulo, apresenta-se a aplicação do modelo numérico e dos procedimentos propostos no presente trabalho para a análise de estruturas de pontes segmentadas, protendidas com cabos externos.

A validação do modelo numérico-computacional é feita por meio de comparações das respostas teóricas com resultados experimentais, obtidos em algumas poucas pesquisas realizadas anteriormente. Com estas comparações, pode-se demonstrar a eficácia do modelo proposto, bem como as suas limitações.

5.1 – Exemplo de Viga Bi-apoiada – Hoang e Fouré (1984)

Este exemplo é o de uma viga, pertencente a um conjunto de onze vigas ensaiadas no laboratório do C.E.B.T.P., em Saint-Remy-Lés-Chevreuse na França.

HOANG supervisionou esse programa de ensaios, com início em 1984. Os resultados desses ensaios estão bem detalhados em FOURÉ e MARTINS (1990) e em FOURÉ *et al* (1991). Esse conjunto de vigas é utilizado para a verificação de modelos analítico-numéricos de VIRLOUGEUX (1988), MARTINS (1989) e Ariyawardena e Ghali, (2002).

O estudo tem como objetivo investigar o comportamento à ruptura de vigas com seção transversal celular, monolíticas ou com aduelas pré-moldadas, protendidas com cabos externos, internos e mistos. Os parâmetros definidos para o estudo são:

- Vigas monolíticas moldadas no local ou com aduelas pré-moldadas justapostas não coladas;
- Cabos externos e internos à viga e, ainda combinados (misto);
- Quantidade de armadura passiva;
- Tipo de injeção na bainha: nata de cimento ou cera petrolífera.

As vigas são simplesmente apoiadas, com comprimento de 6,75 m e vão de 6,0 m. As vigas segmentadas são formadas por nove aduelas pré-moldadas de 0,75 m de comprimento cada e seção transversal tipo celular, como mostra a Figura 5.1. As aduelas do apoio têm seção retangular de dimensões 1,0 m x 0,60 m. As aduelas têm dentes nas superfícies de contato com outras aduelas para melhor transmissão do esforço cortante.

As cargas que levam a viga à ruptura estão dispostas simetricamente em relação ao meio do vão, distando 3,0 m entre si. São utilizados dois desviadores para alterar a trajetória poligonal dos cabos de protensão. Estes desviadores estão localizados a 1,5 m dos apoios, com uma distância de 0,12 m da face inferior da viga.

A Tabela 5.1 mostra as características geométricas da seção transversal típica, onde V_s e V_i são, respectivamente, distância das fibras superiores e inferiores ao centróide da seção.

Tabela 5.1 – Características geométricas da seção transversal da aduela típica

Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	V_s (m)	V_i (m)
0,2476	0,011	0,258	0,342

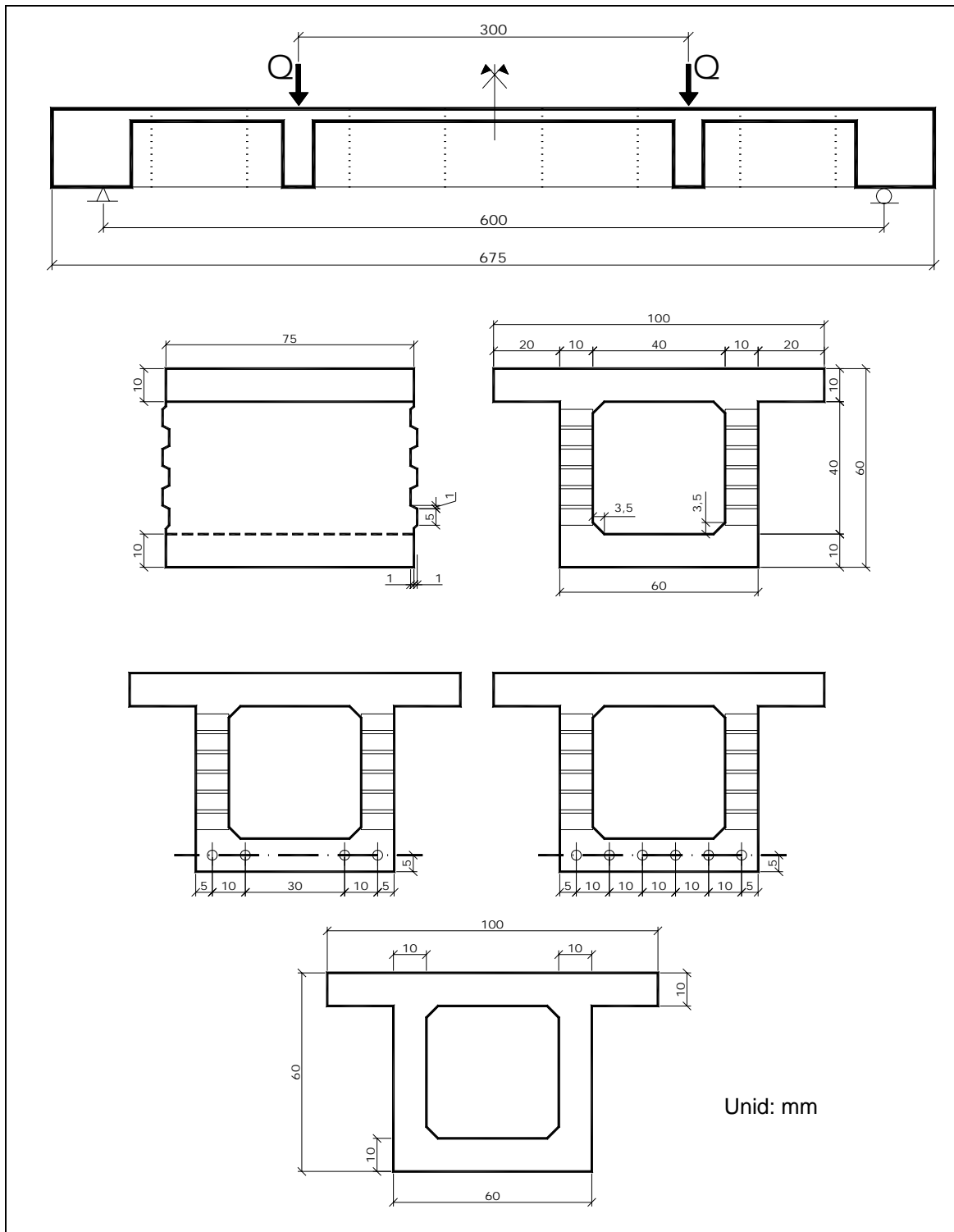


Figura 5.1 – Elevação longitudinal das vigas ensaiadas e seção transversal (monolíticas ou com 9 aduelas)

A Tabela 5.2 apresenta as características das armaduras das diversas vigas ensaiadas.

Tabela 5.2 – Programa de Ensaio

Tipo de estrutura da viga	Numeração das vigas	Tipo de layout do cabo	Armadura Passiva	Tipo de injeção
Aduelas Pré-moldadas	NM1	Externo (reto)	$\omega = 1,05\%$	Sem injeção
	NM2	Externo		Cimento
	NM3			Cera petrolífera
	NM4	Mista		cimento
	NM5	Interno (reto)		
Monolíticas	NM6	Externo	$\omega = 0,02\%$	Cimento
	NM9			Cera petrolífera
	NM8		$\omega = 0,50\%$	Cimento
	NM11	Cera petrolífera		
	NM10	Mista	$\omega = 0,77\%$	Cimento
	NM7		$\omega = 0,02\%$	

A Figura 5.2 apresenta o traçado dos cabos para as vigas ensaiadas em conformidade com a Tabela 5.2.

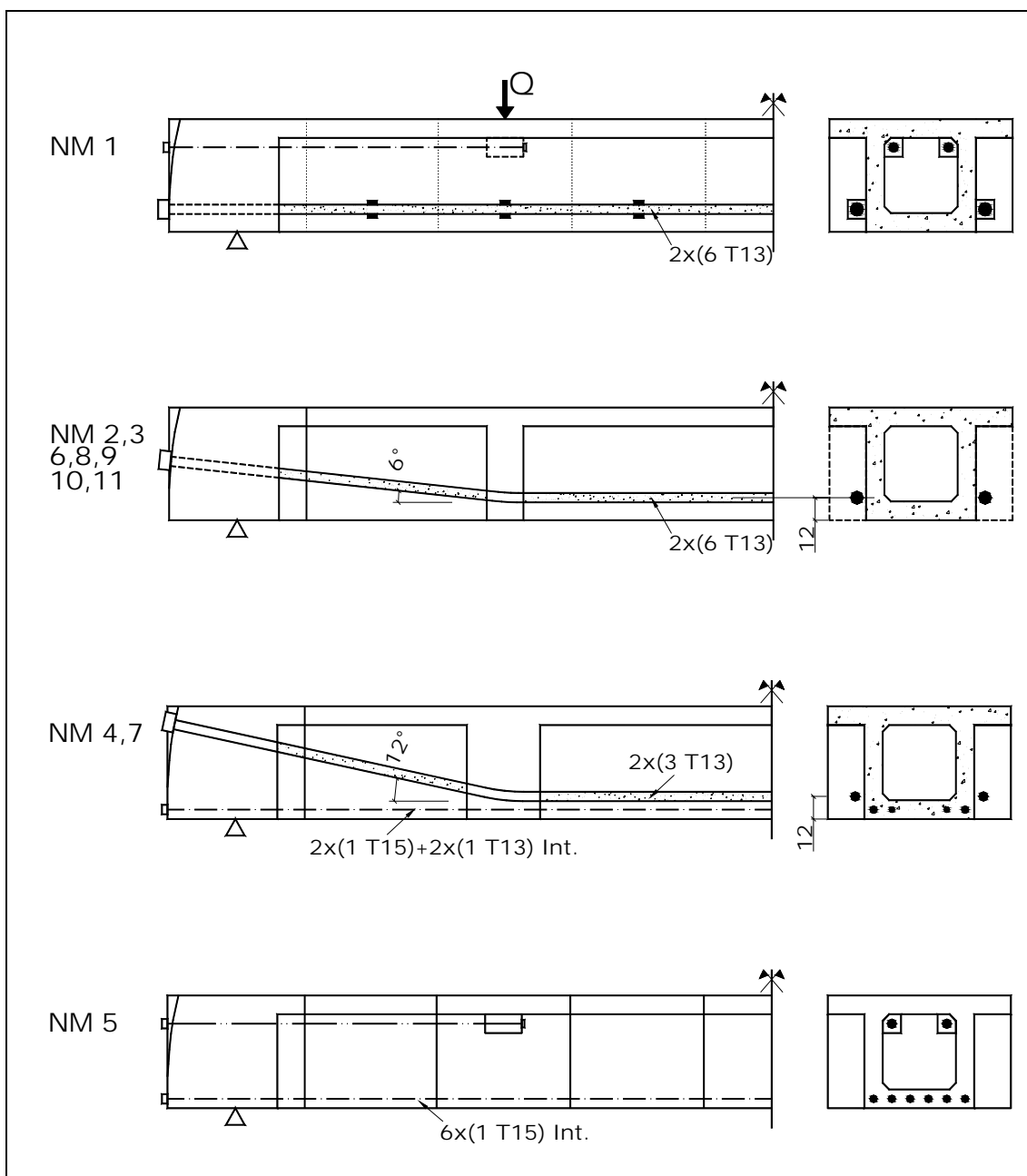


Figura 5.2 – Disposição dos cabos nas vigas ensaiadas

As principais conclusões dos ensaios realizados pelos pesquisadores são retiradas a partir de gráficos que mostram a variação da flecha no meio do vão em função da variação do carregamento aplicado até a ruptura. Na Figura 5.3, o gráfico compara as vigas em aduelas pré-moldadas com os três tipos de cablagem aplicados. Observa-se, a partir do gráfico, que a ductilidade da viga na ruptura aumenta com o

acrécimo de cabos internos aderentes; as diferenças nos valores das cargas de ruptura são provenientes da influência dos efeitos de segunda ordem que surgem devido à redução da excentricidade do cabo em relação à linha neutra. Esse efeito é máximo na viga com cabos externos (NM2); é reduzido à metade nas vigas com protensão mista (NM4); e, inexistente na viga com cabos internos aderentes (NM5);

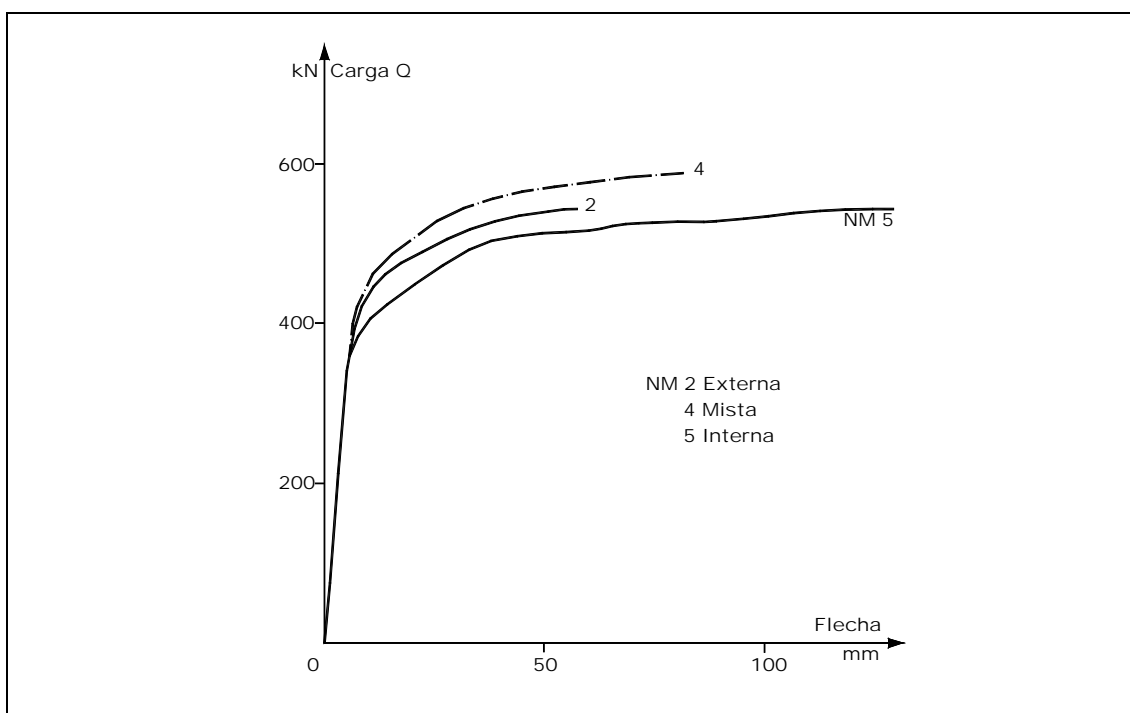


Figura 5.3 – Curvas Carga x Flecha das vigas em aduelas com diferentes tipos de cablagem

A Figura 5.4 ilustra o comportamento das vigas monolíticas com pequena taxa de armadura passiva e das vigas com aduelas pré-moldadas justapostas não coladas, ambas somente com cabos externos de protensão.

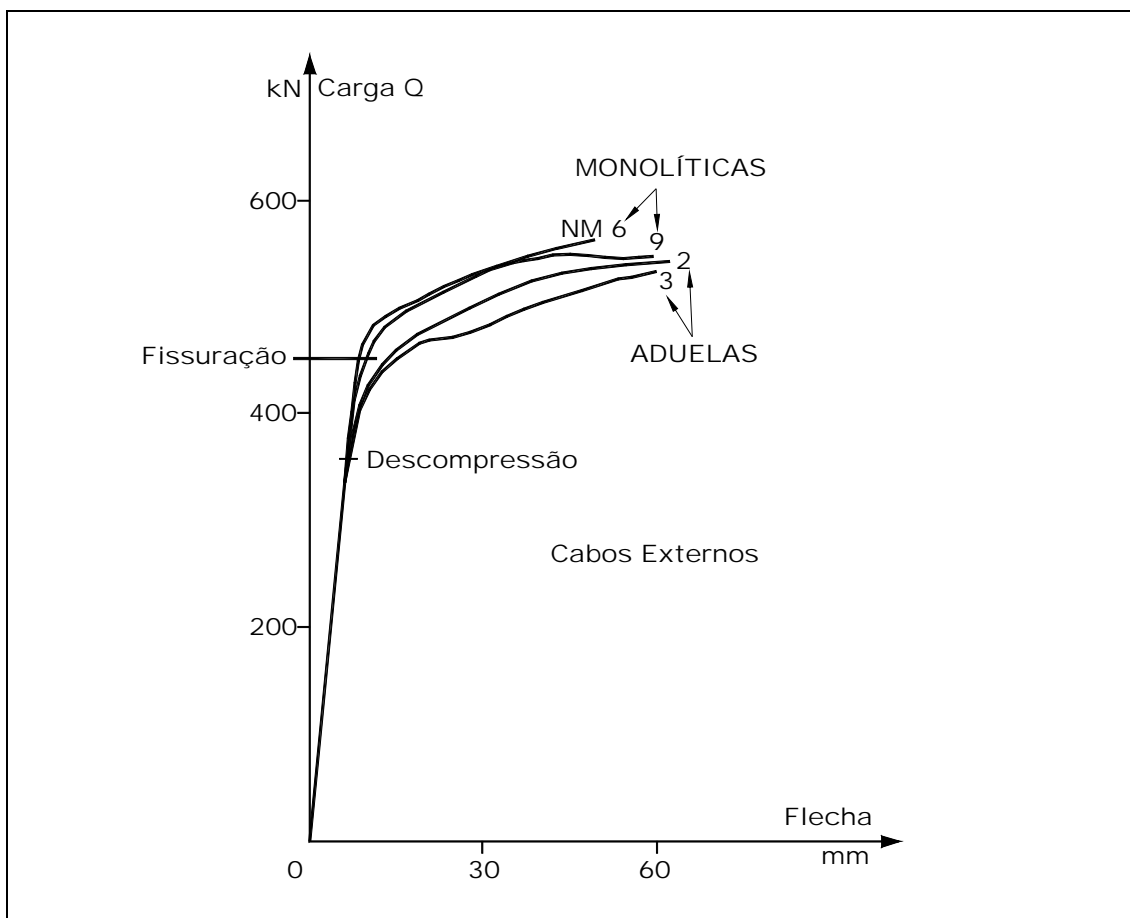


Figura 5.4 – Comparação entre vigas monolíticas e vigas com aduelas pré-fabricadas (protensão externa)

O comportamento das vigas formadas por aduelas pré-moldadas justapostas não coladas é muito próximo das vigas monolíticas. A única diferença apreciável encontra-se no comportamento do trecho linear que é mais longo para as vigas monolíticas, estendendo-se até a formação de fissuras. Nas vigas com aduelas, o ponto final do trecho linear é caracterizado pela descompressão das fibras extremas. Comportamento bem similar ao das vigas segmentadas é observado nas vigas monolíticas com pequena taxa de armadura passiva, tal como observado nas vigas monolíticas (*NM6* e *NM9*). A Figura 5.5 mostra que as fissuras dividem essas vigas em grandes blocos, tal como ocorre nas juntas entre as aduelas, nas quais as discontinuidades ficam restritas às juntas.

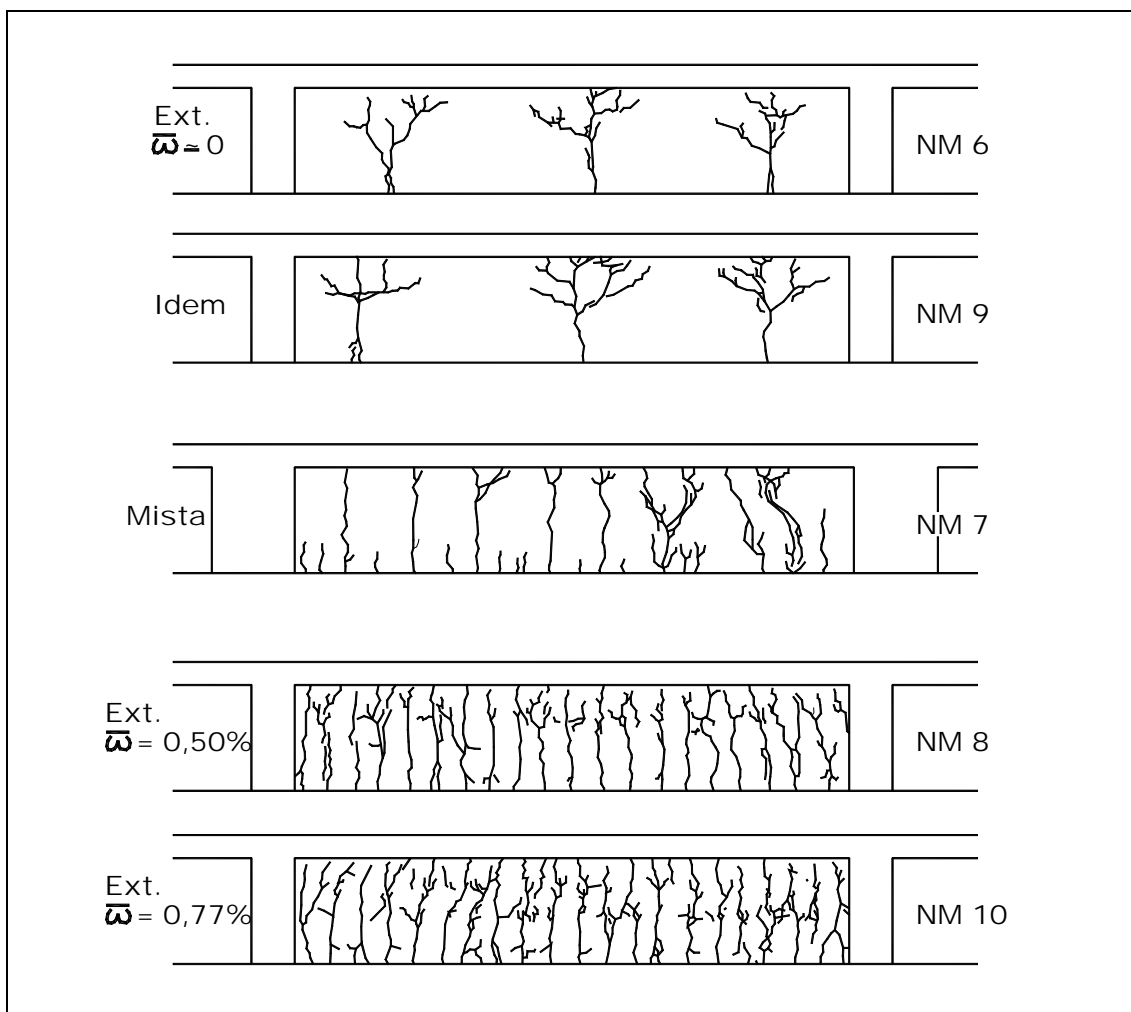


Figura 5.5 – Estado de fissuração das vigas monolíticas com variadas taxas de armadura

A concentração de deformação específica de compressão nas fibras superiores é menos importante nas vigas monolíticas, provavelmente decorrente da participação da resistência à tração do concreto.

Nota-se também, uma pequena diferença no comportamento entre as vigas em função do tipo de injeção aplicado (cimento ou cera). O emprego da cera leva a uma deformação maior provavelmente causada pelo maior deslizamento do cabo nos desviadores.

5.1.1 – Resultados para Viga NM2 Obtidos com o Modelo Proposto

O exemplo de estudo é a *NM2*, vide Figura 5.6.a, por se tratar de uma viga segmentada com nove aduelas não coladas, sob protensão externa, com cabos em bainhas injetadas com nata de cimento. A protensão foi aplicada por meio de dois cabos (d = 12,7 mm) com seis cordoalhas cada, dispostos nas duas laterais da viga, totalizando uma área de seção transversal de aço igual a 11,6 cm². A força de protensão aplicada para combater o carregamento atuante é de 1617 kN. Como as aduelas são justapostas não há armadura passiva ligando os segmentos. Na modelagem estrutural (Fig. 5.6.b), os dois cabos são representados por um único elemento de cabo, decompostos em três trechos, separados pelos dois desviadores, com coeficiente de atrito igual a 0,18. O valor deste coeficiente de atrito resulta de aproximações dos resultados teóricos com os experimentais (MARTINS, 1989). A Tabela 5.3 apresenta as características dos materiais – concreto e aço – empregados na construção da viga.

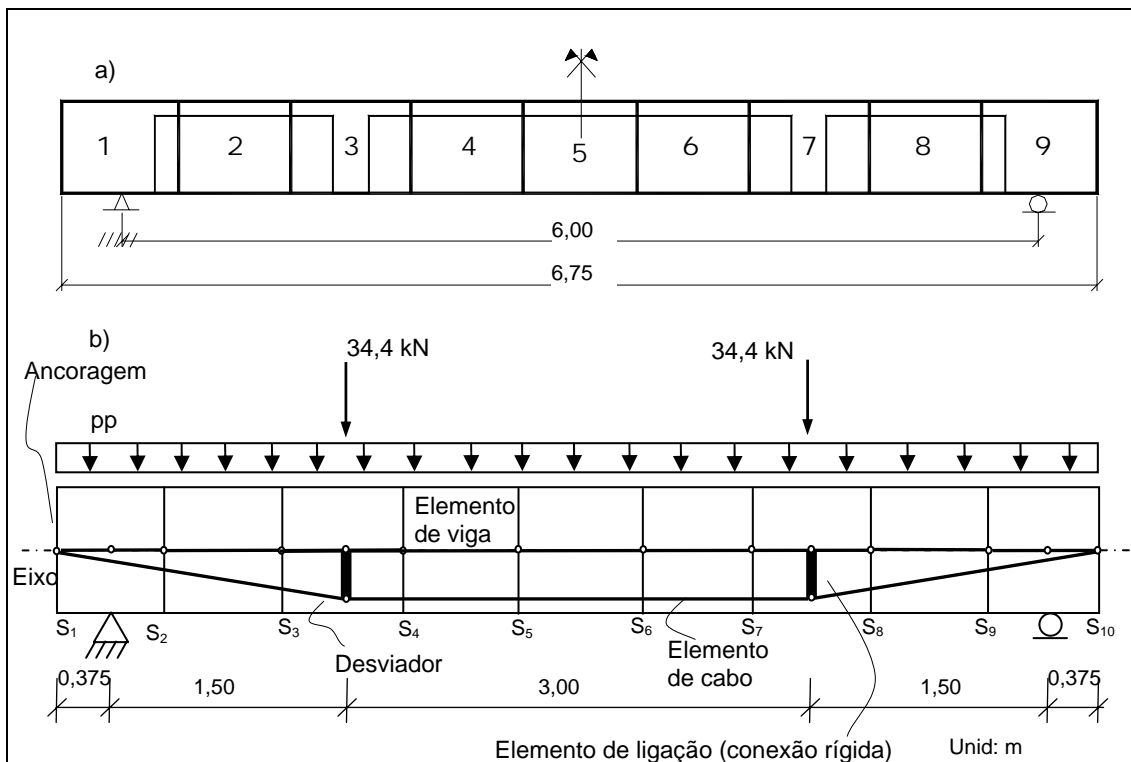


Figura 5.6 – Modelagem da viga NM2

Tabela 5.3 – Características dos materiais aço e concreto

Variáveis	Valores
Resistência a Compressão do Concreto (MPa)	45,7
Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa)	35.200
Módulo de Elasticidade do Aço (MPa)	197.000

A primeira etapa de carga é composta pelo peso próprio, pela protensão e por duas cargas concentradas atingindo o valor de 34,4 kN. A segunda etapa de carga é formada somente pelas cargas concentradas, com o valor inicial da etapa anterior variando gradativamente até um patamar que leva a viga à ruptura.

A Figura 5.7 apresenta a evolução do deslocamento vertical em um ponto no meio do vão da viga até a ruptura. A partir do patamar, onde o valor da carga concentrada é igual a 34,4 kN, inicia-se a segunda etapa do carregamento, onde as cargas concentradas são incrementadas até a ruptura da viga.

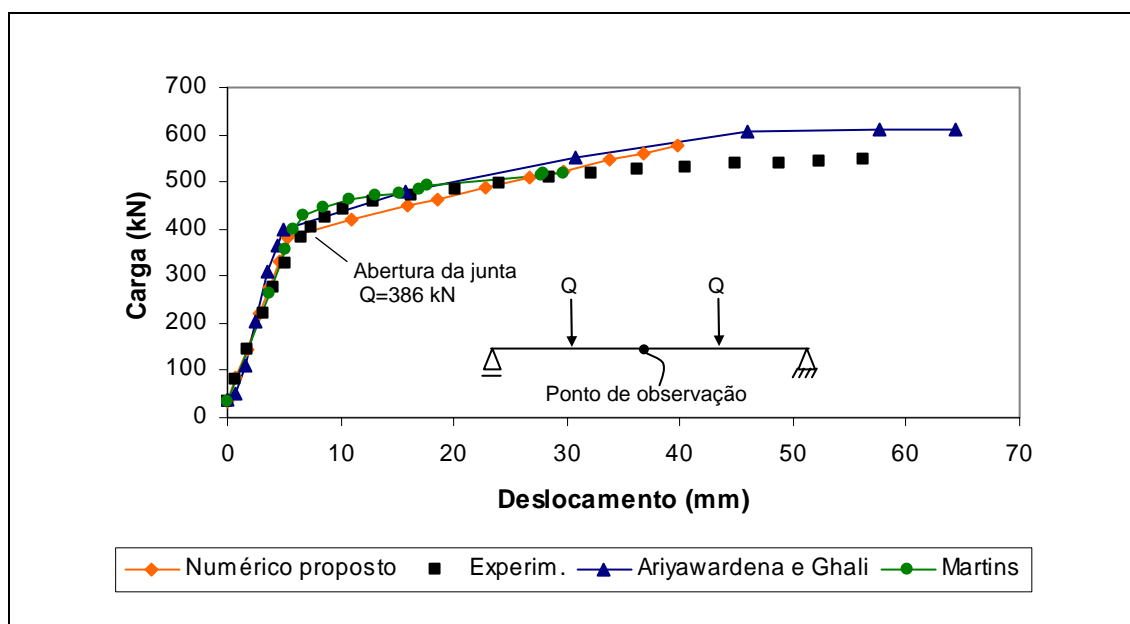


Figura 5.7 – Flecha no meio do vão

O comportamento da estrutura é linear até o início da abertura das juntas. A primeira junta a abrir é a da aduela central – para uma carga no valor aproximado de 386 kN.

A flecha no meio do vão obtida com o proposto modelo numérico atinge, no início da ruptura, um valor aproximado de 42 mm, enquanto a do experimental chega 58 mm. A resposta experimental parece mostrar que, no ensaio, os deslocamentos da viga continuaram a ser medidos após a carga inicial de ruptura ser alcançada.

O modelo numérico proposto apresenta rigidez superior ao do modelo experimental até o início da abertura das juntas. Essa rigidez inicial superior é devida a não consideração de certas imperfeições geométricas e de montagem da viga. Com a abertura das juntas, a rigidez da estrutura decresce abruptamente em ambos os modelos, experimental e proposto.

O diagrama mostra, também, as curvas carga x deslocamento obtidas pelos pesquisadores MARTINS (1989), ARIYAWARDENA e GHALI (2002). Todas as curvas, inclusive a do modelo aqui proposto, apresentam concordância com a do modelo experimental. Em ambas as referências citadas, a modelagem da viga segmentada de concreto com protensão externa contemplam a distribuição da deformação ao longo da altura da seção transversal.

MARTINS utiliza como base do cálculo no seu modelo para estrutura mista com armadura passante, o equilíbrio de um elemento de viga compreendido entre duas fissuras, ou juntas, levando-se em conta a distribuição das deformações no concreto. Considera-se que na ausência de tensões trativas, as seções permanecem planas com a variação linear da deformação ao longo da seção. Porém, com a abertura das juntas, a deformação (ε), nessas seções, não se conserva, necessariamente, linear. Seu estudo baseia-se na teoria formulada por GIURIANI (1982) para peças fissuradas em concreto armado. ARIYAWARDENA e GHALI desenvolveram um modelo menos refinado que MARTINS, considerando uma distribuição linear da deformação ao longo da altura da seção.

O modelo numérico proposto, com o qual se obteve a resposta mostrada na Figura 5.7, não contempla a distribuição da deformação ao longo da altura da seção transversal. Contudo, é um modelo que representa o comportamento mecânico da deformação global da viga, considerando a mudança da configuração geométrica da viga segmentada com a abertura crescente das juntas.

A variação da excentricidade, como no exemplo anterior, está representada no gráfico da Figura 5.8. Após a imposição da primeira etapa de carregamento, com a deformação da estrutura, a distância entre o centróide da peça e o cabo é praticamente inalterada. Com o segundo carregamento atuante, a viga continua a se deformar e a distância entre o centróide e o cabo tem uma redução que evolui suavemente. Com a progressão da abertura entre as aduelas, a distância entre o centróide, no meio do vão, e o cabo tem uma redução mais brusca e acentuada.

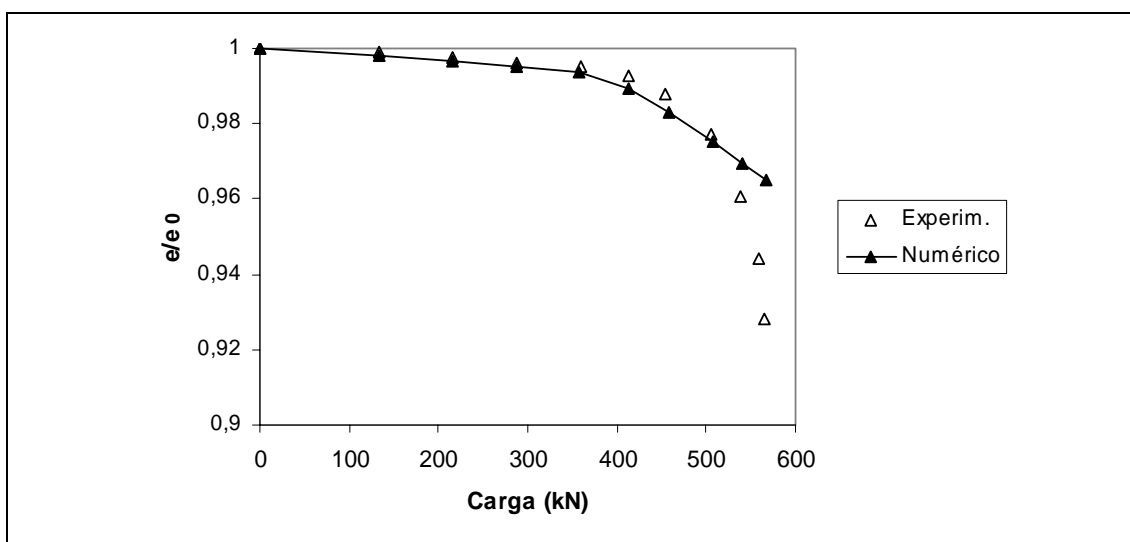


Figura 5.8 – Variação da excentricidade

A abertura da junta adjacente à aduela central está representada na Figura 5.9. Essa abertura ocorre para uma carga externa aproximada de 386 kN, chegando a um valor final em torno de 6 mm na análise proposta.

A rigidez da estrutura, a partir desse ponto, tem uma redução brusca, ocasionando um aumento nas deflexões e conseqüentemente na redução da excentricidade do cabo, conforme observado nos diagramas das Figuras 5.7 e 5.8.

A variação da força de protensão no trecho central do cabo está ilustrada no gráfico da Figura 5.10. A força de protensão aplicada é de 1617 kN. Inicia-se a segunda etapa do carregamento. Enquanto a estrutura está no regime linear, a força nos cabos aumenta também linearmente devido à deformação da estrutura.

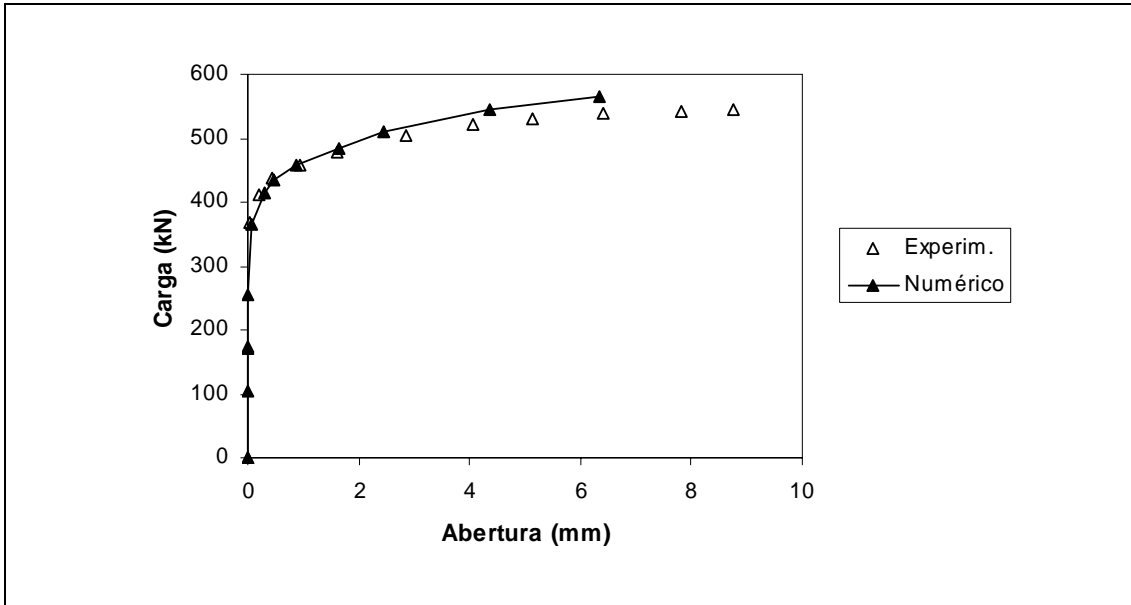


Figura 5.9 – Abertura entre as aduelas – aduela central

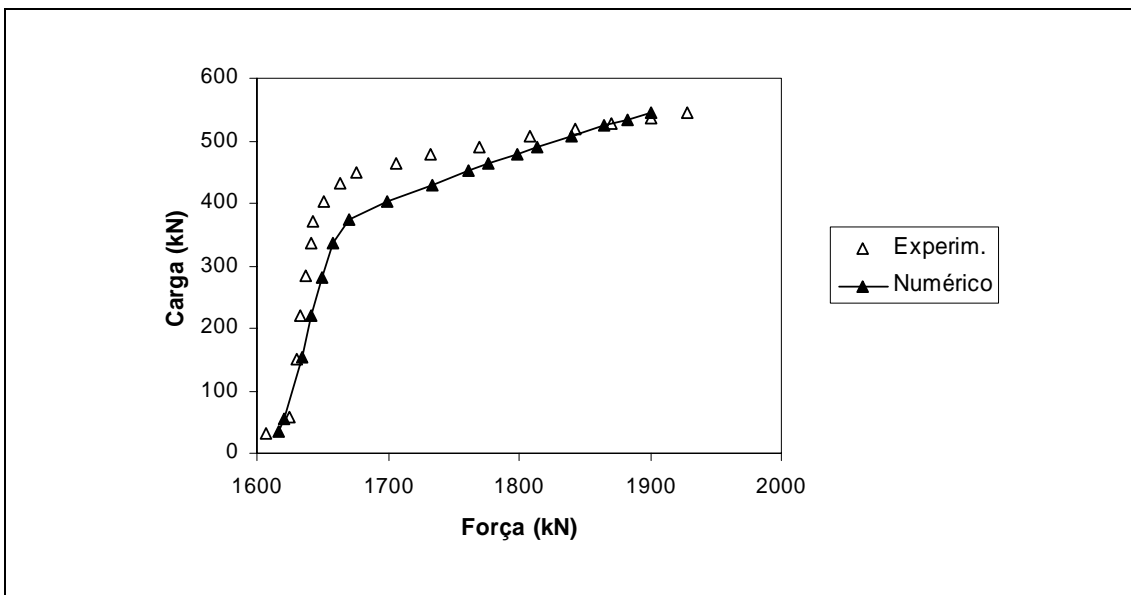


Figura 5.10 – Força no cabo de protensão – trecho central

Quando as aduelas tendem a se afastar, a força no cabo de protensão aumenta bruscamente, buscando impedir esta abertura. A força de protensão atinge um valor aproximado de 1900 kN. Neste ponto, a estrutura atinge a ruptura por esmagamento do concreto na região de contato entre duas aduelas.

5.2 – Exemplo de Viga Contínua – Regis (1997)

REGIS (1997), em seu trabalho de pesquisa de doutorado, desenvolvido no laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ, ensaiou duas vigas hiperestáticas com protensão externa com cordoalha engraxada, uma monolítica e outra segmentada formada por aduelas pré-moldadas justapostas não coladas.

Os ensaios tiveram como objetivo analisar o comportamento das vigas até a ruptura ao se aplicar um carregamento monotônico crescente. O campo de estudo é restrito ao comportamento à flexão, estabelecendo-se os seguintes parâmetros de estudo:

- Variação da rigidez com o carregamento;
- Evolução das tensões nos cabos externos;
- Evolução dos deslizamentos dos cabos externos sobre os desviadores;
- Distribuição de deformações no concreto nas seções e ao longo do eixo longitudinal, sobretudo quando a viga é construída por aduelas;
- Evolução da abertura de juntas entre aduelas e fissuras;
- Influência da variação de excentricidade dos cabos externos.

Visando esses objetivos, foi elaborado um programa de ensaios com as medições de abertura de juntas, deformações locais do concreto e do aço, rotações, recalques e reações de apoio, tensões nos cabos, deslizamentos dos cabos nos desviadores, flechas e cargas aplicadas.

Trata-se de duas vigas com dois vãos iguais de 7,5 m cada, com seção transversal corrente tipo “I”, com alargamento da alma nas proximidades dos apoios para o combate ao cortante e acomodação das placas de ancoragem dos cabos de protensão.

A viga monolítica, denominada VB1, contém armadura passiva corrida em toda sua extensão, e também protensão totalmente externa por dois cabos iguais e paralelos entre si.

A viga segmentada, denominada VB2, é formada por 21 aduelas justapostas não coladas, com dentes para transmissão do esforço cortante, com o mesmo modelo de cabo de protensão. A seção transversal é do tipo “I”, com alargamento da alma nas proximidades dos apoios. As aduelas adjacentes aos apoios são de transição, apresentando inércia variável ao longo do seu comprimento. As aduelas têm a relação L/H constante e igual a 1,25. A concretagem das aduelas foi executada de aduela contra aduela para minimizar os defeitos de fabricação na região de contato.

A Figura 5.11 mostra uma vista longitudinal da viga com o carregamento aplicado e as seções transversais. A Figura 5.12 mostra o traçado poligonal dos cabos de protensão e alguns dados dos desviadores utilizados. Os desviadores estão posicionados nas aduelas 1, 4, 7, 11, 15, 18 e 21, excentricamente em relação ao centro geométrico da seção. O coeficiente de atrito, igual a 0,25, foi obtido efetuando-se uma média dos coeficientes calculados a partir da equação do atrito ($\sigma_2 = \sigma_1 \cdot e^{-\alpha \cdot \mu}$) em torno de cada desviador.

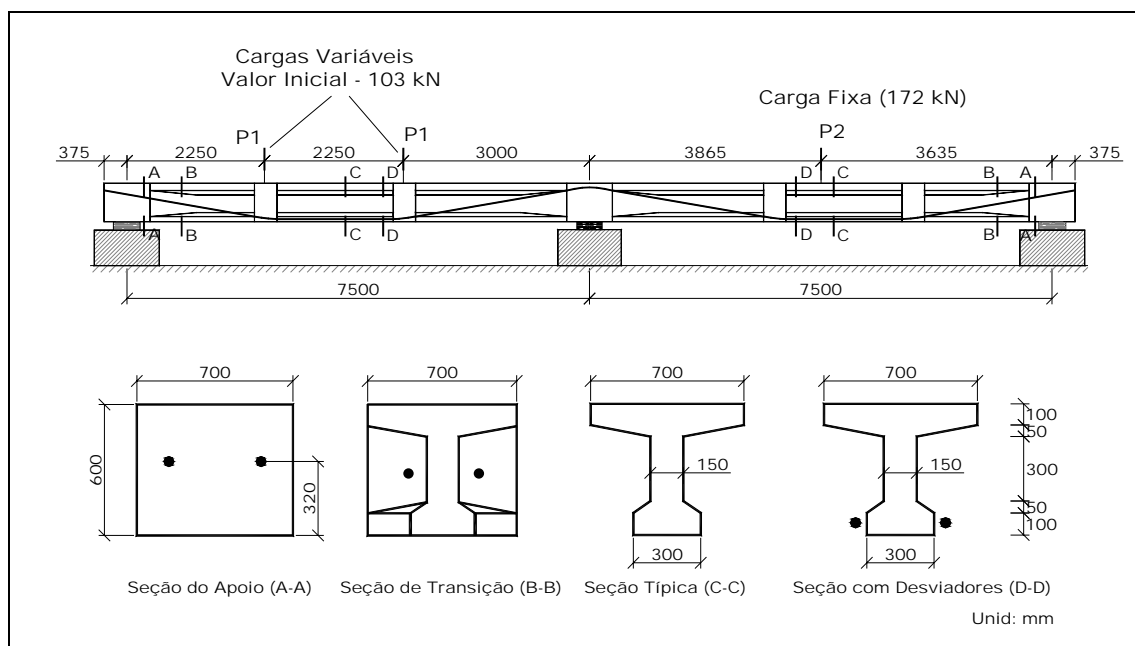


Figura 5.11 – Vista longitudinal e seção transversal da viga

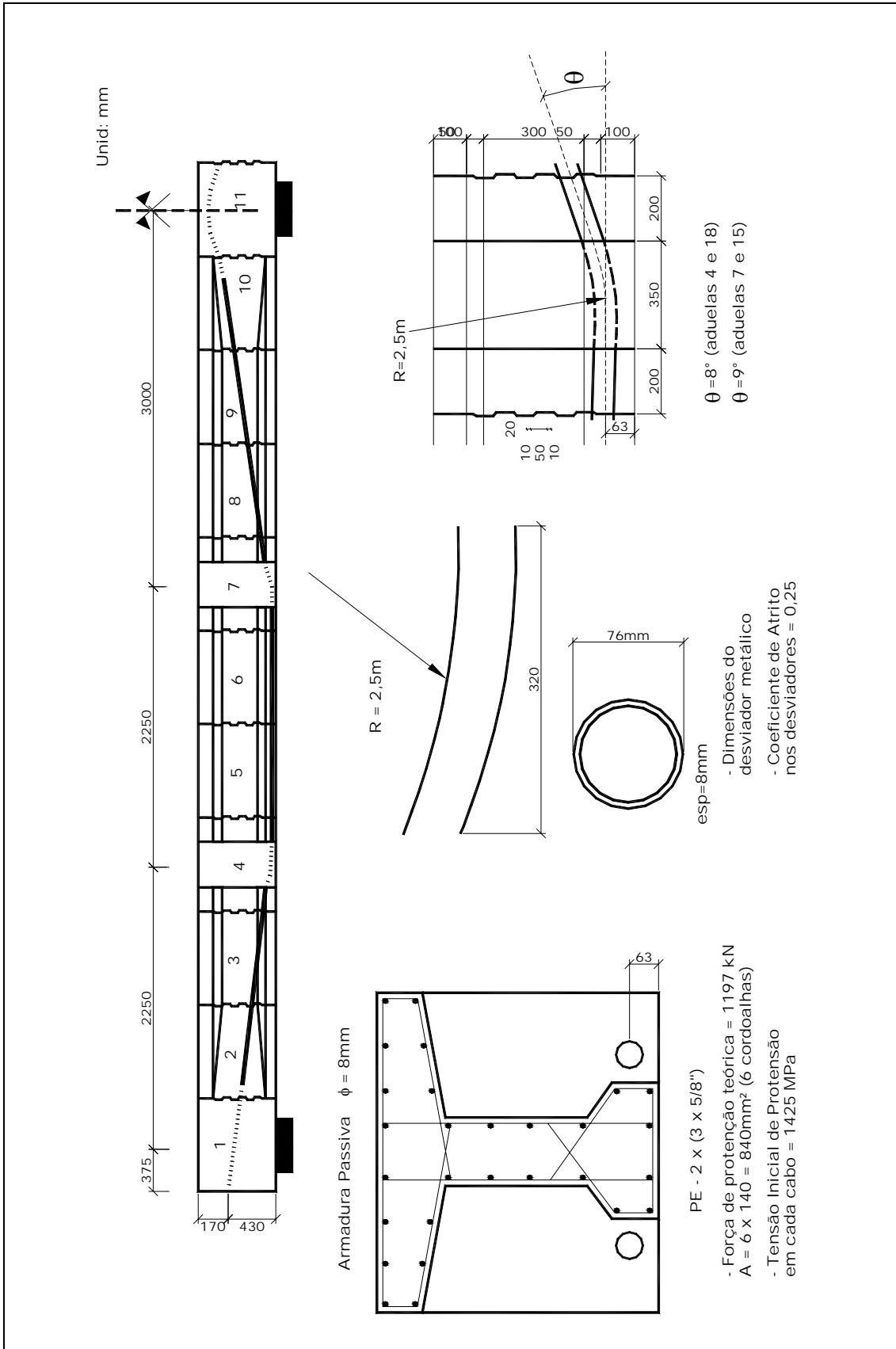


Figura 5.12 – Traçado dos cabos de protensão

A Tabela 5.4 mostra as características geométricas da seção transversal da aduela típica, onde V_s e V_i são, respectivamente, distância das fibras superiores e inferiores ao centróide da seção.

Tabela 5.4 – Características geométricas da seção transversal

Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	V_s (m)	V_i (m)
0,1775	$6,935 \times 10^{-3}$	0,2333	0,3667

O carregamento é monotônico crescente, aplicado de forma não simétrica para produzir uma distribuição de momentos diferenciada nos diversos trechos dos cabos externos, com o objetivo de maximizar a ocorrência de deslizamentos nos desviadores. A carga concentrada no vão da direita foi mantida constante em todo o ensaio, aproximadamente igual a 172 kN. As duas cargas concentradas no vão esquerdo foram incrementadas por pequenos patamares, até que a ruptura fosse alcançada, partindo do valor aproximado de 105 kN, conforme mostra a Figura 5.13.a. O equipamento de carga é composto por macacos hidráulicos controlados por uma central eletrônica integrada.

A instrumentação no concreto e aço passivo concentrou-se no trecho entre as cargas variáveis conforme mostra a Figura 5.13.b. As seções A, E e I são seções de juntas e as leituras de deformações foram feitas manualmente.

A protensão foi aplicada por meio de dois cabos, tipo CP – 190 RB, com três cordoalhas engraxadas em bainhas individuais de sete fios cada. O diâmetro nominal do cabo é de 15,2 mm, com área da seção transversal igual a 140 mm². A armadura passiva é igual para ambas as vigas, exceto na região das juntas onde não há armadura entre as aduelas.

Após análise dos resultados obtidos com os ensaios, cabe ressaltar as conclusões que se seguem:

- A viga, monolítica e com armação interna passiva corrida, apresentou uma distribuição de fissuras segundo o modelo clássico de comportamento;
- A viga formada por aduelas justapostas não coladas não apresentou qualquer fissura no interior das aduelas pela flexão das peças. Essa característica é própria de aduelas denominadas curtas, nas quais a maior parte da deformabilidade se encontra no entorno das juntas;

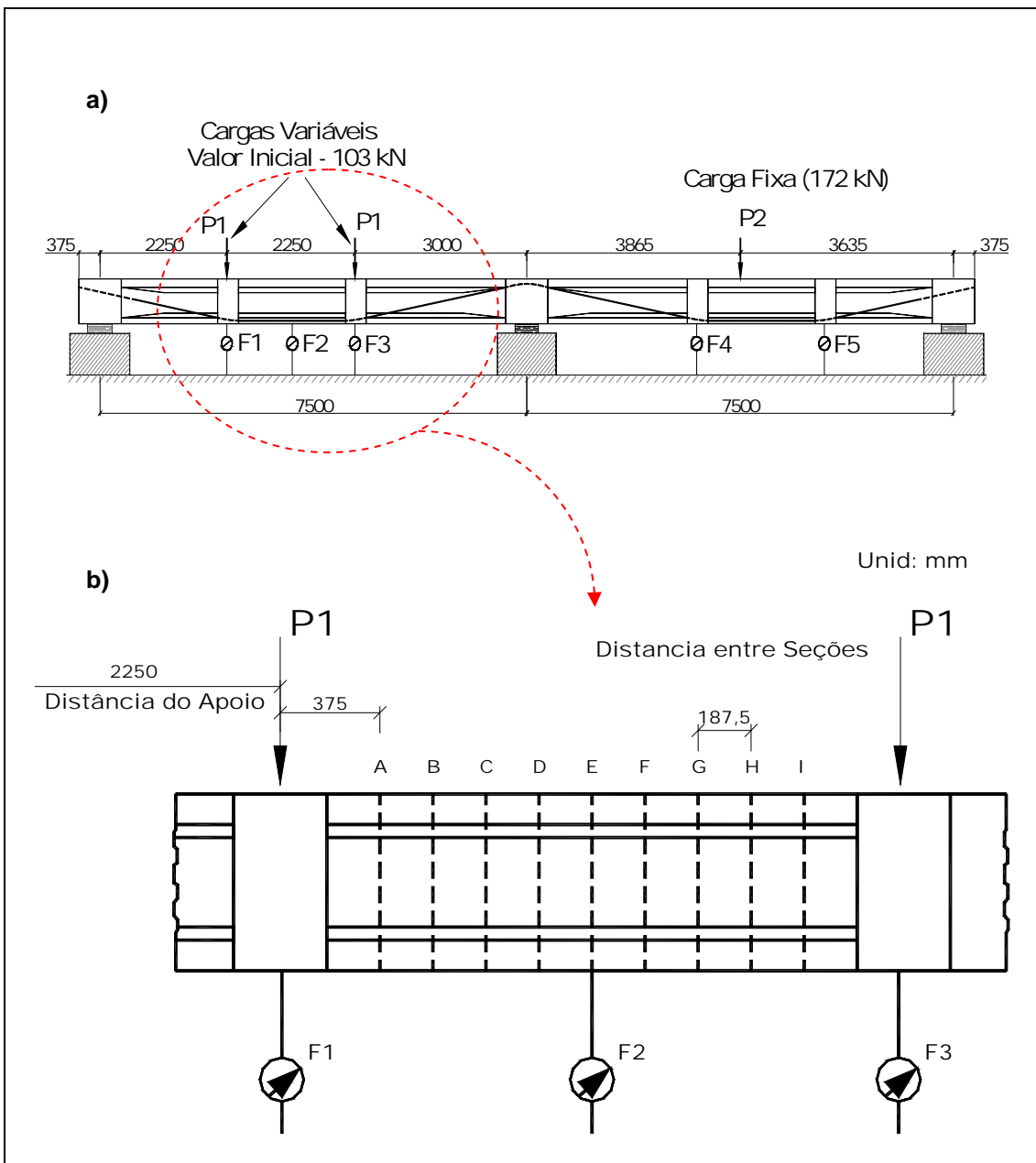


Figura 5.13 – Detalhe da instrumentação das vigas

- Surgiram algumas fissuras secundárias na viga formada por aduelas, nascendo nos dentes de justaposição das juntas, devido a problemas de ajuste entre aduelas, oriundos de defeitos nas faces das juntas;
- As vigas, monolítica e com aduelas pré-moldadas justapostas não coladas, apresentaram ductilidade até a ruptura. Observando-se o gráfico da Figura 5.14, nota-se que a ductilidade das peças não é a mesma. A peça monolítica (VB1), com armação corrida e fissuração repartida, tende a ser mais dúctil e ter a carga última ligeiramente mais elevada do que a segmentada (VB2), mesmo tendo protensão inicial idêntica;

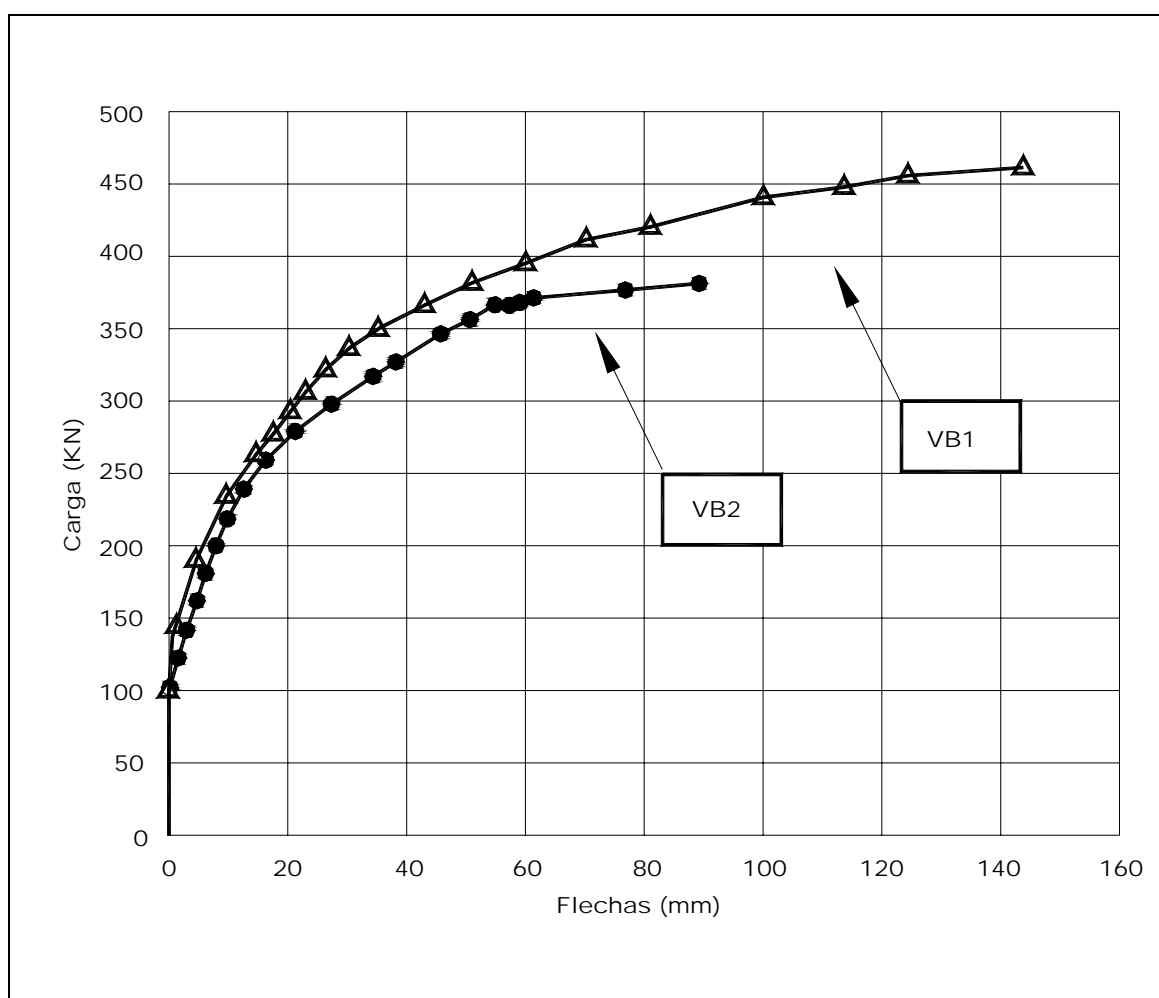


Figura 5.14 – Gráfico carga flecha experimental das vigas ensaiadas

- A ruptura, em ambas as vigas, ocorreu na mesma seção, próxima à seção de momento máximo, trecho localizado entre as cargas variáveis;

- Os deslizamentos provocados durante o aumento do carregamento provocaram um aumento da tensão nas cordoalhas. Para o vão sem as cargas variáveis foi importante para compensar a perda do alongamento provocado pela inversão da curvatura;
- A perda de protensão por cravação do cone de ancoragem não se concentrou apenas no primeiro trecho do cabo, mas ao longo de toda a cordoalha;
- As estruturas com cabos externos não aderentes apresentam uma variação da tensão que pode ser considerada no cálculo à ruptura. Na viga monolítica essa variação é da ordem de 400 MPa e na viga formada por aduelas é de 300 MPa.

5.2.1 – Resultados para Viga Contínua Obtidos com o Modelo Proposto

A estrutura de estudo é a viga segmentada dos ensaios de REGIS. Os dados dos materiais concreto e aço de protensão estão apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Características dos materiais aço e concreto

Variáveis	Valores
Resistência a Compressão do Concreto (MPa)	53
Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa)	34.000
Módulo de Elasticidade do Aço (MPa)	195.000

A Figura 5.15 apresenta a variação do deslocamento vertical com o acréscimo de carga, no ponto situado no vão esquerdo da viga, onde está aplicada a carga P_1 . O deslocamento é pequeno até o momento em que surge a abertura entre as aduelas, conforme indicado no gráfico, aumentando acentuadamente após esta ocorrência. O início do afastamento incide, no modelo experimental, nas juntas E e I (cf. Figura 5.13) para uma carga de 162 kN. No modelo proposto, o afastamento nestes dois pontos tem início no carregamento de 170 kN e 181 kN, respectivamente. A ruptura da viga acontece por esmagamento do concreto, na junta A , próximo ao trecho de maior momento fletor, para uma carga de 383 kN.

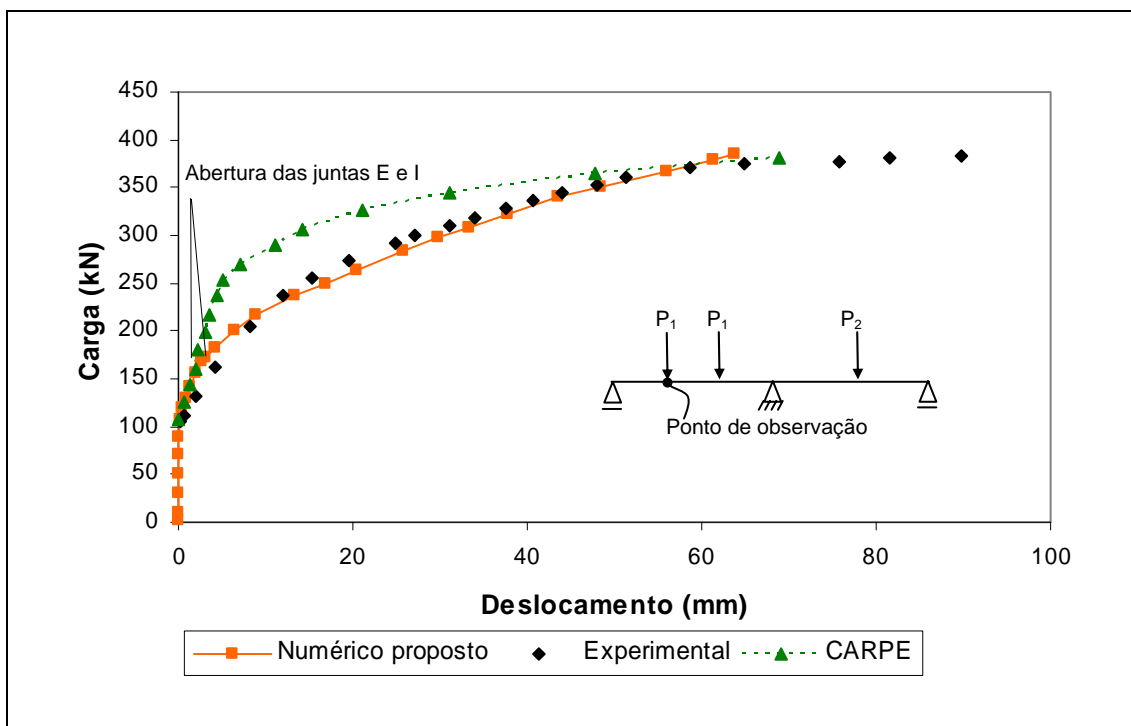


Figura 5.15 – Deslocamento vertical x carga

O modelo proposto apresenta, inicialmente, uma rigidez superior a do modelo experimental. O mesmo pode ser observado no gráfico de rotação dos apoios na Figura 5.19. Essa desigualdade entre as rizezas é previsível, pois seu valor teórico não considera as imperfeições construtivas do modelo experimental. Após a abertura das aduelas, a rigidez, observada experimentalmente, diminui de forma menos acentuada que a obtida com o modelo numérico.

O gráfico da Figura 5.15 mostra também a curva obtida com o programa CARPE, desenvolvido por DÉsir (1993) e empregado por REGIS (1997) em sua pesquisa. O modelo utiliza elementos de viga com dois graus de liberdade por nó.

A Figura 5.16 mostra as variações dos deslocamentos verticais (flechas) alcançados em diversos pontos da viga, com o acréscimo do carregamento. Observa-se que, em geral, há uma boa correlação entre as respostas teóricas, obtidas com o modelo numérico proposto, e as respostas experimentais.

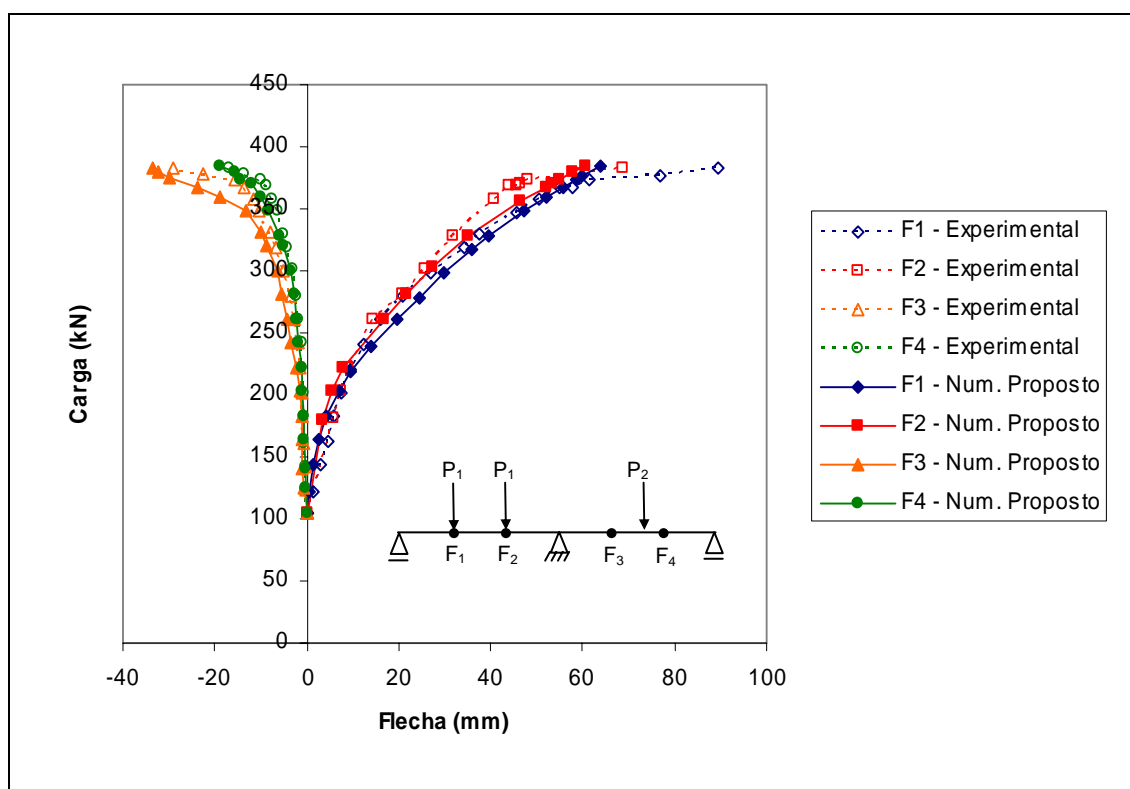


Figura 5.16 – Diagramas carga-flechas

A Figura 5.17 mostra comparações entre as deformadas teóricas e experimentais da viga em função do acréscimo de carregamento. A estrutura está no regime não linear. Observa-se, em geral, que as deformadas teóricas, obtidas com o modelo proposto, se aproximam favoravelmente das experimentais, obtidas com as medições das flechas em vários pontos ao longo do comprimento da viga.

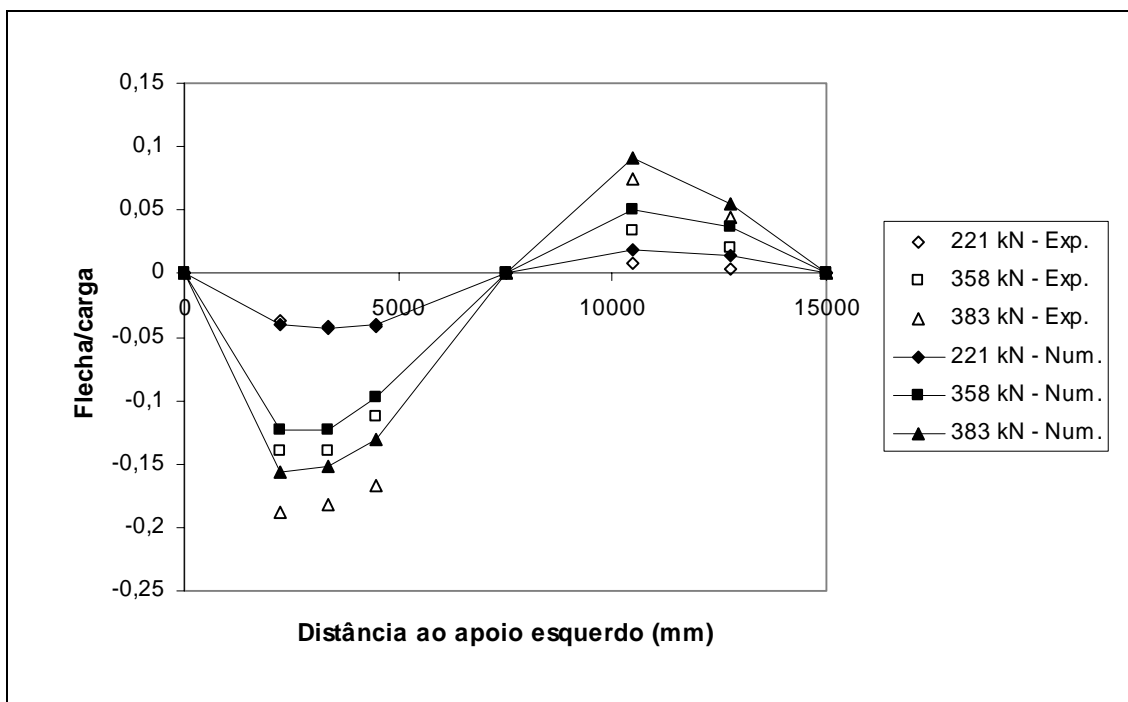


Figura 5.17 – Evolução da deformada com o carregamento

A Figura 5.18 ilustra a imagem gerada pelo pós-processador gráfico desenvolvido como parte do programa de análise estrutural. Esta deformada está com a sua forma amplificada para melhor visualização. As aduelas estão representadas por blocos na cor cinza. Alguns blocos têm um nó intermediário. Esses nós representam pontos onde há carga concentrada ou então indicam a ligação entre o desviador e a estrutura. Os nós na cor verde simbolizam o centróide da seção transversal onde todas as superfícies das aduelas estão em contato, ou seja, a seção transversal está toda comprimida. E, os nós na cor vermelha indicam a nova posição do centróide da seção comprimida após o surgimento da abertura entre as aduelas.

No modelo numérico, após o aparecimento de tensões de tração entre as superfícies das aduelas, verifica-se a altura da área de contato entre essas superfícies. Nas seções onde as juntas abriam, faz-se a translação do centróide da seção cheia para uma nova posição para simular esta abertura.

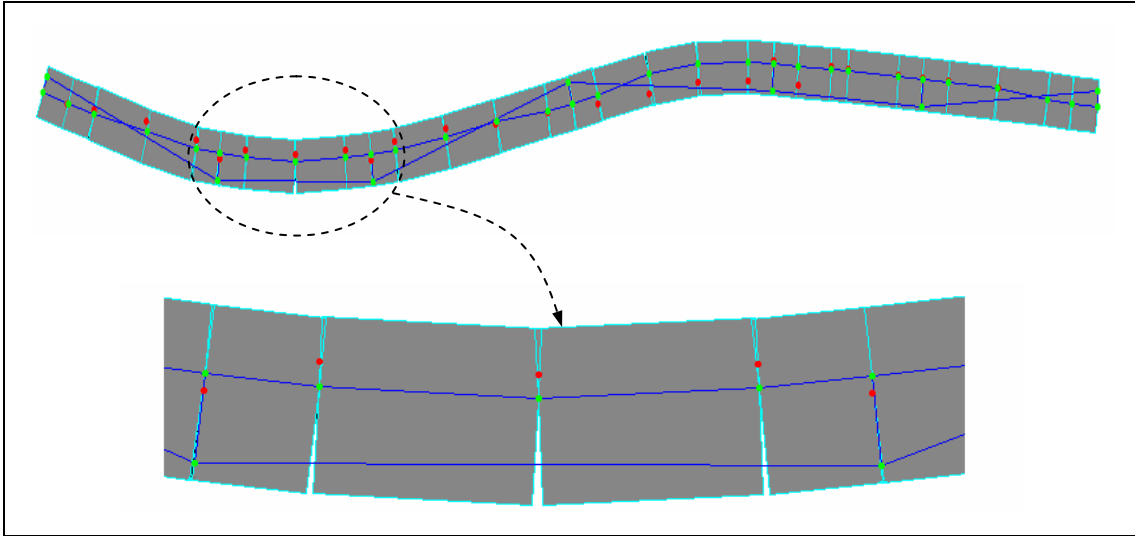


Figura 5.18 – Evolução da deformada com o carregamento – visualizador

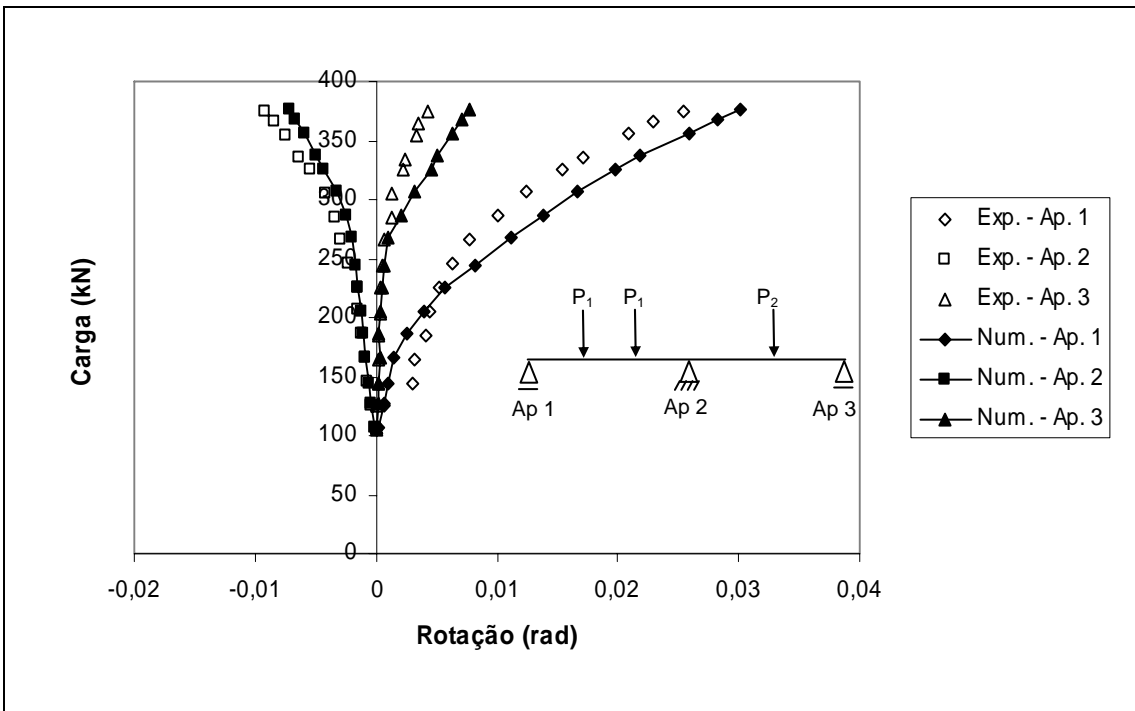


Figura 5.19 – Diagrama carga x rotação dos apoios

Inicialmente, a estrutura descarregada apresenta uma distância e entre o centróide e o cabo no meio do vão. Após a imposição do primeiro carregamento (etapa1), a estrutura se deforma, sem, no entanto, causar o afastamento das aduelas. A distância entre o centróide, no meio do vão, e o cabo diminui, devido à deformação da estrutura. Com o acréscimo de mais uma etapa de carga sobre a estrutura, esta continua a se deformar, até o ponto em que a protensão existente não é mais

suficiente para garantir a integridade da estrutura. Com isso, surgiram tensões de tração resultando na perda de contato entre as superfícies das aduelas vizinhas. A distância entre o centróide e o cabo tem uma redução ainda maior.

A relação entre a excentricidade inicial e a excentricidade no decorrer do carregamento está indicada no gráfico da Figura 5.20. Até o ponto onde as aduelas permanecem em contato total ($q = 160$ kN), essa relação é praticamente 1. Após esse instante essa distância tem uma queda acentuada e contínua em seu valor.

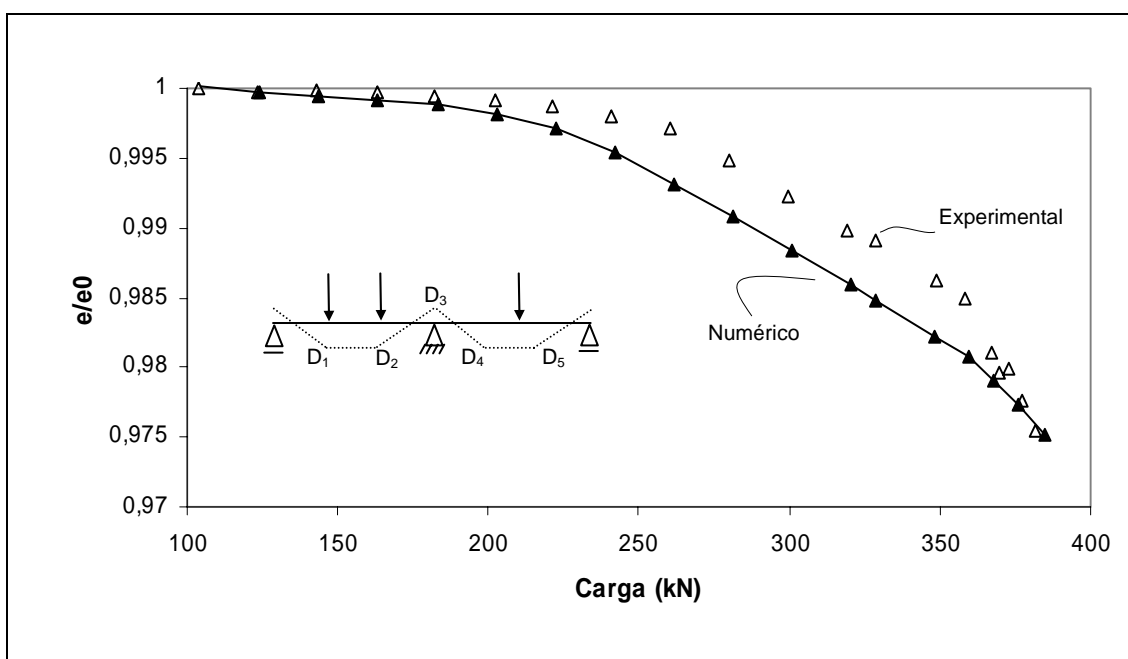


Figura 5.20 – Variação da excentricidade do cabo x carga

A Figura 5.21 mostra a abertura das juntas *A*, *E* e *I* (cf. Figura 5.13). Há uma diferença significativa na abertura da junta *A* entre os modelos experimental e numérico enquanto nos outros dois pontos de análise, juntas *E* e *I*, isso não ocorre.

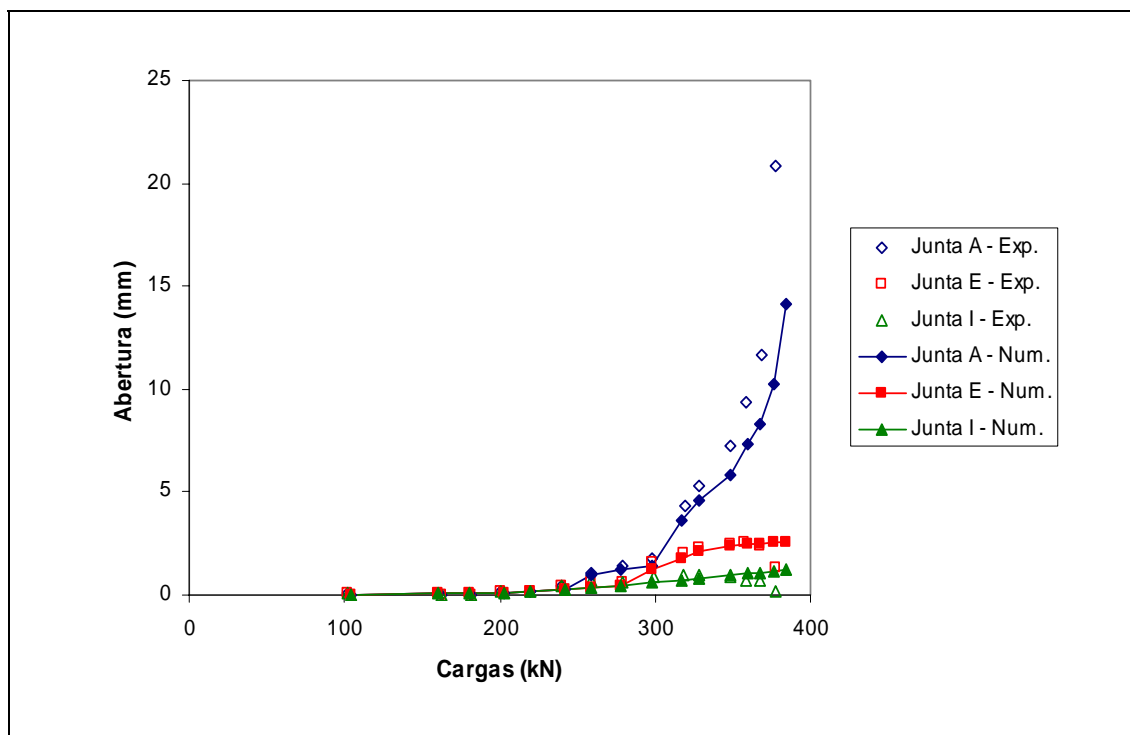


Figura 5.21 – Diagramas de aberturas das juntas x carga

Na resposta do modelo numérico, a abertura final da junta A é cerca de 30% inferior à resposta experimental. Tal diferença deve ter origem em não-linearidades não consideradas no modelo proposto e que se manifestam e se amplificam em estágios mais avançados de carga. A abertura entre as juntas das aduelas interfere no comportamento da estrutura, portanto, essa diferença pode ter influenciado no valor da flecha final neste mesmo ponto (cf. diagrama da Figura 5.15).

Na Figura 5.22 apresenta-se a deformação nas cordoalhas do modelo proposto e experimental na medida em que o carregamento é aplicado. Estão representados os trechos T_2 , T_4 e T_5 . As Figuras 5.23 e 5.24 mostram o deslizamento do cabo sobre dois desviadores. O desviador D_2 está à direita do apoio central e o desviador D_4 à esquerda.

Nota-se que as curvas de deformação nas cordoalhas apresentam a mesma tendência na sua trajetória. Os valores da deformação nos ensaios experimental, para um mesmo carregamento, estão próximos às respostas obtidas. O mesmo acontece nos gráficos do deslizamento das cordoalhas sobre os desviadores.

As curvas experimentais dos gráficos das Figuras 5.23 e 5.24 mostram a evolução do deslizamento nos desviadores situados simetricamente em relação ao eixo longitudinal. Observa-se, principalmente no desviador D_4 , que os valores do deslizamento não são coincidentes. Isto se deve aos diferentes coeficientes de atrito provavelmente existentes em cada um dos desviadores.

No modelo proposto, os dois cabos de protensão foram representados por um único cabo, bem como os pares de desviadores. O coeficiente de atrito usado na análise teórica é único e o mesmo para todos os desviadores.

O atrito é responsável pelo deslizamento do cabo sobre os desviadores que por sua vez influencia diretamente na deformação da cordoalha. Caso o valor estimado desse coeficiente não seja preciso, os valores do deslizamento e conseqüentemente da deformação das cordoalhas serão diferentes dos valores medidos experimentalmente.

É possível, portanto, que a adoção de um coeficiente de atrito mais apropriado, pelo menos para cada par de desviadores, aproximaria a resposta teórica da experimental.

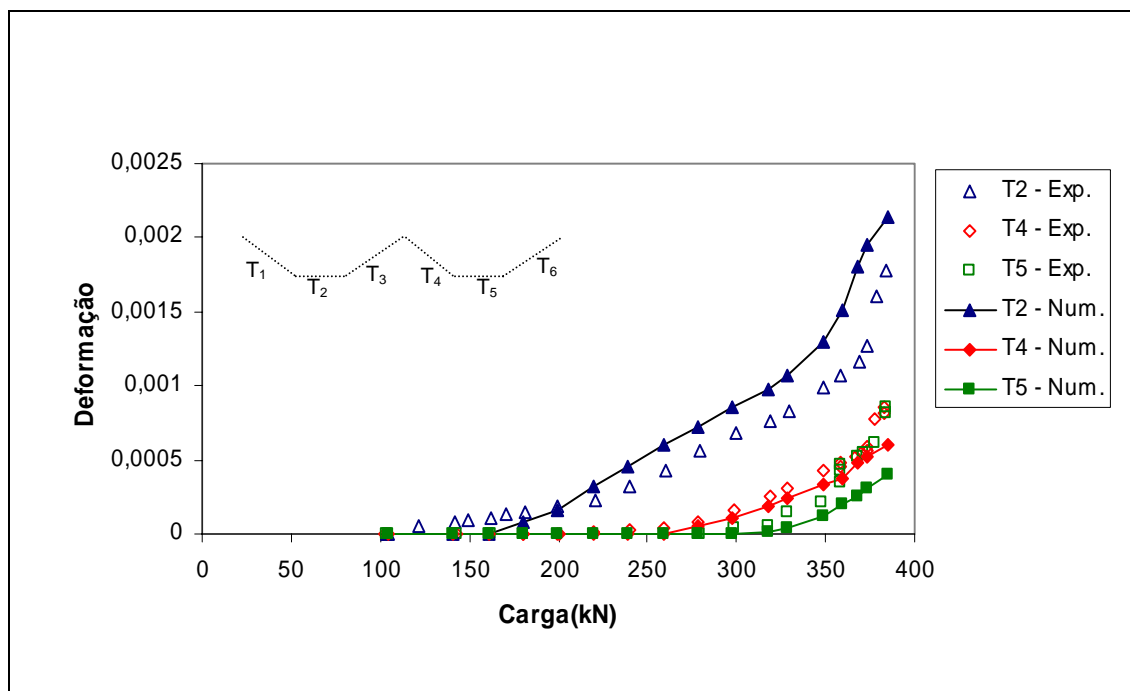


Figura 5.22 – Variação de deformação nas cordoalhas

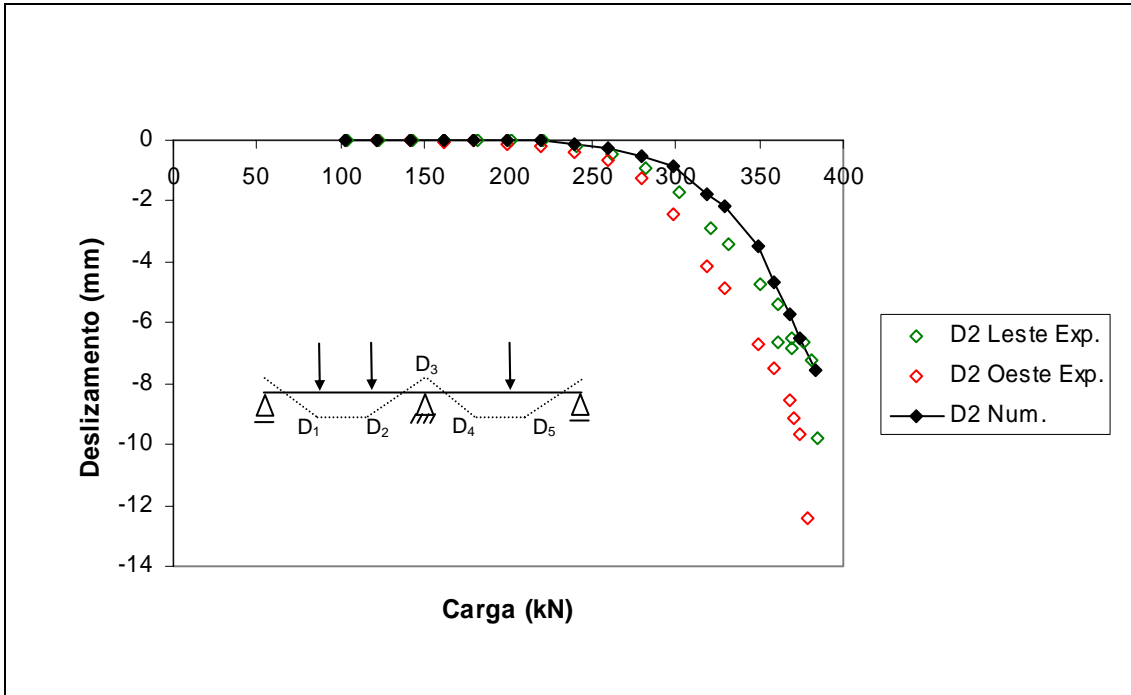


Figura 5.23 – Deslizamento do cabo sobre o desviador D₂

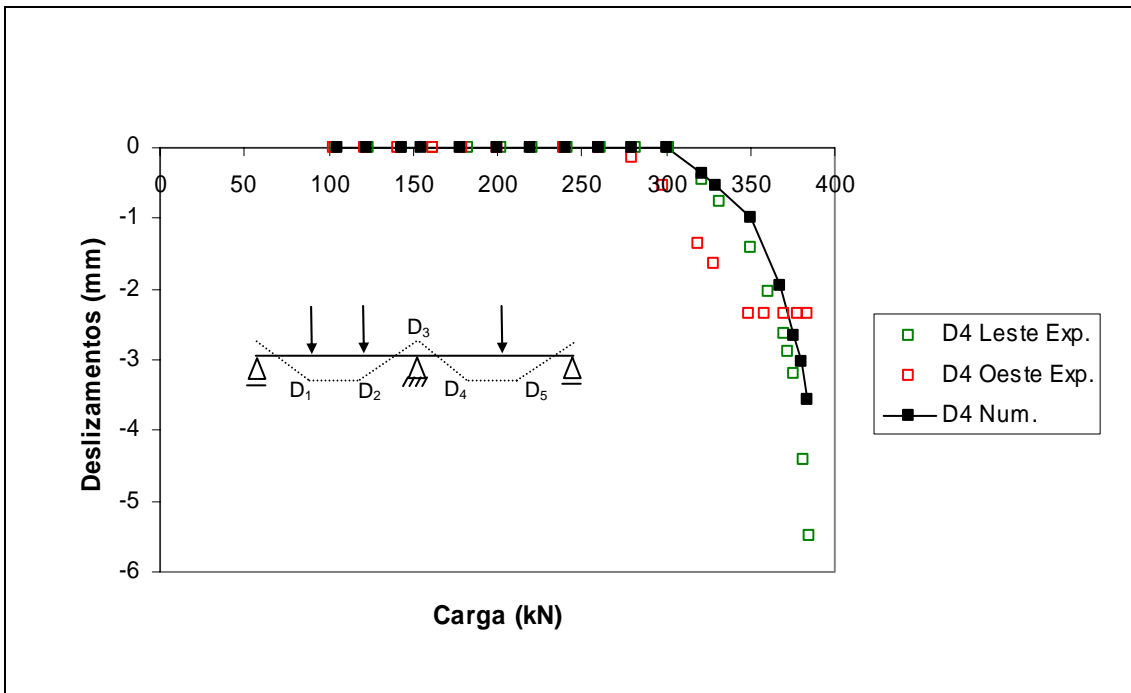


Figura 5.24 – Deslizamento do cabo sobre o desviador D₄

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

6.1 – Conclusões

Este trabalho teve como objetivo principal apresentar o desenvolvimento de um modelo matemático-numérico, para investigar o comportamento até a ruptura e o mecanismo de abertura das juntas, de estruturas de vigas de pontes com aduelas justapostas não coladas, protendidas externamente. Com base nas correlações entre os resultados numéricos e experimentais, apresentados no capítulo 5, conclui-se que o modelo proposto, embora bastante simples, é adequado para analisar o comportamento estrutural.

A modelagem simplificada da estrutura com elementos finitos de barra, de cabo e de desviador, é capaz de representar o comportamento estrutural não-linear ao longo do processo de carregamento e conseqüentes variações geométricas. Um pós-processador gráfico, especialmente elaborado, possibilita a visualização da evolução da deformada da estrutura.

Para qualquer nível de carga, o modelo fornece os deslocamentos e esforços na estrutura, considerando as não-linearidades geométrica da estrutura e física dos materiais.

A modelagem de estruturas de vigas segmentadas com protensão externa foi validada por resultados experimentais, obtidos de ensaios de duas vigas: uma isostática e outra contínua. A comparação direta dos resultados numéricos com os experimentais – flechas, força de protensão nos cabos, deslizamento dos cabos sobre os desviadores, excentricidade dos cabos em relação ao centróide da estrutura, rotação dos apoios, abertura das juntas e deformação das cordoalhas – demonstrou que o modelo teórico proposto é adequado para análise do comportamento e projeto desse tipo de estrutura.

6.2 – Sugestões para Continuidade do Trabalho de Pesquisa

Para pesquisas futuras destacam-se os seguintes tópicos:

- A finalização e testes de validação, contra resultados experimentais, de um modelo mais refinado para análise deste estudo, apresentado no Apêndice A;
- A consideração dos efeitos reológicos na estrutura com análise no tempo, tanto numérica quanto experimentalmente, para melhor avaliação das perdas de protensão;
- Análise do comportamento dinâmico, conseqüente das cargas móveis que trafegam pela ponte, podendo gerar substanciais acréscimos de tensões nos cabos não aderentes e das forças nos desviadores, levando a fissuração e a aberturas excessivas das aduelas. Essas condições indesejáveis têm sido observadas em estruturas existentes;
- Análise do efeito da variação da esbeltez da viga nos esforços, tensões e deslocamentos;
- A elaboração de um programa de computador para estudar a otimização do traçado dos cabos em estruturas com protensão externa.

APÊNDICE A

ANÁLISE PARAMÉTRICA DA INFLUÊNCIA DOS DESVIADORES

Objetivando-se demonstrar a potencialidade do modelo proposto, apresenta-se aqui um estudo inicial para analisar o comportamento de uma estrutura com protensão externa sob a influência do deslizamento do cabo sobre os desviadores e do número de desviadores distribuídos na estrutura.

A estrutura em questão é definida a partir da seção transversal apresentada por PERLINGEIRO (1998) em trabalho anterior.

A seção transversal, ilustrada esquematicamente na Figura A.1, é de uma viga tipo I, pré-moldada em concreto protendido, com altura constante de 1,60 m. Os cabos são posicionados externamente à viga.

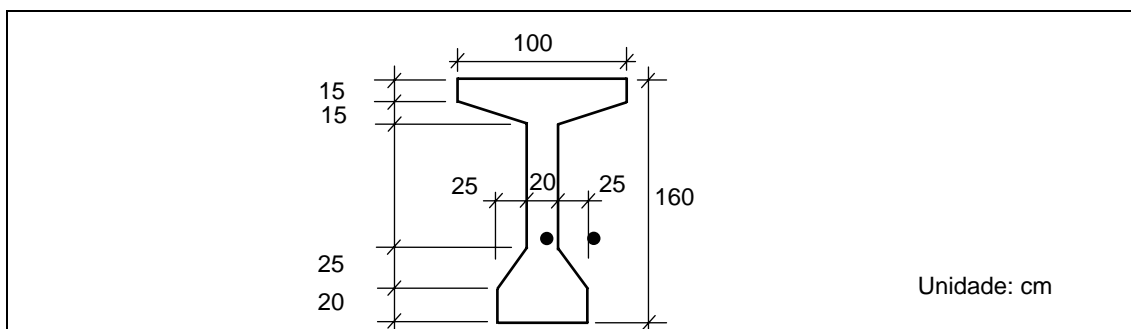


Figura A.1 – Seção transversal da viga do tipo I

As características geométricas – da seção transversal – e físicas dos materiais estão apresentadas nas Tabelas A.1 e A.2 respectivamente:

Tabela A.1 – Características geométricas da seção transversal

Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	V _s (m)	V _i (m)
0,663	0,219	0,769	0,831

Tabela A.2 – Características dos materiais aço e concreto

Variáveis	Valores
Peso específico (kN/m ³)	25
Resistência Nominal a Compressão do Concreto (MPa)	35
Módulo de Elasticidade do Concreto (MPa)	34.000
Módulo de Elasticidade do Aço (MPa)	195.000

A partir da seção transversal definida, admite-se uma estrutura bi-apoiada com um vão de 15 m, formada por cinco aduelas com 3,0 m cada, conforme ilustra a Figura A.2. As aduelas têm comprimento de 5 m cada, formando, assim, uma estrutura simétrica. O cabo é protendido com ancoragens ativas nos dois extremos da viga, posicionado a 0,20 m da face inferior. As distâncias do centróide às fibras inferiores e superiores são, respectivamente, 0,831 m e 0,769 m. Os apoios são de segundo e primeiro gênero, como demonstra a Figura A.2.

A primeira etapa de carregamento consiste no peso próprio adicionado a uma carga distribuída de 10 kN/m, além da protensão. A segunda etapa de carregamento corresponde a uma carga concentrada aplicada no meio do vão até a ruptura.

A força de protensão necessária para combater as cargas de peso próprio e distribuída atuante de 10 kN/m, é obtida com um cálculo simples, baseado no valor da tensão normal de tração às fibras. Neste caso, a maior tensão normal de tração ocorre no meio do vão, nas fibras inferiores.

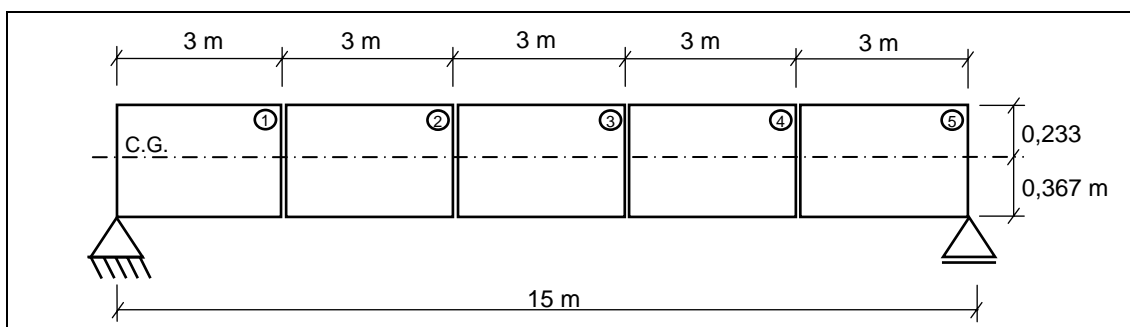


Figura A.2 – Viga bi – apoiada

Efetuando-se o cálculo, tem-se que a força de protensão necessária – desconsiderando as perdas imediatas de protensão para combater a carga aplicada ao longo da viga – é de aproximadamente 850 kN.

A protensão é aplicada por meio de dois cabos, tipo CP – 190 RB, com duas cordoalhas engraxadas em bainhas individuais de sete fios cada. O diâmetro nominal é 12,7 mm com área nominal de 98,7 mm².

Influência do Número de Desviadores

Analisa-se, inicialmente, a influência do número de desviadores distribuídos ao longo da viga no comportamento da estrutura. O estudo é efetivado para duas condições de deslizamento do cabo sobre os desviadores: impedido e livre.

As configurações adotadas para o traçado do cabo estão ilustradas na Figura A.3. São quatro modelos: D_0 , D_1 , D_{1b} e D_2 . O modelo D_0 tem o cabo com o traçado reto, distante 0,20 m da face inferior da viga. Os modelos D_1 e D_{1b} têm um desviador posicionado no meio do vão. O traçado do cabo da viga D_1 é reto enquanto que o traçado da viga D_{1b} é poligonal. E, o modelo D_2 tem dois desviadores localizados, cada um, a 4 m das extremidades. Todos os desviadores também se encontram a 0,20 m da face inferior da viga.

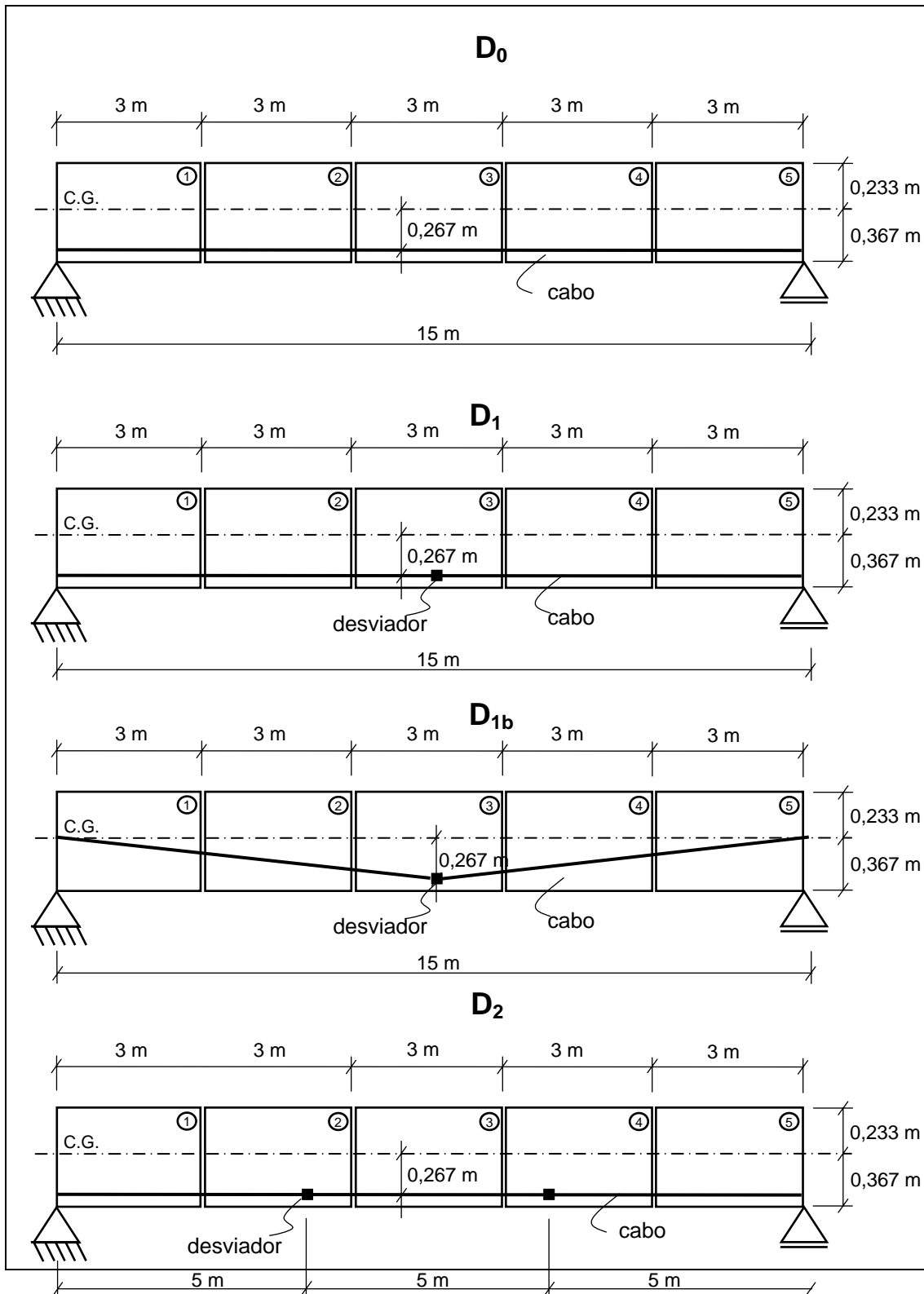


Figura A.3 – Traçado do traçado do cabo

Os resultados numéricos são apresentados por meio de gráficos para análise do comportamento da estrutura.

Deslizamento Impedido

O gráfico da Figura A.4 mostra o deslocamento no meio do vão para os modelos D_0 , D_1 e D_2 . Ambas as vigas apresentam um comportamento similar. Inicialmente, os deslocamentos aumentam linearmente com a carga. No momento em que as primeiras juntas abrem, o comportamento passa a ser não linear e a estrutura perde rigidez. Após a abertura das outras juntas, há um decréscimo maior da rigidez, reduzindo a resistência da estrutura.

As vigas com desviadores registram flechas menores do que as sem desviadores, para um mesmo nível de carga, após a abertura das juntas 1 e 2. Nota-se que a resistência última, da estrutura sem desviador, é inferior aos modelos que têm desviadores. Os modelos D_1 e D_2 alcançam maiores deslocamentos, com os valores muito próximos entre si.

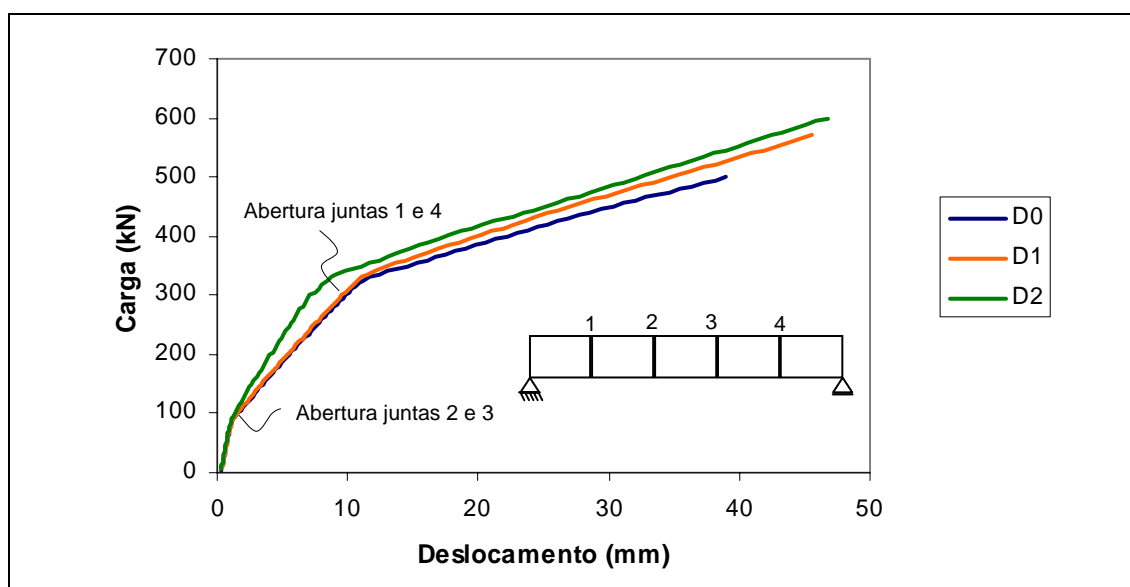


Figura A.4 – Deslocamento no meio do vão

O gráfico da Figura A.5 apresenta a variação da força de protensão nos cabos, após a primeira etapa de carga onde foi feita a implantação da protensão. Os modelos estudados são o D_0 e o D_2 . A força de protensão no modelo D_2 foi tomada no trecho central entre os desviadores. Como não foi considerado o deslizamento, a força de protensão alcança valores superiores no modelo D_2 . Além disso, a rigidez tem um decréscimo também superior neste modelo, após a abertura das primeiras juntas, que se localizam nesse trecho central.

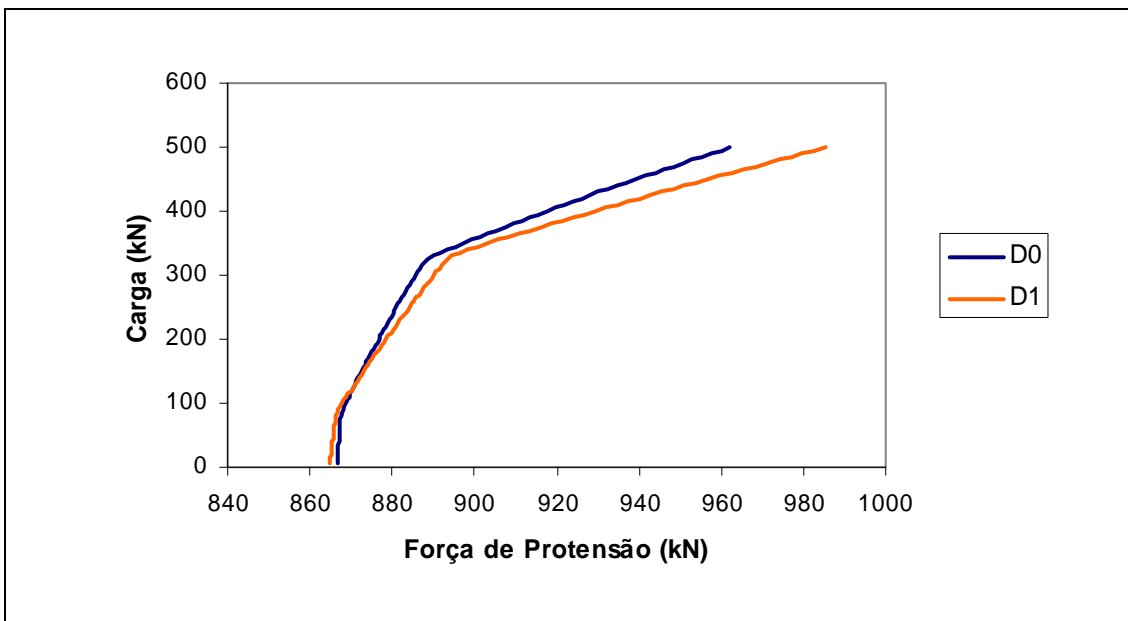


Figura A.5 – Variação da força de protensão

A Figura A.6 compara a mudança de excentricidade dos cabos no meio do vão em relação ao centróide da seção transversal. Ambas as vigas apresentam redução imperceptível da excentricidade em serviço.

Com a aplicação da segunda etapa de carga, que conduz a estrutura à ruptura, não há alteração da excentricidade para a viga D_1 devido ao fato de o desviador estar localizado no meio do vão. As outras duas vigas registram uma leve redução da excentricidade até a abertura das primeiras juntas. A partir daí, a viga D_0 , sem desviador, tem um decréscimo expressivo da excentricidade, o que justifica as respostas dos gráficos das Figuras A.4 e A.5.

O gráfico da Figura A.7 mostra a flecha que os modelos D_1 e D_{1b} atingiram com o carregamento aplicado. O modelo D_{1b} , com o traçado do cabo poligonal além de ser mais dúctil, apresenta uma redução significativa da rigidez levando às flechas a valores bem superiores ao do modelo D_1 .

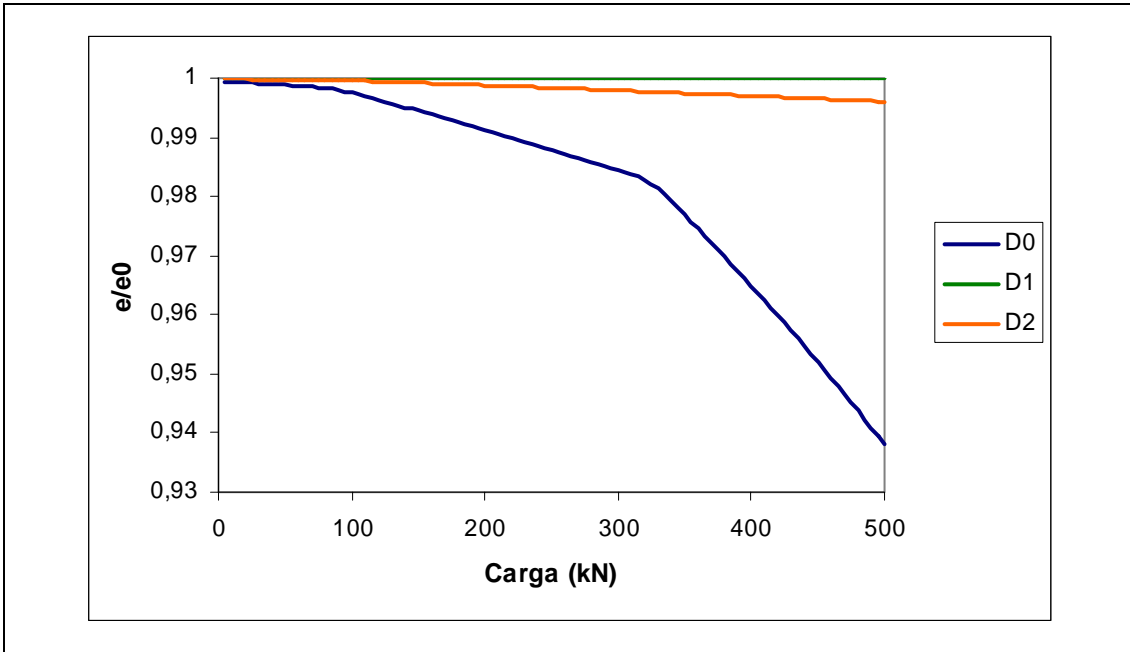


Figura A.6 – Variação da excentricidade do cabo

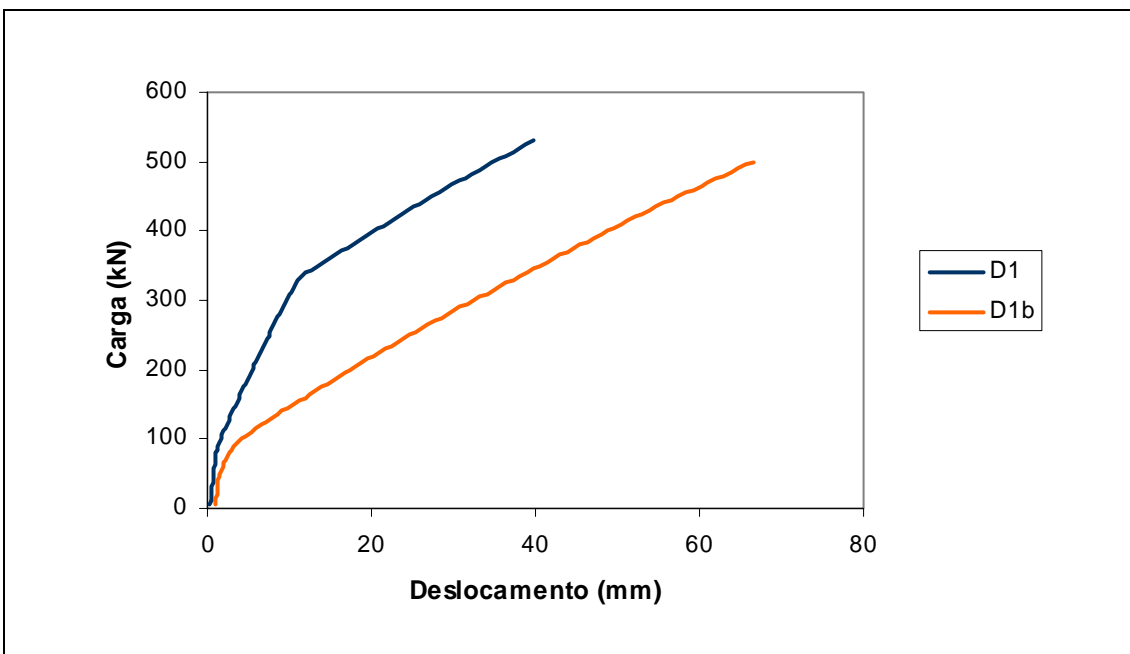


Figura A.7 – Deslocamento no meio do vão

Deslizamento Livre

Para analisar o efeito do deslizamento na evolução das flechas, o modelo de estudo foi o D_1 , onde a viga tem o cabo reto com um desviador posicionado no meio do vão. Verifica-se, a partir das respostas do diagrama da Figura A.8, que o deslizamento livre sobre o desviador ocasiona menor rigidez à estrutura no início do deslizamento e, conseqüentemente um valor superior na flecha.

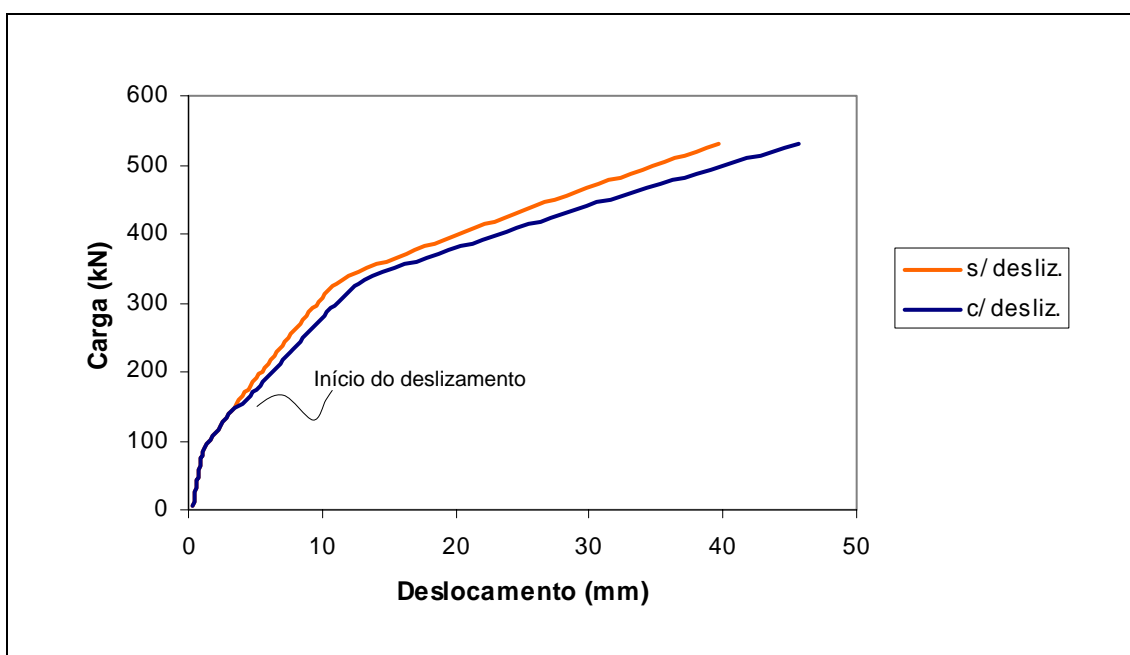


Figura A.8 – Deslocamento no meio do vão

REFERÊNCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

- ALKHAIRI. F. M., NAAMAN, Antoine E., 1994, "Analysis of Beams Prestressed with Unbonded Internal or External Tendons", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.119, n. 9 (Sept), pp.2680-2701.
- ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de, 2001, "Construção Segmental de Tabuleiros de Pontes – Um Estudo de Caso", In: *Anais da V Semana de Engenharia, Encontro Metropolitano de Engenharia*, Unisantos, Santos.
- ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de, 2000, "Processos Construtivos de Pontes e Viadutos Pré-moldados no Brasil", In: *Anais do I Congresso Nacional da Indústria de Pré-fabricação em Betão*, Porto, Portugal, Junho.
- ALVES, Ricardo Valeriano, 1995, *Instabilidade Não-Linear Elástica de Estruturas Reticuladas Espaciais*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318, 1999, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

- APARICIO, Angel, C. and RAMOS, Gonzalo, 1996, "Flexural Strength of Externally Prestressed Concrete Bridges" *ACI Structural Journal*, V.93, n.5 (Sept – Oct), pp. 512-523.
- APARICIO, Angel, C. and RAMOS, Gonzalo, CASAS, Juan R., 2002, "Testing of Externally Prestressed Concrete Beams", *Engineering Structures*, V.24, n.1, pp. 73-84.
- ARAUJO, Aellington F., 2002, "Estudo Comparativo entre Vigas Contínuas Monolíticas e Construídas em Aduelas Pré-moldadas Protendidas com Cabos Sintéticos Externos", In: *Anais da XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília – Brasil.
- ARIYAWARDENA, N. e GHALI, A., 2002, "Prestressing with Unbonded Internal or External Tendons: Analysis and Computer Model", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.128, n. 12 (Dec)., pp.1493-1500.
- ARIYAWARDENA, Nihal, GHALI, Amin, 2002, "Design of Precast Prestressed Concrete Members Using External Prestressing", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, v.47, n.2 (March – April), pp. 84-94.
- ASSHTO, 1989, *Guide Specification for the Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*, American Association of Highways and Transportation Officials, Transportation Research Board, Washington, DC, USA.
- BEAUPRE, R.J., POWELL, L.C., BREEN, J.E. e KREGGER, M.E., 1990, "Deviator and Design for Externally Post-Tensioned Bridges", *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.257-288.
- BRITISH STANDARD BS 8110, 1997. *Structural Use of Concrete: Part 1. Code of Practice for Design and Construction*, London, UK.
- BRUGGELING, A.S.G., 1990, "External Prestressing – a State of the Art", *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.61-81.

- CAMPOS, Claudia M. de Oliveira, 1999, *Análise do Comportamento à Flexão de Vigas Protendidas com Cabos Externos Sintéticos*, Tese de D.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC), Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, 1995. *CSA Standard Association A23.3- 94: Design of Concrete Structures*, 2 ed. Ontário, Canada.
- CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1995. *CEB Bulletin d'Information*, n. 213-214.
- COLLINS, Michael P., MITCHELL, Denis. *Prestressed Concrete Structures*, New Jersey: Prentice Hall, 1991.
- COMBAULT, J., 1998, "The Design of Short and Médium Span Bridges", In: *Proceedings of Fifth International Conference on Short and Medium Span Bridges*, Calgary, July.
- DALL'ASTA, Andréa e ZONA, Alessandro, 2005, "Finite Element Model for Externally Prestressed Composite Beams with Deformable Connection", *Journal of Structural Engineering*. V.131, n.5, pp. 706-714.
- DÉSIR, Jean Marie, 1993, *Análise Não Linear de Vigas Contínuas em Concreto com Protensão Externa*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FENVES, G.L., 1986, "Nonlinear Analysis of External Prestressed Bridge", In: *Proceedings of Ninth Conference on Eletronic Computation*, American Society of Civil Engineers, Birmighan, pp. 192-201, Alabama, Feb.
- FLETCHER, M. S, 1984. "In-situ Free Cantilever Concrete Bridges", *J. Inst. Highways and Transportation*, v. 31, n.11, pp.10–18.
- FOURÉ, B., MARTINS, P.C.R., 1990, "Comportement em Flexion jusqu'a a Rupture de Poutres a Précontrainte Extérieure au Béton", *La Technique Française du Béton Précontrainte – AFPC*, Hambourg.

- FOURÉ, B., MARTINS, P.C.R., HOANG,L.H., 1991, “Problème de Sécurité à Rupture et de Modélisation du Comportement des Poutres en Béton à Précontrainte Extérieure”, In: *Annales de L’ITBTP*, n. 491, pp. 46-95, Série: Béton 278, Février.
- GARCIA-VARGAS, J.A., MENEZES, N. & TRINH, J.L., 1993, “Effect of External Tendon Slipping at Deviators on Beam Behaviour”, In: *Proceedings of the Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures*, pp.227-239, Editors – E. Conti & B. Foure, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, June.
- GHALI, A. & FAVRE, R. 1994, *Concrete Structures, Stresses and Deformations*, 2 ed. London, E & FN SPON, Chapman and Hall.
- GHALI, A. & NEVILLE,A. M., 1997, *Structural Analysis – A Unified Classical and Matrix Approach*, 4 ed. London, E & FN SPON.
- HARAJLI, M., KHAIRALLAH, N. e NASSIF, N., 1999. “Externally Prestressed Members: Evaluation of Second-Order Effects”, *Journal of Structural Civil Engineering*, ASCE., v. 125, n. 10, (out), pp. 1151-1161.
- JARTOUX, P. e LACROIX, R., 1990, “Development of External Prestressing in Bridges – Evolution of the Technique”. *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.83-106.
- KREGER, M.E., FENVES, G.L. e EL-HABR, K.C., 1990, “Finite Element Analysis of Externally Post-Tensioned Segmental Box Girder Construction”, *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.389-407.
- LEHONARDT, F. 1973, “Procédé de Construction par Cycles de Bétonage en Coffrage Fixe et Cycles de Poussage”, In: *Annales de l’I.T.B.T.P.*, pp.46-65.
- MACGREGOR, R.J.G., KREGER, M.E. e BREEN, J.E., 1990, “Strength and Ductility of a Three-Span External Post-Tensioned Box Girder Bridge Model”, *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315-338.

- MACGREGOR, ROBERT J. G., 1989, *Evaluation of Strength and Ductility of a Three-Span External Post-Tensioned Box Girder Model*, Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, Austin, USA.
- MARTINS, P.C.R., 1989, *Modélisation du Comportement jusqu'à la Rupture em Flexion de Poutres em Béton a Précontrainte Exterieur ou Mixte*, Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Paris, Paris, France. (sept).
- MARTINS, P. C. R., REGIS, P.A. e DESIR, J.M., 1993, "A Study on the Behaviour of Hiperstatic Concrete Beams with Mixed Prestressing", In: *Proceedings of the Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures*, pp.217-226, Editors – E. Conti & B. Foure, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, June.
- MATHIVAT, Jacques, 1980, *Construccion de Puentes de Hormigon Pretensado por Voladizos Sucesivos*, Barcelona, Espanha: Editores Técnicos Asociados, S.A.
- MATTOS, T.S., 2001, *Programa para Análise de Superestruturas de Pontes de Concreto Armado e Protendido*. Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MENN, Christian, 1990, *Prestressed Concrete Bridges*, Basel, Suíça, Birkhauser Verlag.
- MULLER, J. e GAUTHIER, Y.,1990, "Ultimate Behavior of Precast Segmental Box Girder with External Tendons", *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, , A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp 355-374.
- NAAMAN,A.E., 1990, "A New Methodology for the Aanalysis of Beams Prestressed with External or Unbonded Tendons", ACI SP-120, *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp 339-354.
- NAAMAN, A. E., 2005, "PC Beams with Unbonded Tendons: Analysis in Cracked, Uncracked and Ultimate State", SP231: Ned H Burns, In: *Proceedings of Symposium on Historic Innovations in Prestressed Concrete*.

- NAAMAN, Antoine E., ALKHAIRI. F. M., 1991b, "Stress at Ultimate in Unbonded Prestressing Tendons. Part 2: Proposed Methodology", *ACI Structural Journal*, v.88, n.6, pp.683-692.
- NG, C. K. (2003). "Tendon Stress and Flexural Strength of Externally Prestressed Beams", *ACI Structural Journal*, v. 100, n. 5 (September-October), USA, pp. 644-653.
- PERLINGEIRO, Mayra S. P. L. 1998, *Análise Tridimensional de Estruturas Protendidas*, Dissertação de M.Sc., UFF, Niterói, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PFEIL, Walter, 1975, *Ponte Presidente Costa e Silva – Rio-Niterói – Métodos Construtivos*, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- PFEIL, Walter, 1991, *Concreto Protendido: Processos Construtivos, Perdas de Protensão*, 3 ed. Rio de Janeiro, Editora Didática e Científica Ltda.
- PICARD, Andre; MASSICOTTE, Bruno; BASTIEN, Josee, 1995, "Relative Efficiency of External Prestressing", *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v. 121, n.12, (Dec), pp. 1832-1841.
- PISANI, Marco Andréal, 2005, "Geometrical Nonlinearity na Length of External Tendons", *Journal of Bridge Engineering*, v.10, n.3, pp. 302-311.
- PODOLNY, W., and MULLER, J., 1982, *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*, New York, NY. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc.
- RABBAT, Basile G. e SOWLAT, Koz, 1990, "Behavior of 1/5 Scale Segmental Concrete Girders with External and Internal Tendons", *External Prestressing in Bridges ACI SP-120*, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp 305-314.
- RAMOS, Gonzalo, 1994, *Estúdio del Comportamento em Serviço, Preratura y Rotura de Puentes de Hormigón com Pretensado Exterior*, Tese de D.Sc., Universitat

Politécnica de Catalunya, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona, Espanha.

RAMOS, Gonzalo e APARICIO, Angel C., 1996, "Ultimate Analysis of Monolithic and Segmental Externally Prestressed Concrete Bridges", *Journal of Bridges Engineering*, v.1, n.1 (Feb), pp. 10-17.

RAO, P. Srinavasa and MATHEW, George, 1996, "Behavior of Externally Prestressed Concrete Beams with Multiple Deviators", *ACI Structural Journal*, V.93, n. 4 (July-August), pp.387-396.

REGIS, P.A., 1997, *Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Vigas em Concreto com Protensão Externa*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

RUDLOFF Sistema de Protensão, "A Construção e o Lançamento de Pontes", Disponível em:< <http://www.rudloff.com.br/INDEX.HTM>.> Acesso em: 30 de agosto, 2005.

SOWLAT, Koz, RABBAT, Basile G., 1987, "Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, v.32, n. 2 (March-April), pp.86-107.

TAN, Kiang-Hwee e NG, Chee-Khoon, 1997, "Effects of Deviators and Tendon Configuration on Behavior of Externally Prestressed Beams", *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 1 (Jan-Feb), pp.13-22.

VASCONCLEOS, Augusto Carlos de, 2005, *Emilio Henrique Baumgart: suas realizações e recordes: uma vida dedicada ao concreto armado*, São Paulo: Otto Baumgart Indústria e Comércio S.A.

VIRLOGEUX, M., 1983, "La Précontrainte Extérieure", In: *Annales de L'Institute Technique du Batiment et dès Travaux Publics – Innovation dans lê Domaine dès Ouvrages d'Art em Béton Précontrainte*. pp. 115-194, Jerusalém, Dec.

VIRLOGEUX, M., 1988, "Non-linear Analysis of Externally Prestressed Structures", In: Proceedings of FIP Symposium, pp. 319-340, Jerusalém, Sept.

VIRLOGEUX, M., 1990, "External Prestressing: from Construction History to Modern Technique and Technology", *External Prestressing in Bridges* ACI SP-120, A. Naaman and J.Breen, Editors, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-60.

VIRLOGEUX, M., 1993, "Some Elements for a Codification of External Prestressing and of Precast Segments", In: *Proceedings of the Workshop on Behaviour of External Prestressing in Structures*, pp.449-466, Editors – E. Conti & B. Foure, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, June.

WOLLMANN, Carin L R.. et al. 1996, "Field Measurements of Prestress Losses in External Tendons", *ACI Structural Journal*. v. 93, n. 5 (September – October), pp. 595-601.