

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR RESISTENTE A MOMENTO

ALUNO: JULIANO LANZA CONCEIÇÃO
ORIENTADOR: PROF. DR. GILSON QUEIROZ
CO-ORIENTADOR: PROF. DR. GABRIEL DE OLIVEIRA RIBEIRO

2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

“LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR RESISTENTE A MOMENTO”

Juliano Lanza Conceição

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Gilson Queiroz
DEES – UFMG – (Orientador)

Prof. Dr. Gabriel de Oliveira Ribeiro
DEES – UFMG – (Co-Orientador)

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro
PROPEC - UFOP

Dr. Roberval José Pimenta
CODEME ENGENHARIA S/A

Belo Horizonte, 11 de março de 2011

AGRADECIMENTOS

Aos *meus pais*, que sempre me deram exemplo e força em todos os momentos da minha vida.

Ao professor *Gilson Queiroz*, por sua orientação, conhecimento, paciência e perseverança mesmo nos momentos mais difíceis. E ao professor *Gabriel de Oliveira Ribeiro* pelo seu apoio e sua contribuição para o meu desenvolvimento acadêmico.

Ao *Eng. Dr. Roberval Pimenta*, pela sugestão do tema e pela confiança depositada em mim. Agradeço pela sua intensa colaboração neste trabalho e também pela viabilização da minha dedicação exclusiva à pesquisa nas etapas finais do trabalho, essencial para a sua conclusão dentro do prazo previsto.

Aos *meus irmãos, família e Mayara* pela paciência e compreensão.

Aos *meus Colegas da CODEME ENGENHARIA S/A* por possibilitarem o meu trabalho de pesquisa realizado dentro da empresa, fundamental para a realização das análises numéricas. Ao *Eng. Alexander Galvão* pelos constantes ensinamentos, e à minha *Gerente Eng. Janaína Machado* por ser sempre tão compreensiva.

Aos *funcionários* do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, em especial à *Inês* e à *Patrícia*.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivo	5
1.3 Justificativa.....	5
1.4 Metodologia	6
1.5 Apresentação da Dissertação.....	7
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1 Generalidades Sobre Estruturas Mistas.....	9
2.2 Nós Mistos e Ligações Mistas Convencionais.....	13
2.3 Comportamento das Ligações em Geral	18
2.3.1 - Curvas Momento-Rotação.....	18
2.3.2 - Rigidez.....	20
2.3.3 - Resistência.....	21
2.3.4 - Capacidade de Rotação	21
2.4 Comportamento da Ligação com Chapa de Extremidade.....	22
2.4.1 - Rigidez Inicial da Ligação da Mesa Inferior	22
2.4.2 - Rigidez Rotacional da Ligação.....	23
2.4.3 - Resistência Nominal à Tração da Linha de Parafusos da Ligação.....	24
2.5 Metodologia de Cálculo de Ligação Mista Viga-Pilar Resistente a Momento.....	26
3 DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	39
3.1 Problema Proposto	39
3.2 Elementos Finitos Adotados.....	42
3.3 Modelos Constitutivos Adotados	44
3.3.1 - Aço do Pilar Metálico e da Chapa de Extremidade.....	44
3.3.2 - Aço das Armaduras	46
3.3.3 - Aço dos Parafusos	47
3.3.4 - Concreto	47
3.3.5 - Contato Aço-Concreto e Aço-Aço	51
3.3.6 - Considerações Gerais Sobre os Materiais	52

3.4 Modelo Piloto de Elementos Finitos	53
3.4.1 - Considerações Gerais	53
3.4.2 - Características do Modelo Piloto	54
3.4.3 - Resultados Numéricos Obtidos para o Modelo Piloto	58
3.5 Modelo Global de Elementos Finitos	65
3.6 Avaliação do Refinamento da Malha	75
3.7 Influências da Força Normal no Pilar e da Sequência de Carregamento	85
4 RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	92
4.1 Apresentação e Análise dos Resultados	92
4.2 Estudo Paramétrico	109
4.2.1 - Definição dos Parâmetros Avaliados	109
4.2.2 - Resultados do Estudo Paramétrico	113
5 MODELO MECÂNICO PRELIMINAR	118
5.1 Considerações Gerais	118
5.2 Modelo Mecânico.....	118
5.3 Resistência do Mecanismo das Armaduras Transversais.....	126
5.4 Resistência do Mecanismo das Armaduras Longitudinais.....	129
5.5 Mecanismos Secundários da Ligação	132
5.6 Requisitos Adicionais.....	136
5.7 Comparação dos Resultados dos Modelos Mecânico e Numérico	136
5.7.1 - Verificação da Largura do Bloco de Esmagamento do Concreto	136
5.7.2 - Verificação da Resistência Potencial à Compressão	139
5.7.3 - Verificação da Resistência Potencial à Tração.....	143
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	147
6.1 Conclusões	147
6.2 Proposições para Continuidade do Trabalho.....	150
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	152
APÊNDICE A: O MODELO <i>CONCRETE</i> DISPONÍVEL NO ANSYS	156
APÊNDICE B: MEMÓRIA DE CÁLCULO DO MODELO MECÂNICO	164
APÊNDICE C: MACRO UTILIZADA PARA GERAÇÃO DOS MODELOS.....	177

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento fletor [TARANATH (1998)]	3
FIGURA 1.2 – Ligação entre viga metálica e pilar misto de aço e concreto [GRIFFIS (1992)]	4
FIGURA 2.1 – Exemplo do sistema de lajes mistas	10
FIGURA 2.2 – Tipos usuais de vigas mistas	11
FIGURA 2.3 – Exemplos de seções típicas de pilares mistos [QUEIROZ <i>et al</i> (2010)]	12
FIGURA 2.4 – Nó real, região nodal e seus componentes [LEON e ZANDONINI (1992)]	13
FIGURA 2.5 – Ligações mistas com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga [MATA (2005)].....	14
FIGURA 2.6 – Ligações mistas com cantoneira de assento parafusada na mesa inferior da viga [MATA (2005)].....	15
FIGURA 2.7 – Ligações mistas com chapa de extremidade de altura total (“ <i>flush endplate</i> ”) [MATA (2005)]	16
FIGURA 2.8 – Ligações mistas utilizadas em sistemas indeslocáveis [MATA (2005)]: Fotografias cedidas pela CODEME ENGENHARIA S/A	17
FIGURA 2.9 – Curva <i>Momento-Rotação</i> [adaptado de MATA (2005)].....	18
FIGURA 2.10 – Rotação relativa para momentos equilibrados [LEON e ZANDONINI (1992)]	19
FIGURA 2.11 – Rotação na região do painel da alma do pilar	19
FIGURA 2.12 – Caracterização do comportamento da ligação à resistência.....	21
FIGURA 2.13 – Modo 1: escoamento da chapa [COUCHMAN e WAY (1998)].....	24
FIGURA 2.14 – Modo 2: ruptura do parafuso com escoamento da chapa [COUCHMAN e WAY (1998)]	24
FIGURA 2.15 – Modo 3: ruptura do parafuso [COUCHMAN e WAY (1998)].....	25

FIGURA 2.16 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [BODE (1998)]	27
FIGURA 2.17 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [KINDMANN e KRAHWINKEL (1999)]	27
FIGURA 2.18 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [QUEIROZ <i>et al</i> (2010)]	28
FIGURA 2.19 – Tipos de configurações das ligações de pórtico: (a) no meio e (b) no topo do pilar [VIEST <i>et al</i> (1997)]	29
FIGURA 2.20 – Possíveis detalhes da ligação [adaptada de VIEST <i>et al</i> (1997)].....	30
FIGURA 2.21 – Esforços atuantes em uma ligação interna de pórtico [VIEST <i>et al</i> (1997)]	31
FIGURA 2.22 – Modos de falha da ligação [VIEST <i>et al</i> (1997)].....	32
FIGURA 2.23 – Largura efetiva da ligação [VIEST <i>et al</i> (1997)].....	33
FIGURA 2.24 – Mecanismo de transferência dos esforços horizontais [adaptada de VIEST <i>et al</i> (1997)]	34
FIGURA 2.25 – Diagrama de equilíbrio dos esforços atuantes na ligação e das forças internas resultantes [VIEST <i>et al</i> (1997)]	36
FIGURA 2.26 – Mecanismos de cisalhamento da ligação [adaptada de VIEST <i>et al</i> (1997)]	37
FIGURA 3.1 – Esquema da ligação viga-pilar de nó de extremidade de pórtico.....	40
FIGURA 3.2 – Esforços atuantes em um nó de pórtico	40
FIGURA 3.3 – Hipóteses de falhas potenciais para o concreto do pilar	41
FIGURA 3.4 – Elemento finito SOLID65 [Fonte: Documentação do ANSYS].....	42
FIGURA 3.5 – Estudo preliminar comparativo: representação da armadura de aço de forma discreta <i>versus</i> distribuída – Análise de uma viga de concreto armado biapoiada submetida a uma carga uniformemente distribuída.....	43
FIGURA 3.6 – Elemento finito LINK8 [Fonte: Documentação do ANSYS]	43
FIGURA 3.7 – Elementos finitos CONTA173 e TARGE170 [Fonte: Documentação do ANSYS].....	44
FIGURA 3.8 – Relação constitutiva atribuída ao aço dos perfis e chapas	45
FIGURA 3.9 – Superfície de falha referente ao critério de von Mises	46

FIGURA 3.10 – Relação constitutiva atribuída ao aço da armadura.....	46
FIGURA 3.11 – Relação constitutiva atribuída ao aço do parafuso.....	47
FIGURA 3.12 – Estudo preliminar comparativo de uma viga de concreto armado.....	48
FIGURA 3.13 – Modelo constitutivo adotado para o concreto à compressão	50
FIGURA 3.14 – Modelo constitutivo adotado para o concreto à tração	50
FIGURA 3.15 – Esquema da região representada pelo modelo piloto.....	53
FIGURA 3.16 – Geometria do modelo piloto	55
FIGURA 3.17 – Modelo numérico piloto (representação de ¼ da geometria)	56
FIGURA 3.18 – Detalhe da modelagem das armaduras e das chapas (representação de ¼ da geometria).....	57
FIGURA 3.19 – Vinculações adotadas e deslocamentos impostos ao modelo piloto	58
FIGURA 3.20 – Deslocamentos na direção X [mm] – corte no plano XZ.....	59
FIGURA 3.21 – Tensão principal σ_1 [MPa] - corte nos planos XY e XZ.....	60
FIGURA 3.22 – Tensão principal σ_3 [MPa] - corte nos planos XY e XZ.....	60
FIGURA 3.23 – Tensão σ_x na interface de contato entre o concreto e a chapa de extremidade.....	61
FIGURA 3.24 – Carga de tração x Deslocamento na direção X (modelo piloto)	62
FIGURA 3.25 – Tensão axial nas armaduras dispersas nos elementos de concreto [MPa]	63
FIGURA 3.26 – Tensão axial nas armaduras inclinadas (discretizadas como barras) [MPa]	63
FIGURA 3.27 – Tensão equivalente de von Mises nas chapas de aço [MPa]	64
FIGURA 3.28 – Status da fissuração dos elementos de concreto	64
FIGURA 3.29 – Modelo global de elementos finitos da ligação viga-pilar	65
FIGURA 3.30 – Detalhe da modelagem das armaduras e dos perfis de aço	66
FIGURA 3.31 – Modelagem das armaduras (vista lateral da geometria completa).....	67
FIGURA 3.32 – Modelagem dos parafusos (vista isométrica).....	69
FIGURA 3.33 – Modelagem dos parafusos (vista em corte)	70
FIGURA 3.34 – Modelo estrutural idealizado.....	71

FIGURA 3.35 – Vinculações e carregamentos adotados (vista isométrica).....	72
FIGURA 3.36 – Vinculações e carregamentos adotados (corte).....	73
FIGURA 3.37 – Determinação do comprimento da viga no modelo	74
FIGURA 3.38 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 25044 elementos (“refinamento mínimo”)	76
FIGURA 3.39 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 33224 elementos (refinamento intermediário).....	77
FIGURA 3.40 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 42418 elementos (refinamento intermediário).....	78
FIGURA 3.41 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 62208 elementos (refinamento máximo adotado).....	79
FIGURA 3.42 – Momento fletor na ligação em função da rotação total da ligação obtidos para modelos com diferentes refinamentos da malha	82
FIGURA 3.43 – Relação entre o momento fletor na ligação e o momento fletor obtido para o modelo com refinamento “máximo” (62208 elementos), em função da rotação da ligação	83
FIGURA 3.44 – Relação entre os momentos fletores dos modelos com 25044 e 42418 elementos, em função da rotação da ligação.....	84
FIGURA 3.45 – Momento fletor da viga x Rotação total do nó (pilar + ligação).....	87
FIGURA 3.46 – Momento x Rotação da ligação para a seqüência de carregamento "M".....	88
FIGURA 3.47 – Momento x Rotação da ligação para a seqüência de carregamento "N"	88
FIGURA 3.48 – Momento x Rotação da ligação para a seqüência de carregamento "P"	89
FIGURA 3.49 – Força normal x Momento fletor no pilar.....	90
FIGURA 4.1 – Deslocamento vertical [mm] e deformada do modelo M0 (corte no plano XZ).....	93
FIGURA 4.2 – Deslocamento global [mm] (vista isométrica da geometria completa)..	93

FIGURA 4.3 – Tensão axial nas armaduras da ligação [MPa] – armaduras na direção 1	94
FIGURA 4.4 – Tensão axial nas armaduras da ligação [MPa] – armaduras (a) na direção 2 e (b) na direção 3.....	94
FIGURA 4.5 – Tensão axial nas armaduras transversais oblíquas [MPa].....	95
FIGURA 4.6 – Tensão axial nos parafusos [MPa]	96
FIGURA 4.7 – Forças desenvolvidas nas linhas de parafusos em função da rotação da ligação	97
FIGURA 4.8 – Momento fletor da ligação parafusada em função da rotação da ligação.....	99
FIGURA 4.9 – Tensão de von Mises no pilar metálico e na chapa de extremidade [MPa]	100
FIGURA 4.10 – Deformações plásticas equivalentes no pilar metálico, na chapa de extremidade e em trecho da viga metálica.....	101
FIGURA 4.11 – Tensão normal no concreto na direção X [MPa] – deformada ampliada 10x.....	102
FIGURA 4.12 – Tensão normal no concreto na direção Y [MPa] – deformada ampliada 10x.....	102
FIGURA 4.13 – Tensão normal no concreto na direção Z [MPa] – deformada ampliada 10x.....	103
FIGURA 4.14 – Momento fletor proveniente do contato entre o concreto e a chapa de extremidade.....	104
FIGURA 4.15 – Verificação do equilíbrio de forças horizontais.....	105
FIGURA 4.16 – Momento fletor total da ligação mista em função da rotação total, da rotação do pilar, e da rotação da ligação	106
FIGURA 4.17 – Forças verticais internas atuantes na chapa de extremidade e na viga metálica.....	107
FIGURA 4.18 – Soma das forças verticais atuantes na ligação e momento fletor resistente proveniente das forças verticais.....	108
FIGURA 4.19 – Geometria da furação da ligação parafusada	112

FIGURA 4.20 – Curvas Momento Fletor x Rotação da Ligação (modelos com $f_c=30\text{MPa}$).....	114
FIGURA 4.21 – Curvas Momento Fletor x Rotação da Ligação (modelos com $f_c=40\text{MPa}$).....	114
FIGURA 5.1 – Esquema da transferência dos esforços da viga para a ligação.....	119
FIGURA 5.2 – escoamento local da alma do pilar metálico e blocos de esmagamento do concreto associados à mesa comprimida da viga.....	120
FIGURA 5.3 – Resistências da ligação parafusada e dos blocos de esmagamento do concreto associados à mesa e à região da alma tracionadas da viga.....	121
FIGURA 5.4 – Modelo mecânico retangular para falha da chapa de extremidade e do concreto.....	123
FIGURA 5.5 – Modelo mecânico global da ligação mista com chapa de extremidade.....	124
FIGURA 5.6 – Identificação das barras de armaduras transversais efetivas.....	127
FIGURA 5.7 – Mecanismo biela-tirante formado pelas armaduras longitudinais	130
FIGURA 5.8 – Forças nas armaduras longitudinais oriunda dos esforços do pilar: (a) diagrama para momento fletor puro; (b) momento fletor + força normal de compressão.....	131
FIGURA 5.9 – Mecanismos secundários da ligação, desprezados no modelo mecânico	133
FIGURA 5.10 – Mecanismo secundário vertical formado pelos parafusos e pelo concreto.....	134
FIGURA 5.11 – Resultado Numérico x Modelo Mecânico: caracterização da largura do bloco de esmagamento do concreto formado pela flexão da chapa de extremidade.....	138
FIGURA 5.12 – Tensão normal no concreto na direção X [MPa] – deformada ampliada 10x.....	139
FIGURA 5.13 – Tensão de compressão no contato do concreto com a mesa do pilar metálico.....	142
FIGURA 5.14 – Representação 3D das tensões horizontais de compressão no concreto.....	143

FIGURA 5.15 – Comparação entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados do modelo mecânico: momento fletor oriundo das forças horizontais.....	144
FIGURA A.1 – Superfície de falha 3D no espaço das tensões principais.....	158
FIGURA A.2 – Seção vista no plano desviador, referente ao modelo de Willam-Warnke.....	159
FIGURA A.3 – Meridianos da superfície de falha de Willam-Warnke	161
FIGURA A.4 – Superfície de falha de Willam-Warnke para um estado de tensão aproximadamente biaxial [Fonte: Documentação do ANSYS].....	163
FIGURA B.1 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 1 fc30_HP62_CO_12b_p60.....	164
FIGURA B.2 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 2 fc40_HP62_CO_12b_p60.....	165
FIGURA B.3 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 3 fc30_HP79_CO_12b_p60.....	165
FIGURA B.4 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 4 fc40_HP79_CO_12b_p60.....	166
FIGURA B.5 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 5 fc30_HP62_SO_12b_p60.....	166
FIGURA B.6 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 6 fc40_HP62_SO_12b_p60.....	167
FIGURA B.7 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 7 fc30_HP79_SO_12b_p60.....	167
FIGURA B.8 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 8 fc40_HP79_SO_12b_p60.....	168
FIGURA B.9 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 9 fc30_HP62_CO_20b_p60.....	168
FIGURA B.10 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 10 fc40_HP62_CO_20b_p60.....	169
FIGURA B.11 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 11 fc30_HP79_CO_20b_p60.....	169

FIGURA B.12 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 12	
fc40_HP79_CO_20b_p60.....	170
FIGURA B.13 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 13	
fc30_HP62_SO_20b_p60.....	170
FIGURA B.14 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 14	
fc40_HP62_SO_20b_p60.....	171
FIGURA B.15 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 15	
fc30_HP79_SO_20b_p60.....	171
FIGURA B.16 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 16	
fc40_HP79_SO_20b_p60.....	172
FIGURA B.17 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 17	
fc30_HP79_CO_12b_p80.....	172
FIGURA B.18 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 18	
fc40_HP79_CO_12b_p80.....	173
FIGURA B.19 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 19	
fc30_HP79_SO_12b_p80.....	173
FIGURA B.20 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 20	
fc40_HP79_SO_12b_p80.....	174
FIGURA B.21 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 21	
fc30_HP79_CO_20b_p80.....	174
FIGURA B.22 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 22	
fc40_HP79_CO_20b_p80.....	175
FIGURA B.23 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 23	
fc30_HP79_SO_20b_p80.....	175
FIGURA B.24 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 24	
fc40_HP79_SO_20b_p80.....	176

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – Parâmetros do modelo <i>Concrete</i> disponível no ANSYS	47
TABELA 3.2 – Parâmetros adotados para a simulação do modelo piloto	54
TABELA 3.3 – Características geométricas dos modelos utilizados no teste da malha.....	80
TABELA 3.4 – Características físicas dos modelos utilizados no teste da malha	81
TABELA 3.5 – Nomenclatura dos modelos utilizados para estudo da influência da força normal no pilar e da seqüência de carregamento.....	86
TABELA 4.1 – Definição dos modelos utilizados no estudo paramétrico.....	111
TABELA 4.2 – Dimensões da ligação parafusada dos modelos paramétricos	112
TABELA 4.3 – Resultados numéricos obtidos no estudo paramétrico	113
TABELA 5.1 – Forças na direção X no contato do concreto com a mesa do pilar metálico.....	140
TABELA 5.2 – Resistência a momento da ligação referente as solicitações horizontais obtida numericamente e analiticamente (com base no modelo mecânico preliminar)	146

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CH	-	Chapa de extremidade, chapa de cabeça ou chapa de topo (“ <i>endplate</i> ”)
DEES	-	Departamento de Engenharia de Estruturas
FBP	-	Chapa de confinamento do concreto (“ <i>face bearing plates</i> ”)
MEF	-	Método dos Elementos Finitos
UFMG	-	Universidade Federal de Minas Gerais
UFOP	-	Universidade Federal de Ouro Preto
UFP’s	-	<i>User-Programmable Features</i> (capacidade de programação de subrotinas existente no ANSYS)
x, y, z	-	Eixos locais
X, Y, Z	-	Eixos globais

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

A_a, A_c, A_s	- Área da seção do perfil metálico, do concreto, e das armaduras do pilar
$A_{c, rn}$	- Área equivalente de esmagamento do concreto obtida numericamente
A_{cw}	- Área de cisalhamento resistente ao arrancamento do cone de concreto
A_{c0}	- Área de esmagamento do concreto obtida pelo modelo mecânico
$A_{ef, p}$	- Área efetiva dos parafusos para determinação da resistência à tração
C	- Fator de forma do painel de concreto comprimido dentro da ligação
C_{cn}	- Resistência ao esmagamento do concreto
C_E	- Resistência ao esmagamento do concreto localizado abaixo da mesa comprimida da viga
C_{fv}	- Força de compressão da mesa da viga decorrente do momento fletor
C_R	- Resistência potencial à compressão total do modelo mecânico
$C_V, C_{V1},$ C_{V2}	- Força normal de compressão atuante nas armaduras longitudinais devida aos esforços solicitantes do pilar misto
C_{vn}	- Força nominal de resistência à compressão das armaduras longitudinais
D	- Diâmetro externo do perfil de aço tubular circular
D_c	- Distância vertical entre o furo e a borda da chapa de extremidade
D_f	- Distância entre as linhas de furação acima e abaixo da mesa da viga
D_p	- Diâmetro dos parafusos
D_r	- Distância da mesa da viga à 1ª linha de furação acima da mesa
D_1	- Distância entre a 1ª linha e a 2ª linha de furação abaixo da mesa da viga
E	- Módulo de elasticidade
E_a	- Módulo de elasticidade dos aços da ligação parafusada com CH
E_{ci}	- Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_h	- Inclinação inicial do trecho de encruamento do aço do pilar metálico e da chapa de extremidade na curva tensão x deformação
E_s	- Módulo de elasticidade do aço das chapas e dos perfis metálicos
E_{sa}	- Módulo de elasticidade do aço das armaduras
F	- Força resultante do esmagamento do bloco de concreto que causa flexão na chapa de extremidade
F_{Ci}	- Forças nodais de compressão na interface de contato concreto-aço
F_{Li}	- Resistências à tração da 1ª, 2ª e 3ª linha de parafusos ($i = 1, 2, 3$)
$F_{T, i, Rk}$	- Resistências à tração das linhas de parafusos referente aos Modos 1, 2 e 3 ($i = 1, 2, 3$)
G	- Gabarito da ligação parafusada
H_{modelo}	- Comprimento total do pilar no modelo numérico global

J_2	- 2º invariante do tensor de tensões desviadoras
K_{des}	- Rigidez de descarregamento da ligação
K_i	- Rigidez inicial da ligação
K_p	- Largura de contribuição do concreto na resistência ao momento da ligação
K_{ser}	- Rigidez de serviço da ligação
K_{tan}	- Rigidez tangente, ou rigidez secante, ou rigidez instantânea da ligação
L	- Vão teórico da viga
L_{modelo}	- Comprimento total do viga no modelo numérico global
$L_{pórtico}$	- Comprimento total da viga de pórtico na estrutura “real”
$M, M_{1,2}$	- Momento fletor
M_b	- Momento fletor da viga atuante na ligação de extremidade de pórtico
M_{b1}, M_{b2}	- Momento fletor atuante na ligação oriundo das vigas adjacentes 1 e 2
M_{c1}, M_{c2}	- Momento fletor atuante na ligação oriundo dos trechos superior e inferior do pilar
M_e, M_i	- Momento externo e momento interno
M_{FV}	- Momento fletor resistente proveniente das forças verticais do pilar
M_{pl}	- Momento fletor de plastificação da viga
$M_{pl,i,Rk}$	- Momento de plastificação da chapa referente aos Modos 1, 2 ($i = 1,2$)
$M_{pl,viga}$	- Momento fletor de plastificação da viga
M_{RC}	- Momento fletor resistente potencial do mecanismo secundário formado pela resistência ao cisalhamento do concreto
M_{Rd}, M_{Sd}	- Momento resistente e momento solicitante de cálculo
M_{R-MM}	- Momento fletor resistente obtido do cálculo do modelo mecânico
M_{R-RN}	- Momento fletor resistente obtido da análise numérica
M_{RV}	- Momento fletor resistente potencial do mecanismo secundário formado pelas resistências verticais da ligação
M_{ser}	- Momento fletor de serviço da ligação
M_u	- Momento fletor último da ligação
M_y	- Momento fletor de escoamento da viga
N_l	- Número total de armaduras longitudinais do pilar misto
N_{le}	- Número de barras de armaduras longitudinais efetivas na ligação
N_{lp}	- Número de armaduras longitudinais por face do pilar de concreto
N_p	- Número de linhas de parafusos na ligação com chapa de extremidade
$N_{pl,R}$	- Resistência à plastificação total do pilar por força normal compressão
N_{te}	- Número de barras de armaduras transversais efetivas na ligação
P_{b1}, P_{b2}	- Força normal atuante na ligação oriunda das vigas adjacentes 1 e 2
P_{c1}, P_{c2}	- Força normal na ligação oriunda dos trechos superior e inferior do pilar
P_r	- Força externa equilibrada pela linha de parafusos da ligação metálica
Q	- Força de contato entre as chapas de ligação parafusada (efeito <i>prying</i>)

R_C	- Resistência do concreto ao arrancamento da chapa de extremidade
R_L	- Resistência potencial à tração do mecanismo biela-tirante
R_T	- Resistência potencial à tração do mecanismo das armaduras transversais
S_j	- Rigidez rotacional da ligação parafusada com chapa de extremidade
T_c	- Fator de multiplicação da resistência uniaxial à tração do concreto para fissura aberta
T_{fv}	- Força de tração na mesa da viga decorrente do momento fletor
T_L	- Resistência à tração do tirante
T_R	- Resistência potencial à tração total do modelo mecânico
T_{R1}	- Resistência à tração do bloco de esmagamento do concreto mobilizado pela mesa tracionada da viga
T_{R2}	- Resistência à tração do bloco de esmagamento do concreto mobilizado pela região tracionada da alma da viga
$T_{V1}, T_{V2},$	- Força normal de tração atuante nas armaduras longitudinais devida aos
T_V	esforços solicitantes do pilar misto (força normal e momento fletor)
T_{vn}	- Força nominal de resistência à tração das armaduras longitudinais
V	- Força cortante
V_{b1}, V_{b2}	- Força cortante atuante na ligação oriunda das vigas adjacentes 1 e 2
V_{cn}	- Resistência ao cisalhamento das bielas de compressão do concreto
V_{c1}, V_{c2}	- Força cortante oriundo dos trechos superior e inferior do pilar
V_{fn}	- Resistência ao cisalhamento do painel externo de concreto do pilar
V_L	- Resistência ao cisalhamento da seção transversal do pilar misto
V_{LP}	- Resistência ao cisalhamento dos parafusos da ligação metálica
$V_{L1,2,3,4,5,6}$	- Resistência ao cisalhamento de cada linha de parafusos
V_{sn}	- Resistência ao cisalhamento nominal do painel metálico do pilar
W	- Módulo elástico da viga
Z	- Módulo plástico da viga

Letras Romanas Minúsculas

a	- Largura do bloco de esmagamento do concreto provocada pela flexão da chapa de extremidade
a_c	- Largura do bloco de esmagamento do concreto, por VIEST <i>et al</i> (1997)
a_1	- Largura lateral do bloco de esmagamento do concreto adotada (medida perpendicularmente à alma da viga)
b, b_c	- Largura da seção transversal do pilar de concreto (perpendicular à viga)
b_{ch}	- Largura da chapa de extremidade
$b_{c,rn}$	- Largura de esmagamento de concreto equivalente obtida numericamente
b_{c0}	- Largura total de esmagamento do concreto mobilizado pela mesa comprimida da viga
b_f	- Largura da mesa da viga metálica

b_{fc}	- Largura da mesa do perfil metálico incorporado ao pilar de concreto
b_i, b_o	- Largura dos painéis de cisalhamento interno e externo da ligação mista
b_j	- Largura efetiva da ligação mista (proposta em VIEST <i>et al</i> (1997))
b_m	- Média entre a largura do pilar de concreto e a largura da mesa da viga
b_p	- Largura da chapa de confinamento do concreto (FBP)
$b_{região}$	- Largura da região do modelo numérico tomada para verificação da resistência à compressão do modelo mecânico
b_{t0}	- Largura total de esmagamento do concreto mobilizado pela mesa tracionada da viga
b_1, b_2	- Larguras do perfil de aço tubular quadrado
c	- Coesão (tensão de aderência natural entre materiais em contato)
c_{ch}	- Cobrimento de concreto da chapa de extremidade
c_l	- Cobrimento de concreto das armaduras longitudinais do pilar
c_t	- Cobrimento de concreto das armaduras transversais do pilar
c_x, c_y	- Cobrimento de concreto da mesa do pilar de metálico nas direções x e y
d	- Altura da seção transversal da viga metálica
d_c	- Altura da seção transversal do perfil metálico incorporado ao pilar misto
d_{ch}	- Comprimento da chapa de extremidade
d_{c0}	- Altura total do bloco de esmagamento do concreto mobilizado pela mesa comprimida da viga
d_f	- Distância de centro a centro das mesas da viga metálica
d_o	- Altura do painel de concreto comprimido acima e abaixo da viga
d_{w0}	- Altura da região de escoamento local da alma do pilar de aço mobilizada pela mesa comprimida da viga
d_w	- Altura do painel metálico do pilar (medido paralelamente ao pilar)
e	- Distância vertical livre entre a mesa da viga metálica e a borda da CH
e_x, e_y	- Posições das armaduras do pilar em relação aos eixos locais “x” e “y”
f_c	- Resistência uniaxial à compressão do concreto
f_{cb}	- Resistência última biaxial à compressão do concreto
f_t	- Resistência uniaxial à tração do concreto
f_u	- Tensão de ruptura do aço do pilar metálico e chapa de extremidade
f_{up}	- Tensão de ruptura do aço dos parafusos
f_{us}	- Tensão de ruptura do aço das barras de armaduras
f_y	- Tensão de escoamento do aço do pilar metálico e chapa de extremidade
f_{yp}	- Tensão de escoamento do aço dos parafusos
f_{ys}	- Tensão de escoamento do aço das barras de armaduras
f_1, f_2	- Resistência última à compressão superposta à um estado de tensão hidrostático ambiente (1) biaxial e (2) uniaxial
h, h_c	- Altura da seção transversal do pilar de concreto (paralela à viga)
$h_{c,rn}$	- Altura de esmagamento de concreto equivalente obtida numericamente

$h_{região}$	- Altura da região do modelo numérico tomada para verificação da resistência à compressão do modelo mecânico
h_{vr}	- Distância entre as armaduras longitudinais do pilar
j_h	- Largura do painel metálico do pilar (medido paralelamente à viga)
k_i	- Coeficiente de rigidez de cada componente básico da ligação parafusada
k_m	- Tensão equivalente de von Mises limite associada ao ensaio de tração
l_{eff1}, l_{eff2}	- Comprimentos efetivos das linhas de escoamento para os Modos 1 e 2
m	- Menor distância da chapa da ligação parafusada ao eixo do parafuso
n	- Menor distância do eixo do furo à borda da chapa da ligação parafusada
p	- Distância livre entre a borda da viga e a borda da chapa de extremidade
q	- Carregamento distribuído linearmente na viga
s_e	- Espaçamento entre as camadas de estribos do pilar de concreto
s_t	- Espaçamento entre as camadas de armaduras transversais da ligação
t	- Espessura dos perfis tubulares
t_{ch}	- Espessura da chapa de extremidade
t_{fp}	- Espessura da mesa do perfil metálico incorporado ao pilar de concreto
t_{fv}	- Espessura da mesa da viga metálica
t_p	- Espessura da chapa de confinamento do concreto (FBP)
t_w	- Espessura da alma do perfil metálico incorporado ao pilar de concreto
t_{wv}	- Espessura da alma da viga metálica
x	- Altura da biela de concreto comprimida
y	- Largura da região de introdução de esforço para as bielas de compressão
z	- Distância entre centros geométricos da área comprimida e do parafuso

Letras Gregas

α	- Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto do pilar
β	- Fator de redução da largura e da altura para obtenção da área de esmagamento do concreto equivalente à força obtida numericamente
γ	- Fator de redução da largura do bloco de esmagamento do concreto devido à interferência com a ligação parafusada
ε	- Deformação
ε_c	- Deformação do concreto correspondente à f_c
ε_{cu}	- Deformação última do concreto
ε_{fp}	- Deformação final do aço dos parafusos
ε_{fs}	- Deformação máxima do aço das armaduras
ε_h	- Deformação de início do encruamento do aço do perfil e da chapa
ε_u	- Deformação máxima do aço do perfil metálico e da chapa
ε_{us}	- Deformação associada a tensão de ruptura do aço das armaduras
ε_{u1p}	- Deformação associada ao término do encruamento do aço dos parafusos
ε_{u2p}	- Deformação de início de queda de resistência do aço dos parafusos

ε_{yp}	- Deformação de escoamento do aço dos parafusos
ε_{ys}	- Deformação associada a tensão de escoamento do aço das armaduras
θ	- Ângulo de orientação da armadura dispersa no elemento SOLID65
μ	- Taxa de rigidez da ligação parafusada com chapa de extremidade
μ_a, μ_f	- Coeficiente de transferência de cisalhamento em fissura aberta e fissura fechada
μ_{aa}, μ_{ac}	- Coeficiente de atrito estático aço-aço e aço-concreto
ν_c, ν_s	- Coeficiente de Poisson do concreto e do aço
ξ	- Ângulo entre a biela de compressão e a mesa tracionada da viga
σ	- Tensão normal
$\overline{\sigma_c}$	- Tensão de compressão média no contato aço-concreto
σ_{ha}	- Estado de tensão hidrostática ambiente
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	- Tensões normais nas direções xx, yy e zz de um elemento cúbico de dimensões infinitesimais
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- 1ª, 2ª e 3ª tensões principais
τ	- Tensão de cisalhamento
τ_{lim}	- Tensão de cisalhamento limite na superfície do contato
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$	- Tensões de cisalhamento nas direções xy, yz e xz de um elemento cúbico de dimensões infinitesimais
τ_{wc}	- Resistência ao cisalhamento na superfície de arrancamento do cone
φ	- Ângulo de orientação da armadura dispersa no elemento SOLID65
ϕ	- Ângulo formado entre a viga e o pilar na estrutura indeformada
ϕ_e	- Diâmetro dos estribos do pilar de concreto
ϕ_l	- Diâmetro da armadura longitudinal do pilar misto
ϕ_p	- Rotação do eixo do pilar
ϕ_s	- Rotação associada apenas ao painel de cisalhamento do pilar misto
ϕ_{ser}	- Rotação da ligação associada à perda de resistência extrapolada pela rigidez de serviço da ligação
ϕ_t	- Diâmetro das armaduras transversais da ligação mista
ϕ_{total}	- Rotação total do nó obtida no modelo numérico
ϕ_u	- Rotação última da ligação, associada à M_u
ϕ_v	- Rotação do eixo médio da viga
ϕ_y	- Rotação da ligação associada à perda de resistência extrapolada pela rigidez inicial da ligação
ψ	- Coeficiente de interação da ligação parafusada
$\Delta\phi$	- Rotação relativa entre a viga e o pilar, definida como rotação da ligação
ΔF_{vb}	- Variação da força na armadura longitudinal através da ligação
Δu_i	- Capacidade de deformação da ligação parafusada
ΔV_b	- Resultante das forças cortantes atuante na ligação oriunda das vigas
ΔV_c	- Resultante das forças cortantes atuante na ligação oriunda do pilar
Φ	- Fator de minoração das resistências para cálculo de ligação mista

RESUMO

As estruturas mistas de aço e concreto vêm sendo cada vez mais utilizadas no Brasil. Entretanto, são encontradas poucas referências sobre o comportamento das ligações mistas viga-pilar resistentes a momento. Essas ligações são usadas em edifícios de média e grande altura, cujo sistema de estabilização é formado por pórticos mistos. As normas brasileiras de aço (ABNT NBR 8800:2008) e de concreto (ABNT NBR 6118:2007) e as normas internacionais não prevêem procedimentos específicos para projeto e cálculo de ligações mistas de pórtico. Na literatura existem metodologias para dimensionamento de ligações de pórtico misto que consistem na interrupção do pilar metálico embutido no concreto e na passagem contínua da viga através da ligação. Entretanto, essa prática possui algumas desvantagens, haja vista o aumento do número de peças para transporte e montagem e a necessidade de execução de soldas de campo. Frente a esse cenário, neste trabalho propõe-se realizar o estudo preliminar de uma ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade parafusada na mesa do pilar metálico. Foram feitas simulações numéricas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, adotando-se o programa computacional ANSYS. As não linearidades físicas dos materiais foram consideradas, permitindo identificar os principais mecanismos de falha e quantificar o momento fletor resistente da ligação. Foram realizadas análises paramétricas visando avaliar a influência das principais variáveis geométricas e físicas na resistência da ligação. Por fim, foi proposto um modelo mecânico preliminar para determinação da resistência a momento da ligação, o qual deverá ser calibrado por ensaios experimentais sugeridos para trabalhos futuros.

ABSTRACT

The use of steel and concrete composite structures in Brazil has been increased in the last decades. However, there are only a few references about the behavior of beam-to-column composite moment connections. These connections are used in moderate to high-rise buildings where the lateral-force-resisting system consists of composite frames. The Brazilian standards for steel (ABNT NBR 8800:2008) and concrete (ABNT NBR 6118:2007) and the international standards do not provide specific design and calculation procedures for moment-resisting composite connections. A design approach for moment connections is found in literature, where the steel column embedded in the concrete column is interrupted at the joint to allow the steel beam to be continuous through the joint. However, this method has some disadvantages, such as they increase in the number of parts for transportation and assembly and the needs of field weld. Facing this scenario, this work proposes to perform the preliminary study of a beam-to-column moment-resisting composite connection with end plate bolted at the steel column flange. Numerical simulations were performed by the finite element method, using the ANSYS software. The physical nonlinearities of materials were considered, allowing to identify the major failure mechanisms and to quantify the connection flexural strength. Parametric analyses were performed to evaluate the influence of geometric and physic variables on the connection strength. Finally, a preliminary mechanical model was proposed to estimate the beam-to-column connection flexural strength, which should be calibrated by experimental tests suggested for future works.

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ligações são potencialmente as partes mais críticas e possivelmente as menos entendidas dos pórticos estruturais. O papel principal das ligações é transferir as solicitações entre os elementos estruturais mantendo a integridade da estrutura sob os carregamentos aplicados. Diferentes tipos de elementos estruturais se interceptam nas ligações e a combinação de seus esforços solicitantes gera um comportamento muitas vezes complexo. Algumas regiões das ligações podem ser solicitadas além do regime elástico, e a redistribuição dos esforços pode ocorrer mesmo sob carregamentos de serviço. Nesses casos, a ductilidade é uma propriedade necessária para garantir um desempenho satisfatório do nó. Muitas falhas estruturais não ocorrem por causa de eventuais deficiências na análise ou devido ao dimensionamento inadequado do elemento estrutural, mas sim devido à desatenção ao comportamento da ligação e descuidos no seu projeto. Mesmo quando os esforços solicitantes dos elementos estruturais são precisamente conhecidos, freqüentemente sua interação na ligação e os mecanismos de falhas associados não são completamente compreendidos. A maioria das normas de cálculo correntes, particularmente aquelas baseadas na metodologia de estados-

limites, adota uma margem de segurança maior para as ligações do que para os elementos estruturais.

Pesquisas abordando diretamente ligações mistas nos Estados Unidos e em outros países têm sido escassas, apenas investigações limitadas foram realizadas. Além disso, mesmo quando os dados da pesquisa estão disponíveis para certo tipo de ligação, a geometria e a faixa de tamanhos necessários para aplicações práticas no Brasil muitas vezes estão fora do domínio dos parâmetros utilizados nos testes.

Os pré-requisitos necessários de um projeto bem sucedido de ligação mista são o conhecimento dos mecanismos estruturais, habilidade de formular um modelo de equilíbrio racional, intuição para visualizar e prever o fluxo dos esforços através da ligação e uma cuidadosa identificação dos potenciais modos de falha. Após a compreensão do comportamento potencial da ligação, o projetista deve dimensionar e alocar os elementos da ligação adequadamente, tendo em vista as limitações práticas de fabricação e construção.

Pórticos mistos surgiram nos Estados Unidos no final da década de 1970 como uma variação dos pórticos metálicos utilizados em edifícios médios e altos. Mais tarde, na década de 1980, sistemas mistos similares foram desenvolvidos para construções baixas no Japão. Esses pórticos mistos, conforme apresentado em GRIFFIS (1992), assemelham-se às estruturas metálicas convencionais a não ser pelo fato da substituição dos pilares metálicos por pilares de concreto armado com um perfil metálico embutido. A motivação principal dessa substituição decorre de uma relação de custo de aproximadamente 1 para 10 do pilar de concreto armado em relação ao pilar metálico no que tange a resistência à compressão (GRIFFIS 1992). Tais inovações estruturais reduzem o custo e o tempo de construção da obra.

O presente trabalho tem como foco as ligações mistas de aço e concreto do tipo viga-pilar, cujo objetivo é fornecer a continuidade da rotação do nó por meio da transferência de momento fletor da viga para o pilar misto. Nessas ligações tanto o concreto armado do pilar quanto o perfil metálico incorporado ao pilar contribuem para resistir aos esforços decorrentes do momento fletor. A FIGURA 1.1 apresenta um exemplo de ligação de vigas mistas com um pilar misto, dimensionada para resistir à introdução do momento fletor das vigas.



FIGURA 1.1 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento fletor [TARANATH (1998)]

No exemplo da FIGURA 1.1 é possível perceber a grande quantidade de barras de armaduras transversais do pilar misto. Na região do nó propriamente dito, existem camadas de estribos cuja continuidade é dada por meio de furos nas almas das vigas por onde os trechos de barra em formato “L” são trespassados formando anéis de estribos contínuos.

Outro tipo de ligação resistente a momento que vem sendo estudada e utilizada nos Estados Unidos é a ligação viga-pilar cuja viga passa continuamente e o perfil metálico de montagem é interrompido, conforme a ilustração da FIGURA 1.2.

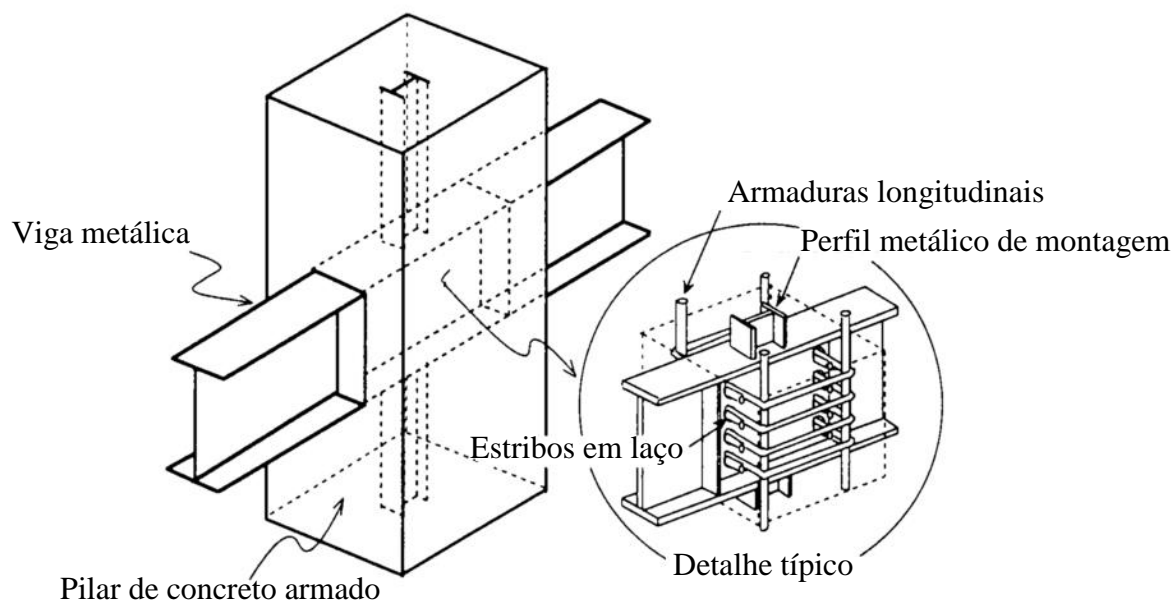


FIGURA 1.2 – Ligação entre viga metálica e pilar misto de aço e concreto [GRIFFIS (1992)]

A ligação mostrada na FIGURA 1.2 evita a interrupção da viga na face do pilar, eliminando com isso a necessidade de soldar ou aparafusar a extremidade da viga na seção de máximo momento fletor atuante. Segundo GRIFFIS (1992), ensaios experimentais mostraram que este tipo de ligação apresenta elevada resistência a momento fletor e boa capacidade de rotação. Entretanto, tal solução se mostra desvantajosa tanto em termos de custo quanto em termos de agilidade de montagem quando aplicada em prédios de múltiplos andares cujos pilares e pórticos sejam mistos. A interrupção dos pilares metálicos aumenta consideravelmente o número de peças na obra, dificultando o transporte e o manuseio no canteiro, além de exigir uma quantidade maior de etapas de soldagem para promover a continuidade dos pilares.

Portanto, partindo da necessidade de se desenvolver ligações entre viga e pilar misto com capacidade de transmissão de momento fletor e força cortante, foi proposto o tema deste trabalho, que visa estudar uma ligação viga-pilar por meio de chapa de extremidade parafusada na mesa do perfil metálico incorporado ao pilar misto, eliminando assim a necessidade de interromper esse perfil.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho visa avaliar uma ligação de pórtico misto de aço e concreto por meio de simulação numérica considerando as não-linearidades físicas dos materiais envolvidos. Trata-se de uma ligação de viga metálica com um pilar misto constituído por um perfil de aço totalmente revestido com concreto, capaz de resistir aos momentos fletores e esforços cortantes provenientes das ações verticais e horizontais na estrutura de estabilização. Almeja-se identificar, via análise numérica, os principais mecanismos de falha da ligação e também o momento resistente desse tipo de ligação para algumas configurações geométricas pré-definidas. Pretende-se avaliar também a sensibilidade do momento resistente da ligação em função dos demais esforços presentes na região da ligação, tais como a força normal do pilar e a força cortante da viga. A força normal atuante na viga de pórtico não será avaliada neste trabalho.

Pretende-se formar um grupo de pesquisa no Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG focado no estudo de ligações mistas resistentes a momento, do qual este trabalho fará parte. Dentro desse grupo serão desenvolvidos trabalhos de mestrado e doutorado, abordando análises tanto no âmbito numérico quanto experimental, visando o objetivo final que consiste na proposição de um modelo mecânico para o dimensionamento da ligação proposta, viabilizando assim a sua aplicação na prática do cálculo estrutural.

1.3 JUSTIFICATIVA

Por razões econômicas, em estruturas mistas freqüentemente almeja-se minimizar os perfis metálicos incorporados a pilares de concreto. Esses perfis metálicos são usualmente dimensionados para resistir aos carregamentos verticais oriundos da montagem de um determinado número de pavimentos até que esses tenham suas lajes concretadas. Nesses tipos de pilares mistos geralmente são utilizados perfis metálicos incorporados de seção pequena em relação ao tamanho das vigas. A ligação é projetada para transferir elevadas cargas entre a viga e o pilar de concreto, mas o momento resistente proporcionado pelo perfil metálico é relativamente baixo. Por esse motivo, necessita-se algumas vezes interromper o perfil metálico do pilar no nó para permitir a continuidade das vigas fazendo-se ligações soldadas para promover a continuidade do pilar. Tal solução diminui a agilidade na montagem dada a

necessidade de utilização de trechos menores de perfis metálicos além de uma quantidade maior de solda de campo durante a etapa de montagem da estrutura.

A ligação mista resistente a momento do tipo viga-pilar proposta neste estudo não exige a continuidade das vigas de pórtico, não sendo necessária, portanto, a interrupção do perfil metálico interno ao pilar de concreto. A ligação proposta prevê fixação das vigas no perfil metálico por meio de chapa de extremidade parafusada, além da passagem das barras de armadura da viga mista através do pilar. Essa configuração demonstra ser mais simples do ponto de vista construtivo, uma vez que não é necessária solda de penetração total de campo para emendar os perfis metálicos, como também apresenta vantagens na fase de montagem, devido à utilização de trechos de perfis metálicos de maior comprimento.

Obviamente existem fatores negativos quando do emprego de nós mistos de aço e concreto, como, por exemplo, o aumento considerável do número de barras de armadura atravessando a região do nó, dificultando a sua armação como também sua concretagem. Entretanto, em situações arquitetônicas onde a estabilização da estrutura tenha de ser feita via pórticos com pilares de seções reduzidas, e não sejam possíveis outros sistemas auxiliares, tais como núcleo de concreto ou estruturas de contraventamento em diagonal, a ligação estudada neste trabalho mostra-se uma excelente alternativa para a transferência dos momentos fletores.

O pequeno número de trabalhos publicados sobre ligações mistas de pórticos faz com que seja necessário o investimento em pesquisas nessa área, proporcionando com isso a formação de uma massa crítica sobre esse assunto no Brasil.

Muitas soluções estruturais alternativas para ligações mistas resistentes a momento já estão sendo adotadas na prática, as quais necessitam de um embasamento teórico-experimental para garantir sua validação junto à comunidade técnico-científica.

Os benefícios da utilização da ligação mista resistente a momento proposta neste estudo e a insuficiência de pesquisas sobre ligações de pórticos mistos justificam o trabalho aqui proposto.

1.4 METODOLOGIA

O estudo da ligação mista resistente a momento foi feito via análise numérica, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). Foi elaborado um modelo numérico tridimensional

onde são discretizados todos os elementos estruturais pertinentes à ligação: pilar misto de aço e concreto, viga metálica, chapa de extremidade com parafusos, armaduras do pilar e da ligação mista. Adotou-se como plataforma de análise o programa computacional ANSYS versão 12.1.

Inicialmente foi elaborado um modelo numérico piloto para reproduzir o arrancamento de uma chapa “T” dentro de um bloco de concreto armado. Esse estudo preliminar foi necessário para realização do ajuste dos parâmetros numéricos referentes aos elementos finitos de concreto, às relações constitutivas dos materiais (aço e concreto), e também aos elementos de contato entre as superfícies aço-concreto e aço-aço. Os resultados preliminares mostraram-se conforme as expectativas, possibilitando visualizar o esmagamento do concreto em contato com a chapa “T”, a propagação de uma frente de fissuração no concreto, e o escoamento do aço das armaduras decorrente do esforço de tração não suportado pelo maciço de concreto fissurado.

Outras análises preliminares foram necessárias para verificar a eficácia quando da representação das armaduras de forma dispersa na malha (distribuídas continuamente como taxas nos elementos sólidos) ou de forma discreta (representadas por elementos de barras interligadas aos nós da malha). Ambas as estratégias se mostraram eficientes.

Do ponto de vista das relações constitutivas do concreto, foi feito um estudo visando identificar a melhor forma de representar a fissuração e o esmagamento, seja pela utilização de modelos pré-existentes ou por meio da combinação de diferentes modelos constitutivos, conforme será apresentado no texto.

1.5 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A Dissertação está dividida em seis capítulos. Este primeiro capítulo apresenta uma breve introdução referente às ligações mistas de aço e concreto resistentes a momento fletor, englobando também o objetivo e as justificativas do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica do tema estudado neste trabalho, começando por um resumo sucinto sobre estruturas mistas de uma forma geral, e aprofundando em conceitos e definições referentes a ligações mistas resistentes a momento e ligações parafusadas com chapa de extremidade. Ainda nesse capítulo são apresentadas as

metodologias e formulações, obtidas na literatura, utilizadas como principal referência acerca do assunto.

O capítulo 3 expõe a metodologia adotada no trabalho. O modelo numérico é mostrado em detalhes nesse capítulo, explorando-se todas as características geométricas e físicas, como também as estratégias de modelagem e as premissas adotadas. Nesse capítulo também são apresentados resultados referentes ao teste da malha de elementos finitos e à avaliação da influência da interação dos esforços na ligação, o que permitiu direcionar a seqüência do trabalho.

No capítulo 4 são apresentados os resultados das análises numéricas para o modelo global elaborado no capítulo 3. Os resultados são tratados e analisados, permitindo visualizar e quantificar os mecanismos de falha pertencentes à ligação. Ainda nesse capítulo é apresentado o estudo paramétrico, que consiste na simulação numérica de vários modelos, com condições físicas e geométricas distintas.

No capítulo 5 é proposto um modelo mecânico preliminar para realização do cálculo analítico da ligação estudada, onde são mostradas as premissas, as formulações e as limitações desse modelo. O modelo mecânico definitivo, como já dito anteriormente, será proposto após as análises experimentais.

Por fim, o capítulo 6 apresenta um resumo das principais conclusões do trabalho como também sugestões para trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GENERALIDADES SOBRE ESTRUTURAS MISTAS

O desenvolvimento dos diversos sistemas estruturais e construtivos fez surgir, entre outros, os sistemas formados por elementos mistos de aço e concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos.

A utilização do concreto armado como elemento estrutural surgiu no século XIX. Entretanto, o emprego do concreto como material de revestimento ocorreu no século XX, protegendo os perfis de aço contra o fogo e a corrosão e, embora pudesse ter alguma participação em termos estruturais, sua contribuição na resistência era desprezada. Hoje, vigas, pilares e lajes mistas são intensamente usados em edifícios de andares múltiplos no exterior e seu uso está crescendo no Brasil.

A construção em sistema misto é competitiva para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e pela significativa redução do peso total da estrutura, em comparação com estruturas de concreto armado convencional.

Nos edifícios usuais, os elementos estruturais que compõem o sistema estrutural global podem ser divididos didaticamente em lajes, vigas, pilares e a união desses elementos, que

deve ter resistência mecânica, estabilidade, rigidez, resistência à fissuração e, em alguns casos, capacidade de rotação, para poder contribuir de modo efetivo na resistência global do edifício.

Se forem necessários, para melhorar a resistência às ações do vento, podem ser usados painéis verticais constituídos por pilares paredes ou elementos de contraventamento vertical como as diagonais, além de núcleos de concreto armado.

O sistema de lajes mistas consiste na utilização de uma fôrma permanente nervurada de aço como suporte para o concreto antes da cura e da atuação das cargas de utilização. Após a cura do concreto, os dois materiais, a fôrma de aço e o concreto, solidarizam-se estruturalmente, formando o sistema misto. A fôrma de aço substitui então, total ou parcialmente, a armadura positiva da laje (FIGURA 2.1).

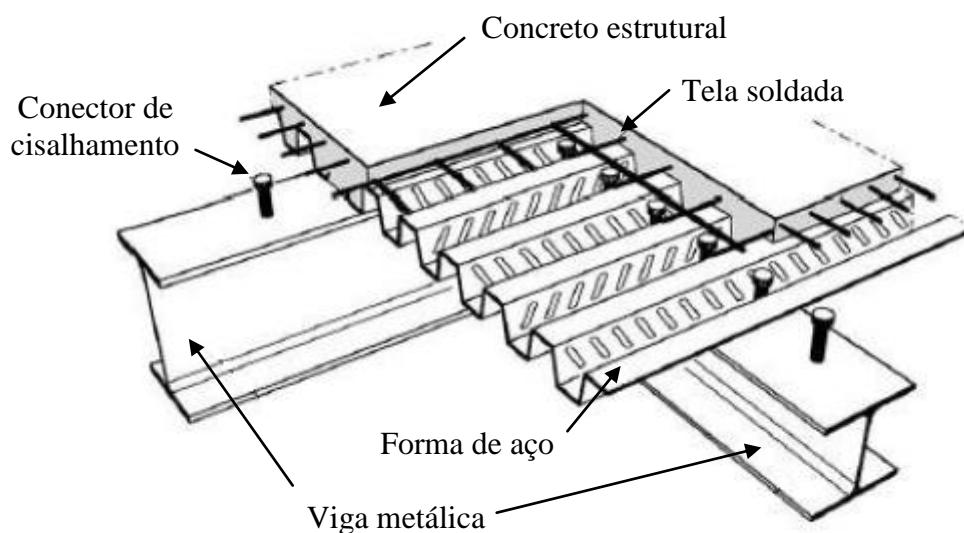


FIGURA 2.1 – Exemplo do sistema de lajes mistas

São diversas as funções das fôrmas de aço empregadas nas lajes mistas. Além de suportarem os carregamentos durante a construção e funcionarem como plataforma de trabalho, contraventam a estrutura, desempenhando o papel de diafragma horizontal, distribuem as deformações por retração, evitam a fissuração excessiva do concreto, apresentam vantagens como a possibilidade de dispensa do escoramento da laje e facilidade para passagem de dutos e instalações.

O comportamento misto é alcançado após a cura do concreto da laje, quando a fôrma de aço transmite as tensões cisalhantes horizontais na interface com o concreto através de ligações mecânicas fornecidas por saliências (mossas) existentes na fôrma.

As vigas mistas resultam da associação de um perfil de aço com uma laje de concreto ou laje mista, cuja ligação é feita por meio dos conectores de cisalhamento, geralmente soldados à mesa superior do perfil. Em edifícios, o perfil mais utilizado como viga de aço é do tipo "I". As lajes de concreto podem ser moldadas *in loco*, com face inferior plana ou com fôrma de aço incorporada (FIGURA 2.2), ou ainda, podem ser formadas de elementos pré-fabricados.

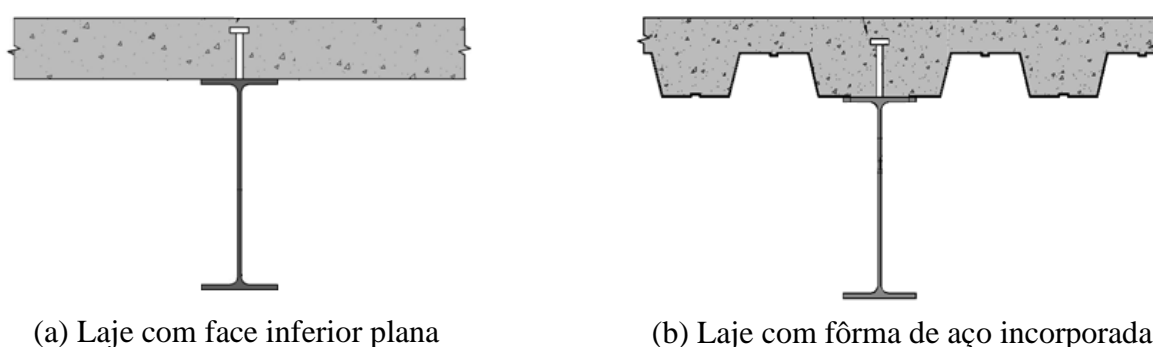


FIGURA 2.2 – Tipos usuais de vigas mistas

Uma das vantagens da utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e de concreto, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais e economia de material.

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas, semicontínuas ou contínuas. As semicontínuas contribuem para maior eficiência do sistema misto, por meio do melhor aproveitamento nas regiões de momento positivo e negativo.

Com relação ao método construtivo, pode-se optar pelo não escoramento da laje devido à necessidade de velocidade de construção. Por outro lado, o escoramento pode ser apropriado caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva.

Os pilares mistos, de maneira geral, são constituídos por um perfil de aço, preenchido ou revestido de concreto. A combinação dos dois materiais em pilares mistos propicia além da proteção ao fogo e à corrosão, o aumento da resistência do pilar. Essa combinação contribui também para o aumento da rigidez da estrutura para cargas horizontais.

Uma das vantagens dos pilares mistos em relação ao de concreto armado é a maior ductilidade. Outra vantagem é a ausência de fôrmas, no caso de pilares mistos preenchidos, possibilitando a redução de custos com materiais e mão-de-obra, bem como agilidade na execução.

Os pilares mistos são classificados em função da posição que o concreto ocupa na seção mista. A FIGURA 2.3 ilustra algumas seções típicas de pilares. Os pilares mistos revestidos caracterizam-se pelo envolvimento, por completo, do elemento estrutural em aço, conforme ilustra a FIGURA 2.3(a). A presença do concreto como revestimento, além de propiciar maior resistência, impede a flambagem local dos elementos da seção de aço, e fornece maior proteção ao fogo e à corrosão do perfil de aço. A principal desvantagem desse tipo de pilar é a necessidade de utilização de fôrmas para a concretagem, tornando sua execução mais trabalhosa, quando comparada ao pilar misto preenchido.

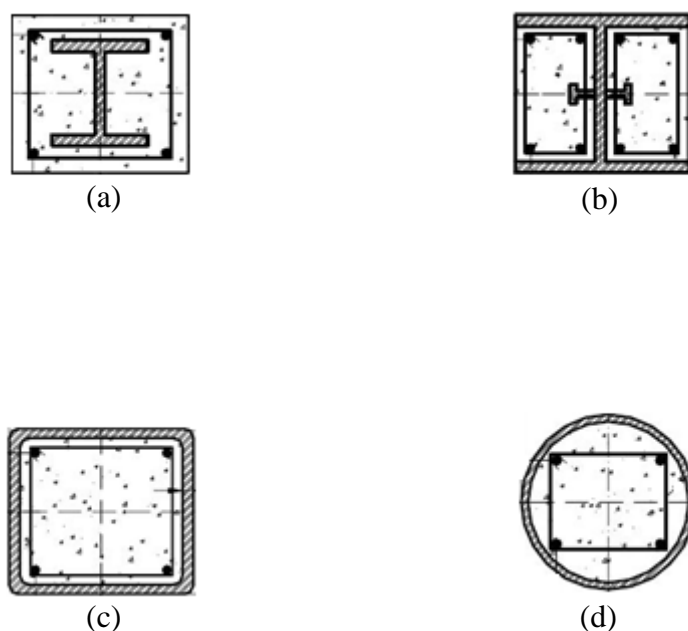


FIGURA 2.3 – Exemplos de seções típicas de pilares mistos [QUEIROZ *et al* (2010)]

Os pilares mistos parcialmente revestidos caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço pelo concreto, conforme ilustra a FIGURA 2.3(b). Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais formados por perfis tubulares preenchidos com concreto estrutural, conforme FIGURA 2.3(c) e FIGURA 2.3(d). A principal vantagem é a dispensa de fôrma e em muitos casos de armadura, sendo possível ainda a consideração do efeito de confinamento do concreto na resistência do pilar misto.

2.2 NÓS MISTOS E LIGAÇÕES MISTAS CONVENCIONAIS

Em cálculo estrutural, é comum representar as vigas e pilares como barras, considerando-se os eixos longitudinais desses elementos para se representar a estrutura. As interseções destes eixos formam os “nós” da estrutura, que são utilizados normalmente em modelos analíticos. A “região nodal” compreende o “nó” e os comprimentos dos eixos dos elementos afetados localmente pelas ligações. O “nó real”, que possui dimensões finitas, compreende as ligações, que são os componentes (meios e elementos de ligação) promovendo a conexão mecânica entre o elemento suporte e o elemento suportado, e a região afetada desses elementos (FIGURA 2.4).

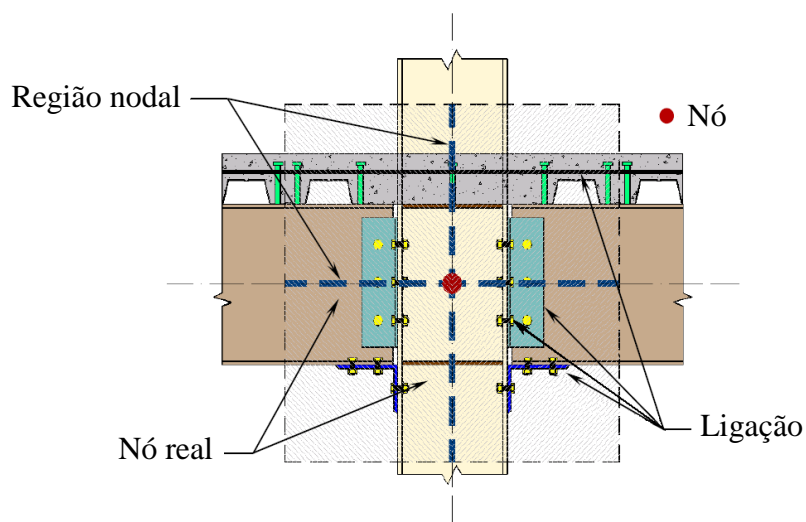


FIGURA 2.4 – Nó real, região nodal e seus componentes [LEON e ZANDONINI (1992)]

Entende-se por “nó misto” aquele localizado na união de uma viga mista com outro elemento estrutural (metálico, de concreto ou misto), cuja principal característica consiste na utilização da armadura da laje como contribuinte para transmissão de momento entre vigas adjacentes ou da viga para o suporte.

Da FIGURA 2.5 à FIGURA 2.7 são apresentados diferentes tipos de ligações mistas semicontínuas, cujo objetivo é fornecer a continuidade do momento fletor entre as vigas sem que ocorra a transferência de momento fletor para o elemento suporte (viga ou pilar).

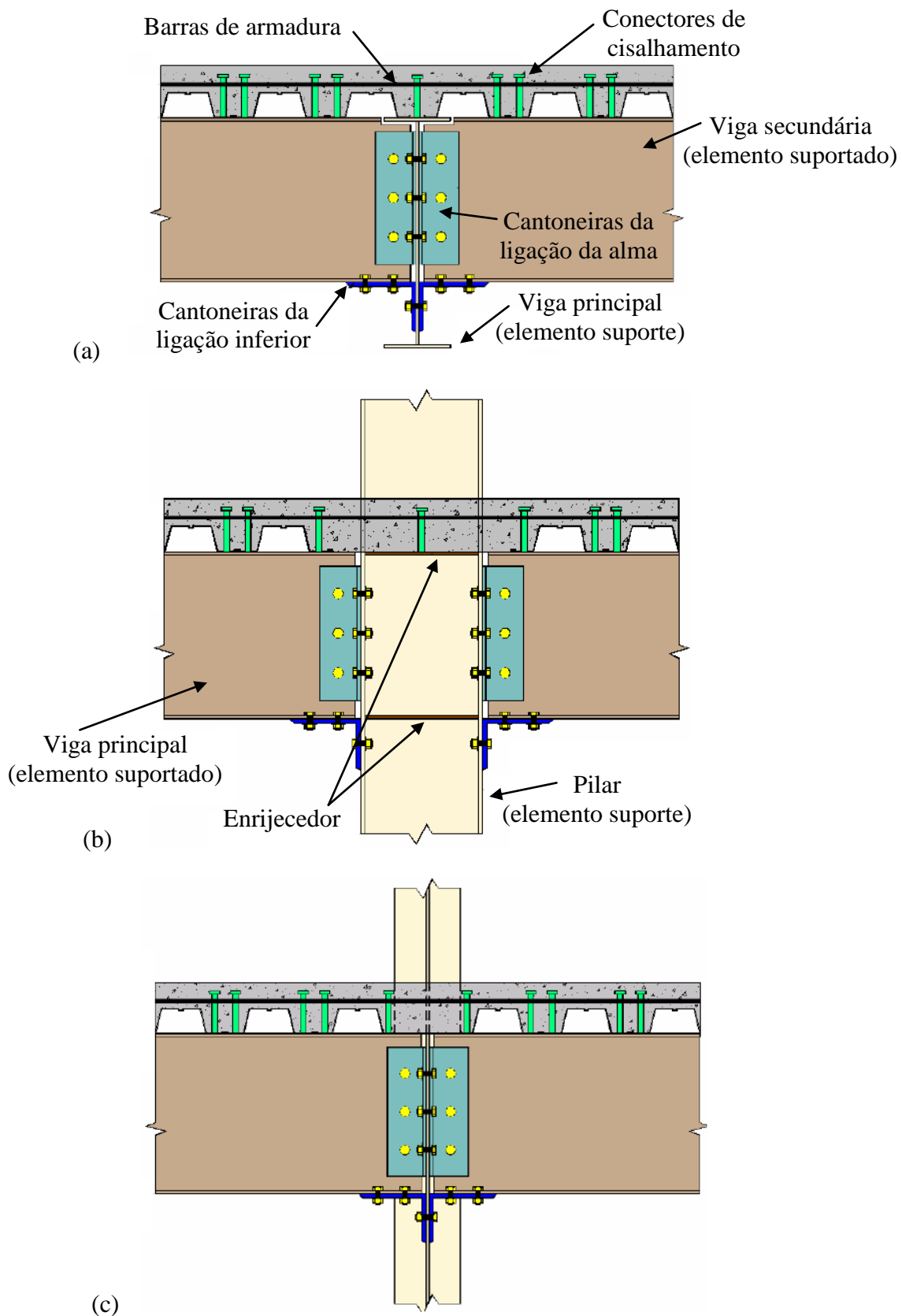


FIGURA 2.5 – Ligações mistas com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga [MATA (2005)]

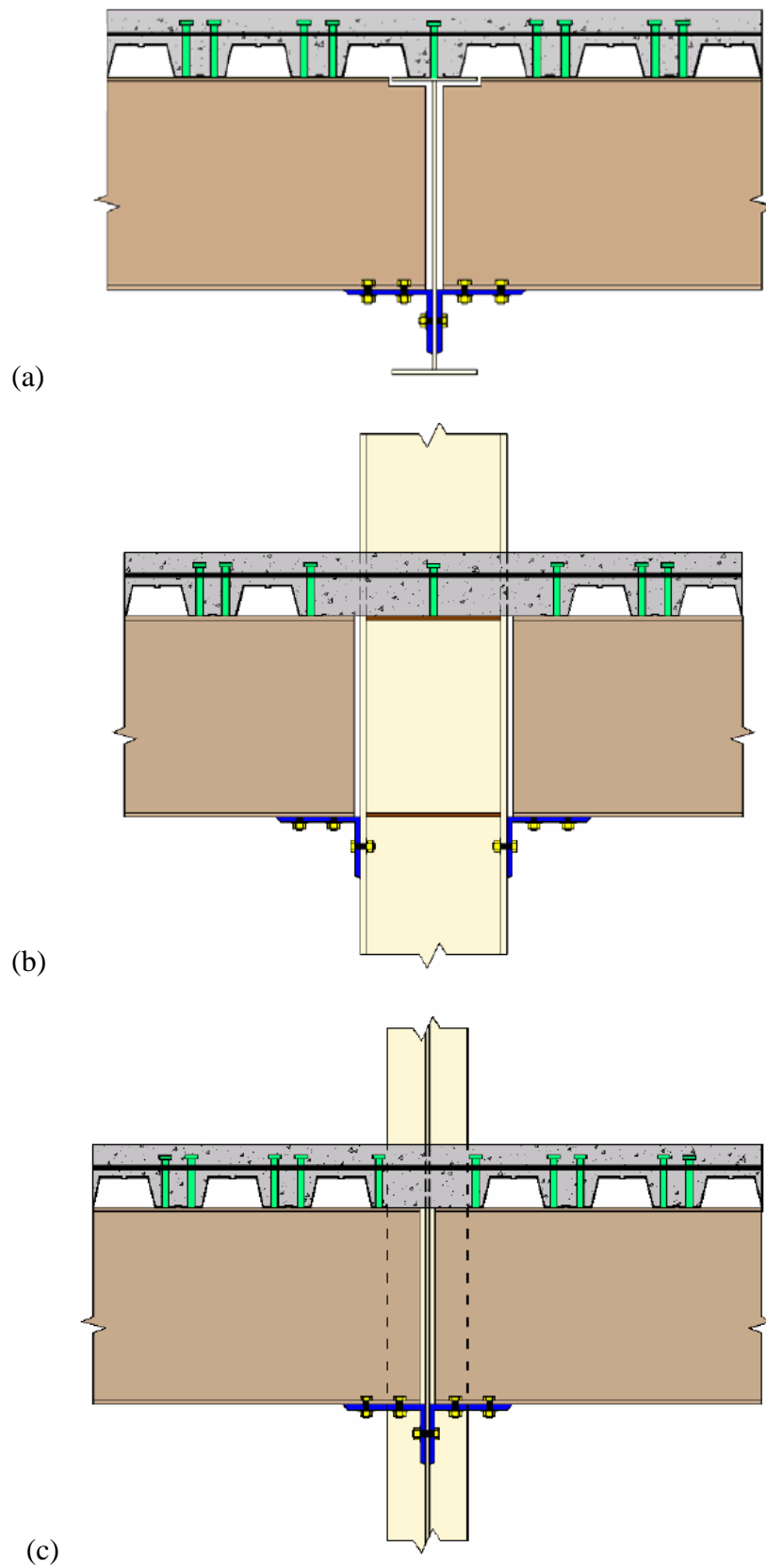


FIGURA 2.6 – Ligações mistas com cantoneira de assento parafusada na mesa inferior da viga [MATA (2005)]

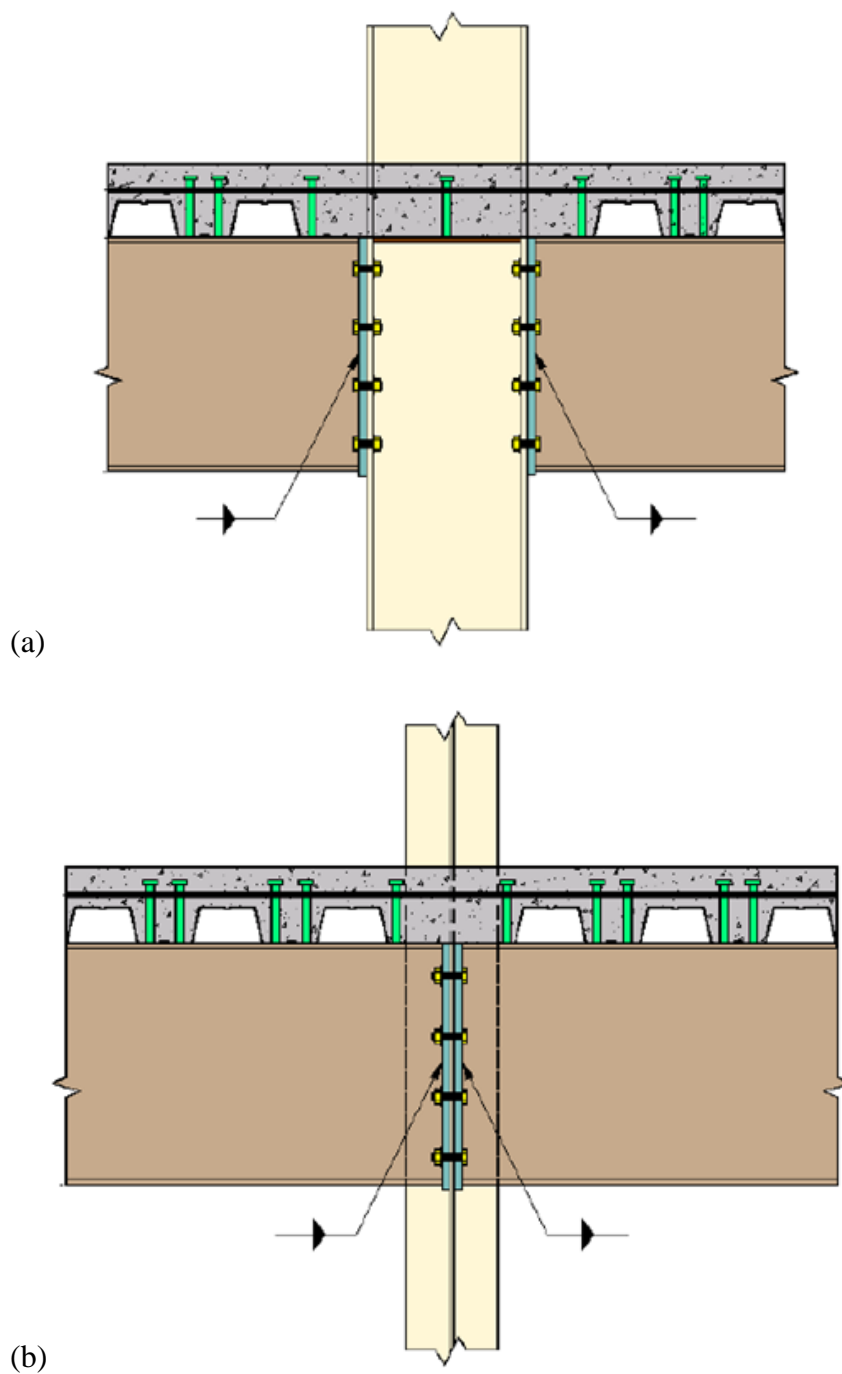
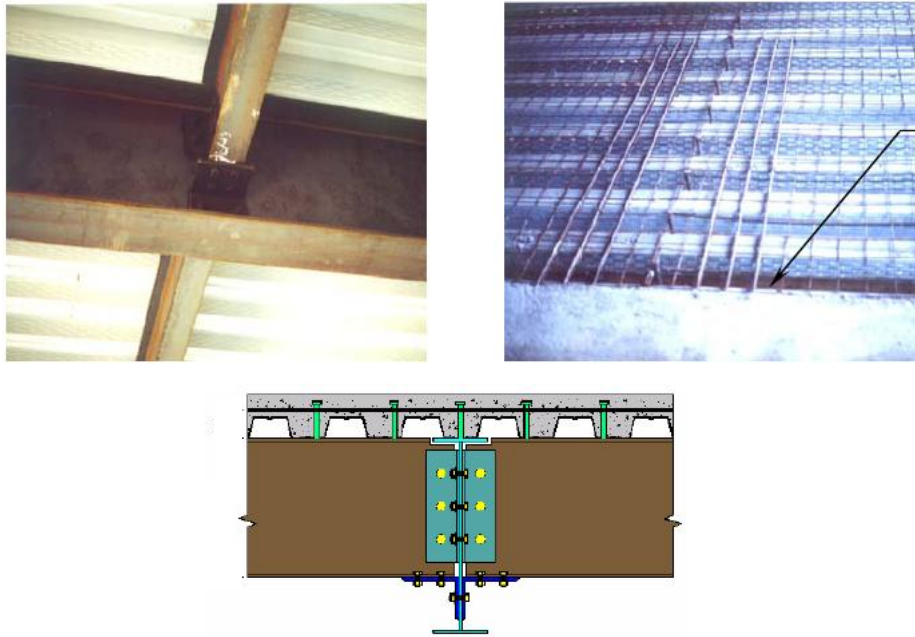
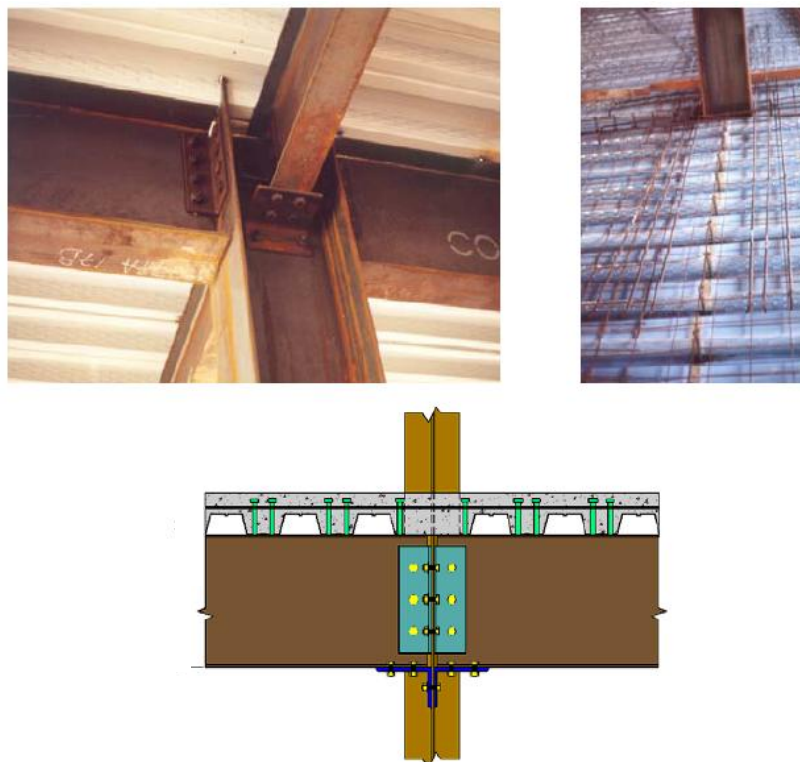


FIGURA 2.7 – Ligações mistas com chapa de extremidade de altura total (“*flush endplate*”)
[MATA (2005)]

A FIGURA 2.8 apresenta exemplos de ligações de viga mista semicontínua dos tipos viga-viga e viga-pilar.



(a) Ligação mista viga-viga



(b) Ligação mista viga-pilar

FIGURA 2.8 – Ligações mistas utilizadas em sistemas indeslocáveis [MATA (2005)]:
Fotografias cedidas pela CODEME ENGENHARIA S/A

2.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES EM GERAL

2.3.1 - Curvas Momento-Rotação

O comportamento das ligações do tipo viga-pilar resistentes a momento é caracterizado pela curva *momento-rotação* (FIGURA 2.9), que apresenta o momento fletor atuante na viga, na região da ligação, em função da variação do ângulo existente entre os eixos da viga e do pilar que compõem o nó misto.

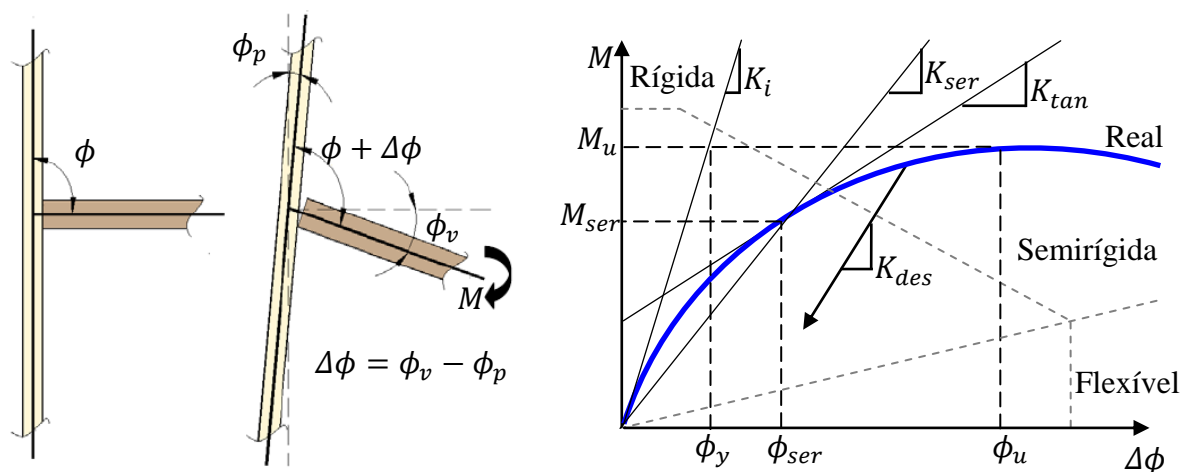


FIGURA 2.9 – Curva *Momento-Rotação* [adaptado de MATA (2005)]

Segundo QUEIROZ (1995), as deformações do “nó real” são compostas de três componentes: uma devida à rotação $\Delta\phi$ da ligação propriamente dita, onde se incluem as deformações das regiões do pilar e da viga afetadas localmente pela ligação (FIGURA 2.10); outra devida ao cisalhamento do painel da alma do pilar na região entre as mesas das vigas, no caso de ligações em mesas de pilares e momentos desequilibrados (ϕ_s - FIGURA 2.11(a)); e uma oriunda do giro do apoio como resposta à flexão imposta (ϕ_p - FIGURA 2.11(b)).

Nota-se que as rotações devidas à flexão e ao cisalhamento do pilar ($\phi_p + \phi_s$, FIGURA 2.11) são de natureza diferente da rotação devida à rotação relativa $\Delta\phi$ (FIGURA 2.10), pois, nas primeiras assume-se que o ângulo relativo entre o pilar e a viga permanece inalterado localmente. Observa-se também que, no caso do cisalhamento, o eixo do pilar é que se inclina localmente em relação aos trechos desse eixo externos à ligação.

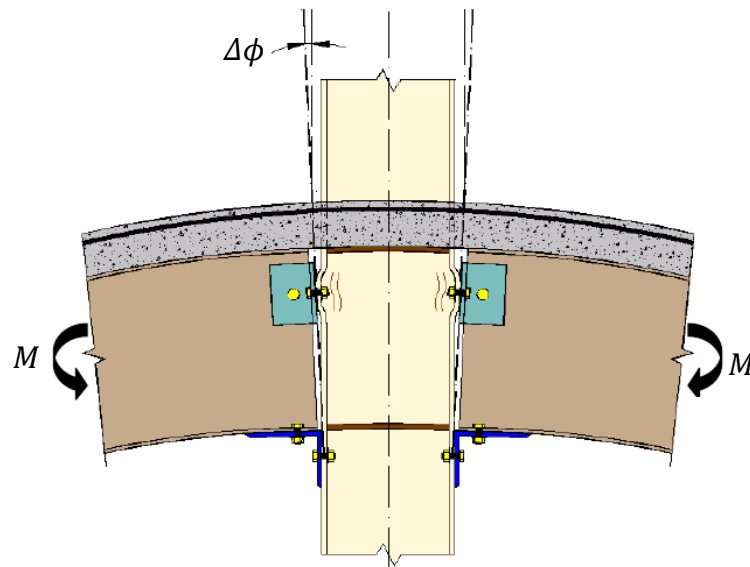
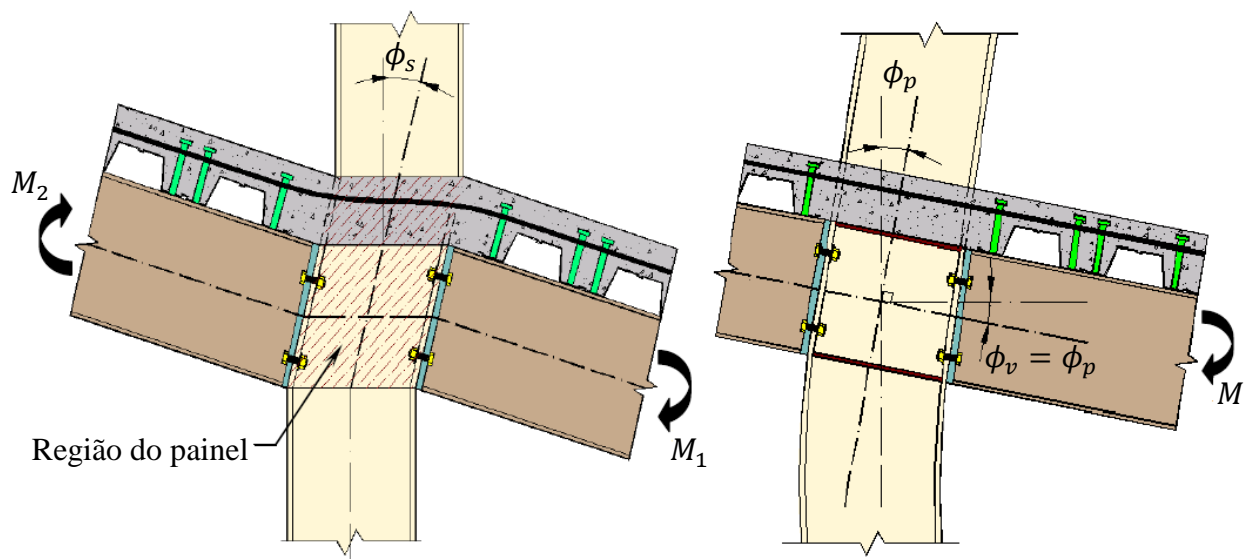


FIGURA 2.10 – Rotação relativa para momentos equilibrados [LEON e ZANDONINI (1992)]



(a) Efeito do cisalhamento da alma do pilar
[LEON e ZANDONINI (1992)]

(b) Efeito da flexão do pilar
[SCI-213 (1998)]

FIGURA 2.11 – Rotação na região do painel da alma do pilar

As principais características da curva momento-rotação são: rigidez de serviço, resistência última e capacidade de rotação, que serão comentadas na seqüência.

2.3.2 - Rigidez

A rigidez da ligação pode ser classificada de acordo com os seguintes parâmetros (ver FIGURA 2.9):

- *Rigidez inicial* (K_i) – inclinação inicial da curva $M - \phi$;
- *Rigidez de serviço* (K_{ser}) – é a rigidez secante da ligação, baseada em um momento de serviço esperado. Normalmente trabalha-se com essa rigidez de serviço para obtenção dos deslocamentos na estrutura:

$$K_{ser} = \frac{M_{ser}}{\phi_{ser}} \quad (2.1)$$

- *Rigidez tangente* (K_{tan}) – ou rigidez instantânea, que normalmente decresce com o aumento do momento:

$$K_{tan} = \frac{dM}{d\phi} \quad (2.2)$$

- *Rigidez de descarregamento* (K_{des}) – a taxa de descarregamento $M - \phi$ é aproximadamente linear até o momento tornar-se nulo. O descarregamento resulta de cargas impostas que produzem rotações na ligação opostas à rotação inicial.

Geralmente as ligações são classificadas como *rígidas*, *semirígidas*, e *flexíveis*, de acordo com a rigidez inicial ou de serviço.

- *Rígida* – a ligação não apresenta rotação relativa relevante entre a viga e o elemento suporte. Na análise assume-se que o ângulo original entre os eixos da viga e do pilar não se altera, ocorrendo a continuidade total de rotação entre os elementos conectados.
- *Flexível* – a ligação apresenta variação considerável do ângulo entre os eixos dos elementos suportado e suporte para momentos próximos de zero;
- *Semirígida* – a ligação apresenta rotação relativa entre a viga e o elemento suporte, em função do momento atuante;

2.3.3 - Resistência

A resistência de uma ligação é dada pelo momento fletor máximo da viga que essa ligação consegue suportar. Uma classificação comumente feita consiste na comparação entre o momento resistente da ligação e o momento de plastificação da viga suportada, da seguinte forma:

- *Flexível* – a ligação possui resistência a momento fletor muito pequena;
- *Totalmente resistente* – a resistência da ligação é superior ao momento de plastificação do elemento suportado (curva (a) da FIGURA 2.12);
- *Parcialmente resistente* – a resistência da ligação é inferior ao momento de plastificação do elemento suportado (curva (b) da FIGURA 2.12).

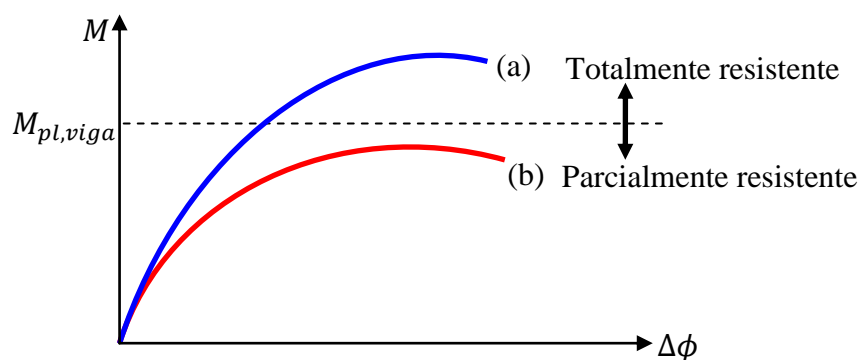


FIGURA 2.12 – Caracterização do comportamento da ligação à resistência

2.3.4 - Capacidade de Rotação

A capacidade de rotação de uma ligação é importante quando esta for rotulada ou de resistência parcial. Essa propriedade da ligação costuma ser diferenciada da seguinte forma:

- *Capacidade de rotação necessária* – rotação de apoio necessária para que se desenvolva um momento M no vão da viga, normalmente $M_y < M < M_{pl}$, sendo M_y o momento correspondente ao início do escoamento ($W \cdot f_y$, desprezando-se as tensões residuais) e M_{pl} o momento de plastificação ($Z \cdot f_y$). A capacidade de rotação necessária é particularmente importante nas ligações do tipo *parcialmente resistentes*, em que a resistência final da estrutura é governada pelo momento último da ligação;
- *Capacidade de rotação disponível* – é aquela que a ligação consegue atingir antes de ocorrer perda substancial de sua resistência.

Para utilização de relações $M - \phi$ de ligações em análises de estruturas completas, normalmente é suficiente conhecer a relação no início do carregamento (rigidez secante K_{ser} até a carga de serviço) para a determinação de deslocamentos, bem como os valores M_u (resistência última) e ϕ_u (rotação última) atingidos pela ligação (QUEIROZ *et al* (2000)).

2.4 COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO COM CHAPA DE EXTREMIDADE

2.4.1 - Rigidez Inicial da Ligação da Mesa Inferior

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008), a rigidez inicial da mesa inferior com solda de penetração total, ou com filete duplo de resistência de cálculo pelo menos 20% superior à da mesa ao escoamento, é infinita:

$$k_i = \infty \quad (2.3)$$

Logo, considera-se que a capacidade de deformação da ligação nessa região é nula:

$$\Delta_{ui} = 0 \quad (2.4)$$

Caso a ligação seja feita com a mesa de um pilar metálico, a ABNT NBR 8800 (2008) considera que há um par de enrijecedores na alma do pilar próxima à mesa comprimida da viga, para que a rigidez da ligação da mesa inferior possa ser considerada como infinita.

2.4.2 - Rigidez Rotacional da Ligação

A ABNT NBR 8800 (2008) não apresenta procedimentos para a determinação da rigidez e da resistência para ligações com chapa de extremidade, portanto serão comentados a seguir os procedimentos estabelecidos pela EN 1993-1-8 (2005).

De acordo com a EN 1993-1-8 (2005), a rigidez rotacional de uma ligação com chapa de extremidade sujeita à flexão é dada por:

$$S_j = \frac{E_a z^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}} \quad (2.5)$$

onde z é a distância entre os centros geométricos da área comprimida e do parafuso, k_i é o coeficiente de rigidez de cada componente básico da ligação, e μ é a taxa de rigidez que pode ser determinada da seguinte maneira:

$$\mu = 1 \quad \text{se } M_{Sd} \leq 2/3 M_{Rd} \quad (2.6)$$

$$\mu = \left(\frac{1.5 M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^\psi \quad \text{se } 2/3 M_{Rd} \leq M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.7)$$

o coeficiente ψ é igual a 2.7 para a ligação de extremidade com chapa de extremidade parafusada. Para a situação onde a chapa de extremidade encontra-se ligada à alma de uma viga ou pilar, os componentes da ligação são a chapa de extremidade e os parafusos tracionados. Para a situação onde a chapa de extremidade encontra-se ligada à mesa de um pilar metálico devem ser considerados, além dos componentes citados anteriormente, a mesa e a alma do pilar na região tracionada da ligação. As equações apresentadas acima são aplicáveis para configurações com duas vigas opostas e momentos equilibrados.

Maiores informações sobre a determinação dos coeficientes de rigidez dos componentes básicos da ligação com chapa de extremidade podem ser encontradas na EN 1993-1-8 (2005).

2.4.3 - Resistência Nominal à Tração da Linha de Parafusos da Ligação

De acordo com a EN 1993-1-8 (2005) a força resistente nominal à tração de uma linha de parafusos é a menor resistência obtida entre três modos possíveis de falha da ligação:

- *Modo 1* – escoamento da chapa (FIGURA 2.13);
- *Modo 2* – ruptura do parafuso com escoamento da chapa (FIGURA 2.14);
- *Modo 3* – ruptura do parafuso (FIGURA 2.15).

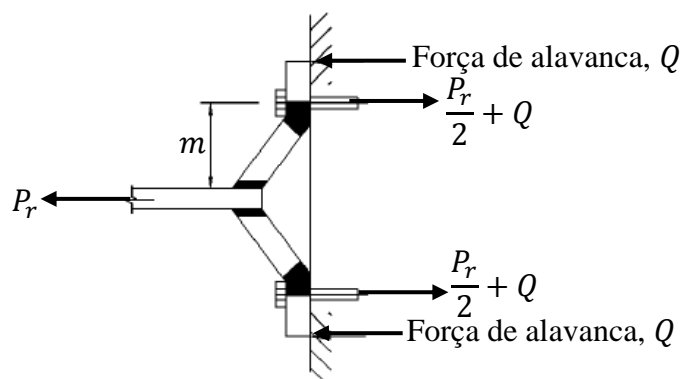


FIGURA 2.13 – Modo 1: escoamento da chapa [COUCHMAN e WAY (1998)]

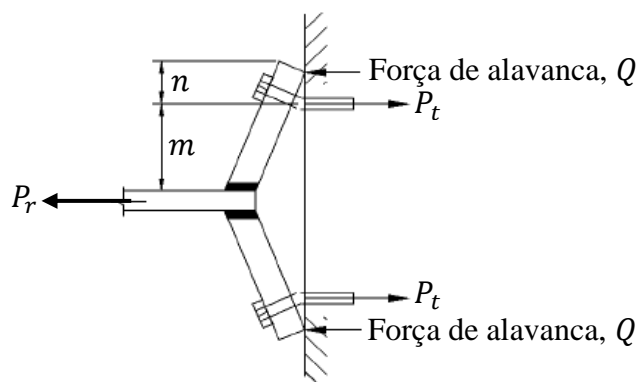


FIGURA 2.14 – Modo 2: ruptura do parafuso com escoamento da chapa [COUCHMAN e WAY (1998)]

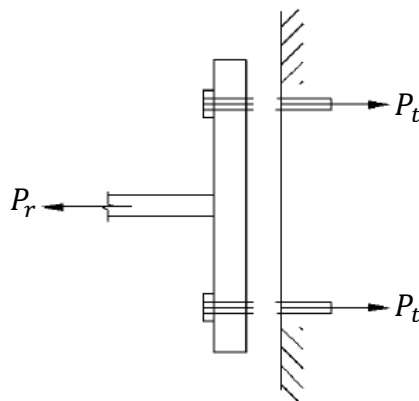


FIGURA 2.15 – Modo 3: ruptura do parafuso [COUCHMAN e WAY (1998)]

Quando a resistência da linha de parafusos é dada pelo Modo 1 têm-se sempre um comportamento dúctil da ligação, enquanto o Modo 3 apresenta sempre um comportamento frágil. Para o Modo 2 a ductilidade da ligação deve ser comprovada por meio de ensaios. Caso se queira desconsiderar a influência da ligação com chapa de extremidade no comportamento de uma ligação mista semirígida, é necessário que o Modo 1 prevaleça sobre os demais modos na determinação da resistência da linha de parafusos. Essa condição visa garantir a ductilidade da ligação. A força de tração resistente nominal de uma linha de parafusos pode ser determinada por meio das seguintes equações:

- Modo 1

$$F_{T,1,Rk} = \frac{4M_{pl,1,Rk}}{m} \quad (2.8)$$

$$M_{pl,1,Rk} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_{ch}^2 f_y \quad (2.9)$$

- Modo 2

$$F_{T,2,Rk} = \frac{2M_{pl,2,Rk} + n \sum F_{t,Rk}}{m + n} \quad (2.10)$$

$$M_{pl,2,Rk} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_{ch}^2 f_y \quad (2.11)$$

- Modo 3

$$F_{T,3,Rk} = \sum F_{t,Rk} \quad (2.12)$$

onde $\sum l_{eff,1}$ e $\sum l_{eff,2}$ são os somatórios dos comprimentos efetivos das linhas de escoamento da chapa para os Modos 1 e 2, respectivamente, conforme item 6.2.6 da EN 1993-1-8 (2005), t_{ch} é a espessura da chapa, f_y é a resistência ao escoamento do aço da chapa, m e n são as distâncias indicadas na FIGURA 2.14, sendo $n \leq 1.25m$ e $\sum F_{t,Rk}$ é o somatório das resistências nominais à tração dos parafusos de uma linha ou mais linhas, conforme a metodologia apresentada no SCI-207 (1997).

É importante salientar que no caso dos parafusos estarem sujeitos à ação de corte, deve-se avaliar uma possível redução da resistência nominal à tração dos mesmos.

2.5 METODOLOGIA DE CÁLCULO DE LIGAÇÃO MISTA VIGA-PILAR RESISTENTE A MOMENTO

Diferentes soluções de ligações mistas viga-pilar resistente a momento são apresentadas por autores como BODE (1998) e KINDMANN e KRAHWINKEL (1999), conforme ilustrado na FIGURA 2.16 e FIGURA 2.17, respectivamente. Entretanto, o procedimento de cálculo e os mecanismos principais de falha da ligação não são detalhados nessas referências.

Em QUEIROZ *et al* (2010) é apresentada uma alternativa para introdução do momento fletor da viga metálica em um pilar misto, que consiste na distribuição dos esforços solicitantes da ligação entre o perfil de aço e o concreto do pilar. A FIGURA 2.18 apresenta uma ilustração dessa ligação. Como a ligação é feita entre a viga e o perfil metálico, é verificada a capacidade de transferência por aderência entre o perfil metálico e o concreto e, caso essa capacidade seja insuficiente, devem-se utilizar conectores de cisalhamento na alma do perfil metálico. Seja a transferência feita via aderência ou via conectores, a armadura transversal do pilar na região da ligação deve ser intensificada para garantir a entrada de carga no concreto armado externo ao perfil. Uma alternativa para evitar tal intensificação consiste na utilização de conectores de cisalhamento na mesa do perfil, podendo-se nesse caso adotar a armadura transversal mínima do pilar.

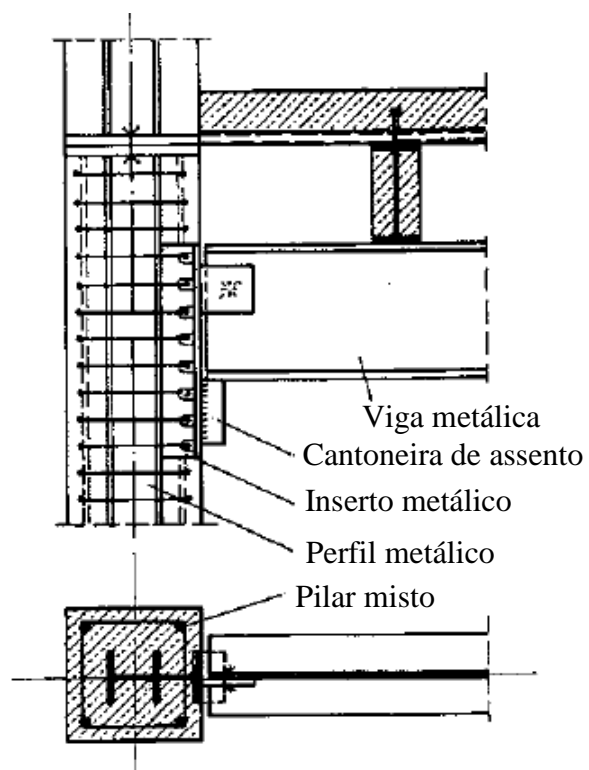


FIGURA 2.16 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [BODE (1998)]

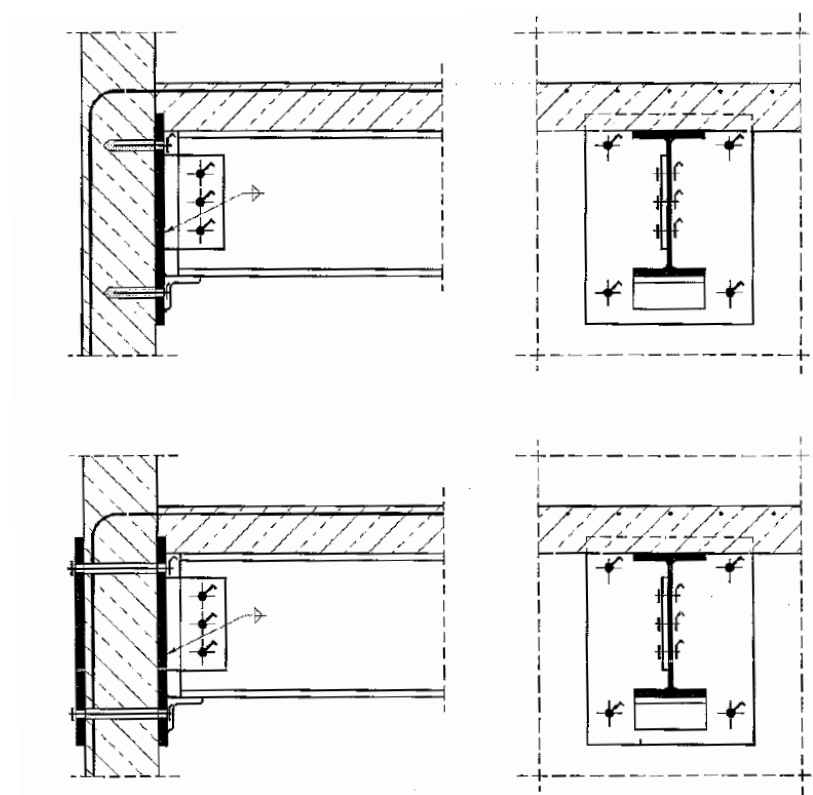


FIGURA 2.17 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [KINDMANN e KRAHWINKEL (1999)]

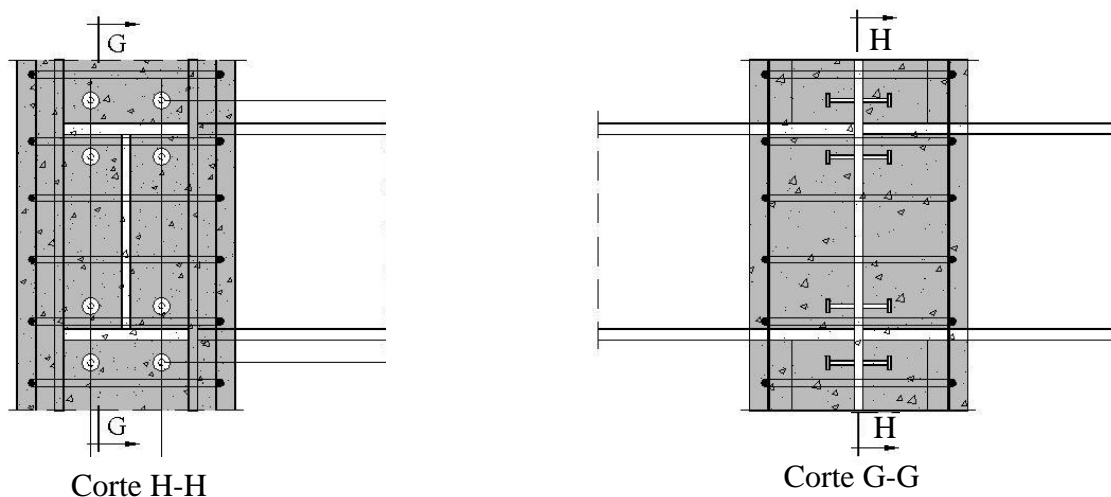


FIGURA 2.18 – Ligação mista viga-pilar resistente a momento [QUEIROZ *et al* (2010)]

Em VIEST *et al* (1997) é apresentada em detalhes uma metodologia de dimensionamento e detalhamento de ligações mistas resistentes a momento. Trata-se de ligações de vigas mistas ou vigas metálicas com os seguintes tipos de pilares: (1) pilares mistos revestidos ou pilares de concreto armado convencionais; (2) pilares mistos preenchidos de concreto; e (3) pilares metálicos.

Os casos previstos em VIEST *et al* (1997) são ligações internas e externas, conforme definido na FIGURA 2.19(a). Não são previstas ligações de pórtico internas ou externas no topo do pilar (FIGURA 2.19(b)), pois para esses tipos de ligação não existem confirmações experimentais e o mecanismo de transferência de carga é significativamente diferente. A maior diferença consiste na presença ou ausência do pilar de concreto abaixo e acima da ligação. Até que se tenham dados experimentais substanciais das ligações localizadas no topo do pórtico, VIEST *et al* (1997) sugere adotar perfis metálicos incorporados de seções mais robustas e detalhar a ligação como uma ligação metálica, ou então dimensionar a ligação apenas para transferir cisalhamento, sem capacidade de transmissão de momento fletor.

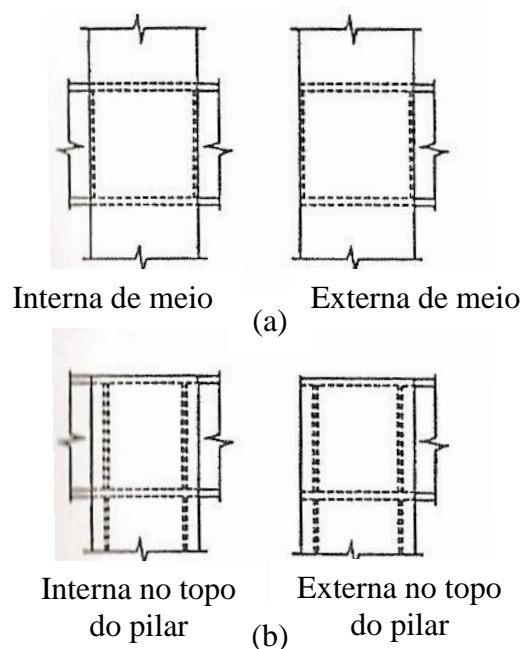


FIGURA 2.19 – Tipos de configurações das ligações de pórtico: (a) no meio e (b) no topo do pilar [VIEST *et al* (1997)]

Dentre outras limitações, o procedimento proposto por VIEST *et al* (1997) aplica-se às seguintes características:

- (1) Geometria: a relação de aspecto da ligação definida por h/d deve estar entre 0.75 e 2.0, onde h é altura da seção do pilar medida paralelamente à viga e d é a altura da viga medida paralelamente ao pilar;
- (2) Materiais: aplicável a concreto de densidade normal, onde para propósitos de cálculo deve-se adotar $f_c \leq 6 \text{ ksi}$ (41 MPa), $f_{ys} \leq 60 \text{ ksi}$ (413 MPa) e $f_y \leq 50 \text{ ksi}$ (345 MPa);
- (3) Configuração: devem existir chapas de confinamento do concreto (*face bearing plates* – FBP's) ao longo da altura da viga faceando o pilar de concreto em todas as vigas de pórtico que pertencem ao nó do pilar. A largura mínima dessas chapas deve ser igual a largura da viga e, em alguns casos, essas chapas se estendem acima e abaixo da viga (FIGURA 2.20).

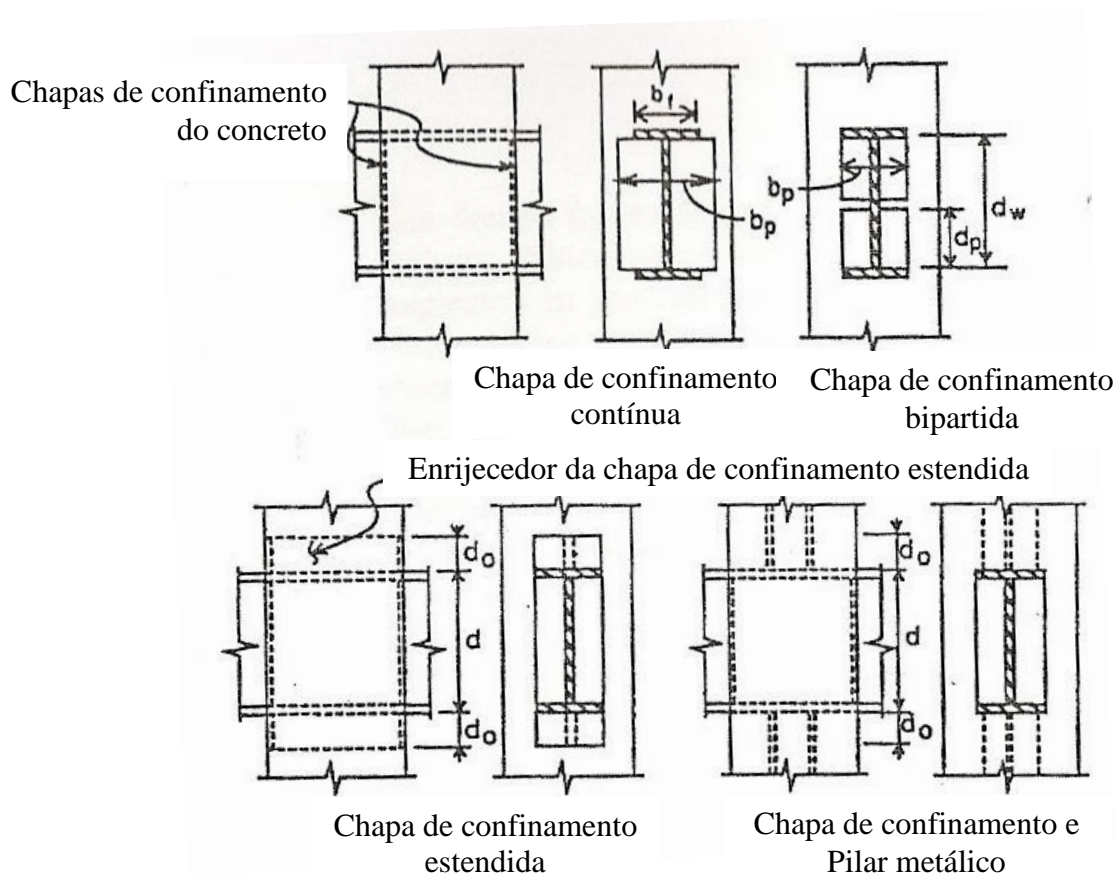


FIGURA 2.20 – Possíveis detalhes da ligação [adaptada de VIEST *et al* (1997)]

A metodologia de dimensionamento proposta por VIEST *et al* (1997) segue os preceitos dos códigos AISC-LFRD (1999) e ACI-318 (2008). A ligação deve ser dimensionada para as interações de esforços transferidos à ligação pelas vigas e pilares, divididas em momentos fletores, esforços cortantes e cargas axiais. Esses esforços resultam das ações externas na estrutura, como também de ações de fluência, retração, temperatura e recalque de apoio. Os esforços em uma ligação típica são mostrados na FIGURA 2.21.

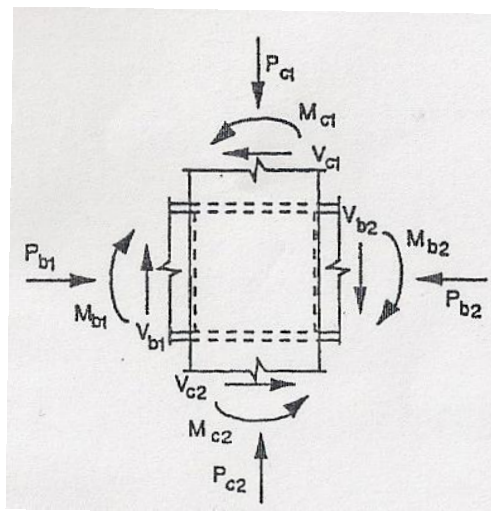


FIGURA 2.21 – Esforços atuantes em uma ligação interna de pórtico [VIEST *et al* (1997)]

Não foram incluídas no dimensionamento as forças axiais do pilar de concreto. Uma vez que as forças axiais das vigas são usualmente pequenas, elas também foram desprezadas nos cálculos. A desconsideração das forças axiais de compressão normalmente encontradas no dimensionamento é de certa forma uma prática conservadora. De acordo com VIEST *et al* (1997), experimentos têm provado que cargas axiais de compressão tendem a inibir a abertura de fissuras na ligação. Entretanto, mesmo não havendo na literatura dados experimentais referentes aos efeitos das cargas axiais de tração nos pilares, sabe-se que tais esforços podem provocar a redução na capacidade de resistência ao cisalhamento bem como a diminuição da rigidez de ligação. Em situações que haja força de tração líquida nos pilares, é recomendado desprezar a contribuição da resistência ao cisalhamento do concreto mesmo nas regiões onde o concreto esteja comprimido.

A deformação da ligação deve ser considerada na determinação dos deslocamentos da estrutura sob as combinações de serviço. Muitos pacotes computacionais utilizados na prática não possuem ferramentas explícitas para considerar a deformação local do nó associado à ligação. De qualquer forma, distorções na região da ligação geralmente são levadas em conta de alguma maneira, seja pela não consideração do tamanho real da ligação (conseqüentemente, utilizando-se momentos no nó pontual), seja pela modificação na rigidez dos elementos (viga e pilares), etc.

A resistência da ligação deve ser verificada para dois modos de falha principais: falha do painel de cisalhamento e falha devida ao esmagamento. Esses modos de falha são mostrados na FIGURA 2.22. A falha do painel de cisalhamento é similar aos modos de falha das

ligações de estruturas metálicas ou estruturas de concreto armado convencional. Entretanto, em ligações mistas, tanto o concreto estrutural quanto a estrutura metálica participam dos modos de falha. O esmagamento do concreto ocorre em regiões de elevada carga de compressão associada à rotação de corpo rígido da viga dentro do pilar de concreto.

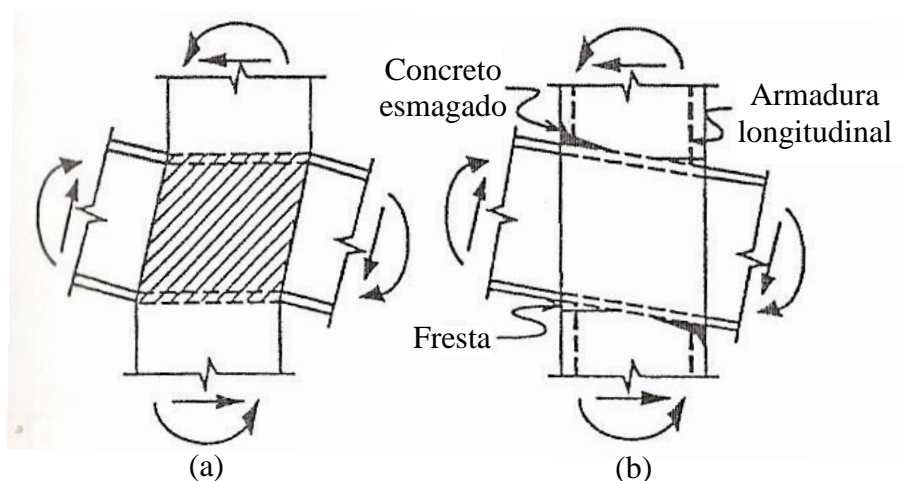


FIGURA 2.22 – Modos de falha da ligação [VIEST *et al* (1997)]

As armaduras longitudinais mostradas na FIGURA 2.22(b) são uma fonte de resistência contra a falha por esmagamento do concreto.

- Painel de Cisalhamento

A largura efetiva da ligação (FIGURA 2.23) dentro do pilar b_j é igual à soma das larguras dos painéis internos e externos b_i e b_o , dado por:

$$b_j = b_i + b_o \quad (2.13)$$

A largura interna b_i deve ser tomada como o maior entre a largura da chapa de confinamento do concreto b_p e a largura da mesa da viga b_f . Nos casos em que forem utilizadas chapas de confinamento estendidas ou perfis metálicos incorporados ao pilar, a largura externa do painel é calculada adotando-se a geometria da seção transversal completa, de acordo com a Eq. (2.14):

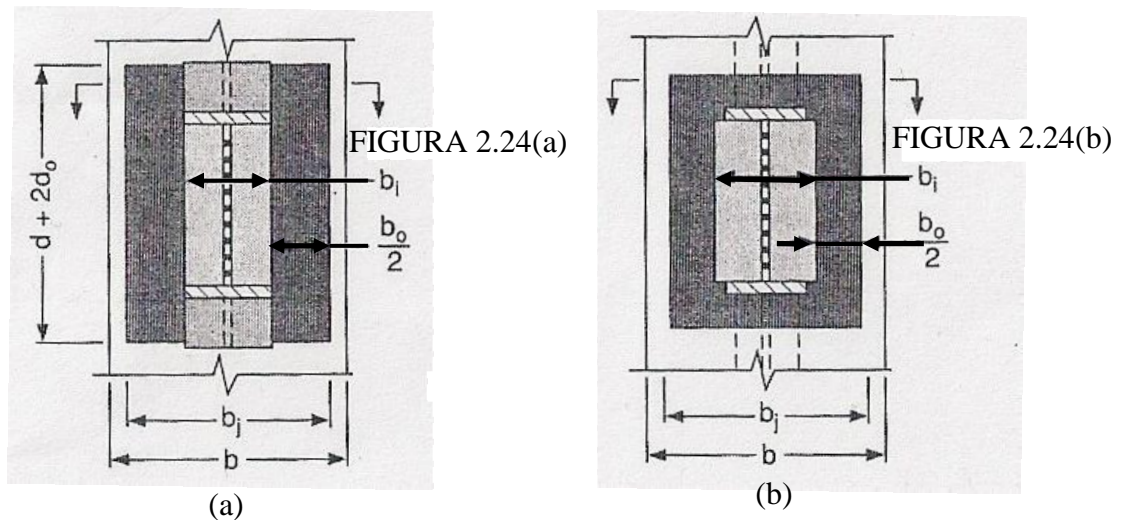


FIGURA 2.23 – Largura efetiva da ligação [VIEST *et al* (1997)]

$$b_o = C(b_m - b_i) < 2d_o \quad (2.14)$$

Sendo:

$$b_m = (b_f + b)/2, \text{ mas não maior do que } b_f + h \text{ ou } 1.75b_f$$

b = largura da seção transversal do pilar medida perpendicularmente à viga

$$C = (x/h)(y/b_f)$$

d_c = altura da seção transversal do perfil metálico incorporado ao pilar

$d_o = 0.25d$ (d = altura da viga) quando o perfil metálico existe ou o menor dentre $0.25d$ ou a altura da chapa de confinamento estendida nos casos em que ela esteja presente; nas situações que não existam perfil metálico nem chapas de confinamento estendidas, $b_o = d_o = 0$

y = maior dentre a largura do perfil metálico incorporado ao pilar e a largura da chapa de confinamento estendida

$x = h$ nos casos onde exista chapa de confinamento estendida ou $h/2 + d_c/2$ quando apenas o perfil metálico está presente na ligação

A resistência ao cisalhamento da ligação é calculada em função da largura efetiva do concreto da ligação, que corresponde à soma das larguras internas e externas dos painéis, conforme mostrado na FIGURA 2.23. O painel interno de concreto é mobilizado pelas chapas de confinamento entre as mesas das vigas. A participação do concreto fora das mesas da viga

depende da mobilização das bielas comprimidas horizontais que se formam pelo contato direto das chapas de confinamento estendidas ou do perfil metálico com o concreto acima e abaixo da ligação, como mostra a FIGURA 2.24(a) e (b), respectivamente.

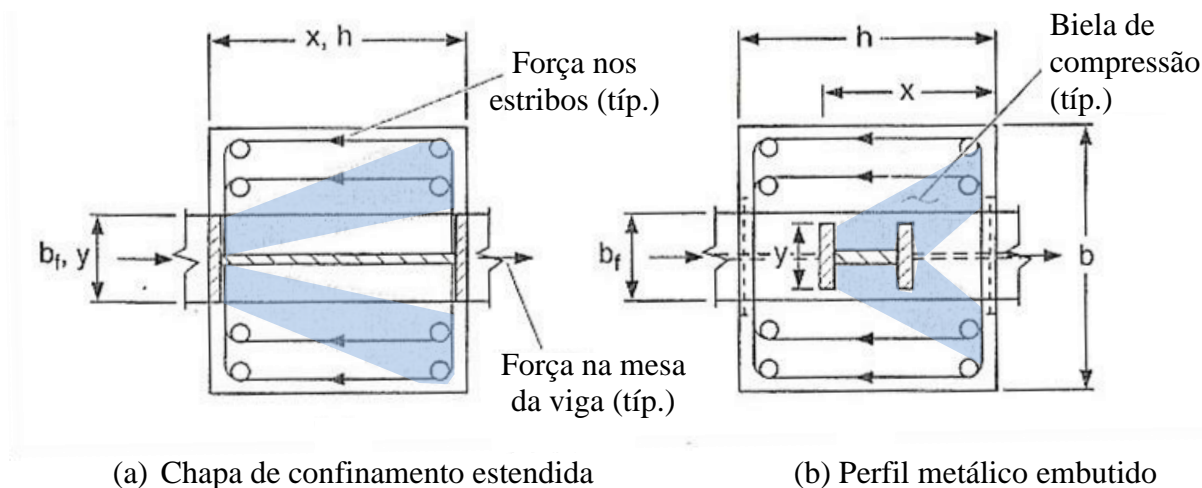


FIGURA 2.24 – Mecanismo de transferência dos esforços horizontais [adaptada de VIEST *et al* (1997)]

A reação de tração oriunda das bielas comprimidas de concreto é resistida pelas armaduras transversais do pilar acima e abaixo da viga. Referente à FIGURA 2.24, as armaduras horizontais acima e abaixo da viga são necessárias para resistir às forças de tração tanto paralelas quanto perpendiculares à viga. As forças perpendiculares à viga são auto-equilibradas, e as forças paralelas são transferidas fora da região comprimida do concreto. A efetividade do mecanismo biela-tirante mostrada na FIGURA 2.24 é vinculada à geometria e às proporções entre o pilar de concreto e as estruturas metálicas da ligação. Os limites de d_o e as Eqs. (2.13) e (2.14) são semi-empíricas, e foram baseadas em ensaios experimentais. A largura efetiva da ligação é utilizada para calcular a capacidade de resistência ao esmagamento e ao cisalhamento da ligação.

- Capacidade de Resistência Vertical

A resistência aos esforços verticais da ligação é considerada adequada quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\sum M_c + 0.35h\Delta V_b \leq \Phi[0.7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})] \quad (2.15)$$

onde $\sum M_c$ e V_b são os esforços atuantes e

$$C_{cn} = 0.6f_c b_j h$$

Na Eq. (2.15), T_{vn} e C_{vn} são as resistências nominais dos reforçadores verticais, à tração e à compressão, fixados diretamente na viga metálica, e h_{vr} é a distância entre os reforçadores verticais. Os reforçadores verticais são constituídos comumente de armaduras longitudinais soldadas às mesas da viga. Os seguintes fatores devem ser considerados no cálculo da resistência para T_{vn} e C_{vn} : fixação entre a armadura e a viga metálica; desenvolvimento da armadura para garantir aderência ou ancoragem no concreto; e a resistência do aço da armadura. Adicionalmente, na Eq. (2.15) a contribuição dos reforçadores verticais deve ser limitada em:

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0.3f_c b_j h \quad (2.16)$$

As forças verticais na ligação (FIGURA 2.25(a)) são oriundas da combinação do momento fletor e do esforço cortante transferidos das vigas para o pilar. Os momentos e cortantes atuantes na ligação são mostrados na FIGURA 2.25(b).

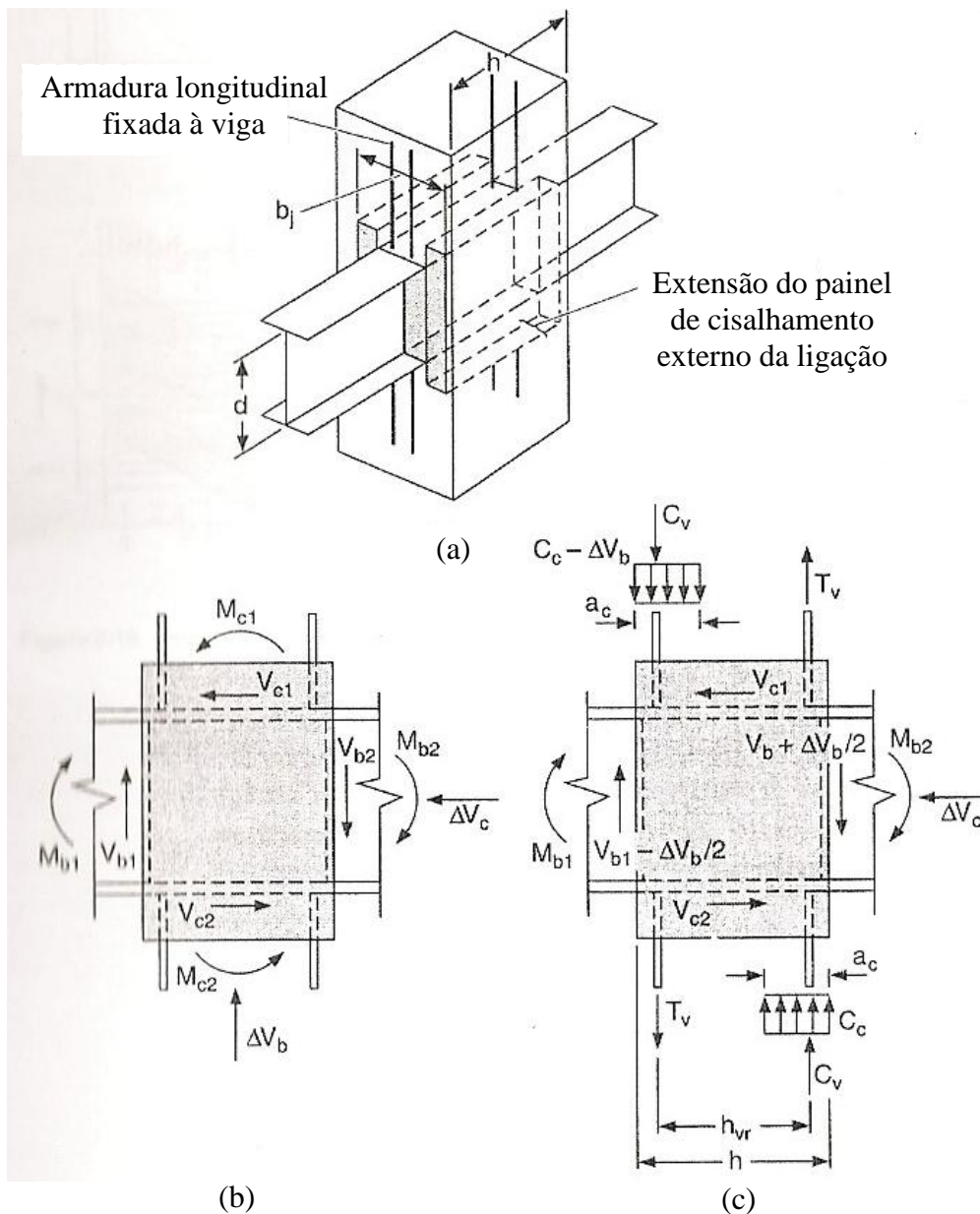


FIGURA 2.25 – Diagrama de equilíbrio dos esforços atuantes na ligação e das forças internas resultantes [VIEST *et al* (1997)]

Na FIGURA 2.25(c), os momentos M_{c1} e M_{c2} no pilar são substituídos pelas forças nas armaduras longitudinais T_v e C_v , e pela força de compressão no concreto C_c . A resistência à compressão do concreto é calculada adotando-se uma tensão de esmagamento igual à $2f_c$ aplicada numa área de contato de comprimento $a_c = 0.3h$ e largura b_j . A tensão máxima de esmagamento $2f_c$ corresponde ao confinamento do concreto promovido pelas armaduras e pelo concreto circundante.

- Capacidade de Cisalhamento Horizontal

A resistência ao cisalhamento horizontal da ligação é igual à soma das resistências nominais: (1) do painel metálico V_{sn} ; (2) das bielas comprimidas de concreto internas V_{cn} ; e (3) do campo de compressão nos painéis externos do concreto V_{fn} . Estes três mecanismos de cisalhamento da ligação são mostrados na FIGURA 2.26.

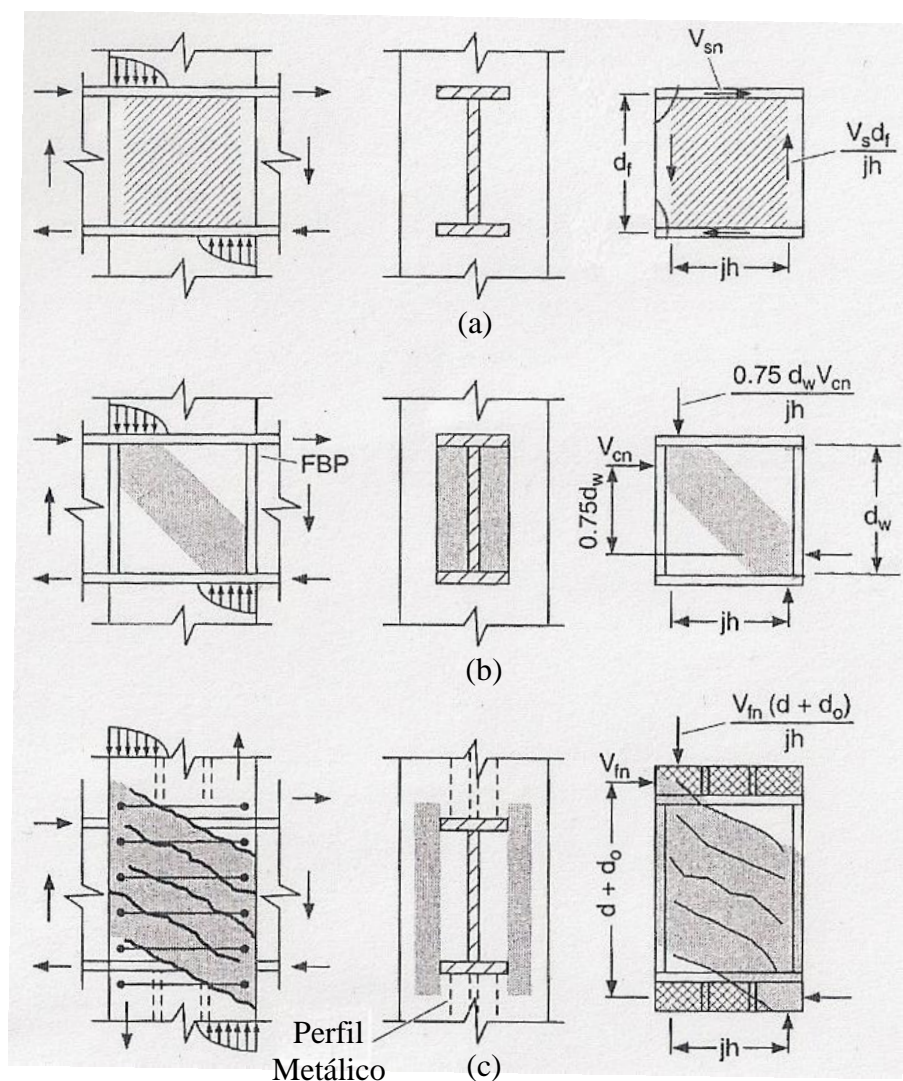


FIGURA 2.26 – Mecanismos de cisalhamento da ligação [adaptada de VIEST *et al* (1997)]

A resistência de cisalhamento horizontal é considerada suficiente quando a seguinte equação é satisfeita:

$$\sum M_c - V_b jh \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0.75 V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] \quad (2.17)$$

onde $\sum M_c$, V_b e d_o foram definidos anteriormente, d_f é a distância de centro a centro das mesas da viga, d_w é a altura da alma da viga metálica, e jh é dado por:

$$jh = \frac{\sum M_c}{\Phi[(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - 0.5\Delta V_b]} \geq 0.7h \quad (2.18)$$

Onde:

$$C_c = 2f_c b_j a_c$$

$$a_c = 0.5h - \sqrt{0.25h^2 - K_p} \leq 0.3h$$

$$K_p = \left[\sum M_c + 0.5\Delta V_b h - \Phi(T_{vn} - C_{vn})h_{vr} \right] / (\Phi 2f_c b_j)$$

Segundo VIEST *et al* (1997), ensaios têm mostrado que as contribuições dos mecanismos são aditivas. A contribuição do concreto se deve às bielas de compressão formadas dentro do painel interno de largura b_i e da porção comprimida que forma o painel externo de largura b_o (FIGURA 2.23). As bielas comprimidas de concreto (FIGURA 2.26(b)) são mobilizadas pelo contato com as chapas de confinamento dentro da altura da viga. Os painéis externos de concreto (FIGURA 2.26(c)) são mobilizadas pelo mecanismo biela-tirante (FIGURA 2.24) que é formado através do contato com as chapas de confinamento estendidas ou com o perfil metálico. No caso específico mostrado na FIGURA 2.26(c), os painéis externos se formam devido à presença do perfil metálico embutido no pilar acima e abaixo da viga.

Por fim, a resistência a momento da ligação proposta em VIEST *et al* (1997) é determinada pela menor dentre as resistências obtidas via a *Capacidade de Resistência Vertical* (pág. 34) ou via a *Capacidade de Cisalhamento Horizontal* (pág. 37). Segundo o autor, as duas resistências não devem ser consideradas simultaneamente.

3

DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

3.1 PROBLEMA PROPOSTO

O objeto de estudo deste trabalho consiste em uma ligação mista do tipo viga-pilar de extremidade, cuja função é transmitir o momento fletor no plano do pórtico, tanto positivo quanto negativo, da viga para o pilar, conforme ilustrado na FIGURA 3.1.

Pretende-se mostrar com este estudo a contribuição do perfil metálico, do concreto, e das armaduras horizontais e longitudinais do pilar como elementos resistentes da ligação, capazes de absorver as parcelas de tração e compressão que surgem devido ao momento fletor proveniente da viga. A contribuição do concreto permite reduzir a responsabilidade da mesa do perfil de aço incorporado ao pilar misto, podendo-se eventualmente adotar seções mais leves.

A FIGURA 3.2(a) apresenta, de uma maneira geral, os esforços atuantes em um nó interno de pórtico plano genérico. Os esforços presentes no nó de pórtico aqui proposto estão mostrados na FIGURA 3.2(b). Não serão considerados os efeitos da força normal nas vigas, visto que o foco desse estudo é a determinação da resistência ao momento fletor da ligação mista.

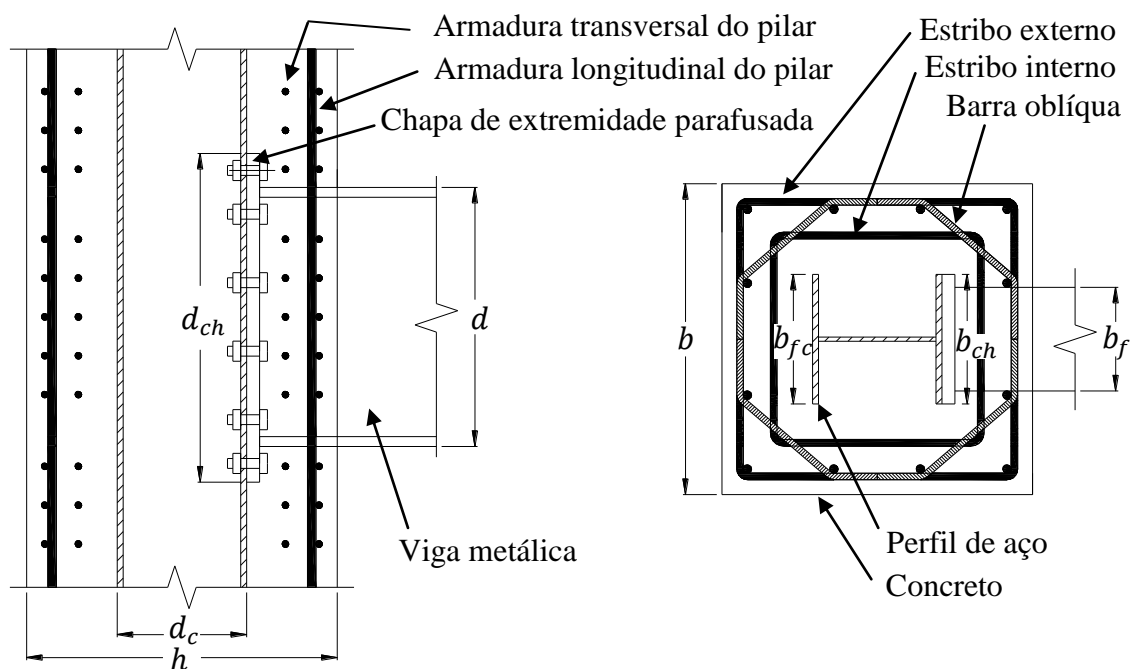


FIGURA 3.1 – Esquema da ligação viga-pilar de nó de extremidade de pórtico

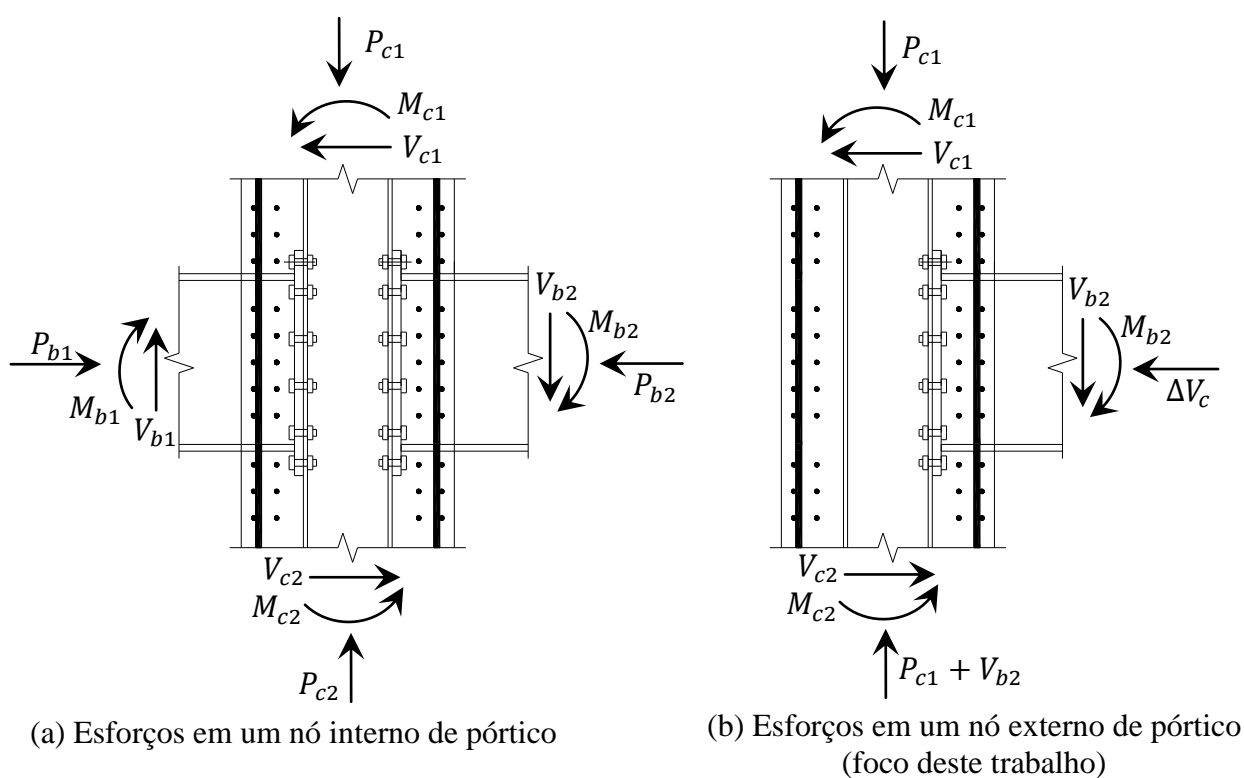


FIGURA 3.2 – Esforços atuantes em um nó de pórtico

A ação do momento fletor da viga M_{b2} faz surgir dois modos de falha potenciais no concreto: um devido à ação da tração na mesa da viga que, por sua vez, provoca um efeito de

arrancamento da chapa de extremidade de dentro do pilar (corte A, FIGURA 3.3); e outro, devido à compressão na mesa oposta da viga, que empurra a mesa do perfil metálico, mobilizando o maciço de concreto no interior do pilar (corte B, FIGURA 3.3).

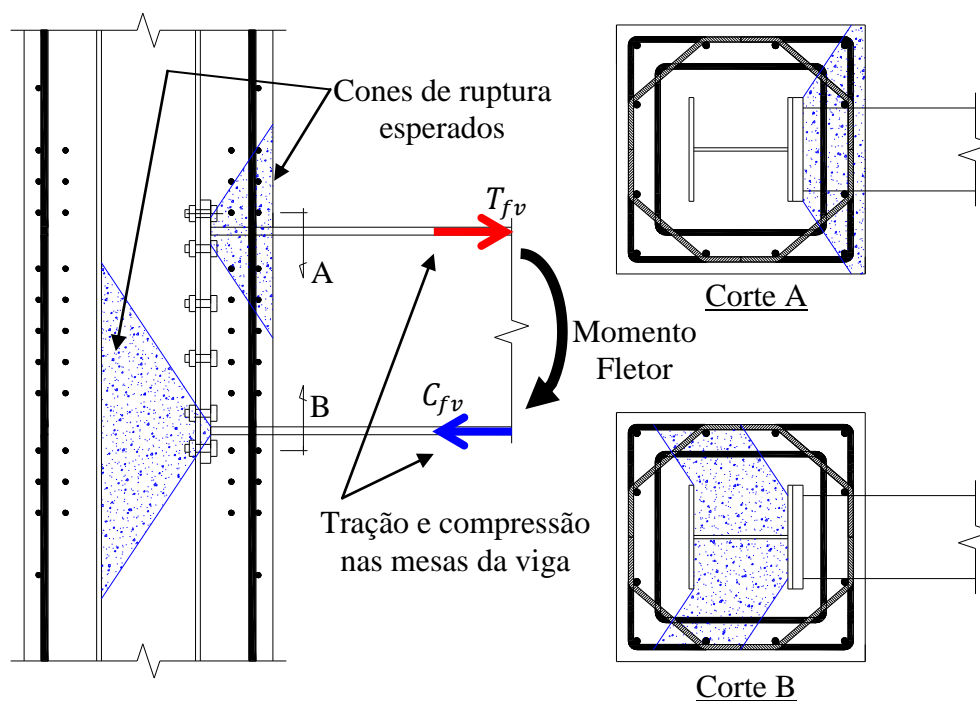


FIGURA 3.3 – Hipóteses de falhas potenciais para o concreto do pilar

As porções de concreto hachuradas na FIGURA 3.3 indicam a predominância de tensões de compressão, e as delimitações das hachuras apontam para as prováveis superfícies de separação, onde surgirão as principais fissuras no concreto que se propagarão até a perda completa de resistência do material.

O ACI-318-08 (2008) apresenta formulações com base em ensaios de arrancamento de conectores de cisalhamento em concreto armado, onde são mostrados ângulos dos cones de falha de aproximadamente 1:1.5. Portanto, por analogia, espera-se que no entorno da mesa tracionada da viga (corte A, FIGURA 3.3) seja formado um cone com aproximadamente essa inclinação, e o equilíbrio dos esforços horizontais seria garantido pelas armaduras transversais efetivas que atravessam a superfície do cone.

3.2 ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS

O ANSYS possui em sua vasta biblioteca um elemento finito com características específicas, chamado SOLID65. Esse elemento sólido é capaz de representar o comportamento de materiais como o concreto estrutural, que apresentam fissuração sob tensões de tração e esmagamento sob tensões de compressão. Trata-se de um elemento de forma hexaédrica composto de oito nós, cada um com três graus de liberdade, sendo eles as translações segundo as direções x , y e z . Nesse elemento as armaduras são representadas de maneira distribuída no volume do elemento, e podem ser incluídas independentemente em cada direção sob forma de taxas, orientadas segundo os ângulos φ e θ (FIGURA 3.4), resistindo apenas aos esforços axiais. Os materiais tanto do elemento de concreto quanto das armaduras são analisados considerando-se as não linearidades físicas.

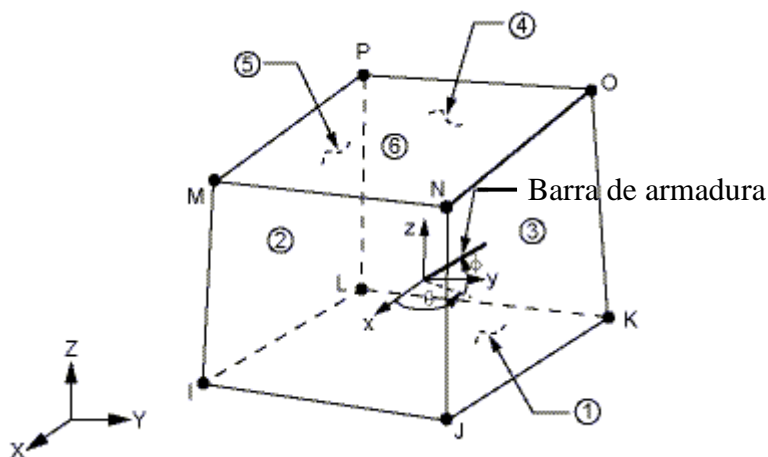


FIGURA 3.4 – Elemento finito SOLID65 [Fonte: Documentação do ANSYS]

O aço da viga, do pilar e da chapa de extremidade é modelado com o elemento SOLID185. Esse elemento também é constituído de oito nós com três graus de liberdade cada, podendo ser construído na forma hexaédrica ou tetraédrica, o que permite maior adaptabilidade às geometrias mais complexas.

Onde necessário, é utilizado o recurso de representação das armaduras de forma discreta, por meio de elementos de barra de treliça interligando os nós da malha do modelo sólido. Análises preliminares foram realizadas com o intuito de comparar as representações da armadura de forma distribuída e discreta, cujos resultados mostraram-se bastante similares, conforme pode ser visto na FIGURA 3.5. Essas análises preliminares foram feitas de forma a reproduzir os resultados obtidos por BARBOSA e RIBEIRO (1998) para uma viga de

concreto armado biapoiada sujeita à flexão. O objetivo dessas análises foi testar diferentes estratégias de malha e relações constitutivas para o concreto.

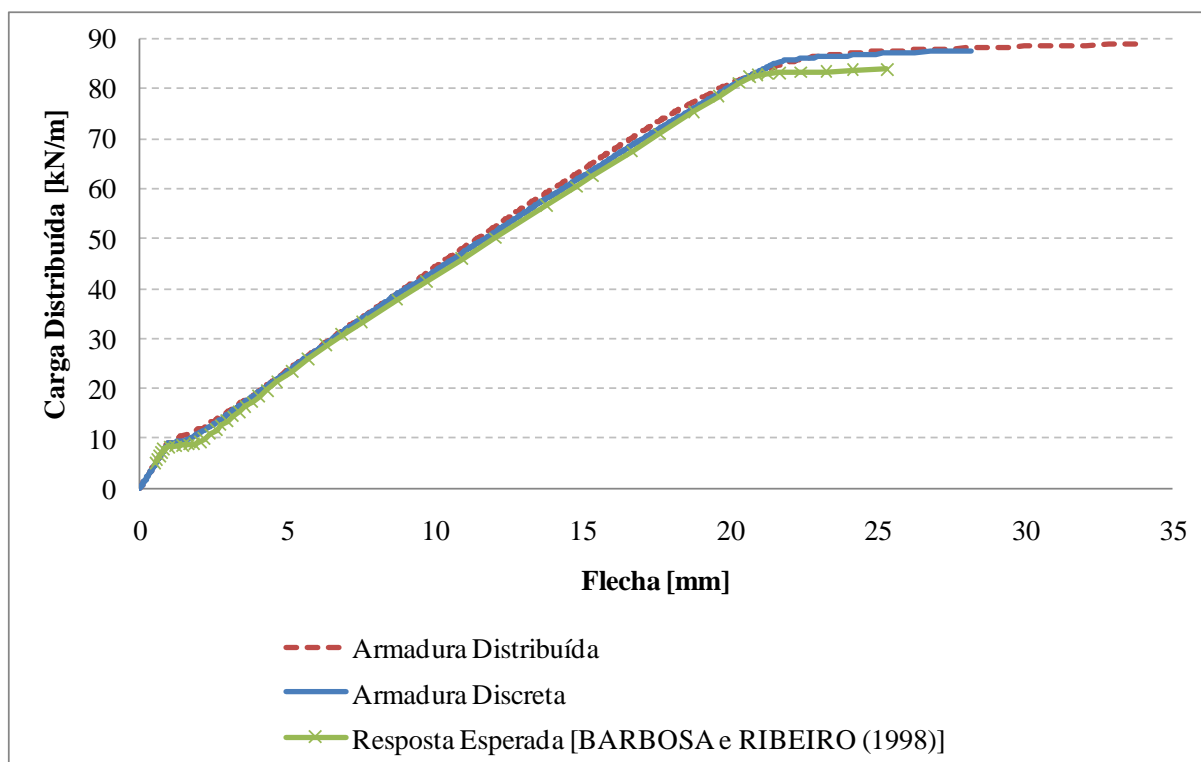


FIGURA 3.5 – Estudo preliminar comparativo: representação da armadura de aço de forma discreta *versus* distribuída – Análise de uma viga de concreto armado biapoiada submetida a uma carga uniformemente distribuída

Desta forma é possível simular uma variedade maior de arranjos geométricos de armaduras. São adotados elementos do tipo LINK8 constituídos de dois nós, cada um com três graus de liberdade de translação (FIGURA 3.6). Esses elementos também são utilizados para representar os parafusos da ligação da chapa de extremidade com a mesa do perfil metálico incorporado ao pilar.

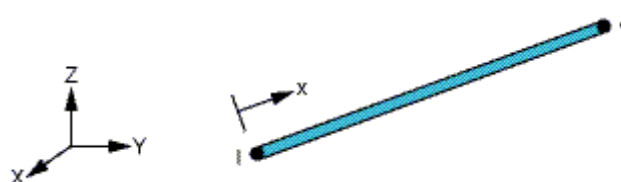


FIGURA 3.6 – Elemento finito LINK8 [Fonte: Documentação do ANSYS]

Para representar o contato entre o concreto e o aço da estrutura – viga, pilar de aço e chapa de extremidade com o pilar de concreto – e também entre as peças de aço – pilar de aço com a chapa de extremidade – são utilizados elementos de contato do tipo CONTA173 e TARGE170. Esses elementos são utilizados em análises tridimensionais com contato do tipo superfície-superfície, capazes de simular a existência de pressão entre os elementos, quando há contato, e a separação entre os mesmos, quando não há contato. O par de contato utilizado permite ainda a consideração de atrito e coesão entre as partes. As características geométricas dos elementos CONTA173 e TARGE170 (FIGURA 3.7) variam de acordo com o tipo de elemento sobre o qual eles são criados.

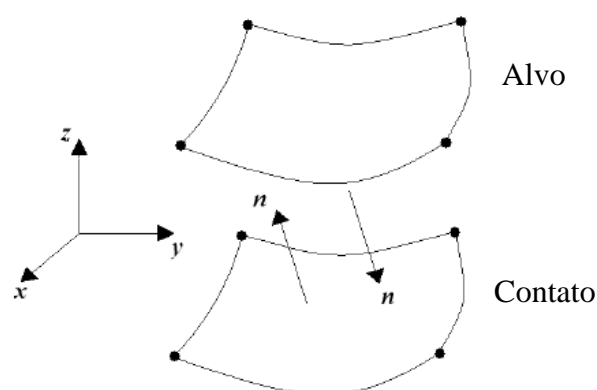


FIGURA 3.7 – Elementos finitos CONTA173 e TARGE170 [Fonte: Documentação do ANSYS]

3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS

3.3.1 - Aço do Pilar Metálico e da Chapa de Extremidade

Para o aço do pilar metálico e da chapa de extremidade adota-se uma relação constitutiva elastoplástica multilinear e critério de escoamento de von Mises. A relação constitutiva, similar a usada por GATTESCO (1999), é mostrada na FIGURA 3.8.

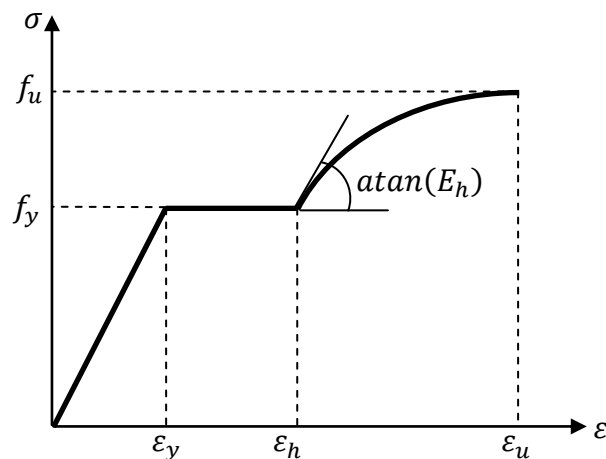


FIGURA 3.8 – Relação constitutiva atribuída ao aço dos perfis e chapas

Esse modelo apresenta um trecho elástico-linear até que a tensão atuante atinja a resistência ao escoamento do aço (f_y), seguido de um trecho perfeitamente plástico até que seja alcançada a deformação de início de encruamento (ε_h) e, por fim, um regime de encruamento descrito pela Eq. (3.1) até que a resistência última à tração do aço (f_u) seja atingida.

$$\sigma = f_y + E_h(\varepsilon - \varepsilon_h) \left[1 - E_h \frac{\varepsilon - \varepsilon_h}{4(f_u - f_y)} \right], \quad \text{com } E_h = 350 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.1)$$

O critério de von Mises estabelece que o escoamento do material ocorre quando o segundo invariante do tensor de tensões desviadoras (Eq. (3.2)) se iguala ao valor de k_m^2 .

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 = k_m^2 \quad (3.2)$$

O valor de k_m é dado por:

$$k_m = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.3)$$

A superfície de falha de von Mises é independente da tensão hidrostática, conforme pode ser visto esquematicamente na FIGURA 3.9.

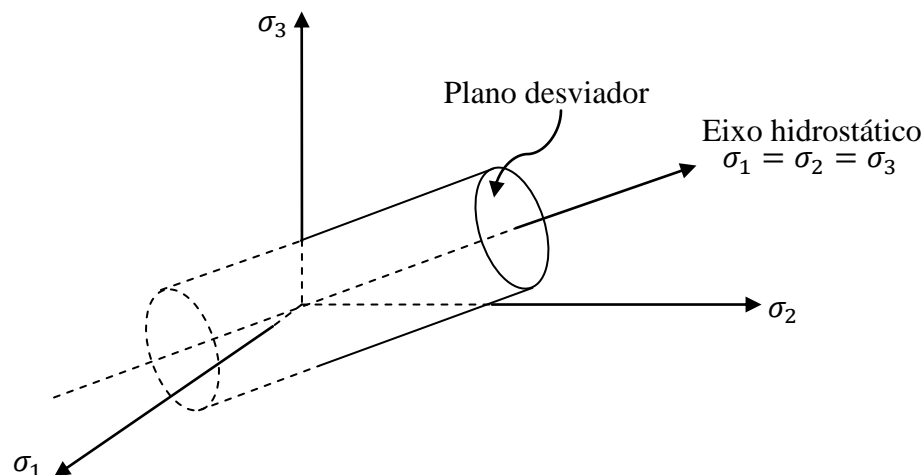


FIGURA 3.9 – Superfície de falha referente ao critério de von Mises

Os aços da viga metálica e da chapa de confinamento do concreto foram modelados segundo um comportamento elástico linear, pois o foco deste trabalho consiste na determinação dos mecanismos de falha da ligação e não do esgotamento da capacidade de resistência da viga. Parte-se da premissa de que a viga e a chapa de confinamento serão dimensionadas de forma independente da ligação.

3.3.2 - Aço das Armaduras

Para o aço das armaduras utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico trilinear, conforme FIGURA 3.10, e critério de escoamento de von Mises. Os valores de resistências e deformações foram adotados com base na barra de armadura de categoria CA-50, conforme a NBR 7480 (1996).

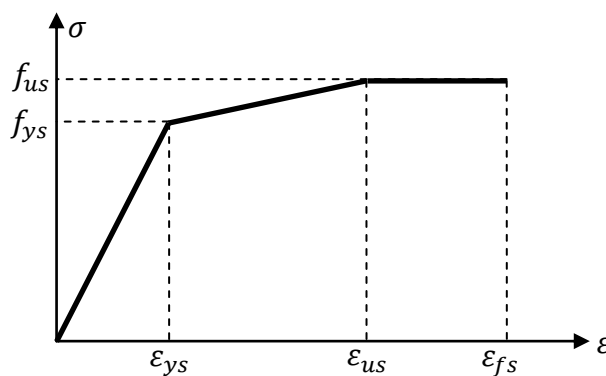


FIGURA 3.10 – Relação constitutiva atribuída ao aço da armadura

3.3.3 - Aço dos Parafusos

Para o aço dos parafusos utiliza-se um modelo constitutivo multilinear, conforme FIGURA 3.11, e critério de escoamento de von Mises. Para os valores de tensões e deformações foram adotados os parâmetros da classe ASTM A325, de acordo com KULAK *et al* (1987).

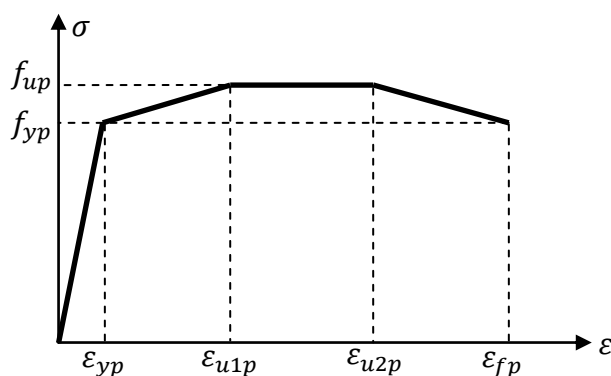


FIGURA 3.11 – Relação constitutiva atribuída ao aço do parafuso

3.3.4 - Concreto

O comportamento do concreto é representado por meio do modelo *Concrete* disponível no ANSYS, que tem como referência o modelo proposto por WILLAM e WARNKE (1975) e permite simular a fissuração do concreto, quando submetido a tensões de tração, e o esmagamento, quando submetido a tensões de compressão.

Os parâmetros necessários para utilização desse modelo são descritos na TABELA 3.1.

TABELA 3.1 – Parâmetros do modelo *Concrete* disponível no ANSYS

Descrição dos Parâmetros
Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura aberta (μ_a)
Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura fechada (μ_f)
Resistência última uniaxial à tração (f_t)
Resistência última uniaxial à compressão (f_c)
Resistência última biaxial à compressão (f_{cb})
Estado de tensão hidrostática ambiente (σ_{ha})
Resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostática ambiente (f_1)
Resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostática ambiente (f_2)
Coeficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração (T_c)

Com base em QUEIROZ *et al.* (2005), são adotados para os dois primeiros parâmetros da TABELA 3.1 os valores 0.2 e 0.6 respectivamente. Os últimos cinco parâmetros foram omitidos, permitindo ao ANSYS adotar valores pré-estabelecidos para os mesmos, conforme a formulação do modelo de Willam-Warnke mostrada detalhadamente no Apêndice A.

Entretanto, foram feitas análises preliminares de uma viga de concreto armado que demonstrou problemas de instabilidade numérica na representação do esmagamento do concreto pelo modelo de Willam-Warnke em sua utilização completa. Para melhorar a resposta do comportamento do concreto à compressão foram realizados testes mesclando-se diferentes superfícies de falha com o critério de Willam-Warnke. Os melhores resultados foram obtidos adotando-se o critério de escoamento de von Mises. Conforme pode ser visto na FIGURA 3.12, a solução utilizando-se o modelo *Concrete* completo é interrompida antes da viga atingir sua carga última. Por outro lado, o modelo que utiliza o modelo *Concrete* mesclado com o critério de von Mises para compressão consegue reproduzir a perda de rigidez da viga e demonstrar com relativa precisão a carga última da viga de concreto armado.

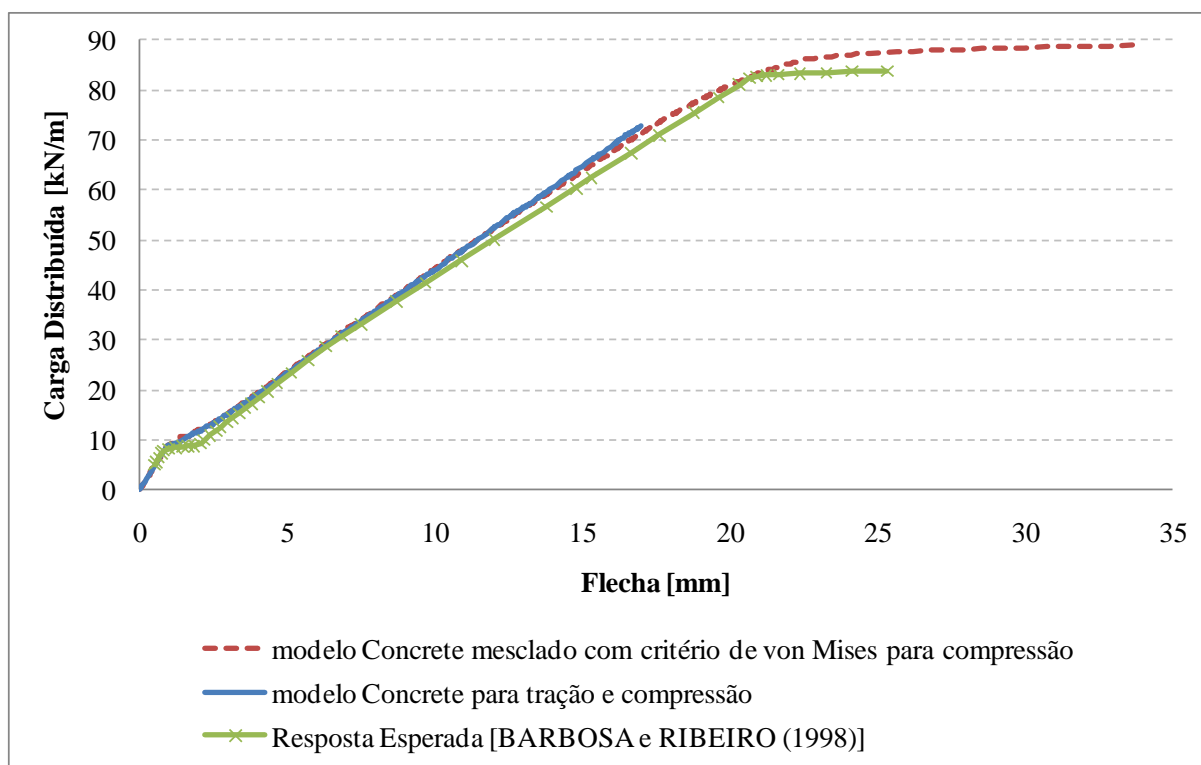


FIGURA 3.12 – Estudo preliminar comparativo de uma viga de concreto armado

Apesar de o critério de von Mises ser normalmente utilizado para materiais dúcteis, em CHEN e HAN (2001) cita-se que critérios como von Mises e Tresca são geralmente utilizados

em análises preliminares com elementos finitos para o concreto sob tensões de compressão. Esse artifício tem sido utilizado também em outros trabalhos como por exemplo LEONEL *et al* (2003), QUEIROZ *et al* (2005), e KOTINDA (2006).

Portanto, a capacidade de esmagamento do concreto no modelo *Concrete* é desabilitada através da atribuição do valor -1 ao parâmetro f_c . A tensão última uniaxial de tração f_t é tomada de acordo com a ABNT NBR 6118 (2007), conforme a Eq. (3.4).

$$f_t = 0.3f_c^{\frac{2}{3}} \quad (3.4)$$

Para a compressão do concreto é adotado o modelo multilinear com encruamento isotrópico, cuja curva tensão-deformação proposta pela EN 1994-1-1 (2004) é apresentada na FIGURA 3.13. A EN 1994-1-1 (2004) sugere a seguinte relação para o concreto comprimido:

$$\sigma = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad \text{para } 0 < \varepsilon < \varepsilon_c \quad (3.5)$$

Na Eq. (3.5) valem:

$$\eta = \varepsilon/\varepsilon_c \quad \varepsilon_c(\text{‰}) = 0.7f_c^{0,31} < 2.8 \quad k = 1.1E_{ci}|\varepsilon_c|/f_c \quad (3.6)$$

Nas expressões anteriores, f_c é o valor da resistência uniaxial à compressão do concreto para corpo de prova cilíndrico, ε_c é a deformação correspondente à tensão máxima de compressão, ε_{cu} é a deformação última à compressão, e E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto (dado pela Eq. (3.7)). Para o trecho que vai de ε_c a ε_{cu} foi considerada uma pequena inclinação de $E_{ci}/1000$ para se evitarem problemas numéricos de convergência [KOTINDA (2006)].

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_c}, \quad \text{para concreto de densidade normal} \quad (3.7)$$

Nas equações acima, as variáveis f_c , f_t , σ e E_{ci} são expressas em megapascal (MPa) e ε , ε_c e k são valores adimensionais expressos em 1/1000 (‰).

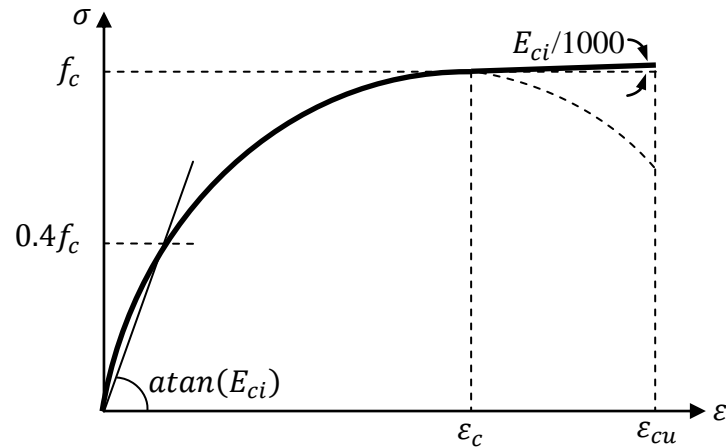


FIGURA 3.13 – Modelo constitutivo adotado para o concreto à compressão

Para o comportamento do concreto à tração, foi considerado que após a abertura de uma fissura, a resistência à tração na direção normal à fissura se anula completamente. Essa consideração foi feita anulando-se o último parâmetro da TABELA 3.1, $T_c = 0$. A relação constitutiva adotada para o concreto submetido à tração é mostrada esquematicamente na FIGURA 3.14.

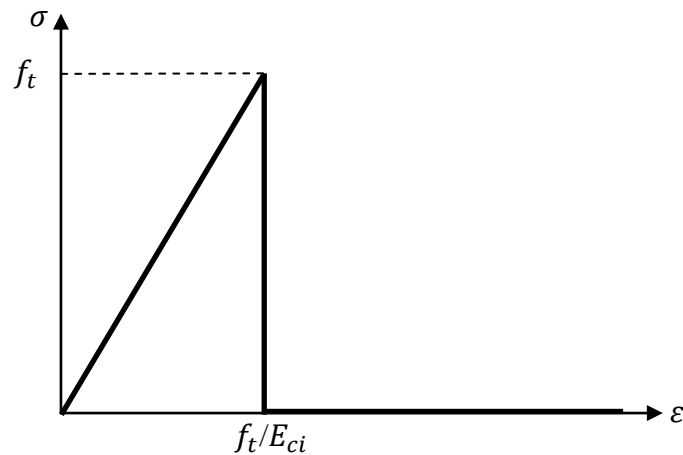


FIGURA 3.14 – Modelo constitutivo adotado para o concreto à tração

Caso ocorra o fechamento da fissura, todos os esforços de compressão normais à fissura continuam sendo transmitidos, possibilitando ainda a transferência de esforços por cisalhamento no plano da fissura de acordo com o fator de atrito μ_f definido na TABELA 3.1.

3.3.5 - Contato Aço-Concreto e Aço-Aço

A interação entre os perfis, as chapas de aço, e o concreto, é representada por elementos de contato, conforme descrito no item 3.2, que permitem tanto o surgimento de tensões de compressão quando o contato é estabelecido quanto a separação entre as superfícies. O escorregamento relativo das superfícies de contato aço-concreto e aço-aço é baseado na Lei de Coulomb, de acordo com as Eqs. (3.8) e (3.9):

$$\tau_{lim} = \mu P + c \quad (3.8)$$

$$|\tau| \leq \tau_{lim} \quad (3.9)$$

Nas Eqs. (3.8) e (3.9), τ_{lim} é a tensão de cisalhamento limite, τ é a tensão de cisalhamento resultante na superfície de contato, μ é o coeficiente de atrito, P é a pressão normal à superfície de contato, e c é a coesão que representa a aderência química natural na interface.

No instante em que a tensão de cisalhamento resultante no contato supera a tensão de cisalhamento limite ocorre o deslizamento entre as superfícies.

O coeficiente de atrito desenvolvido no contato aço com aço μ_{aa} é tomado igual a 0.35, conforme recomendação da ABNT NBR 8800 (2008). De acordo com BALTAY e GJELSVIK (1990), o coeficiente de atrito entre o aço e o concreto μ_{ac} varia de 0.2 a 0.6 e, por simplicidade, foi adotado também o valor de 0.35.

A coesão química que surge naturalmente entre os materiais aço e concreto foi desprezada neste trabalho, uma vez que essa propriedade depende de fatores difíceis de serem controlados em situações usuais de concretagem de pilares mistos, além de ser desprezável em relação ao efeito do atrito.

No ANSYS são disponíveis diferentes tipos de solução para o contato, dos quais foi utilizado neste trabalho o método denominado “*Pure Lagrange Multiplier*”. Esse método impõe penetração nula quando o contato está fechado e escorregamento nulo enquanto não se atinge a tensão de cisalhamento limite.

O *status* do contato, fechado ou aberto, é controlado basicamente por dois parâmetros: FTOLN e TNOP. O primeiro refere-se a um valor mínimo de penetração para que o contato

seja considerado como fechado. No presente trabalho adotou-se um valor de -0.1mm (o sinal negativo aponta um valor absoluto). Tolerâncias de penetração menores do que a adotada aumentam o tempo de simulação e não melhoram significativamente os resultados. Por outro lado, tolerâncias maiores podem afetar a qualidade dos resultados, pois permitem configurações de contato inconsistentes. O segundo parâmetro, TNOP, refere-se a um valor mínimo de tração, normal à superfície de contato, para que o *status* se altere para aberto. Entretanto, como já dito acima, foi adotada coesão nula, ou seja, qualquer estado de tração implica na separação das superfícies.

3.3.6 - Considerações Gerais Sobre os Materiais

Em todas as relações constitutivas apresentadas foram adicionados pontos referentes à perda completa de resistência dos materiais, permitindo a identificação da ruptura da estrutura. Com o objetivo de serem evitados problemas de equilíbrio e convergência, estes pontos foram criados com uma tensão muito próxima de zero e foram associados a uma deformação em torno de 10% superior à deformação última de cada material. Tal deformação facilita convergência numérica, pois evita uma queda abrupta na resistência do material. Entretanto, na curva de resistência à compressão multilinear do concreto não foi adotada tal queda de resistência, pois problemas de convergência ocorreriam muito precocemente nas análises, inviabilizando a simulação. Para esses casos (concreto à compressão) o comportamento final foi modelado como perfeitamente plástico após ϵ_{cu} , e a consistência física das deformações obtidas foi verificada após as simulações, ou seja, foram desconsiderados os resultados cujas deformações no concreto superaram 3.5‰ (deformação limite admitida para o concreto).

Todos os materiais apresentados foram modelados de acordo com uma regra de encruamento cinemática, pois dessa forma é possível associar no ANSYS uma relação constitutiva capaz de simular a queda de tensão no material.

O peso próprio dos materiais foi desconsiderado nas simulações numéricas.

3.4 MODELO PILOTO DE ELEMENTOS FINITOS

3.4.1 - Considerações Gerais

Para entender melhor como se comporta a transferência dos esforços de tração da viga para o concreto, foi necessário realizar estudos numéricos preliminares, por meio da criação de um modelo piloto. Esse modelo consiste de um “T” de aço embutido em um maciço de concreto armado, cujo objetivo foi simular seu arrancamento, permitindo-se visualizar o comportamento dos mecanismos de falha no concreto e no aço. O “T” de aço nada mais é do que a junção da mesa tracionada da viga metálica com um trecho da chapa de extremidade (FIGURA 3.15).

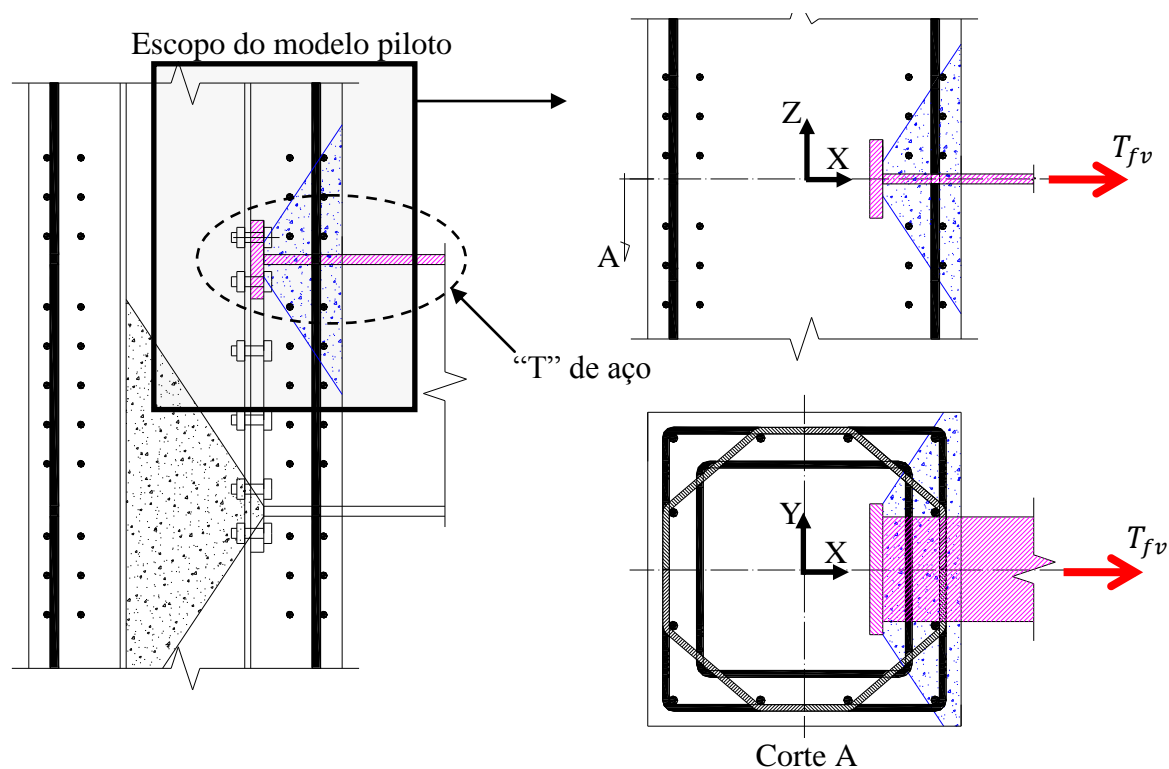


FIGURA 3.15 – Esquema da região representada pelo modelo piloto

O modelo piloto não contém o pilar metálico incorporado ao pilar de concreto e, conseqüentemente, a ligação parafusada com chapa de extremidade. Dessa forma foi possível avaliar o comportamento dos modos de falha do concreto e das armaduras isoladamente, possibilitando a elaboração de um modelo mecânico preliminar para representar o comportamento desse mecanismo que é apresentado no item 5.2.

3.4.2 - Características do Modelo Piloto

As características geométricas e físicas do modelo numérico piloto, definidas arbitrariamente, estão descritas na TABELA 3.2. A definição de alguns parâmetros geométricos citados na TABELA 3.2 está mostrada na FIGURA 3.1. A definição dos parâmetros físicos dos materiais foi apresentada ao longo do item 3.3.

TABELA 3.2 – Parâmetros adotados para a simulação do modelo piloto

Descrição dos Parâmetros	Valor
Largura do pilar de concreto (b)	500 mm
Altura do pilar de concreto (h)	500 mm
Largura da chapa “T” de aço (b_{ch})	250 mm
Comprimento efetivo da chapa de extremidade (mesa do “T” = $d_{ch} - d + t_{fv}$)	150 mm
Largura da mesa tracionada da viga (alma do “T” - b_f)	250 mm
Distância da face da chapa de extremidade à face do pilar (c_{ch})	125 mm
Espessura da chapa de extremidade (mesa do “T” - t_{ch})	25 mm
Espessura da mesa tracionada da viga (alma do “T” - t_{fv})	19 mm
Diâmetro das armaduras longitudinais do pilar misto (ϕ_l)	16.0 mm
Diâmetro das armaduras transversais da ligação (ϕ_t)	12.5 mm
Espaçamento vertical entre as armaduras transversais da ligação (s_t)	50 mm
Espaçamento vertical entre as camadas de estribos do pilar de concreto (s_e)	150 mm
Cobrimento das armaduras longitudinais do pilar (c_l)	40 mm
Cobrimento das armaduras transversais do pilar (c_t)	25 mm
Módulo de elasticidade do aço dos perfis metálicos e das chapas (E_s)	200 GPa
Módulo de elasticidade do aço das armaduras (E_{sa})	210 GPa
Módulo de elasticidade inicial do concreto (E_{ci})	32170 MPa
Tensão de escoamento do aço da viga e da chapa de extremidade (f_y)	350 MPa
Tensão de escoamento do aço das armaduras (f_{ys})	500 MPa
Resistência uniaxial à tração do concreto (f_t)	3.1 MPa
Resistência uniaxial à compressão do concreto (f_c)	33.0 MPa
Coeficiente de Poisson dos aços das chapas e das armaduras (ν_s)	0.3
Coeficiente de Poisson do concreto (ν_c)	0.2

A FIGURA 3.16 mostra os valores de todos os parâmetros geométricos da TABELA 3.2.

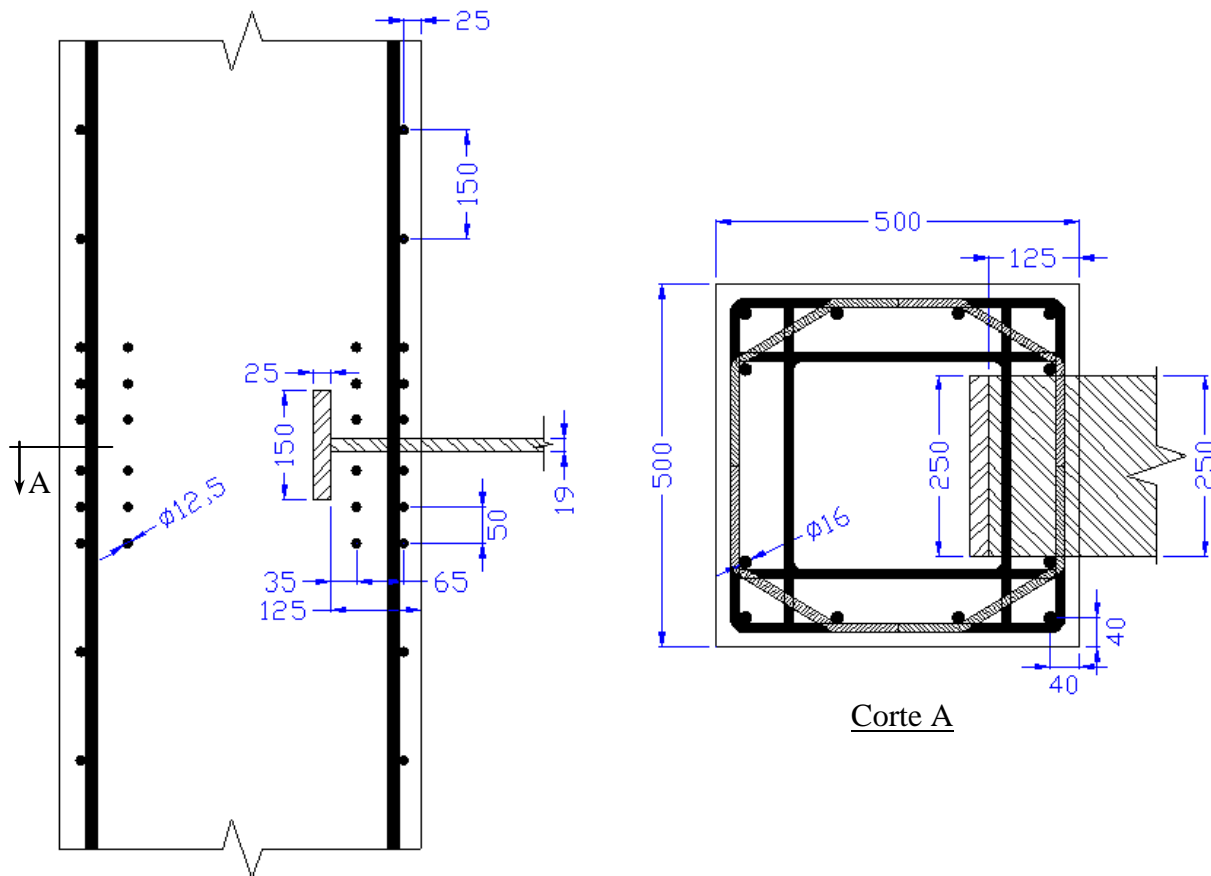


FIGURA 3.16 – Geometria do modelo piloto

A FIGURA 3.17 apresenta o modelo piloto em elementos finitos. Cabe ressaltar que apenas a quarta parte da geometria foi modelada, visto que existem dois planos de simetria (ver FIGURA 3.15): planos XY e XZ.

O pilar de concreto foi modelado com uma altura suficiente para que os efeitos localizados decorrentes das condições de contorno nas seções extremas do pilar não afetassem de forma considerável a resposta na região de interesse (“T” de aço e adjacências).

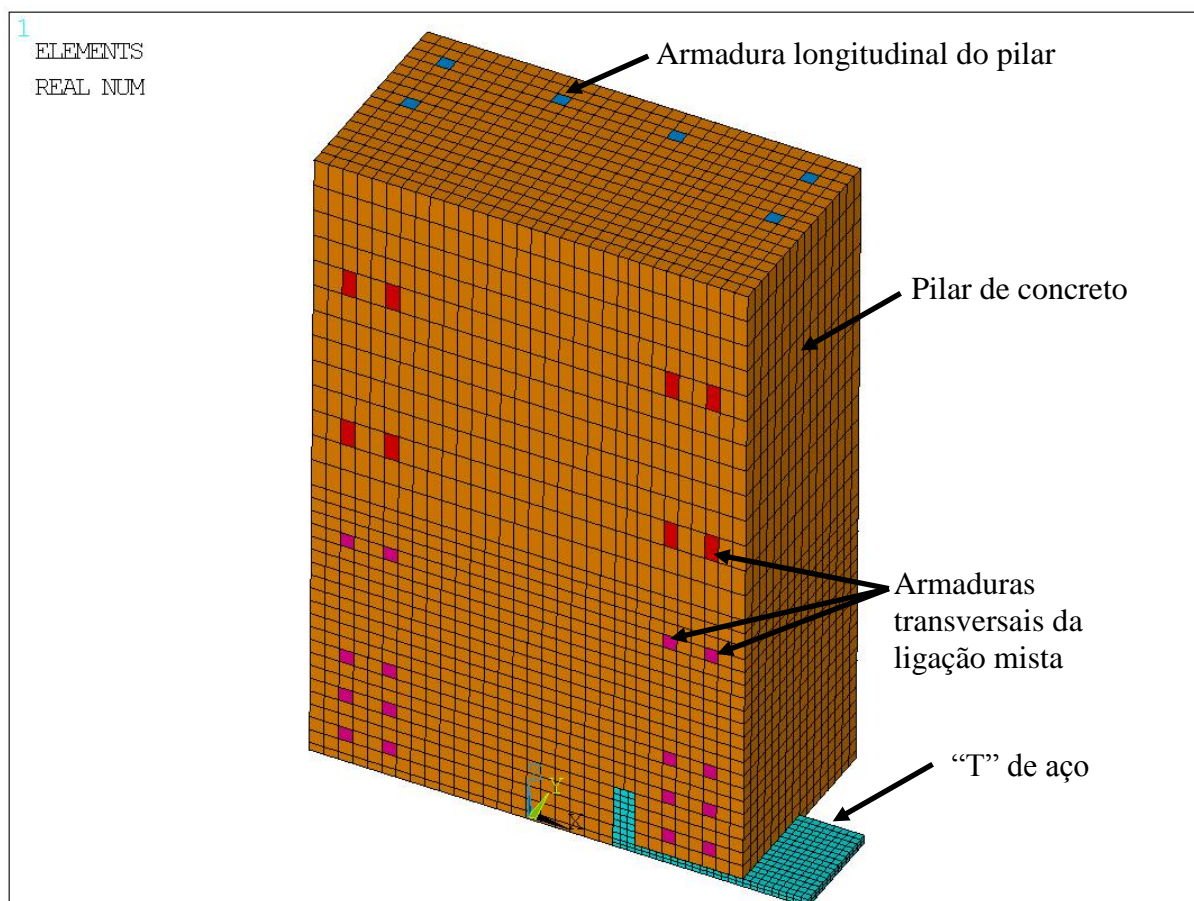


FIGURA 3.17 – Modelo numérico piloto (representação de $\frac{1}{4}$ da geometria)

Foi cuidado para que haja ao menos três fileiras de elementos na espessura das chapas de aço, uma vez que o efeito de flexão nesses componentes é importante para a falha do conjunto (ver elementos na cor azul claro da FIGURA 3.17). Vale esclarecer que na alma do “T” de aço - chapa correspondente à mesa tracionada da viga - constam duas fileiras de elementos que, na realidade, representam quatro fileiras devido à simetria do problema. Esse modelo piloto possui um grau de complexidade menor do que o modelo numérico global apresentado no item 3.5, por isso um refinamento maior da malha das chapas foi possível sem aumento considerável no tempo de processamento.

As armaduras longitudinais e transversais do pilar (estribos perpendiculares e paralelos à direção da força de tração) foram modeladas mediante uma taxa de armadura dispersa nos elementos SOLID65 na proporção e direção apropriadas (ver FIGURA 3.18). As barras transversais oblíquas, em virtude da forma como foi construída a malha 3D, foram modeladas com elementos de treliça interligando os nós da malha de concreto, estratégia esta

perfeitamente plausível conforme comentado no item 3.2. A FIGURA 3.18 mostra o detalhe das armaduras e das chapas de aço.

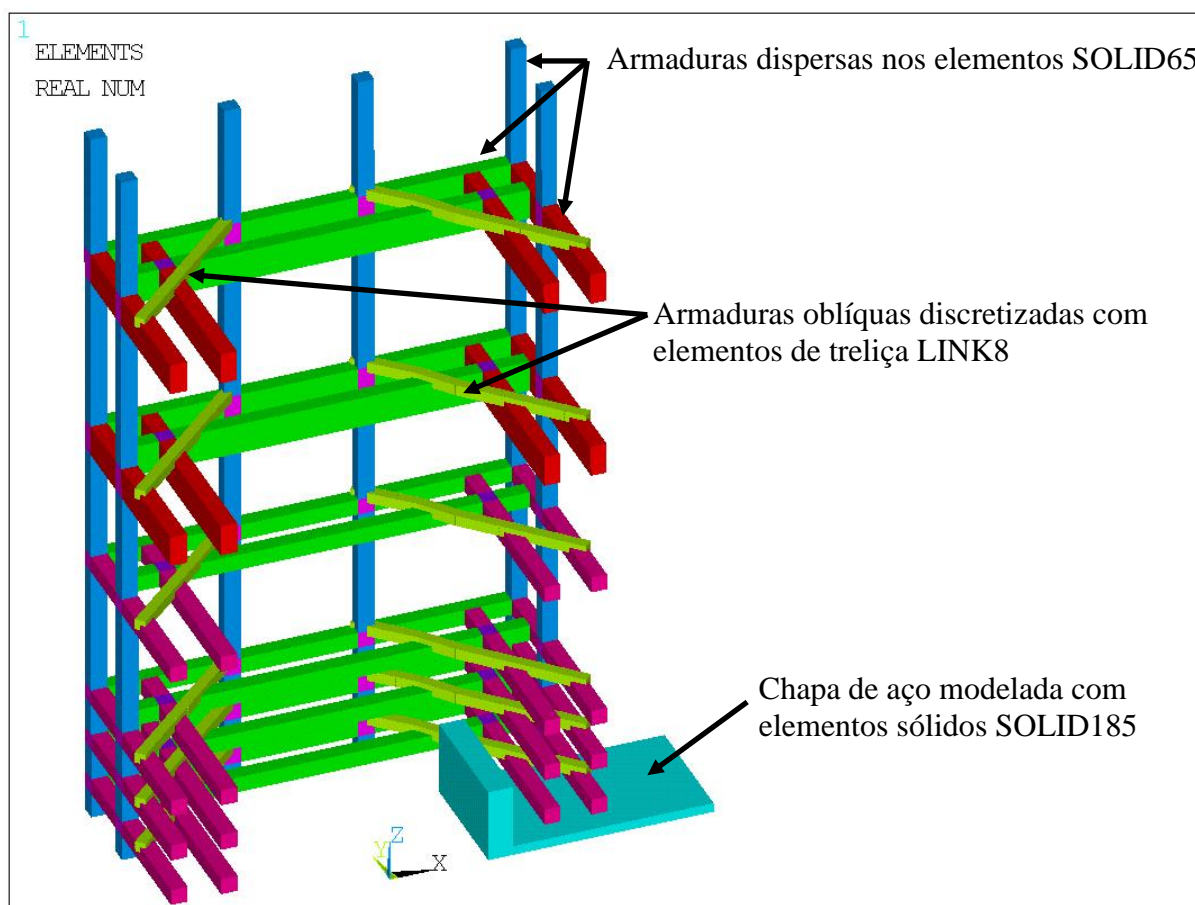


FIGURA 3.18 – Detalhe da modelagem das armaduras e das chapas (representação de $\frac{1}{4}$ da geometria)

Todas as interfaces entre o aço e o concreto foram modeladas com elementos de contato.

As condições de contorno adotadas são, basicamente: as restrições dos nós localizados nos planos de simetria quanto aos deslocamentos normais ao plano; restrição dos nós das seções extremas do pilar nas direções X e Z.

O carregamento foi aplicado em forma de deslocamentos prescritos na extremidade da alma do “T” (direção X). Esse tipo de aplicação de carregamento permite uma convergência numérica melhor nos últimos passos de carga.

As vinculações e deslocamentos impostos ao modelo estão apresentados na FIGURA 3.19.

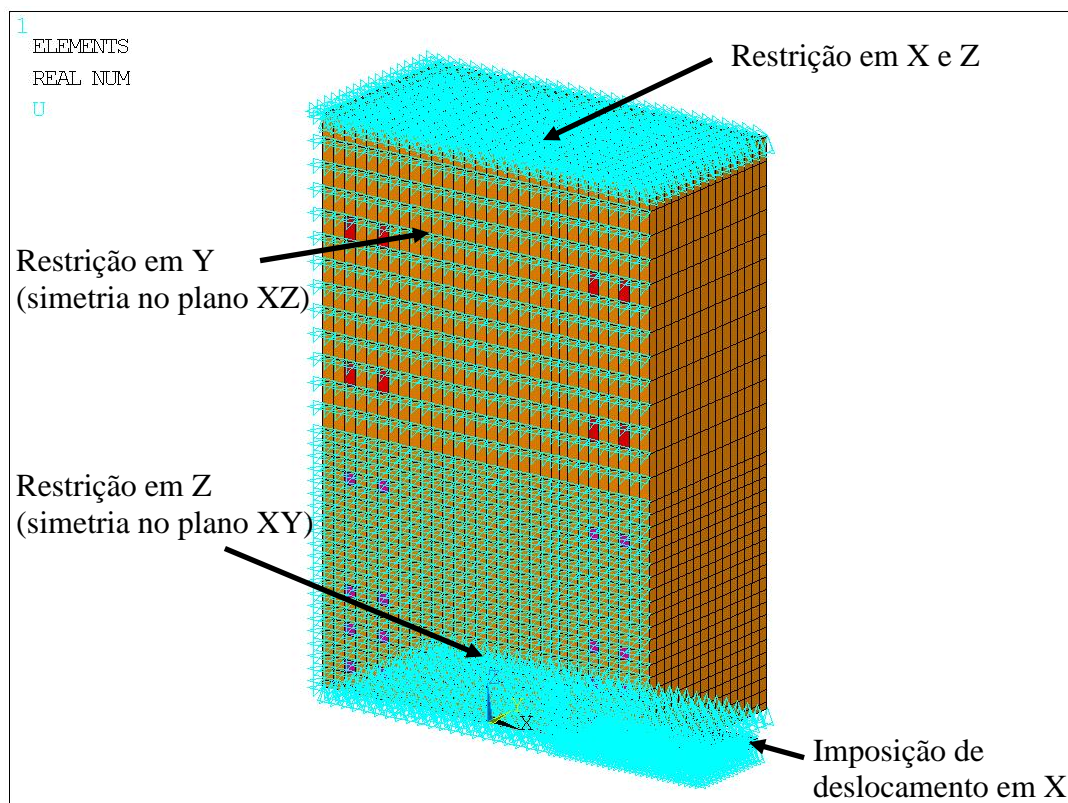


FIGURA 3.19 – Vinculações adotadas e deslocamentos impostos ao modelo piloto

3.4.3 - Resultados Numéricos Obtidos para o Modelo Piloto

Foi realizada uma análise numérica iterativa. O carregamento foi aplicado em pequenos passos na forma de deslocamento prescrito. Devido a problemas na convergência dos elementos de concreto, a solução não atingiu o último passo de carga previsto, ou seja, não houve uma completa estabilização da carga de tração resistente do modelo. Entretanto, o último passo de carga convergido apresentou informações interessantes que mostram a mobilização da chapa de aço, do concreto e das armaduras presentes.

Na seqüência são apresentados resultados referentes ao último passo de carga convergido. A FIGURA 3.20 mostra os deslocamentos na direção X (direção da carga) juntamente com a deformada amplificada em dez vezes.

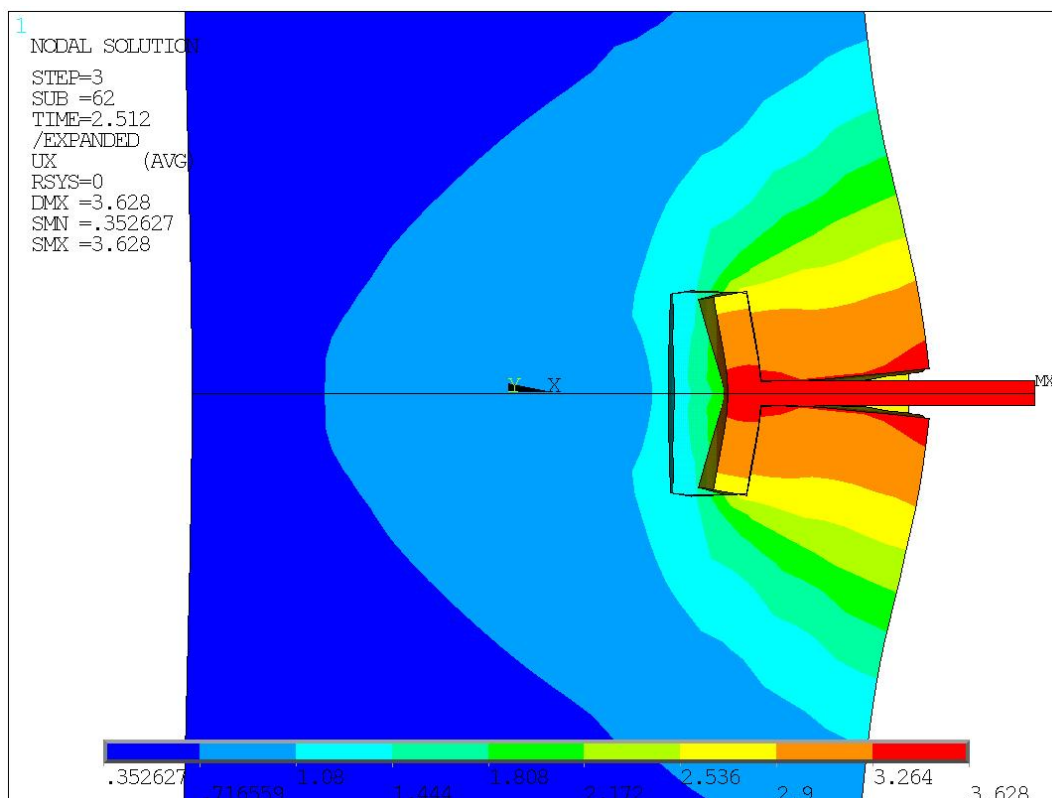


FIGURA 3.20 – Deslocamentos na direção X [mm] – corte no plano XZ

Na FIGURA 3.20 é notável o aumento da abertura existente na região da alma do “T” em direção à face do concreto. Tal efeito deve-se, dentre outros motivos, à inexistência de armaduras longitudinais do pilar atravessando a alma do “T”, havendo apenas armaduras longitudinais periféricas à chapa. Não há, portanto, continuidade dos esforços de tração na direção vertical nessa região, mas apenas dos esforços de compressão mediante o contato concreto-chapa. Outro aspecto importante é a elevada distensão da região que contém a chapa de extremidade (mesa do “T”), demonstrando não haver contato da chapa de aço com a face oposta de concreto, decorrente da grande diferença de rigidez entre a chapa e o concreto.

A FIGURA 3.21 e a FIGURA 3.22 apresentam as tensões principais σ_1 e σ_3 , respectivamente, nos elementos do pilar de concreto. Essas figuras mostram a estrutura na posição deformada, com uma ampliação de dez vezes.

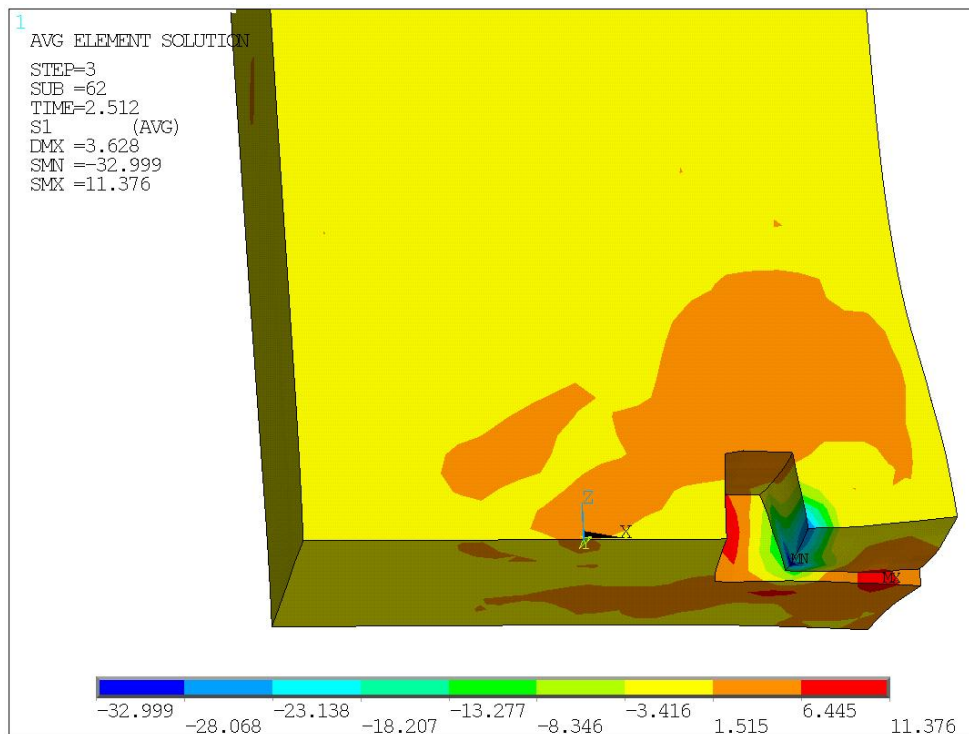


FIGURA 3.21 – Tensão principal σ_1 [MPa] - corte nos planos XY e XZ

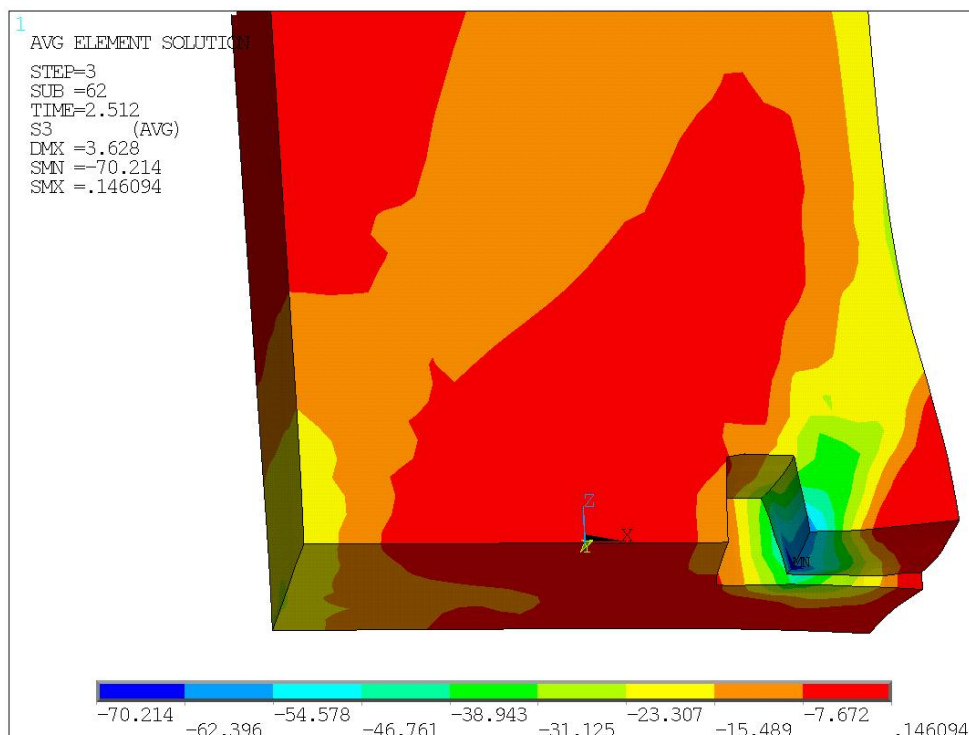


FIGURA 3.22 – Tensão principal σ_3 [MPa] - corte nos planos XY e XZ

Nota-se que na região de junção entre a alma e a mesa da chapa “T” ocorre um estado multiaxial de compressão, com valores de tensões acima da resistência uniaxial à compressão

do concreto. Esse aumento na resistência do concreto está relacionado ao confinamento provocado pelas chapas de aço, fazendo com que o esmagamento do concreto ocorra em níveis mais elevados de tensão.

Para verificar o nível de tensão de compressão no contato principal entre a mesa do “T” (chapa de extremidade) e o concreto, foram extraídas as tensões na direção X na interface de contato, conforme apresentado na FIGURA 3.23. As tensões são mostradas apenas para a quarta parte da interface, visto que existem dois planos de simetria no modelo piloto.

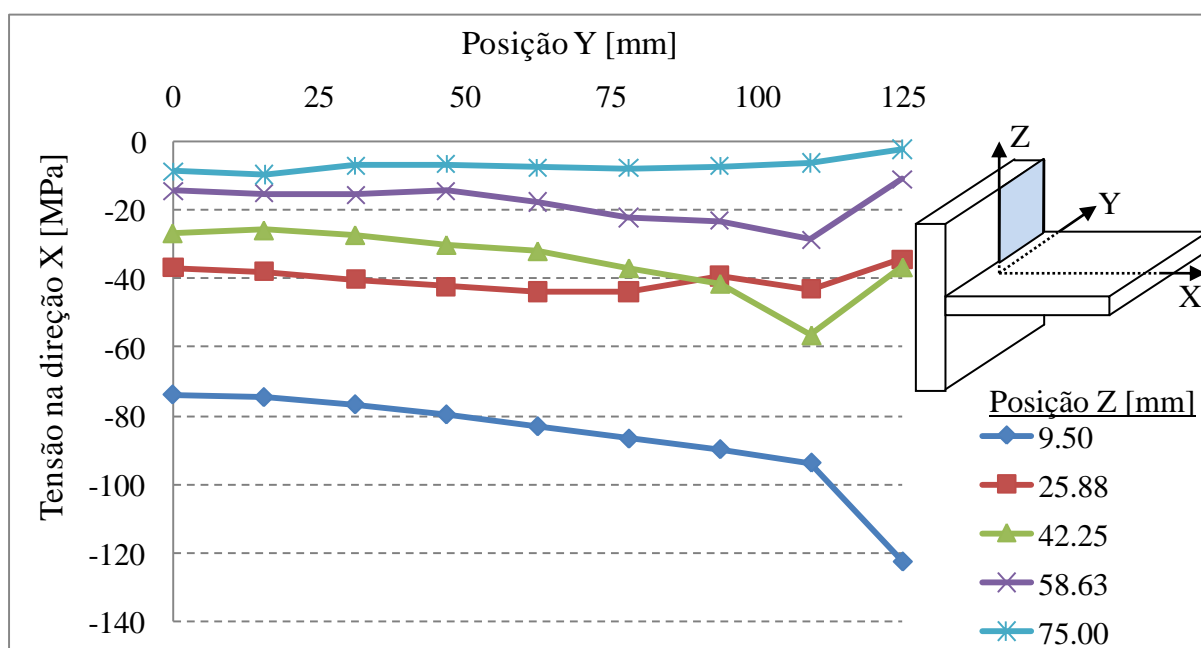


FIGURA 3.23 – Tensão σ_x na interface de contato entre o concreto e a chapa de extremidade

A primeira fileira de nós na interface de contato (posição $Z = 9.5 \text{ mm}$) apresenta uma tensão média no concreto de aproximadamente -86.8 MPa , demonstrando um confinamento elevado do concreto nessa região. Tal comportamento permite a elaboração de um modelo mecânico preliminar para a falha do concreto nessa região com uma tensão de esmagamento consideravelmente superior à resistência uniaxial à compressão do concreto, conforme proposto no capítulo 5.

A FIGURA 3.24 apresenta a carga de tração aplicada no modelo computacional em função do deslocamento apresentado na extremidade da alma do “T”. Percebe-se na curva da FIGURA 3.24 uma tendência de estabilização da carga resistida pelo modelo, apontando para uma resistência à tração de aproximadamente 1500 kN .

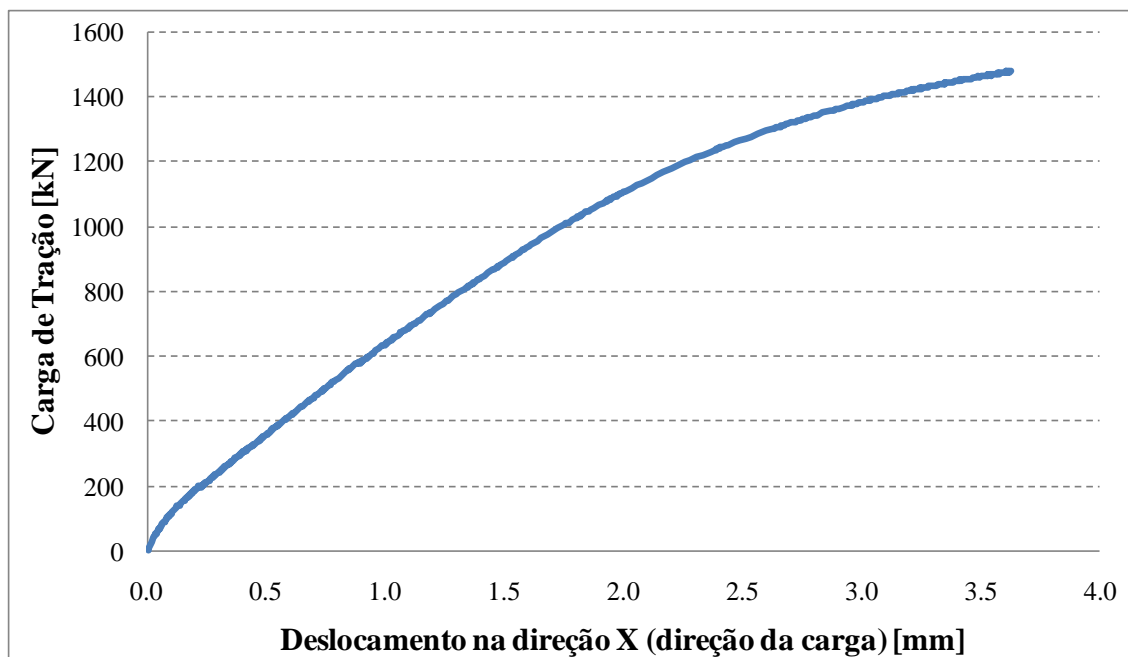


FIGURA 3.24 – Carga de tração x Deslocamento na direção X (modelo piloto)

A FIGURA 3.25 e a FIGURA 3.26 apresentam, respectivamente, as tensões nas armaduras dispersas nos elementos e nas armaduras representadas de forma discreta (elementos de barra). Em ambas as figuras é possível ver que as barras atingiram a tensão de escoamento do aço em alguns trechos.

A FIGURA 3.27 apresenta as tensões equivalentes de von Mises nas chapas de aço. Nota-se que as seções resistentes à flexão da chapa de extremidade (mesa do “T”) atingiram a tensão de escoamento, indicando a formação de charneiras plásticas na peça. Por outro lado, a alma do “T”, também modelada com comportamento elasto-plástico no modelo piloto, apresentou escoamento apenas nas bordas, não chegando a escoar em toda a seção. Percebe-se, então, a formação de um mecanismo com o concreto esmagado e a chapa de extremidade fletida plasticamente.

O elemento SOLID65 apresenta como resultado o estado de fissuração e esmagamento para cada ponto de Gauss do elemento, conforme mostrado na FIGURA 3.28. Nos pontos onde ocorreu fissura é mostrado um círculo normal à direção da mesma, e nos pontos onde ocorreu esmagamento é mostrado um octaedro. Essa última representação não ocorreu pois o esmagamento do modelo *Concrete* do ANSYS foi desabilitado. Esse resultado foi mostrado apenas com o intuito de apresentar o elevado número de fissuras ocorridas em quase todo o contínuo de concreto modelado.

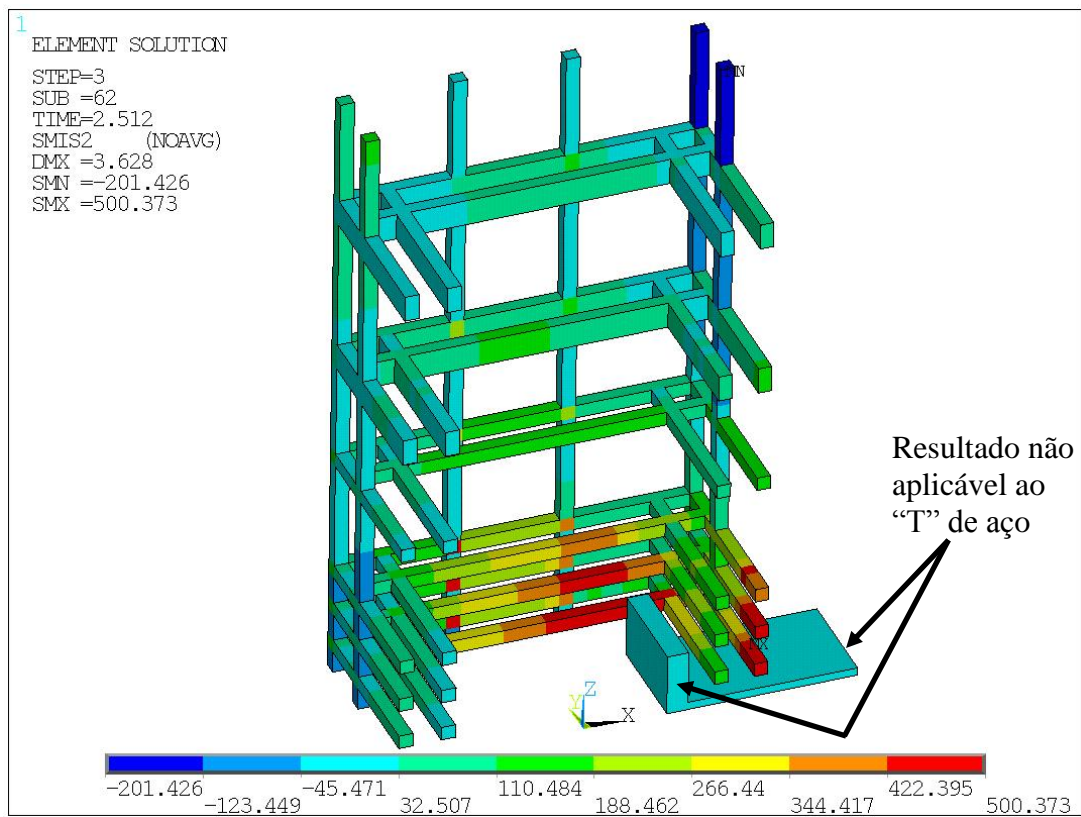


FIGURA 3.25 – Tensão axial nas armaduras dispersas nos elementos de concreto [MPa]

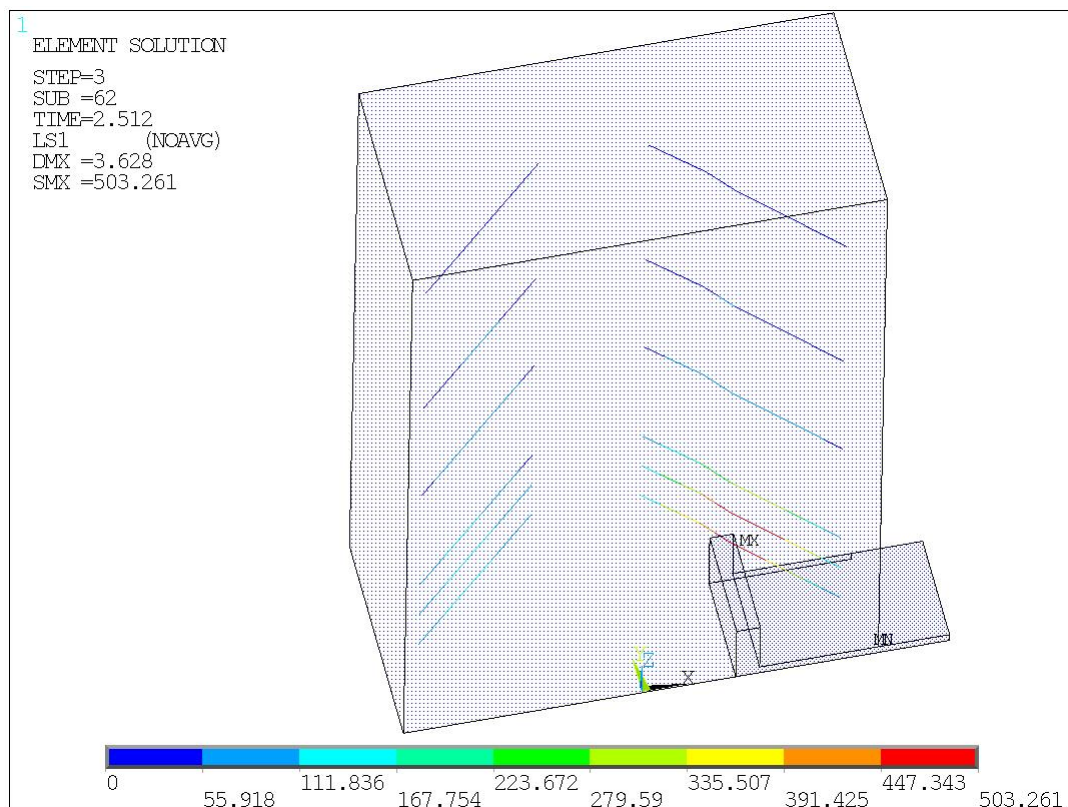


FIGURA 3.26 – Tensão axial nas armaduras inclinadas (discretizadas como barras) [MPa]

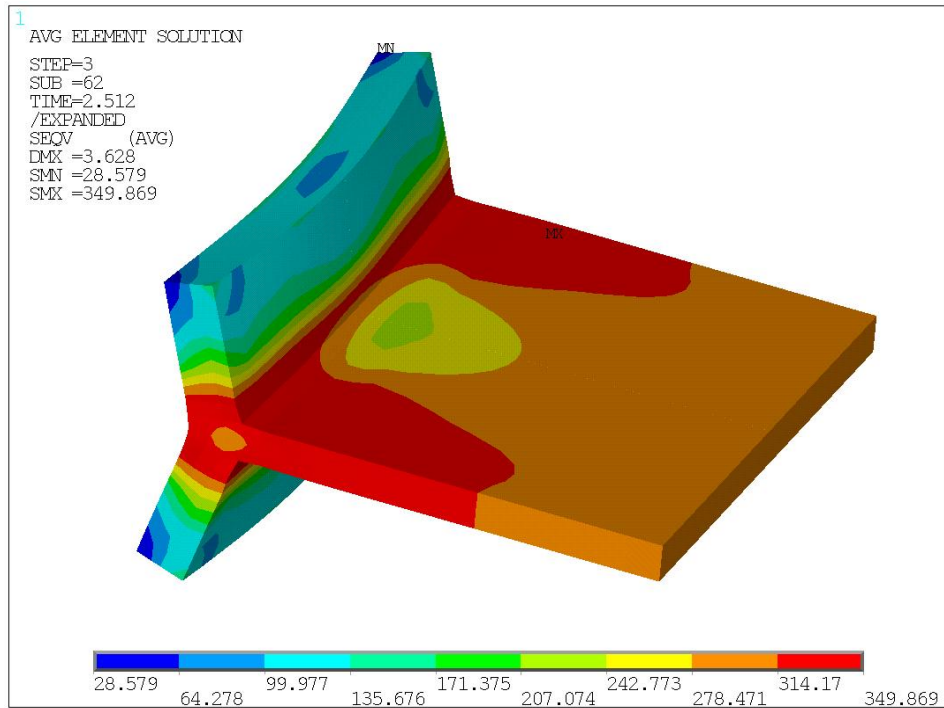


FIGURA 3.27 – Tensão equivalente de von Mises nas chapas de aço [MPa]

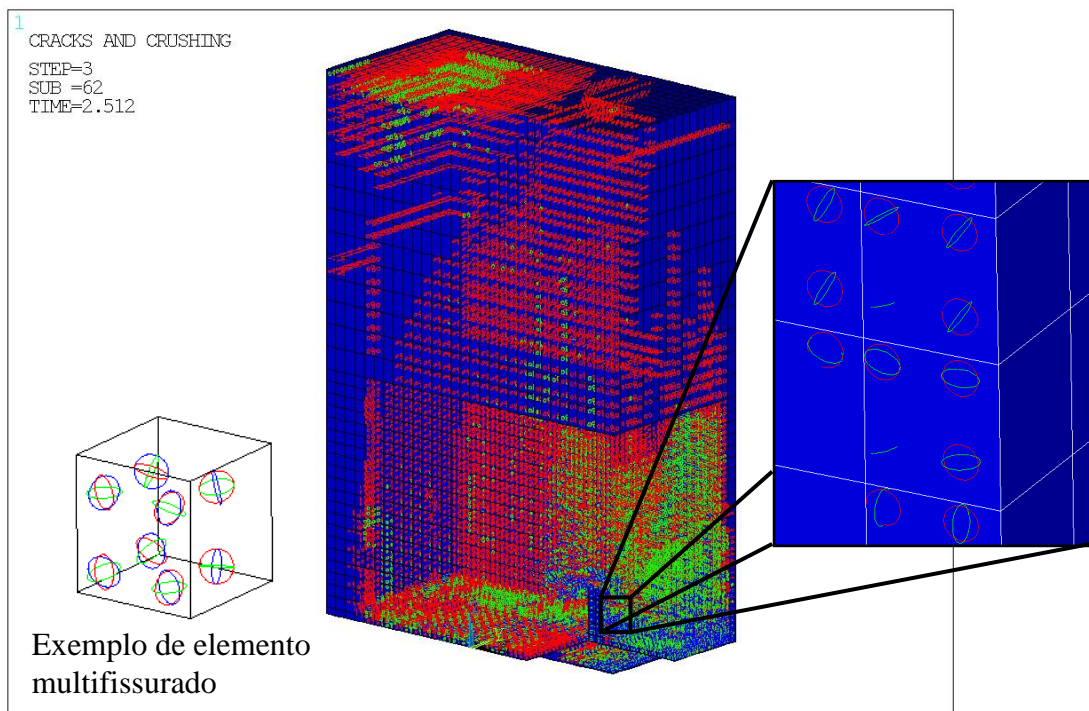


FIGURA 3.28 – Status da fissuração dos elementos de concreto

Na FIGURA 3.28 o círculo vermelho indica a primeira fissura no ponto de integração de Gauss considerado, o círculo verde indica a segunda, e o círculo azul indica a terceira e última fissura no ponto.

3.5 MODELO GLOBAL DE ELEMENTOS FINITOS

O modelo numérico de elementos finitos elaborado para simular a ligação viga-pilar é mostrado na FIGURA 3.29.

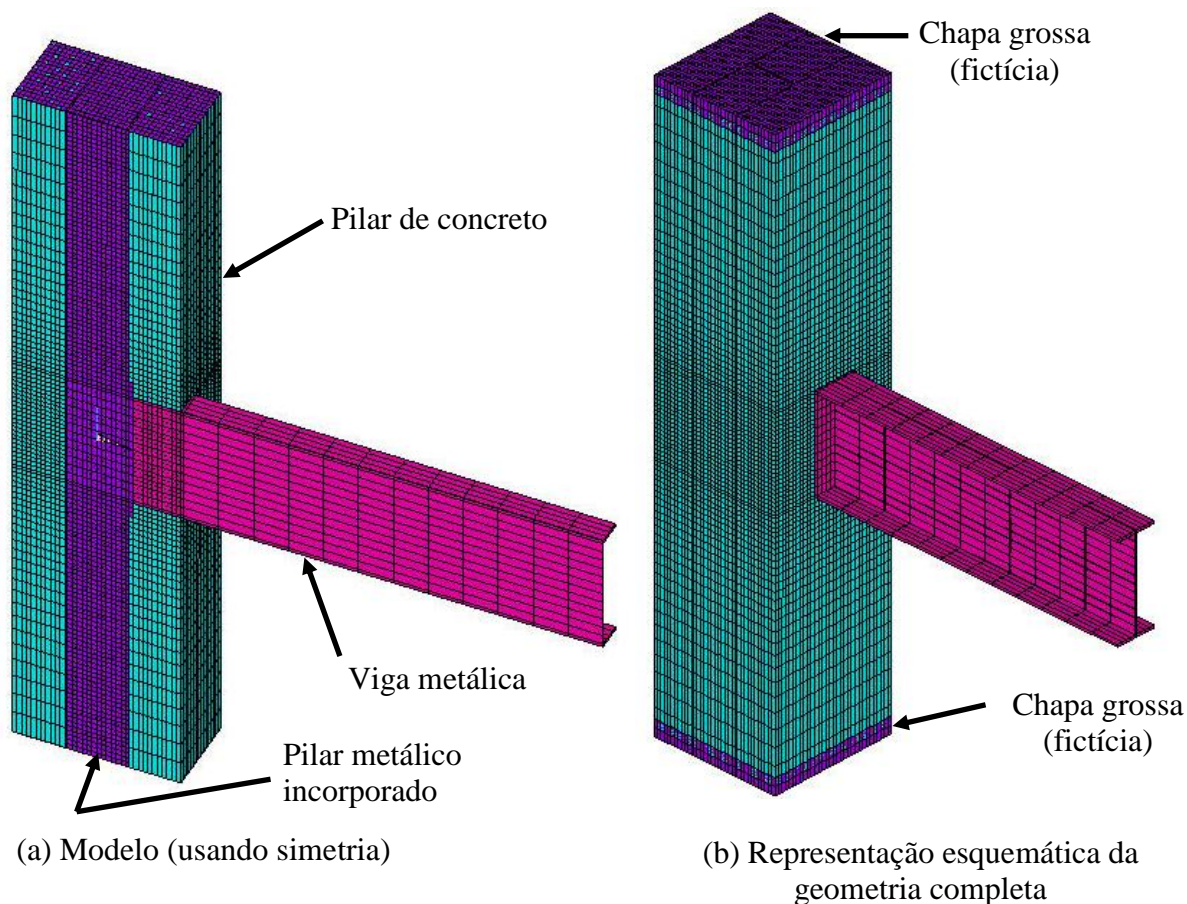


FIGURA 3.29 – Modelo global de elementos finitos da ligação viga-pilar

Tanto os carregamentos quanto a geometria da ligação analisada possuem simetria em relação ao plano vertical que passa pelo plano médio da alma da viga. Essa consideração reduz pela metade o custo computacional sem acarretar prejuízo na qualidade dos resultados.

O pilar de concreto foi modelado com uma altura suficiente para que os efeitos localizados decorrentes das condições de contorno nas seções extremas do pilar não afetassem a resposta na região de interesse da ligação.

Nas seções extremas do pilar foram criadas chapas grossas, cujo objetivo é permitir que ocorram encurtamento e rotação do pilar mantendo as seções planas (ver FIGURA 3.29).

As chapas de confinamento do concreto foram modeladas como nervuras transversais na viga, solidarizada na viga ao longo de toda a altura da alma e toda a largura das mesas, conforme mostra a FIGURA 3.30.

As armaduras longitudinais e transversais (estribos internos e externos) do pilar foram modeladas mediante uma taxa de armadura dispersa nos elementos SOLID65 nas proporções e direções apropriadas (ver FIGURA 3.30). As barras oblíquas, em virtude da forma como foi construída a malha 3D, foram modeladas com elementos de treliça interligando os nós da malha de concreto, estratégia esta perfeitamente plausível conforme discutido no item 3.2. A FIGURA 3.30 mostra o detalhe da representação das armaduras e dos perfis de aço.

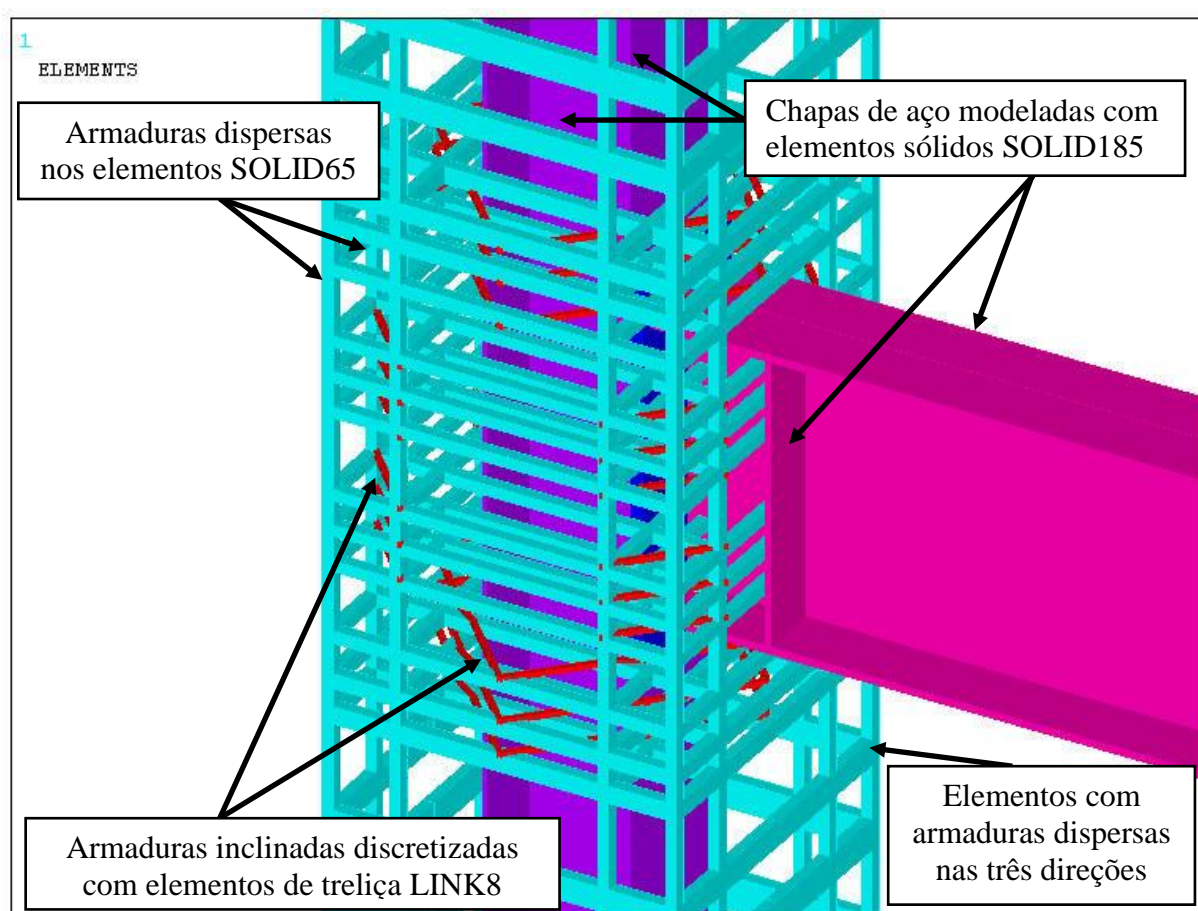


FIGURA 3.30 – Detalhe da modelagem das armaduras e dos perfis de aço

A FIGURA 3.31 apresenta vistas em corte do modelo computacional de forma a elucidar a modelagem das armaduras.

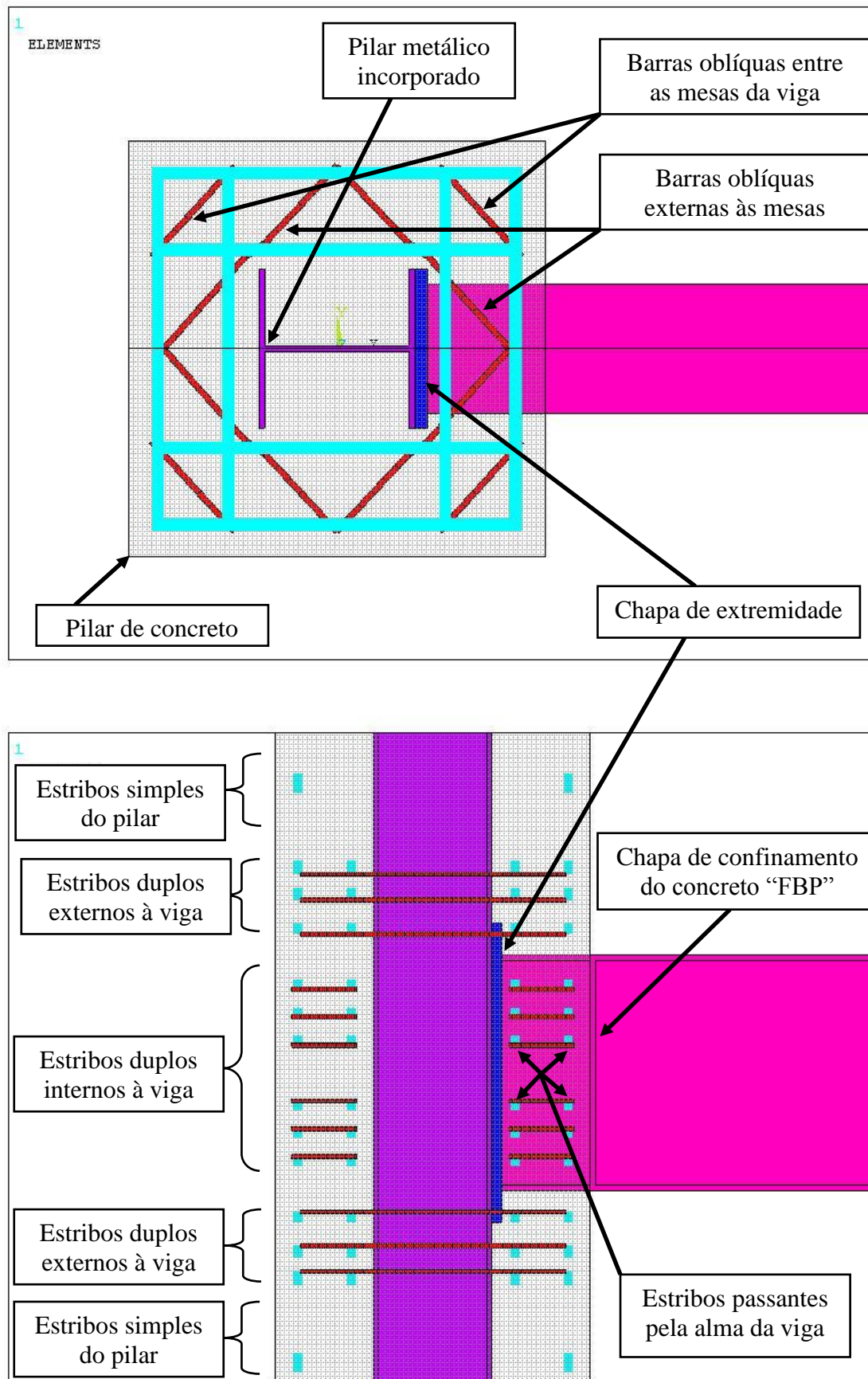


FIGURA 3.31 – Modelagem das armaduras (vista lateral da geometria completa)

É importante frisar que os elementos SOLID65 com armaduras dispersas (elementos mostrados na cor azul claro na FIGURA 3.30) são modelados com áreas maiores do que as áreas das seções transversais das armaduras que representam. Portanto, para os elementos com barras de armadura em mais de uma direção (FIGURA 3.30), a soma das taxas de armaduras distribuídas nas três direções do elemento deve ser igual ou inferior a 100%. Já os elementos de treliça LINK8 representativos das barras inclinadas (mostrados na cor vermelho escuro) são apresentados visualmente como uma área quadricular equivalente à área da barra.

As camadas de estribos duplos localizadas entre as mesas da viga, chamados na FIGURA 3.31 de “internos à viga”, atravessam continuamente a alma da viga metálica através de furos feitos na viga. Tal configuração promove um acréscimo na resistência do pilar ao arrancamento por cisalhamento junto à alma da viga, gerando o chamado efeito de pino (ou efeito “cavilha”). Porém, para que esse efeito fosse detectado numericamente seria necessário modelar os furos na alma da viga além de representar o contato entre a superfície dos furos com os cilindros de concreto que estariam preenchendo esses furos, o que aumentaria consideravelmente a complexidade do modelo numérico. Esse efeito foi desprezado e as armaduras foram passadas continuamente através da alma da viga via condição de contorno no plano de simetria. A porção de concreto situada entre a chapa de extremidade, a chapa de confinamento do concreto (FBP) e as mesas da viga é posta em contato com a superfície da alma da viga, ou seja, caso haja tração ocorrerá separação. Porém, as armaduras transversais nessa região (estribos passantes pela alma) tiveram as translações restritas na direção longitudinal da barra, transferindo dessa maneira os esforços de tração nas armaduras.

Todas as superfícies que apresentam interface aço-concreto e interface aço-aço foram modeladas com elementos de contato.

Os parafusos que constituem a ligação da chapa de extremidade com a mesa do pilar metálico foram modelados com elementos de barra bi-rotulados, conforme mostra a FIGURA 3.32. Os furos nas chapas não foram considerados no modelo, porque tal consideração acarretaria um acréscimo no número de elementos e tornaria a convergência numérica ainda mais complicada. Os elementos representativos dos parafusos estão superpostos aos elementos das chapas.

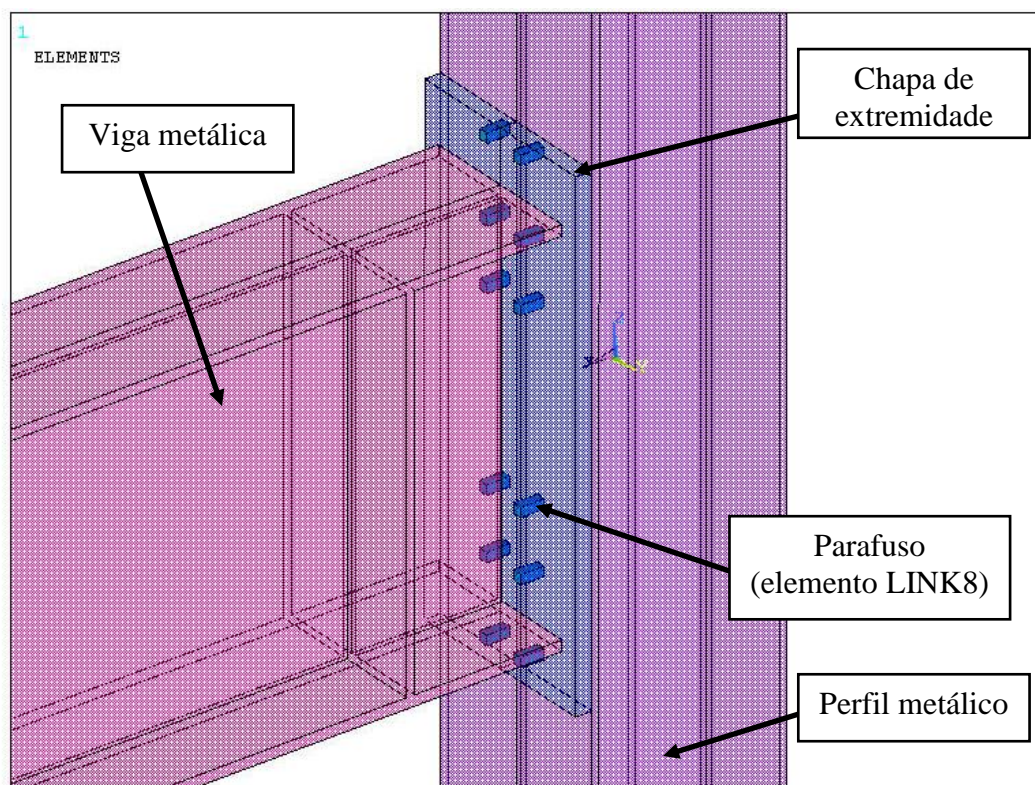


FIGURA 3.32 – Modelagem dos parafusos (vista isométrica)

Como o elemento “parafuso” é bi-rotulado e seu eixo longitudinal é normal à superfície das chapas, ele basicamente resiste aos esforços axiais (compressão e tração). Porém, supondo uma ligação parafusada sem protensão inicial dos parafusos, os esforços de compressão se transmitem pelo contato entre as chapas ligadas e os parafusos não deveriam absorver carga. Para simular numericamente esse comportamento seria necessário utilizar para o parafuso um elemento não linear capaz de suportar apenas esforços de tração, como, por exemplo, o elemento LINK10 no modo “*tension only*”. Entretanto, para esse tipo de elemento a análise deve ser feita incluindo as não linearidades geométricas, não consideradas neste trabalho porque o manual teórico do ANSYS recomenda que esse tipo de análise não deve ser utilizada em modelos que contenham não linearidades físicas do tipo fissuração e esmagamento, como é o caso dos elementos SOLID65 utilizados para o concreto. Assim, assumindo-se que a parcela de carga de compressão absorvida pelo parafuso não afetasse significativamente os resultados pretendidos, optou-se pela utilização do elemento LINK8 para os parafusos, não sendo necessário, portanto, considerar não linearidades geométricas.

Para transferir os esforços de cisalhamento da chapa de extremidade para a mesa do pilar metálico foram adotados acoplamentos nodais rígidos. Dessa forma, os esforços são

transferidos diretamente entre as peças, não gerando tensões de cisalhamento no parafuso como ocorre na realidade. Entretanto, uma vez que os esforços de cisalhamento na ligação são pequenos se comparados aos esforços de tração e compressão oriundos do momento fletor, foi assumido que essa consideração não prejudica os resultados. Quanto à rigidez da ligação, a deformação provocada pelo cisalhamento depende mais da rigidez das chapas em contato do que da própria rigidez transversal do parafuso e, portanto, a parcela devida ao parafuso pode ser desprezada.

A FIGURA 3.33 mostra em detalhes o esquema de modelagem dos parafusos.

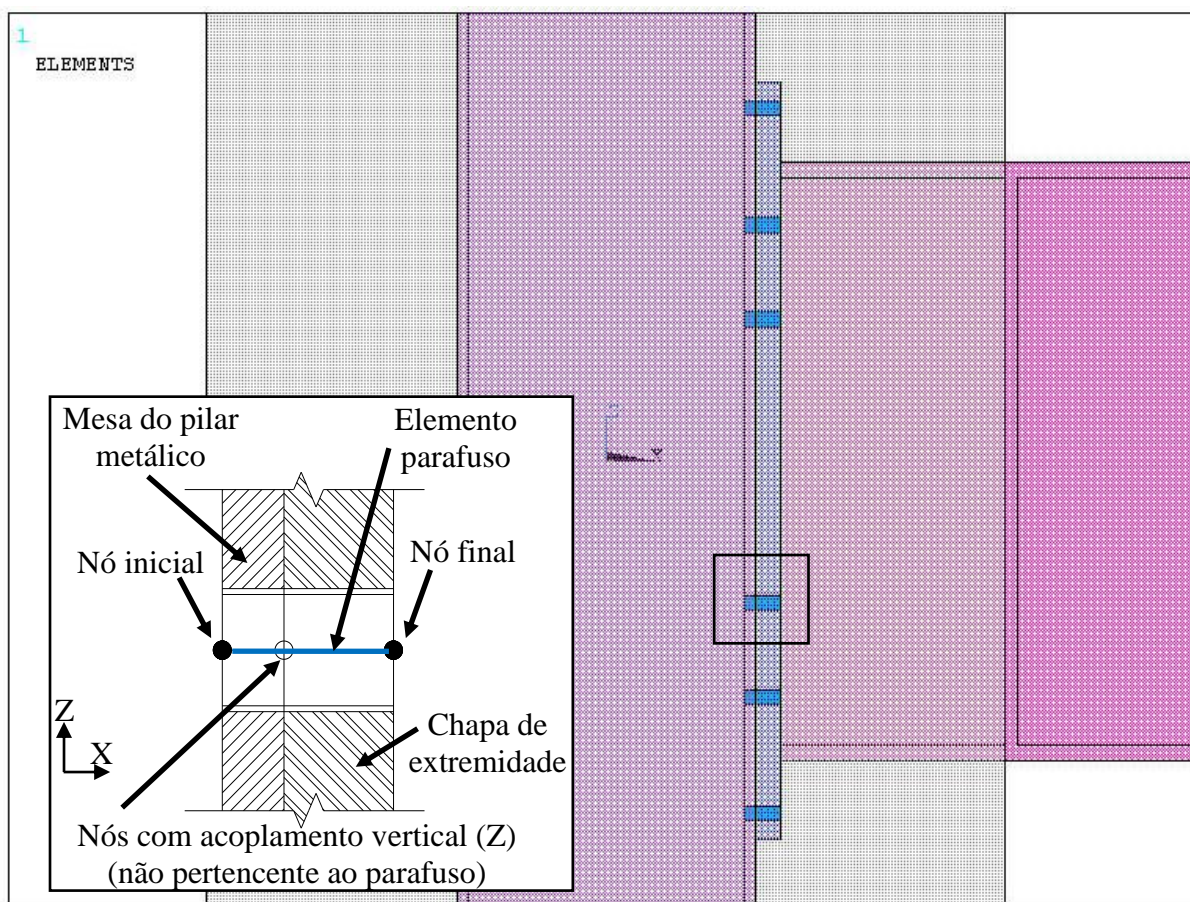


FIGURA 3.33 – Modelagem dos parafusos (vista em corte)

Foi considerada uma protensão inicial dos parafusos equivalente a 70% da tensão de ruptura do parafuso ($0.7f_{up}$). Essa prática é comum em ligações de pórtico, principalmente nos casos de edificações altas (acima de 40m). Essa protensão foi obtida numericamente pela consideração de uma deformação inicial negativa nos parafusos, processada em um passo de carga anterior à aplicação dos demais carregamentos presentes na ligação.

Análises preliminares mostraram que carregamentos aplicados diretamente, como força ou momento nodal, apresentavam problemas de convergência nos últimos passos de carga devido à perda da resistência dos materiais (aço ou concreto). Portanto, para captar melhor os últimos passos de carga, correspondente ao esgotamento da resistência dos materiais, foi aplicado um carregamento em forma de deslocamento prescrito. Foram impostos deslocamentos verticais (direção Z) aos nós da extremidade da viga, gerando indiretamente força cortante e momento fletor na ligação com o pilar.

As condições de contorno adotadas para o modelo global foram basicamente três: restrição de todos os nós localizados no plano médio dos perfis quanto à translação em Y (condição de simetria); restrição ao deslocamento na direção X da linha média das duas seções extremas do pilar; restrição ao deslocamento longitudinal do pilar na extremidade inferior (direção Z). Buscou-se representar mediante essas condições de contorno uma estrutura isostática, de acordo com o modelo analítico mostrado na FIGURA 3.34.

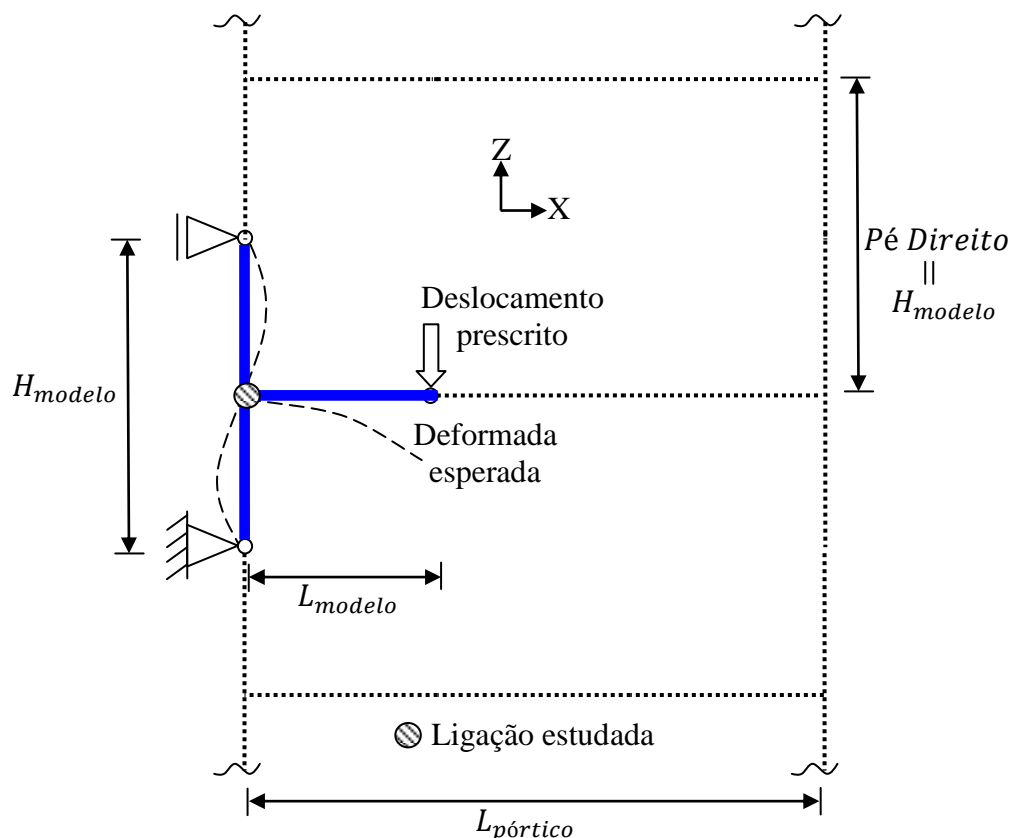


FIGURA 3.34 – Modelo estrutural idealizado

As vinculações e deslocamentos prescritos do modelo são apresentados na FIGURA 3.35.

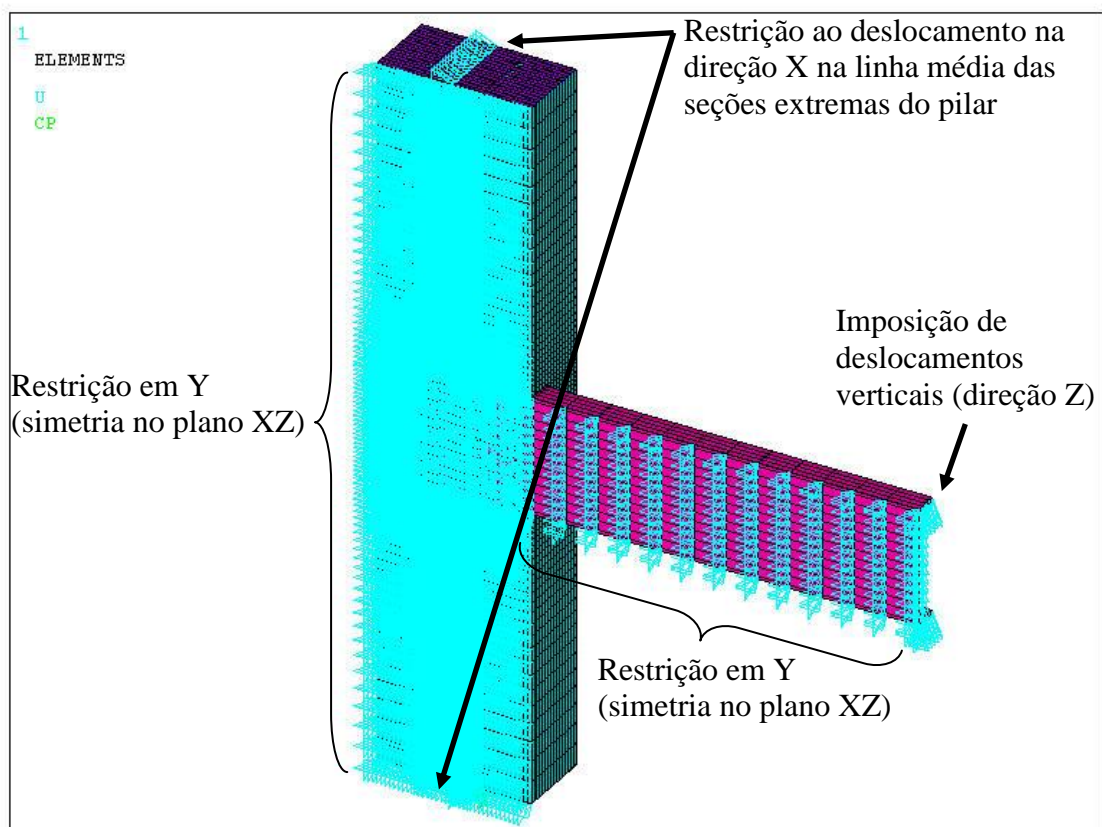


FIGURA 3.35 – Vinculações e carregamentos adotados (vista isométrica)

Dadas as restrições de translações adotadas, os deslocamentos e rotações de corpo rígido do modelo ficam automaticamente impedidos.

As vinculações e deslocamentos prescritos do modelo são novamente apresentados em corte na FIGURA 3.36. Nessa figura é possível visualizar os acoplamentos nodais rígidos que foram criados entre nós de mesmas coordenadas geométricas do pilar de concreto e do perfil metálico nas seções extremas do pilar. O objetivo desses acoplamentos é compatibilizar os deslocamentos longitudinais do pilar, evitando com isso o escorregamento entre o aço e o concreto. A compatibilização da rotação da seção extrema é garantida pela chapa grossa, que contém em sua malha todos os nós do concreto, incluindo aqueles acoplados com o perfil de aço.

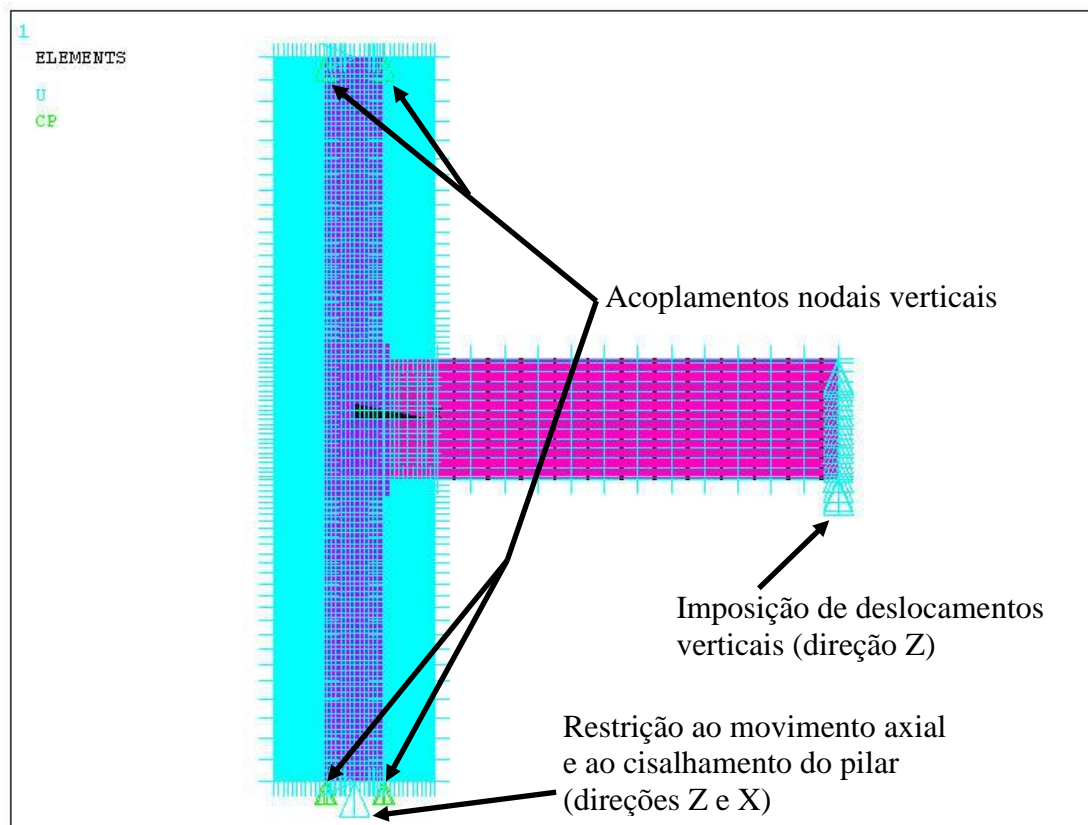


FIGURA 3.36 – Vinculações e carregamentos adotados (corte)

As dimensões principais do modelo - H_{modelo} e L_{modelo} , FIGURA 3.34 - foram definidas da seguinte forma: a altura do modelo H_{modelo} corresponde a um pé-direito livre típico de 3m somado à altura da viga, que no caso desse estudo foi fixada em 600mm, totalizando 3.6m. Os pilares foram cortados na metade do pé-direito.

O comprimento da viga no modelo L_{modelo} (ver FIGURA 3.34) corresponde aproximadamente ao ponto de momento nulo em uma viga biengastada submetida a um carregamento vertical uniformemente distribuído. A determinação do comprimento da viga foi feita analiticamente, obtendo-se as Eqs. (3.10) e (3.11) (ver FIGURA 3.37).

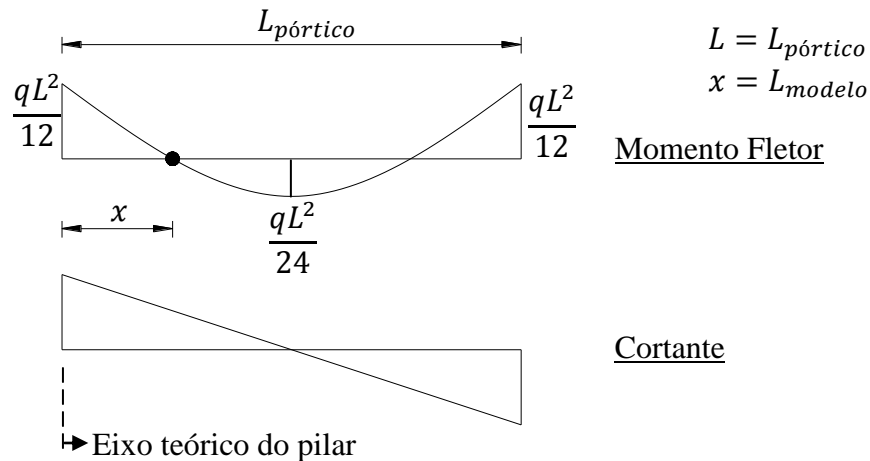


FIGURA 3.37 – Determinação do comprimento da viga no modelo

Fazendo o equilíbrio de momentos para o trecho à esquerda do ponto x na FIGURA 3.37, têm-se:

$$Vx + \frac{qx^2}{2} = \frac{qL^2}{12}$$

Onde:

$$V = \frac{qL}{2} - qx$$

Logo:

$$\begin{aligned} \left(\frac{qL}{2} - qx\right)x + \frac{qx^2}{2} &= \frac{qL^2}{12} \\ -\frac{qx^2}{2} + \frac{qL}{2}x &= \frac{qL^2}{12} \\ 6x^2 - 6Lx + L^2 &= 0 \\ x &= \frac{+6 \pm \sqrt{36L^2 - 24L^2}}{12} = \frac{+6 \pm 3.46L}{12} = 0.211L \end{aligned} \quad (3.10)$$

Considerando que de maneira geral as vigas possuem alturas em torno de $L/15$, onde é L o vão teórico da viga, pode-se reescrever a Eq. (3.10) em função da altura da viga, como segue.

$$x = 0.211L \cong 0.211(15d) \cong 3d \quad (3.11)$$

onde d é a altura da viga. Com isso, o comprimento L_{modelo} da viga considerado nos modelos foi fixado em 1800mm, medido da extremidade da viga ao eixo do pilar.

3.6 AVALIAÇÃO DO REFINAMENTO DA MALHA

Anteriormente à elaboração do modelo numérico apresentado no item 3.5 (ver FIGURA 3.29), foi criado um modelo numérico global auxiliar para avaliar o grau de refinamento da malha de elementos finitos utilizada nas análises. Tal avaliação é necessária para se conhecer a influência da malha nos resultados numéricos, ou seja, estabelecer a quantidade de elementos finitos a partir da qual os resultados passam a variar de forma insignificante para os objetivos pretendidos. Para tanto, foram elaborados modelos numéricos geometricamente semelhantes, porém com quantidades diferentes de elementos finitos e padrões de refinamento distintos. Entretanto, malhas ideais em termos de respostas podem ser inviáveis em termos de tempo de processamento ou quantidade de arquivos armazenados em disco rígido. O teste de malha apontará, caso se opte por uma malha mais grosseira, o erro aproximado dos resultados obtidos em relação aos resultados numéricos “ideais”.

O critério para refinamento das malhas foi definido da seguinte maneira: estipulou-se um refinamento mínimo e um refinamento máximo e, a partir destas duas configurações, foram elaboradas mais duas configurações com refinamentos intermediários. O “refinamento mínimo” foi elaborado com base nos limites da própria geometria, como por exemplo, todas as chapas modeladas com apenas um elemento ao longo da espessura, e a malha da porção mais maciça do modelo – o concreto – foi determinada de forma que as fileiras de elementos correspondessem às barras de armaduras, deixando-se apenas uma fileira livre até a face do pilar para representar o cobrimento. O “refinamento máximo” foi determinado pela capacidade dos *hardwares* disponíveis para processamento, pois como se trata de um modelo em que todos os materiais possuem não linearidades físicas e interação entre si através de superfícies de contato, o tempo de simulação inviabiliza refinamentos maiores. Outro ponto negativo observado quando do emprego de malhas muito refinadas consiste na dificuldade de convergência numérica de alguns elementos, devido à elevada distorção de sua forma.

A FIGURA 3.38 apresenta os detalhes da malha com “refinamento mínimo”, gerada com 25044 elementos. A malha desse modelo tem as seguintes características: (1) todas as chapas com apenas um elemento na espessura; (2) elementos de concreto, no entorno da chapa de extremidade, aproximadamente cúbicos com aresta média de 23mm; (3) três fileiras de elementos de concreto à frente da chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (4) duas fileiras de elementos na chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (5)

viga e perfil metálico embutido com elementos em média duas vezes maiores do que os de concreto na região entre as mesas da viga; (6) refinamento dos elementos de concreto do pilar feito de forma gradual, variando-se a altura do elemento (aresta paralela à direção Z do modelo) de 25mm próximo à viga para aproximadamente 107mm nas extremidades do pilar; (7) duas fileiras de elementos ao longo da mesa da viga (quatro ao todo, considerando a simetria do modelo).

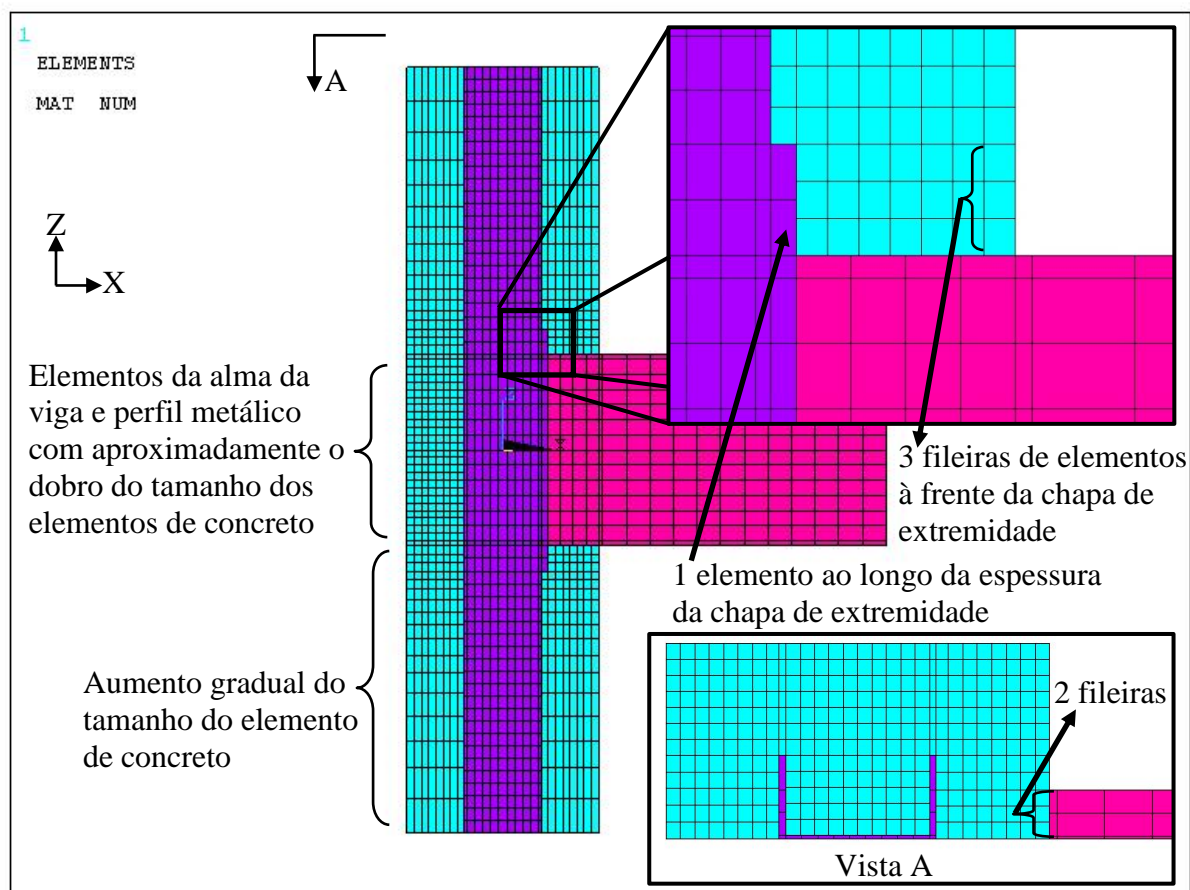


FIGURA 3.38 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 25044 elementos (“refinamento mínimo”)

Em termos de quantidades de elementos, cabe lembrar que além dos elementos mostrados nas figuras existem ainda os elementos referentes aos parafusos, barras de armaduras transversais e elementos de contato, sendo que esse último grupo de elementos é constituído de malhas de superfície sobrepostas aos elementos sólidos dos materiais em contato.

A FIGURA 3.39 apresenta os detalhes da malha de um modelo intermediário, construído com 33224 elementos. A malha desse modelo tem as seguintes características: (1) todas as chapas

com apenas um elemento ao longo da espessura, com exceção da chapa de extremidade que possui três elementos; (2) elementos de concreto, no entorno da chapa de extremidade, aproximadamente cúbicos com aresta média de 23mm; (3) três fileiras de elementos de concreto à frente da chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (4) quatro fileiras de elementos na chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (5) viga e perfil metálico embutido com elementos de tamanhos aproximadamente iguais aos elementos de concreto na região entre as mesas da viga; (6) refinamento dos elementos de concreto do pilar feito de forma gradual, variando-se a altura do elemento (aresta paralela à direção Z do modelo) de 25mm próximo à viga para aproximadamente 107mm nas extremidades do pilar; (7) quatro fileiras de elementos ao longo da mesa da viga (oito ao todo, considerando a simetria do modelo).

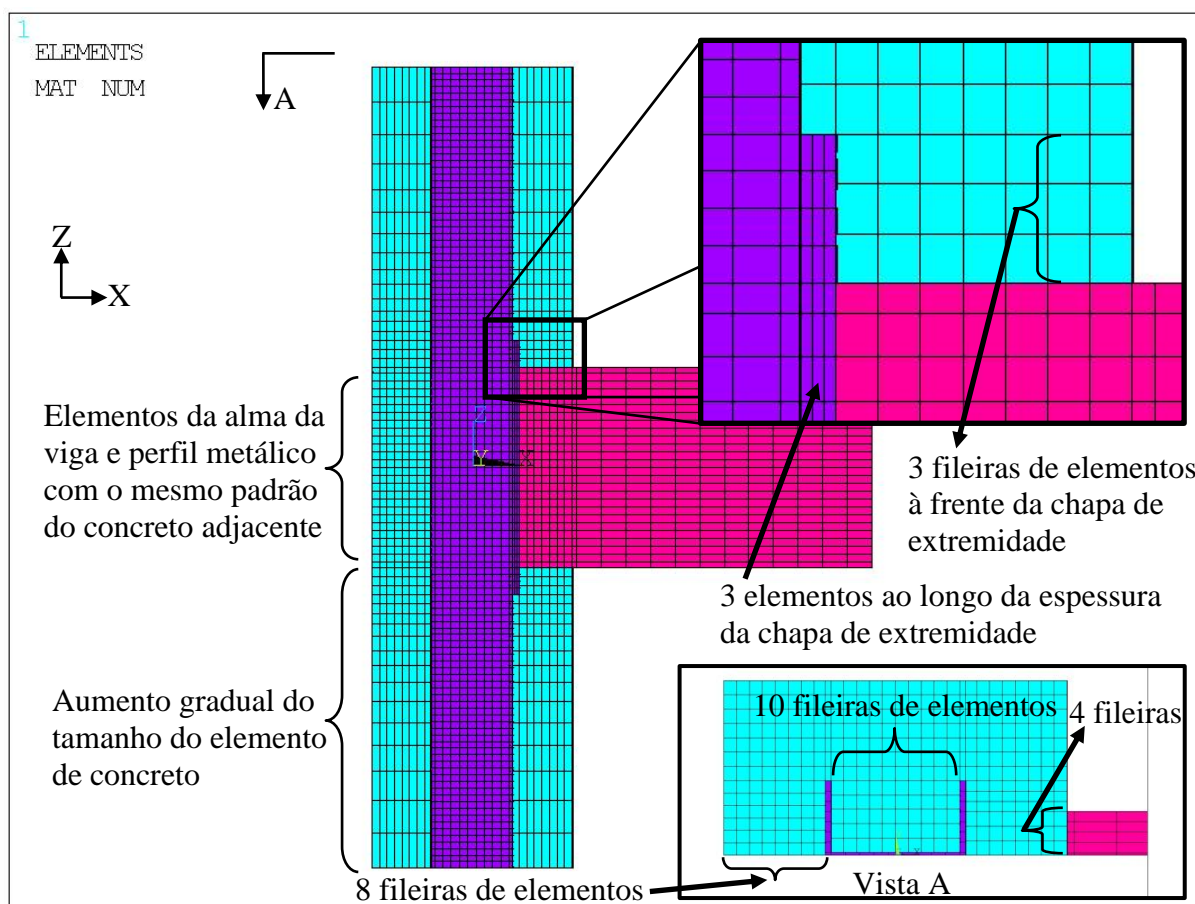


FIGURA 3.39 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 33224 elementos (refinamento intermediário)

A FIGURA 3.40 apresenta os detalhes da malha de outro modelo intermediário, construído com 42418 elementos. A malha desse modelo tem as seguintes características: (1) todas as

chapas com apenas um elemento ao longo da espessura, com exceção da chapa de extremidade que possui dois elementos; (2) elementos de concreto, no entorno da chapa de extremidade, aproximadamente cúbicos com aresta média de 23mm; (3) três fileiras de elementos de concreto à frente da chapa de extremidade acima e abaixo das mesas da viga; (4) três fileiras de elementos na chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (5) viga e perfil metálico embutido com elementos de tamanhos aproximadamente iguais aos elementos do concreto na região entre as mesas da viga; (6) refinamento homogêneo dos elementos do concreto em todo o pilar; (7) três fileiras de elementos ao longo da mesa da viga (seis ao todo, considerando a simetria do modelo).

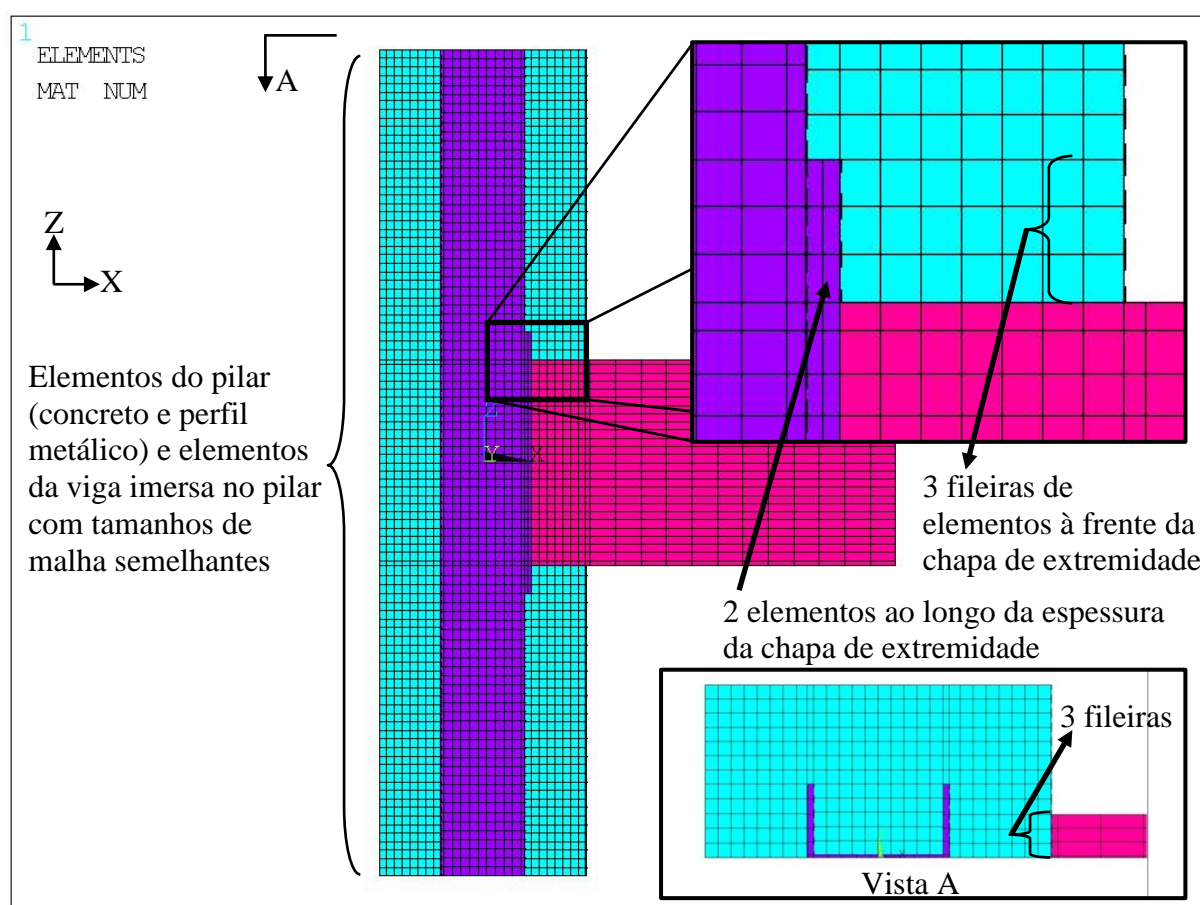


FIGURA 3.40 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 42418 elementos
(refinamento intermediário)

A FIGURA 3.41 apresenta os detalhes da malha do modelo com o refinamento máximo adotado, construído com 62208 elementos. A malha desse modelo tem as seguintes características: (1) chapa de extremidade com três elementos ao longo da espessura, mesas do perfil metálico com dois elementos ao longo da espessura, e demais chapas com apenas um;

(2) elementos de concreto, no entorno da chapa de extremidade, aproximadamente cúbicos com aresta média de 23mm; (3) cinco fileiras de elementos de concreto à frente da chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (4) três fileiras de elementos na chapa de extremidade, acima e abaixo das mesas da viga; (5) viga e perfil metálico embutido com elementos de tamanhos aproximadamente iguais aos elementos do concreto na região entre as mesas da viga; (6) refinamento homogêneo dos elementos do concreto em todo o pilar; (7) três fileiras de elementos ao longo da mesa da viga (seis ao todo, considerando a simetria do modelo); (8) dez fileiras de elementos de concreto à frente das mesas do perfil metálico (demais modelos possuem oito fileiras) e doze fileiras de elementos de concreto entre as mesas do perfil metálico (demais modelos possuem dez fileiras).

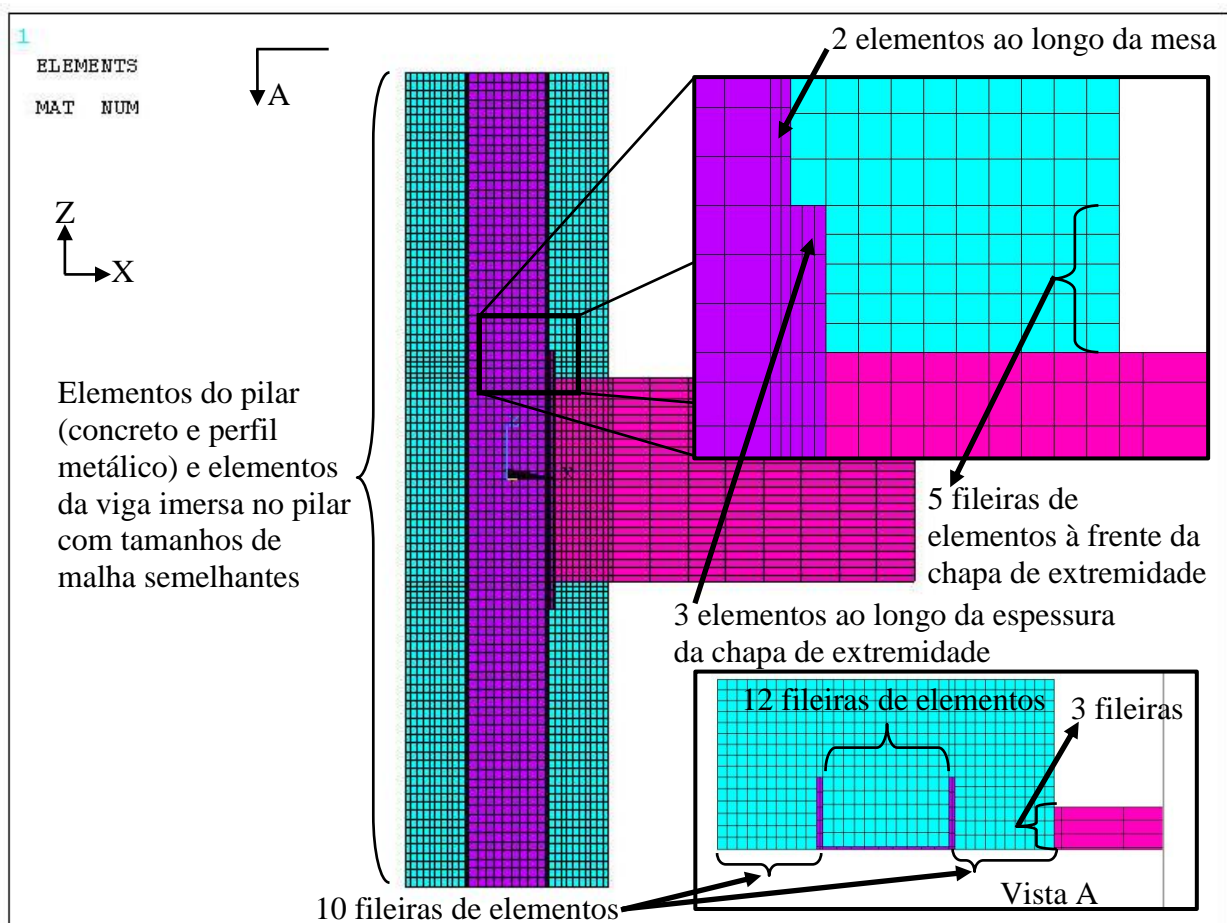


FIGURA 3.41 – Modelo numérico utilizado no teste da malha – 62208 elementos (refinamento máximo adotado)

As características geométricas e físicas dos modelos utilizados nas análises de avaliação do refinamento da malha estão apresentadas na TABELA 3.3 e na TABELA 3.4, respectivamente.

TABELA 3.3 – Características geométricas dos modelos utilizados no teste da malha

Descrição dos Parâmetros	Valor
Largura do pilar de concreto (b)	600 mm
Altura do pilar de concreto (h)	600 mm
Comprimento do pilar no modelo (H_{modelo}) [apenas para o teste da malha]	2.4 m
Comprimento da viga no modelo (L_{modelo}) [apenas para o teste da malha]	1.2 m
Largura da chapa de extremidade (b_{ch})	256 mm
Comprimento da chapa de extremidade (d_{ch})	760 mm
Espessura da chapa de extremidade (t_{ch})	19 mm
Largura da mesa da viga (b_f)	150 mm
Altura da viga (d)	600 mm
Espessura das mesas da viga (t_{fv}) [seção duplamente simétrica]	16 mm
Espessura da alma da viga (t_{wv})	8 mm
Largura da mesa do perfil metálico incorporado ao pilar misto (b_{fc})	256 mm
Altura da seção transversal do perfil metálico (d_c)	246 mm
Espessura das mesas do perfil metálico (t_f)	10.7 mm
Espessura da alma do perfil metálico (t_w)	10.5 mm
Espessura da chapa de confinamento do concreto (t_p)	12.5 mm
Número total de armaduras longitudinais do pilar misto (N_l)	12
Diâmetro da armadura longitudinal do pilar misto (ϕ_l)	16.0 mm
Diâmetro das armaduras transversais da ligação mista (ϕ_t)	12.5 mm
Diâmetro dos estribos do pilar misto (ϕ_e)	5.0 mm
Espaçamento entre as camadas de armaduras transversais da ligação (s_t)	7.5 cm ⁽¹⁾
Espaçamento entre as camadas de estribos do pilar de concreto (s_e)	20 cm ⁽¹⁾
Cobrimento das armaduras longitudinais do pilar (c_l)	50 mm ⁽¹⁾
Cobrimento das armaduras transversais do pilar (c_t)	35 mm ⁽¹⁾
Número de linhas de parafusos na ligação com chapa de extremidade (N_p)	6
Diâmetro dos parafusos (D_p)	¾ in (19 mm)
Gabarito da ligação (G)	79 mm
Distância da mesa da viga à 1ª linha de furação acima da mesa (D_r)	40 mm
Distância vertical entre o furo e a borda da chapa de extremidade (D_c)	40 mm
Distância entre as linhas de furação acima e abaixo da mesa da viga (D_f)	103.3 mm
Distância entre a 1ª linha e a 2ª linha de furação interna à viga (D_1)	94.7 mm

Nota (1): Esses parâmetros correspondem aos valores idealizados para a ligação. Entretanto, os valores dos espaçamentos e cobrimentos das armaduras no modelo numérico dependem da configuração da malha, podendo variar ligeiramente.

TABELA 3.4 – Características físicas dos modelos utilizados no teste da malha

Descrição dos Parâmetros	Valor
Coeficiente de atrito estático aço-aço e aço-concreto ($\mu_{aa} = \mu_{ac}$)	0.35
Módulo de elasticidade do aço dos perfis e das chapas (E_s)	200 GPa
Módulo de elasticidade do aço das armaduras (E_{sa})	210 GPa
Módulo de elasticidade inicial do concreto (E_{ci})	35418 MPa
Coeficiente de Poisson dos aços (ν_s)	0.3
Coeficiente de Poisson do concreto (ν_c)	0.2
Tensão de escoamento dos aços do pilar metálico e chapa de extremidade (f_y)	350 MPa
Tensão de ruptura do aço do pilar metálico e da chapa de extremidade (f_u)	480 MPa
Tensão de escoamento do aço das armaduras (f_{ys})	500 MPa
Tensão de ruptura do aço das armaduras (f_{us})	550 MPa
Tensão de escoamento do aço dos parafusos (f_{yp})	635 MPa
Tensão de ruptura do aço dos parafusos (f_{up})	825 MPa
Resistência uniaxial à tração do concreto (f_t) [ver Eq. (3.4)]	3.5 MPa
Resistência uniaxial à compressão do concreto (f_c)	40 MPa
Deformação de início do encruamento do aço do perfil e da chapa (ϵ_h)	1 %
Deformação máxima do aço do perfil metálico e da chapa de extremidade (ϵ_u)	18 %
Deformação do concreto associada à f_c (ϵ_c) [ver Eq. (3.6)]	2.2 ‰
Deformação de ruína do concreto (ϵ_{cu})	3.5 ‰
Deformação associada à tensão de ruptura do aço das armaduras (ϵ_{us})	5 %
Deformação máxima do aço das armaduras (ϵ_{fs})	8 %
Deformação associada ao fim do encruamento do aço dos parafusos (ϵ_{u1p})	4 %
Deformação de início de queda da resistência do aço dos parafusos (ϵ_{u2p})	8 %
Deformação final do aço dos parafusos (ϵ_{fp})	12 %
Área efetiva dos parafusos para determinação da resistência à tração ($A_{ef,p}$)	75 %

A FIGURA 3.42 apresenta as curvas de momento fletor na viga em função da rotação da ligação para os diferentes modelos mostrados da FIGURA 3.38 à FIGURA 3.41.

O gráfico da FIGURA 3.42 mostra que o modelo com refinamento mais pobre (25044 elementos) foi capaz de captar a perda completa da resistência ao momento da ligação, que no caso específico correspondeu ao esgotamento da capacidade de tração dos parafusos das linhas de furação próximas à mesa tracionada da viga. Juntamente com os parafusos, as armaduras também apresentaram escoamento em boa parte das barras transversais e longitudinais localizadas dentro da ligação. A visualização dos resultados e a determinação dos modos de falha preponderantes são feitas com maior detalhe no capítulo 4.

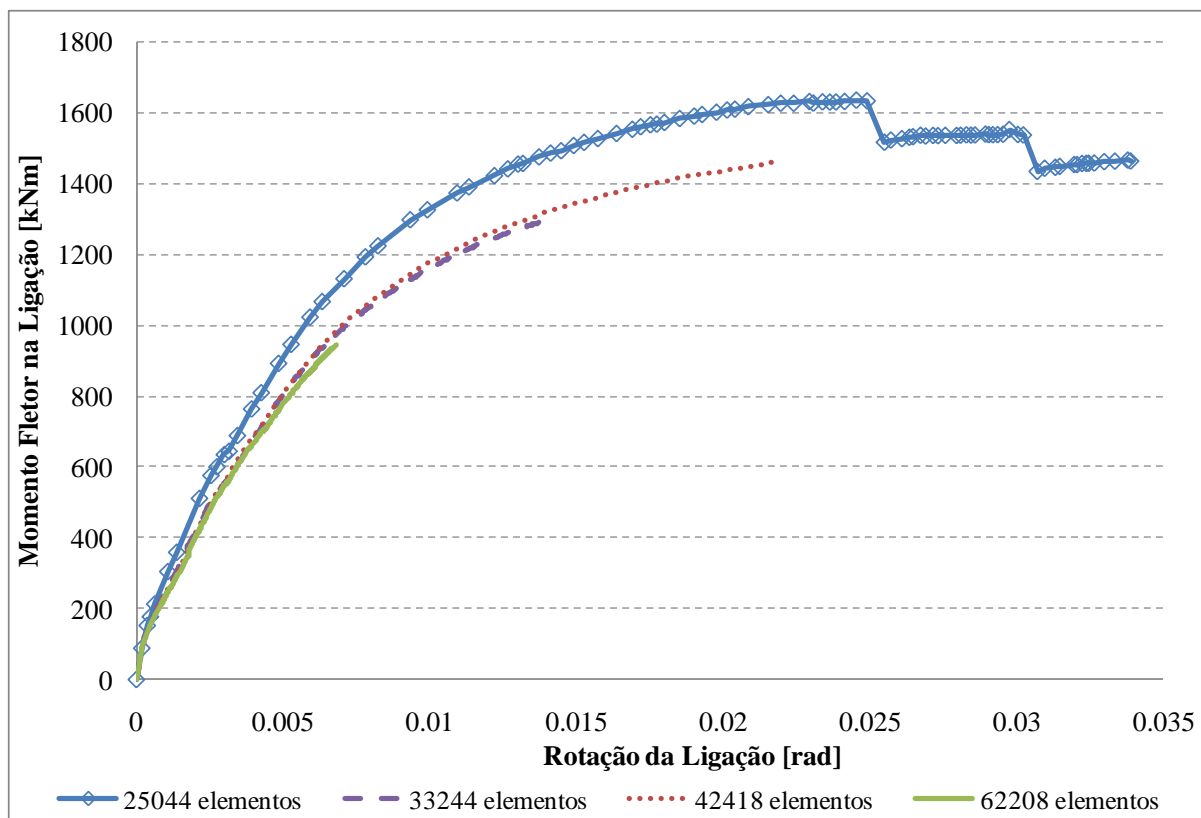


FIGURA 3.42 – Momento fletor na ligação em função da rotação total da ligação obtidos para modelos com diferentes refinamentos da malha

De maneira geral, o refinamento de malha deve ser feito prioritariamente nas regiões com maiores gradientes de tensões. Entretanto, devido à complexidade do modelo proposto e ao grande número de mecanismos não lineares representados, diversas regiões do modelo apresentam gradientes elevados. Portanto, o refinamento foi feito de uma forma mais generalizada, dando-se prioridade ao refinamento dos elementos de concreto e da chapa de extremidade nas proximidades da ligação, que são regiões potencialmente críticas na definição da resistência última da ligação. É compreensível, portanto, que o aumento do número de elementos não necessariamente implica em resultados mais acurados, conforme ocorreu nos modelos “33244” e “42418” (ver FIGURA 3.42), pois depende da região onde se está refinando e da maneira como os esforços são redistribuídos na ligação.

Por outro lado, os modelos associados às malhas com refinamento “intermediário” e refinamento “máximo” apresentaram problemas de convergência numérica antes do esgotamento da capacidade resistente da ligação. Diversos elementos apresentaram distorções na sua forma original acarretando problemas numéricos. Porém, analisando as curvas até uma rotação de aproximadamente 7mrad, é possível identificar uma tendência entre os resultados.

A FIGURA 3.43 apresenta um gráfico em que os momentos fletores obtidos para os modelos com refinamento mínimo e intermediário são balizados pelo momento fletor referente ao modelo com refinamento “máximo” (62208 elementos). O gráfico foi gerado para rotações da ligação de 0 a 7mrad.

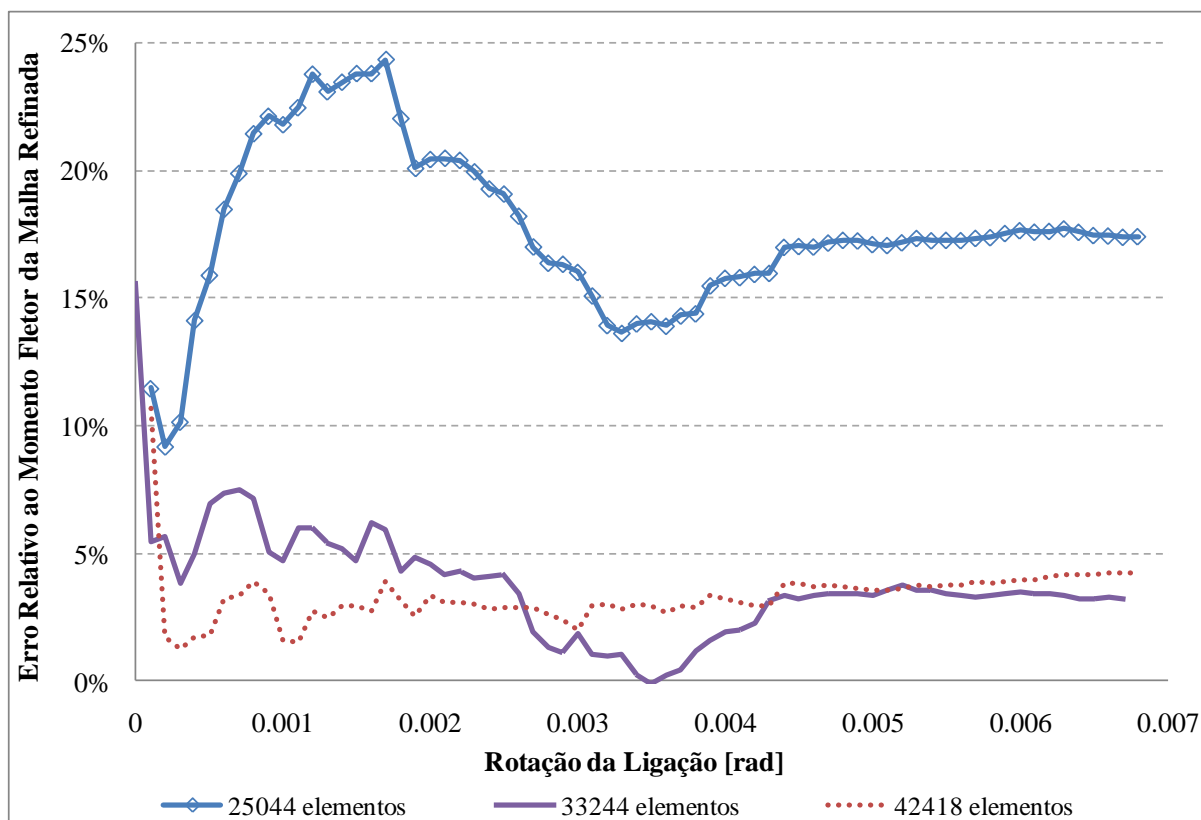


FIGURA 3.43 – Relação entre o momento fletor na ligação e o momento fletor obtido para o modelo com refinamento “máximo” (62208 elementos), em função da rotação da ligação

Pelas curvas mostradas na FIGURA 3.43, a partir de 4.5mrad de rotação é possível perceber uma tendência de manutenção do erro entre os resultados obtidos com malhas menos refinadas em relação à malha mais refinada. De maneira geral, as malhas com 33244 e 42418 elementos apresentam um erro de aproximadamente 3%, enquanto que a malha com 25044 apresenta um erro médio de aproximadamente 17%.

A FIGURA 3.44 apresenta a comparação entre o momento fletor obtido para a malha com 25044 elementos e o momento fletor obtido para a malha de 42418 elementos. Essa comparação permite avaliar a tendência de estabilização do erro para níveis mais elevados de rotação da ligação, da ordem de 22mrad.

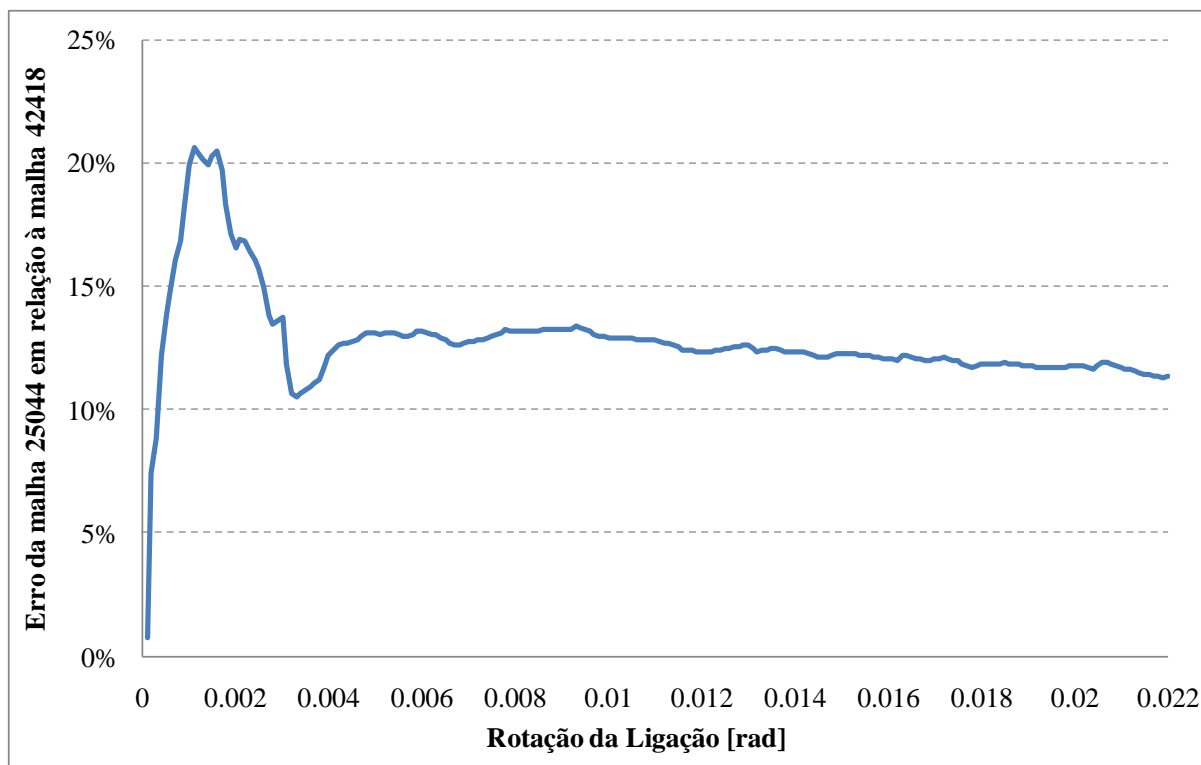


FIGURA 3.44 – Relação entre os momentos fletores dos modelos com 25044 e 42418 elementos, em função da rotação da ligação

Percebe-se na FIGURA 3.44 a tendência de erro entre os modelos de aproximadamente 12% para rotações variando de 12 à 22mrad. Assumindo-se que o modelo com 42418 elementos possui um erro de aproximadamente 3% (FIGURA 3.43), conclui-se que o modelo com 25044 elementos mantém um erro de aproximadamente 15% em relação à malha mais refinada mesmo para níveis mais elevados de rotação da ligação.

O modelo com 33244 elementos demandou um longo tempo de simulação (~50 horas) e requisitou um espaço considerável em disco rígido, demonstrando ser inviável para utilização nas análises paramétricas. Portanto, para viabilizar as demais análises deste trabalho, foi feita a opção pelos modelos com padrão de refinamento mínimo em detrimento da perda de precisão nos resultados de aproximadamente 15%. Como os erros obtidos se mostraram sempre contrários a segurança, ou seja, resultando em momentos fletores resistentes maiores para modelos com malhas menos refinadas, eles devem ser deduzidos da resistência total da ligação por meio de ajuste na resistência baseada nos modelos mecânicos. Obviamente, a quantificação final dos erros numéricos e a validação da metodologia proposta serão feitas somente após a realização de ensaios experimentais, os quais fazem parte das sugestões para trabalhos futuros discutidas no item 6.2.

3.7 INFLUÊNCIAS DA FORÇA NORMAL NO PILAR E DA SEQÜÊNCIA DE CARREGAMENTO

Nesta subseção procura-se avaliar a influência dos esforços solicitantes dos elementos ligados no momento fletor resistente da ligação. Este trabalho restringe-se ao estudo das ligações de nós de extremidade de pórticos localizadas entre dois trechos de pilares, ou seja, nós internos ou nós de topo não são escopo desta dissertação. Sendo assim, os esforços na região da ligação limitam-se àqueles mostrados na FIGURA 3.2(b), que são basicamente os esforços da viga (momento fletor M_{b2} , força cortante V_{b2} e força normal P_{b2}) e os esforços do próprio pilar (forças normais P_{c1} e P_{c2} , momentos fletores M_{c1} e M_{c2} , e forças cortantes V_{c1} e V_{c2}). Entretanto, a influência da força normal na viga de pórtico (P_{b2}) não está sendo abordada neste trabalho.

Conforme já discutido no item 2.5, as forças normais de compressão do pilar (P_{c1} e P_{c2}) são de certa maneira benéficas para a ligação, pois provocam o confinamento do concreto e evitam a abertura de fissuras. Evidentemente, o aumento na resistência da ligação em virtude dessas forças ocorre até certo nível de compressão, pois esforços elevados tendem a provocar o esmagamento do concreto, prejudicando com isso o comportamento da ligação como um todo.

Já as forças cortantes oriundas do pilar (V_{c1} e V_{c2}) podem ser desprezadas, uma vez que no dimensionamento do pilar já serão previstos estribos para resistir às mesmas. Por outro lado, o binário de forças horizontais correspondente ao momento fletor da viga do pórtico é consideravelmente superior às forças cortantes no pilar fora da ligação.

Quanto aos momentos fletores do pilar (M_{c1} e M_{c2}), estes aparecem automaticamente nas análises, uma vez que o momento fletor na viga se distribui isostaticamente com a metade do valor para os trechos do pilar acima e abaixo da ligação.

Sendo assim, foram feitas análises para avaliar apenas a influência das forças de compressão do pilar no comportamento da ligação. Estas análises foram realizadas com os modelos definitivos apresentados na seção 3.5. As características geométricas e físicas dos modelos são as mesmas informadas na TABELA 3.3 e na TABELA 3.4, respectivamente, com exceção do comprimento do modelo (H_{modelo}) e do comprimento da viga (L_{modelo}), que são os mesmos estipulados no item 3.5 (FIGURA 3.34).

A resistência a momento da ligação foi estimada, variando-se: (1) a magnitude da força normal no pilar; (2) a seqüência de aplicação da força normal no pilar e do momento fletor na viga.

A magnitude da força normal no pilar foi variada em função da resistência à plastificação total da seção por força axial de compressão $N_{pl,R}$, sem levar em conta os coeficientes de ponderação das resistências dos materiais, conforme a Eq. (3.12).

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c (\alpha f_c) + A_s f_{ys} \quad (3.12)$$

onde α é um coeficiente igual a 0.95 para seções tubulares preenchidas com concreto e 0.85 para os demais casos, A_a , A_c , e A_s são as áreas das seções transversais do pilar, correspondentes ao perfil metálico, ao concreto e às armaduras, respectivamente. Entretanto, para fins de modelagem numérica foi considerado α igual à 1.0.

A seqüência de carregamento foi alternada da seguinte maneira: (Seqüência “N”) aplicação de 50% da força normal no pilar considerada, seguida da aplicação conjunta dos 50% restantes de força normal com 100% do momento fletor resistente da ligação; (Seqüência “M”) aplicação de 50% do momento fletor resistente da ligação seguido da aplicação dos 50% de momento restante com 100% da força normal considerada no pilar; e (Seqüência “P”) aplicação proporcional da força normal no pilar e do momento fletor resistente da ligação. As forças normais e as seqüências de carregamentos consideradas estão esquematizadas na TABELA 3.5.

TABELA 3.5 – Nomenclatura dos modelos utilizados para estudo da influência da força normal no pilar e da seqüência de carregamento

$\frac{P_{c1}}{N_{pl,R}}$ [%]	Seqüência de aplicação dos carregamentos		
	Seqüência “M” [50%M → 100%M+100%N]	Seqüência “N” [50%N → 100%M+100%N]	Seqüência “P” [100%(M+N)]
0	M0 (modelo sem força normal no pilar)		
25	M25	N25	P25
50	M50	N50	P50
75	M75	N75	P75
100	M100	N100	P100

Em função das condições de contorno adotadas, a força normal no pilar foi aplicada em forma de pressão na chapa grossa fictícia da extremidade superior (ver FIGURA 3.29). Desta forma, a força normal no trecho superior do pilar será idêntica à força normal aplicada, porém a força normal no trecho inferior do pilar será acrescida da força cortante da viga metálica que entra no pilar pela ligação.

A FIGURA 3.45 apresenta as curvas de momento fletor da viga metálica em função da rotação total do nó da ligação, obtidas numericamente para todas as seqüências listadas na TABELA 3.5.

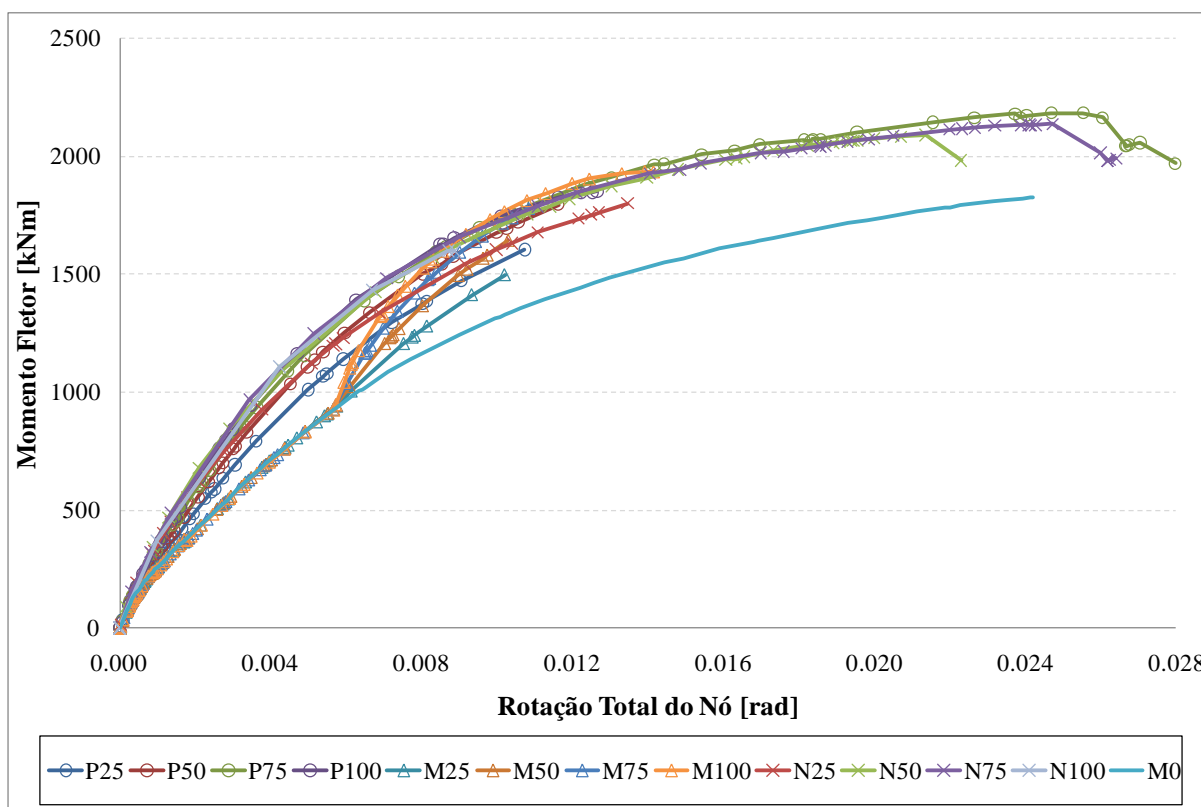


FIGURA 3.45 – Momento fletor da viga x Rotação total do nó (pilar + ligação)

Da FIGURA 3.45 constata-se que, para rotações de até aproximadamente 10mrad, as ligações dos modelos com força normal de compressão no pilar mostraram-se mais resistentes a momento fletor do que no modelo sem força normal (modelo M0). A FIGURA 3.46, a FIGURA 3.47 e a FIGURA 3.48 mostram a comparação das curvas Momento x Rotação para as seqüências de carregamentos "M", "N" e "P", respectivamente.

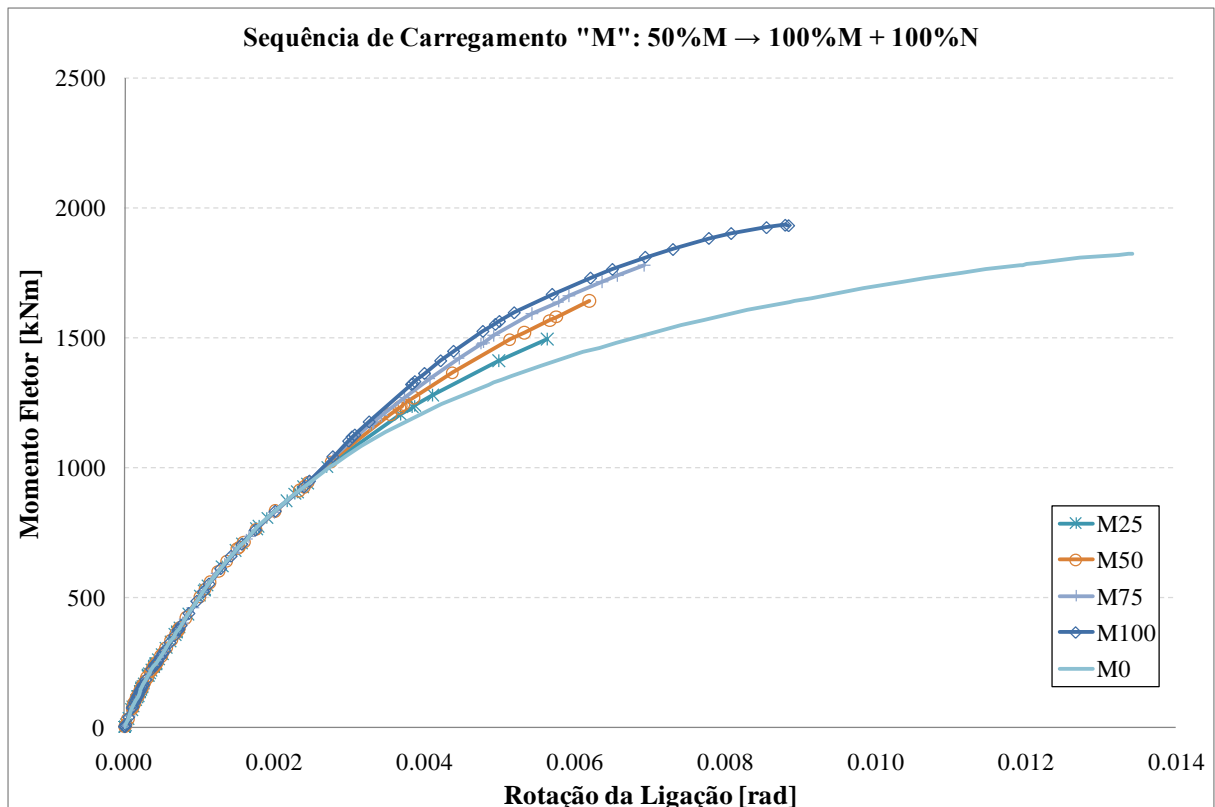


FIGURA 3.46 – Momento x Rotação da ligação para a seqüência de carregamento "M"

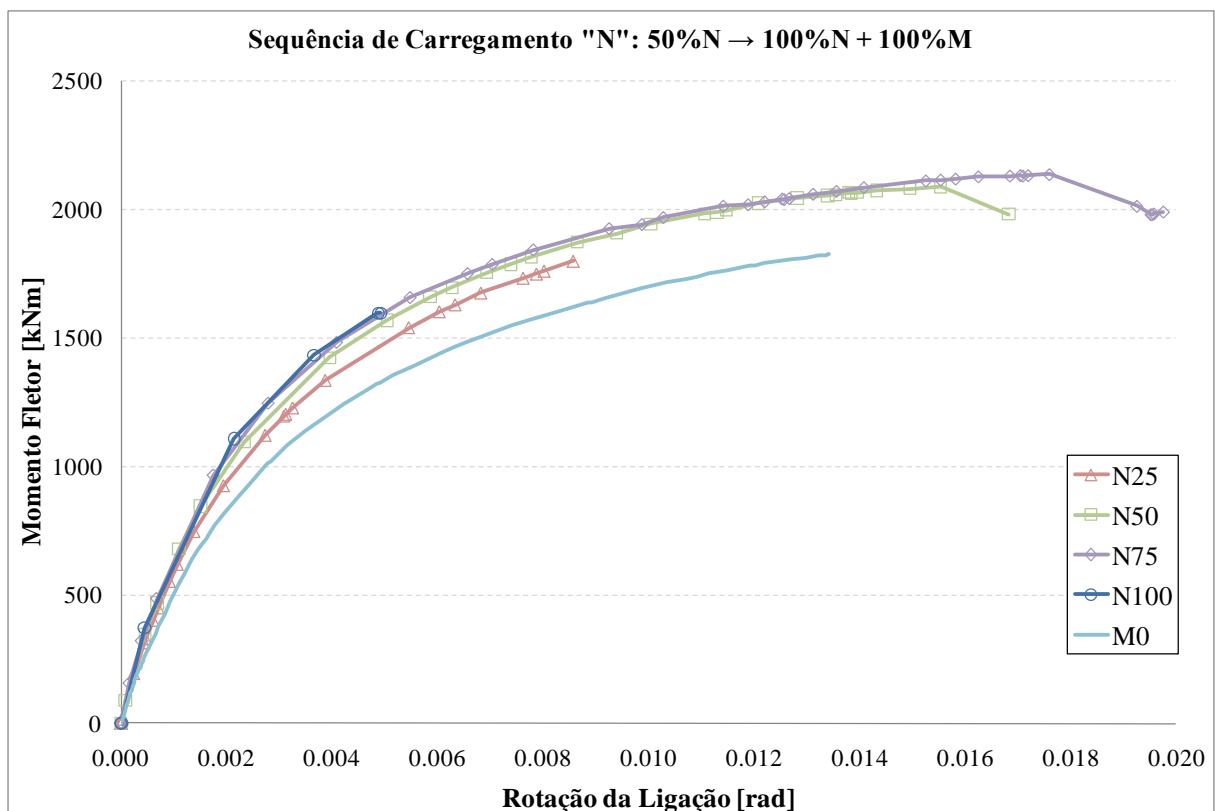


FIGURA 3.47 – Momento x Rotação da ligação para a seqüência de carregamento "N"

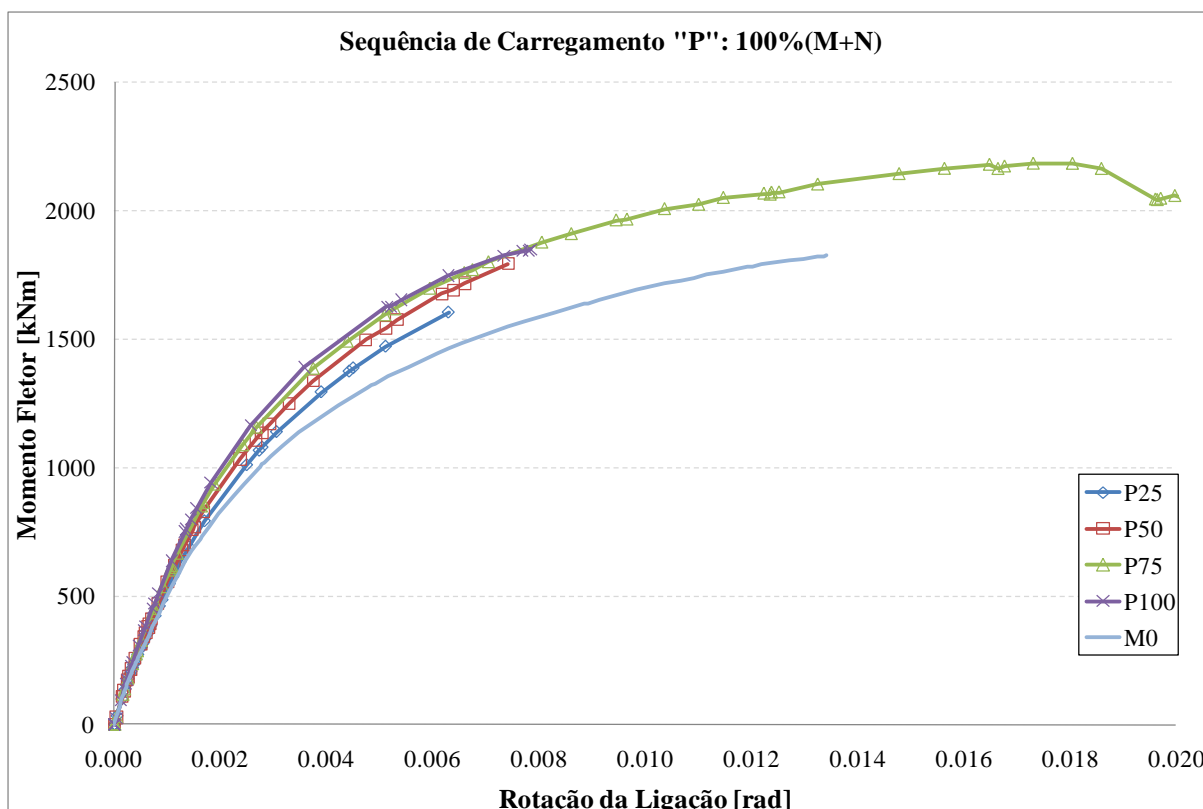


FIGURA 3.48 – Momento x Rotação da ligação para a sequência de carregamento "P"

Os modelos com força normal no pilar de magnitude intermediária, 50% e 75% de $N_{pl,R}$, apresentaram maiores resistências da ligação ao momento fletor da viga quando comparados aos modelos isentos de força normal no pilar. Essa constatação indica que a simulação numérica foi capaz de representar o aumento da resistência do concreto na presença de um estado multiaxial de compressão, gerado pela combinação da força normal de compressão do pilar com os elementos metálicos que provocam o confinamento do concreto. Esse estado de tensões de compressão evita a abertura e a propagação de fissuras no concreto, aumentando assim a resistência da ligação mista a momento fletor. Os casos em que foram aplicados 100% de $N_{pl,R}$ apresentaram resistência a momento da ligação inferior aos modelos com força normal no pilar de magnitude intermediária (50 e 70% de $N_{pl,R}$), indicando um comportamento fisicamente esperado, uma vez que a força normal no pilar de magnitude elevada provoca o esmagamento do concreto do pilar, esgotando com isso a capacidade da ligação de resistir aos esforços de compressão oriundos do momento fletor da viga.

Na FIGURA 3.49 são apresentadas as curvas de momento fletor no trecho inferior do pilar relacionado com a força normal atuante no mesmo trecho, obtidas para os modelos listados na TABELA 3.5. Além dos modelos listados na TABELA 3.5, foi simulado um caso "N" com

força normal pura no pilar (isento de momento fletor na viga), mostrado na FIGURA 3.49. É mostrada também a curva Força Normal Resistente x Momento Fletor Resistente do Pilar Misto, obtida teoricamente pela plastificação da seção do pilar misto em diferentes posições da linha neutra plástica.

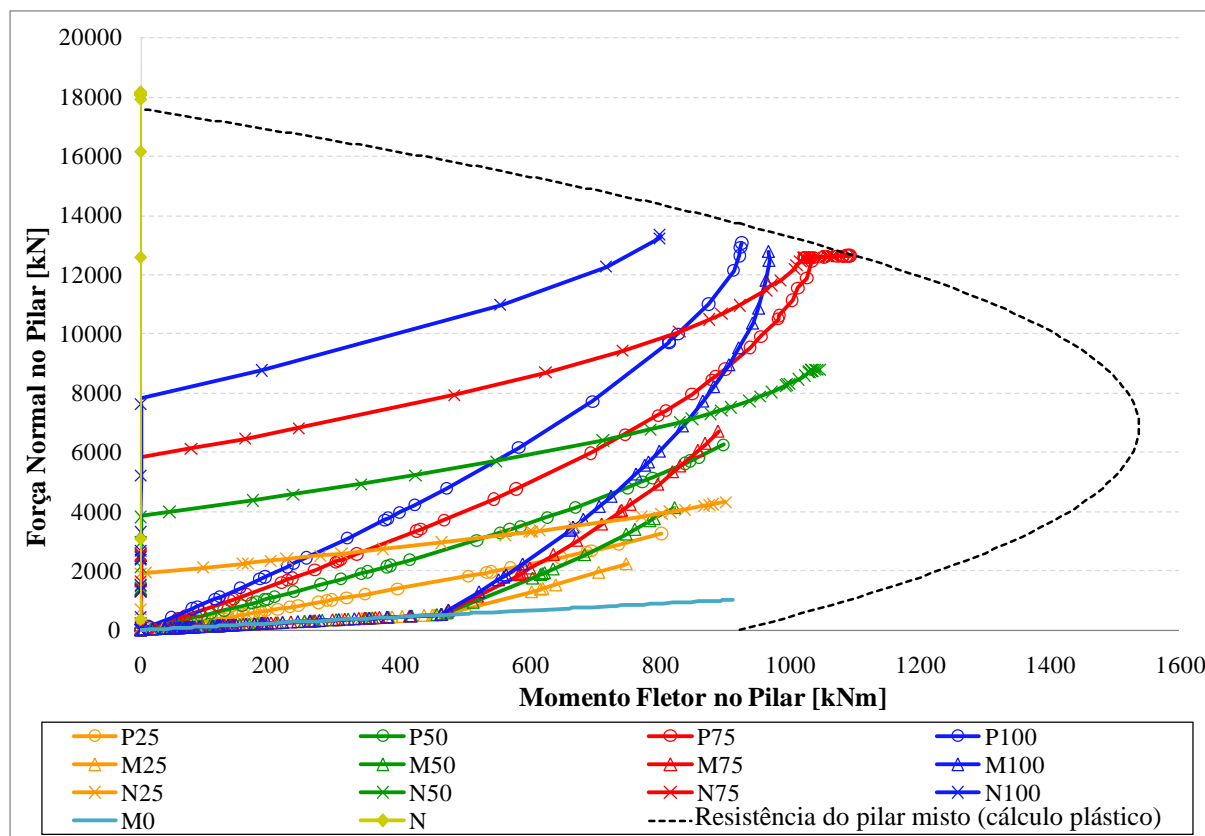


FIGURA 3.49 – Força normal x Momento fletor no pilar

De maneira geral, os momentos fletores desenvolvidos no pilar devido à introdução de momento pela viga não ultrapassaram o momento fletor resistente do pilar misto (curva tracejada, FIGURA 3.49). Já os resultados dos modelos N100, N75, P100, P75 e M100 (FIGURA 3.49) atingiram valores próximos da curva teórica de resistência à flexo-compressão do pilar. O término do processamento numérico para esses casos foi causado pelo esgotamento da capacidade resistente do pilar, e não devido ao esgotamento da resistência da ligação. Alguns modelos apresentaram problemas de convergência precocemente, como é o caso dos modelos P25, M50 e M75.

Os resultados numéricos indicaram que, em grande parte dos casos analisados, a força normal de compressão do pilar mostrou-se benéfica à resistência ao momento fletor da ligação. As três seqüências de carregamentos estudadas apresentaram tendências de resistências e

deformações da ligação semelhantes, indicando que os resultados obtidos são pouco sensíveis à seqüência de carregamento introduzida na ligação. Com base nos resultados obtidos, foi definido de forma conservadora que, para realização das análises paramétricas (item 4.2), não serão consideradas as forças normais de compressão no pilar, o que equivale ao modelo M0.

4

RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

4.1 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item são apresentados resultados da análise numérica do modelo global de elementos finitos apresentado no item 3.5. Utilizando-se as conclusões obtidas nos itens 3.6 e 3.7, são apresentados na seqüência os resultados do modelo isento de força normal do pilar (modelo M0) e com um padrão de refinamento de malha semelhante ao “refinamento mínimo” (no caso do modelo M0, malha com 33440 elementos).

A FIGURA 4.1 apresenta os deslocamentos verticais (direção Z) juntamente com a deformada amplificada em dez vezes referente ao último passo de carga convergido do modelo M0. A FIGURA 4.2 apresenta os deslocamentos globais, resultantes das três direções. Nessa figura o modelo é mostrado com a geometria completa (sem simetria). A FIGURA 4.2(a) mostra a deformada do pilar de concreto juntamente com a viga. Na FIGURA 4.2(b) são retirados os elementos de concreto, e na FIGURA 4.2(c) são mostradas as armaduras transversais oblíquas e a região da ligação parafusada entre a viga e o pilar metálico.

Observando a FIGURA 4.1 é possível perceber que as chapas fictícias trabalharam conforme o esperado, fazendo com que as seções extremas do pilar misto permanecessem planas. Observam-se também deformações elevadas na chapa de extremidade em virtude da força de tração introduzida pela mesa superior da viga.

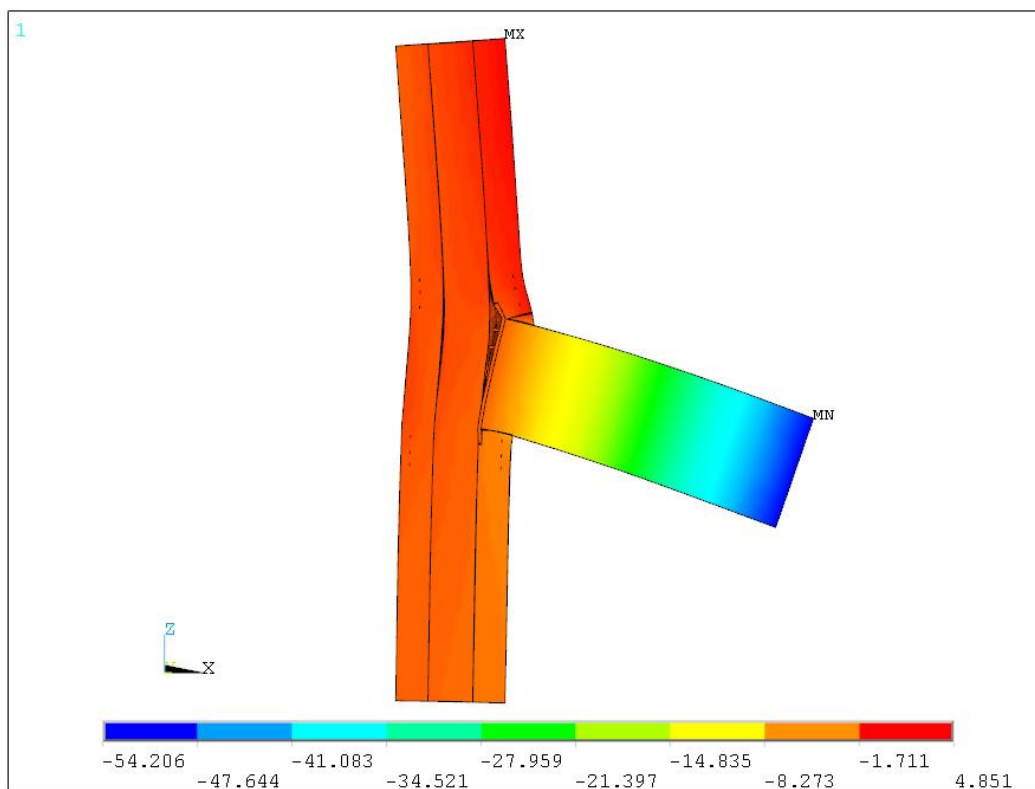


FIGURA 4.1 – Deslocamento vertical [mm] e deformada do modelo M0 (corte no plano XZ)

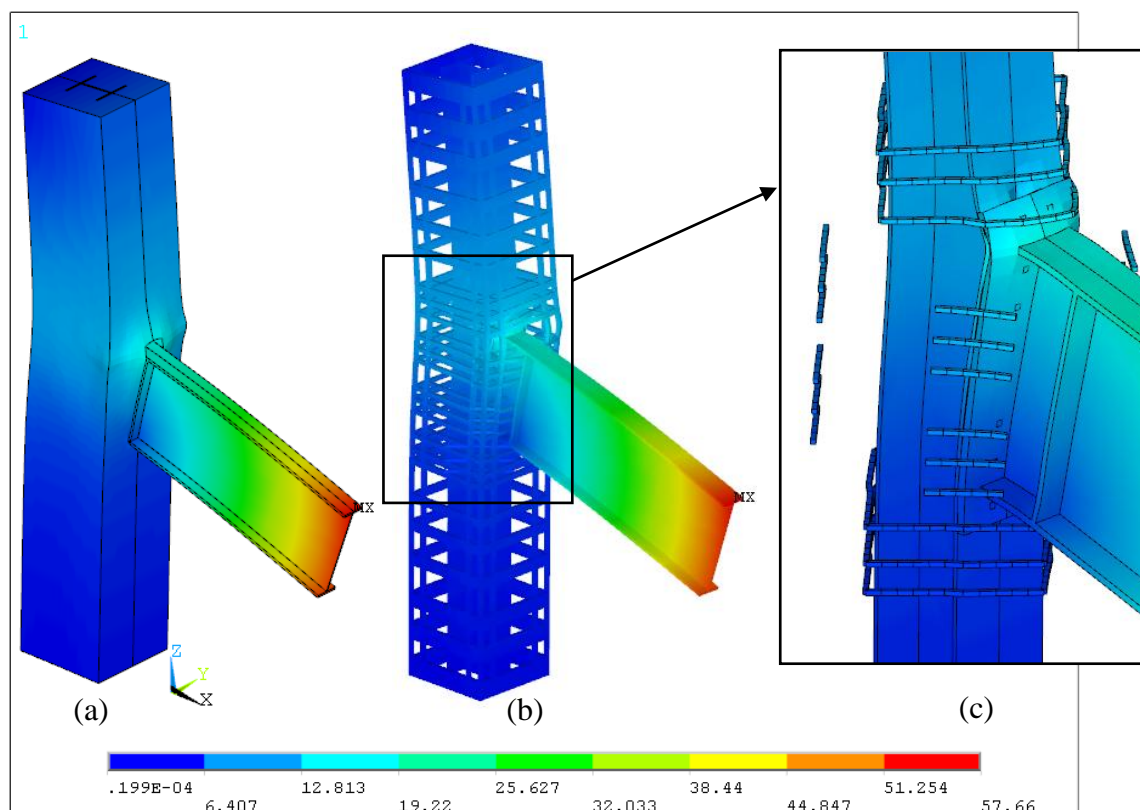


FIGURA 4.2 – Deslocamento global [mm] (vista isométrica da geometria completa)

A tensão axial nas armaduras transversais e longitudinais da ligação é apresentada na FIGURA 4.3 e na FIGURA 4.4, respectivamente.

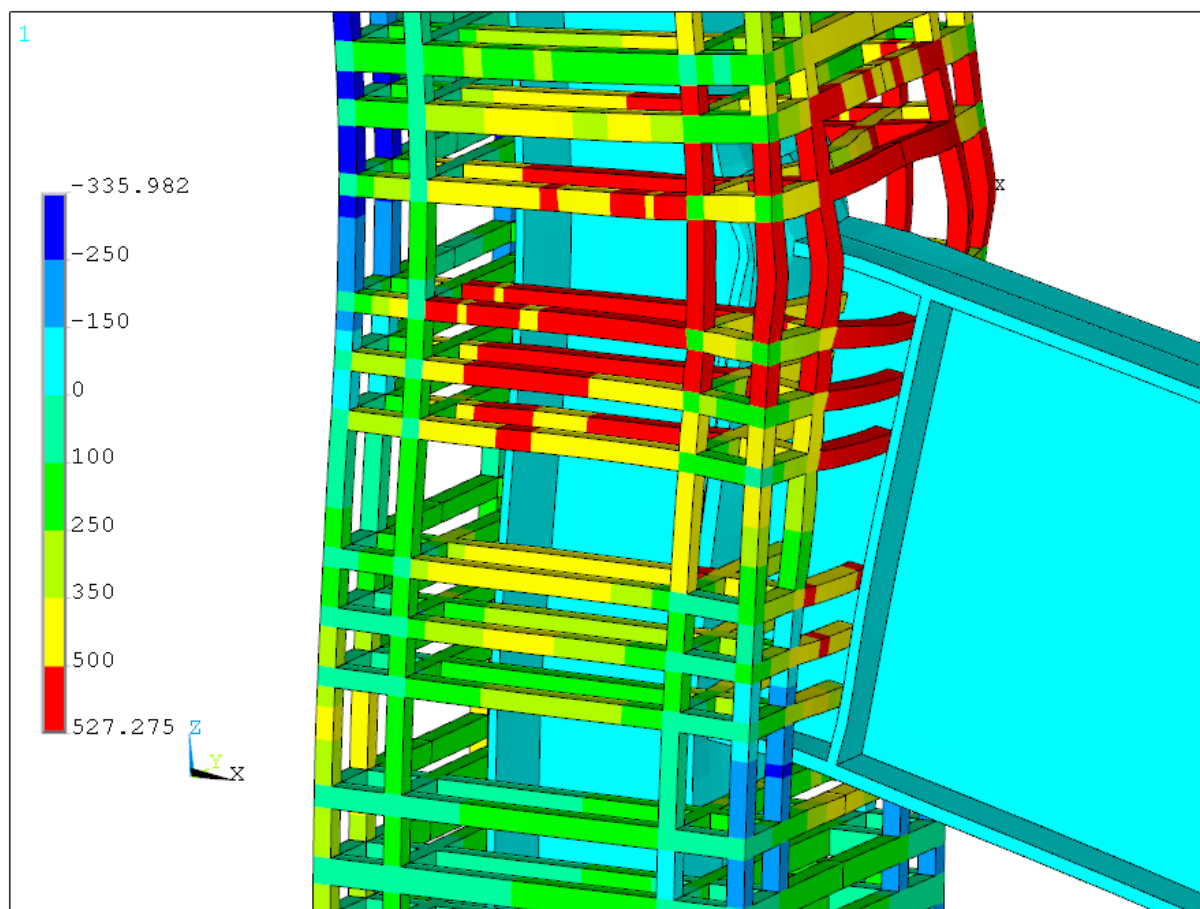


FIGURA 4.3 – Tensão axial nas armaduras da ligação [MPa] – armaduras na direção 1

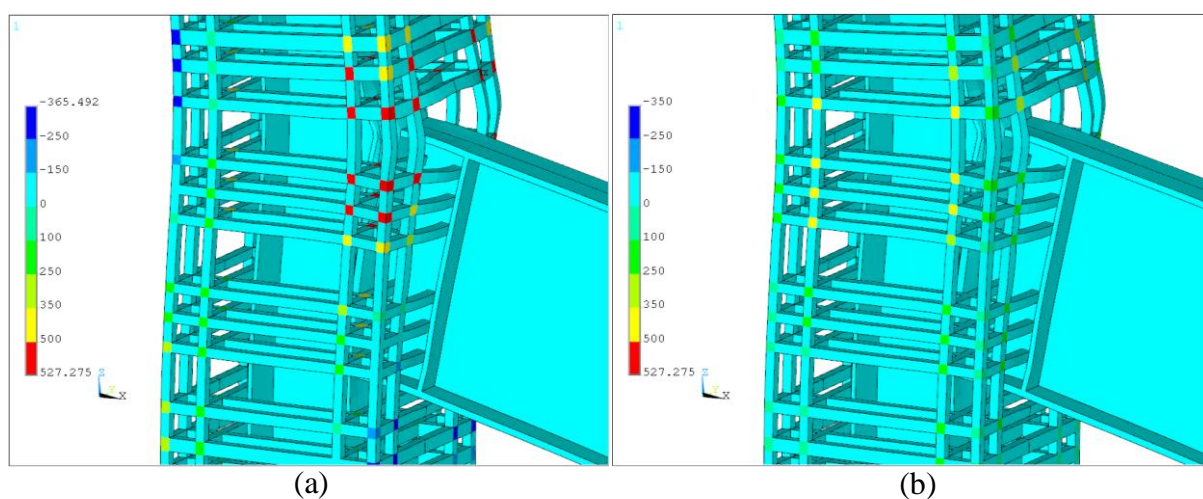


FIGURA 4.4 – Tensão axial nas armaduras da ligação [MPa] – armaduras (a) na direção 2 e (b) na direção 3

O ANSYS apresenta a tensão axial separadamente para cada direção de armadura definida dentro do elemento SOLID65. As tensões axiais dos elementos que possuem armaduras dispersas em apenas uma direção estão apresentadas na FIGURA 4.3. Já as tensões axiais dos elementos que possuem mais de uma direção de armadura, que é o caso das regiões de encontro de barras de armaduras, devem ser observadas também na FIGURA 4.4. A tensão axial nas armaduras transversais oblíquas, modeladas como elementos de barra, é apresentada na FIGURA 4.5.

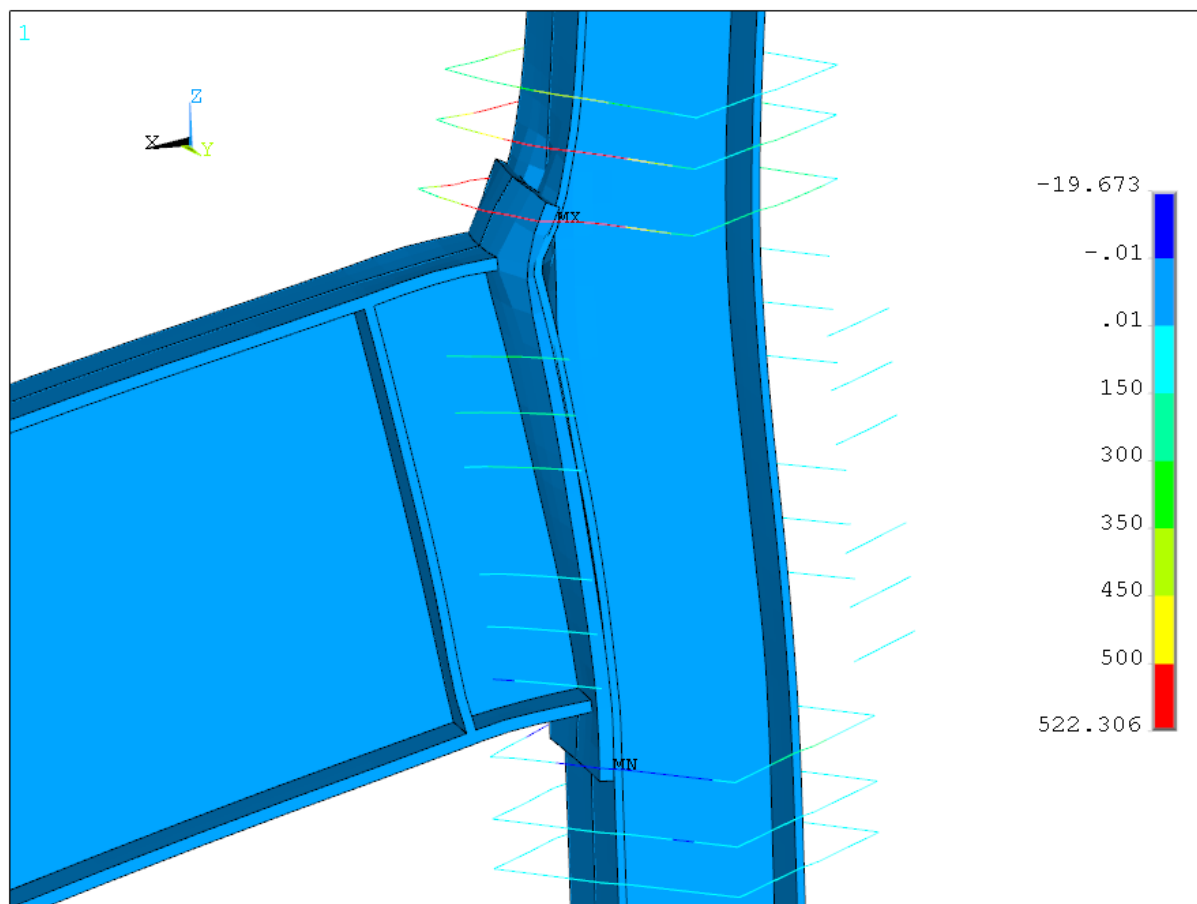


FIGURA 4.5 – Tensão axial nas armaduras transversais oblíquas [MPa]

Observando a FIGURA 4.3, a FIGURA 4.4, e a FIGURA 4.5, constata-se que grande parte das barras de armaduras localizadas na vizinhança da mesa tracionada da viga atingiu a tensão de escoamento (f_{ys}). As barras verticais localizadas nessa região, além de serem solicitadas pelo momento fletor global atuante no pilar, são também solicitadas localmente pelos mecanismos de transmissão de esforços de tração que propiciam a mobilização dos blocos de concreto pela chapa de extremidade. A solicitação das armaduras associada apenas ao momento fletor do pilar não foi suficiente para escoar as armaduras, visto que barras verticais

localizadas na face do pilar misto oposta à região da ligação, no trecho tracionado pelo momento fletor do pilar, não atingiram a tensão de escoamento (f_{ys}).

A FIGURA 4.6 mostra a tensão nos parafusos para o último passo de carga convergido.

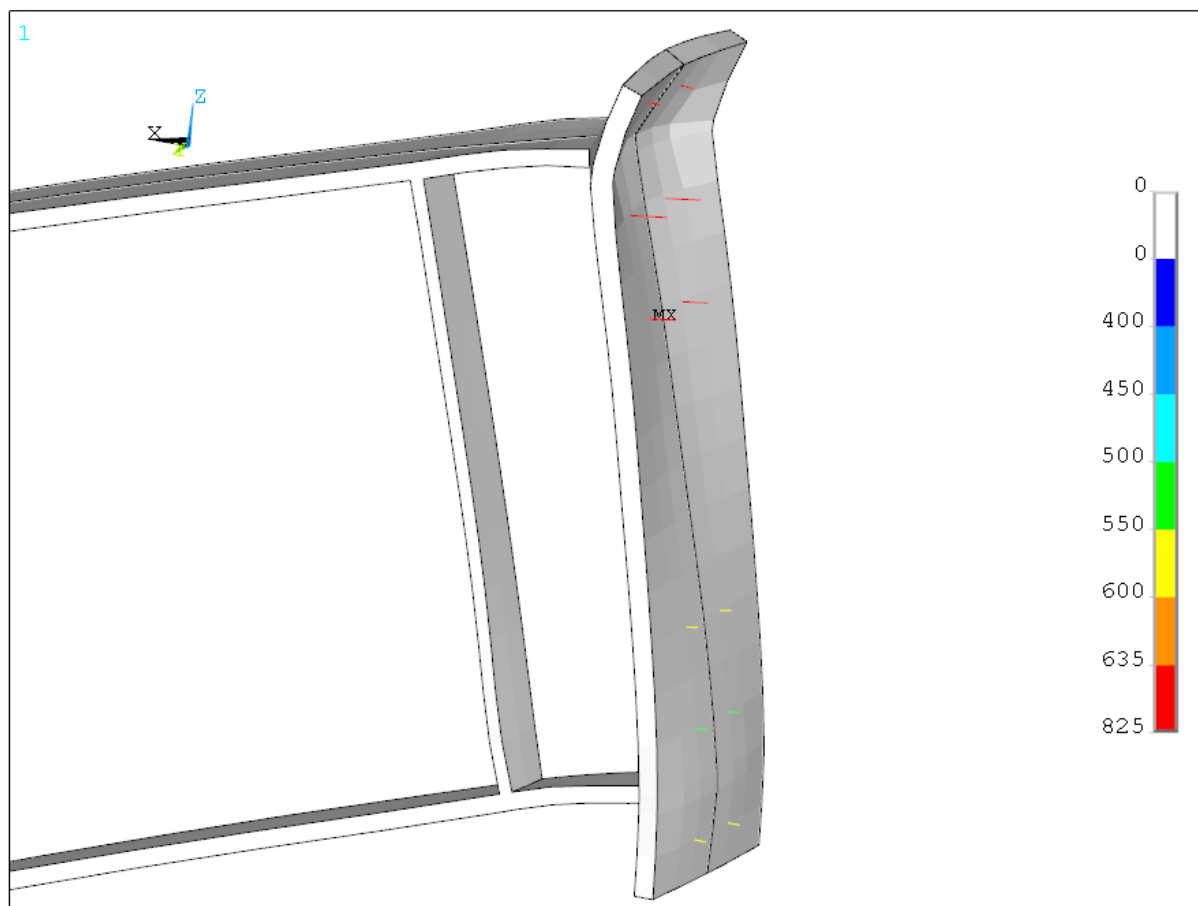


FIGURA 4.6 – Tensão axial nos parafusos [MPa]

Nota-se na FIGURA 4.6 que os parafusos das três primeiras linhas atingiram tensões acima da tensão de escoamento do parafuso (f_{yp}). Para estudar o comportamento da ligação parafusada, foram traçadas curvas Força x Rotação da Ligação para todas as linhas de parafusos, mostradas na FIGURA 4.7. Nessas curvas foram comparadas a força de tração nos parafusos e a força de compressão entre a chapa de extremidade e a mesa do pilar metálico. A força de compressão foi tomada como a soma das forças no contato entre as chapas, obtidas em uma região de influência de cada linha. A diferença entre a força de tração e a força de compressão corresponde à força externa de tração equilibrada pela linha de parafusos. Obviamente, se a força de compressão superar a força de tração, a força externa na linha de parafusos se anula,

e a diferença entre a força de compressão e a força de tração se iguala à força externa de compressão atuante na ligação.

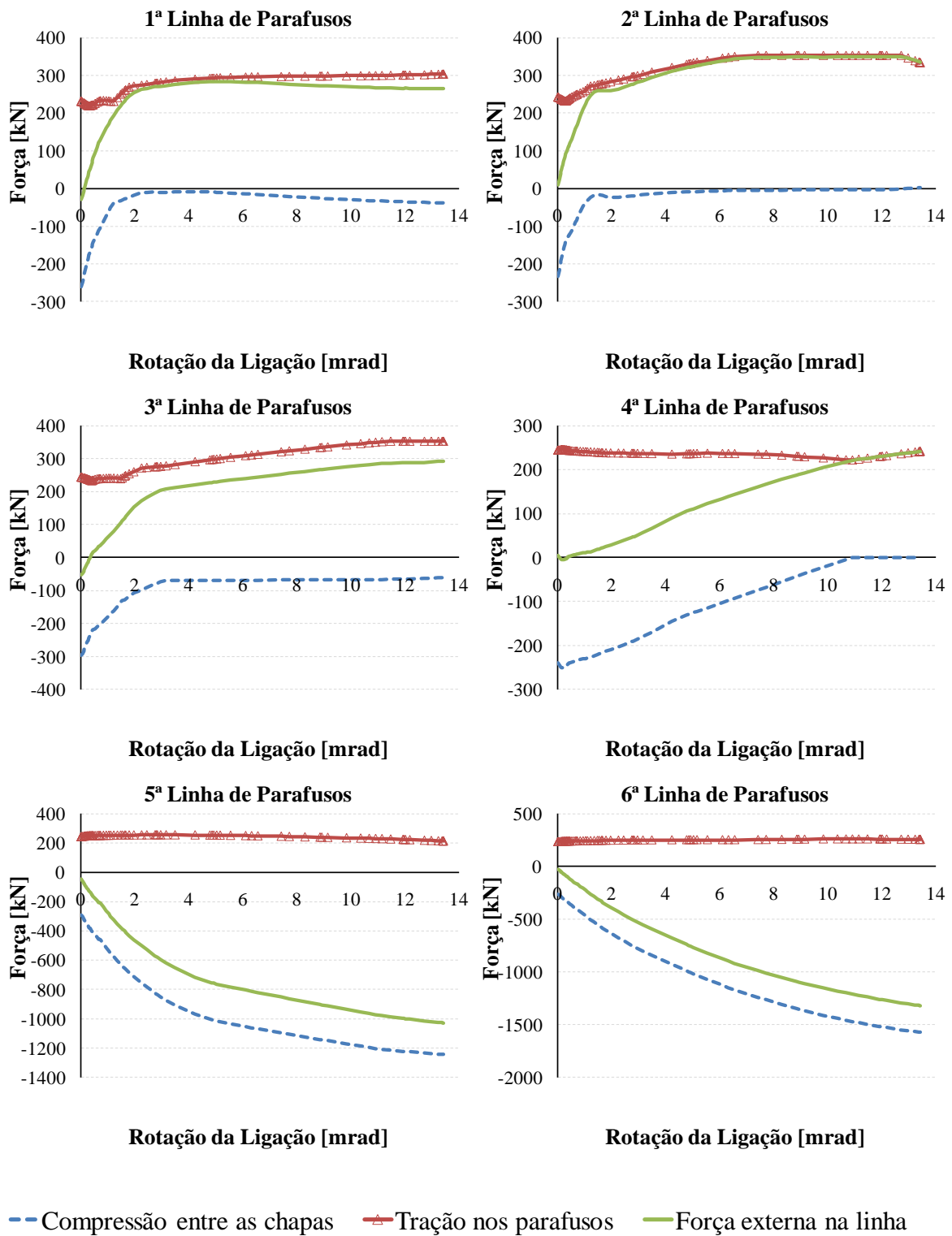


FIGURA 4.7 – Forças desenvolvidas nas linhas de parafusos em função da rotação da ligação

Conforme era esperado, para a rotação da ligação igual a 0mrad (início do processamento), as forças de tração e de compressão são iguais em módulo, e suas magnitudes correspondem a aproximadamente 70% da soma das resistências à ruptura dos parafusos (f_{up}). A força correspondente a ruptura de cada parafuso é igual a 175.4kN e, portanto, a força de protensão considerando dois parafusos por linha equivale a 245.6kN, valor esse muito próximo do obtido numericamente (FIGURA 4.7). Nessa etapa de protensão a força externa equilibrada pelas linhas de parafusos é nula. À medida que o momento fletor introduzido na ligação parafusada aumenta, a tração nos parafusos das linhas superiores aumenta (linhas 1, 2 e 3) e a compressão entre as chapas diminui. Nas linhas 1 e 3 ocorreu o efeito *prying*, ocasionado por pontos de contato entre as chapas da ligação. A força de compressão nesses contatos provoca o aumento da força de tração nos parafusos sem aumentar a parcela de força externa absorvida pela linha de parafusos.

As linhas inferiores (linhas 4, 5 e 6), localizadas na zona de compressão da viga, geralmente não contribuem para a resistência a momento fletor da ligação parafusada. Uma aproximação razoável consiste em considerar o ponto de giro da viga no centro da mesa comprimida da viga, e o momento fletor resistente da ligação pode ser calculado pela multiplicação das forças nas linhas superiores pelos seus respectivos braços de alavanca com relação ao ponto de giro. Entretanto, o resultado numérico mostrou que a quarta linha de parafusos absorve uma parcela de força externa de tração considerável (FIGURA 4.7). Portanto, a FIGURA 4.8 apresenta o momento fletor resistido pela ligação parafusada, somando-se as quatro linhas de parafusos superiores, em função da rotação da ligação. Para fins de comparação, são mostrados também nessa figura os momentos teóricos correspondentes às resistências das três primeiras linhas de parafusos calculadas para os Modos 1, 2 e 3, obtidos conforme o método das charneiras plásticas citado no item 2.4.

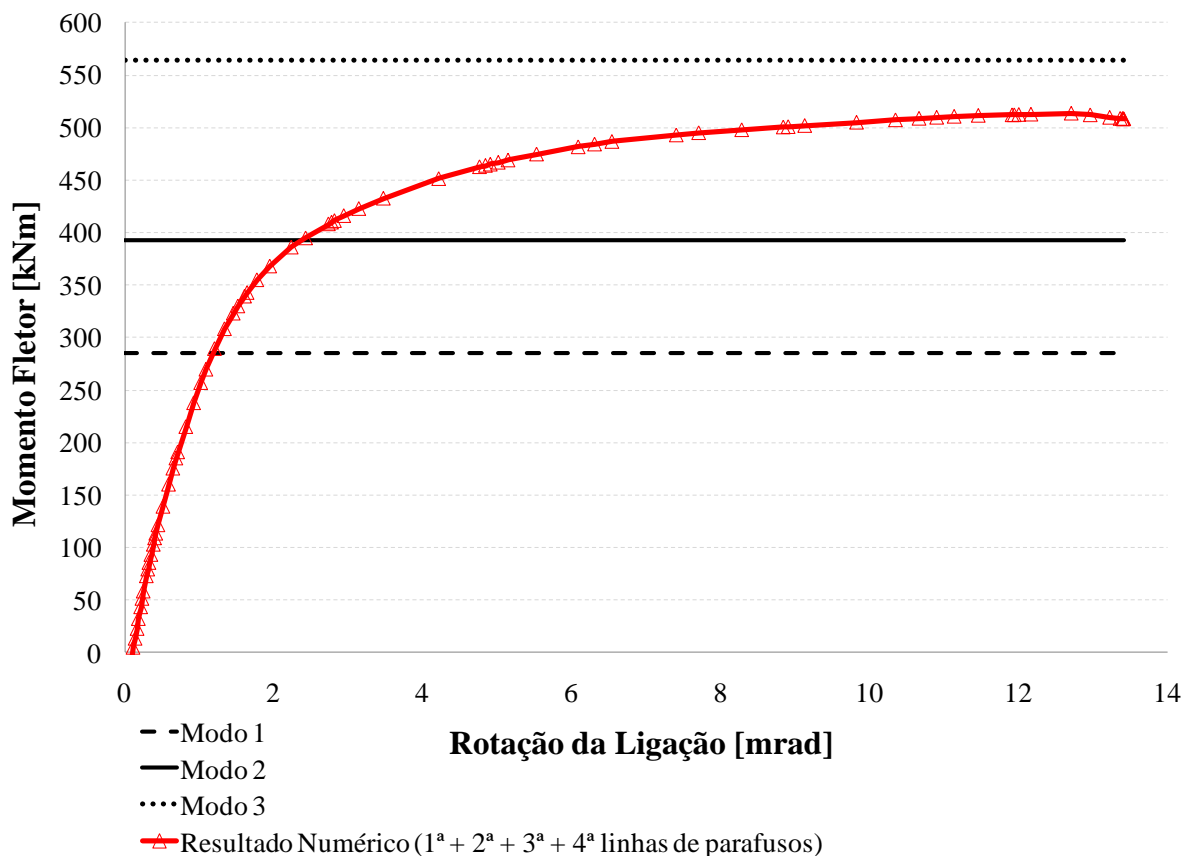


FIGURA 4.8 – Momento fletor da ligação parafusada em função da rotação da ligação

A resistência da primeira linha de parafusos foi limitada pela flexão da mesa do pilar metálico, e como não houve ruptura dos parafusos caracteriza-se Modo 1. Já na segunda e na terceira linhas, os parafusos atingiram a tensão de ruptura. A maior deformação ocorreu nos parafusos da segunda linha, os quais atingiram deformação plástica igual a 8.56%. Porém, essa deformação não superou a deformação final (ϵ_{fp}) de 12% adotada na relação constitutiva do parafuso. Como também houve escoamento por flexão na mesa do pilar devido às forças das linhas de parafusos 2 e 3, essas linhas podem ser classificadas em Modo 2. As tensões equivalentes de von Mises no pilar metálico e na chapa de extremidade são apresentadas na FIGURA 4.9.

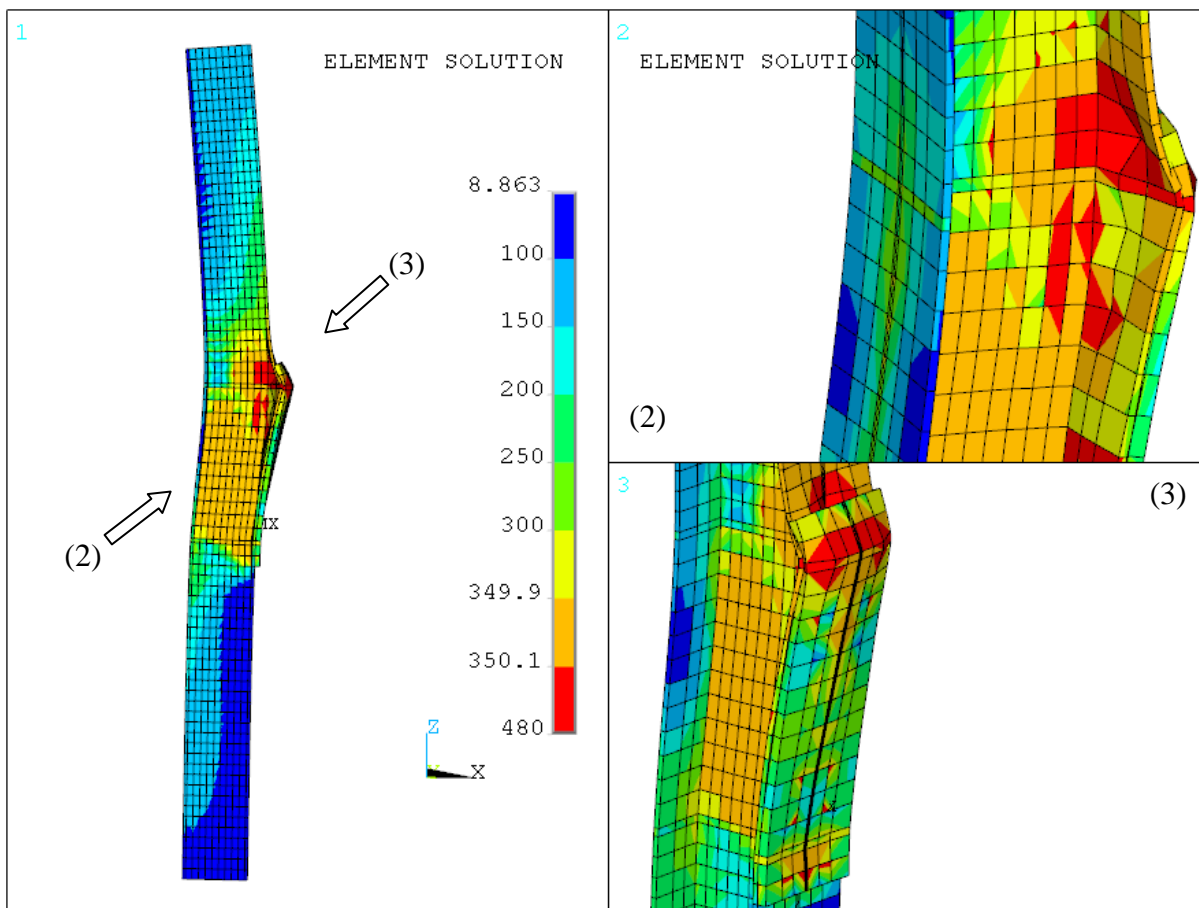


FIGURA 4.9 – Tensão de von Mises no pilar metálico e na chapa de extremidade [MPa]

Nota-se na FIGURA 4.9 que várias regiões do pilar metálico atingiram a tensão de escoamento, inclusive o painel de cisalhamento da alma. Entretanto, as regiões mais críticas são a mesa do pilar metálico e o trecho local da alma do pilar sujeito aos esforços de tração introduzidos pelas linhas de parafusos. As tensões atuantes nessas regiões ultrapassaram 350MPa, apresentando, portanto, algum nível de encruamento. Para visualizar quais regiões estão no patamar de escoamento ($\epsilon_y = 0.175\% \leq \epsilon \leq \epsilon_h = 1.0\%$) e quais regiões apresentaram encruamento, são apresentadas na FIGURA 4.10 as deformações plásticas equivalentes de von Mises para o pilar metálico, chapa de extremidade e um trecho da viga metálica.

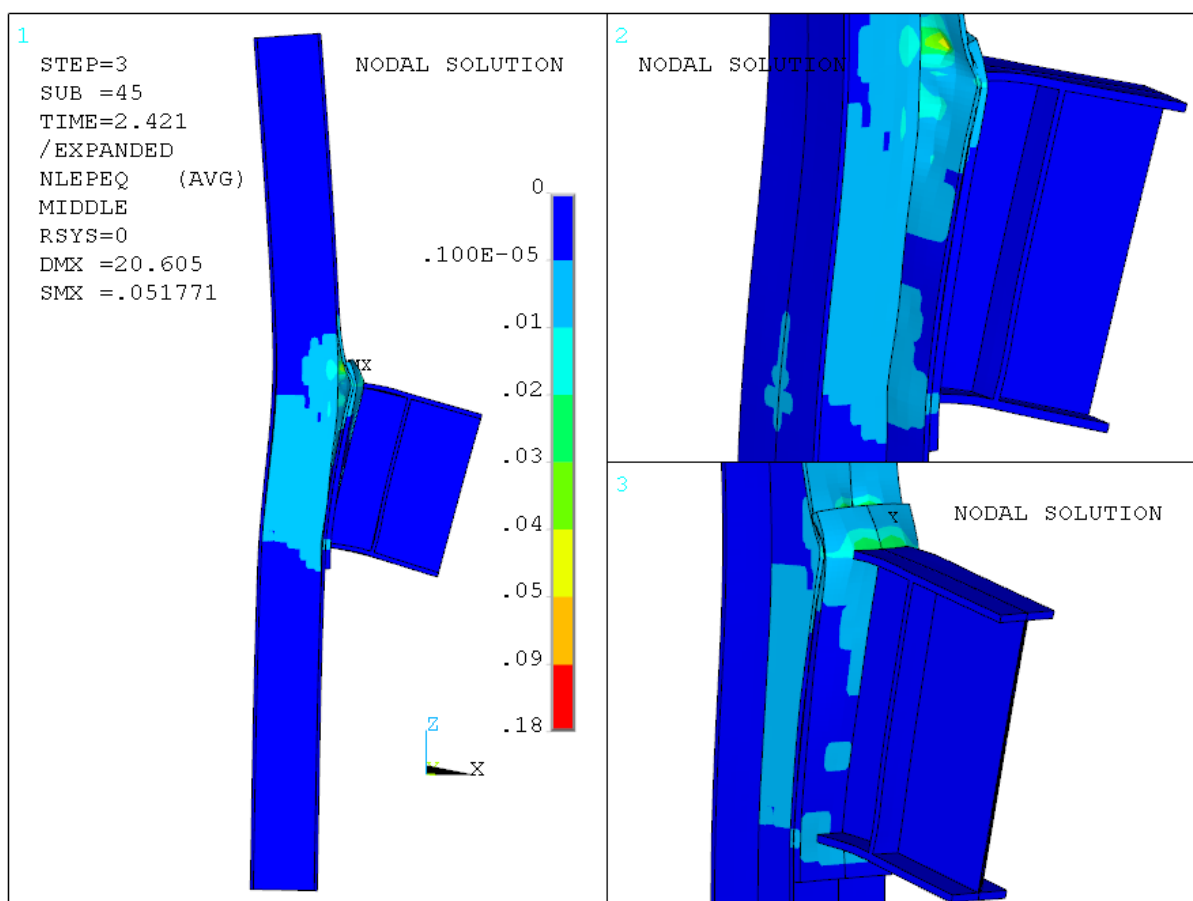


FIGURA 4.10 – Deformações plásticas equivalentes no pilar metálico, na chapa de extremidade e em trecho da viga metálica

Na FIGURA 4.10 percebe-se que nenhum elemento apresentou deformação total superior à deformação máxima admitida para o aço dos perfis e chapas ($\varepsilon_u = 18\%$), sendo a deformação total igual à soma das parcelas plástica (FIGURA 4.10) e elástica (0.175%). Nota-se também que a região mais solicitada corresponde à mesa do pilar localizada na região de influência da primeira linha de parafusos. Entretanto, observa-se que a chapa de extremidade apresenta a formação de uma charneira plástica na seção localizada acima da mesa tracionada da viga, decorrente do momento fletor introduzido pela primeira linha de parafusos, como também do momento fletor introduzido pelo concreto em contato com a chapa. Para visualizar o comportamento do concreto do pilar em virtude da interação com as peças metálicas, são mostradas da FIGURA 4.11 à FIGURA 4.13 as tensões normais médias nos elementos de concreto nas direções globais do modelo (vistas em corte no plano XZ – plano médio da alma do pilar metálico).

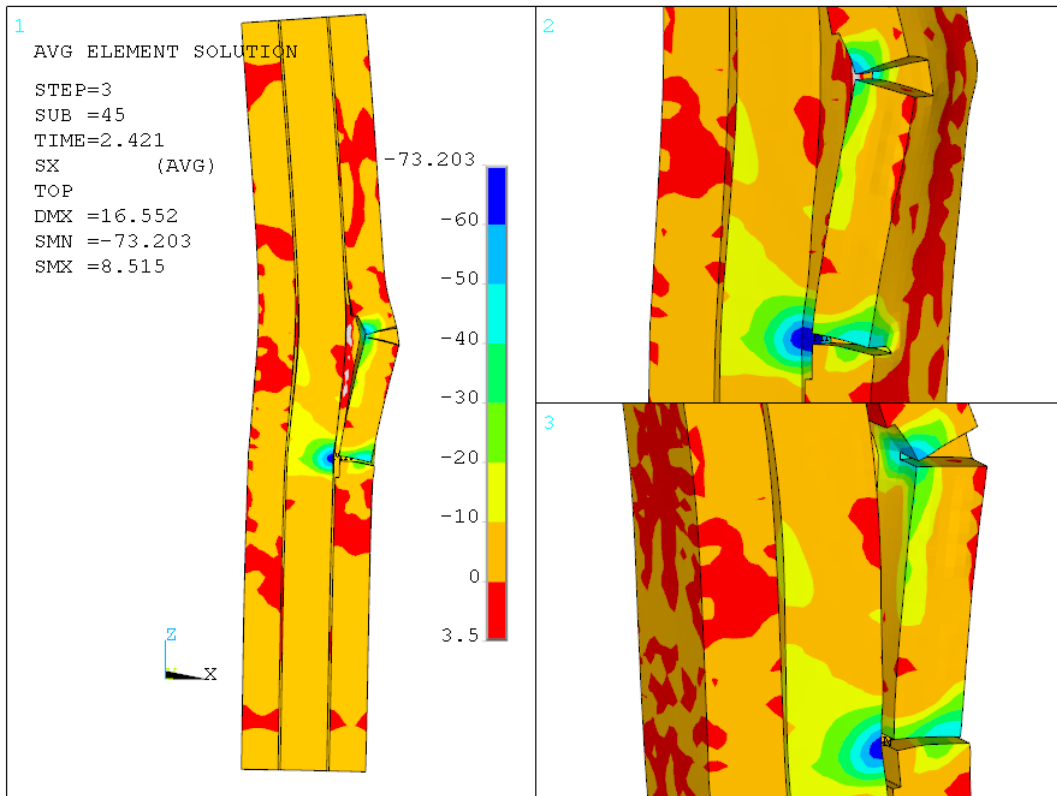


FIGURA 4.11 – Tensão normal no concreto na direção X [MPa] – deformada ampliada 10x

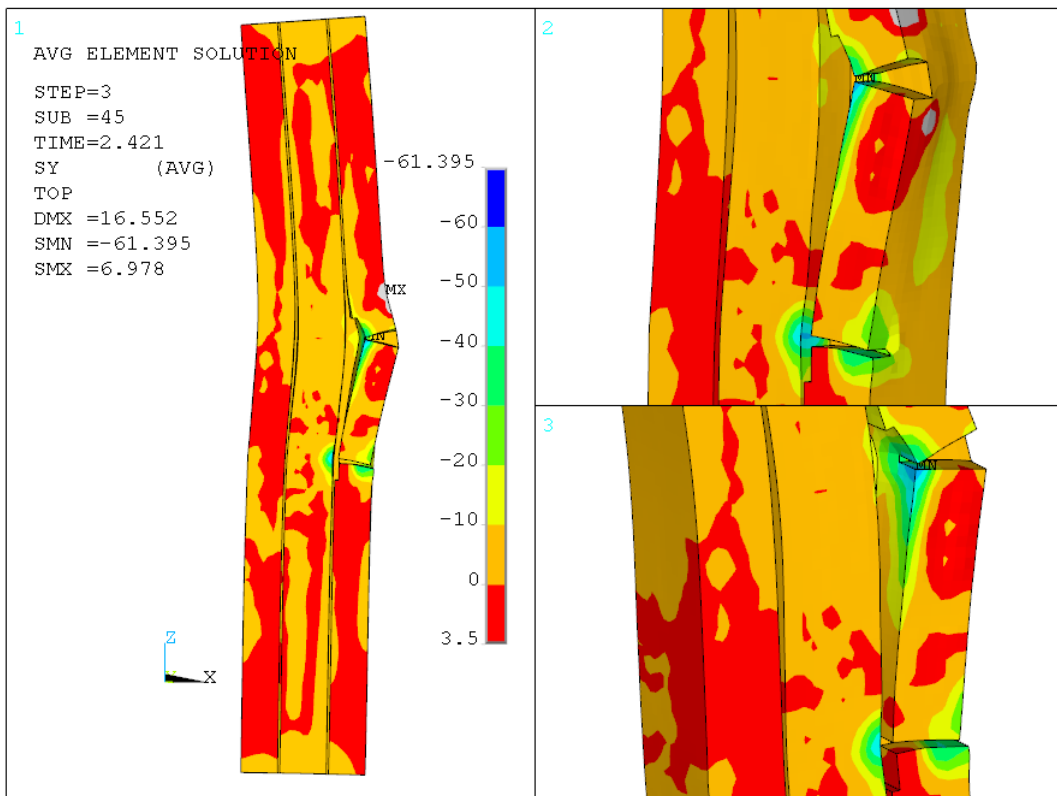


FIGURA 4.12 – Tensão normal no concreto na direção Y [MPa] – deformada ampliada 10x

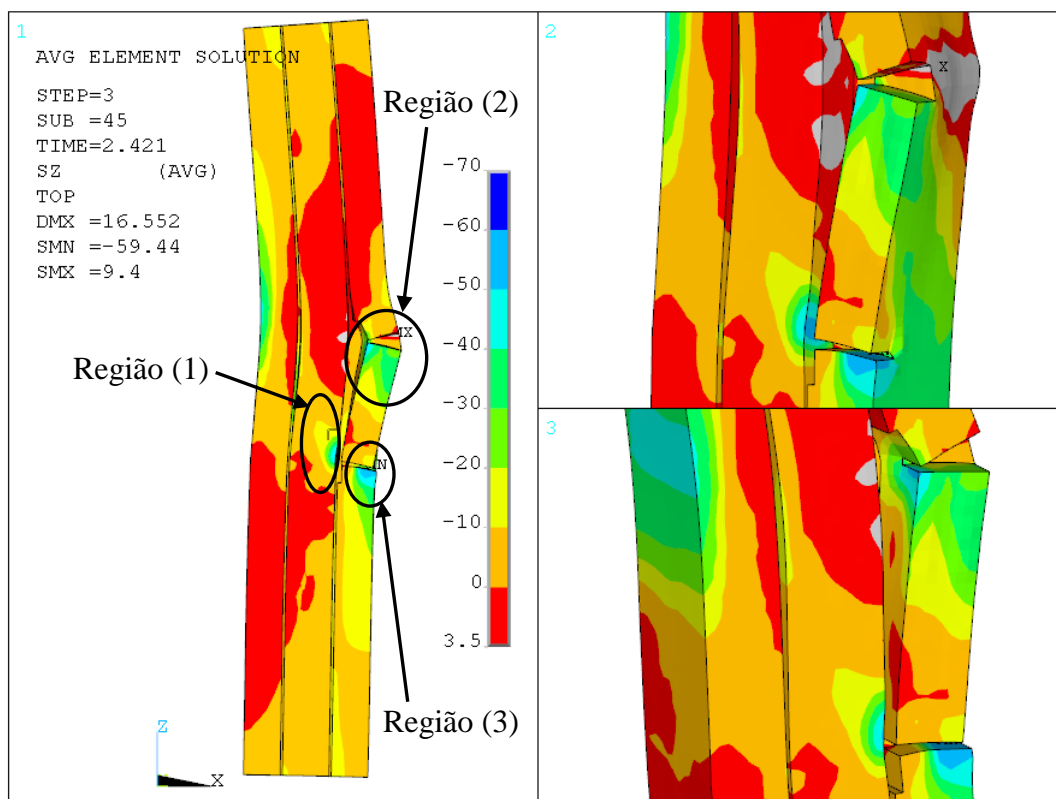


FIGURA 4.13 – Tensão normal no concreto na direção Z [MPa] – deformada ampliada 10x

A escala de tensões normais das figuras acima foi limitada em 3.5MPa de tração, que corresponde à resistência uniaxial à tração do concreto (f_t) para um concreto com $f_c=40$ MPa. As regiões com tensões normais acima desse limite são mostradas na cor cinza, e certamente apresentam fissuras distribuídas dentro dos elementos. As tensões máximas e mínimas obtidas em cada direção estão indicadas dentro das figuras com a nomenclatura SMX e SMN, respectivamente. Da FIGURA 4.11 à FIGURA 4.13 é possível observar regiões com tensões de compressão acima da resistência uniaxial à compressão, em todas as direções. Dessas regiões, conforme indicado na FIGURA 4.13, as mais significativas são: (1) concreto localizado entre as mesas do pilar metálico na projeção da mesa comprimida da viga; (2) concreto em contato com a chapa de extremidade e com as partes tracionadas da viga (mesa e região da alma); (3) concreto localizado abaixo da mesa comprida da viga próximo à face do pilar misto.

A parcela de contribuição do concreto em contato com a chapa de extremidade (região 2) no momento fletor da ligação é mostrada na FIGURA 4.14. Essa parcela foi obtida pela multiplicação da força horizontal (direção X) de cada nó do contato aço-concreto pelo seu respectivo braço de alavanca (tomado na direção Z) com relação ao centro da mesa

comprimida da viga. Foram levados em conta apenas os nós localizados nas regiões de influência das linhas de parafusos 1, 2, 3, e 4 (correspondentes à região 2 indicada na FIGURA 4.13), uma vez que nas regiões de influência das linhas 5 e 6 ocorreu compressão entre a chapa de extremidade e a mesa do pilar metálico.

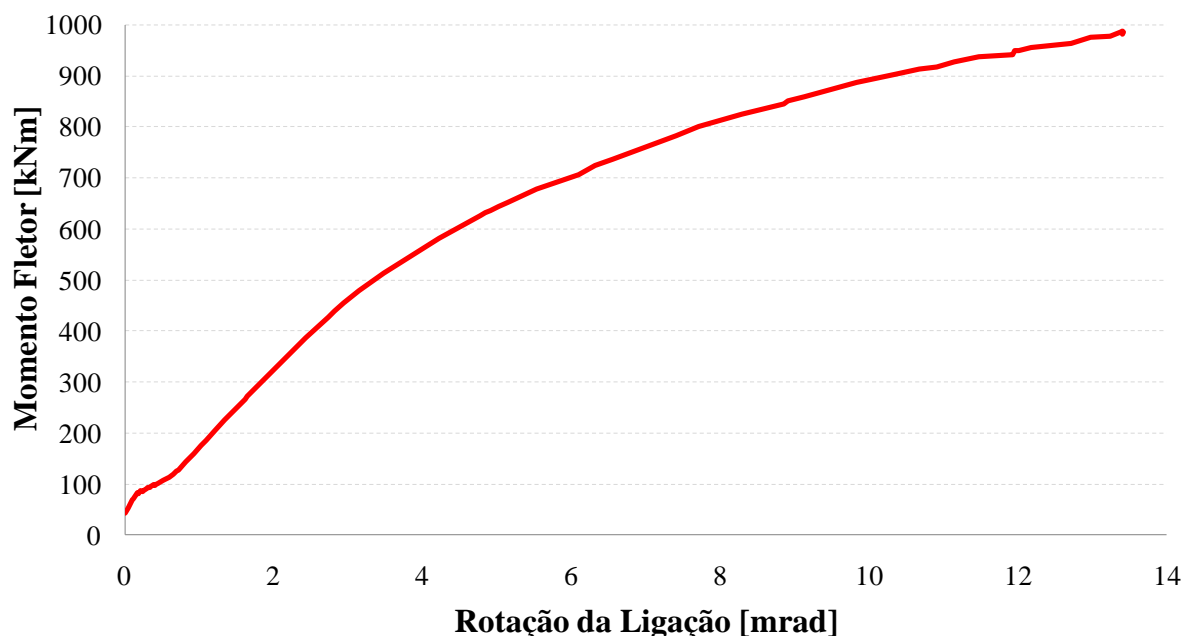


FIGURA 4.14 – Momento fletor proveniente do contato entre o concreto e a chapa de extremidade

Para verificar a consistência dos momentos fletores resistidos pela ligação parafusada e pelo concreto do pilar, as somas das forças horizontais de tração e de compressão devem configurar um binário de forças auto-equilibradas, conforme mostra o gráfico da FIGURA 4.15.

A soma das forças horizontais de tração é obtida adicionando-se a parcela de tração nos parafusos às forças horizontais desenvolvidas nos contatos entre a viga e o concreto (mesas, alma, chapa de extremidade e chapa de confinamento). Essas forças no contato, apresentadas na FIGURA 4.15, ocorrem de duas maneiras: pressão normal no contato, como é o caso da chapa de extremidade e da chapa de confinamento; e força de atrito tangencial no contato, como é o caso das faces das mesas (face externa e interna) e da alma da viga. As forças de atrito desenvolvidas nas bordas da chapa de extremidade são desprezáveis.

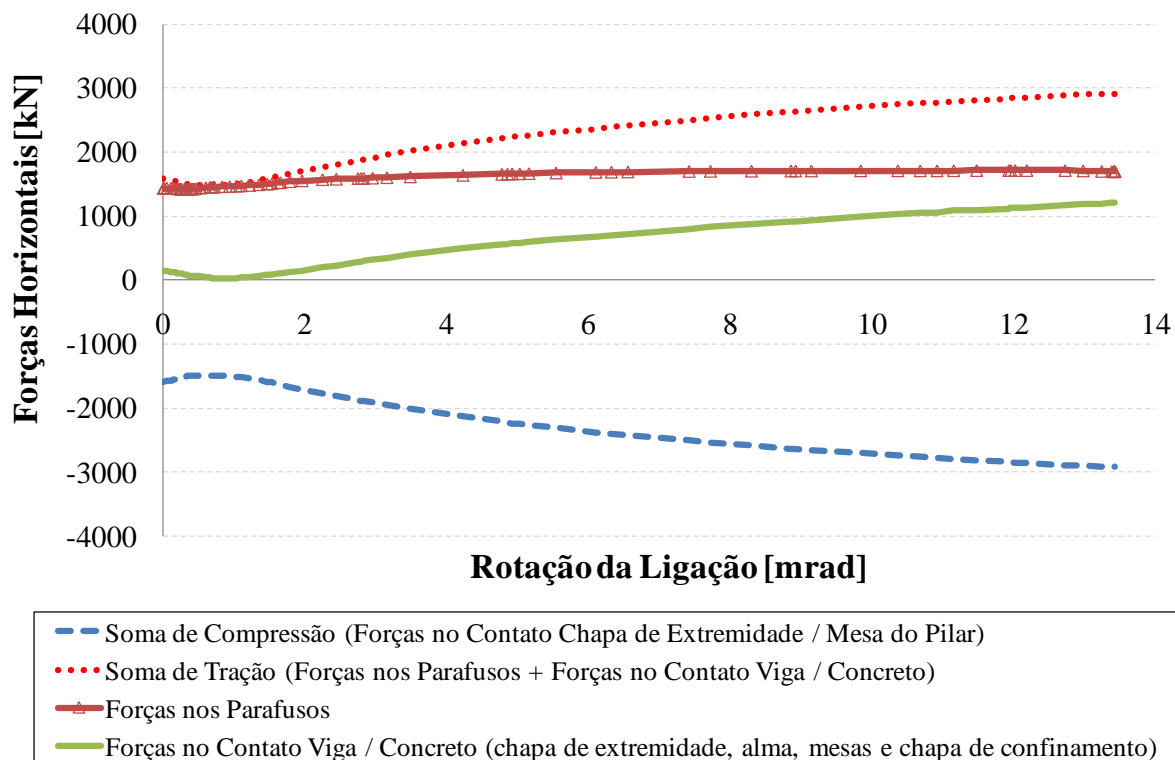


FIGURA 4.15 – Verificação do equilíbrio de forças horizontais

A soma das forças horizontais de compressão corresponde às forças de compressão no contato entre a mesa do pilar metálico e a chapa de extremidade, mostradas para cada linha de parafusos na FIGURA 4.7. O valor inicial de tração e de compressão ($\sim 1580\text{kN}$), mostrado na FIGURA 4.15, corresponde exatamente à força de protensão das seis linhas de parafusos da ligação.

O momento fletor total desenvolvido na ligação mista, obtido das reações de apoio do modelo numérico tomadas nas seções extremas do pilar, é apresentado na FIGURA 4.16. O momento fletor é mostrado em função da rotação total (ϕ_{total}), da rotação do eixo do pilar (ϕ_p), e da rotação da ligação, sendo que essa última corresponde à rotação total descontada da parcela associada apenas ao pilar ($\Delta\phi = \phi_{total} - \phi_p$).

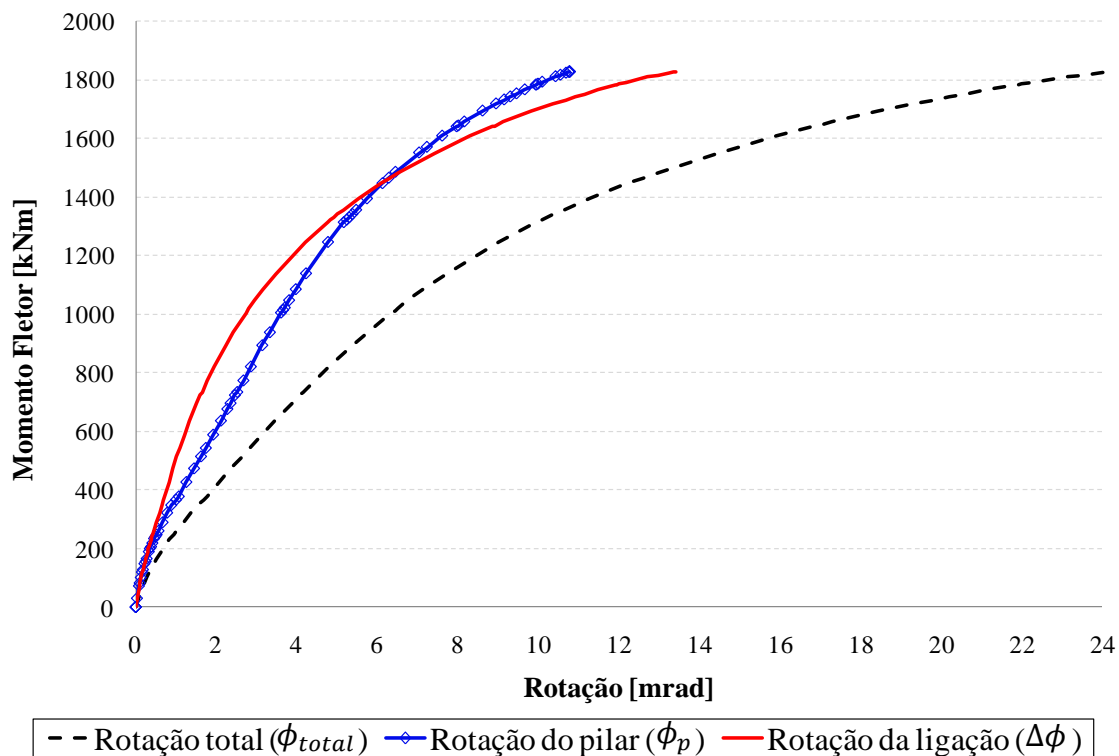


FIGURA 4.16 – Momento fletor total da ligação mista em função da rotação total, da rotação do pilar, e da rotação da ligação

Observando as curvas de momentos fletores da FIGURA 4.16, vê-se que para rotações a partir de 2mrad, a inclinação da curva Rotação da Ligação ($\Delta\phi$) torna-se inferior à inclinação da curva Rotação do Pilar (ϕ_p), indicando uma queda mais pronunciada na rigidez da ligação em relação à rigidez do pilar. Avaliando essas duas curvas para momentos no intervalo de 1750kNm ao momento máximo (~ 1826 kNm), percebe-se que a rotação da ligação aumenta mais rapidamente do que a rotação do pilar para uma mesma variação no momento fletor. A ligação passa a funcionar como uma rótula plástica, indicando que o momento fletor último obtido para o modelo numérico foi limitado pela resistência ao momento fletor da ligação e não pela resistência ao momento fletor do pilar misto.

Somando-se os momentos fletores resistidos pelos binários de forças horizontais, que são o momento fletor resistido pelas linhas de parafusos (~ 513 kNm, FIGURA 4.8) e o momento fletor resistido pelo concreto em contato com a chapa de extremidade (~ 985 kNm, FIGURA 4.14), chega-se a um momento de aproximadamente 1498kNm. Para atingir o momento fletor total de 1826kNm (FIGURA 4.16) restam ainda 328kNm. Essa parcela restante de resistência é atribuída aos binários de forças verticais (direção Z). Conforme mostrado na FIGURA 4.13,

ocorrem tensões verticais elevadas de compressão no concreto nas regiões abaixo das mesas da viga. Somam-se a isso as parcelas de força de atrito vertical desenvolvidas nas interfaces do concreto com a alma da viga, com a chapa de confinamento do concreto e com a chapa de extremidade. Existe ainda a componente de força vertical desenvolvida entre a chapa de extremidade e a mesa do pilar metálico, oriunda das forças de cisalhamento desenvolvidas nos parafusos e das forças de atrito no contato entre as chapas de aço da ligação. A FIGURA 4.17 apresenta esquematicamente o diagrama de corpo livre da viga, indicando todas as forças necessárias para equilibrar a viga e a chapa de extremidade na direção vertical.

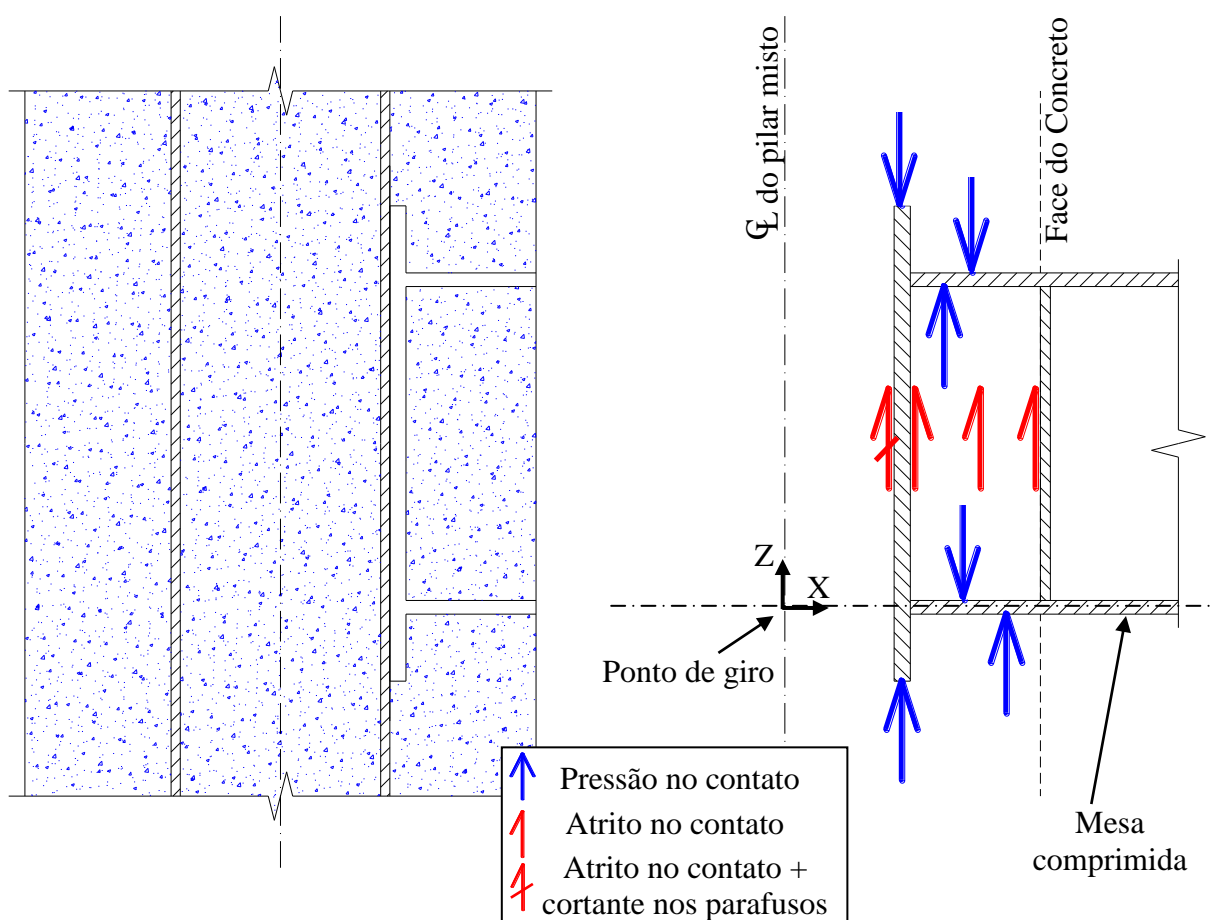


FIGURA 4.17 – Forças verticais internas atuantes na chapa de extremidade e na viga metálica

As forças verticais indicadas esquematicamente na FIGURA 4.17 foram extraídas do modelo numérico em função da rotação da ligação, e são mostradas na FIGURA 4.18. Por hipótese, assume-se que o ponto de giro da viga ocorrerá na interseção do eixo do pilar com a linha de centro da mesa comprimida da viga. Assim, apresenta-se também na FIGURA 4.18 o momento fletor oriundo das forças verticais internas do pilar misto atuantes na viga e na chapa de extremidade. As forças e os braços de alavanca foram extraídos individualmente

para cada nó e para cada rotação convergida do modelo numérico, gerando uma grande massa de dados, portanto, foram apresentados apenas a força vertical e o momento fletor resultantes. Pode-se observar que com base nessas resultantes obtém-se um braço de alavanca aproximadamente constante.

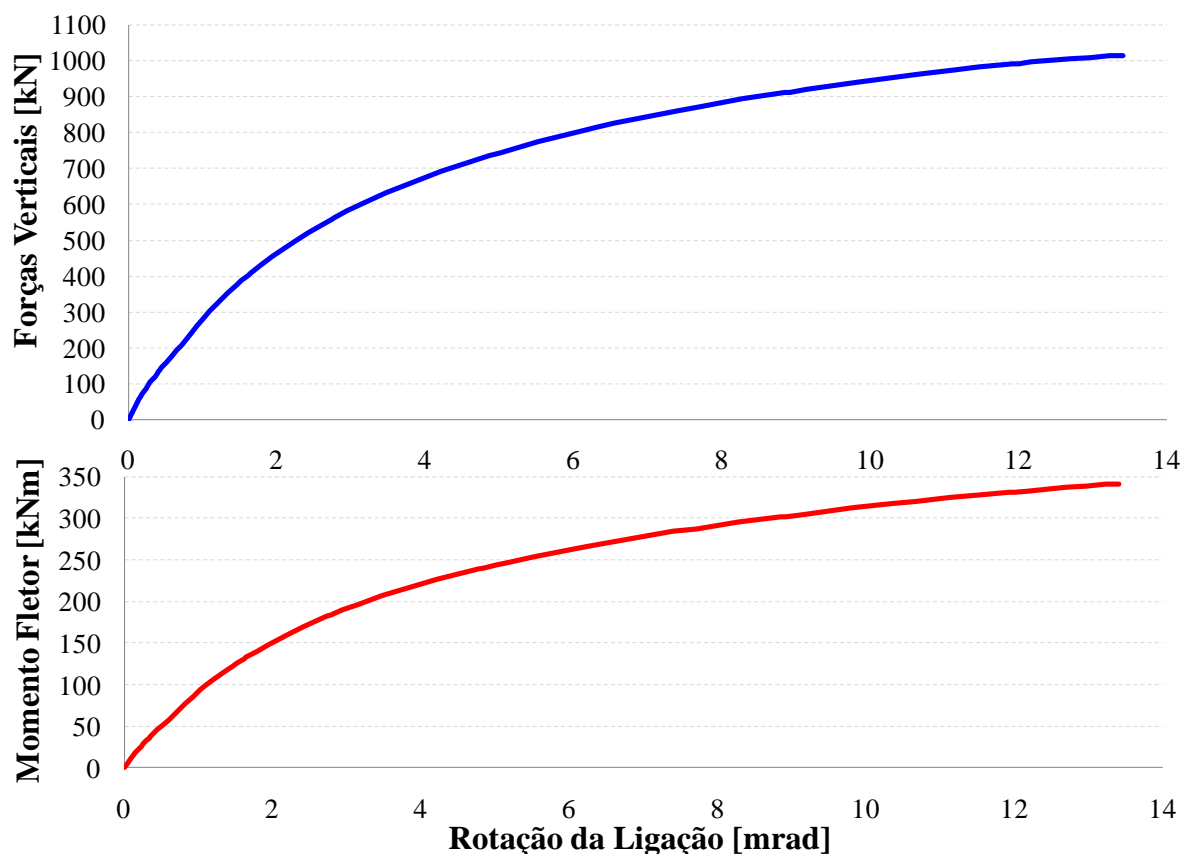


FIGURA 4.18 – Soma das forças verticais atuantes na ligação e momento fletor resistente proveniente das forças verticais

Conforme era esperado, a soma das forças verticais internas atuantes na chapa de extremidade e na viga metálica (~1015kN, FIGURA 4.18) corresponde à força cortante externa aplicada na viga metálica. A força cortante externa é checada diretamente pelas reações verticais de apoio na extremidade inferior do pilar, ou indiretamente pela reação horizontal obtida em uma das extremidades do pilar multiplicada pela relação H_{modelo}/L_{modelo} .

Somando a resistência a momento oriunda das forças horizontais (1498kNm, FIGURA 4.8 e FIGURA 4.14) com a resistência a momento oriunda das forças verticais (341kNm, FIGURA 4.18) obtém-se um momento resistente total igual a 1839kNm, que é aproximadamente o momento fletor total obtido nas reações de apoio do modelo numérico (1826kNm, FIGURA 4.16). Essa pequena diferença (< 1%) pode ser atribuída a algumas parcelas menores de

forças verticais que não foram extraídas neste pós-processamento, como também a consideração hipotética referente à posição do ponto de giro da viga, considerado no eixo do pilar e na elevação do centro da mesa comprimida da viga.

Assim, foi apresentado nesse capítulo o momento fletor máximo obtido da análise numérica de um modelo específico, o modelo M0. Foram mostradas separadamente as parcelas de contribuição do momento fletor da ligação, separando-as em momentos oriundos de forças resistentes horizontais (tração da ligação parafusada e arrancamento do concreto do pilar) e momentos oriundos de forças verticais (esmagamento do concreto e atrito vertical entre aço e concreto). Foi mostrado também que a falha da ligação deve-se à perda de resistência local da ligação, não sendo limitada pela resistência do pilar misto propriamente dito.

No próximo item é apresentado o estudo paramétrico, cujo foco é apresentar os momentos fletores máximos obtidos para modelos com diferentes parâmetros de entrada, tanto geométricos quanto físicos.

4.2 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.2.1 - Definição dos Parâmetros Avaliados

A partir do modelo global apresentado no item 3.5 foi realizado um estudo paramétrico. Esse estudo consiste na variação dos valores de alguns parâmetros considerados mais importantes para avaliar a alteração do comportamento da ligação. Dentre os parâmetros citados na TABELA 3.3 e na TABELA 3.4, os escolhidos foram:

- Resistência uniaxial à compressão do concreto;
- Geometria do pilar metálico;
- Consideração das armaduras transversais oblíquas;
- Dimensões do pilar de concreto;
- Número de barras de armadura longitudinais.

À resistência uniaxial do concreto, f_c , foram atribuídos dois valores usualmente utilizados em pilares de concreto convencionais: 30 e 40MPa. A variação do valor de f_c implica na alteração dos valores da resistência uniaxial à tração do concreto f_t e do módulo de elasticidade inicial do concreto E_{ci} , conforme as Eqs. (3.6) e (3.7) respectivamente.

As geometrias adotadas para o perfil de aço embutido no pilar de concreto foram estipuladas de acordo com perfis comerciais usualmente empregados em pilares mistos com as dimensões consideradas neste estudo. Foram adotadas as geometrias dos perfis laminados HP 250x62 e HP 310x79. As propriedades físicas adotadas para o material do perfil foram consideradas conforme a norma ASTM-A572 Gr.50. Cabe frisar que o raio de concordância do perfil laminado, existente entre a alma e a mesa, não foi representado no modelo de elementos finitos. As dimensões do perfil HP 250x62 foram citadas na TABELA 3.3. As dimensões do perfil HP 310x79 são: $d_c = 299\text{mm}$; $b_{fc} = 306\text{mm}$; $t_{fp} = 11.0\text{mm}$; $t_w = 11.0\text{mm}$. A largura da chapa de extremidade foi considerada igual à largura da mesa do pilar metálico ($b_{ch} = b_{fc}$). Para simplificar o estudo paramétrico foram adotadas as seguintes regras para a largura da mesa da viga e para a espessura da chapa de extremidade: (1) para perfil HP 250x62 adotou-se $b_f = 150\text{mm}$ e $t_{ch} = 19\text{mm}$; (2) para perfil HP 310x79 adotou-se $b_f = 250\text{mm}$ e $t_{ch} = 25\text{mm}$.

Foram avaliados modelos com e sem as armaduras transversais oblíquas. Essa avaliação foi feita para checar a eficácia dessas armaduras com relação às armaduras transversais paralelas e perpendiculares à direção da viga. O emprego das barras oblíquas deve, quando possível, ser evitado, visto que sua utilização dificulta a montagem e a concretagem da ligação.

Foram consideradas duas dimensões para a fôrma do pilar misto ($b \times h$): 600x600mm e 800x800mm.

Duas configurações de armaduras longitudinais foram avaliadas: quatro barras por face (total de 12) e seis barras por face (total de 20). As armaduras longitudinais foram modeladas com diâmetro de 16mm, exceto nos modelos cujo pilar possui dimensões de 800x800mm e seis barras por face, os quais foram modelados com barras de 20mm de diâmetro.

Para os modelos paramétricos foi utilizado o mesmo padrão de malha utilizado nos modelos com "refinamento mínimo" apresentados no item 3.6. Obviamente, o número de elementos de cada modelo computacional varia em função dos diferentes parâmetros geométricos considerados no estudo paramétrico. Mesmo nos modelos gerados com um refinamento maior do que o proposto no item 3.6, será adotado para os resultados do estudo paramétrico o erro de 15% atribuído ao refinamento da malha e outras deficiências da modelagem.

Para simplificar o estudo paramétrico e reduzir o número de modelos analisados, foram considerados apenas os esforços provenientes da viga metálica (momento fletor e força

cortante, desprezando-se a força normal). Conforme discutido no item 3.7, essa consideração conduz a resultados conservadores para níveis baixos e intermediários de força normal no pilar. Em todos os casos processados a força cortante da viga, que se transforma em força normal no pilar, é desprezável em relação à força normal resistente do pilar misto ($N_{pL,R}$).

A variação dos parâmetros e a nomenclatura adotada para cada modelo numérico são listadas na TABELA 4.1. Os demais parâmetros geométricos e físicos não especificados no texto acima e na TABELA 4.1 foram adotados de acordo com a TABELA 3.3 e a TABELA 3.4.

TABELA 4.1 – Definição dos modelos utilizados no estudo paramétrico

Modelo	f_c [MPa]	Pilar Metálico	Barra Oblíqua	Nº de Barras Long.	Fôrma do pilar [mm]	Nome do Modelo
1	30	HP 250x62	CO ⁽¹⁾	12	600x600	fc30_HP62_CO_12b_p60
2	40	HP 250x62	CO	12	600x600	fc40_HP62_CO_12b_p60
3	30	HP 310x79	CO	12	600x600	fc30_HP79_CO_12b_p60
4	40	HP 310x79	CO	12	600x600	fc40_HP79_CO_12b_p60
5	30	HP 250x62	SO ⁽¹⁾	12	600x600	fc30_HP62_SO_12b_p60
6	40	HP 250x62	SO	12	600x600	fc40_HP62_SO_12b_p60
7	30	HP 310x79	SO	12	600x600	fc30_HP79_SO_12b_p60
8	40	HP 310x79	SO	12	600x600	fc40_HP79_SO_12b_p60
9	30	HP 250x62	CO	20	600x600	fc30_HP62_CO_20b_p60
10	40	HP 250x62	CO	20	600x600	fc40_HP62_CO_20b_p60
11	30	HP 310x79	CO	20	600x600	fc30_HP79_CO_20b_p60
12	40	HP 310x79	CO	20	600x600	fc40_HP79_CO_20b_p60
13	30	HP 250x62	SO	20	600x600	fc30_HP62_SO_20b_p60
14	40	HP 250x62	SO	20	600x600	fc40_HP62_SO_20b_p60
15	30	HP 310x79	SO	20	600x600	fc30_HP79_SO_20b_p60
16	40	HP 310x79	SO	20	600x600	fc40_HP79_SO_20b_p60
17	30	HP 310x79	CO	12	800x800	fc30_HP79_CO_12b_p80
18	40	HP 310x79	CO	12	800x800	fc40_HP79_CO_12b_p80
19	30	HP 310x79	SO	12	800x800	fc30_HP79_SO_12b_p80
20	40	HP 310x79	SO	12	800x800	fc40_HP79_SO_12b_p80
21	30	HP 310x79	CO	20	800x800	fc30_HP79_CO_20b_p80
22	40	HP 310x79	CO	20	800x800	fc40_HP79_CO_20b_p80
23	30	HP 310x79	SO	20	800x800	fc30_HP79_SO_20b_p80
24	40	HP 310x79	SO	20	800x800	fc40_HP79_SO_20b_p80

Nota (1): CO = modelo com as barras transversais oblíquas; SO = modelo sem as barras transversais oblíquas.

Os modelos numéricos foram gerados com o auxílio de um arquivo de texto para geração de modelos no ANSYS (também chamado de *macro*, ou *log*), o qual é mostrado integralmente no Apêndice C.

A posição dos parafusos pertencentes à ligação parafusada da chapa de extremidade com a mesa do pilar metálico varia em função da malha de elementos finitos. A TABELA 4.2 apresenta os parâmetros geométricos da ligação parafusada dos modelos listados na TABELA 4.1. A FIGURA 4.19 define os parâmetros geométricos da ligação parafusada.

TABELA 4.2 – Dimensões da ligação parafusada dos modelos paramétricos

Modelos	G [mm]	D_c [mm]	D_r [mm]	D_f [mm]	D_1 [mm]
1, 2, 5, 6, 9, 10, 13 e 14	79.0	40.0	40.0	103.3	94.7
3, 4, 7, 8, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 e 24	129	40.0	40.0	103.3	94.7
11, 12, 15 e 16	70.8	26.7	53.3	116.7	94.7

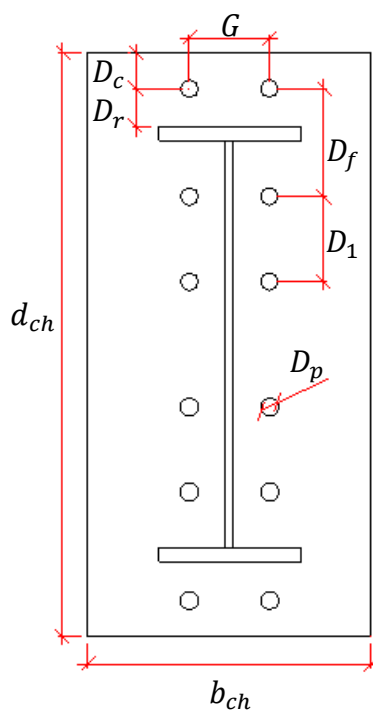


FIGURA 4.19 – Geometria da furação da ligação parafusada

4.2.2 - Resultados do Estudo Paramétrico

Os momentos fletores máximos obtidos nas análises numéricas ($M_{R,RN}$) são apresentados na TABELA 4.3, como também as parcelas desse momento provenientes das forças verticais (M_{FV}) e das forças horizontais (M_{FH}). São listadas também as rotações do eixo do pilar (ϕ_p), as rotações da ligação ($\Delta\phi$), e a força cortante atuante na viga metálica (V_b) para o passo de carga correspondente ao momento fletor máximo.

TABELA 4.3 – Resultados numéricos obtidos no estudo paramétrico

Modelo	Nome do Modelo	ϕ_p [mrad]	$\Delta\phi$ [mrad]	V_b [kN]	$M_{R,RN}$ [kNm]	M_{FV} [kNm]	M_{FH} [kNm]
1	fc30_HP62_CO_12b_p60	11.5	14.9	948.0	1704.5	309.0	1395.5
2	fc40_HP62_CO_12b_p60	10.8	13.4	1015.5	1825.8	341.5	1484.3
3	fc30_HP79_CO_12b_p60	8.7	12.8	982.9	1767.9	303.0	1464.9
4	fc40_HP79_CO_12b_p60	10.4	16.9	1111.1	1997.6	360.4	1637.2
5	fc30_HP62_SO_12b_p60	11.6	15.3	929.1	1670.5	305.6	1364.9
6	fc40_HP62_SO_12b_p60	11.8	15.8	1012.3	1819.8	347.3	1472.5
7	fc30_HP79_SO_12b_p60	6.0	8.0	838.0	1507.6	259.6	1248.0
8	fc40_HP79_SO_12b_p60	6.2	8.7	896.1	1611.9	286.6	1325.3
9	fc30_HP62_CO_20b_p60	10.0	13.9	973.2	1750.1	317.0	1433.1
10	fc40_HP62_CO_20b_p60	10.4	14.9	1067.6	1919.5	365.6	1553.9
11	fc30_HP79_CO_20b_p60	6.8	10.3	961.7	1730.2	296.5	1433.7
12	fc40_HP79_CO_20b_p60	8.0	14.2	1080.0	1942.4	354.8	1587.6
13	fc30_HP62_SO_20b_p60	6.7	7.4	828.5	1490.4	272.0	1218.4
14	fc40_HP62_SO_20b_p60	7.7	9.5	947.7	1704.6	322.5	1382.1
15	fc30_HP79_SO_20b_p60	5.2	7.1	833.7	1499.9	264.7	1235.2
16	fc40_HP79_SO_20b_p60	7.5	14.0	1037.9	1866.5	343.7	1522.8
17	fc30_HP79_CO_12b_p80	6.9	11.4	929.5	2228.3	499.0	1729.3
18	fc40_HP79_CO_12b_p80	9.1	16.4	1096.8	2627.3	611.4	2015.9
19	fc30_HP79_SO_12b_p80	7.5	13.3	933.7	2237.8	512.7	1725.1
20	fc40_HP79_SO_12b_p80	8.2	14.7	1037.6	2486.0	576.6	1909.4
21	fc30_HP79_CO_20b_p80	5.1	8.8	926.0	2220.8	506.0	1714.8
22	fc40_HP79_CO_20b_p80	6.9	8.5	993.4	2382.1	646.1	1736.0
23	fc30_HP79_SO_20b_p80	4.5	7.5	853.9	2047.9	469.0	1578.9
24	fc40_HP79_SO_20b_p80	7.6	16.0	1153.1	2763.3	668.0	2095.3

A FIGURA 4.20 e a FIGURA 4.21 apresentam as curvas Momento Fletor x Rotação da Ligação para os modelos ímpares ($f_c=30\text{MPa}$) e pares ($f_c=40\text{MPa}$), respectivamente.

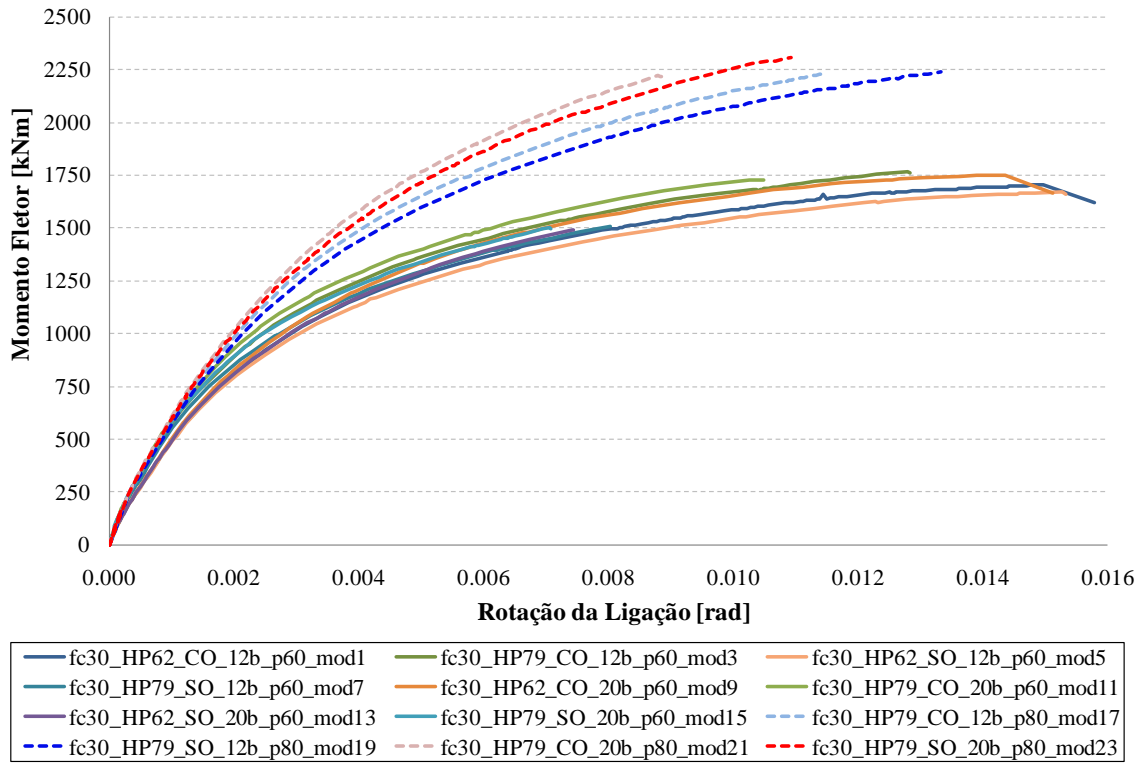


FIGURA 4.20 – Curvas Momento Fletor x Rotação da Ligação (modelos com $f_c=30\text{MPa}$)

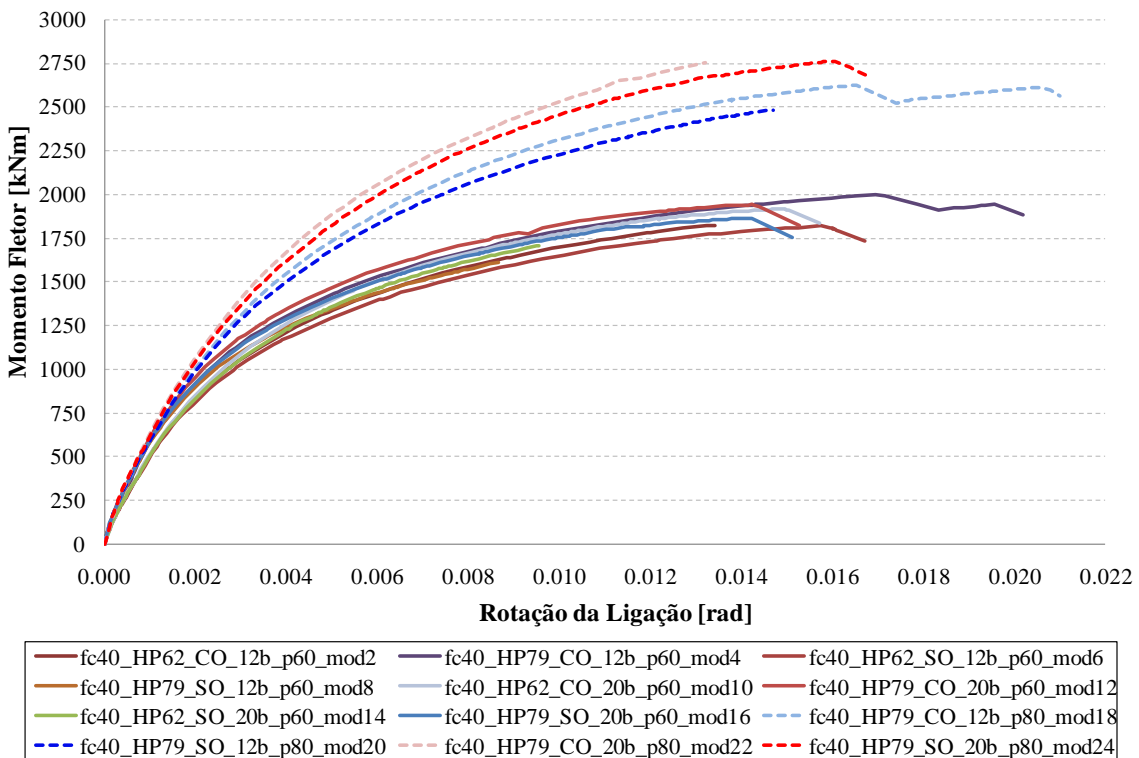


FIGURA 4.21 – Curvas Momento Fletor x Rotação da Ligação (modelos com $f_c=40\text{MPa}$)

Fazendo-se uma análise dos resultados dos modelos paramétricos foi constatado que o término do processamento ocorreu devido aos seguintes modos de falha: (1) escoamento das armaduras transversais, longitudinais ou ambas; (2) esgotamento da capacidade da ligação parafusada, dada pela ruptura dos parafusos e/ou escoamento da chapa de extremidade, da mesa e da alma do pilar metálico; (3) deformação por compressão exagerada nas porções de concreto localizadas na face do pilar abaixo da mesa comprimida da viga. Esses modos ocorrem tanto isoladamente quanto em conjunto. De maneira geral, para rotações iniciais, a ligação parafusada absorve a maior parcela do momento fletor, uma vez que a rigidez da ligação metálica é maior do que a rigidez dos mecanismos de transferência de tração para o concreto. Entretanto, a partir do instante que os parafusos atingem deformações superiores a 4% (ϵ_{u1p}) ou as chapas da ligação parafusada (chapa de extremidade, mesa e alma do pilar metálico) atingem a tensão de escoamento (f_y), os mecanismos de transferência de força de tração externa para o concreto se tornam os limitadores do momento fletor final da ligação.

A resistência à compressão horizontal da ligação não limitou o momento fletor último obtido nas análises paramétricas. Foi verificado que as tensões equivalentes de von Mises na chapa de extremidade não atingiram a tensão de escoamento, como também as tensões de compressão de pico no concreto em contato com a face interna da mesa do pilar metálico, na região mobilizada pela mesa comprimida da viga, não ultrapassaram $2f_c$.

A resistência ao cisalhamento dos painéis de aço e de concreto do pilar misto não foi predominante na resistência ao momento fletor da ligação para os casos processados. Verificou-se que, mesmo o painel da alma do pilar metálico tendo apresentado tensões de escoamento em alguns casos, notou-se que as maiores deformações na alma do pilar ocorreram devido à introdução local de tração proveniente da ligação parafusada. Outra evidência consiste no fato de que as armaduras transversais da ligação apresentaram tensões axiais de escoamento apenas nas camadas localizadas simetricamente em relação à mesa tracionada da viga, mostrando a ocorrência do mecanismo de transferência de tração devido ao arrancamento do cone de concreto (citado no item 5.3), não caracterizando, portanto, a falha por cisalhamento do painel de concreto externo da ligação. Caso o momento fletor último da ligação tivesse sido determinado pela resistência ao cisalhamento do painel de concreto, todas as camadas de armaduras transversais localizadas entre as mesas superior e inferior da viga teriam apresentado escoamento, uma vez que as bielas de compressão diagonal no concreto não apresentaram esmagamento. As curvas de momento fletor em

função da rotação do pilar e momento fletor em função da rotação da ligação indicaram que, em todos os modelos processados, as rotações finais devem-se na maior parte às rotações da ligação, semelhantemente ao comportamento mostrado na FIGURA 4.16, provando não haver formação de rótula plástica no painel de cisalhamento, e sim nos mecanismos resistentes da ligação.

Observando-se as curvas da FIGURA 4.20 e da FIGURA 4.21 nota-se que os pilares mistos com dimensões de 800x800mm apresentam maiores resistências a momento. Comparando-se, por exemplo, os modelos com fôrmas de 600x600 e 800x800, para um mesmo tipo de pilar metálico (HP 310x79), uma mesma resistência uniaxial à compressão do concreto, e mesma configuração de armaduras, verifica-se que os pilares com fôrma de 800x800 possuem resistências a momento superiores às resistências dos modelos com fôrma de 600x600, em torno de 34% para $f_c = 30MPa$ e 44% para $f_c = 40MPa$. Essa comparação foi feita para os seguintes pares de modelos: 20 com 8; 19 com 7; 24 com 16; 23 com 15; 22 com 12; 21 com 11; 18 com 4; e 17 com 3. Constatou-se numericamente que essa diferença de resistência deve-se principalmente ao maior cobrimento de concreto da chapa de extremidade (c_{ch}), que influencia na resistência a momento da ligação de duas maneiras: a) proporcionando a mobilização de um maior número de armaduras tanto transversais quanto longitudinais; b) aumentando a parcela de momentos resistentes associados às forças verticais devido ao aumento dos braços de alavanca dessas forças, em virtude do maior comprimento embutido de viga metálica dentro do pilar misto.

Avaliando apenas a resistência uniaxial à compressão do concreto (f_c), através da comparação de cada modelo de numeração par com o modelo imediatamente anterior (ex: modelo 2 com 1, 4 com 3, e assim por diante), tem-se que as resistências a momento dos modelos com $f_c = 40MPa$ são em média 14% maiores do que as resistências dos modelos com $f_c = 30MPa$.

Comparando-se apenas a quantidade total de barras de armaduras longitudinais (12 ou 20 barras totais), e mantendo-se todos os outros parâmetros constantes, verifica-se que a diferença média entre as resistências a momento desses modelos é inferior a 1%. Essa comparação foi feita com os seguintes pares de modelos: modelo 9 com 1; 10 com 2; 11 com 3; 12 com 4; 13 com 5; 14 com 6; 15 com 7; 16 com 8; 21 com 17; 22 com 18; 23 com 19; e 24 com 20. Foram avaliados outros modelos numéricos auxiliares nos quais não foram consideradas as armaduras transversais e nem os parafusos, constatando-se que as armaduras

longitudinais contribuem na resistência a momento da ligação. Portanto, essa pequena diferença de resistências a momento obtida da comparação dos modelos paramétricos pode ser associada à posição das barras de armadura dentro da seção transversal do pilar, indicando que apenas as barras de armaduras longitudinais localizadas próximas às bordas laterais da viga contribuíram efetivamente na resistência a momento da ligação.

Fazendo-se a comparação dos modelos munidos de armaduras transversais oblíquas (modelo “CO”) com os modelos desprovidos dessas armaduras (modelos “SO”), constatou-se que, para os modelos com pilar metálico HP 250x62 e modelos com dimensões de 800x800mm, a resistência a momento dos modelos CO é em média 4% superior às resistências dos modelos SO. Entretanto, fazendo essa mesma comparação apenas para os modelos com pilar metálico HP 310x79 e dimensões de 600x600mm, constata-se que essa diferença sobe para 13%. Ou seja, percebe-se que nos modelos cujo cobrimento de concreto da chapa de extremidade é suficiente para mobilizar um número maior de barras transversais, como é caso dos modelos com pilar metálico HP 250x62 (espessura da chapa de extremidade = 19mm) e dos modelos com dimensões de 800x800, as armaduras oblíquas praticamente não fizeram diferença, pois a falha da ligação se deu pelo esmagamento do concreto em contato com a chapa de extremidade. Porém, nos modelos com pilar metálico HP 310x79 (espessura de chapa de extremidade = 25mm) o cobrimento da chapa de extremidade é menor, implicando na mobilização de um número menor de armaduras transversais. Nesses casos, a falha da ligação ocorre por esgotamento da capacidade de transmissão dos esforços pelos mecanismos formados pelas armaduras, tornando as armaduras oblíquas importantes nessas situações.

5

MODELO MECÂNICO PRELIMINAR

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo é apresentada uma proposta preliminar de modelo mecânico para determinação da resistência ao momento fletor da ligação mista viga-pilar analisada neste trabalho. Esse modelo baseia-se em mecanismos de estruturas de concreto armado convencional e de estruturas de aço. É importante ressaltar que a validação do modelo mecânico aqui proposto e a determinação de um modelo definitivo serão feitas após a realização de ensaios experimentais em trabalhos futuros.

O modelo mecânico foi proposto para representar os mecanismos observados nos resultados numéricos (capítulo 4), e os resultados desse modelo são comparados aos resultados numéricos obtidos do modelo piloto (item 3.4) e do estudo paramétrico (item 4.2). As definições e recomendações adotadas para o modelo foram feitas sempre procurando conduzir a resultados conservadores.

5.2 MODELO MECÂNICO

A resistência ao momento fletor determinada pelo modelo mecânico consiste na verificação das resistências das peças metálicas e do concreto armado quanto às forças de tração (T_{fv}) e

compressão (C_{fv}) introduzidas pela viga (FIGURA 5.1). Já o cisalhamento oriundo dessas duas forças não é escopo deste modelo mecânico preliminar.

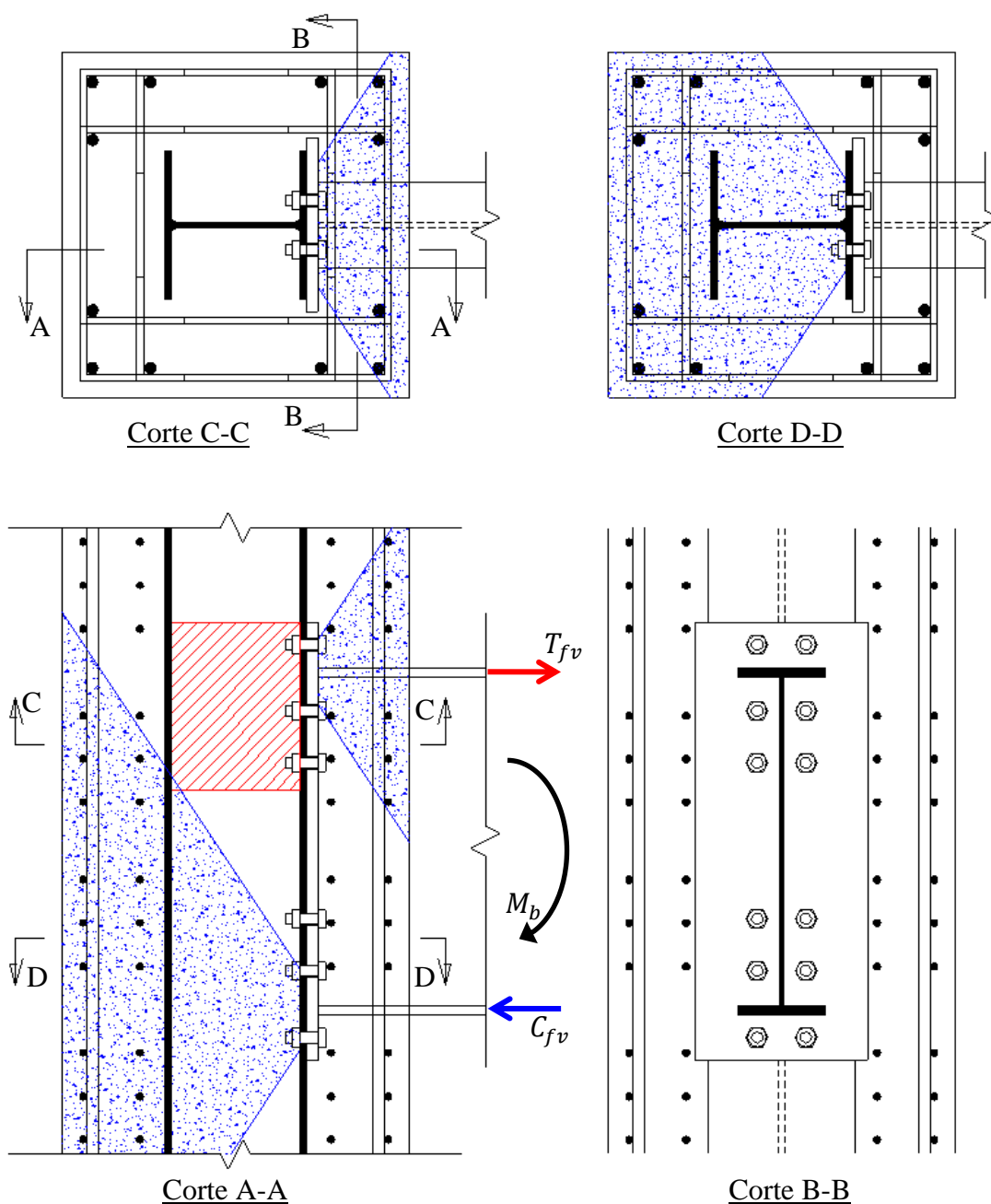


FIGURA 5.1 – Esquema da transferência dos esforços da viga para a ligação

Na FIGURA 5.1 são mostrados esquematicamente os fluxos de tensões de compressão dentro da região da ligação e das tensões de tração transferidas para a alma do pilar metálico.

A força de compressão C_{fv} é transferida da mesa comprimida da viga para a ligação de três maneiras predominantes: (1) transferência direta para a alma do pilar metálico, conforme o item 5.7.7 da ABNT NBR 8800 (2008), desprezando-se os filetes de solda da mesa da viga

com a chapa de extremidade (FIGURA 5.2(a)); (2) transferência direta para o concreto por meio da dispersão local do esforço de compressão através da chapa de extremidade (propagação de 1:1) e da mesa do pilar metálico (propagação de 1:2.5, conforme o item 2.11 de CORUS (2002)) (FIGURA 5.2(b)); (3) transferência para o concreto limitada pela resistência ao esmagamento do concreto de $2f_c$ e pela plastificação por flexão da chapa de extremidade (FIGURA 5.2(c)). A força de compressão total absorvida pela ligação deve ser limitada pela soma da resistência ao escoamento da alma do pilar metálico, da resistência ao esmagamento do concreto solicitada diretamente pela dispersão do esforço de compressão nas chapas, e da resistência ao esmagamento do concreto limitado pela plastificação da chapa de extremidade (FIGURA 5.2(d)).

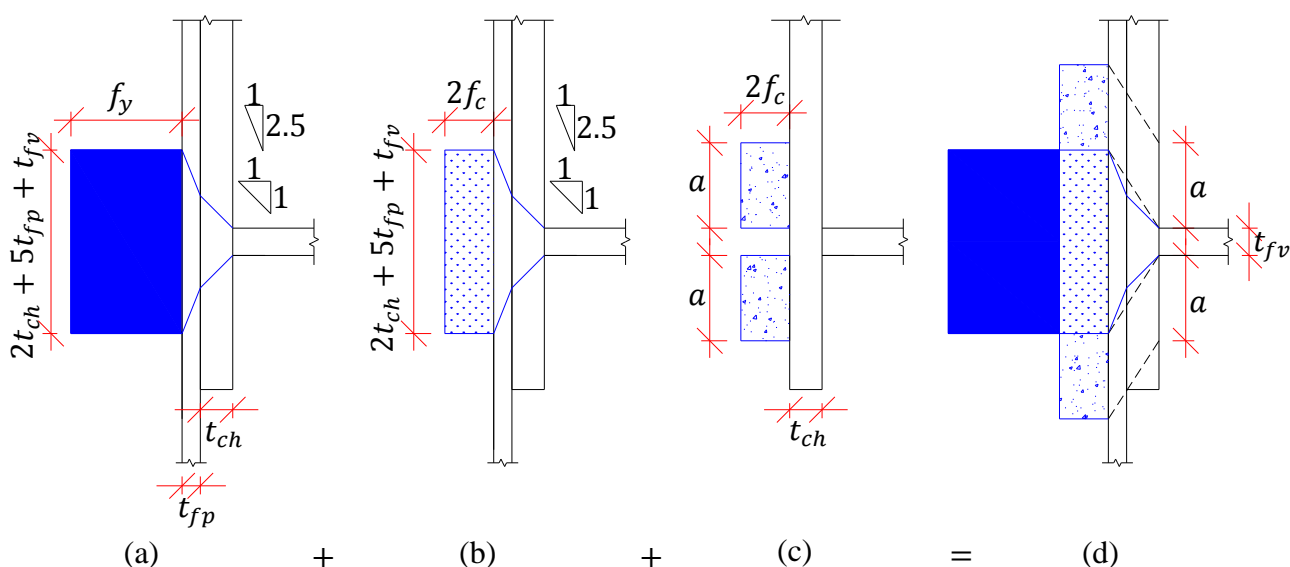


FIGURA 5.2 – Escoamento local da alma do pilar metálico e blocos de esmagamento do concreto associados à mesa comprimida da viga

Foi considerado no modelo mecânico que os blocos de esmagamento ocorrem para tensões iguais a $2f_c$, onde f_c é a resistência uniaxial à compressão do concreto. O aumento na resistência à compressão do concreto nesses blocos deve-se ao elevado confinamento promovido pela presença das chapas de aço e das armaduras na região da ligação. Os resultados numéricos indicaram tensões de pico no concreto superiores a $2f_c$ nessas regiões. De acordo com os resultados preliminares obtidos para o modelo piloto (item 3.4), notou-se que a porção de concreto localizado próximo à junção da mesa da viga com a chapa de extremidade apresenta um elevado confinamento, oriundo da existência de um estado multiaxial de compressão, o que caracteriza um comportamento típico do Domínio 1 (ver

Apêndice A). Em VIEST *et al* (1997) também é recomendado utilizar uma tensão de esmagamento igual a $2f_c$.

No modelo mecânico não foi considerada a parcela de compressão introduzida pela região comprimida da alma da viga. Dessa forma garante-se que o braço de alavanca para determinação do momento resistente da ligação estará sempre no centro geométrico da mesa comprimida da viga, não sendo necessário, portanto, a realização de cálculo iterativo para determinação do ponto de giro.

A força de tração T_{fv} é transferida da mesa tracionada da viga para a ligação de duas maneiras predominantes: (1) transferência pela ligação parafusada entre a chapa de extremidade e a mesa do perfil metálico (FIGURA 5.3(a)); (2) transferência pelo contato entre a chapa de extremidade e o concreto (FIGURA 5.3(b)). A força de tração absorvida pelos blocos de esmagamento do concreto deve ser limitada pelas resistências dos mecanismos formados pelas armaduras transversais e longitudinais presentes na ligação, os quais evitam a formação e a propagação de uma superfície de falha no concreto (cortes A-A e C-C, FIGURA 5.1). A força absorvida pela alma do perfil metálico é limitada pelas resistências potenciais das linhas de parafusos, levando-se em conta o método das charneiras plásticas conforme descrito no item 2.4.

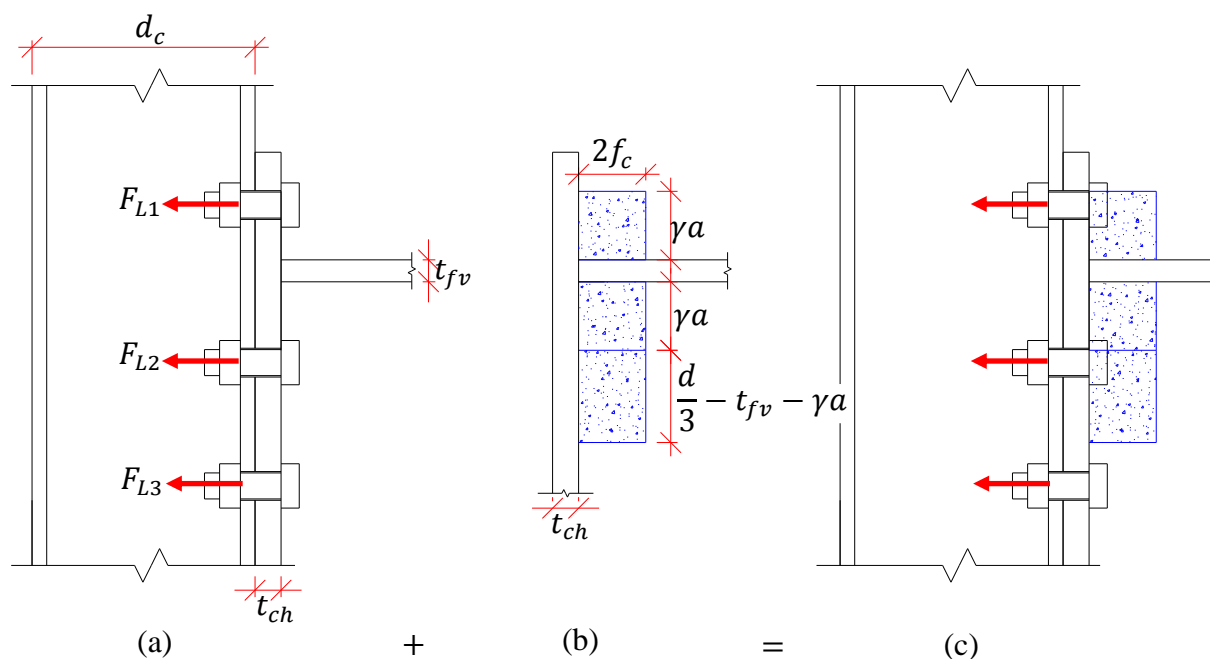


FIGURA 5.3 – Resistências da ligação parafusada e dos blocos de esmagamento do concreto associados à mesa e à região da alma tracionadas da viga

Quando for considerada a soma das resistências do mecanismo de concreto e do mecanismo da ligação parafusada, deve ser feita uma redução γ na largura dos blocos de esmagamento de concreto mobilizados pela tração da viga (FIGURA 5.3(b)). Essa redução deve ser feita em virtude da interferência na distribuição dos esforços no concreto causada pelas charneiras plásticas das chapas da ligação parafusada. O fator de redução γ é definido da seguinte maneira:

$$\gamma = \sqrt{1 - \left(\frac{t_{fp}}{t_{ch}}\right)^2} \quad (5.1)$$

onde t_{fp} e t_{ch} são as espessuras da mesa do pilar metálico e da chapa de extremidade, respectivamente. Recomenda-se que a espessura da chapa de extremidade seja no mínimo 25% maior do que a espessura da mesa do pilar metálico ($t_{ch} \geq 1.25t_{fp}$), pois assim garante-se que a charneira plástica ocorrerá preferencialmente na mesa do pilar. Caso a resistência da ligação parafusada seja desprezada no cálculo do momento resistente da ligação mista, adota-se $\gamma = 1$. Os blocos de esmagamento do concreto formados pela mesa comprimida da viga não são afetados pela ligação parafusada.

A verificação do cisalhamento da seção transversal da chapa de extremidade quanto ao cortante introduzido pela ligação parafusada (FIGURA 5.3(a)) e pelo esmagamento do concreto (FIGURA 5.3(b)) não é necessária. Isso porque, em ligações parafusadas usuais, a espessura da chapa de extremidade é maior do que a espessura da mesa tracionada da viga e a largura da chapa de extremidade é no mínimo igual a largura da mesa, e, nesses casos, a resistência ao cisalhamento da chapa é sempre maior do que a resistência ao escoamento da mesa da viga. A interação entre as resistências à flexão e ao cisalhamento da chapa de extremidade está sendo desconsiderada.

A largura equivalente do bloco de esmagamento a foi definida fazendo-se o esgotamento da capacidade resistente à flexão da chapa de extremidade juntamente com a formação de um maciço de concreto esmagado. Fazendo-se a verificação do momento de plastificação da seção transversal da chapa de extremidade (seção A-A, ver FIGURA 5.4) é obtido o momento resistente interno M_i . Esse momento é igualado ao momento externo M_e provocado pela força resultante F do bloco de concreto esmagado aplicada com um braço de alavanca $a/2$, conforme FIGURA 5.4.

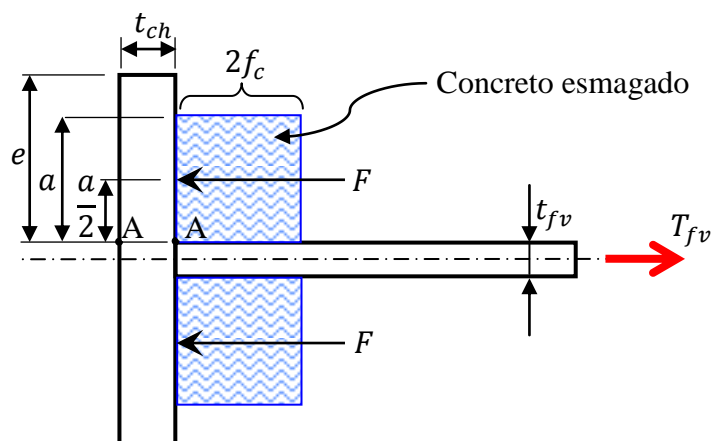


FIGURA 5.4 – Modelo mecânico retangular para falha da chapa de extremidade e do concreto

A largura equivalente do bloco de concreto esmagado é obtida pela Eq. (5.2).

$$M_e = F \cdot \frac{a}{2} = 2f_c a b_{ch} \cdot \frac{a}{2} = f_c a^2 b_{ch}$$

$$M_i = \frac{f_y b_{ch} t_{ch}^2}{4}$$

$$M_i = M_e \Rightarrow a = \frac{t_{ch}}{2} \sqrt{\frac{f_y}{f_c}} \leq e \quad (5.2)$$

onde f_y é a resistência ao escoamento da chapa de extremidade e b_{ch} é a largura da chapa de extremidade. O parâmetro e representa o comprimento livre da chapa de extremidade à mesa da viga, que no caso de uma chapa de extremidade simétrica em relação à viga torna-se $e = (d_{ch} - d)/2$.

Para restringir o campo de aplicação do modelo mecânico preliminar, são estabelecidas as seguintes limitações geométricas:

- Relação entre a chapa de extremidade e a mesa da viga: $b_f \leq b_{ch} \leq 1.7b_f$
- Relação entre a mesa do pilar e a chapa de extremidade: $0.6b_{ch} \leq b_{fc} \leq 1.4b_{ch}$
- Relação entre o pilar de concreto e o pilar metálico: $h/d_c \geq 1.7$ e $b/b_{fc} \geq 1.7$

A FIGURA 5.5 apresenta esquematicamente o modelo mecânico preliminar proposto para a ligação mista viga-pilar resistente a momento com chapa de extremidade.

A verificação da charneira plástica da chapa de extremidade na direção vertical é feita por analogia à metodologia de cálculo de placa de base citada no item 3.1.2 do AISC (2006).

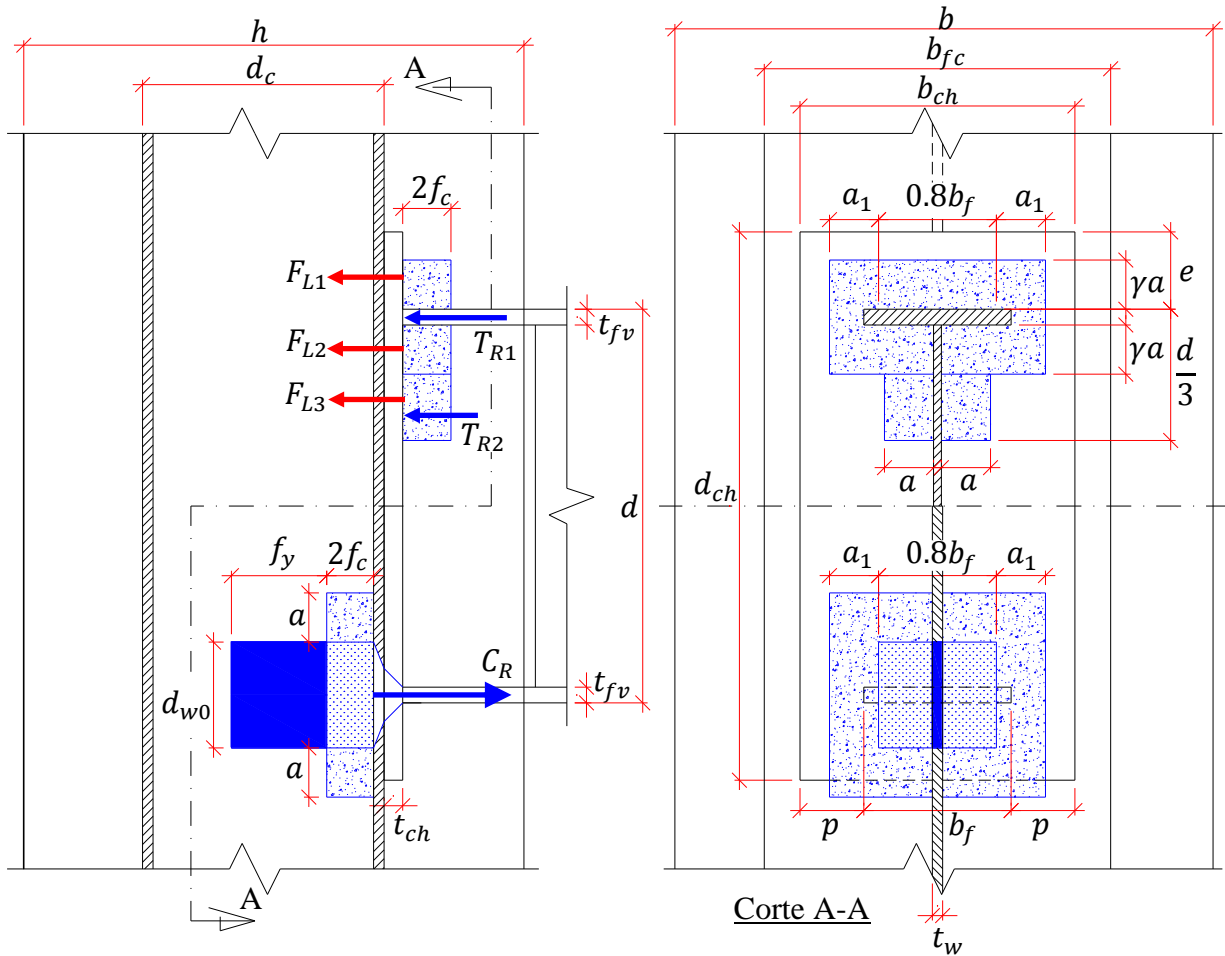


FIGURA 5.5 – Modelo mecânico global da ligação mista com chapa de extremidade

Segue abaixo a definição dos parâmetros geométricos indicados na FIGURA 5.5:

$$p = (b_{ch} - b_f)/2$$

$$a_1 = \text{menor} \begin{cases} a \\ p + 0.1b_f \end{cases}$$

$$b_{c0} = 2a_1 + 0.8b_f - t_w$$

$$b_{t0} = 2a_1 + 0.8b_f$$

$$d_{w0} = 2t_{ch} + 5t_{fp} + t_{fv}$$

$$d_{c0} = d_{w0} + 2a$$

A resistência potencial à compressão total do modelo mecânico é resumida na Eq. (5.3).

$$C_R = 2f_c b_{c0} d_{c0} + f_y d_{w0} t_w \quad (5.3)$$

As resistências potenciais à tração proporcionadas pelos blocos de concreto mobilizados pela mesa tracionada e pela região da alma tracionada da viga são definidas nas Eqs. (5.4) e (5.5), respectivamente.

$$T_{R1} = 2f_c [b_{t0}(2\gamma a + t_{fv}) - b_f t_{fv}] \quad (5.4)$$

$$T_{R2} = 4f_c a \left(\frac{d}{3} - t_{fv} - \gamma a \right) \quad (5.5)$$

A altura do bloco de esmagamento mobilizado pela alma da viga que foi utilizada no cálculo da resistência potencial T_{R2} (ver Eq. (5.5) e FIGURA 5.5) foi definida arbitrariamente igual a $d/3$, parâmetro esse que será calibrado após os estudos experimentais.

A resistência potencial à tração total do modelo mecânico é definida na Eq. (5.6).

$$T_R = T_{R1} + T_{R2} + \sum F_{Li} \quad (5.6)$$

onde $\sum F_{Li}$ é o somatório das resistências das linhas de parafusos calculadas mediante o método das charneiras plásticas (ver item 2.4).

A metodologia para determinação do momento fletor resistente da ligação mista com chapa de extremidade consiste na realização do equilíbrio de momentos em torno da mesa comprimida da viga. Cada força potencial de tração da ligação é multiplicada pela sua distância ao plano médio da mesa comprimida da viga, até que se esgote a resistência potencial à tração (T_R , Eq. (5.6)) ou à compressão (C_R , Eq. (5.3)). Utilizam-se primeiro as forças potenciais de tração mais distantes da mesa comprimida da viga, de acordo com a seguinte ordem: (1º) 1ª linha de parafusos; (2º) bloco de esmagamento do concreto associados à mesa tracionada da viga; (3º) 2ª linha de parafusos; (4º) 3ª linha de parafusos; e (5º) bloco de esmagamento do concreto associado à região da alma tracionada da viga. Caso haja mais do que três linhas de parafusos

acima do eixo da viga, as resistências devem ser adicionadas sempre respeitando a seqüência do maior para o menor braço de alavanca com relação ao centro da mesa comprimida.

A determinação da resistência das armaduras transversais e longitudinais é feita separadamente na seqüência. Essas resistências são pré-requisitos necessários para que sejam desenvolvidos os mecanismos de falha nos blocos de concreto mobilizados pela mesa tracionada da viga, conforme FIGURA 5.3(b). No item 5.3 são apresentados os critérios e a formulação pertinentes às armaduras transversais da ligação. No item 5.4 são apresentados os critérios e formulações pertinentes às armaduras longitudinais do pilar.

5.3 RESISTÊNCIA DO MECANISMO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

As armaduras transversais presentes na região da ligação possuem três finalidades: (1) resistir aos esforços de cisalhamento do próprio pilar misto; (2) resistir aos esforços de cisalhamento introduzidos na ligação pela viga metálica; e (3) resistir aos esforços de tração oriundos dos blocos de esmagamento do concreto à frente da chapa de extremidade.

As resistências (1) e (2) referem-se ao cisalhamento dos painéis de aço e de concreto, as quais não foram determinantes na resistência final dos modelos analisados numericamente neste trabalho. Para realizar a verificação dos painéis de cisalhamento deve-se consultar a formulação apresentada em VIEST *et al* (1997), uma vez que tal verificação não é abordada neste trabalho.

A resistência (3), correspondente à capacidade de absorção dos esforços de tração por parte das armaduras transversais, é determinada analogamente à resistência ao arrancamento de um conector de cisalhamento de dentro de um bloco de concreto armado, conforme sugerido pelo ACI-318-08 (2008). O arrancamento da peça de dentro do concreto gera, num primeiro momento, uma compressão no concreto à frente do elemento, conforme apresentado na FIGURA 5.6. Ocorre a formação de uma superfície de ruptura em forma de cone ou tronco de pirâmide (dependendo da geometria da peça embutida), que ocorre segundo uma propagação ("espraiamento") de aproximadamente 1:1.5, tanto na direção vertical quanto na direção transversal. O equilíbrio dos esforços horizontais é garantido pelas armaduras transversais que atravessam essa superfície, conforme esquematizado na FIGURA 5.6. A quantidade de barras efetivas N_{te} é definida como a quantidade de barras que atravessam a superfície de falha na direção da força de tração, conforme indicado na FIGURA 5.6. As barras oblíquas contribuem

apenas com a projeção do esforço axial da barra em relação à direção longitudinal da viga. As barras transversais passantes pela superfície e orientadas numa direção perpendicular à alma da viga foram desconsideradas neste mecanismo.

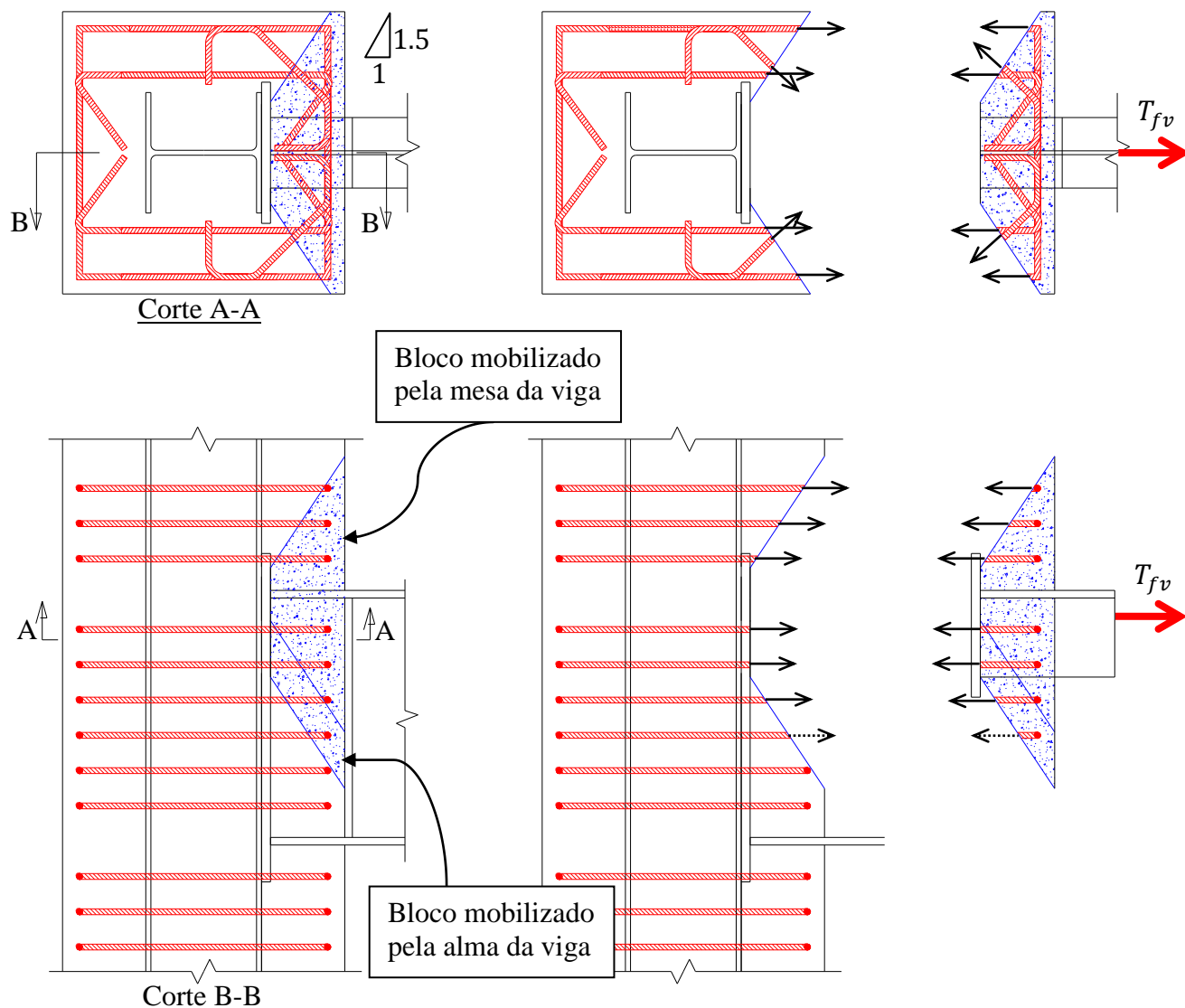


FIGURA 5.6 – Identificação das barras de armaduras transversais efetivas

Tomando como exemplo a ligação esquemática apresentada na FIGURA 5.6, a contagem das barras efetivas e o cálculo da resistência à tração das armaduras transversais são feitos da seguinte forma:

Superfície de falha associada ao bloco mobilizado pela mesa tracionada da viga:

- N° de camadas de armaduras transversais mobilizadas = 6
- N° de barras paralelas à viga passantes pela superfície de falha, por camada = 4
- N° de barras oblíquas à viga passantes pela superfície de falha, por camada = 2
- Ângulo das barras oblíquas em relação à direção longitudinal da viga = 45°

Superfície de falha associada ao bloco mobilizado pela região da alma tracionada da viga:

- N° de camadas adicionais de armaduras transversais mobilizadas = 1
- N° de barras paralelas à viga passantes pela superfície de falha, por camada = 2
- N° de barras oblíquas à viga passantes pela superfície de falha, por camada = 2
- Ângulo das barras oblíquas em relação à direção longitudinal da viga = 45°

Quantidade de barras de armadura transversais efetivas na ligação:

- $N_{te} = 6 \cdot (4 + 2 \cdot \cos 45^\circ) + 1 \cdot (2 + 2 \cdot \cos 45^\circ) = 35.8$ barras efetivas

A força de tração resistente das armaduras transversais é calculada pela Eq. (5.7):

$$R_T = N_{te} f_{ys} \frac{\pi \phi_t^2}{4} \quad (5.7)$$

onde N_{te} é a quantidade de armaduras transversais efetivas, ϕ_t é o diâmetro das armaduras transversais, e f_{ys} é a tensão de escoamento do aço das armaduras.

As barras consideradas efetivas devem ter comprimento de ancoragem suficiente dentro do maciço de ruptura de concreto.

Independente da magnitude dos esforços envolvidos na ligação adota-se o mínimo de três camadas de armaduras transversais acima e abaixo das mesas da viga, tal como desenhado na FIGURA 5.6 (corte B-B). As camadas de armaduras transversais acima e abaixo da mesa tracionada da viga são dispostas simetricamente em relação à mesa, garantindo dessa forma o alinhamento da força resultante das armaduras efetivas e da força de tração na mesa.

As barras oblíquas devem ser empregadas apenas nos casos em que as barras de armaduras paralelas à viga forem insuficientes para equilibrar a força de tração da viga. Neste caso, deve

ser priorizada a transferência da força de tração pelos demais mecanismos presentes na ligação, tais como o mecanismo biela-tirante (item 5.4) e o mecanismo da ligação parafusada (item 2.4). A utilização de barras oblíquas deve ser considerada em último caso, pois a execução tanto da montagem da armadura quanto da concretagem do pilar torna-se mais complexa.

5.4 RESISTÊNCIA DO MECANISMO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

As armaduras longitudinais do pilar de concreto, além de resistirem aos esforços oriundos da força normal e do momento fletor do pilar misto, também contribuem localmente para a resistência ao momento da ligação. As barras longitudinais do pilar localizadas no entorno da viga formam um mecanismo do tipo biela-tirante, conforme o esquema da FIGURA 5.7. Trata-se de um mecanismo típico formado em maciços de concreto armado devido à presença de uma carga concentrada que se transfere para o tirante através das bielas de compressão no concreto.

O tirante, no caso específico da ligação abordada neste trabalho, é formado pelas armaduras longitudinais localizadas na região de influência do mecanismo, denominadas armaduras longitudinais efetivas N_{le} . Essas armaduras devem estar contidas dentro de uma superfície de falha correspondente a uma faixa de influência com propagação de 1:1 a partir das bordas da mesa tracionada da viga (corte A-A, FIGURA 5.7).

O ângulo da biela comprimida em relação à mesa tracionada da viga (ξ) foi considerado igual a 45°. Na literatura são permitidos em geral ângulos para o mecanismo biela-tirante de 30 a 45°. Entretanto, este parâmetro ainda será ajustado após a realização de ensaios experimentais.

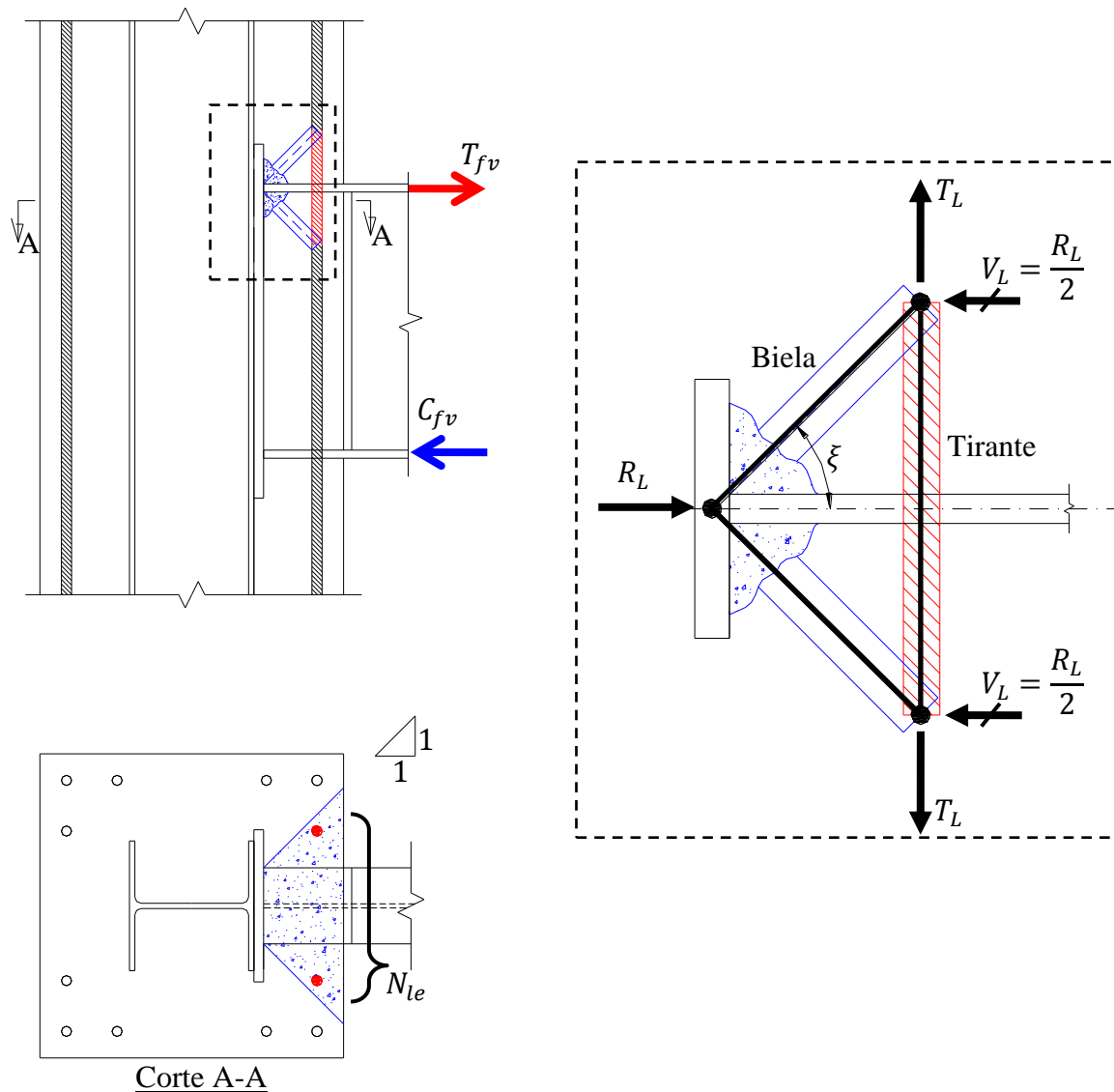


FIGURA 5.7 – Mecanismo biela-tirante formado pelas armaduras longitudinais

A força de tração resistente do tirante é determinada pela Eq. (5.8).

$$T_L = N_{le} f_{ys} \frac{\pi \phi_l^2}{4} - T_V \quad (\text{caso } T_V \text{ seja de compressão, fazer } T_V = 0) \quad (5.8)$$

onde N_{le} é a quantidade de armaduras longitudinais efetivas para o mecanismo biela tirante, ϕ_l é o diâmetro das armaduras longitudinais, f_{ys} é a tensão de escoamento do aço das armaduras, e T_V é a força normal de tração atuante nas armaduras longitudinais efetivas devida ao momento fletor e à força normal atuantes no pilar misto (FIGURA 5.8). A força normal T_V pode ser obtida teoricamente por equilíbrio de forças na seção transversal do pilar, considerando o método da seção fissurada.

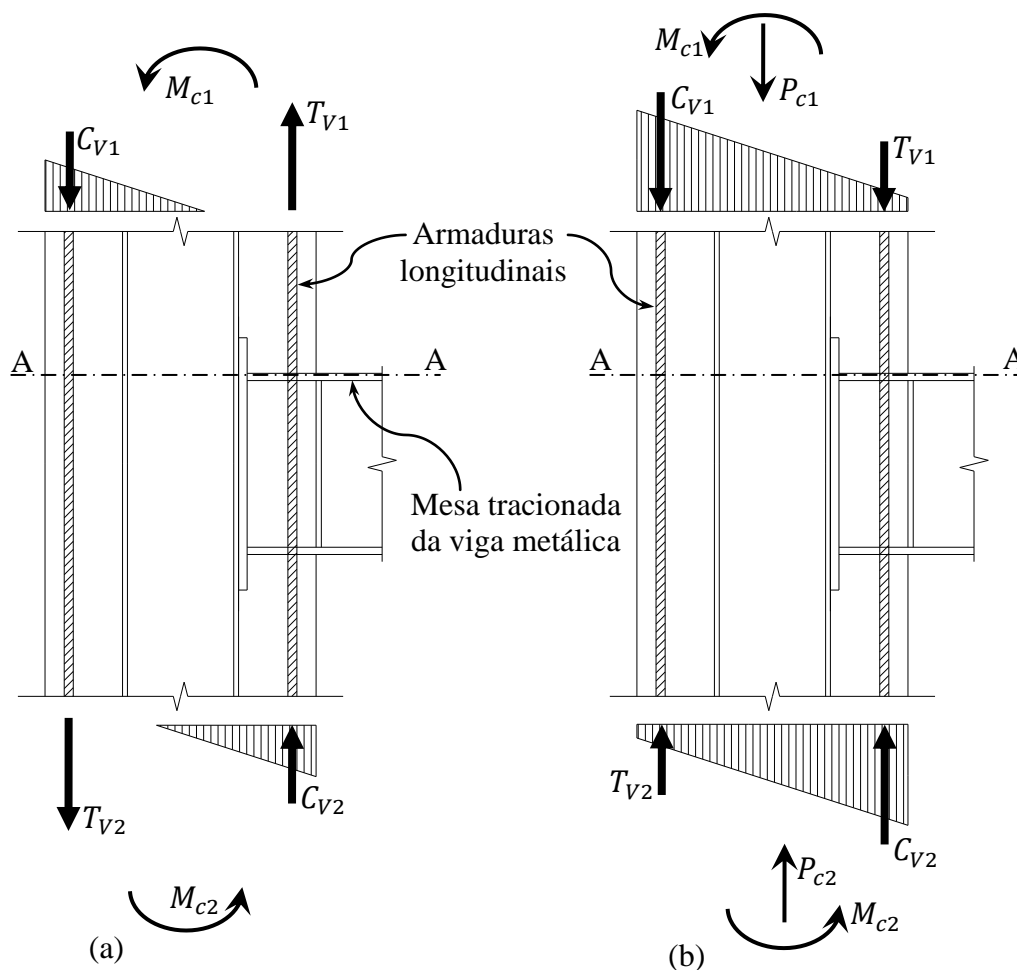


FIGURA 5.8 – Forças nas armaduras longitudinais oriundas dos esforços do pilar: (a) diagrama para momento fletor puro; (b) momento fletor + força normal de compressão

Para estimar a força axial atuante na armadura longitudinal devem ser considerados a força normal e o momento fletor obtidos da análise estrutural global do pórtico, e o valor de T_V deve ser extrapolado para a seção A-A mostrada na FIGURA 5.8, seção essa correspondente à posição central do tirante.

Conforme mostrado esquematicamente na FIGURA 5.8(b), a força normal de compressão no pilar pode fazer com que a força axial na armadura longitudinal inverta de sinal, tornando-a de compressão. Essa situação é benéfica para o mecanismo biela-tirante, pois a solicitação da barra de armadura diminui, reservando uma resistência à tração maior para o tirante. As situações em que o momento fletor e a força normal atuantes no pilar geram força axial de compressão na armadura do tirante serão desprezadas, tomando-se nesse caso $T_V = 0$. Entretanto, para utilização conservadora da Eq. (5.8) será desprezada também a parcela de força normal no pilar que supere 75% da resistência à plastificação do pilar misto $N_{pl,R}$.

A resistência potencial à tração horizontal fornecida pelo mecanismo biela-tirante R_L é obtida pela Eq. (5.9):

$$R_L = \frac{2T_L}{\tan \xi} \quad (5.9)$$

sendo T_L a força de tração resistente do tirante e ξ o ângulo da biela de compressão em relação à mesa tracionada da viga. Para que a resistência R_L possa ser plenamente utilizada, as parcelas V_L que equilibram o mecanismo devem ser suportadas pela resistência ao cisalhamento do pilar misto. Essa resistência corresponde à soma da resistência ao cisalhamento do concreto do pilar (conforme item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118 (2007)) com a resistência ao cisalhamento da alma do pilar metálico, a saber:

$$V_L \leq 0.6 \cdot 0.7 \cdot 0.3f_c^{2/3}bh + 0.6d_c t_w f_y \quad (5.10)$$

onde f_c é a resistência à compressão uniaxial do concreto em megapascal (MPa), b e h são a largura e a altura da seção transversal do pilar de concreto, respectivamente, f_y é a resistência ao escoamento do aço do pilar metálico, d_c é a altura do pilar metálico, e t_w é a espessura da alma do pilar metálico. Caso V_L não satisfaça a Eq. (5.10), a resistência do mecanismo biela-tirante R_L deve ser devidamente reduzida.

Nos casos em que a análise global do pórtico indicar a presença de força normal de tração no pilar misto na região da ligação, o mecanismo biela-tirante deve ser desconsiderado. Nesses casos a resistência ao cisalhamento do concreto do pilar é prejudicada, não sendo possível, portanto, garantir a manutenção das componentes V_L que equilibram o mecanismo (FIGURA 5.7).

5.5 MECANISMOS SECUNDÁRIOS DA LIGAÇÃO

A ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade possui além dos mecanismos resistentes principais apresentados nos itens anteriores, diversos outros mecanismos contribuintes para a resistência ao momento fletor da ligação. Esses mecanismos são inerentes ao pilar de concreto, e ocorrem mesmo na ausência de armaduras ou ligação parafusada.

Dentre os mecanismos secundários da ligação, os mais expressivos são: (1) resistência por atrito das chapas de aço da viga com o concreto do pilar (FIGURA 5.9(a)); (2) resistência por contato entre as faces das mesas da viga e o concreto do pilar (FIGURA 5.9(b)); (3) resistência ao arrancamento do concreto proporcionada pela resistência ao cisalhamento do próprio concreto (FIGURA 5.9(c)); (4) e mecanismo biela tirante formado pelos estribos perpendiculares à alma da viga (FIGURA 4.3). Esse último mecanismo está sendo desprezado no modelo mecânico uma vez que a resistência dessas barras já foi levada em consideração para garantir a ancoragem das armaduras transversais efetivas (paralelas à alma).

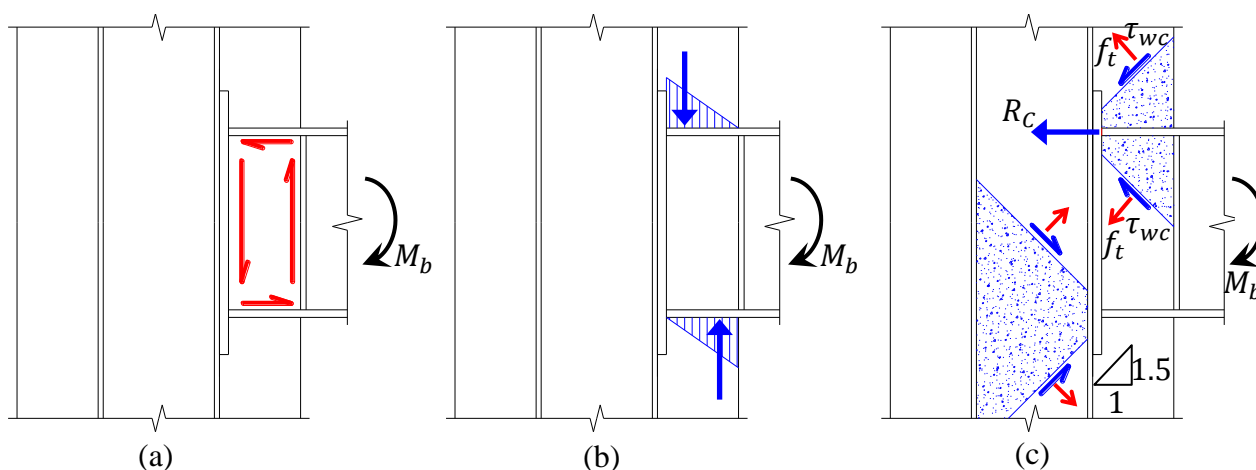


FIGURA 5.9 – Mecanismos secundários da ligação, desprezados no modelo mecânico

A resistência à tração proporcionada pelo cisalhamento do concreto do pilar, definida como R_C no mecanismo da FIGURA 5.9(c), pode ser estimada com base na tensão de cisalhamento admissível do concreto (item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118 (2007)). Assumindo uma distribuição uniforme dessa tensão em toda a superfície de falha do tronco de cone, é possível fazer a seguinte estimativa:

$$R_C = 0.3 \cdot 0.7 \cdot 0.3 f_c^{2/3} A_{cw} \quad (5.11)$$

onde f_c é a resistência uniaxial à compressão do concreto em MPa, A_{cw} é a área de arrancamento do cone projetada na direção de R_C , definida como:

$$A_{cw} = 2c_{ch} \left(b_{ch} + \frac{d_{ch}}{2} + 1.5c_{ch} \right) \quad (5.12)$$

onde c_{ch} corresponde a distância livre entre a chapa de extremidade e a face do pilar: $c_{ch} = (h - d_c)/2 - t_{ch}$. Na Eq. (5.12) foi considerado que o cone se forma do centro da chapa de extremidade até a borda próxima à mesa tracionada da viga. A resistência R_C representa apenas a força de tração disponível para que se formem os blocos de esmagamento do concreto representados pela resistência à tração T_{R1} (FIGURA 5.3(b)). O momento fletor resistente potencial do mecanismo secundário formado pelo arrancamento do concreto sem armadura é definido por:

$$M_{RC} = R_C(d - t_{fv}) \quad (5.13)$$

onde d é a altura da viga e t_{fv} é a espessura das mesas da viga. Nesse mecanismo assume-se que a resistência do cone formado pela mesa comprimida da viga é sempre superior à resistência do cone formado pela mesa tracionada.

Ao considerar os parafusos da ligação com a chapa de extremidade, surge outro mecanismo secundário que contribui na resistência ao momento fletor da ligação. Esse mecanismo consiste na formação de um binário de forças verticais envolvendo a resistência ao cisalhamento dos parafusos e a resistência ao esmagamento do concreto em contato com a face da mesa comprimida da viga, conforme a FIGURA 5.10.

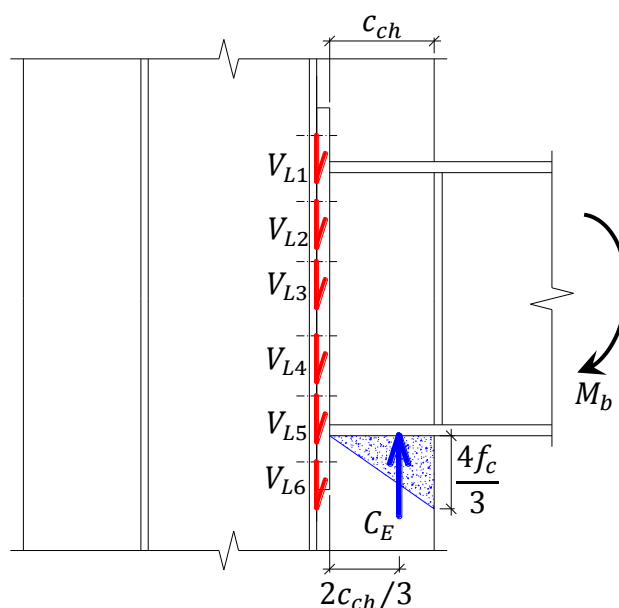


FIGURA 5.10 – Mecanismo secundário vertical formado pelos parafusos e pelo concreto

A tensão admissível de esmagamento do concreto abaixo da mesa da viga foi admitida como aproximadamente 35% superior à resistência uniaxial à compressão do concreto ($4f_c/3$, FIGURA 5.10), pois nessa região existe um confinamento parcial. Tensões dessa ordem também foram observadas nos resultados numéricos. A resistência ao cisalhamento dos parafusos V_{LP} e a resistência ao esmagamento do concreto C_E são calculados de acordo com as Eqs. (5.14) e (5.15), respectivamente.

$$V_{LP} = \sum_{i=1}^{N_p} V_{Li} \cong V_{L4} + V_{L5} + V_{L6} = 0.6f_{yp} \frac{\pi D_p^2}{4} N_p \quad (5.14)$$

$$C_E = \frac{2}{3} f_c c_{ch} b_f \quad (5.15)$$

onde f_{yp} é a tensão de escoamento do aço dos parafusos, D_p é o diâmetro dos parafusos, N_p é o número de linhas de parafusos (considerando dois parafusos por linha). Foram consideradas apenas as linhas de parafusos localizadas do centro da chapa de extremidade à borda mais próxima da mesa comprimida da viga, que no caso específico da FIGURA 5.10 corresponde às linhas 4, 5 e 6. Caso seja necessário considerar as linhas de parafusos localizadas na parte superior da chapa de extremidade, as resistências ao cisalhamento devem ser reduzidas em função da tensão axial atuante nos parafusos. Há ainda uma parcela de resistência correspondente à força de atrito desenvolvida entre a chapa de extremidade e a mesa do pilar metálico, a qual está sendo desprezada. O momento fletor resistente potencial desse mecanismo secundário pode ser calculado como:

$$M_{RV} = \text{menor} \begin{cases} V_{LP} \left(\frac{2}{3} c_{ch} + t_{ch} \right) \\ C_E \left(\frac{2}{3} c_{ch} + t_{ch} \right) \end{cases} \quad (5.16)$$

A influência dos mecanismos secundários apresentados neste capítulo está presente nos resultados das análises numéricas, pois da forma como foi elaborado o modelo numérico global não foi possível isolá-los. A contribuição desses mecanismos, dependendo do caso, pode ser significativa no momento fletor resistente da ligação, porém está sendo desprezada no modelo mecânico preliminar proposto no item 5.2. Existem ainda outros mecanismos

associados às forças de atrito verticais nos contatos do aço com o concreto, conforme avaliado no item 4.1, que não estão sendo considerados no modelo mecânico preliminar.

5.6 REQUISITOS ADICIONAIS

Para utilização do modelo mecânico proposto, deve-se sempre adotar as chapas de confinamento do concreto nas vigas pertencentes ao pórtico. Essa chapa deve ser soldada ao longo de toda a altura da viga em ambos os lados da alma. A face das chapas deve ser coplanar com a face do pilar, garantindo com isso o confinamento dos painéis de concreto, necessário para a transferência dos esforços de cisalhamento.

Nos modelos numéricos analisados foi considerado um comportamento linear-elástico para o aço das chapas de confinamento, portanto, para maiores informações de projeto e recomendações de dimensionamento das chapas de confinamento deve-se consultar VIEST *et al* (1997).

Deve-se também realizar a verificação dos painéis de cisalhamento, conforme, por exemplo, a metodologia proposta por VIEST *et al* (1997).

5.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS MODELOS MECÂNICO E NUMÉRICO

5.7.1 - Verificação da Largura do Bloco de Esmagamento do Concreto

A definição da largura efetiva do bloco de esmagamento a foi proposta com base na idealização do comportamento do contato entre a chapa de extremidade e o concreto. Como dito anteriormente, foi considerada uma tensão para o esmagamento do concreto igual a duas vezes a resistência uniaxial à compressão do concreto, $2f_c$. Esse valor é recomendado também por outros pesquisadores, como VIEST *et al* (1997). Os resultados numéricos também indicaram tensões de compressão de pico no concreto nessa ordem de grandeza.

O modelo piloto analisado neste trabalho (item 3.4) foi elaborado para representar da maneira mais simples o mecanismo aqui proposto, que consiste no esmagamento do concreto juntamente com a formação de uma charneira plástica na chapa de extremidade, tal como formulado na Eq. (5.2). Portanto, para verificar a aplicabilidade do modelo mecânico, foram

confrontados os resultados numéricos apresentados no item 3.4 com os resultados obtidos pela formulação apresentada neste capítulo.

Segue abaixo o descritivo dos cálculos do modelo mecânico, tomando-se como dados de entrada os parâmetros listados na TABELA 3.2. Será considerado apenas o bloco de esmagamento mobilizado pela mesa tracionada da viga, pois a alma da viga não foi abordada no modelo piloto.

Como não há ligação parafusada, adota-se $\gamma = 1$. Da Eq. (5.2), têm-se:

$$a = \frac{t_{ch}}{2} \sqrt{\frac{f_y}{f_c}} = \frac{25}{2} \sqrt{\frac{350}{33}} = 40.7 \text{ mm}$$

$$a = 40.7 \leq e = \frac{d_{ch} - d - t_{fv}}{2} = \frac{150 - 19}{2} = 65.5 \text{ mm} \rightarrow ok$$

$$p = \frac{b_{ch} - b_f}{2} = \frac{250 - 250}{2} = 0$$

$$a_1 = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} a \\ p + 0.1b_f \end{array} \right. = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} 40.7 \\ 0 + 0.1 \cdot 250 = 25 \end{array} \right. \rightarrow a_1 = 25 \text{ mm}$$

$$b_{t0} = 2a_1 + 0.8b_f = 2 \cdot 25 + 0.8 \cdot 250 = 250 \text{ mm}$$

A resistência à tração é dada pela Eq. (5.4):

$$T_{R1} = 2f_c [b_{t0}(2\gamma a + t_{fv}) - b_f t_{fv}] = 2 \cdot 33 [250 \cdot (2 \cdot 40.7 + 19) - 250 \cdot 19] = 1343 \text{ kN}$$

Para que a resistência à tração possa ser plenamente utilizada, devem ser verificados os mecanismos formados pelas armaduras transversais e longitudinais, de acordo com as Eqs. (5.7) e (5.9), respectivamente. Está sendo desconsiderado qualquer efeito provocado por carregamentos externos no pilar, $T_V = 0$.

$$R_T = N_{te} f_{ys} \frac{\pi \phi_t^2}{4} = [6 \cdot (4 + 2 \cos 45^\circ)] \cdot 500 \frac{\pi 12.5^2}{4} = 1993 \text{ kN}$$

$$T_L = N_{te} f_{ys} \frac{\pi \phi_l^2}{4} - T_V = 2 \cdot 500 \frac{\pi 16^2}{4} - 0 = 201 \text{ kN}$$

$$R_L = \frac{2T_L}{\tan \xi} = \frac{2 \cdot 402}{\tan 45^\circ} = 402 \text{ kN}$$

$$T_{R1} = 1343 \text{ kN} \leq R_T + R_L = 1993 + 402 = 2395 \text{ kN} \rightarrow ok$$

Na FIGURA 5.11 é apresentada a comparação do resultado numérico com o valor de resistência à tração calculada pelo modelo mecânico proposto (T_{R1}). Os resultados obtidos com o modelo piloto não estão sendo minorados pelo fator de redução referente ao refinamento da malha, uma vez que, conforme dito no item 3.4, a configuração do modelo piloto é relativamente simples e os elementos das chapas e do concreto estão devidamente refinados.

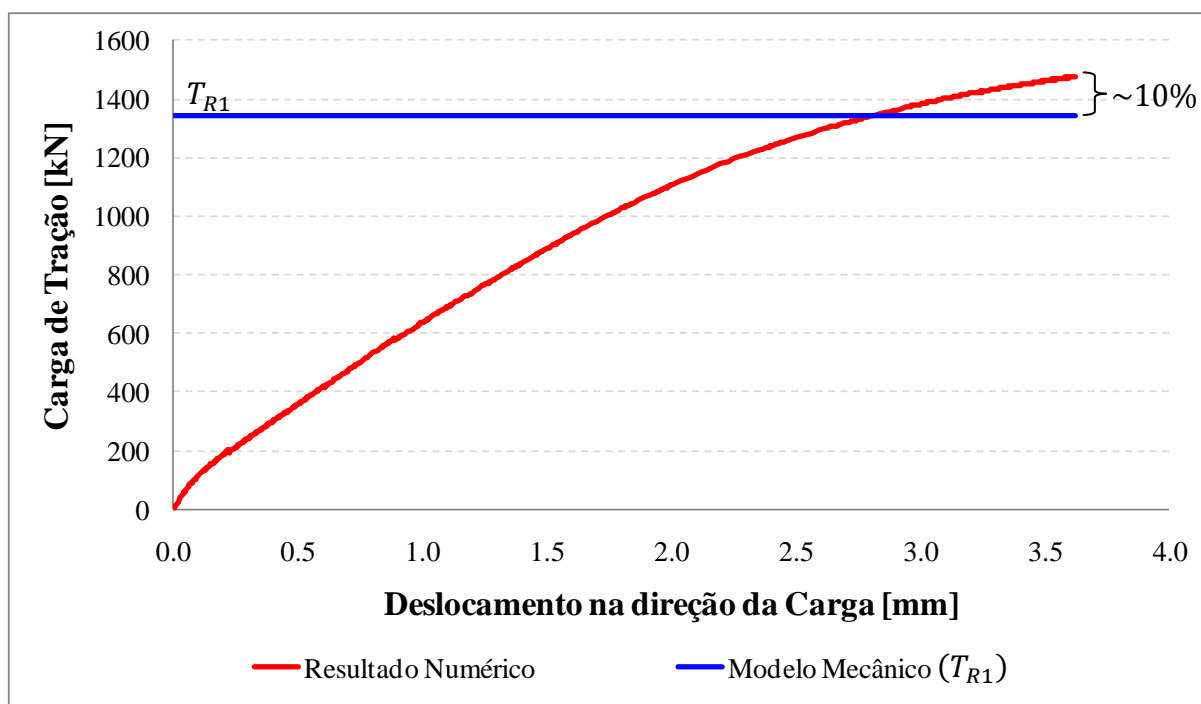


FIGURA 5.11 – Resultado Numérico x Modelo Mecânico: caracterização da largura do bloco de esmagamento do concreto formado pela flexão da chapa de extremidade

Da FIGURA 5.11 constata-se que a resistência à tração T_{R1} do modelo mecânico corresponde a aproximadamente 90% da resistência última da curva obtida numericamente. Portanto, o resultado do modelo mecânico mostra ser em torno de 10% mais a favor da segurança do que o resultado numérico, valor esse bastante razoável uma vez que se trata de um modelo mecânico preliminar, o qual merece uma margem de segurança maior até que sejam constatados experimentalmente valores mais acurados.

5.7.2 - Verificação da Resistência Potencial à Compressão

A resistência potencial à compressão do modelo mecânico C_R , definida pela Eq. (5.3), foi verificada numericamente. Para tanto, foi elaborado um modelo global auxiliar a partir de uma modificação do modelo cujos resultados foram apresentados no capítulo 4 (também denominado de modelo 2, conforme TABELA 4.1). Esse modelo auxiliar foi elaborado de tal maneira que o momento fletor final não fosse limitado pela resistência horizontal à tração. Portanto, foi adotado um comportamento elástico-linear para os parafusos, para as armaduras e também para os trechos do pilar metálico e da chapa de extremidade compreendidos entre o eixo da viga e a extremidade do pilar correspondente à região tracionada da viga.

A FIGURA 5.12 apresenta as tensões normais na direção X (direção longitudinal da viga) para o concreto, obtidas para o último passo de carga convergido.

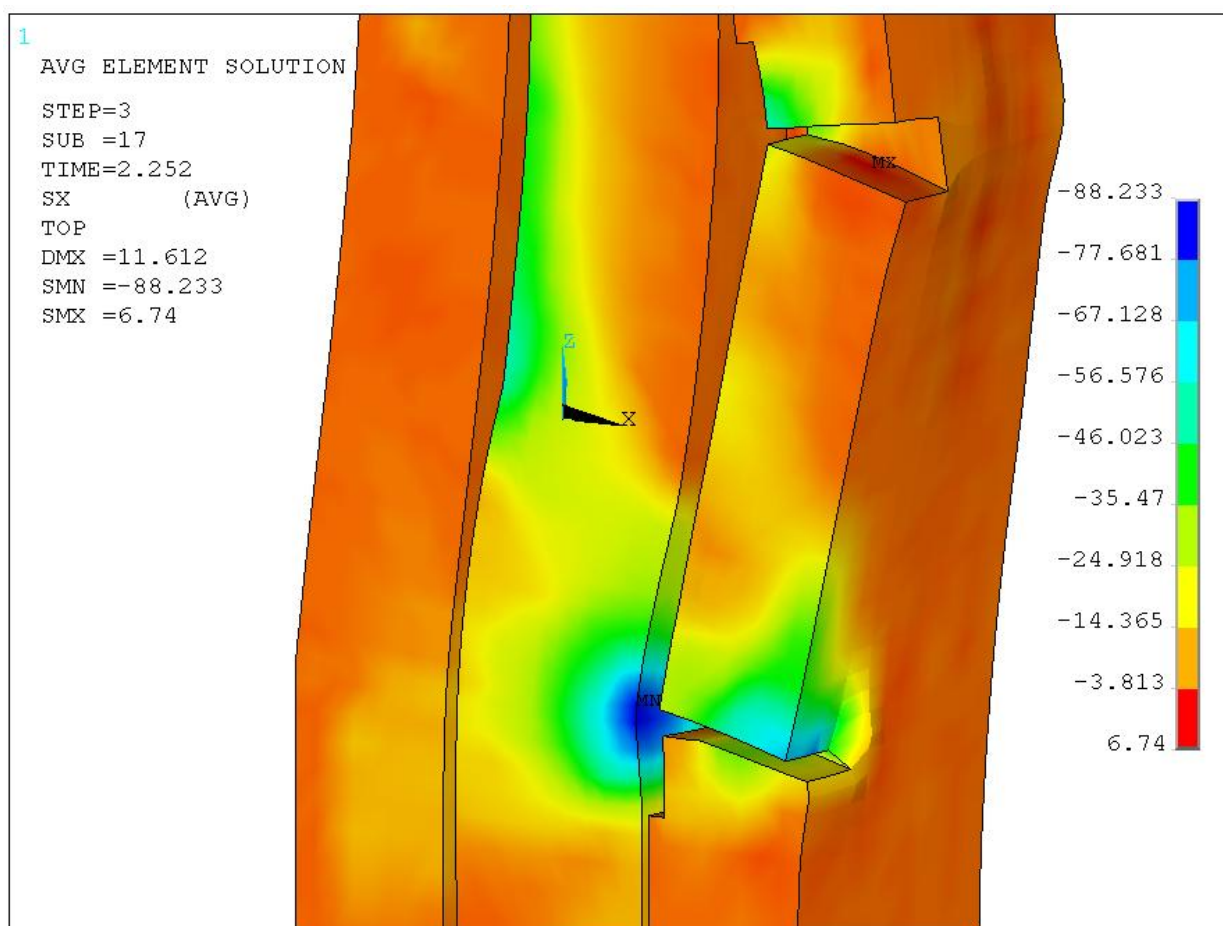


FIGURA 5.12 – Tensão normal no concreto na direção X [MPa] – deformada ampliada 10x

Para verificar a força de compressão atuante no contato da mesa do pilar metálico com o concreto contido entre as mesas, foram extraídas as forças nodais do concreto compreendido em toda a largura da mesa do pilar metálico. Da FIGURA 5.12 percebe-se que a dispersão das forças de compressão no contato com o concreto possui uma forma aproximadamente circular. Dessa maneira, as forças nodais do concreto foram extraídas simetricamente em relação ao plano médio da mesa comprimida da viga ($Z = -292\text{mm}$), com distâncias de aproximadamente 128mm para cima e para baixo (distância correspondente à metade da largura da mesa do pilar metálico). As magnitudes e as posições das forças extraídas são apresentadas na TABELA 5.1. São apresentadas apenas as forças referentes à metade da largura do pilar (de $Y = 5.25\text{mm}$ à $Y = 128\text{mm}$), visto que os resultados na outra metade são simétricos (simetria com relação ao plano XZ – plano médio da alma do pilar metálico).

TABELA 5.1 – Forças na direção X no contato do concreto com a mesa do pilar metálico

Posição Y [mm]	5.25	29.8	54.4	78.9	103.5	128.0
Posição Z [mm]	Força de Compressão [kN]					
-142.0	8.0	15.6	14.1	9.5	1.5	0.0
-165.7	9.9	16.1	15.3	14.1	6.4	1.2
-189.3	10.9	17.8	16.3	13.6	10.1	4.1
-213.0	12.4	22.6	20.2	18.7	13.7	7.6
-236.7	15.0	30.6	26.8	26.0	19.0	13.2
-260.3	21.3	41.3	36.4	35.0	24.2	16.8
-284.0	24.8	47.2	43.7	42.5	29.9	21.6
-300.0	28.1	60.0	56.1	52.4	35.8	24.0
-326.7	21.5	50.9	45.6	41.4	26.6	14.9
-353.3	13.9	36.7	31.0	25.9	16.6	8.4
-380.0	6.6	12.1	8.5	5.5	2.1	2.1
-408.3	7.4	3.1	1.2	0.9	0.0	0.0
-438.5	4.8	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0

A tensão de compressão média atuante na região analisada pode ser estimada dividindo-se o somatório das forças de compressão listadas na TABELA 5.1 pela área da região:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sum F_{Ci}}{h_{região} b_{região}} = \frac{2 \cdot 1440}{(438.5 - 142.0)[2 \cdot (128 - 5.25)]} \sim 39.6 \text{ MPa} \quad (5.17)$$

Fazendo a extrapolação da tensão média obtida na Eq. (5.17) para a tensão de esmagamento do concreto, considerada igual a $2f_c$, e reduzindo a área da região proporcionalmente, chega-se a seguinte área:

$$A_{c_{rn}} = 0.85 \cdot h_{c_{rn}} b_{c_{rn}} = 0.85 \cdot 208.5 \cdot 172.7 = 30608 \text{ mm}^2 \quad (5.18)$$

onde:

$$\beta = \sqrt{\frac{2f_c}{\sigma_c}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 40 \text{ MPa}}{39.6 \text{ MPa}}} = \sqrt{2.02} = 1.4217$$

$$h_{c_{rn}} = h_{\text{região}}/\beta = 296.5/1.4217 = 208.5 \text{ mm}$$

$$b_{c_{rn}} = b_{\text{região}}/\beta = 245.5/1.4217 = 172.7 \text{ mm}$$

No cálculo da área de esmagamento do concreto equivalente obtida dos resultados numéricos, Eq. (5.18), já foi levada em consideração uma redução de 15% em virtude de erros de refinamento de malha e deficiências da modelagem numérica.

Para confrontar os resultados numéricos com o modelo mecânico proposto, faz-se a determinação da largura e altura dos blocos de concreto mobilizados pela mesa comprimida da viga, conforme a formulação apresentada no item 5.2. Os cálculos são feitos com base nos parâmetros citados na TABELA 3.3 e na TABELA 3.4. Da Eq. (5.2), têm-se:

$$a = \frac{t_{ch}}{2} \sqrt{\frac{f_y}{f_c}} = \frac{19}{2} \sqrt{\frac{350}{40}} = 28.1 \text{ mm}$$

$$a = 28.1 \leq e = \frac{d_{ch} - d - t_{fv}}{2} = \frac{150 - 16}{2} = 67 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$$

$$p = \frac{b_{ch} - b_f}{2} = \frac{256 - 150}{2} = 53 \text{ mm}$$

$$a_1 = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} a \\ p + 0.1b_f \end{array} \right. = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} 28.1 \\ 53 + 0.1 \cdot 150 = 68 \end{array} \right. \rightarrow a_1 = 28.1 \text{ mm}$$

$$b_{c0} = 2a_1 + 0.8b_f - t_w = 2 \cdot 28.1 + 0.8 \cdot 150 - 10.5 = 165.7 \text{ mm}$$

$$d_{w0} = 2t_{ch} + 5t_{fp} + t_{fv} = 2 \cdot 19 + 5 \cdot 10.7 + 16 = 107.5 \text{ mm}$$

$$d_{c0} = 2a + d_{w0} = 2 \cdot 28.1 + 107.5 = 163.7 \text{ mm}$$

$$A_{c0} = b_{c0} d_{c0} = 165.7 \cdot 163.7 = 27125 \text{ mm}^2$$

Comparando a área de esmagamento obtida do modelo mecânico (A_{c0}) com a área obtida nos resultados numéricos ($A_{c_{rn}}$), vê-se que a área proposta pela formulação do modelo mecânico proporciona um resultado aproximadamente 11% mais conservador do que o resultado obtido numericamente. Como se trata de um modelo mecânico preliminar, o qual será calibrado experimentalmente, considera-se que essa diferença obtida é aceitável.

Para visualizar a comparação entre as áreas de esmagamento, são apresentadas na FIGURA 5.13 as tensões de compressão obtidas para cada uma das forças nodais listadas na TABELA 5.1. Essas tensões são mostradas em função da posição Y (direção perpendicular à alma do pilar metálico) e da posição Z (direção longitudinal do pilar). Nessa mesma figura, são mostradas as curvas representativas dos blocos de esmagamento obtidos do modelo mecânico e dos resultados numéricos (os valores numéricos não estão reduzidos de 15% nessa figura, portanto, a diferença entre as áreas das curvas indicadas é de 25%).

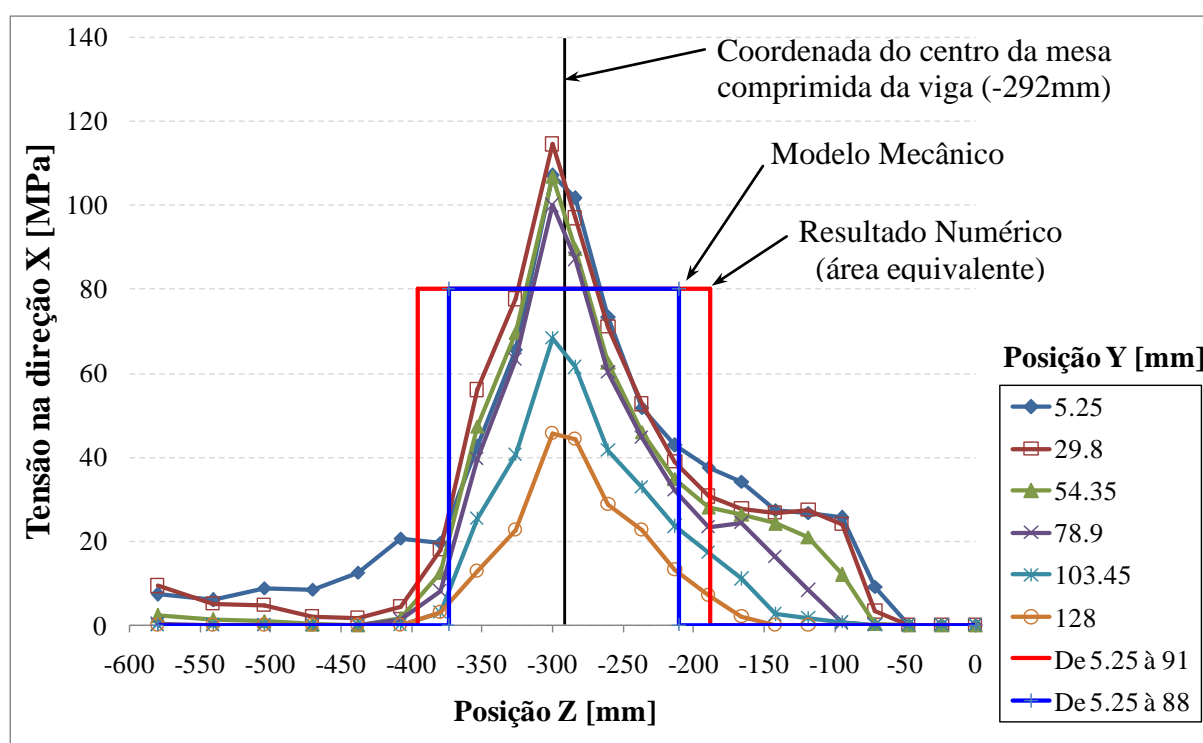


FIGURA 5.13 – Tensão de compressão no contato do concreto com a mesa do pilar metálico

Na FIGURA 5.13 nota-se uma assimetria das tensões de compressão em relação ao plano médio da mesa comprimida da viga. Essa assimetria justifica-se pela transferência de compressão feita pela região comprimida da alma da viga (localizada da posição $Z = -284$ à posição $Z = 0$), parcela esta que não está sendo considerada no modelo mecânico.

É apresentada na FIGURA 5.14 outra forma de visualização das tensões de compressão atuantes no concreto, representada num gráfico de superfície 3D. As tensões são mostradas em função das posições Y e Z, e os valores foram espelhados em relação ao plano XZ em virtude da simetria do modelo.

Na FIGURA 5.14, a região com tensões nulas localizadas entre as duas superfícies de pico corresponde à alma do pilar metálico, cujas forças não foram tomadas nessa avaliação.

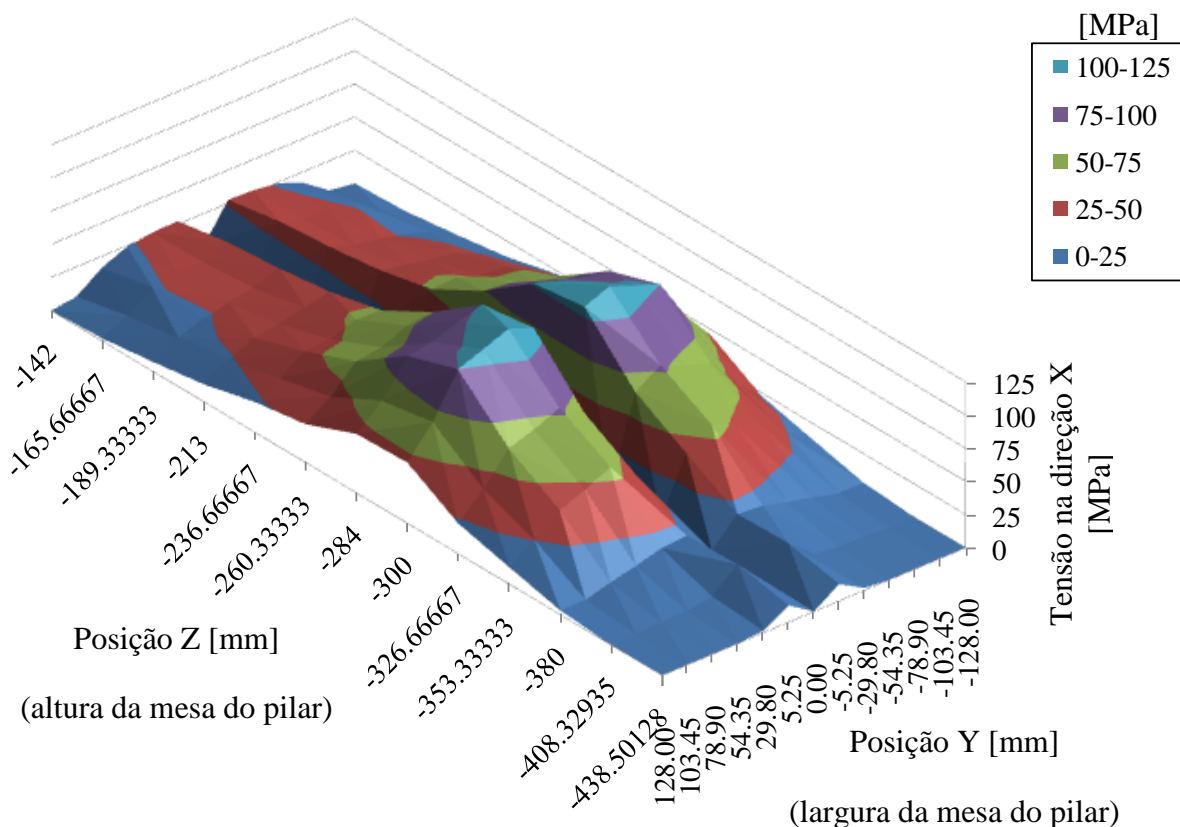


FIGURA 5.14 – Representação 3D das tensões horizontais de compressão no concreto

5.7.3 - Verificação da Resistência Potencial à Tração

A verificação da resistência potencial à tração do modelo mecânico proposto neste capítulo é realizada pela comparação dos resultados obtidos no estudo paramétrico (item 4.2) com os resultados gerados pelo modelo mecânico. Essa comparação pode ser feita pelo fato de que o momento fletor último obtido em todos os modelos processados no estudo paramétrico foi limitado pelas resistências à tração, conforme comentado no item 4.2.

A comparação entre os resultados numéricos e os resultados do modelo mecânico é feita apenas com as parcelas de momento fletor resistente associadas às forças horizontais do sistema. O momento fletor resistente associado às forças verticais, avaliado no item 4.1 (FIGURA 4.17) e discutido no item 5.5, será desprezado. Portanto, são apresentados na FIGURA 5.15 os momentos fletores últimos obtidos no estudo paramétrico oriundos das forças horizontais (M_{FH}), de acordo com os valores listados na TABELA 4.3. Apresentam-se também os momentos fletores obtidos do cálculo do modelo mecânico, cuja formulação foi apresentada nos itens 5.2, 5.3 e 5.4. De forma a considerar os erros associados ao refinamento da malha e às imperfeições da modelagem numérica, são apresentados também os resultados numéricos com uma redução de 15%.

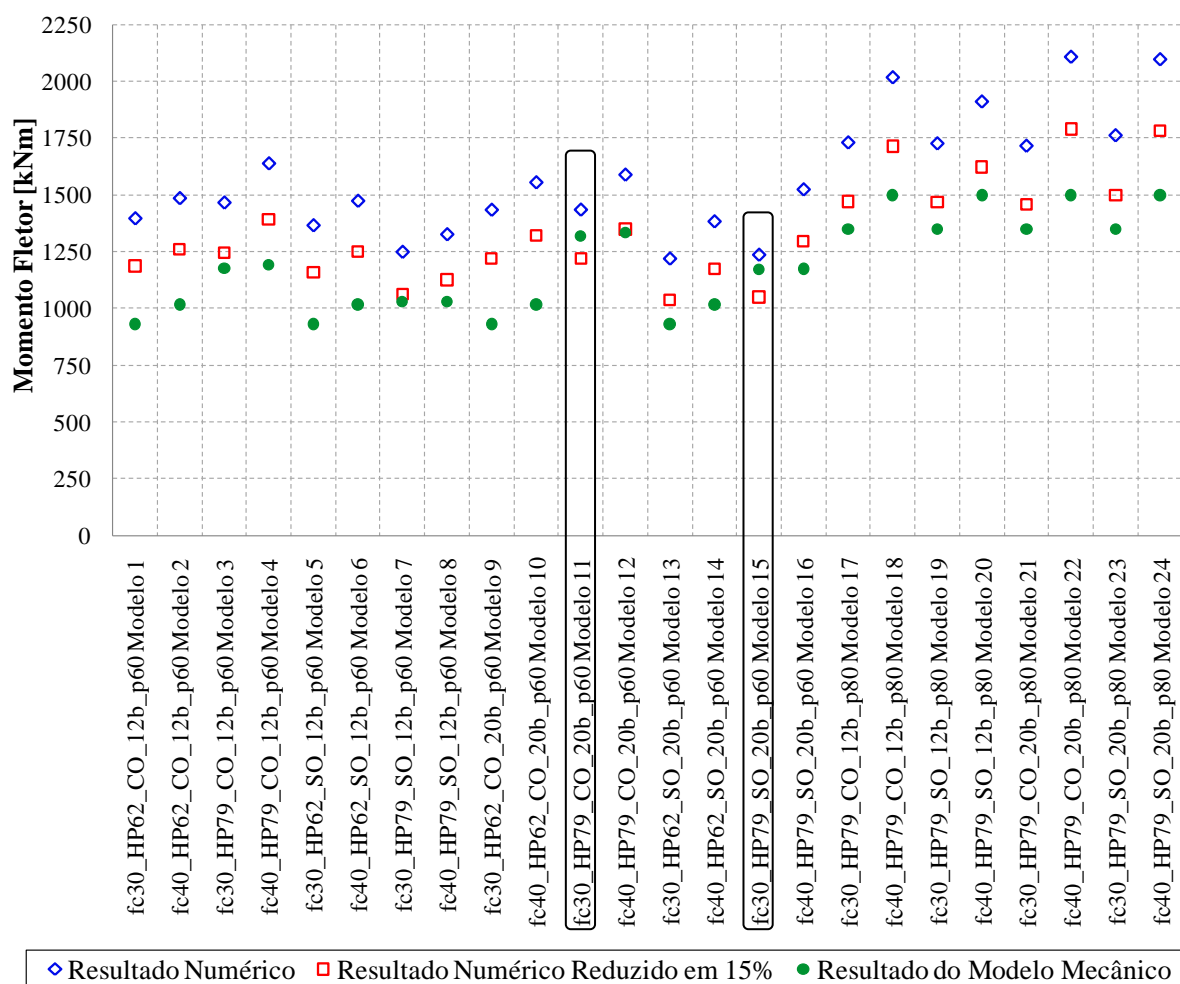


FIGURA 5.15 – Comparação entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados do modelo mecânico: momento fletor oriundo das forças horizontais

A FIGURA 5.15 mostra que, de maneira geral, os resultados obtidos utilizando-se o modelo mecânico proposto apresentam resistências a momento fletor relativamente próximas dos resultados numéricos reduzidos. Vê-se também que os resultados do modelo mecânico apresentam tendências de variações, em função dos diferentes parâmetros geométricos e físicos, semelhantemente aos resultados numéricos.

Em grande parte dos casos processados, os resultados do modelo mecânico foram mais conservadores do que os resultados numéricos reduzidos. Já os modelos 11 e 15, destacados na FIGURA 5.15, apresentaram momentos fletores reduzidos inferiores aos momentos estimados pelo modelo mecânico, portanto, o modelo mecânico fica contra a segurança. Porém, comparando-se esses dois modelos com os resultados numéricos sem redução do erro de refinamento de malha, os valores do modelo mecânico estão a favor da segurança. Esses dois modelos possuem as seguintes características em comum: resistência uniaxial à compressão do concreto ($f_c = 30MPa$); pilar metálico (HP 310x79); número total de barras de armadura longitudinal (20 barras). Essas características geométricas implicaram na geração de uma malha de elementos finitos consideravelmente diferente dos padrões da malha com “refinamento mínimo”, apresentada no item 3.6. Seria necessária, portanto, a realização de um teste da malha específico para os modelos 11, 12, 15 e 16. Outra característica importante desses quatro modelos é que, em função da malha, as posições dos parafusos da ligação foram modeladas com dimensões substancialmente diferentes dos demais modelos, principalmente o gabarito (G), conforme mostrado na TABELA 4.2. Avaliando a resistência das linhas de parafusos mediante o método das charneiras plásticas para essas dimensões, chegou-se a resistências substancialmente elevadas para a 2ª e a 3ª linha de parafusos, não ocorrendo o mesmo nos resultados numéricos. Essa discrepância entre as resistências da ligação parafusada pode ser um indício de que a formulação do método das charneiras plásticas não seja diretamente aplicável para a 2ª e 3ª linha de parafusos nos casos em que o gabarito da ligação é relativamente grande em relação às demais medidas da chapa de extremidade. Propõe-se que em trabalhos futuros a formulação das charneiras plásticas seja avaliada para diferentes tipos de configuração de ligação mista com chapa de extremidade parafusada no intuito de se avaliar a interferência dos mecanismos de falha no aço em virtude da presença do concreto.

A memória de cálculo do momento fletor resistente obtido com base na formulação do modelo mecânico preliminar (M_{R_MM}) é apresentado no Apêndice B para todos os vinte e

quatro (24) casos processados no estudo paramétrico. A TABELA 5.2 apresenta um resumo dos momentos fletores resistente da ligação obtidos pelo modelo mecânico e pelos modelos numéricos, os quais foram apresentados graficamente na FIGURA 5.15.

TABELA 5.2 – Resistência a momento da ligação referente as solicitações horizontais obtida numericamente e analiticamente (com base no modelo mecânico preliminar)

Modelo	Nome do Modelo	M_{FH} [kNm]	M_{FH} (reduzido) [kNm]	$M_{R,MM}$ [kNm]
1	fc30_HP62_CO_12b_p60	1395.5	1186.2	930.6
2	fc40_HP62_CO_12b_p60	1484.3	1261.7	1016.8
3	fc30_HP79_CO_12b_p60	1464.9	1245.2	1175.0
4	fc40_HP79_CO_12b_p60	1637.2	1391.6	1190.0
5	fc30_HP62_SO_12b_p60	1364.9	1160.2	930.6
6	fc40_HP62_SO_12b_p60	1472.5	1251.6	1016.8
7	fc30_HP79_SO_12b_p60	1248.0	1060.8	1028.0
8	fc40_HP79_SO_12b_p60	1325.3	1126.5	1030.0
9	fc30_HP62_CO_20b_p60	1433.1	1218.1	930.6
10	fc40_HP62_CO_20b_p60	1553.9	1320.8	1016.8
11	fc30_HP79_CO_20b_p60	1433.7	1218.1	1319.0
12	fc40_HP79_CO_20b_p60	1587.6	1349.5	1335.0
13	fc30_HP62_SO_20b_p60	1218.4	1035.6	930.6
14	fc40_HP62_SO_20b_p60	1382.1	1174.8	1016.8
15	fc30_HP79_SO_20b_p60	1235.2	1049.9	1172.6
16	fc40_HP79_SO_20b_p60	1522.8	1294.4	1174.5
17	fc30_HP79_CO_12b_p80	1729.3	1469.9	1349.0
18	fc40_HP79_CO_12b_p80	2015.9	1713.5	1498.8
19	fc30_HP79_SO_12b_p80	1725.1	1466.3	1349.0
20	fc40_HP79_SO_12b_p80	1909.4	1623.0	1498.8
21	fc30_HP79_CO_20b_p80	1714.8	1457.6	1349.0
22	fc40_HP79_CO_20b_p80	1736.0	1475.6	1498.8
23	fc30_HP79_SO_20b_p80	1578.9	1342.1	1349.0
24	fc40_HP79_SO_20b_p80	2095.3	1781.0	1498.8

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A seguir é feito um resumo das principais constatações obtidas com base nos resultados das análises numéricas apresentados no capítulo 4 e nos resultados gerados pelo modelo mecânico preliminar proposto no capítulo 5:

1. Foi realizado um estudo piloto onde foi simulado numericamente o comportamento do arrancamento de um “T” de aço de dentro de um pilar de concreto. As relações constitutivas não lineares dos materiais foram consideradas, permitindo-se avaliar o escoamento das chapas bem como a fissuração e o esmagamento do concreto. A resistência ao arrancamento do “T” de aço mostrou-se dependente da interação entre a resistência à flexão da mesa do “T” e a resistência ao esmagamento do concreto em contato com a mesa do “T”. O comportamento do “T” de aço é análogo ao comportamento da mesa tracionada da viga e da chapa de extremidade na presença de momento fletor na viga;
2. Foi realizado um estudo para avaliar a influência da força normal do pilar no comportamento da ligação. Nesse estudo foi mostrado que, de maneira geral, as forças normais de compressão são benéficas para a resistência a momento da ligação. Essas forças geram tensões de compressão no concreto que, associadas ao fenômeno de

confinamento promovido pelas armaduras, pelo pilar metálico e pelas chapas da viga, formam um estado de compressão multiaxial no concreto dentro da região da ligação. Isso eleva localmente a resistência à compressão do concreto, que chega a atingir tensões de esmagamento da ordem de duas vezes a tensão de resistência uniaxial à compressão do concreto. A elevação da resistência à compressão do concreto em virtude da força normal de compressão do pilar é comprovada experimentalmente, conforme citado, por exemplo, em VIEST *et al* (1997). As situações em que o pilar está sujeito a forças normais de tração não foram abordadas neste trabalho;

3. Os resultados numéricos do modelo global foram apresentados em detalhes para um modelo isento de força normal de compressão no pilar. Os deslocamentos e as deformações ocorreram da maneira esperada, gerando informações importantes para a compreensão dos mecanismos atuantes na ligação mista proposta neste trabalho. Ocorreram deformações plásticas em todos os componentes metálicos da ligação (parafusos, chapas e armaduras), como também fissuração e esmagamento no concreto, mostrando a interação entre eles. O momento fletor máximo obtido numericamente foi separado em duas componentes: (1) momentos associados às forças resistentes verticais do pilar; (2) momentos resistentes às forças resistentes horizontais. A parcela (1) deve-se ao cisalhamento dos parafusos, às forças de atrito verticais nos contatos entre o aço e o concreto, e à força vertical de esmagamento no concreto em contato com as mesas da viga. A parcela (2) deve-se às forças das linhas de parafusos, ao esmagamento do concreto em contato com a chapa de extremidade e com a chapa de confinamento do concreto, e às forças de atrito horizontais nos contatos do concreto com a viga;
4. Foi realizado um estudo paramétrico onde foram avaliados diferentes parâmetros físicos e geométricos. Os momentos máximos de cada modelo foram apresentados em função das rotações do pilar e da ligação, mostrando-se que em todos os casos processados a resistência última dos modelos foi limitada pelas resistências da ligação e não pela ruptura do pilar misto. Mostrou-se também que a falha da ligação, para os casos específicos avaliados no estudo paramétrico, foi limitada pelas resistências à tração horizontal, provenientes da ligação parafusada e do esmagamento do concreto, que por sua vez depende das resistências disponíveis dos mecanismos formados pelas armaduras transversais e longitudinais. Foi constatado que o cobrimento de concreto da chapa de extremidade influencia significativamente na resistência a momento da ligação, seja por permitir a mobilização de uma quantidade maior de armaduras nos

mecanismos horizontais, seja por aumentar o braço de alavanca das forças resistentes do mecanismo vertical. Mostrou-se também que um aumento de 33% na resistência uniaxial à compressão do concreto implicou em um aumento médio de 14% na resistência a momento da ligação. Mostrou-se que, apesar de as armaduras longitudinais colaborarem para o aumento da resistência à tração horizontal da ligação, apenas as barras localizadas nas proximidades das bordas laterais da viga são efetivas;

As principais conclusões obtidas neste trabalho são:

1. Com base no estudo da influência da seqüência de carregamento da força normal do pilar e do momento fletor da viga no comportamento da ligação, concluiu-se que a força normal de compressão, independentemente da seqüência de aplicação do carregamento, aumenta a resistência a momento da ligação mista. Obviamente, quando o pilar misto é solicitado por forças normais de compressão de magnitudes elevadas em relação à resistência plástica da seção, o concreto passa a apresentar falha por esmagamento, diminuindo com isso a resistência a momento da ligação;
2. Foram feitas comparações entre os resultados numéricos e os resultados gerados pelo modelo mecânico preliminar proposto neste trabalho. A comparação feita isoladamente para as resistências à tração e à compressão mostrou boa correspondência com os resultados numéricos, gerando valores em média 10% mais conservadores. Os momentos fletores associados às resistências horizontais da ligação, obtidas no estudo paramétrico, foram comparados com os momentos gerados pelo modelo mecânico preliminar, os quais apresentaram tendências semelhantes e valores em média 11% mais conservadores. Portanto, é possível concluir que o modelo mecânico preliminar proposto no capítulo 5, até que sejam obtidos dados experimentais que possibilitem uma melhor avaliação do comportamento da ligação mista estudada, representa uma boa estimativa da resistência a momento da ligação, tanto quantitativa (magnitude do momento fletor resistido), quanto qualitativa (permitindo prever qual é o mecanismo de falha predominante), lembrando-se que os parâmetros usados nos modelos de elementos finitos evitaram que o cisalhamento do painel do pilar fosse um mecanismo de falha.

6.2 PROPOSIÇÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO

É importante comentar que o tema abordado nesta dissertação de mestrado é muito amplo. É necessária a continuidade das pesquisas para que se tenham informações precisas e confiáveis acerca da resistência da ligação mista viga-pilar resistente a momento proposta neste trabalho. Assim, são feitas as seguintes sugestões para realização de trabalhos futuros:

- É necessária a realização de ensaios experimentais para calibrar o modelo numérico. Sugere-se, num primeiro momento, a realização de um ensaio mais simples que consiste no arrancamento do “T” de aço, tal como o modelo numérico proposto no item 3.4 e discutido no item 5.7. Esses ensaios auxiliarão na compreensão do mecanismo formado pela charneira da chapa de extremidade juntamente com o esmagamento do bloco de concreto. Informações importantes quanto ao ângulo de abertura do cone de falha e quanto à participação das armaduras longitudinais e transversais serão obtidas, possibilitando uma calibragem precisa dos modelos. Feito isso, sugere-se a realização de ensaios em protótipos em escala real contemplando a ligação como um todo. Esses ensaios indicarão o momento resistente da ligação como também gerarão informações sobre o comportamento global da ligação, como ductilidade e mecanismos secundários ainda não observados;
- Caso os resultados dos estudos experimentais apontem valores substancialmente diferentes dos resultados numéricos obtidos neste trabalho, sugere-se a realização de pesquisa de outras estratégias de modelagem numérica, como por exemplo: modelos físicos contemplando a teoria de acúmulo de dano; modelos físicos de fissuração discreta; etc.;

Do ponto de vista apenas de estratégias de análise numérica, são feitas as seguintes sugestões:

- O tempo de processamento das análises numéricas e o espaço utilizado em disco rígido foram alguns dos limitadores para a geração de um número maior de resultados como também para a realização de modelos com malhas mais refinadas. É sugerida a realização de processamento em paralelo, seja pela associação de *Desktops* ou pela utilização de *Clusters*;
- Recomenda-se a realização do teste de malha para cada tipo de modelo analisado. Da forma como foi feita neste trabalho (realização de apenas um teste de malha), pode-se estar assumindo um erro numérico exagerado ou reduzido para alguns resultados,

implicando na elaboração de modelos mecânicos para dimensionamento demasiadamente conservadores ou contra a segurança;

- É sugerida a modelagem dos parafusos e da ligação parafusada como um todo de forma mais fidedigna. Os acoplamentos nodais para resistir ao esforço de cisalhamento devem ser substituídos por contatos e os furos das chapas devem ser representados. A malha no entorno dos furos deve receber um refinamento maior para melhor caracterizar as charneiras plásticas das chapas;
- Sugere-se a realização de estudos numéricos paralelos utilizando-se outros programas computacionais além do ANSYS, tais como: ABAQUS, NASTRAN, programas próprios, etc.;
- Neste trabalho houve grande dificuldade de convergência dos modelos numéricos, principalmente devido aos elementos de concreto modelados com o elemento SOLID65 juntamente com o modelo constitutivo *Concrete*. É sugerida a criação de um elemento finito customizado dentro do ANSYS, através das UPF's (*User-Programmable Features*), que consistem na possibilidade de elaboração de sub-rotinas escritas na linguagem FORTRAN. Isso pode permitir a representação de efeitos como o amolecimento e a fissuração do concreto de acordo com parâmetros próprios, calibrados experimentalmente, e também diminuir as dificuldades de convergência;

Após o aprimoramento das metodologias de análise numérica e a calibração dos parâmetros com os resultados experimentais, sugere-se também a extensão do domínio da pesquisa da ligação mista viga-pilar proposta, avaliando-se os seguintes tópicos:

- Avaliação de um nó interno de pórtico, com vigas adjacentes em situações de momentos equilibrados e momentos desequilibrados;
- Avaliação de um nó de topo de pórtico (localizado na extremidade superior do pilar), abordando tanto nós de extremidade quanto nós internos (com vigas adjacentes);
- Avaliação da influência da força normal na viga do pórtico;
- Avaliação do comportamento da ligação mista na presença de uma viga mista de pórtico dotada de armaduras na laje que penetram no pilar misto, submetida tanto a momento fletor negativo quanto a momento fletor positivo. Devem ser previstos também casos de viga mista com o perfil de aço monossimétrico;

Por fim, baseado nas experimentações e simulações, deve ser formulado um modelo mecânico definitivo para dimensionamento estrutural da ligação mista viga-pilar resistente a momento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6118 (2007). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

ABNT NBR 8800 (2008). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro.

ACI 318-08 (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute. Detroit.

AISC-LFRD (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, USA.

AISC (2006) – Design Guide 1. *Base Plate and Anchor Rod Design*. American Institute of Steel Construction. 2ª ed. Chicago, USA.

ANSYS versão 12.1, *Program Documentation: Theory Manual*.

BALTAY, P.; GJELSVIK, A. (1990). *Coefficient of Friction for Steel on Concrete at High Normal Stress*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.2, n.1, p. 46-49.

BARBOSA, A.F.; RIBEIRO, G.O. (1998). *Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model*. Computational Mechanics. CIMNE. Spain, Barcelona.

- BODE, H. (1998). *Euro-Verbundbau konstruktion und berechnung*. Editora Werner, 2^a ed. Düsseldorf, Germany.
- CHEN, W.F.; HAN, D.J. (2001). *Plasticity for structural engineers*. Editora Springer, 1st ed. New York.
- CORUS (2002). *Design Guide for SHS Concrete Filled Columns*. Corus Tubes, UK.
- COUCHMAN, G. H.; WAY, A. (1998). *Joints in steel construction: composite connections*. The Steel Construction Institute. SCI & BCSA., SCI-213, Ascot.
- EUROCODE 2 EN 1994-1-1 (2004). Design of concrete structures. Part 1-1: *General rules for buildings and civil engineers structures*. European Committee for Standardization, Bruxelles.
- EUROCODE 3 EN 1993-1-8 (2005). Design of steel structures. Part 1-8: *Design of joints*. European Committee for Standardization, Bruxelles.
- GATTESCO, N. (1999). *Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection*. Journal of Constructional Steel Research, v.52, p. 195-218.
- GRIFFIS, L.G. (1992). *Composite Frame Construction*. Constructional Steel Design, Ed. P.J. Dowling, J.E. Harding, R. Bjorhovde, Elsevier Applied Science, NY, USA, pp. 523-554.
- KINDMANN, R.; KRAHWINKEL, M. (1999). *Stahl-und Verbundkonstruktionen*. Stuttgart, Leipzig, Germany.
- KOTINDA (2006), T.I. *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga*. 116 p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- KULAK, G.L.; FISHER, J.W.; STRUIK, J.H.A. (1987). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*. 2nd ed., New York, USA.
- LEON, R.T.; ZANDONINI, R. (1992). *Composite Connections, in Steel Design: An International Guide*. P. Dowling, J. Harding, Bjorhovde R., eds, Elsevier Publishers, London, pp.501-522

LEONEL, E.D.; RIBEIRO, G.O.; DE PAULA, F.A. (2003). *Simulação numérica de estruturas de concreto armado por meio do MEF/ANSYS*. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto Armado.

MATA, L.A.C. (2005). *Método de Análise de Sistemas Deslocáveis com Ligações Mistas de Aço e Concreto, Fundamentado Teórica e Experimentalmente*. 227p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil.

QUEIROZ, F.D.; VELLASCO, P.C.G.S.; NETHERCOT, D.A. (2005). *Structural assessment of composite beams using the finite element method*. Proceedings of Eurosteel, v.B, s.4.3, p.49-59.

QUEIROZ, G. (1995). *Análise Experimental e Análise Não-Linear de Nós Soldados Semirígidos*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação e Engenharia de Estruturas, Departamento de Estruturas/Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Belo Horizonte, Brasil.

QUEIROZ, G.; MATA, L.A.C.; ALVES, V.C.G. (2000). *Análise Numerico-Experimental de uma ligação Mista com Cantoneiras na Alma e na Mesa Inferior*. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, “Jubileo Professor Julio Ricaldoni”, Instituto de Estructuras y Transporte-Facultad de Ingeniería, Montevideo, Uruguai, CD ROM.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J; GALVÃO, A.M. (2010). “*Manual de Construção de Aço – Estruturas Mistas Vol. I*”, Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA, 68p. Rio de Janeiro, Brasil.

SCI-207 (1997). THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE. *Joints in Steel Construction: Moment Connections*. P-207, Reino Unido, Ascot.

SCI-213 (1998). COUCHMAN, G.H.; WAY, A. *Joints in Steel Construction: Composite Connections*. The Steel Construction Institute. SCI & BCSA. Ascot.

TARANATH, B.S. (1998). *Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings*. 2nded McGraw-Hill, New York, NY, USA.

VIEST, M.I.; COLACO, J.P.; FURLONG, R.W.; GRIFFIS, L.G.; LEON, R.T.; WYLLIE, L.A.; (1997). *Composite Construction Design for Building*. The American Society of Civil Engineers ASCE, McGraw-Hill, New York, NY, USA.

WILLAM, K.J.; WARNKE, E.D. (1975). *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. v.19. p.174. ISMES. Bergamo, Italy.

APÊNDICE A:

O Modelo *Concrete* Disponível no ANSYS

O modelo constitutivo *Concrete*, disponível no ANSYS versão 12.1, prevê a falha de materiais com o comportamento frágil, como por exemplo, o concreto. De acordo com o modelo proposto por WILLAM e WARNKE (1975), o critério de falha do concreto devido à m estado multiaxial de tensões pode ser expresso da seguinte forma:

$$\frac{F}{f_c} - S \leq 0 \quad (\text{A.1})$$

Onde F é uma função que depende do estado de tensões principais no elemento (σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp}), S representa a superfície de falha que é função de cinco parâmetros definidos na TABELA 3.1 (f_t , f_c , f_{cb} , f_1 e f_2) e f_c é a resistência última uniaxial à compressão. As variáveis σ_{xp} , σ_{yp} e σ_{zp} correspondem às três tensões principais nas direções principais.

Se a Eq. (A.1) for satisfeita, o material irá apresentar fissuração ou esmagamento.

O modelo proposto em WILLAM e WARNKE (1975) permite determinar a superfície de falha em função de apenas dois parâmetros, f_t e f_c , de acordo com as seguintes relações:

$$f_{cb} = 1.2f_c \quad (\text{A.2})$$

$$f_1 = 1.45f_c \quad (\text{A.3})$$

$$f_2 = 1.725f_c \quad (\text{A.4})$$

Entretanto, as relações acima são válidas apenas quando o estado de tensões respeita a seguinte condição:

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3}f_c \quad (\text{A.5})$$

Sendo σ_h a tensão hidrostática dada por: $\sigma_h = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$. A condição mostrada na Eq. (A.5) é aplicável em estados de tensões onde componente hidrostática é pequena. Em situações que essa componente seja elevada, os cinco parâmetros citados acima devem ser especificados.

Quando a capacidade de esmagamento for suprimida, através da adoção de $f_c = -1$, a fissuração do material ocorrerá sempre que alguma das componentes de tensão principal exceder f_t .

A falha do concreto pode ser enquadrada em quatro diferentes domínios, os quais dependem das tensões principais (com $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$), a saber:

- Domínio 1: $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (compressão – compressão – compressão)
- Domínio 2: $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (tração – compressão – compressão)
- Domínio 3: $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (tração – tração – compressão)
- Domínio 4: $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (tração – tração – tração)

Em cada domínio a função F e a superfície de falha S são definidas de forma independente, conforme será mostrado em por menores.

DOMÍNIO 1 (Compressão – Compressão – Compressão, $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)

Nesse domínio a tensão equivalente F assume o valor da tensão de cisalhamento média (τ_m), de acordo com a Eq. (A.6).

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.6})$$

A superfície de falha S é definida a partir do modelo de cinco parâmetros de Willam-Warnke, que pode ser descrita como função dos parâmetros conforme a Eq. (A.7). A representação esquemática da superfície é apresentada na FIGURA A.1.

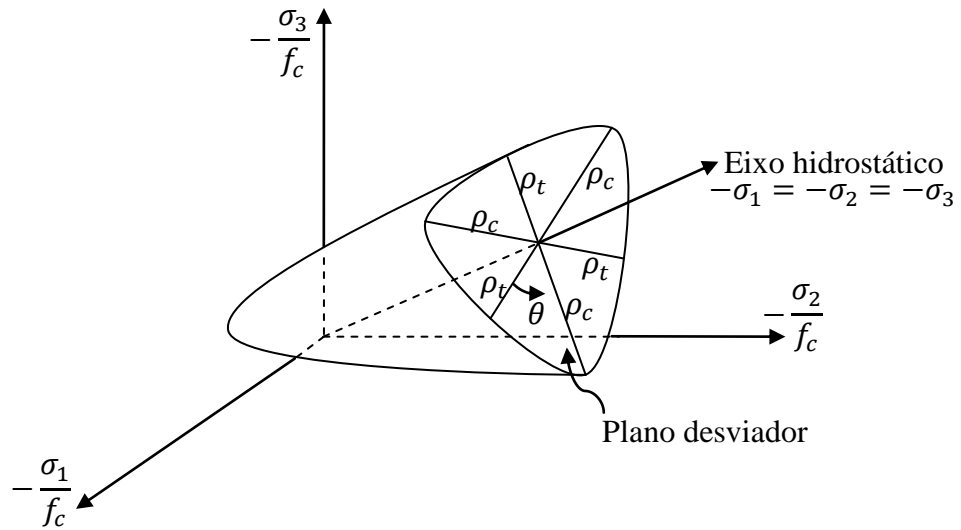


FIGURA A.1 – Superfície de falha 3D no espaço das tensões principais

$$S = S_1 = \frac{2\rho_c(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos\theta + r_c(2\rho_t - \rho_c)[4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + 5\rho_t^2 - 4\rho_t\rho_c]^{\frac{1}{2}}}{4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + (\rho_c - 2\rho_t)^2} \quad (\text{A.7})$$

Nas Eq. (A.6) e (A.7) os termos utilizados são definidos por:

$$\rho_t = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 \quad (\text{meridiano de tração, } \theta = 0^\circ) \quad (\text{A.8})$$

$$\rho_c = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 \quad (\text{meridiano de compressão, } \theta = 60^\circ) \quad (\text{A.9})$$

$$\cos \theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{A.10})$$

$$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{f_c} \quad (\text{A.11})$$

Na FIGURA A.2 é mostrado um corte da superfície de falha normal ao eixo hidrostático, onde nota-se que a seção transversal da superfície é composta por partes de curvas elípticas em cada setor de 120° , sendo que em cada setor existe uma simetria à 60° .

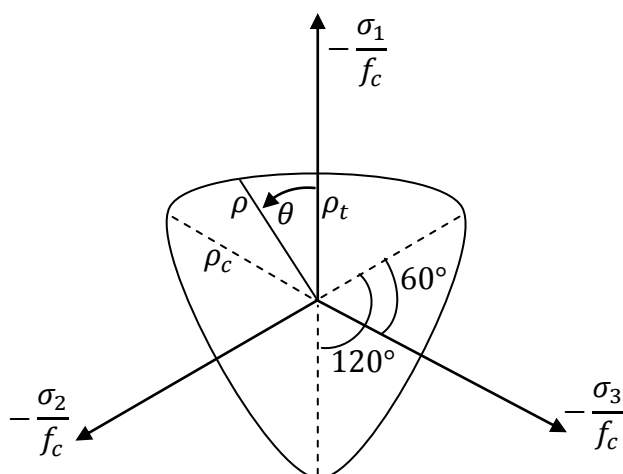


FIGURA A.2 – Seção vista no plano desviador, referente ao modelo de Willam-Warnke

Os meridianos de tração e compressão (Eq. (A.8) e (A.9)) são determinados através do ajuste dos parâmetros a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 e b_2 , de tal maneira que f_t , f_c , f_{cb} , f_1 e f_2 coincidam com a superfície de falha (FIGURA A.3).

A determinação das funções ρ_t e ρ_c surge da solução simultânea dos seguintes sistemas de equações:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = \sigma_3) \\ \frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_c) \\ \frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.12})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -f_t) \\ \frac{F_1}{f_c}(\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a, \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_2) \\ 0 \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.13})$$

Os termos presentes nas Eq. (A.12) e (A.13) são definidos conforme abaixo:

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_c}, \quad \xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_c}, \quad \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{2f_1}{3f_c}, \quad \xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{f_2}{3f_c} \quad (\text{A.14})$$

Considerando que os meridianos interceptam o eixo hidrostático em ξ_0 , tem-se que:

$$a_0 + a_1\xi_0 + a_2\xi_0^2 = 0 \quad (\text{A.15})$$

Para que a superfície de falha se mantenha convexa a relação ρ_1/ρ_2 deve ser restrita ao intervalo $0.5 < \rho_1/\rho_2 < 1.25$. Cabe colocar que o limite inferior 0.5 torna a seção transversal ao eixo hidrostático triangular. Para $\rho_1/\rho_2 = 1$ a seção transversal ao mesmo eixo é circular.

Adicionalmente os coeficientes a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 e b_2 devem respeitar as seguintes regras:

$$a_0 > 0, a_1 \leq 0, a_2 \leq 0 \quad \text{e} \quad b_0 > 0, b_1 \leq 0, b_2 \leq 0 \quad (\text{A.16})$$

Satisfeitas estas condições, garante-se que a superfície seja fechada, considerando a ruptura do material para tensões hidrostáticas elevadas ($\xi > \xi_2$), fato que não se verifica experimentalmente.

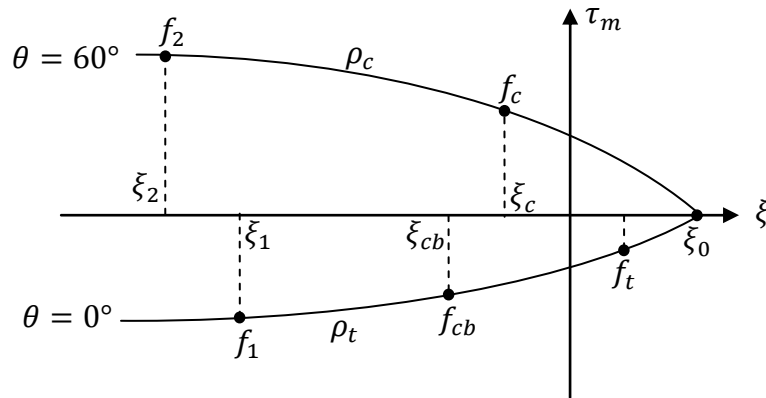


FIGURA A.3 – Meridianos da superfície de falha de Willam-Warneke

DOMÍNIO 2 (Tração – Compressão – Compressão, $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)

Nesse domínio a tensão equivalente F é calculada de maneira semelhante ao domínio 1, entretanto, despreza-se a tensão principal de tração σ_1 conforme a Eq. (A.17).

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.17})$$

A existência da tensão principal de tração provoca uma redução na resistência do material, portanto, a superfície de falha S no domínio 2 é reduzida, de acordo com a Eq. (A.18).

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) S_1 \quad (\text{A.18})$$

As variáveis ρ_t e ρ_c presentes na expressão S_1 , bem como os parâmetros a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 e b_2 , devem ser calculados como no domínio 1, mas desconsiderando-se a tensão principal de tração σ_1 na equação de ξ .

$$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{f_c} \quad (\text{A.19})$$

Caso a Eq. (A.1) seja satisfeita, ocorrerá uma fissura no plano perpendicular à tensão principal de tração σ_1 .

DOMÍNIO 3 (Tração – Tração – Compressão, $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$)

Nesse domínio cada tensão principal de tração é verificada individualmente, e, portanto, a tensão equivalente F se reduz à própria tensão analisada, conforme a Eq. (A.20).

$$F = F_3 = \sigma_i ; i = 1,2 \quad (\text{A.20})$$

A superfície de falha torna-se então a própria resistência uniaxial à tração (adimensionalizada pela resistência uniaxial de compressão) majorada em função da existência de uma tensão de compressão σ_3 .

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right) ; i = 1,2 \quad (\text{A.21})$$

Caso o critério de falha seja satisfeito para ambos os casos ($i = 1,2$), ocorrerão duas fissuras, uma perpendicular à tensão principal σ_1 e a outra perpendicular à tensão principal σ_2 . Se o critério de falha for satisfeito apenas para $i = 1$, ocorrerá apenas uma fissura, perpendicular à σ_1 .

DOMÍNIO 4 (Tração – Tração – Tração, $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$)

De maneira análoga ao domínio 3, a verificação do critério no domínio 4 se dá para cada uma das tensões principais de tração individualmente. Logo, a tensão equivalente F é definida da seguinte forma:

$$F = F_4 = \sigma_i ; i = 1,2,3 \quad (\text{A.22})$$

Desta maneira, a superfície de falha se reduz à própria resistência uniaxial à tração adimensionalizada pela resistência uniaxial de compressão, como segue:

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} ; \quad i = 1,2,3 \quad (\text{A.23})$$

Cada direção verificada ($i = 1,2,3$) que satisfizer o critério de falha indicará o surgimento de uma fissura perpendicular à mesma.

A FIGURA A.4 resume esquematicamente a superfície de falha proposta por Willam-Warnke para um estado de tensão aproximadamente biaxial.

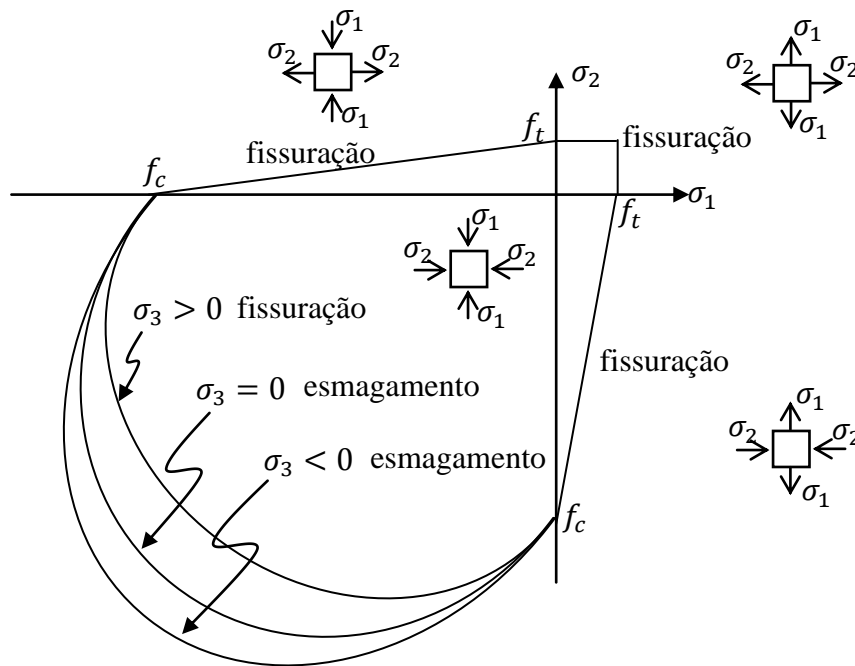


FIGURA A.4 – Superfície de falha de Willam-Warnke para um estado de tensão aproximadamente biaxial [Fonte: Documentação do ANSYS]

APÊNDICE B:

Memória de Cálculo do Modelo Mecânico

Nesse Apêndice são apresentadas as Memórias de Cálculo utilizadas para determinar a resistência a momento da ligação mista estudada, com base na formulação do Modelo Mecânico Preliminar postulada no capítulo 5. Foram calculadas as resistências a momento de todos os modelos propostos no estudo paramétrico, conforme a TABELA 4.1.

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_l = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	$a = 32.4$ mm	$b_{c0} = 174.4$ mm
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a_l = 32.4$ mm	$b_{t0} = 184.9$ mm
$h = 600$ mm		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
$f_c = 30$ MPa			$d_{c0} = 172.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistências das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 1804 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 628 kN	628 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2199$ kN	$\Sigma = 2599$ kN
Esmag. Conc. Alma: 612 kN	612 kN		Força resistida pelas barras: 1240 kN
$\Sigma = 1752$	$\Sigma = 1752$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 931$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.1 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 1 fc30_HP62_CO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 28.1$ mm	$b_{c0} = 165.7$ mm
$h = 600$ mm		$a_I = 28.1$ mm	$b_{t0} = 176.2$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 163.7$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 2170 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 688 kN	688 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2565$ kN	$\Sigma = 2599$ kN
Esmag. Conc. Alma: 723 kN	723 kN		Força resistida pelas barras: 1411 kN
$\Sigma = 1923$	$\Sigma = 1923$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1017$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.2 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 2 fc40_HP62_CO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.2	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 20.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_I = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1276 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 1678$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	331 kN		Força resistida pelas barras: 1678 kN
$\Sigma = 2477$ kN	$\Sigma = 2062$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1175$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.3 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 3 fc30_HP79_CO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.2	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 20.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 600$ mm		$a_l = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1276 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 1678$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	192 kN		Força resistida pelas barras: 1678 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 2062$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1190$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.4 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 4 fc40_HP79_CO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 32.4$ mm	$b_{c0} = 174.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_l = 32.4$ mm	$b_{t0} = 184.9$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 172.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 1804 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 628 kN	628 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2199$ kN	$\Sigma = 1997$ kN
Esmag. Conc. Alma: 612 kN	612 kN		Força resistida pelas barras: 1240 kN
$\Sigma = 1752$	$\Sigma = 1752$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 931$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.5 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 5 fc30_HP62_SO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 28.1$ mm	$b_{c0} = 165.7$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 28.1$ mm	$b_{t0} = 176.2$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 163.7$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1º Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 2170 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 688 kN	688 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2º Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3º Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2565$ kN	$\Sigma = 1997$ kN
Esmag. Conc. Alma: 723 kN	723 kN		Força resistida pelas barras: 1411 kN
$\Sigma = 1923$	$\Sigma = 1923$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1017$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.6 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 6 fc40_HP62_SO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 16$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1º Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 982 kN
2º Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3º Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 1384$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	37 kN		Força resistida pelas barras: 1384 kN
$\Sigma = 2477$	$\Sigma = 1767$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1028$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.7 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 7 fc30_HP79_SO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 16$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 600$ mm		$a_l = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1384 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 982 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 1384$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	0 kN		Força resistida pelas barras: 1384 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 1767$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1030$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.8 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 8 fc40_HP79_SO_12b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 32.4$ mm	$b_{c0} = 174.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_l = 32.4$ mm	$b_{t0} = 184.9$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 172.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 1804 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 628 kN	628 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2199$ kN	$\Sigma = 2599$ kN
Esmag. Conc. Alma: 612 kN	612 kN		Força resistida pelas barras: 1240 kN
$\Sigma = 1752$	$\Sigma = 1752$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 931$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.9 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 9 fc30_HP62_CO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 28.1$ mm	$b_{c0} = 165.7$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 28.1$ mm	$b_{j0} = 176.2$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 163.7$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 2170 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 688 kN	688 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2565$ kN	$\Sigma = 2599$ kN
Esmag. Conc. Alma: 723 kN	723 kN		Força resistida pelas barras: 1411 kN
$\Sigma = 1923$	$\Sigma = 1923$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1017$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.10 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 10 fc40_HP62_CO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 254.6$ kN	$Dr = 53.3$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.2	$F_{L2} = 254.6$ kN	$Df = 116.7$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 155.3$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 20.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 42.7$ mm	$b_{j0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 255 kN	255 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1276 kN
2° Linha parafusos: 255 kN	255 kN		
3° Linha parafusos: 155 kN	155 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 1678$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	331 kN		Força resistida pelas barras: 1678 kN
$\Sigma = 2758$	$\Sigma = 2343$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1319$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.11 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 11 fc30_HP79_CO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 254.6$ kN	$Dr = 53.3$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.2	$F_{L2} = 254.6$ kN	$Df = 116.7$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 155.3$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 20.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 600$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 255 kN	255 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1276 kN
2° Linha parafusos: 255 kN	255 kN		
3° Linha parafusos: 155 kN	155 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 1678$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	192 kN		Força resistida pelas barras: 1678 kN
$\Sigma = 3043$	$\Sigma = 2343$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1335$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.12 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 12 fc40_HP79_CO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 32.4$ mm	$b_{c0} = 174.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_I = 32.4$ mm	$b_{t0} = 184.9$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 172.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 1804 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 628 kN	628 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2199$ kN	$\Sigma = 1997$ kN
Esmag. Conc. Alma: 612 kN	612 kN		Força resistida pelas barras: 1240 kN
$\Sigma = 1752$	$\Sigma = 1752$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 931$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.13 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 13 fc30_HP62_SO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 247.0$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 150$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 155.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 108.7$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 246$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 256$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 10.7$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 10.5$ mm	$b_{ch} = 256$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 19$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 28.1$ mm	$b_{c0} = 165.7$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 28.1$ mm	$b_{j0} = 176.2$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.826$	$d_{w0} = 107.5$ mm
			$d_{c0} = 163.7$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 247 kN	247 kN	Esmag. Concreto: 2170 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 688 kN	688 kN	Esc. Alma coluna: 395 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 156 kN	156 kN		
3° Linha parafusos: 109 kN	109 kN	$\Sigma = 2565$ kN	$\Sigma = 1997$ kN
Esmag. Conc. Alma: 723 kN	723 kN		Força resistida pelas barras: 1411 kN
$\Sigma = 1923$	$\Sigma = 1923$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1017$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.14 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 14 fc40_HP62_SO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 254.6$ kN	$Dr = 53.3$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 254.6$ kN	$Df = 116.7$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 155.3$ kN	$D_j = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 16$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 600$ mm		$a_j = 42.7$ mm	$b_{j0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 255 kN	255 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 982 kN
2° Linha parafusos: 255 kN	255 kN		
3° Linha parafusos: 155 kN	155 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 1384$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	37 kN		Força resistida pelas barras: 1384 kN
$\Sigma = 2758$	$\Sigma = 2048$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1173$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.15 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 15 fc30_HP79_SO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 254.6$ kN	$Dr = 53.3$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 254.6$ kN	$Df = 116.7$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 4.0	$F_{L3} = 155.3$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 0.0		
	Camadas efetivas (alma): 0.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 16$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 2$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 600$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 600$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 255 kN	255 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 402 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1384 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 982 kN
2° Linha parafusos: 255 kN	255 kN		
3° Linha parafusos: 155 kN	155 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 1384$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	0 kN		Força resistida pelas barras: 1384 kN
$\Sigma = 3043$	$\Sigma = 2048$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1174$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência dos mecanismos das armaduras	

FIGURA B.16 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 16 fc40_HP79_SO_20b_p60

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 804 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 3001$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	746 kN		Força resistida pelas barras: 2093 kN
$\Sigma = 2477$	$\Sigma = 2477$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1349$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.17 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 17 fc30_HP79_CO_12b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 804 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 3001$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	892 kN		Força resistida pelas barras: 2378 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 2762$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1499$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.18 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 18 fc40_HP79_CO_12b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 804 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 2400$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	746 kN		Força resistida pelas barras: 2093 kN
$\Sigma = 2477$	$\Sigma = 2477$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1349$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.19 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 19 fc30_HP79_SO_12b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 16$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 804 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 2400$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	892 kN		Força resistida pelas barras: 2378 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 2762$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1499$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.20 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 20 fc40_HP79_SO_12b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 20$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 1257 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 3453$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	746 kN		Força resistida pelas barras: 2093 kN
$\Sigma = 2477$	$\Sigma = 2477$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R,MM} = 1349$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.21 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 21 fc30_HP79_CO_20b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 5.4	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 3.4		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 35.8$	$\varphi_L = 20$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 1257 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 2197 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 3453$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	892 kN		Força resistida pelas barras: 2378 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 2762$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1499$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.22 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 22 fc40_HP79_CO_20b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 20$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 42.7$ mm	$b_{c0} = 274.4$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 42.7$ mm	$b_{t0} = 285.4$ mm
$f_c = 30$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 206.4$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 3398 kN	Armaduras transversais: 1257 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1347 kN	1347 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 3864$ kN	$\Sigma = 2852$ kN
Esmag. Conc. Alma: 746 kN	746 kN		Força resistida pelas barras: 2093 kN
$\Sigma = 2477$	$\Sigma = 2477$ kN	Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1349$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.23 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 23 fc30_HP79_SO_20b_p80

ENTRADA DE DADOS:			
Dados da viga metálica:	Dados das armaduras transversais:	Resistência das linhas de parafusos:	Dados da Furação:
$d = 600$ mm	$\varphi_T = 12.5$ mm	$F_{L1} = 244.1$ kN	$Dr = 40.0$ mm
$b_f = 250$ mm	Barras efetivas/camada (mesa): 4.0	$F_{L2} = 72.8$ kN	$Df = 103.3$ mm
$t_{fv} = 16$ mm	Camadas efetivas (mesa): 6.0	$F_{L3} = 66.7$ kN	$D_I = 94.7$ mm
$t_{wv} = 8$ mm	Barras efetivas/camada (alma): 2.0		
	Camadas efetivas (alma): 1.0	Dados das armaduras longitudinais:	
Dados do pilar metálico:	$N_{Te} = 26$	$\varphi_L = 20$ mm	
$d_c = 299$ mm	$f_{ys} = 500$ MPa	$\zeta = 45^\circ$	
$b_{fc} = 306$ mm		$N_{Le} = 4$	
$t_{fp} = 11$ mm	Dados da chapa de extremidade:	$f_{ys} = 500$ MPa	
$t_w = 11$ mm	$b_{ch} = 306$ mm		
	$d_{ch} = 760$ mm		
Dados do pilar de concreto:	$t_{ch} = 25$ mm	BLOCOS DE ESMAGAMENTO DO CONCRETO:	
$b = 800$ mm	$f_y = 350$ MPa	$a = 37.0$ mm	$b_{c0} = 263.0$ mm
$h = 800$ mm		$a_I = 37.0$ mm	$b_{t0} = 274.0$ mm
$f_c = 40$ MPa		$\gamma = 0.898$	$d_{w0} = 121.0$ mm
			$d_{c0} = 195.0$ mm
DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS POTENCIAIS E CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR:			
Força de tração potencial por elemento:	Força de tração utilizada por elemento após equilíbrio:	Força de compressão disponível por elemento:	Resistência das armaduras limitadora da força de tração (Esmag. do Conc.):
1° Linha parafusos: 244 kN	244 kN	Esmag. Concreto: 4101 kN	Armaduras transversais: 1257 kN
Esmag. Conc. Mesa: 1486 kN	1486 kN	Esc. Alma coluna: 466 kN	Armaduras longitudinais: 1595 kN
2° Linha parafusos: 73 kN	73 kN		
3° Linha parafusos: 67 kN	67 kN	$\Sigma = 4567$ kN	$\Sigma = 2852$ kN
Esmag. Conc. Alma: 892 kN	892 kN		Força resistida pelas barras: 2378 kN
$\Sigma = 2762$	$\Sigma = 2762$ kN		
		Momento Fletor Resistente: $M_{R-MM} = 1499$ kN.m	
		Obs: Limitado pela resistência à tração	

FIGURA B.24 – Cálculo do momento fletor resistente: Modelo 24 fc40_HP79_SO_20b_p80

APÊNDICE C:

Macro Utilizada para Geração dos Modelos

```

FINISH
/CLEAR,NOSTART
/FILNAME,mod22,0
/PREP7
!----- DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS -----

dv=600           !altura da viga metálica [mm]
bfv=250          !largura da mesa da viga metálica [mm]
tfv=16           !espessura das mesas da viga metálica [mm]
twv=8            !espessura da alma da viga metálica [mm]
h=800            !altura do pilar de concreto [mm]
b=800            !largura do pilar de concreto [mm]
dp=299           !altura do perfil metálico [mm]
bfp=306          !largura da mesa do perfil metálico [mm]
tfp=11.0         !espessura da mesa do perfil metálico [mm]
twp=11.0         !espessura da alma do perfil metálico [mm]
dch=760          !altura da chapa de extremidade (dch>dv) [mm]
bch=bfv          !largura da chapa de extremidade [mm]
tch=25           !espessura da chapa de extremidade [mm]
tp=12.5          !espessura da chapa de confinamento do concreto (FBP) [mm]
bi=bfv           !largura da chapa de confinamento do concreto (FBP) [mm]
fi_par=3/4*25.4  !diâmetro nominal do parafuso [mm]
a_eficaz=0.75    !área axial efetiva do parafuso [%]
G=85             !gabarito da furação dos parafusos [mm]
Dc=40            !distância do furo externo à borda da chapa de extrem.[mm]
Df=115           !distância entre o furo externo e o 1º furo interno [mm]
Dr=40            !distância do furo externo à mesa da viga [mm]
D11=90           !distância do 1º furo interno ao 2º furo interno [mm]
D22=0            !distância do 2º furo interno ao 3º furo interno [mm]

!----- DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADE FÍSICAS -----

fy=350           !tensão de escoamento do aço das chapas [MPa]
fu=480           !tensão última do aço [MPa]
Dh=0.01          !deformação de início de encruamento [-]
Du=0.18          !deformação referente à tensão de ruptura [-]
Es=200000        !módulo de elasticidade do aço [MPa]

```



```

ni_s=0.3          !coeficiente de Poisson do aço [-]
fcm=40            !tensão de resistência à compressão do concreto [MPa]
fctm=0.3*fcm**(2/3) !tensão de ruptura à tração média do concreto [MPa]
Ec=5600*sqrt(fcm) !módulo de elasticidade do concreto [MPa]
ni_c=0.2          !coeficiente de Poisson do concreto [-]
e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do concreto [-]
fys=500           !tensão de escoamento das armaduras [MPa]
fus=1.1*fys       !tensão de ruptura mínimo das armaduras [MPa]
esu=0.05          !deformação à tensão de ruptura [-]
esf=0.08          !deformação máxima da barra [-]
ni_ss=0.3         !coeficiente de Poisson das armaduras [-]
Ess=210000        !módulo de elasticidade das armaduras [MPa]
nfi_long=20       !nº de armaduras longitudinais do pilar (4, 8, 12 ou 20)
*if,nfi_long,EQ,20,then
*if,b,GT,700,then
    fi_long=20     !diâmetro da barra de armadura longitudinal do pilar [mm]
*else
    fi_long=16
*endif
*else
    fi_long=16
*endif
fi_estr=12.5      !diâmetro dos estribos transversais ao pilar [mm]
fi_incl=12.5      !diâmetro das barras obliquas (estribos inclinados) [mm]
fi_estrcom=5.0    !diâmetro dos estribos comuns (afastado da ligação) [mm]
nfi_estext=3      !nº de camadas duplas de estribos acima da viga [-]
nfi_estrint=6     !nº de camadas de estribo entre as mesas da viga [nº par]
sv=75             !espaçamento entre as camadas de estribo duplas [mm]
se=200            !espaçamento entre as camadas de estribo simples [mm]
fy_par=635        !tensão de escoamento do parafuso [MPa]
fu_par=825        !tensão de ruptura do parafuso [MPa]
esu_par=4/100     !deformação à tensão de ruptura do parafuso [-]
esf_par=8/100     !deformação máxima do parafuso na tensão de ruptura [-]
esf2_par=12/100  !deformação final do parafuso para tensão nula [-]
ni_par=0.3        !coeficiente de Poisson do parafuso [-]
Es_par=200000     !módulo de elasticidade do parafuso [-]

!----- DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADE FÍSICAS -----

mi=0.35           !coeficiente de atrito aço-aço e aço-concreto [-]
mi_fiss=0.2       !coeficiente de transferência de atrito em fissura aberta
mi_esm=0.6        !coeficiente de transferência de atrito em elemento esmagado
k7=1              !keyoption 7 para concreto - fator de rigidez pós-fissura

!----- CARACTERÍSTICA DO MODELO FEM -----

ft=1              !modelo de Willam & Warnke para o concreto à tração
fc=-1             !modelo de Willam & Warnke para o concreto à compressão
pi=4*atan(1)      !definição da constante PI
*if,b,GT,700,then
    ndiv1=10       !nº de elementos nas quinas do pilar de concreto [-]
*else
    ndiv1=7
*endif
ndiv2=1           !nº de elementos no concreto da borda da viga à borda da CH
ndiv3=1           !nº de elementos na espessura da chapa de extremidade
*if,bfv,GT,200,then
    ndiv2=1        !nº de elementos no concreto entre a borda da viga e a borda
da chapa de extremidade
    ndiv4=0.5      !relação do tamanho do elemento da mesa da viga com tfv
*else

```

```

      ndiv2=2
      ndiv4=0.25
*endif
ndiv5=0.25      !n° de elementos na espessura da mesa do perfil metálico
ndiv6=10       !divisões no volume de concreto interno ao pilar de aço (par)
ndiv8=3        !n° de elementos ao longo da dimensão "e"
matam=25       !tamanho médio da malha [mm]
malhatip=1     !tipo de refinamento dos elementos de concreto fora da
               !ligação (0 = refinamento regular; 1 = refinamento gradual)
matamc=2.5*matam !tamanho médio da malha no trecho com refinamento gradual
rmatam=4       !razão de aumento da malha no trecho com refinamento gradual
razao1=0.5     !relação entre os elementos do concreto e da alma da viga
banda=1       !banda de procura pela posição dos estribos [mm]
loop=1000     !n° de loops para procura da posição dos estribos
tenfun=0.1    !tensão de fundo para evitar problemas numéricos
vigdiv=12     !n° de fileiras de elementos no trecho exposto da viga
FBP=1         !existência da chapa de confinamento FBP (0=sem, 1=com)
parafusos=1   !tipo de análise: 0=sem parafusos; 1=com parafusos
inistrain_ros=0.0045 !deformação inicial do parafuso (pré-aperto) [-]
vigalimit=1   !material da viga (0=material real, 1=material elástico)
pelivre=3000  !pé direito livre = altura do pilar - altura da viga metálica
vigalivre=2.5*h !comprimento de viga livre fora do pilar
obliqua=1     !existência das barras inclinadas (0 = não , 1 = sim)
controltx=1   !controle da taxa de armadura distribuida tx<1 (0=não, 1=sim)

```

!----- PARÂMETROS DA SOLUÇÃO NAO-LINEAR -----

```

nsbt=1500      !n° de substeps desejado
nsbtmax=2500  !n° máximo de substeps
nsbtmin=10    !n° mínimo de substeps
nite=500      !n° de iterações máxima para cada substep
nsbt_salvar=5 !intervalo de substeps para a escrita do arquivo de
resultados
nsbt_restart=5 !intervalo de substeps para a escrita do arquivo de restart
plast_max=50  !deformação plástica limite para interrupção do cálculo
tolerancia=0.01 !tolerância do cálculo numérico
norma=2       !norma do vetor resposta (0-> lim.inferior, 1-> L1, 2-> L2)
lnsrch=1     !LINE SEARCH (0 -> inativo, 1-> ativo)

```

!----- PROPRIEDADES DO CARREGAMENTO -----

```

dz=-60        !deslocamento vertical imposto à viga

```

!----- DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS -----

```

ET,1,SOLID65      !elemento de concreto
KEYOPT,1,1,1$KEYOPT,1,3,0$KEYOPT,1,5,1$KEYOPT,1,6,3$KEYOPT,1,7,k7$KEYOPT,1,8,0
ET,2,SOLID185     !elemento das chapas metálicas (pilar, viga e chapa de topo)
ET,3,LINK8        !elemento de treliça (parafusos e armaduras obliquas)
ET,4,CONTA173     !elemento de contato (CONTACT)
ET,5,TARGE170    !elemento de contato (TARGET)

```

!----- DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS -----

```

!material do concreto
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,Ec
MPDATA,PRXY,1,,ni_c
MPDATA,MU,1,,mi

```

```

!modelo multilinear (critério de plastificação de von Mises)
*IF,0.7*(fcm**0.31),LT,2.8,THEN
Dc1=0.7*(fcm**0.31)/1000
*ELSE
Dc1=2.8/1000
*ENDIF
k=1.1*Ec*Dc1/fcm
D1=0.4*fcm/Ec
S1=0.4*fcm
D2=D1+((Dc1-D1)/4)
S2=fcm*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D2/Dc1))
D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)
S3=fcm*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))
D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)
S4=fcm*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))
D5=Dc1
S5=fcm
D6=e_max_c
S6=fcm+((Ec/1000)*0.01)
TB,KINH,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1$TBPT,DEFI,D2,S2$TBPT,DEFI,D3,S3$TBPT,DEFI,D4,S4$TBPT,DEFI,D5,S5
TBPT,DEFI,D6,S6

!Material das Chapas de Aço
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,Es
MPDATA,PRXY,2,,ni_s
MPDATA,MU,2,,mi

*if,ft,GT,0,then
ft=fctm
*endif
*if,fc,GT,0,then
fc=fcm
*endif
TB,CONC,1,1,9,
TBTEMP,0
TBDATA,,mi_fiss,mi_esm,ft,fc,,
TBDATA,,,,,,,,

!modelo multilinear (critério de plastificação de von Mises)
Dy=fy/Es
daa=(fy-fu)/(Dh-Du)**2
dbb=-2*daa*Du
dcc=fu+Du**2*daa
D1=Dy
S1=fy
D2=Dh
S2=fy
D3=Dh+((Du-Dh)/4)
S3=daa*D3**2+dbb*D3+dcc
D4=Dh+2*((Du-Dh)/4)
S4=daa*D4**2+dbb*D4+dcc
D5=Dh+3*((Du-Dh)/4)
S5=daa*D5**2+dbb*D5+dcc
D6=Du
S6=daa*D6**2+dbb*D6+dcc
D7=Dh+5*((Du-Dh)/4)
S7=daa*D7**2+dbb*D7+dcc

```



```

!propriedade do concreto com armadura longitudinal
ax=(h-dp)/2-tch)/ndiv1
ay=(b-bfp)/2/ndiv1
a=fi_long**2*pi/4
tx_z=a/(ax*ay)          !taxa de armadura longitudinal do pilar
theta_z=90              !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_z=90                !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6,3,tx_z,theta_z,phi_z,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

!propriedade do concreto com armadura transversal
a=fi_estr**2*pi/4
az=matam
tx=a/(ax*az)           !taxa de armadura transversal do pilar (perpendicular à viga)
theta=90               !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi=0                  !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,7,3,tx,theta,phi,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

!----- CRIAÇÃO DA GEOMETRIA -----

!Pilar de concreto
          !corte 1
k,3101,-h/2,0,0
k,3102,-h/2,0,pelivre/2+dv/2
k,3103,-dp/2,0,pelivre/2+dv/2
k,3104,-dp/2,0,0
k,3105,dp/2,0,dch/2
k,3106,dp/2,0,pelivre/2+dv/2
k,3107,dp/2+tch,0,pelivre/2+dv/2
k,3108,h/2,0,pelivre/2+dv/2
k,3109,h/2,0,dch/2
k,3110,h/2,0,dv/2
k,3111,dp/2+tch,0,dv/2
k,3112,dp/2+tch,0,dch/2
          !corte 2 tramo sem viga
k,3201,-h/2,bfp/2,0
k,3202,-h/2,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,3203,-dp/2,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,3204,-dp/2,bfp/2,0
          !corte 3 tramo sem viga
k,3301,-h/2,b/2,0
k,3302,-h/2,b/2,pelivre/2+dv/2
k,3303,-dp/2,b/2,pelivre/2+dv/2
k,3304,-dp/2,b/2,0
          !corte 2 tramo interno
k,31203,-dp/2+tfp,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,31204,dp/2-tfp,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,31207,dp/2-tfp,twp/2,0
k,31208,-dp/2+tfp,twp/2,0
k,31303,-dp/2+tfp,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,31304,dp/2-tfp,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,31307,dp/2-tfp,bfp/2,0
k,31308,-dp/2+tfp,bfp/2,0
          !corte 3 tramo interno
k,31403,-dp/2+tfp,b/2,pelivre/2+dv/2
k,31404,dp/2-tfp,b/2,pelivre/2+dv/2
k,31407,dp/2-tfp,b/2,0
k,31408,-dp/2+tfp,b/2,0

```

```

!corte 2 tramo direito
k,3205,dp/2,bfp/2,0
k,3206,dp/2,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,3207,dp/2,b/2,0
!corte 3 tramo direito
k,3305,dp/2,b/2,dch/2
k,3306,dp/2,b/2,pelivre/2+dv/2
k,3307,dp/2+tch,b/2,pelivre/2+dv/2
k,3308,h/2,b/2,pelivre/2+dv/2
k,3309,h/2,b/2,dch/2
k,3310,h/2,b/2,dv/2
k,3311,dp/2+tch,b/2,dv/2
k,3312,dp/2+tch,b/2,dch/2
!corte interno à viga
k,32210,h/2,twv/2,dv/2-tfv
k,32211,dp/2+tch,twv/2,dv/2-tfv
k,32212,dp/2+tch,twv/2,0
k,32213,h/2,twv/2,0
k,33210,h/2,b/2,dv/2-tfv
k,33211,dp/2+tch,b/2,dv/2-tfv
k,33212,dp/2+tch,b/2,0
k,33213,h/2,b/2,0
!maciço paralelo à mesa da viga
k,32306,dp/2+tch,bfv/2,dv/2
k,32307,h/2,bfv/2,dv/2
k,32310,h/2,bfv/2,dv/2-tfv
k,32311,dp/2+tch,bfv/2,dv/2-tfv
k,33306,dp/2+tch,b/2,dv/2
k,33307,h/2,b/2,dv/2
k,33310,h/2,b/2,dv/2-tfv
k,33311,dp/2+tch,b/2,dv/2-tfv
!maciço paralelo à chapa de extremidade
k,32404,dp/2,bch/2,dch/2
k,32405,dp/2+tch,bch/2,dch/2
k,32412,dp/2+tch,bch/2,0

v,3101,3102,3103,3104,3201,3202,3203,3204 !fila 1 tramo sem viga
v,3201,3202,3203,3204,3301,3302,3303,3304 !fila 2 tramo sem viga
v,31203,31204,31207,31208,31303,31304,31307,31308 !fila 1 tramo interno
v,31303,31304,31307,31308,31403,31404,31407,31408 !fila 2 tramo interno
v,3203,3204,31308,31303,3303,3304,31408,31403 !fila entre esquerdo e interno
v,31407,31404,31304,31307,3207,3306,3206,3205 !fila entre interno e direito
v,3105,3106,3107,3112,3305,3306,3307,3312 !fila 1 tramo direito
v,3107,3108,3109,3112,3307,3308,3309,3312
v,3109,3110,3111,3112,3309,3310,3311,3312
v,32210,32211,32212,32213,33210,33211,33212,33213 !fila 2 e 3 (interno à viga até
a face do pilar)
v,32306,32307,32310,32311,33306,33307,33310,33311 !fila 2 e 3 (adjacente à mesa da
viga)

v,3305,32404,3205,3207,3312,32405,32412,33212 !fila 2 e 3 (adjacente à chapa de
extremidade)

KWPLAN,-1,32310,32307,32306
vsel,s,,,7$vsel,a,,,8$vsel,a,,,9$vsel,a,,,10
VSBW,all
KWPLAN,-1,32310,33310,33311
allsel,all
VSBW,all
KWPLAN,-1,32307,33307,33306
allsel,all

```

```

VSBW,all
KWPLAN,-1,6,3309,3312
allsel,all
VSBW,all
KWPLAN,-1,48,32405,32404
allsel,all
VSBW,all
KWPAVE,3103
wprot,0,90
wpoff,0,0,-tch
VSBW,all
allsel,all
VSYMM,Z,all,,,,0,0
NUMMRG,KP,,,,LOW
cm,concreto,volume

!Pilar Metálico
k,1101,-dp/2,0,0                                !corte 1
k,1102,-dp/2,0,pelivre/2+dv/2
k,1103,-dp/2+tfp,0,pelivre/2+dv/2
k,1104,dp/2-tfp,0,pelivre/2+dv/2
k,1105,dp/2,0,pelivre/2+dv/2
k,1106,dp/2,0,0
k,1107,dp/2-tfp,0,0
k,1108,-dp/2+tfp,0,0
k,1201,-dp/2,twp/2,0                            !corte 2
k,1202,-dp/2,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,1203,-dp/2+tfp,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,1204,dp/2-tfp,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,1205,dp/2,twp/2,pelivre/2+dv/2
k,1206,dp/2,twp/2,0
k,1207,dp/2-tfp,twp/2,0
k,1208,-dp/2+tfp,twp/2,0
k,1301,-dp/2,bfp/2,0                            !corte 3
k,1302,-dp/2,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,1303,-dp/2+tfp,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,1304,dp/2-tfp,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,1305,dp/2,bfp/2,pelivre/2+dv/2
k,1306,dp/2,bfp/2,0
k,1307,dp/2-tfp,bfp/2,0
k,1308,-dp/2+tfp,bfp/2,0

v,1101,1102,1103,1108,1201,1202,1203,1208 !fila 1
v,1108,1103,1104,1107,1208,1203,1204,1207
v,1107,1104,1105,1106,1207,1204,1205,1206
v,1201,1202,1203,1208,1301,1302,1303,1308 !fila 2
v,1207,1204,1205,1206,1307,1304,1305,1306
allsel,all
cmsel,u,concreto
VSYMM,Z,all,,,,0,0
allsel,all
cmsel,s,concreto
aslv,s
lsla,s
ksll,s
vsel,inve
asel,inve
lsel,inve
ksel,inve
NUMMRG,KP,,,,LOW
cm,perfil,volume

```

!Viga Metálica e Chapa de Extremidade

k,2101,dp/2,0,0 !corte 1
 k,2102,dp/2,0,dv/2-tfv
 k,2103,dp/2,0,dv/2
 k,2104,dp/2,0,dch/2
 k,2105,dp/2+tch,0,dch/2
 k,2106,dp/2+tch,0,dv/2
 k,2107,h/2,0,dv/2
 k,2108,h/2+vigalivre,0,dv/2
 k,2109,h/2+vigalivre,0,dv/2-tfv
 k,2110,h/2,0,dv/2-tfv
 k,2111,dp/2+tch,0,dv/2-tfv
 k,2112,dp/2+tch,0,0
 k,2113,h/2,0,0
 k,2114,h/2+vigalivre,0,0
 k,2201,dp/2,twv/2,0 !corte 2
 k,2202,dp/2,twv/2,dv/2-tfv
 k,2203,dp/2,twv/2,dv/2
 k,2204,dp/2,twv/2,dch/2
 k,2205,dp/2+tch,twv/2,dch/2
 k,2206,dp/2+tch,twv/2,dv/2
 k,2207,h/2,twv/2,dv/2
 k,2208,h/2+vigalivre,twv/2,dv/2
 k,2209,h/2+vigalivre,twv/2,dv/2-tfv
 k,2210,h/2,twv/2,dv/2-tfv
 k,2211,dp/2+tch,twv/2,dv/2-tfv
 k,2212,dp/2+tch,twv/2,0
 k,2213,h/2,twv/2,0
 k,2214,h/2+vigalivre,twv/2,0
 k,2301,dp/2,bfv/2,0 !corte 3
 k,2302,dp/2,bfv/2,dv/2-tfv
 k,2303,dp/2,bfv/2,dv/2
 k,2304,dp/2,bfv/2,dch/2
 k,2305,dp/2+tch,bfv/2,dch/2
 k,2306,dp/2+tch,bfv/2,dv/2
 k,2307,h/2,bfv/2,dv/2
 k,2308,h/2+vigalivre,bfv/2,dv/2
 k,2309,h/2+vigalivre,bfv/2,dv/2-tfv
 k,2310,h/2,bfv/2,dv/2-tfv
 k,2311,dp/2+tch,bfv/2,dv/2-tfv
 k,2312,dp/2+tch,bfv/2,0
 k,2313,h/2,bfv/2,0
 k,2314,h/2+vigalivre,bfv/2,0
 k,2401,dp/2,bch/2,0 !corte 4
 k,2402,dp/2,bch/2,dv/2-tfv
 k,2403,dp/2,bch/2,dv/2
 k,2404,dp/2,bch/2,dch/2
 k,2405,dp/2+tch,bch/2,dch/2
 k,2406,dp/2+tch,bch/2,dv/2
 k,2411,dp/2+tch,bch/2,dv/2-tfv
 k,2412,dp/2+tch,bch/2,0
 v,2101,2102,2111,2112,2201,2202,2211,2212 !fila 1
 v,2102,2103,2106,2111,2202,2203,2206,2211
 v,2103,2104,2105,2106,2203,2204,2205,2206
 v,2111,2106,2107,2110,2211,2206,2207,2210
 v,2110,2107,2108,2109,2210,2207,2208,2209
 v,2112,2111,2110,2113,2212,2211,2210,2213
 v,2113,2110,2109,2114,2213,2210,2209,2214
 v,2201,2202,2211,2212,2301,2302,2311,2312 !fila 2


```

v,2202,2203,2206,2211,2302,2303,2306,2311
v,2203,2204,2205,2206,2303,2304,2305,2306
v,2211,2206,2207,2210,2311,2306,2307,2310
v,2210,2207,2208,2209,2310,2307,2308,2309
v,2301,2302,2311,2312,2401,2402,2411,2412      !fila 3
v,2302,2303,2306,2311,2402,2403,2406,2411
v,2303,2304,2305,2306,2403,2404,2405,2406
allsel,all
cmsel,u,concreto
cmsel,u,perfil
VSYMM,Z,all,,,,,0,0
allsel,all
cmsel,s,concreto
cmsel,a,perfil
aslv,s
lsla,s
ksll,s
vsel,inve
asel,inve
lssel,inve
ksel,inve
NUMMRG,KP,,,,,LOW
cm,viga,volume
vsel,s,,,109$vsel,a,,,110$vsel,a,,,111$vsel,a,,,116$vsel,a,,,117$vsel,a,,,118$vsel
,a,,,121$vsel,a,,,122$vsel,a,,,123$vsel,a,,,124$vsel,a,,,125$vsel,a,,,126$vsel,a,,
,131$vsel,a,,,132$vsel,a,,,133$vsel,a,,,136$vsel,a,,,137$vsel,a,,,138
cm,topo,volume

!----- CRIAÇÃO DA MALHA -----
cmsel,s,concreto
VATT,1,1,1,0
cmsel,s,perfil
VATT,2,1,2,0
*if,vigalimit,EQ,1,then
  cmsel,s,topo
  VATT,2,1,2,0
  cmsel,s,viga
  cmsel,u,topo
  VATT,5,1,2,0
*else
  cmsel,s,viga
  VATT,2,1,2,0
*endif

!divisão dos volumes de canto do pilar
lssel,s,,,13$lssel,a,,,15$lssel,a,,,28$lssel,a,,,69$lssel,a,,,72$lssel,a,,,78$lssel,a,,,8
6$lssel,a,,,90$lssel,a,,,153$lssel,a,,,182$lssel,a,,,201$lssel,a,,,211$lssel,a,,,272$lse
l,a,,,274$lssel,a,,,280$lssel,a,,,320$lssel,a,,,321$lssel,a,,,329$lssel,a,,,330$lssel,a,
,,335$lssel,a,,,342$lssel,a,,,343$lssel,a,,,344$lssel,a,,,346$lssel,a,,,350$lssel,a,,,35
3$lssel,a,,,360$lssel,a,,,361$lssel,a,,,616
lssel,a,,,618$lssel,a,,,633$lssel,a,,,634$lssel,a,,,636$lssel,a,,,637$lssel,a,,,642$lssel
,a,,,643
LESIZE,all,,,ndiv1,,,,,1

!divisão dos volumes de concreto entre borda da viga e borda da chapa de topo.
lssel,s,,,282$lssel,a,,,283$lssel,a,,,286$lssel,a,,,288$lssel,a,,,294$lssel,a,,,295$lssel
,a,,,296$lssel,a,,,297$lssel,a,,,298$lssel,a,,,299$lssel,a,,,304$lssel,a,,,305$lssel,a,,
,372$lssel,a,,,373$lssel,a,,,375$lssel,a,,,377$lssel,a,,,604$lssel,a,,,605$lssel,a,,,606
$lssel,a,,,607$lssel,a,,,608$lssel,a,,,609
LESIZE,all,,,ndiv2,,,,,1

```

```

!elementos no concreto interno ao pilar metálico
lssel,s,,,26$lssel,a,,,30$lssel,a,,,34$lssel,a,,,38$lssel,a,,,165$lssel,a,,,174$lssel,a,,,
,200$lssel,a,,,205$lssel,a,,,245$lssel,a,,,252$lssel,a,,,478$lssel,a,,,490$lssel,a,,,491
$lssel,a,,,501$lssel,a,,,516$lssel,a,,,517$lssel,a,,,530 $lssel,a,,,564
LESIZE,all,,,ndiv6,,,,,1

!elementos no concreto ao longo da alma da viga
lssel,s,,,82$lssel,a,,,84$lssel,a,,,459$lssel,a,,,464
LESIZE,all,,, (dv-2*tfv)/2/matam,,,,,1

!elementos ao longo da alma na direção vertical
lssel,s,,,382$lssel,a,,,441$lssel,a,,,466$lssel,a,,,512$lssel,a,,,657$lssel,a,,,659$lssel
,a,,,662$lssel,a,,,664$lssel,a,,,668$lssel,a,,,672$lssel,a,,,696$lssel,a,,,700$lssel,a,,,
,713$lssel,a,,,715$lssel,a,,,718$lssel,a,,,722$lssel,a,,,757$lssel,a,,,759$lssel,a,,,762
$lssel,a,,,764$lssel,a,,,768$lssel,a,,,772$lssel,a,,,796$lssel,a,,,800
LESIZE,all,,, (dv-tfv)/2/matam*razaol,,,,,1

!elementos ao longo da espessura da alma
lssel,s,,,510$lssel,a,,,528$lssel,a,,,614$lssel,a,,,655$lssel,a,,,660$lssel,a,,,665$lssel
,a,,,720$lssel,a,,,747$lssel,a,,,755
LESIZE,all,,,1,,,,,1

!elementos ao longo da alma da viga na direção longitudinal
lssel,s,,,602$lssel,a,,,610$lssel,a,,,611$lssel,a,,,615$lssel,a,,,658$lssel,a,,,661$lssel
,a,,,741$lssel,a,,,743$lssel,a,,,745$lssel,a,,,748
LESIZE,all,,,ndiv1*razaol,,,,,1
vsel,s,,,114$vsel,a,,,115$vsel,a,,,129$vsel,a,,,130
vmesh,all

cmsel,s,viga
vsel,u,,,114$vsel,u,,,115$vsel,u,,,129$vsel,u,,,130
esize,tfv/ndiv4

!elementos ao longo da espessura da chapa de extremidade
lssel,s,,,430$lssel,a,,,448$lssel,a,,,485$lssel,a,,,542$lssel,a,,,546$lssel,a,,,557$lssel
,a,,,580$lssel,a,,,594$lssel,a,,,670$lssel,a,,,674$lssel,a,,,677$lssel,a,,,682$lssel,a,,,
,698$lssel,a,,,702$lssel,a,,,705$lssel,a,,,710$lssel,a,,,714$lssel,a,,,721$lssel,a,,,726
$lssel,a,,,731$lssel,a,,,734$lssel,a,,,739$lssel,a,,,771$lssel,a,,,778$lssel,a,,,783$lse
l,a,,,799$lssel,a,,,806$lssel,a,,,811
LESIZE,all,,,ndiv3,,,,,1
vmesh,all
cmsel,s,perfil
esize,tfp/ndiv5
vmesh,all
allsel,all
cmsel,u,viga
cmsel,u,perfil
vsel,u,,,11$vsel,u,,,14$vsel,u,,,16$vsel,u,,,18$vsel,u,,,20$vsel,u,,,26$vsel,u,,,4
9$vsel,u,,,54$vsel,u,,,55$vsel,u,,,58$vsel,u,,,60$vsel,u,,,62$vsel,u,,,64$vsel,u,,,
,90$vsel,u,,,95$vsel,u,,,96
esize,matam

*if,malhatip,EQ,1,then
lssel,s,,,16$lssel,a,,,55$lssel,a,,,58$lssel,a,,,66$lssel,a,,,70$lssel,a,,,123$lssel,a,,,
126$lssel,a,,,129$lssel,a,,,188$lssel,a,,,206$lssel,a,,,332$lssel,a,,,345$lssel,a,,,387$
lssel,a,,,389$lssel,a,,,410$lssel,a,,,421$lssel,a,,,422$lssel,a,,,631$lssel,a,,,62$lssel,
a,,,40$lssel,a,,,120$lssel,a,,,6$lssel,a,,,61$lssel,a,,,401
LREVERSE,all,0
lssel,s,,,2$lssel,a,,,6$lssel,a,,,14$lssel,a,,,16$lssel,a,,,40$lssel,a,,,53$lssel,a,,,55$
lssel,a,,,57$lssel,a,,,58$lssel,a,,,59$lssel,a,,,61$lssel,a,,,62$lssel,a,,,66$lssel,a,,,7
0$lssel,a,,,117$lssel,a,,,120$lssel,a,,,123$lssel,a,,,126$lssel,a,,,129$lssel,a,,,154$l

```

```

el,a,,,160$lsel,a,,,184$lsel,a,,,188$lsel,a,,,189$lsel,a,,,194$lsel,a,,,206$lsel,a
,,,241$lsel,a,,,244$lsel,a,,,246
lsel,a,,,251$lsel,a,,,253$lsel,a,,,332$lsel,a,,,345$lsel,a,,,387$lsel,a,,,389$lsel
,a,,,394$lsel,a,,,396$lsel,a,,,399$lsel,a,,,401$lsel,a,,,406$lsel,a,,,410$lsel,a,,
,414$lsel,a,,,418$lsel,a,,,421$lsel,a,,,422$lsel,a,,,492$lsel,a,,,493$lsel,a,,,495
$lsel,a,,,497$lsel,a,,,518$lsel,a,,,519$lsel,a,,,589$lsel,a,,,631$lsel,a,,,635
LESIZE,all,matamc,,,,rmatam,,,,1
*endif

!elementos de concreto na direção longitudinal do pilar (entre viga e ch.ex.)
lsel,s,,,73$lsel,a,,,75$lsel,a,,,77$lsel,a,,,80$lsel,a,,,134$lsel,a,,,138$lsel,a,,
,164$lsel,a,,,166$lsel,a,,,173$lsel,a,,,175$lsel,a,,,213$lsel,a,,,221$lsel,a,,,225
$lsel,a,,,248$lsel,a,,,249$lsel,a,,,255$lsel,a,,,256$lsel,a,,,257$lsel,a,,,258$lse
l,a,,,266$lsel,a,,,267$lsel,a,,,271$lsel,a,,,317$lsel,a,,,318$lsel,a,,,337$lsel,a,
,,347$lsel,a,,,348$lsel,a,,,351
lsel,a,,,354$lsel,a,,,439$lsel,a,,,440$lsel,a,,,445$lsel,a,,,446$lsel,a,,,468$lsel
,a,,,469$lsel,a,,,473$lsel,a,,,474$lsel,a,,,534$lsel,a,,,535$lsel,a,,,536$lsel,a,,
,537$lsel,a,,,553$lsel,a,,,559$lsel,a,,,598$lsel,a,,,599$lsel,a,,,600$lsel,a,,,601
$lsel,a,,,626$lsel,a,,,641$lsel,a,,,644
LESIZE,all,,,,ndiv8,,,,,1
vmesh,all

lsel,s,,,130$lsel,a,,,299
nsll,s,1
*get,nume,node,,count
!elementos no concreto na face oposta à viga metálica
lsel,s,,,5$lsel,a,,,7$lsel,a,,,9$lsel,a,,,10$lsel,a,,,11$lsel,a,,,24$lsel,a,,,63$1
sel,a,,,76$lsel,a,,,79$lsel,a,,,101$lsel,a,,,125$lsel,a,,,151$lsel,a,,,161$lsel,a,
,,307$lsel,a,,,316$lsel,a,,,388$lsel,a,,,390$lsel,a,,,392$lsel,a,,,398$lsel,a,,,41
2$lsel,a,,,416$lsel,a,,,431$lsel,a,,,434$lsel,a,,,451$lsel,a,,,467$lsel,a,,,471$ls
el,a,,,629
LESIZE,all,,,,nume-1,,,,,1

vsel,s,,,11$vsel,a,,,14$vsel,a,,,16$vsel,a,,,18$vsel,a,,,20$vsel,a,,,26$vsel,a,,,4
9$vsel,a,,,54$vsel,a,,,55$vsel,a,,,58$vsel,a,,,60$vsel,a,,,62$vsel,a,,,64$vsel,a,,
,90$vsel,a,,,95$vsel,a,,,96
vmesh,all
eplo
WPSTYLE,,,,,,,,,0

!----- ATRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS DISPERSAS E DISCRETAS NO CONCRETO -----
*if,b,GT,700,then
    filabar1=3
    filabar2=9
    filabar3=6
    filaest=1
*else
    filabar1=2
    filabar2=6
    filabar3=4
    filaest=0
*endif
xbarral_inf=h/2-filabar1*ax-1
xbarral_sup=h/2-(filabar1-1)*ax+1
xbarra2_inf=h/2-filabar2*ax-1
xbarra2_sup=h/2-(filabar2-1)*ax+1
xbarra3_inf=h/2-filabar3*ax-1
xbarra3_sup=h/2-(filabar3-1)*ax+1
ybarra1_inf=b/2-filabar1*ay-1
ybarra1_sup=b/2-(filabar1-1)*ay+1
ybarra2_inf=b/2-filabar2*ay-1

```

```

ybarra2_sup=b/2-(filabar2-1)*ay+1
ybarra3_inf=b/2-filabar3*ay-1
ybarra3_sup=b/2-(filabar3-1)*ay+1
lim_esty_inf=b/2+1
lim_esty_sup=b/2-1-filaest*ay
lim_estx1_inf=-h/2-1
lim_estx1_sup=-h/2+1+filaest*ax
lim_estx2_inf=h/2-1-filaest*ax
lim_estx2_sup=h/2+1

*if,nfi_long,EQ,4,then
  nsel,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
*elseif,nfi_long,EQ,8,then
  nsel,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,xbarra2_inf,xbarra2_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,-xbarra2_inf,-xbarra2_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
*elseif,nfi_long,EQ,-8,then
  nsel,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
*elseif,nfi_long,EQ,12,then
  nsel,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1
  EMODIF,all,REAL,6,
  nsel,s,loc,x,xbarra2_inf,xbarra2_sup
  nsel,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
  esln,s,1

```

```

EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra2_inf,-xbarra2_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
*elseif,nfi_long,EQ,20,then
nselect,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,xbarra2_inf,xbarra2_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra2_inf,-xbarra2_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,

nselect,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,xbarra3_inf,xbarra3_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,xbarra1_inf,xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra3_inf,-xbarra3_sup
nselect,r,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
nselect,s,loc,x,-xbarra1_inf,-xbarra1_sup
nselect,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
EMODIF,all,REAL,6,
*endif

```

```

csys,0
!parâmetros para criação das barras inclinadas (estribos oblíquos)
lsel,s,,,97
nsll,s,1
*get,filal,node,,count
lsel,s,,,26
nsll,s,1
*get,filal2,node,,count
lsel,s,,,65
nsll,s,1
*get,filal3,node,,count
lsel,s,,,101
nsll,s,1
*get,eixo1,node,,count
lsel,s,,,35
nsll,s,1
*get,eixo2,node,,count
lsel,s,,,119
nsll,s,1
*get,eixo3,node,,count
lsel,s,,,296
nsll,s,1
*get,eixo4,node,,count
TYPE,3
MAT,3
REAL,4
ESYS,0
SECNUM,
TSHAP,LINE
*dim,numero2,array,20,1,1
eh_filal=(h/2-dp/2-tch)/(filal-1)
ev_eixo1=(bfp/2)/(eixo1-1)
ilim1=min(filal,eixo1)
eh_filal2=(dp-2*tfp)/(filal2-1)
ev_eixo2=(b/2-bfp/2)/(eixo2-1)
ilim2=min((filal2+1)/2,(eixo2-1))
eh_filal3=(h/2-dp/2-tch)/(filal3-1)
ev_eixo3=(bfv/2)/(eixo3-1)
ev_eixo4=(bfp/2-bfv/2)/(eixo4-1)
ilim3=min(filal3,eixo3+eixo4-1)

!Estribos duplos acima da mesa da viga
*do,k,1,nfi_estrext
*do,i,1,loop
  cmsel,s,concreto
  eslv,s
  nsle,s
  nsel,r,loc,y,0
  nsel,r,loc,z,dv/2+sv*k-i*banda,dv/2+sv*k+i*banda
  *get,num,node,,count
  *if,num,GT,0,then
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz1,node,numero,loc,z
    *if,posiz1,GT,dv/2+sv*k,then
      *do,m,1,loop
        cmsel,s,concreto
        eslv,s
        nsle,s
        nsel,r,loc,y,0
        nsel,r,loc,z,posiz1-m*banda,posiz1-0.1
        *get,num,node,,count

```

```

        *if,num,GT,0,then
            *exit
        *endif
    *enddo
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz2,node,numero,loc,z
*else
    *do,m,1,loop
        cmsel,s,concreto
        eslv,s
        nsle,s
        nsel,r,loc,y,0
        nsel,r,loc,z,posiz1+0.1,posiz1+m*banda
        *get,num,node,,count
        *if,num,GT,0,then
            *exit
        *endif
    *enddo
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz2,node,numero,loc,z
*endif
*exit
*endif
*enddo

a=fi_estr**2*pi/4
tx_y=a/(ax*abs(posiz1-posiz2))    !taxa de armadura na direção transversal do pilar
perpendicular à viga
theta_y=90                        !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_y=0                            !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k,3,tx_y,theta_y,phi_y,,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

tx_x=a/(ay*abs(posiz1-posiz2))    !taxa de armadura na direção transversal do pilar
paralelo à viga
theta_x=0                          !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_x=0                            !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k+150,3,tx_x,theta_x,phi_x,,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

sinal=-1
*do,j,1,2
    sinal=-sinal
    nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
    nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
    nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
    esln,s,1
    cm,grupo,elem
    esel,r,real,,1
    EMODIF,all,REAL,6+k,
    cmsel,s,grupo
    esel,u,real,,6+k
    R,6+k+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
    RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
    RMORE,CSTIF,
    EMODIF,all,REAL,6+k+70,

*if,nfi_long,EQ,20,then
    nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup

```

```

nset, r, loc, z, sinal*(min(posiz1,poziz2)),sinal*(max(posiz1,poziz2))
nset, r, loc, y, ybarra3_inf, ybarra3_sup
esln, s, 1
R, 6+k+70+700, 3, tx_y, theta_y, phi_y, 3, tx_z,
RMORE, theta_z, phi_z, , , , ,
RMORE, CSTIF,
EMODIF, all, REAL, 6+k+70+700,
*endif

nset, s, loc, x, xbarra2_inf, xbarra2_sup
nset, r, loc, z, sinal*(min(posiz1,poziz2)),sinal*(max(posiz1,poziz2))
nset, u, loc, y, lim_esty_inf, lim_esty_sup
esln, s, 1
cm, grupo, elem
esel, r, real, , 1
EMODIF, all, REAL, 6+k,
cysel, s, grupo
esel, u, real, , 6+k
R, 6+k+70, 3, tx_y, theta_y, phi_y, 3, tx_z,
RMORE, theta_z, phi_z, , , , ,
RMORE, CSTIF,
EMODIF, all, REAL, 6+k+70,

nset, s, loc, x, -xbarra1_inf, -xbarra1_sup
nset, r, loc, z, sinal*(min(posiz1,poziz2)),sinal*(max(posiz1,poziz2))
nset, u, loc, y, lim_esty_inf, lim_esty_sup
esln, s, 1
cm, grupo, elem
esel, r, real, , 1
EMODIF, all, REAL, 6+k,
cysel, s, grupo
esel, u, real, , 6+k
R, 6+k+70, 3, tx_y, theta_y, phi_y, 3, tx_z,
RMORE, theta_z, phi_z, , , , ,
RMORE, CSTIF,
EMODIF, all, REAL, 6+k+70,

*if, nfi_long, EQ, 20, then
nset, s, loc, x, -xbarra1_inf, -xbarra1_sup
nset, r, loc, z, sinal*(min(posiz1,poziz2)),sinal*(max(posiz1,poziz2))
nset, r, loc, y, ybarra3_inf, ybarra3_sup
esln, s, 1
R, 6+k+70+750, 3, tx_y, theta_y, phi_y, 3, tx_z,
RMORE, theta_z, phi_z, , , , ,
RMORE, CSTIF,
EMODIF, all, REAL, 6+k+70+750,
*endif

nset, s, loc, x, -xbarra2_inf, -xbarra2_sup
nset, r, loc, z, sinal*(min(posiz1,poziz2)),sinal*(max(posiz1,poziz2))
nset, u, loc, y, lim_esty_inf, lim_esty_sup
esln, s, 1
cm, grupo, elem
esel, r, real, , 1
EMODIF, all, REAL, 6+k,
cysel, s, grupo
esel, u, real, , 6+k
R, 6+k+70, 3, tx_y, theta_y, phi_y, 3, tx_z,
RMORE, theta_z, phi_z, , , , ,
RMORE, CSTIF,
EMODIF, all, REAL, 6+k+70,

```



```

nset,s,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,lim_estx1_sup
nset,u,loc,x,lim_estx2_inf,lim_estx2_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+150,
cset,s,grupo
esel,u,real,,6+k+150

*if,controltx,EQ,1,then
  *if,tx_x+tx_y+tx_z,GE,1,then
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z$tx_z=0.99999-tx_x-tx_y
  *else
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z
  *endif
*endif

R,6+k+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+70,

tx_x=tx_xx$tx_y=tx_yy$tx_z=tx_zz

*if,nfi_long,EQ,20,then
nset,s,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,-xbarra3_sup
nset,u,loc,x,-xbarra3_inf,xbarra3_inf
nset,u,loc,x,xbarra3_sup,lim_estx2_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+70+600,3,0,0,0,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70+600,
*endif

nset,s,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,lim_estx1_sup
nset,u,loc,x,lim_estx2_inf,lim_estx2_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+150,
cset,s,grupo
esel,r,real,,6+k+70

*if,controltx,EQ,1,then
  *if,tx_x+tx_y+tx_z,GE,1,then
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z$tx_z=0.99999-tx_x-tx_y
  *else
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z
  *endif
*endif

R,6+k+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,

```

```

tx_x=tx_xx$tx_y=tx_yy$tx_z=tx_zz

RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+70,
cmsel,s,grupo
esel,r,real,,6+k
R,6+k+250,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_x,
RMORE,theta_x,phi_x,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+250,
*enddo

!rotina para criação das barras inclinadas
*if,b,GT,700,then
  noextra=1
*else
  noextra=0
*endif
*do,n,1,2
sinal2=1-2*(n-1)
  *do,i,1,ilim1
    nsel,s,loc,x,-1*(dp/2+tch+(ilim1-i+1*noextra)*eh_filal1)
    nsel,r,loc,y,ev_eixo1*(i-1)
    nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
    *get,numero2(i,1),node,0,num,max
  *enddo
  *if,b,GT,700,then
    lsel,s,,,319
    nsll,s
    *get,menory,node,0,mnloc,y
    nsel,s,loc,x,-1*(dp/2+tch)
    nsel,r,loc,y,menory-0.1,menory+0.1
    nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
    *get,numero2(i+noextra,1),node,0,num,max
  *endif
  *do,i,1,ilim2
    nsel,s,loc,x,-(dp/2-tfp-eh_filal2*(i-1))-0.1,-(dp/2-tfp-eh_filal2*(i-
1))+0.1
    nsel,r,loc,y,bfp/2+ev_eixo2*(i+1*noextra)-
0.1,bfp/2+ev_eixo2*(i+1*noextra)+0.1
    nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
    *get,numero2(i+noextra+ilim1,1),node,0,num,max
  *enddo
  *do,i,1,ilim1+ilim2-1+noextra
    nsel,s,,,numero2(i,1)
    nsel,a,,,numero2(i+1,1)
    e,numero2(i,1),numero2(i+1,1)
  *enddo
  *do,i,1,ilim1+ilim2
    numero2(i,1)=0
  *enddo
  *do,i,1,ilim3
    *if,i,LE,eixo3,then
      nsel,s,loc,x,1*(dp/2+tch+(ilim3-i+1*noextra)*eh_filal3)
      nsel,r,loc,y,ev_eixo3*(i-1)
      nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
      *get,numero2(i,1),node,0,num,max
    *else
      nsel,s,loc,x,1*(dp/2+tch+(ilim3-i+1*noextra)*eh_filal3)
      nsel,r,loc,y,ev_eixo3*(eixo3-1)+ev_eixo4*(i-eixo3)
    *endif
  *enddo

```

```

        nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
        *get,numero2(i,1),node,0,num,max
    *endif
*enddo
*if,b,GT,700,then
    nsel,s,loc,x,dp/2+tch
    nsel,r,loc,y,menory-0.1,menory+0.1
    nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
    *get,numero2(i+noextra,1),node,0,num,max
*endif
*do,i,1,ilim2
    nsel,s,loc,x,(dp/2-tfp-eh_fila2*(i-1))-0.1,(dp/2-tfp-eh_fila2*(i-1))+0.1
    nsel,r,loc,y,bfp/2+ev_eixo2*(i+1*noextra)-
0.1,bfp/2+ev_eixo2*(i+1*noextra)+0.1
    nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
    *get,numero2(i+noextra+ilim3,1),node,0,num,max
*enddo
*do,i,1,ilim3+ilim2-1+noextra
    nsel,s,,numero2(i,1)
    nsel,a,,numero2(i+1,1)
    e,numero2(i,1),numero2(i+1,1)
*enddo
*do,i,1,ilim1+ilim2
    numero2(i,1)=0
*enddo
*enddo
*enddo

!Estribos duplos entre as mesas
*do,k,1,nfi_estrint/2
*do,i,1,loop
    cmsel,s,concreto
    eslv,s
    nsle,s
    nsel,r,loc,y,0
    nsel,r,loc,z,sv*k-i*banda,sv*k+i*banda
    *get,num,node,,count
    *if,num,GT,0,then
        *get,numero,node,0,num,max
        *get,posiz1,node,numero,loc,z
        *if,posiz1,GT,sv*k,then
            *do,m,1,loop
                cmsel,s,concreto
                eslv,s
                nsle,s
                nsel,r,loc,y,0
                nsel,r,loc,z,posiz1-m*banda,posiz1-0.1
                *get,num,node,,count
                *if,num,GT,0,then
                    *exit
                *endif
            *enddo
        *get,numero,node,0,num,max
        *get,posiz2,node,numero,loc,z
    *else
        *do,m,1,loop
            cmsel,s,concreto
            eslv,s
            nsle,s
            nsel,r,loc,y,0
            nsel,r,loc,z,posiz1+0.1,posiz1+m*banda

```

```

        *get,num,node,,count
        *if,num,GT,0,then
            *exit
        *endif
    *enddo
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz2,node,numero,loc,z
    *endif
    *exit
*endif
*enddo

a=fi_estr**2*pi/4
tx_y=a/(ax*abs(posiz1-posiz2)) !taxa de armadura na direção transversal do pilar
theta_y=90 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_y=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k+nfi_estrext,3,tx_y,theta_y,phi_y,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

tx_x=a/(ay*abs(posiz1-posiz2)) !taxa de armadura na direção transversal do pilar
paralelo à viga
theta_x=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_x=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k+nfi_estrext+150,3,tx_x,theta_x,phi_x,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

sinal=-1
*do,j,1,2
sinal=-sinal
nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,u
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext
R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,

*if,nfi_long,EQ,20,then
nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+70+800,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70+800,
*endif

nsel,s,loc,x,xbarra2_inf,xbarra2_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))

```

```

nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,u
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext
R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,

nsel,s,loc,x,-xbarral_inf,-xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext
R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,

*if,nfi_long,EQ,20,then
nsel,s,loc,x,-xbarral_inf,-xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+70+850,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70+850,
*endif

nsel,s,loc,x,-xbarra2_inf,-xbarra2_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext
R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,

nsel,s,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,u,loc,x,lim_estx1_inf,lim_estx1_sup
nsel,u,loc,x,lim_estx2_inf,lim_estx2_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1

```

```

EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+150,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext+150

*if,controltx,EQ,1,then
  *if,tx_x+tx_y+tx_z,GE,1,then
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z$tx_z=0.99999-tx_x-tx_y
  *else
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z
  *endif
*endif

R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,

tx_x=tx_xx$tx_y=tx_yy$tx_z=tx_zz

*if,nfi_long,EQ,20,then
nset,s,loc,y,ybarra1_inf,ybarra1_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,-xbarra3_sup
nset,u,loc,x,-xbarra3_inf,xbarra3_inf
nset,u,loc,x,xbarra3_sup,lim_estx2_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+70+500,3,0,0,0,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70+500,
*endif

nset,s,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,lim_estx1_sup
nset,u,loc,x,lim_estx2_inf,lim_estx2_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+150,
cmsel,s,grupo
esel,r,real,,6+k+nfi_estrext+70

*if,controltx,EQ,1,then
  *if,tx_x+tx_y+tx_z,GE,1,then
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z$tx_z=0.99999-tx_x-tx_y
  *else
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z
  *endif
*endif

R,6+k+nfi_estrext+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+70,
cmsel,s,grupo
esel,r,real,,6+k+nfi_estrext

tx_x=tx_xx$tx_y=tx_yy$tx_z=tx_zz

R,6+k+nfi_estrext+250,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_x,

```

```

RMORE,theta_x,phi_x,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+250,

*enddo

!rotina para criação das barras inclinadas
ilim4=filal-(2+noextra)
*do,n,1,2
  sinal2=1-2*(n-1)
  *do,w,1,2
    sinal3=1-2*(w-1)
    *do,i,1,ilim4
      nsel,s,loc,x,sinal3*(dp/2+tch+i*eh_filal)
      nsel,r,loc,y,b/2-ev_eixo2*(i+noextra)
      nsel,r,loc,z,min(posiz1,posiz2)*sinal2
      *get,numero2(i,1),node,0,num,max
    *enddo
  *do,i,1,ilim4-1
    nsel,s,,numero2(i,1)
    nsel,a,,numero2(i+1,1)
    e,numero2(i,1),numero2(i+1,1)
  *enddo
  *do,i,1,ilim4
    numero2(i,1)=0
  *enddo
*enddo
*enddo
*enddo

!Estribos simples afastado da viga
*do,k,1,6
*do,i,1,loop
  cmsel,s,concreto
  eslv,s
  nsle,s
  nsel,r,loc,y,0
  nsel,r,loc,z,dv/2+nfi_estrext*sv+se*k-i*banda,dv/2+nfi_estrext*sv+se*k+i*banda
  *get,num,node,,count
  *if,num,GT,0,then
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz1,node,numero,loc,z
    *if,posiz1,GT,dv/2+nfi_estrext*sv+se*k,then
      *do,m,1,loop
        cmsel,s,concreto
        eslv,s
        nsle,s
        nsel,r,loc,y,0
        nsel,r,loc,z,posiz1-m*banda,posiz1-0.1
        *get,num,node,,count
        *if,num,GT,0,then
          *exit
        *endif
      *enddo
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz2,node,numero,loc,z
  *else
    *do,m,1,loop
      cmsel,s,concreto
      eslv,s
      nsle,s

```

```

        nsel,r,loc,y,0
        nsel,r,loc,z,posiz1+0.1,posiz1+m*banda
        *get,num,node,,count
        *if,num,GT,0,then
            *exit
        *endif
    *enddo
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz2,node,numero,loc,z
*endif
*exit
*endif
*enddo

a=fi_estrcom**2*pi/4
tx_y=a/(ax*abs(posiz1-posiz2)) !taxa de armadura transversal (perpendic. à viga)
theta_y=90 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_y=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint,3,tx_y,theta_y,phi_y,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

tx_x=a/(ay*abs(posiz1-posiz2)) !taxa de armadura transversal (paralelo à viga)
theta_x=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo X do elemento
phi_x=0 !ângulo da armadura 1 em relação ao eixo Y do elemento
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint+150,3,tx_x,theta_x,phi_x,,
RMORE,,,,,,,,
RMORE,CSTIF,

sinal=-1
*do,j,1,2
sinal=-sinal
nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint,
cmsel,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint+70,

*if,nfi_long,EQ,20,then
nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint+70+900,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrint+70+900,
*endif

nsel,s,loc,x,xbarral_inf,xbarral_sup
nsel,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nsel,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1

```



```

R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+1150,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+1150,

nset,s,loc,x,-xbarral_inf,-xbarral_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,y,lim_esty_inf,lim_esty_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt,
cmet,s,grupo
esel,u,real,,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70,

*if,nfi_long,EQ,20,then
nset,s,loc,x,-xbarral_inf,-xbarral_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,r,loc,y,ybarra3_inf,ybarra3_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+950,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+950,
*endif

nset,s,loc,x,-xbarral_inf,-xbarral_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,r,loc,y,ybarra2_inf,ybarra2_sup
esln,s,1
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+1050,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70+1050,

nset,s,loc,y,ybarral_inf,ybarral_sup
nset,r,loc,z,sinal*(min(posiz1,posiz2)),sinal*(max(posiz1,posiz2))
nset,u,loc,x,lim_estx1_inf,lim_estx1_sup
nset,u,loc,x,lim_estx2_inf,lim_estx2_sup
esln,s,1
cm,grupo,elem
esel,r,real,,1
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+150,
cmet,s,grupo
esel,r,real,,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70

*if,controltx,EQ,1,then
  *if,tx_x+tx_y+tx_z,GE,1,then
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z$tx_z=0.99999-tx_x-tx_y
  *else
    tx_xx=tx_x$tx_yy=tx_y$tx_zz=tx_z
  *endif
*endif

R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70,3,tx_y,theta_y,phi_y,3,tx_z,
RMORE,theta_z,phi_z,3,tx_x,theta_x,phi_x,
RMORE,CSTIF,

```

```
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+70,
cysel,s,grupo
esel,r,real,,6
```

```
tx_x=tx_xx$tx_y=tx_yy$tx_z=tx_zz
```

```
R,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+350,3,tx_z,theta_z,phi_z,3,tx_x,
RMORE,theta_x,phi_x,,,,,
RMORE,CSTIF,
EMODIF,all,REAL,6+k+nfi_estrext+nfi_estrnt+350,
*enddo
*enddo
```

```
!----- CRIAÇÃO DOS CONTATOS -----
```

```
asel,s,,,250$asel,a,,,307$asel,a,,,344$asel,a,,,446$asel,a,,,451$asel,a,,,456
areverse,all !pilar metálico
```

```
asel,s,,,452$asel,a,,,468$asel,a,,,473$asel,a,,,490$asel,a,,,499$asel,a,,,503$asel
,a,,,511$asel,a,,,520$asel,a,,,525$asel,a,,,536$asel,a,,,541$asel,a,,,558$asel,a,,
,567$asel,a,,,571$asel,a,,,579$asel,a,,,588$asel,a,,,516$asel,a,,,584
areverse,all !viga metálica
```

```
asel,s,,,36$asel,a,,,44$asel,a,,,101$asel,a,,,105$asel,a,,,108$asel,a,,,111$asel,a
,,,121$asel,a,,,126$asel,a,,,142$asel,a,,,151$asel,a,,,154$asel,a,,,162$asel,a,,,1
69$asel,a,,,172$asel,a,,,178$asel,a,,,187$asel,a,,,271$asel,a,,,290$asel,a,,,305$a
sel,a,,,308$asel,a,,,312$asel,a,,,313$asel,a,,,333$asel,a,,,338$asel,a,,,339$asel,
a,,,354
asel,a,,,355$asel,a,,,367$asel,a,,,382$asel,a,,,389$asel,a,,,416$asel,a,,,437$asel
,a,,,6$asel,a,,,10$asel,a,,,19$asel,a,,,23$asel,a,,,51$asel,a,,,69$asel,a,,,84$ase
l,a,,,90$asel,a,,,99$asel,a,,,137$asel,a,,,199$asel,a,,,205$asel,a,,,207$asel,a,,,
246$asel,a,,,264$asel,a,,,286$asel,a,,,296$asel,a,,,394$asel,a,,,400$asel,a,,,404$
asel,a,,,27
asel,a,,,54$asel,a,,,59$asel,a,,,89$asel,a,,,110$asel,a,,,137$asel,a,,,166$asel,a
,,188$asel,a,,,189$asel,a,,,190$asel,a,,,191$asel,a,,,193$asel,a,,,244$asel,a,,,24
5$asel,a,,,246$asel,a,,,247$asel,a,,,248$asel,a,,,249$asel,a,,,251$asel,a,,,253$as
el,a,,,254$asel,a,,,295
areverse,all !pilar de concreto
```

```
!áreas do pilar metálico
```

```
asel,s,,,133$asel,a,,,195$asel,a,,,250$asel,a,,,292$asel,a,,,307$asel,a,,,324$asel
,a,,,334$asel,a,,,344$asel,a,,,349$asel,a,,,369$asel,a,,,443$asel,a,,,446$asel,a,,
,449$asel,a,,,451$asel,a,,,453$asel,a,,,454$asel,a,,,456$asel,a,,,458
AATT,2,3,5,0,
amesh,all
```

```
!áreas da viga e chapa de extremidade
```

```
asel,s,,,413$asel,a,,,461$asel,a,,,466$asel,a,,,467$asel,a,,,468$asel,a,,,471$asel
,a,,,483$asel,a,,,488$asel,a,,,490$asel,a,,,493$asel,a,,,497$asel,a,,,498$asel,a,,
,499$asel,a,,,501$asel,a,,,503$asel,a,,,504$asel,a,,,509$asel,a,,,511$asel,a,,,513
$asel,a,,,514$asel,a,,,516$asel,a,,,517$asel,a,,,518$asel,a,,,519
asel,a,,,520$asel,a,,,521$asel,a,,,523$asel,a,,,529$asel,a,,,534$asel,a,,,535$asel
,a,,,536$asel,a,,,539$asel,a,,,551$asel,a,,,556$asel,a,,,558$asel,a,,,561$asel,a,,
,565$asel,a,,,566$asel,a,,,567$asel,a,,,569$asel,a,,,571$asel,a,,,572$asel,a,,,577
$asel,a,,,579$asel,a,,,581$asel,a,,,582$asel,a,,,584$asel,a,,,585$asel,a,,,586$ase
l,a,,,587$asel,a,,,588$asel,a,,,589
AATT,2,3,4,0,
amesh,all
```

```
!áreas do pilar de concreto
```

```

asel,s,,,36$asel,a,,,44$asel,a,,,66$asel,a,,,101$asel,a,,,105$asel,a,,,106$asel,a,
,,,108$asel,a,,,111$asel,a,,,116$asel,a,,,119$asel,a,,,121$asel,a,,,126$asel,a,,,14
2$asel,a,,,151$asel,a,,,152$asel,a,,,154$asel,a,,,158$asel,a,,,162$asel,a,,,169$as
el,a,,,170$asel,a,,,172$asel,a,,,173$asel,a,,,178$asel,a,,,183$asel,a,,,187$asel,a
,,,196
asel,a,,,263$asel,a,,,271$asel,a,,,290$asel,a,,,305$asel,a,,,306$asel,a,,,308$asel
,a,,,312$asel,a,,,313$asel,a,,,314$asel,a,,,322$asel,a,,,333$asel,a,,,337$asel,a,,
,338$asel,a,,,339$asel,a,,,354$asel,a,,,355$asel,a,,,356$asel,a,,,364$asel,a,,,367
$asel,a,,,374$asel,a,,,382$asel,a,,,388$asel,a,,,389$asel,a,,,395$asel,a,,,416$ase
l,a,,,437
AATT,1,3,4,0,
amesh,all

```

```

asel,s,,,48$asel,a,,,54$asel,a,,,69$asel,a,,,83$asel,a,,,84$asel,a,,,89$asel,a,,,9
0$asel,a,,,134$asel,a,,,148$asel,a,,,165$asel,a,,,190$asel,a,,,199$asel,a,,,205$as
el,a,,,207$asel,a,,,247$asel,a,,,249$asel,a,,,264$asel,a,,,284$asel,a,,,286$asel,a
,,,295$asel,a,,,296$asel,a,,,298$asel,a,,,343$asel,a,,,348$asel,a,,,372$asel,a,,,3
94$asel,a,,,400$asel,a,,,404
AATT,1,3,5,0,
amesh,all

```

!----- PREPARAÇÃO DA MALHA DO PILAR METÁLICO PARA RECEBIMENTO DOS PARAFUSOS ----

```

cmsel,s,perfil
aslv,s
aclear,all
vclear,all
KWPLAN,-1,2305,2405,2404$FLST,2,5,6,ORDE,2$FITEM,2,99$FITEM,2,-103$VSBW,P51X
KWPLAN,-
1,2306,2106,2103$FLST,2,5,6,ORDE,5$FITEM,2,140$FITEM,2,142$FITEM,2,144$FITEM,2,146
$FITEM,2,148$VSBW,P51X
KWPAVE,2111$FLST,2,5,6,ORDE,2$FITEM,2,99$FITEM,2,-103$VSBW,P51X
KWPAVE,171$FLST,2,5,6,ORDE,2$FITEM,2,104$FITEM,2,-108$VSBW,P51X
KWPAVE,219$FLST,2,5,6,ORDE,2$FITEM,2,159$FITEM,2,-163$VSBW,P51X
KWPAVE,232$FLST,2,5,6,ORDE,4$FITEM,2,106$FITEM,2,-108$FITEM,2,164$FITEM,2,-165
VSBW,P51X
KWPLAN,-1,262,264,263$FLST,2,40,6,ORDE,6$FITEM,2,99$FITEM,2,-
105$FITEM,2,139$FITEM,2,-163$FITEM,2,166$FITEM,2,-173$VSBW,P51X
FLST,5,56,6,ORDE,15
FITEM,5,99$FITEM,5,-101$FITEM,5,104$FITEM,5,-108$FITEM,5,139$FITEM,5,-
144$FITEM,5,146$FITEM,5,148$FITEM,5,-151$FITEM,5,155$FITEM,5,159$FITEM,5,-
166$FITEM,5,171$FITEM,5,174$FITEM,5,-200$VSEL,R, , ,P51X
cm,perfil,volume
VATT,2,1,2,0
lssel,s,,,579
nsll,s,1
*get,nel,node,,count
lssel,s,,,853$lssel,a,,,854$lssel,a,,,855$lssel,a,,,856$lssel,a,,,857$lssel,a,,,858$lssel
,a,,,859$lssel,a,,,860$lssel,a,,,861$lssel,a,,,862$lssel,a,,,863$lssel,a,,,864$lssel,a,,
,1024$lssel,a,,,1025$lssel,a,,,1029$lssel,a,,,1030$lssel,a,,,917$lssel,a,,,918$lssel,a,,
,919$lssel,a,,,920$lssel,a,,,954$lssel,a,,,955$lssel,a,,,971$lssel,a,,,972$lssel,a,,,973
$lssel,a,,,974
lssel,a,,,975$lssel,a,,,976$lssel,a,,,1058$lssel,a,,,1059$lssel,a,,,1085$lssel,a,,,1086
LESIZE,all,,,nel-1,,,,,1
FLST,5,32,4,ORDE,32
FITEM,5,716$FITEM,5,719$FITEM,5,758$FITEM,5,761$FITEM,5,797$FITEM,5,802$FITEM,5,81
7$FITEM,5,819$FITEM,5,824$FITEM,5,826$FITEM,5,831$FITEM,5,833$FITEM,5,909$FITEM,5,
-
910$FITEM,5,912$FITEM,5,914$FITEM,5,949$FITEM,5,951$FITEM,5,956$FITEM,5,958$FITEM,
5,961$FITEM,5,963$FITEM,5,966$FITEM,5,968$FITEM,5,990$FITEM,5,993$FITEM,5,1003$FIT
EM,5,1006$FITEM,5,1054$FITEM,5,1056$FITEM,5,1073$FITEM,5,1075$LSEL,S, , ,P51X

```

```

LESIZE,all,(dch-dv)/2/(nel-1),,,1
lsel,s,,,543
nsll,s,1
*get,nel,node,,count
FLST,5,32,4,ORDE,26
FITEM,5,379$FITEM,5,381$FITEM,5,438$FITEM,5,465$FITEM,5,526$FITEM,5,545$FITEM,5,82
8$FITEM,5,-829$FITEM,5,835$FITEM,5,-836$FITEM,5,870$FITEM,5,-
871$FITEM,5,882$FITEM,5,-883$FITEM,5,889$FITEM,5,-892$FITEM,5,943$FITEM,5,-
948$FITEM,5,982$FITEM,5,984$FITEM,5,1010$FITEM,5,-1011$FITEM,5,1042$FITEM,5,-
1043$FITEM,5,1061$FITEM,5,1064$LSEL,S,,,P51X
LESIZE,all,,,nel-1,,,,1
lsel,s,,,382
nsll,s,1
*get,nel,node,,count
FLST,5,32,4,ORDE,32
FITEM,5,48$FITEM,5,102$FITEM,5,239$FITEM,5,303$FITEM,5,765$FITEM,5,-
766$FITEM,5,773$FITEM,5,815$FITEM,5,843$FITEM,5,848$FITEM,5,865$FITEM,5,867$FITEM,
5,872$FITEM,5,874$FITEM,5,877$FITEM,5,879$FITEM,5,884$FITEM,5,886$FITEM,5,894$FITE
M,5,896$FITEM,5,899$FITEM,5,901$FITEM,5,904$FITEM,5,906$FITEM,5,926$FITEM,5,928$FI
TEM,5,977$FITEM,5,979$FITEM,5,995$FITEM,5,997$FITEM,5,1036$FITEM,5,1038$LSEL,S,,,P
51X
LESIZE,all,,,nel-1,,,,1
lsel,s,,,680
nsll,s,1
*get,nel,node,,count
FLST,5,36,4,ORDE,36$FITEM,5,922$FITEM,5,-
923$FITEM,5,925$FITEM,5,927$FITEM,5,936$FITEM,5,-
937$FITEM,5,940$FITEM,5,978$FITEM,5,981$FITEM,5,983$FITEM,5,986$FITEM,5,-
987$FITEM,5,989$FITEM,5,991$FITEM,5,994$FITEM,5,996$FITEM,5,999$FITEM,5,-
1000$FITEM,5,1002$FITEM,5,1004$FITEM,5,1007$FITEM,5,-1008$FITEM,5,1026$FITEM,5,-
1027$FITEM,5,1035$FITEM,5,1037$FITEM,5,1050$FITEM,5,-
1051$FITEM,5,1053$FITEM,5,1055
FITEM,5,1060$FITEM,5,1062$FITEM,5,1069$FITEM,5,-
1070$FITEM,5,1072$FITEM,5,1074$LSEL,S,,P51X
LESIZE,all,,,nel-1,,,,1
lsel,s,,,708
nsll,s,1
*get,nel,node,,count
FLST,5,36,4,ORDE,12$FITEM,5,1012$FITEM,5,-1023$FITEM,5,1031$FITEM,5,-
1034$FITEM,5,1040$FITEM,5,-1041$FITEM,5,1044$FITEM,5,-1049$FITEM,5,1065$FITEM,5,-
1068$FITEM,5,1077$FITEM,5,-1084$LSEL,S,,P51X
LESIZE,all,,,nel-1,,,,1
vmesh,all
FLST,5,40,5,ORDE,40
FITEM,5,334$FITEM,5,451$FITEM,5,603$FITEM,5,636$FITEM,5,644$FITEM,5,652$FITEM,5,68
5$FITEM,5,691$FITEM,5,699$FITEM,5,707$FITEM,5,719$FITEM,5,728$FITEM,5,731$FITEM,5,
737$FITEM,5,741$FITEM,5,746$FITEM,5,750$FITEM,5,753$FITEM,5,756$FITEM,5,760$FITEM,
5,764$FITEM,5,767$FITEM,5,769$FITEM,5,773$FITEM,5,776$FITEM,5,780$FITEM,5,783$FITE
M,5,785$FITEM,5,787$FITEM,5,791$FITEM,5,795$FITEM,5,799$FITEM,5,803$FITEM,5,806$FI
TEM,5,809$FITEM,5,814$FITEM,5,818$FITEM,5,821$FITEM,5,824$FITEM,5,826$ASEL,S,,
,P51X
areverse,all
FLST,5,104,5,ORDE,96
FITEM,5,133$FITEM,5,281$FITEM,5,334$FITEM,5,369$FITEM,5,443$FITEM,5,449$FITEM,5,45
1$FITEM,5,458$FITEM,5,550$FITEM,5,591$FITEM,5,595$FITEM,5,600$FITEM,5,603$FITEM,5,
609$FITEM,5,613$FITEM,5,616$FITEM,5,620$FITEM,5,625$FITEM,5,628$FITEM,5,632$FITEM,
5,636$FITEM,5,638$FITEM,5,641$FITEM,5,644$FITEM,5,649$FITEM,5,652$FITEM,5,656$FITE
M,5,660$FITEM,5,663$FITEM,5,667$FITEM,5,670$FITEM,5,675$FITEM,5,680$FITEM,5,683$FI
TEM,5,685$FITEM,5,690$FITEM,5,691$FITEM,5,695$FITEM,5,699$FITEM,5,702$FITEM,5,705
FITEM,5,707$FITEM,5,712$FITEM,5,716$FITEM,5,719$FITEM,5,723$FITEM,5,726$FITEM,5,72
8$FITEM,5,730$FITEM,5,731$FITEM,5,735$FITEM,5,737$FITEM,5,740$FITEM,5,741$FITEM,5,

```

```

744$FITEM,5,746$FITEM,5,748$FITEM,5,750$FITEM,5,752$FITEM,5,753$FITEM,5,755$FITEM,
5,756$FITEM,5,759$FITEM,5,760$FITEM,5,763$FITEM,5,764$FITEM,5,766$FITEM,5,-
769$FITEM,5,772$FITEM,5,773$FITEM,5,775$FITEM,5,776$FITEM,5,779$FITEM,5,780$FITEM,
5,782$FITEM,5,-
787$FITEM,5,790$FITEM,5,791$FITEM,5,794$FITEM,5,795$FITEM,5,797$FITEM,5,799
FITEM,5,802$FITEM,5,803$FITEM,5,805$FITEM,5,806$FITEM,5,808$FITEM,5,809$FITEM,5,81
3$FITEM,5,814$FITEM,5,817$FITEM,5,818$FITEM,5,820$FITEM,5,821$FITEM,5,823$FITEM,5,
-826$ASEL,S, , ,P51X
AATT,2,3,5,0,
amesh,all

```

!----- CRIAÇÃO DA CHAPA DE CONFINAMENTO DO CONCRETO (FACE BEARING PLATE) -----

```

*if,FBP,EQ,1,then
vsel,s,,,113$vsel,a,,,115$vsel,a,,,120$vsel,a,,,128$vsel,a,,,130$vsel,a,,,135
vclear,all
vsel,s,,,113$vsel,a,,,115$vsel,a,,,120$vsel,a,,,128$vsel,a,,,130$vsel,a,,,135
vdele,all
asel,s,,,475$asel,a,,,476$asel,a,,,477$asel,a,,,478$asel,a,,,479$asel,a,,,484$asel
,a,,,485$asel,a,,,486$asel,a,,,487$asel,a,,,505$asel,a,,,506$asel,a,,,507$asel,a,,,
,508$asel,a,,,543$asel,a,,,544$asel,a,,,545$asel,a,,,546$asel,a,,,547$asel,a,,,552
$asel,a,,,553$asel,a,,,555$asel,a,,,573$asel,a,,,574$asel,a,,,575$asel,a,,,576
adele,all
lsel,s,,,619$lsel,a,,,622$lsel,a,,,623$lsel,a,,,624$lsel,a,,,653$lsel,a,,,654$lsel
,a,,,655$lsel,a,,,656$lsel,a,,,662$lsel,a,,,663$lsel,a,,,664$lsel,a,,,665$lsel,a,,,
,666$lsel,a,,,690$lsel,a,,,691$lsel,a,,,692$lsel,a,,,693$lsel,a,,,694$lsel,a,,,749
$lsel,a,,,750$lsel,a,,,751$lsel,a,,,752$lsel,a,,,753$lsel,a,,,754$lsel,a,,,755$lse
l,a,,,756$lsel,a,,,762$lsel,a,,,764$lsel,a,,,790$lsel,a,,,791$lsel,a,,,792$lsel,a
,,,793$lsel,a,,,794
ldele,all
ksel,s,,,249$ksel,a,,,250$ksel,a,,,251$ksel,a,,,252$ksel,a,,,255$ksel,a,,,256$ksel
,a,,,267$ksel,a,,,268$ksel,a,,,2108$ksel,a,,,2109$ksel,a,,,2208$ksel,a,,,2209$ksel
,a,,,2308$ksel,a,,,2309$ksel,a,,,2314
kdele,all
ksel,s,,,235$ksel,a,,,236$ksel,a,,,237$ksel,a,,,240$ksel,a,,,253$ksel,a,,,254$ksel
,a,,,265$ksel,a,,,266$ksel,a,,,2107$ksel,a,,,2110$ksel,a,,,2207$ksel,a,,,2210$ksel
,a,,,2307$ksel,a,,,2310
KGEN,2,all,,,tp,,,10000,1
ksel,s,,,235$ksel,a,,,236$ksel,a,,,237$ksel,a,,,240$ksel,a,,,253$ksel,a,,,254$ksel
,a,,,265$ksel,a,,,266$ksel,a,,,2107$ksel,a,,,2110$ksel,a,,,2207$ksel,a,,,2210$ksel
,a,,,2307$ksel,a,,,2310
KGEN,2,all,,,vigalivre,,,20000,1

allsel,all
v,2307,2310,2210,2207,12307,12310,12210,12207
v,2207,2210,2110,2107,12207,12210,12110,12107
v,2110,2210,254,253,12110,12210,10254,10253
v,253,254,240,236,10253,10254,10240,10236
v,236,240,237,235,10236,10240,10237,10235
v,240,266,265,237,10240,10266,10265,10237
v,12307,12310,12210,12207,22307,22310,22210,22207
v,12207,12210,12110,12107,22207,22210,22110,22107
v,12110,12210,10254,10253,22110,22210,20254,20253
v,10253,10254,10240,10236,20253,20254,20240,20236
v,10236,10240,10237,10235,20236,20240,20237,20235
v,10240,10266,10265,10237,20240,20266,20265,20237

ksel,s,,,2310$ksel,a,,,12310
KGEN,2,all,,,,-dv/2+tfv,30000,1
allsel,all
v,2310,2210,12210,12310,32310,254,10254,42310

```

```

v,32310,254,10254,42310,266,240,10240,10266

*if,bi,GT,bfv,then
ksel,s,,,2310$ksel,a,,,12310$ksel,a,,,42310$ksel,a,,,32310$ksel,a,,,266$ksel,a,,,1
0266
KGEN,2,all, , , , (bi-bfv)/2, ,50000,1

allsel,all
v,2310,12310,42310,32310,52310,62310,92310,82310
v,32310,42310,10266,266,82310,92310,60266,50266
*endif

vsel,s,,,102$vsel,a,,,103$vsel,a,,,113$vsel,a,,,115$vsel,a,,,120$vsel,a,,,128$vsel
,a,,,130$vsel,a,,,135$vsel,a,,,145$vsel,a,,,147$vsel,a,,,152$vsel,a,,,153$vsel,a,,
,154$vsel,a,,,156
*if,bi,GT,bfv,then
vsel,a,,,157$vsel,a,,,158
*endif
*if,vigalimit,EQ,1,then
  VATT,5,1,2,0
*else
  VATT,2,1,2,0
*endif
esize,vigalivre/vigdiv
vmesh,all
cmsel,a,viga
cm,viga,volume

asel,s,,,657$asel,a,,,662$asel,a,,,696$asel,a,,,704
areverse,all
AATT,2,3,4,0,
amesh,all
asel,s,,,92$asel,a,,,294
*if,bi,GT,bfv,then
*if,bi,LE,bch,then
asel,a,,,209$asel,a,,,402
*else
asel,a,,,209$asel,a,,,402$asel,a,,,64$asel,a,,,141
*endif
*endif
AATT,1,3,5,0,
amesh,all
*endif

!----- MODELAGEM DOS PARAFUSOS -----

TYPE,3
MAT,4
REAL,5
ESYS,0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*if,parafusos,EQ,1,then
*do,i,1,loop
  cmsel,s,viga
  eslv,s
  nsle,s
  nsel,r,loc,x,dp/2+tch
  nsel,r,loc,y,g/2-banda*i,g/2+banda*i
  *get,num,node,,count

```

```

    *if,num,GT,0,then
        *get,numero,node,0,num,max
        *get,posiy,node,numero,loc,y
        *exit
    *endif
*enddo
*do,i,1,loop
    cmsel,s,perfil
    eslv,s
    nsle,s
    nsel,r,loc,x,dp/2-tfp
    nsel,r,loc,y,g/2-banda*i,g/2+banda*i
    *get,num,node,,count
    *if,num,GT,0,then
        *get,numero,node,0,num,max
        *get,posiy_p,node,numero,loc,y
        *exit
    *endif
*enddo

*do,i,1,loop
    cmsel,s,viga
    eslv,s
    nsle,s
    nsel,r,loc,x,dp/2+tch
    nsel,r,loc,y,posiy
    nsel,r,loc,z,dv/2+Dr-banda*i,dv/2+Dr+banda*i
    *get,num,node,,count
    *if,num,GT,0,then
        *get,numero,node,0,num,max
        *get,posiz1,node,numero,loc,z
        *exit
    *endif
*enddo
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsel,r,loc,x,dp/2+tch
nsel,r,loc,y,posiy
nsel,r,loc,z,posiz1
*get,num1,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsel,r,loc,x,dp/2-tfp
nsel,r,loc,y,posiy_p
nsel,r,loc,z,posiz1
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsel,r,loc,x,dp/2
nsel,r,loc,y,posiy
nsel,r,loc,z,posiz1
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsel,r,loc,x,dp/2

```

```

nset, r, loc, y, posiy_p
nset, r, loc, z, posiz1
*get, num4, node, 0, num, max
nset, s, , , num3
nset, a, , , num4
cp, 1, uz, num3, num4
cset, s, viga
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2+tch
nset, r, loc, y, posiy
nset, r, loc, z, -posiz1
*get, num1, node, 0, num, max
cset, s, perfil
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2-tfp
nset, r, loc, y, posiy_p
nset, r, loc, z, -posiz1
*get, num2, node, 0, num, max
e, num1, num2

cset, s, viga
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2
nset, r, loc, y, posiy
nset, r, loc, z, -posiz1
*get, num3, node, 0, num, max
cset, s, perfil
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2
nset, r, loc, y, posiy_p
nset, r, loc, z, -posiz1
*get, num4, node, 0, num, max
nset, s, , , num3
nset, a, , , num4
cp, 2, uz, num3, num4
*do, i, 1, loop
  cset, s, viga
  eslv, s
  nsle, s
  nset, r, loc, x, dp/2+tch
  nset, r, loc, y, posiy
  nset, r, loc, z, dv/2+Dr-Df-banda*i, dv/2+Dr-Df+banda*i
  *get, num, node, , count
  *if, num, GT, 0, then
    *get, numero, node, 0, num, max
    *get, posiz2, node, numero, loc, z
    *exit
  *endif
*enddo
cset, s, viga
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2+tch
nset, r, loc, y, posiy
nset, r, loc, z, posiz2
*get, num1, node, 0, num, max
cset, s, perfil

```



```

eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2-tfp
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,poziz2
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

```

```

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,poziz2
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,poziz2
*get,num4,node,0,num,max
nsl,s,,num3
nsl,a,,num4
cp,3,uz,num3,num4
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2+tch
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,-poziz2
*get,num1,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2-tfp
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,-poziz2
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

```

```

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,-poziz2
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,-poziz2
*get,num4,node,0,num,max
nsl,s,,num3
nsl,a,,num4
cp,4,uz,num3,num4
*if,D11,GT,0,then
*do,i,1,loop
  cmsel,s,viga

```

```

eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2+tch
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,dv/2+Dr-Df-D11-banda*i,dv/2+Dr-Df-D11+banda*i
*get,num,node,,count
*if,num,GT,0,then
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz3,node,numero,loc,z
    *exit
*endif
*enddo
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2+tch
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,posiz3
*get,num1,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2-tfp
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,posiz3
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,posiz3
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,posiz3
*get,num4,node,0,num,max
nsl,s,,,num3
nsl,a,,,num4
cp,5,uz,num3,num4
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2+tch
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,-posiz3
*get,num1,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2-tfp
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,-posiz3
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

```

```

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,-posiz3
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,-posiz3
*get,num4,node,0,num,max
nsl,s,,num3
nsl,a,,num4
cp,6,uz,num3,num4
*endif
*if,D22,GT,0,then
*do,i,1,loop
  cmsel,s,viga
  eslv,s
  nsle,s
  nsl,r,loc,x,dp/2+tch
  nsl,r,loc,y,posiy
  nsl,r,loc,z,dv/2+Dr-Df-D11-D22-banda*i,dv/2+Dr-Df-D11-D22+banda*i
  *get,num,node,,count
  *if,num,GT,0,then
    *get,numero,node,0,num,max
    *get,posiz4,node,numero,loc,z
    *exit
  *endif
*enddo
cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2+tch
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,posiz4
*get,num1,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2-tfp
nsl,r,loc,y,posiy_p
nsl,r,loc,z,posiz4
*get,num2,node,0,num,max
e,num1,num2

cmsel,s,viga
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy
nsl,r,loc,z,posiz4
*get,num3,node,0,num,max
cmsel,s,perfil
eslv,s
nsle,s
nsl,r,loc,x,dp/2
nsl,r,loc,y,posiy_p

```

```

nset, r, loc, z, posiz4
*get, num4, node, 0, num, max
nset, s, , , num3
nset, a, , , num4
cp, 7, uz, num3, num4
cset, s, viga
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2+tch
nset, r, loc, y, posiy
nset, r, loc, z, -posiz4
*get, num1, node, 0, num, max
cset, s, perfil
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2-tfp
nset, r, loc, y, posiy_p
nset, r, loc, z, -posiz4
*get, num2, node, 0, num, max
e, num1, num2

```

```

cset, s, viga
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2
nset, r, loc, y, posiy
nset, r, loc, z, -posiz4
*get, num3, node, 0, num, max
cset, s, perfil
eslv, s
nsle, s
nset, r, loc, x, dp/2
nset, r, loc, y, posiy_p
nset, r, loc, z, -posiz4
*get, num4, node, 0, num, max
nset, s, , , num3
nset, a, , , num4
cp, 8, uz, num3, num4
*endif
*endif

```

!---- CARGA DE COMPRESSÃO E CHAPA RÍGIDA NA SEÇÃO SUPERIOR DO PILAR -----

```

!face superior
kset, s, , , 1302
nslk, s
*get, no_1, node, 0, num, min
kset, s, , , 3203
nslk, s
*get, no_2, node, 0, num, max
nset, s, , , no_1
nset, a, , , no_2
cp, 500, uz, no_1, no_2
kset, s, , , 1303
nslk, s
*get, no_1, node, 0, num, min
kset, s, , , 31303
nslk, s
*get, no_2, node, 0, num, max

```

```

nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,501,uz,no_1,no_2
kset,s,,,1102
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,3103
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,502,uz,no_1,no_2
kset,s,,,1203
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,31203
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,503,uz,no_1,no_2
kset,s,,,1304
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,31304
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,504,uz,no_1,no_2
kset,s,,,64
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,1305
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,505,uz,no_1,no_2
kset,s,,,1105
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,3106
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,506,uz,no_1,no_2
kset,s,,,1204
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
kset,s,,,31204
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,,no_1
nset,a,,,no_2
cp,507,uz,no_1,no_2

!face inferior
kset,s,,,29
nslk,s

```

```
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,146
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1000,uz,no_1,no_2
ksel,s,,121
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,147
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1001,uz,no_1,no_2
ksel,s,,127
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,195
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1002,uz,no_1,no_2
ksel,s,,72
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,196
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1003,uz,no_1,no_2
ksel,s,,78
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,197
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1004,uz,no_1,no_2
ksel,s,,129
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,194
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1005,uz,no_1,no_2
ksel,s,,95
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,159
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nset,s,,no_1
nset,a,,no_2
cp,1006,uz,no_1,no_2
```

```

ksel,s,,,113
nslk,s
*get,no_1,node,0,num,min
ksel,s,,,142
nslk,s
*get,no_2,node,0,num,max
nsel,s,,,no_1
nsel,a,,,no_2
cp,1007,uz,no_1,no_2
ET,7,SHELLL181
R,2000,100,,,,,
RMORE,,,,,

FLST,5,14,5,ORDE,14$FITEM,5,2$FITEM,5,11$FITEM,5,13$FITEM,5,18$FITEM,5,25$FITEM,5,
28$FITEM,5,55$FITEM,5,67$FITEM,5,72$FITEM,5,75$FITEM,5,197$FITEM,5,200$FITEM,5,224
$FITEM,5,228$ASEL,S,, ,P51X
ksel,s,,,3103$ksel,a,,,3203$ksel,a,,,31303$ksel,a,,,31203$ksel,a,,,31204$ksel,a,,,
3106$ksel,a,,,31304$ksel,a,,,64$ksel,a,,,2
a,3103,3203,31303,31203
a,3103,31203,31204,3106
a,3106,31204,31304,64,2
lsel,s,,,21
nsl1,s,1
*get,num,node,,count
lsel,s,,,1093
LESIZE,all,,,num-1,,,,,1
AATT,2,2000,7,0,
asel,s,type,,7
amesh,all
FLST,5,14,5,ORDE,14$FITEM,5,7$FITEM,5,35$FITEM,5,259$FITEM,5,262$FITEM,5,267$FITEM
,5,274$FITEM,5,315$FITEM,5,330$FITEM,5,375$FITEM,5,379$FITEM,5,392$FITEM,5,398$FIT
EM,5,421$FITEM,5,423
ASEL,S,, ,P51X
ksel,s,,,146$ksel,a,,,147$ksel,a,,,195$ksel,a,,,196$ksel,a,,,197$ksel,a,,,194$ksel
,a,,,95$ksel,a,,,142$ksel,a,,,139
a,142,139,95,194,197
a,142,197,196,146
a,146,196,195,147
lsel,s,,,496
nsl1,s,1
*get,num,node,,count
lsel,s,,,1096
LESIZE,all,,,num-1,,,,,1
AATT,2,2000,7,0,
asel,s,type,,7
amesh,all
allsel,all

!----- CONDIÇÃO DE CONTORNO -----

nsel,s,loc,y,0
d,all,uy
esel,s,type,,7
nsle,s
nsel,r,loc,z,-pelivre/2-dv/2
nsel,r,loc,x,-1,1
d,all,ux
d,all,uz
esel,s,type,,7
nsle,s
nsel,r,loc,z,pelivre/2+dv/2

```

```

nset,r,loc,x,-1,1
d,all,ux

```

```

!----- CONDIÇÕES DE CONTINUIDADE DAS ARMADURAS PASSANTES PELA ALMA DA VIGA -----

```

```

esel,s,type,,1
esel,u,real,,1
nsle,s
nset,r,loc,x,0,h
nset,r,loc,y,twv/2
nset,r,loc,z,-dv/2,dv/2
d,all,uy
allsel,all

```

```

!----- BARRAS OBLIQUAS (ELIMINAÇÃO OU MANUTENÇÃO DAS BARRAS) -----

```

```

*if,obliqua,EQ,1,then
*else
    esel,s,real,,4
    edele,all
    allsel,all
*endif

```

```

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR -----

```

```

/SOL
allsel,all
CNVTOL,F,,tolerancia,norma,1,
NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,nsbt_salvar
AUTOTS,1
CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_max
LNSRCH,lnsrch
NEQIT,nite
RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_restart,1

```

```

! ----- PASSO 1: Pré-Aperto dos Parafusos -----

```

```

solve
save

```

```

! ----- PASSO 2: 100% do Momento Fletor da Viga -----

```

```

FINISH
/POST1
SET,LAST
*get,substep,active,0,set,sbst
/SOL
ANTYPE,,REST,1,substep,0
nset,s,loc,x,h/2+vigalivre
d,all,uz,dz      !aplicação do deslocamento prescrito
allsel,all
solve

```