

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS PILARES MISTOS  
CONSIDERANDO A UTILIZAÇÃO DE CONECTORES DE  
CISALHAMENTO**

**Flavia Regina Bianchi**

**VITÓRIA, 2002**

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS PILARES MISTOS  
CONSIDERANDO A UTILIZAÇÃO DE CONECTORES DE  
CISALHAMENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

**Flavia Regina Bianchi**

**Prof. Luiz Herkenhoff Coelho, Dr. Ing. - Orientador**

**VITÓRIA, 2002**

# **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS PILARES MISTOS CONSIDERANDO A UTILIZAÇÃO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO**

Flavia Regina Bianchi

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 09/10/2002 por:

---

Prof. Dr.Ing. Luiz Herkenhoff Coelho.  
UFES (Orientador)

---

Prof. Dr Fernando César Meira Menandro.  
UFES (Examinador Interno)

---

Prof. M.Sc. Pedro Augusto César Oliveira de Sá.  
UFES (Examinador Interno)

---

Prof. D.Sc. Francisco Carlos Rodrigues.  
UFMG (Examinador Externo)

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
Vitória-ES, outubro de 2002.

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)  
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

---

Bianchi, Flávia Regina, 1973-  
B577a Análise do comportamento dos pilares mistos considerando a  
utilização de conectores de cisalhamento / Flávia Regina Bianchi. – 2002.  
xviii, 163 f. : il.

Orientador: Luiz Herkenhoff Coelho.  
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo,  
Centro Tecnológico.

1. Construção mista. 2. Colunas metálicas. 3. Colunas de concreto.  
4. Cisalhamento. I. Coelho, Luiz Herkenhoff. II. Universidade Federal do  
Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

---

A toda a minha família.

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Luiz Herkenhoff Coelho, pela sua orientação, pelo apoio durante a realização da dissertação e principalmente pela sua amizade, por me apoiar e incentivar num momento muito difícil da minha vida. Agradecimento extensivo também à sua família, pelas inúmeras vezes em que o procurei.

Ao Professor Pedro A. C. Oliveira de Sá, pela valiosa orientação, pelo incentivo, pelo suporte na aplicação do programa Ansys, cedendo-me vários computadores para a execução do programa nas dependências do NEXEM – Núcleo de Excelência em Estruturas Metálicas e Mistas e pelo suporte bibliográfico.

Aos Professores João Luiz Calmon Nogueira da Gama e Maristela Gomes da Silva, o primeiro por ter tido a coragem de implementar o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e a segunda por dar continuidade aos trabalhos com tanta competência.

Ao Professor Walnório Graça Ferreira, pelas suas valiosas dicas e empréstimos de livros e pela atual coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Aos demais professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil que, mesmo indiretamente, contribuíram para o enriquecimento deste trabalho.

Ao ex-secretário do mestrado, Roberto Guimarães, por me apoiar e incentivar, e ao secretário Wilton Drumond, pela sua organização e eficiência.

Às servidoras da Biblioteca Central no setor de COMUT, que com toda a sua capacidade e dedicação me atenderam muito bem.

A todos os amigos do mestrado que se fizeram presentes.

Às amigas Iene, Geórgia e Andréia, que me incentivaram e me apoiaram num momento difícil da minha vida, me ajudando profundamente na realização deste trabalho.

Às amigas Graça e Lúcia, pois sem elas o término deste trabalho estaria muito comprometido, muito obrigada por me tornar uma pessoa melhor.

Ao meu amor, Kinho, que pelas ações do destino nos reencontramos, me deixando muito feliz neste fechamento do trabalho.

À minha família, por sempre me apoiar, incondicionalmente. Mamãe, que é a minha fortaleza, papai, que se estivesse aqui, estaria muito bobo, mas sei que onde quer que esteja, ele está feliz. À Tata, minha segunda mãe, que sempre me apóia. Ao Cacau, que sempre me dá carinho e atenção. À Claudete, uma cunhada muito amiga. À Bebella, Clara, Caína e Gabi, os meus sobrinhos queridos que alegraram os momentos difíceis da minha vida.

A Deus, que sem Ele nada seria possível. A Ele agradeço por todas as oportunidades que a vida me oferece.

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADROS	xii
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
RESUMO	
ABSTRACT	
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 GENERALIDADES.....	2
1.2 OBJETIVOS .....	3
1.2.1 OBJETIVO GERAL .....	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 METODOLOGIA .....	4
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	4
CAPÍTULO 2. PILARES MISTOS.....	6
2.1 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO-CONCRETO.....	7
2.2 PILARES MISTOS .....	12
2.2.1 PILARES MISTOS REVESTIDOS.....	14
2.2.2 PILARES MISTOS PREENCHIDOS .....	15
2.2.3 PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS .....	16
2.2.4 OUTROS TIPOS DE PILARES MISTOS .....	17
2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO .....	19
CAPÍTULO 3. ASPECTOS ESTRUTURAIS.....	25
3.1 INTRODUÇÃO .....	26
3.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	27
3.2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA .....	27
3.2.2 FATORES QUE INFLUENCIAM NA TRANSFERÊNCIA DE FORÇA DA SEÇÃO DE AÇO PARA O CONCRETO.....	32
3.2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA DO PILAR MISTO.....	34
3.2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO ENTRE O AÇO E O CONCRETO.....	45

3.2.5	CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	47
3.3	DIMENSIONAMENTO.....	57
3.3.1	NORMAS - UMA BREVE DESCRIÇÃO.....	57
3.3.2	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 4 (1994).....	60
3.3.3	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 14323 (ABNT, 1999).....	78
CAPÍTULO 4. MODELO NUMÉRICO.....		82
4.1	INTRODUÇÃO.....	83
4.2	MODELO NUMÉRICO.....	83
4.2.1	ELEMENTOS UTILIZADOS.....	84
4.2.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	86
4.2.3	APLICAÇÃO DA CARGA.....	88
4.2.4	VALIDAÇÃO DO MODELO.....	89
4.2.5	MALHA.....	98
4.2.6	OBTENÇÃO DA SOLUÇÃO.....	100
4.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	105
CAPÍTULO 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....		106
5.1	INTRODUÇÃO.....	107
5.2	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	107
5.2.1	PILAR MISTO SEM CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	107
5.2.2	PILAR MISTO COM CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	109
5.2.3	TENSÃO DE ADERÊNCIA MÁXIMA.....	111
5.2.4	MODO DE CARREGAMENTO.....	112
5.3	CURVA DE INTERAÇÃO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 4 (1994).....	113
5.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	116
5.4.1	DADOS NUMÉRICOS COMPARADOS AO EUROCÓDIGO 4 (1994).....	116
5.4.2	UTILIZAÇÃO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	118
5.4.3	TENSÃO DE ADERÊNCIA.....	119
5.4.4	MODO DE CARREGAMENTO.....	120
5.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	122
CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES.....		123
6.1	CONCLUSÕES.....	124

6.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	126
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	127
	BIBLIOGRAFIA.....	131
	ANEXOS.....	136
	ANEXO A.....	137
	ANEXO B.....	149

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tipos de seções de elementos estruturais mistos.....	9
Figura 2.2 - Métodos de proteção do perfil de aço contra o fogo.....	10
Figura 2.3 - Tipos de seções de estruturas mistas de perfis de aço preenchidos com concreto armado.....	10
Figura 2.4 - Seções transversais típicas de pilares mistos .....	12
Figura 2.5 - Seções típicas de pilares mistos revestidos.....	14
Figura 2.6 - Seções típicas de pilares mistos preenchidos .....	15
Figura 2.7 - Pilar misto parcialmente revestido.....	17
Figura 2.8 - Pilar misto tipo <i>battened</i> .....	18
Figura 2.9 - Outros tipos de pilares mistos.....	19
Figura 2.10 - Tipos usuais de conectores de cisalhamento.....	22
Figura 2.11 - Conector da Hilti HVB.....	23
Figura 2.12 - Interação conector/concreto envolvente.....	23
Figura 2.13 - Diagrama força x escorregamento relativo aço – concreto.....	24
Figura 3.1 -Comportamento típico da tensão de ligação sob um certo comprimento de transferência como função da tensão aplicada, junto com um comportamento idealizado (WIUM,1992).....	28
Figura 3.2 -Valores das tensões de ligação obtidas dos ensaios em <i>pilares curtos</i> sobre o comprimento de transferência igual a 600 mm para seções HEB200 e HEB400. (WIUM & LEBET,1994).....	29
Figura 3.3 - Típica seção transversal deformada do pilar misto (WIUM & LEBET, 1994).....	31
Figura 3.4 -(a) e (b) Área de concreto efetivamente confinado para diferentes arranjos da armação transversal (estribos) em um pilar de concreto armado (WIUM & LEBET,1994).....	33
Figura 3.5 - Núcleo de concreto confinado.....	34
Figura 3.6 -Ensaio <i>push-out</i> .....	37
Figura 3.7 -Zonas de confinamento do concreto.....	41
Figura 3.8 -Redução da resistência do aço dentro da área de cisalhamento.....	48
Figura 3.9 - Típica conexão dos elementos horizontais aos pilares mistos.....	49
Figura 3.10 - Resistência dos conectores tipo pino com cabeça ao cisalhamento.....	53
Figura 3.11 - Áreas de concreto ligadas e não-ligadas diretamente ao perfil.....	54
Figura 3.12 - Distribuição de tensão de uma seção I revestida de concreto.....	62
Figura 3.13 - Curvas de flambagem.....	64
Figura 3.14 - Curva de interação para compressão e flexão uniaxial.....	69
Figura 3.15 - Curva de interação com aproximação linear.....	69
Figura 3.16 -Distribuição de tensões dos pontos da curva de interação para pilares mistos revestidos de concreto duplamente simétricos.....	70
Figura 3.17 - Seção mista simétrica em relação aos eixos.....	71
Figura 3.18 - Razão entre os momentos extremos atuantes ( $r$ ).....	74
Figura 3.19 - Procedimento de cálculo para compressão e flexão uniaxial.....	75
Figura 3.20 - Verificação para compressão e flexão biaxial.....	77

Figura 4.1 - Geometria da seção transversal do pilar misto (costas em mm).....	84
Figura 4.2 - Representação do elemento SOLID45.....	85
Figura 4.3 - Representação dos elementos TARGE170 e CONTA173.....	85
Figura 4.4 - Área de influência para o cálculo do carregamento nodal.....	88
Figura 4.5 - Comportamento da curva tensão-deformação para MISO.....	89
Figura 4.6- Diagrama tensão-deformação para o concreto.....	90
Figura 4.7- Comportamento da curva tensão-deformação para o modelo DP.....	91
Figura 4.8 - Envoltória de ruptura relativa à compressão e à tração.....	92
Figura 4.9 - Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural.....	93
Figura 4.10 - Malha do pilar de concreto para o TESTE 1.....	94
Figura 4.11 - Malha do pilar misto sem o elemento de contato para os TESTES 2 e 3.....	95
Figura 4.12 - Malha do pilar misto com o elemento de contato para o TESTE 4.....	95
Figura 4.13 - Malha do pilar misto sem os conectores de cisalhamento (malha 1).....	99
Figura 4.14 - Malha do pilar misto com os conectores de cisalhamento (malha 2).....	99
Figura 4.15 - Curva de interação para compressão e flexão uniaxial.....	101
Figura 4.16 - Solução Newton-Raphson – Uma iteração.....	102
Figura 4.17 - Solução de Newton-Raphson – Próxima iteração.....	103
Figura 4.18 - Método incremental de Newton-Raphson.....	104
Figura 5.1 - Curva de interação momento fletor e esforço normal sem conectores.....	109
Figura 5.2 - Curva de interação momento fletor e esforço normal com conectores.....	111
Figura 5.3 - Curva de interação momento fletor e esforço normal.....	113
Figura 5.4 - Curva de interação MxN do EUROCÓDIGO 4 (1994).....	116
Figura 5.5 - Comparação entre os dados numéricos e o EUROCÓDIGO 4 (1994).....	117
Figura 5.6 - Comparação entre pilares mistos considerando a utilização dos conectores.....	119
Figura 5.7 - Comparação entre pilares mistos com conectores de cisalhamento, considerando o carregamento aplicado em uma placa rígida e o EUROCÓDIGO 4 (1994).....	122

## LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 -Resistência nominal de conectores segundo a BS 5400 (MALITE, 1990) .....	55
Quadro 3.2 -Quadro comparativo: NBR 8800 (ABNT, 1986) e BS 5400 (MALITE, 1990) .....	56
Quadro 3.3 -Resistência admissível em conectores pelo AISC (MALITE, 1990).....	56
Quadro 3.4 -Valores de $\eta_{10}$ e $\eta_{20}$ .....	63
Quadro 3.5 -Fator de imperfeição $\alpha$ para as curvas de flambagem (EUROCÓDIGO 4, 1994).....	65
Quadro 3.6 -Fatores de redução $\chi$ para as curvas de flambagem (EUROCÓDIGO 4, 1994).....	66
Quadro 3.7 -Valores limites de $\bar{\lambda}$ (EUROCÓDIGO 4, 1994).....	67

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 -Características do concreto (material 1) .....	86
Tabela 4.2 -Características do perfil de aço estrutural (material 2) .....	86
Tabela 4.3 -Dados de entrada do concreto considerando o modelo MISO.....	90
Tabela 4.4 -Dados de entrada do concreto considerando o modelo DP .....	92
Tabela 4.5 -Dados de entrada do aço estrutural considerando o modelo MISO .....	93
Tabela 4.6 -Resultado da carga última (em kN) obtida nos testes .....	96
Tabela 4.7 -Quantidades de nós e elementos de cada malha .....	100
Tabela 4.8 -Características do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça.....	100
Tabela 5.1 -Carga última e momento fletor para pilares mistos sem conectores de cisalhamento.....	108
Tabela 5.2 -Carga última e momento fletor para pilares mistos com conectores de cisalhamento .....	110
Tabela 5.3 -Carga última para tensão de aderência igual a 0,6 MPa e excentricidade igual a 10,0 cm.....	111
Tabela 5.4 -Carga última considerando o carregamento aplicado numa placa rígida .....	112
Tabela 5.5 -Comparação em função dos conectores de cisalhamento .....	118
Tabela 5.6 -Carga última para tensões de aderência iguais a 0,6 MPa e 0,3 MPa .....	120
Tabela 5.7 -Carga última considerando os dois modos de carregamento em pilares com conectores de cisalhamento .....	121

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

AASHO – American Association of State Highway Officials

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

AISC – American Institute of Steel Construction

BSI – British Standard Institution

DP – Drucker-Prager

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

LRFD – Load and Resistance Factor Design

MEF – Método dos Elementos Finitos

MISO – Multilinear Isotropic Hardening

NBR – Norma Brasileira Registrada

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da seção transversal mista
$A_a$	Área da seção transversal do aço estrutural
$A_c$	Área da seção transversal do concreto
$A_{cs}$	Área da seção transversal do conector de cisalhamento
$A_i$	Área de contato na interface aço-concreto
$A_s$	Área da seção transversal da armação longitudinal
$A_v$	Área de cisalhamento da seção de aço estrutural
$E$	Módulo de elasticidade ou módulo de Young
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{c\infty}$	Módulo de elasticidade do concreto, considerando o efeito da deformação lenta
$E_{cd}$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_s$	Módulo de elasticidade da armação longitudinal
$(EI)_e$	Rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista
$I_a$	Momento de inércia da seção transversal do aço estrutural
$I_c$	Momento de inércia da seção transversal do concreto
$I_s$	Momento de inércia da seção transversal da armação longitudinal
$L_{cs}$	Comprimento do perfil “U” laminado
LN	Linha neutra
$L_t$	Comprimento de transferência de força
$M_{a.Rd}$	Resistência à flexão da seção transversal do aço estrutural
$M_{a.Sd}$	Momento fletor de cálculo aplicado ao aço estrutural
$M_{cs.Sd}$	Momento fletor de cálculo aplicado ao concreto e à armação longitudinal
$M_{max.Sd}$	Momento fletor máximo de cálculo considerando apenas os efeitos de 1ª ordem
$M_{pl.Rd}$	Resistência plástica à flexão da seção transversal mista
$M_{Sd}$	Momento fletor de cálculo aplicado à seção transversal mista
$N_{a.Rd}$	Resistência à compressão da seção transversal do aço estrutural
$N_{a.Sd}$	Força normal de cálculo aplicada ao aço estrutural
$N_{cr}$	Carga crítica de Euler
$N_{cs.Sd}$	Força normal de cálculo aplicada ao concreto e à armação longitudinal
$N_{G.Sd}$	Parcela de força normal de cálculo correspondente à carga permanente

$N_{pl,R}$	Resistência plástica à compressão da seção transversal mista com $\gamma_a=\gamma_c=\gamma_s=1$
$N_{pl,Rd}$	Resistência plástica à compressão da seção transversal mista
$N_{Sd}$	Força normal de cálculo aplicada à seção transversal mista
$P$	Força normal na interface aço-concreto
$P_r$	Carga de ruptura
$P_{Rd}$	Resistência de cálculo de um conector tipo pino com cabeça
$R$	Resistência adicional por linha de conectores de cisalhamento
$S$	Módulo de ligação
$V_{a,Sd}$	Esforço cortante de cálculo na seção de aço estrutural
$V_{pl,aRd}$	Resistência da seção transversal do aço estrutural ao cisalhamento
$W_{pa}$	Momentos plásticos resistentes da seção transversal de aço estrutural
$W_{pan}$	Momentos plásticos da seção transversal de aço estrutural na zona central
$W_{pc}$	Momentos plásticos resistentes da seção transversal do concreto
$W_{pcn}$	Momentos plásticos da seção transversal de concreto na zona central
$W_{ps}$	Momentos plásticos resistentes da seção transversal da armação longitudinal
$W_{psn}$	Momentos plásticos da seção transversal da armação longitudinal na zona central
$b$	Largura da mesa do perfil de aço estrutural
$b_c$	Base do pilar misto
$c$	Cobrimento de concreto
$d$	Menor dimensão da seção transversal mista Diâmetro externo do tubo de aço circular
$e$	Excentricidade da força normal
$f_{cd}$	Resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{sd}$	Limite de escoamento de cálculo da armação longitudinal
$f_{sk}$	Limite de escoamento nominal da armação longitudinal
$f_u$	Limite de resistência do conector de cisalhamento à tração
$f_y$	Limite de escoamento nominal do aço estrutural
$f_{yd}$	Limite de escoamento de cálculo do aço estrutural
$h$	Altura do perfil do aço estrutural Maior dimensão da seção transversal mista
$h_c$	Altura do pilar misto

$h_n$	Distância da linha neutra ao centro de gravidade da seção
$k$	Fator de correção do momento fletor para consideração dos efeitos de 2ª ordem
$l$	Comprimento de flambagem do pilar
$l_e$	Comprimento da região de introdução de carga
$p$	Pressão na interface aço-concreto
$q_n$	Capacidade nominal de conectores tipo pino com cabeça
$r$	Razão entre os momentos extremos atuantes
$t$	Espessura da parede do tubo de aço circular
$t_f$	Espessura da mesa do perfil de aço estrutural
$t_w$	Espessura da alma do perfil de aço estrutural
$t_{wd}$	Espessura efetiva da alma do perfil de aço estrutural
$\alpha$	Fator que leva em consideração as imperfeições do pilar
$\alpha_c$	Constante devida ao efeito Rush
$\beta$	Coefficiente de momento equivalente, considerando os efeitos de 2ª ordem
$\delta$	Parâmetro de contribuição do aço estrutural na seção mista
$\phi_{cs}$	Coefficiente de resistência do conector de cisalhamento
$\gamma_a$	Coefficiente de segurança do aço estrutural
$\gamma_c$	Peso específico do concreto
	Coefficiente de segurança do concreto
$\gamma_s$	Coefficiente de segurança da armação longitudinal
$\bar{\lambda}$	Parâmetro de esbeltez ou esbeltez relativa
$\mu$	Coefficiente de atrito de Coulomb
	Relação de momento resistente obtido na curva de interação
$\chi$	Fator de redução devido a flambagem do pilar
$\chi_d$	Relação da força axial de cálculo
$\chi_n$	Relação que leva em consideração a imperfeição e flambagem do pilar
$\chi_{pm}$	Relação da força axial devida ao concreto
$\sigma_{a,bm}$	Tensão normal idealizada máxima
$\sigma_{a,bu}$	Tensão normal experimental máxima
$\sigma_{nf}$	Tensão normal transversal
$\sigma_l$	Tensão normal longitudinal

$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\tau_{\max}$	Tensão de ligação idealizada máxima
$\tau_{\text{ult}}$	Tensão de ligação experimental máxima

# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS PILARES MISTOS CONSIDERANDO A UTILIZAÇÃO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO<sup>1</sup>

Flavia Regina Bianchi<sup>2</sup>

## RESUMO

As estruturas mistas de aço e concreto são sistemas que envolvem o comportamento interativo de componentes de aço estrutural com elementos de concreto para resistir às ações externas. Essa interação entre o aço e o concreto deve ser garantida para que haja o suporte de cargas. Para tanto, as tensões de aderência entre o concreto e o aço não devem ser excedidas. Caso isso aconteça, é então necessária a utilização dos conectores de cisalhamento.

A influência da utilização dos conectores de cisalhamento nos pilares mistos é desprezada na maioria dos trabalhos científicos, sendo recomendando o seu uso somente em situações de grandes vibrações.

No presente trabalho é analisado o comportamento dos pilares mistos, considerando a utilização dos conectores de cisalhamento por meio de análises numéricas feitas no programa Ansys, baseado no método dos elementos finitos. Para isso, foi adotada a modelagem ideal que retrate a situação, fazendo-se o estudo do elemento, do carregamento e das condições de contorno adequados à utilização.

Foram modelados os pilares mistos utilizando os conectores de cisalhamento e sem a utilização dos conectores de cisalhamento. Para cada modelagem a carga foi aplicada variando a excentricidade, de modo que a curva de interação momento fletor em função do esforço normal fosse construída.

A partir das curvas de interação construídas foi analisada a importância da utilização dos conectores de cisalhamento, comparando os resultados com os dados fornecidos pelo EUROCÓDIGO 4 (1994) e a influência de diferentes valores da tensão máxima de aderência na carga última do pilar misto.

---

<sup>1</sup> Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo – UFES, sob orientação do Prof Luiz Herkenhoff Coelho, Dr. Ing.

<sup>2</sup> Engenheira Civil, Mestranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFES.

E-mail: flavia.vix@terra.com.br

## **ABSTRACT**

The steel-concrete composite structures are systems that involve the interaction of structural steel components with concrete elements to resist external forces. This interaction between steel and concrete should be guaranteed to ensure that loads are supported. As such, adhesion tensions between the concrete and the steel should not be exceeded. In cases where they are, the use of shearing connectors becomes necessary.

The influence of the use of shearing connectors in composite columns is greatly undervalued in the majority of scientific papers, with its use recommended only in situations of high vibration.

In this paper, the behavior of composite columns is analyzed with the use of shearing connectors taken into consideration through numerical analysis using Ansys programming and based on the finite element method. To achieve this, an ideal model that reflects the situation was adopted permitting as study of the element, the load, and the contour conditions adequate for usage.

Composite columns with and without shearing connectors were modeled. A load was applied to each model with varying eccentricity to create an interaction curve defining the moment of flexion in function of normal force.

From the interactive curves that were constructed, the importance of the use of shearing connectors was analyzed. This analysis compares results to data supplied by EUROCODE 4(1994) and the influence of different values for maximum adhesion tension of the last load of the composite column.

**CAPÍTULO 1**  
**INTRODUÇÃO**

## 1.1 GENERALIDADES

Um sistema construtivo é adequado quando consegue agregar várias características, como eficácia, resistência, durabilidade e funcionalidade. Para isso, cabe ao engenheiro avaliar os materiais e métodos construtivos, de modo a obter uma estrutura com custo mínimo e que atenda a estas características. Dessa forma, existem duas maneiras de se obter tal resultado. A primeira é a idealização de um novo material, feito com a junção de outros, como o fibrocimento, a segunda é o arranjo dos materiais em uma configuração geométrica ótima, com o objetivo de se utilizar somente as propriedades desejadas de cada material em virtude da sua posição no arranjo. Este último caso é denominado estrutura mista.

As estruturas mistas de aço-concreto surgiram no século passado. Segundo VIEST *et al.* (1997), as primeiras construções mistas datam de 1894 nos Estados Unidos, quando uma ponte e um edifício foram construídos usando vigas de aço revestidas com concreto, sendo essas utilizadas como alternativa de proteção ao fogo e à corrosão dos elementos estruturais de aço. VIEST *et al.* (1997) ressaltam que a intensificação do seu uso deveu-se ao grande número de edifícios altos construídos nas décadas de 20 e 30. Entretanto, com sua finalidade ainda atrelada à proteção contra o fogo e a corrosão conferida pelo concreto.

Os pilares mistos de aço-concreto são basicamente construídos de elementos de aço estruturais, simples ou compostos, que poderão ser preenchidos ou revestidos de concreto, apresentando uma série de vantagens construtivas e estruturais.

A interação entre o aço e o concreto nos pilares mistos deve ser garantida para que haja o suporte de cargas. Para isso, as tensões de aderência entre o concreto e o aço não devem ser excedidas. Caso isto aconteça, é então necessária a utilização de conectores de cisalhamento para evitar o deslocamento relativo entre os dois materiais, obtendo-se dessa forma a atuação conjunta do aço e do concreto para o suporte de cargas.

A partir da década de 50, essa atuação foi auxiliada com o desenvolvimento do processo de soldagem e dos conectores de cisalhamento, tornando viável e competitiva a utilização de sistemas estruturais mistos.

A necessidade de uma maior compreensão do comportamento dos conectores de cisalhamento para a ligação aço-concreto em pilares mistos é essencial para o conhecimento

dos aspectos estruturais que os envolvem, contribuindo para a difusão do uso das estruturas mistas de aço-concreto.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O principal objetivo desta pesquisa é analisar o comportamento dos pilares mistos revestidos de concreto com relação ao emprego de conectores de cisalhamento, de modo a verificar a necessidade de sua utilização.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- desenvolver um modelo numérico em elementos finitos para analisar pilares mistos considerando a utilização dos conectores de cisalhamento;
- apresentar a curva de interação entre o momento fletor e o esforço normal do pilar misto com e sem a utilização dos conectores de cisalhamento;
- discutir as diferenças entre as curvas de interação apresentadas;
- verificar o comportamento dos pilares mistos considerando a tensão de aderência entre o perfil de aço e o concreto igual a 0,6 MPa, conforme NBR 14323 (ABNT, 1999) e igual a 0,3 MPa, conforme o EUROCÓDIGO 4 (1994), REVISÃO 2000.
- verificar o comportamento dos pilares mistos considerando o carregamento aplicado numa placa rígida, comparando-o com o comportamento aplicado diretamente no pilar.

### **1.3 METODOLOGIA**

Para o cumprimento dos objetivos da pesquisa, foram adotadas a metodologia de revisão bibliográfica e a simulação numérica no programa ANSYS, baseado na teoria do método dos elementos finitos (MEF).

Inicialmente foi realizada ampla revisão bibliográfica por meio de pesquisas em bases de dados que contribuíssem para a seleção de dissertações, teses, artigos, sites de Internet, CD-ROM e normas com vistas à identificação das diversas características dos pilares mistos e à utilização dos conectores de cisalhamento.

Procedeu-se então à modelagem do pilar misto. A primeira modelagem considerou a utilização dos conectores de cisalhamento e a segunda não considerou essa utilização. Para a execução desta modelagem, foram feitos vários testes numéricos de modo à adotar um melhor elemento, malha e condições de ruptura que retratassem o concreto, o perfil de aço e os conectores de cisalhamento.

Para as duas modelagens, o carregamento foi, inicialmente, aplicado centrado e depois considerando várias excentricidades diferentes, de modo que as curvas de interação momento fletor e esforço normal fossem construídas.

A partir dessas curvas de interação, fez-se a comparação entre pilares com e sem conectores de cisalhamento e também a comparação entre as curvas de interação obtidas e a curva fornecida pelo EUROCÓDIGO 4 (1994).

Para um estudo de caso, foram feitas as análises considerando os diferentes valores da tensão máxima de aderência fornecidos pelo EUROCÓDIGO 4 (1994), REVISÃO 2000 e pela NBR 14323 (ABNT, 1999) e o carregamento aplicado numa placa rígida.

### **1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Este Capítulo 1 tem por objetivo justificar a motivação para o estudo que deu origem a esta dissertação, além de apresentar os objetivos a serem alcançados.

Neste capítulo apresenta-se a introdução que aponta a importância da garantia da união entre o aço e o concreto nos pilares mistos, verifica a necessidade de investigação da

resistência ao cisalhamento na interface aço-concreto, bem como um estudo aprimorado sobre os conectores de cisalhamento.

O Capítulo 2 apresenta as características das estruturas mistas, suas vantagens em relação às estruturas de aço e de concreto e ainda a classificação e as características dos pilares mistos e dos conectores de cisalhamento.

O Capítulo 3 trata dos aspectos estruturais que envolvem os pilares mistos e os conectores de cisalhamento, analisando os fatores que influenciam na resistência do pilar misto e na ligação ente o aço e o concreto. Apresenta-se uma descrição sucinta das principais normas e o dimensionamento dos pilares mistos segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994) e a NBR 14323 (1999).

O Capítulo 4 apresenta o modelo numérico utilizado para analisar os pilares mistos, considerando a utilização dos conectores de cisalhamento. Esse modelo foi desenvolvido no programa computacional ANSYS, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

O Capítulo 5 expõe os resultados obtidos no modelo numérico idealizado e a sua análise, comparando-os com a norma EUROCÓDIGO 4 (1994).

O Capítulo 6, almejando contribuir de uma forma direta para a maior utilização das estruturas mistas de aço e concreto, apresenta as conclusões que foram obtidas com esse trabalho e indica sugestões para trabalhos futuros.

Nos anexos A e B apresentam-se exemplos de cálculo dos pilares mistos, considerando-se compressão com flexão uniaxial (anexo A) e compressão com flexão oblíqua (anexo B), com base no método simplificado do EUROCÓDIGO 4 (1994). Os cálculos foram desenvolvidos em planilha eletrônica.

**CAPÍTULO 2**  
**PILARES MISTOS**

## 2.1 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO-CONCRETO

Estruturas compostas de aço-concreto são sistemas que envolvem o comportamento interativo de componentes de aço estrutural com elementos de concreto para resistir às ações externas.

No projeto de sistemas compostos, o concreto e o aço precisam interagir para que seus comportamentos combinados satisfaçam todos os requerimentos quanto à resistência, à rigidez e à estabilidade de todo o conjunto.

Esse comportamento interativo é proporcionado pela tensão de aderência entre o aço e o concreto, ou, se esta for excedida, por meio da utilização dos conectores de cisalhamento.

Apesar de as primeiras estruturas mistas de aço e concreto datarem de 1894 (VIEST *et al.*, 1997), o primeiro registro de normalização de estruturas mistas é de 1930, pelo New York City Building Code. MALITE (1990) lembra ainda que em 1944 o assunto foi introduzido nas normas da American Association of State Highway Officials (AASHO, hoje denominada AASHTO).

No Brasil, as estruturas mistas só foram normalizadas em 1986 pela NBR 8800 (ABNT, 1986) – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, contemplando somente os elementos mistos fletidos (vigas mistas).

Inicialmente, considerava-se que o concreto e o aço agiam independentemente. Em alguns casos, não se levava em consideração a função estrutural do concreto, sendo este apenas considerado como um material para proteção contra incêndio. Segundo LEHTOLA (1992), a partir da década de 50, com o desenvolvimento do processo de soldagem e dos conectores de cisalhamento, foi possível considerar o comportamento interativo entre o aço e o concreto para o suporte de cargas, tornando viável e competitiva a utilização de sistemas estruturais mistos.

A escolha desse tipo de sistema construtivo está atrelada às vantagens por ele oferecidas quando comparado aos sistemas convencionais que utilizam apenas o aço estrutural ou o concreto armado. As estruturas de aço oferecem vantagens na montagem, condições de executá-la em quaisquer condições de tempo e possibilidade de economia nas fundações, devido à redução do peso da estrutura, além de oferecer um canteiro de obras mais limpo e acessível. O concreto apresenta a vantagem de compor seções mais rígidas e de ser mais

resistente ao fogo e à corrosão, em comparação com o aço. Porém, quando se trata de estruturas mistas de aço-concreto, pode-se dizer que o objetivo é aproveitar ao máximo as vantagens que cada um dos materiais pode proporcionar. Podem-se listar diversas vantagens que as estruturas mistas propiciam, quando comparadas às estruturas de aço ou de concreto:

- aumento do vão das vigas, devido ao acréscimo da rigidez e da capacidade de suporte destas, o que é decorrente da interação aço-concreto;
- redução das dimensões do elemento estrutural, devido ao aumento da capacidade de suporte e da rigidez do sistema estrutural, proveniente da interação entre os elementos de aço e o concreto;
- redução do peso global da estrutura, devido ao fato de se utilizarem elementos estruturais mais rígidos, com maior capacidade de suporte e menores dimensões;
- redução dos custos das fundações, o que é conseqüência da redução do peso global da estrutura;
- redução de custos, graças à redução do tempo de execução da obra;
- proteção contra o fogo e a corrosão;
- retorno mais rápido do capital investido, devido a possibilidade de redução do tempo de execução da obra;
- atendimento às preferências por um ou outro material (regiões com tradição em aço ou concreto);
- enrijecimento da estrutura de aço, eliminando ou reduzindo problemas de instabilidades locais e globais.

Em resumo, fazendo um paralelo entre as estruturas de aço e de concreto e as estruturas mistas, tem-se as seguintes vantagens das estruturas mistas em relação às estruturas de concreto:

- eliminação ou redução de formas e escoramentos;
- aumento da precisão dimensional da construção, resultando em redução dos custos dos revestimentos, bem como das correções de prumo e de nível;
- simplificação geral de toda a construção, levando a uma redução do tempo de execução;

- redução global de peso próprio, resultando em economia de fundação.

Em relação às estruturas de aço, têm-se como vantagens:

- redução do consumo de aço estrutural, podendo a construção tornar-se mais econômica;
- aumento da estabilidade lateral;
- aumento da proteção do aço contra incêndio e corrosão.

Além das vantagens listadas acima, quando se utiliza uma armação adicional, a capacidade de suporte e a resistência ao fogo melhoram, pois tem-se um maior confinamento do concreto, combatendo a sua expansão lateral e também prevenindo contra a desagregação do revestimento de concreto, sendo que para um melhor aproveitamento da capacidade de suporte deve-se garantir a interação entre o concreto e o perfil metálico. Essa interação é garantida por estribos ou conectores de cisalhamento soldados na alma do perfil, quando a tensão de aderência não for suficiente para garantir esta interação.

A participação do concreto, além de oferecer proteção contra o fogo, tem também função estrutural, proporcionando um aumento da rigidez e da estabilidade do elemento estrutural (BERNER *apud* LEHTOLA, 1992).

No caso particular de construção mista aço-concreto armado, segundo LEHTOLA (1992) pode-se denominar sistema estrutural misto, como sendo formado de estruturas reticuladas constituídas por uma combinação de elementos de concreto armado, elementos metálicos e elementos mistos, os quais agindo conjuntamente, são arranjados de forma a oferecer resistência e estabilidade necessárias aos carregamentos solicitantes da estrutura (Figura 2.1).

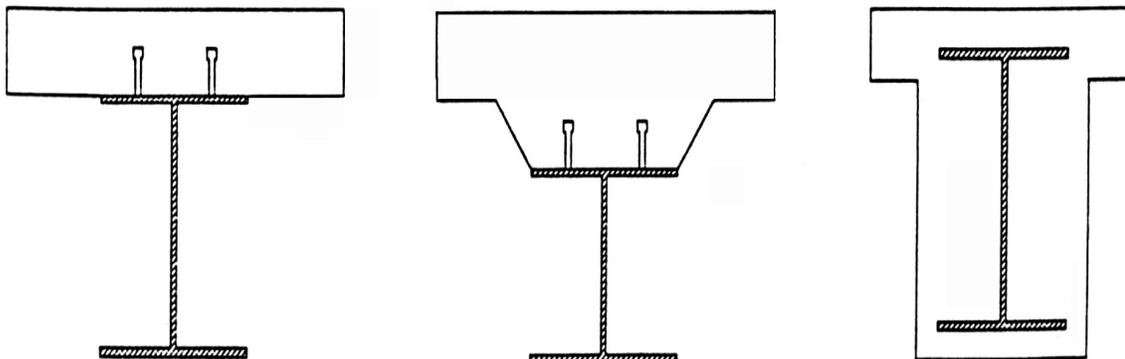


Figura 2.1 - Tipos de seções de elementos estruturais mistos

As estruturas de aço como as estruturas mistas convencionais (perfil de aço exposto) em geral não possuem suficiente resistência ao fogo. Cobrir o perfil de aço com placas ou camadas de material próprio para proteção contra o fogo (Figura 2.2a) ou envolver o perfil de aço com concreto (Figura 2.2b) são algumas das soluções utilizadas para se contornar esse problema. Desta técnica obtém-se as estruturas mistas de perfis de aço preenchidos e as estruturas de perfis de aço revestidos com concreto.

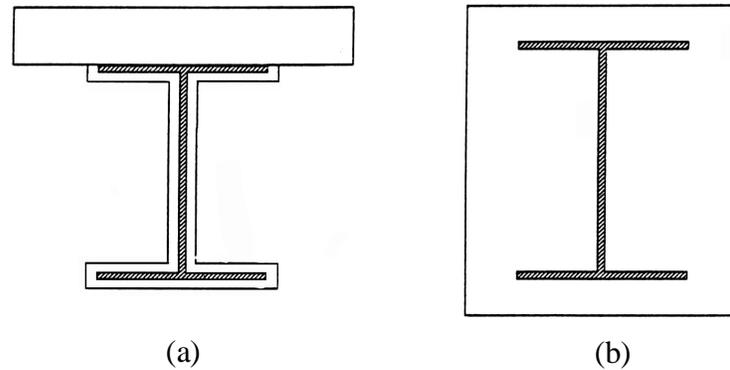


Figura 2.2 - Métodos de proteção do perfil de aço contra o fogo

De acordo com BERNER *apud* LEHTOLA (1992), durante as décadas de 70/80 foi desenvolvido na Universidade de Darmstadt, Alemanha, um novo sistema estrutural que pode ser denominado estruturas mistas de perfis preenchidos com concreto armado (Figura 2.3). Pode-se definir este sistema estrutural como um sistema estrutural misto que possui perfil de aço preenchido com concreto armado (concretado entre as mesas). O concreto é interligado ao perfil de forma a agir conjuntamente com este para o suporte de cargas, em presença de fogo ou não.

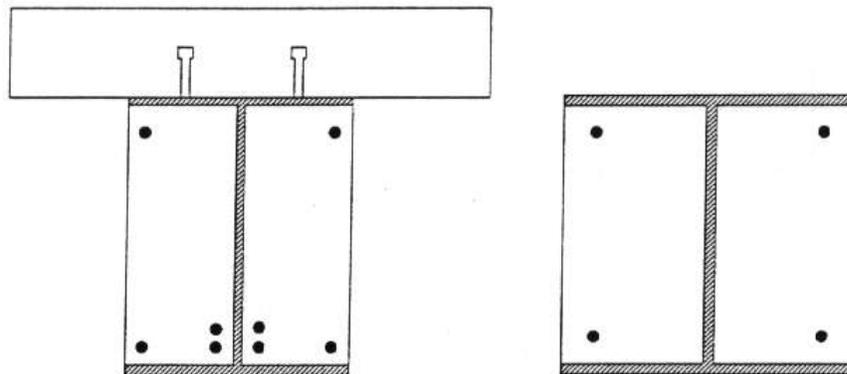


Figura 2.3 - Tipos de seções de estruturas mistas de perfis de aço preenchidos com concreto armado

As armaduras do concreto melhoram a capacidade de suporte e a resistência ao fogo, sendo que para um melhor aproveitamento da capacidade de suporte, deve-se garantir a interação entre o concreto de preenchimento e o perfil metálico. Esta interação é garantida por estribos ou conectores de cisalhamento soldados a alma do perfil de aço (LEHTOLA, 1992).

Além das vantagens dos sistemas mistos convencionais, as vantagens que justificam o estudo e o desenvolvimento das estruturas mistas de perfis de aço preenchidos com concreto armado são:

- maior capacidade de carga que as estruturas mistas convencionais, devido à participação do concreto como elemento estrutural;
- possibilidade de maior redução da seção dos perfis de aço, comparando-as com as estruturas mistas convencionais;
- maior rigidez no sistema estrutural do que com os elementos estruturais mistos convencionais;
- método construtivo facilitado, visto que são elementos estruturais essencialmente pré-moldados e que possuem o tempo decorrente entre o início da concretagem e a sua instalação bastante reduzido;
- ligação dos elementos estruturais empregando o mesmo procedimento das estruturas metálicas;
- utilização do perfil de aço como forma, visto que a própria característica geométrica da seção e o método construtivo empregado proporcionam condições para tal utilização (quando se trata de perfis de aço preenchidos ou parcialmente envolvidos de concreto);
- utilização de armações pré-fabricadas, as quais possibilitam uma colocação mais eficiente, contribuindo para o dinamismo do processo de montagem dos elementos estruturais;
- dimensionamento para qualquer tempo de exposição ao fogo;
- economia, a qual é obtida devido à redução de custos, que por sua vez é conseguida graças ao aumento da capacidade portante, à redução do tempo de montagem, à instalação dos elementos estruturais, à dispensabilidade de formas (em muitos casos) e de jateamento de material para proteção contra o fogo.

No sentido de se buscar uma solução construtiva que possua custos compatíveis com a realidade brasileira, que apresente uma resistência adequada à exposição a incêndios e que também aproveite o excelente estágio de utilização do concreto armado em estruturas é que a solução mista aço-concreto desponta como sendo uma das melhores, já que atende aos requisitos de economia, resistência e funcionalidade. Entretanto, para que o uso de estruturas mistas aço-concreto seja difundido no país é necessário o desenvolvimento de recomendações práticas e precisas para projeto e construção.

## 2.2 PILARES MISTOS

Os pilares mistos de aço-concreto são basicamente constituídos de um elemento de aço estrutural, simples ou composto, que poderá ser totalmente revestido (Figura 2.4a), parcialmente revestido (Figura 2.4b-c) ou preenchido de concreto (Figura 2.4d-f), apresentando uma série de vantagens construtivas e estruturais. Entretanto, existem outras formas de se obter elementos com comportamento satisfatório usando o aço e o concreto. Existem os pilares tipo *battened* (Figura 2.8), formados por dois perfis tipo U ligados por talas e preenchidos com concreto, entre outros. A adoção de pilares mistos consiste numa solução que associa ganho de resistência mecânica e razoável proteção contra o fogo e a corrosão.

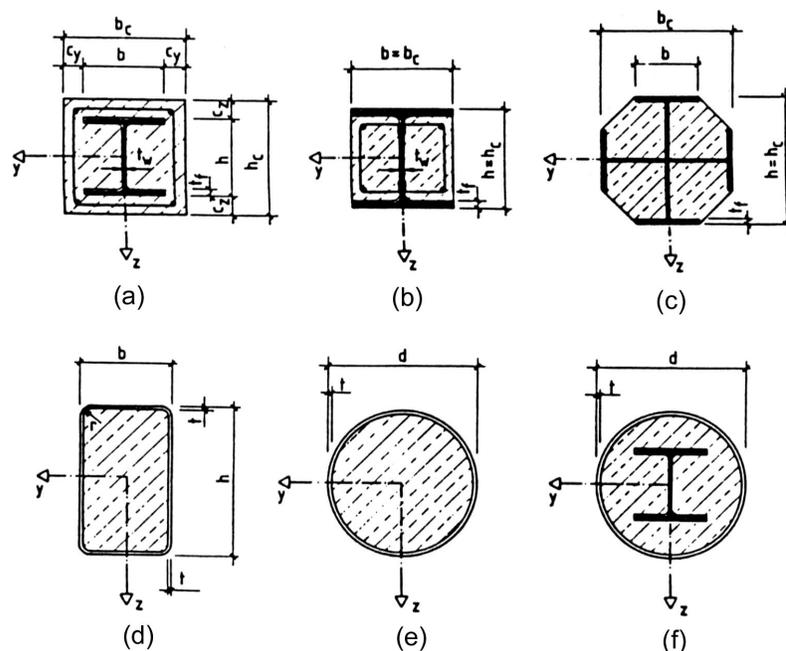


Figura 2.4 - Seções transversais típicas de pilares mistos

Os pilares de aço preenchidos ou revestidos com concreto têm aplicações vantajosas tanto em estruturas de pequeno porte quanto em edifícios altos. Também podem ser empregados em galpões de armazenagem, quadras esportivas cobertas, terminais rodoviários, pavilhões, etc., nos quais a proteção do perfil de aço com o concreto seria uma solução desejável, seja por motivos de ordem estética ou de proteção contra a corrosão, incêndio ou eventuais impactos de veículos. Nesses casos, as vantagens estruturais viriam como consequência da solução empregada por outros motivos.

Uma outra aplicação usual dos pilares mistos é na recuperação de estruturas. Face às facilidades que este tipo de solução proporciona, tem-se tornado uma técnica cada vez mais utilizada transformar estruturas de aço convencionais ou de concreto armado, que por algum motivo precisem ser recuperadas ou reforçadas, em estruturas mistas. O pilar de aço a ser reforçado é facilmente enrijecido e tem ganhos consideráveis em resistência quando é revestido com concreto. Já em pilares de concreto armado a serem reforçados, a opção de se utilizar perfis ou chapas de aço torna-se interessante uma vez que, diferentemente do reforço com o próprio concreto, não acarreta um aumento significativo da seção transversal a ponto de comprometer a arquitetura da edificação. Nesses casos, CÁNOVAS (1988) apresenta uma alternativa que consiste na colocação de quatro cantoneiras nos cantos do pilar, unidas lateralmente entre si por presilhas de chapa de aço (talas). Para garantir o trabalho em conjunto dos materiais, isto é, evitar que o aço trabalhe somente depois que o concreto atingir a ruptura, é preciso garantir a união dos elementos de aço do reforço na base do pilar aos elementos de concreto existentes (vigas, lajes ou fundações). Essa união é garantida por meio de uma argamassa à base de epóxi. Uma outra alternativa nessa mesma linha seria o uso de chapas de aço coladas ou chumbadas nas faces dos pilares de concreto.

Quando surgiram os primeiros pilares mistos, o concreto usado era de baixa resistência e os ganhos em rigidez e resistência, proporcionados pelo concreto, não eram computados nos cálculos.

Em 1898, em Chicago (EUA), foi construído o armazém Druecker, que foi uma das primeiras construções a utilizar pilares de aço totalmente envolvidos de concreto (VIEST *et al.*, 1997).

A partir de então surgiu a necessidade de serem iniciadas pesquisas que esclarecessem o comportamento dos elementos mistos. VIEST *et al.* (1997) apontam os Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade de Columbia como os primeiros a desenvolverem os

ensaios em pilares mistos em 1908, enquanto FURLONG (1988) cita BURR como um dos pioneiros nos ensaios também em 1908, tendo sido ensaiados 31 pilares, incluindo 21 mistos e 10 de aço. Os ensaios indicaram que um pilar de aço revestido com concreto tinha capacidade de carga maior que o de um pilar de aço ou concreto isolado.

Segundo MALITE (1994), nos primeiros estudos sobre pilares mistos desenvolvidos por BURR tinha-se ciência de que a resistência à compressão do pilar diminuía com o aumento da esbeltez, então os estudos foram conduzidos no sentido de avaliar o comportamento dessa relação nos pilares mistos.

As principais normas aplicáveis admitem a interação completa entre os elementos de aço e concreto em pilares mistos, uma vez que, por definição, pilares são elementos estruturais essencialmente comprimidos e, então, sujeitos a pequenos esforços de cisalhamento.

Com relação à normalização brasileira atual, os pilares mistos não são mencionados na NBR 8800 (ABNT, 1986) – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, que se limita a apresentar apenas os elementos mistos fletidos (vigas mistas), mas são tratados no anexo B da NBR 14323 (ABNT, 1999) – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Vale ressaltar que na revisão da NBR 8800 (ABNT, 1986) que está em andamento, será incluído a normalização dos pilares mistos.

### 2.2.1 Pilares mistos revestidos

Nesse tipo de pilar o elemento estrutural de aço pode ser formado por um ou mais perfis, que podem ser laminados, soldados ou formados a frio e ligados entre si (Figura 2.5). Recomenda-se o emprego de uma armadura para combater a expansão lateral do concreto e também para prevenir a desagregação do revestimento de concreto.

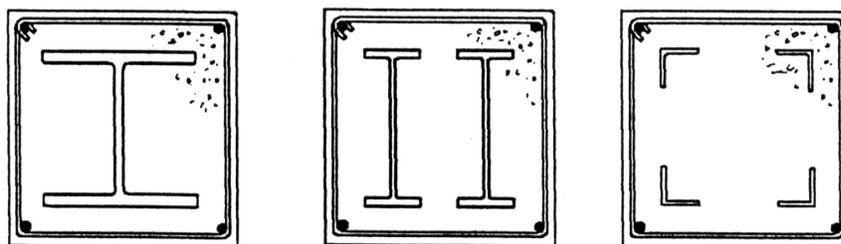


Figura 2.5 - Seções típicas de pilares mistos revestidos

Nos pilares mistos revestidos ocorre um aumento da resistência pela adição de um material que trabalha em conjunto com o aço, impedindo, na maioria dos casos, flambagens global e locais, além de desempenhar a função adicional de proteção contra o fogo e a corrosão devido ao total envolvimento da seção de aço proporcionado pelo concreto.

A principal desvantagem dos pilares mistos revestidos é que requerem o uso de formas para concretagem, o que os torna, entre os vários tipos de pilares mistos, os mais trabalhosos em termos de execução. Entretanto, os pilares revestidos podem adquirir a forma que se desejar: circular, retangular, quadrada, triangular, etc. Na prática, as formas mais utilizadas são as retangulares e as quadradas e possuem armação longitudinal nos 4 cantos, além da armadura transversal (estribos). Esse arranjo permite conexões de vigas em pilares, sem interromper a continuidade das barras verticais e conduzindo a grande eficiência estrutural do pilar.

### 2.2.2 Pilares mistos preenchidos

Os pilares mistos preenchidos (Figura 2.6) são constituídos de perfis tubulares (principalmente retangulares e circulares) preenchidos com concreto, dispensando armadura e forma, sendo esta a principal vantagem desse tipo de elemento misto.

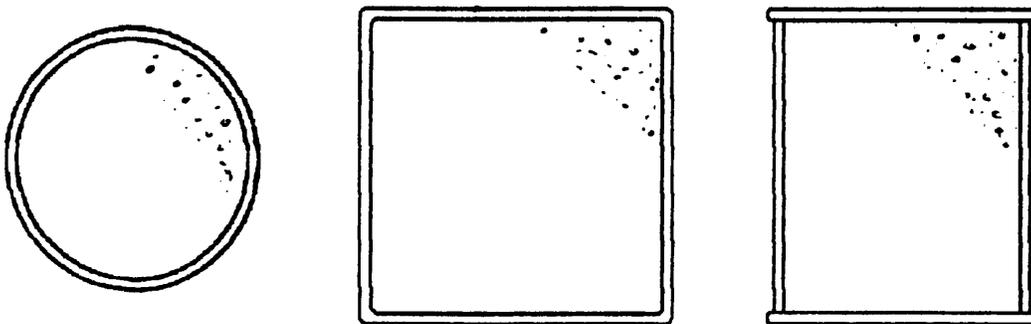


Figura 2.6 - Seções típicas de pilares mistos preenchidos

Devido ao fato de os tubos serem, em geral, mais leves que os demais tipos de perfis e de nem sempre necessitarem de equipamentos especiais para a montagem, os pilares preenchidos têm vantagens construtivas em relação aos outros tipos de pilares mistos.

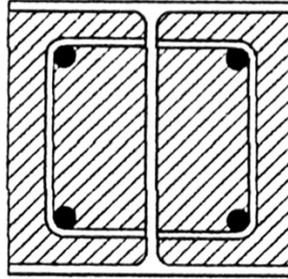
Em pilares circulares preenchidos é possível admitir o aumento da resistência à compressão do concreto, devido ao efeito de seu confinamento provocado pela seção de aço circular. A seção de aço circular reduz a deformação transversal do concreto, resultando no incremento de resistência, em contraponto à diminuição da resistência axial do tubo de aço envolvente. Porém, de acordo com FIGUEIREDO *et al.* (1997), esse efeito melhora a resistência final do pilar misto.

Nos pilares preenchidos a aderência é favorecida por dois tipos de imperfeições existentes na parede do tubo: a rugosidade da superfície e a imperfeição propriamente dita da seção transversal do tubo.

Existem duas desvantagens neste tipo de pilar: primeiro, a dificuldade de colocação de conectores de cisalhamento, quando se verifica a necessidade do uso destes; segundo, o concreto apesar de melhorar a resistência do pilar de aço ao fogo, não propicia proteção suficiente a ele, tornando-se necessário o uso de uma forma alternativa de proteção. De acordo com BERGMANN (1990), deve-se usar uma armadura adicional para que forneça proteção contra o fogo. Algumas pesquisas procuram comparar o comportamento dos pilares mistos preenchidos com pilares de concreto armado cintados com armadura helicoidal. Os pilares mistos preenchidos apresentam vantagens porque, além de dispensar o uso de formas, o concreto constitui uma massa homogênea, ao contrário do pilar de concreto armado com armadura helicoidal, no qual o concreto forma duas camadas.

### **2.2.3 Pilares mistos parcialmente revestidos**

Um outro tipo de pilar misto que não pode ser tratado como revestido nem preenchido é o pilar parcialmente revestido. Esses são constituídos por um perfil I, soldado, preenchido com concreto somente no espaço entre as mesas e a alma, conforme mostra a Figura 2.7. O EUROCÓDIGO 4 (1994) é a primeira norma a trazer em suas recomendações os pilares parcialmente preenchidos.



**Figura 2.7 - Pilar misto parcialmente revestido**

Esse tipo de pilar não proporciona proteção suficiente contra o fogo. Então, para as seções parcialmente revestidas de concreto, bem como para as seções preenchidas, segundo BERGMANN (1990), deve-se usar uma armadura adicional para propiciar tal proteção, pois essa armação controla a expansão lateral do concreto, bem como a desagregação do revestimento de concreto.

Os pilares parcialmente revestidos de concreto possuem vantagens construtivas, pois, de acordo com BERGMANN (1990), a parte inicial do pilar pode ser preenchida de concreto, estando o pilar colocado na posição horizontal; vinte e quatro horas depois o pilar pode ser virado e assim finaliza-se a concretagem do outro lado. O deslocamento do concreto em relação ao aço, ao se movimentar o pilar, deve ser evitado por meio de mecanismos construtivos, como a utilização de conectores tipo pino com cabeça ou similar.

Outra vantagem deste tipo de pilar é a facilidade de soldagem, após a concretagem, dos conectores com os outros elementos estruturais, pois parte da seção de aço fica aparente.

#### **2.2.4 Outros tipos de pilares mistos**

Os pilares mistos com perfis de aço ligados por talas, pilares tipo *battened*, não devem ser enquadrados em nenhuma das categorias anteriores. Neste tipo de pilar misto o elemento de aço consiste de dois perfis tipo U, ligados por talas, conforme apresentado na Figura 2.8. A parte retangular vazada é então preenchida com concreto, dispensando-se o uso de armaduras.

Resultados experimentais publicados por HUNAITI *et al.* (1992) mostram que o comportamento desse tipo de pilar é similar ao de um pilar misto de seção retangular preenchido de concreto; por isso, e devido às facilidades de instrumentar os pilares tipo

*battened*, eles são muito empregados em pesquisas experimentais que têm seus resultados extrapolados para os pilares mistos preenchidos. Ensaios em escala real com forças axiais centradas e excêntricas mostraram que ocorre interação completa entre o aço e o concreto, dispensando-se o uso de conectores de cisalhamento.

As principais vantagens dos pilares tipo *battened* sobre os pilares mistos preenchidos de seção retangular são a elevação da capacidade de carga simplesmente aumentando a distância entre os dois perfis U e o fácil acesso à parte interna do pilar, o que facilita a execução da conexão com a viga.

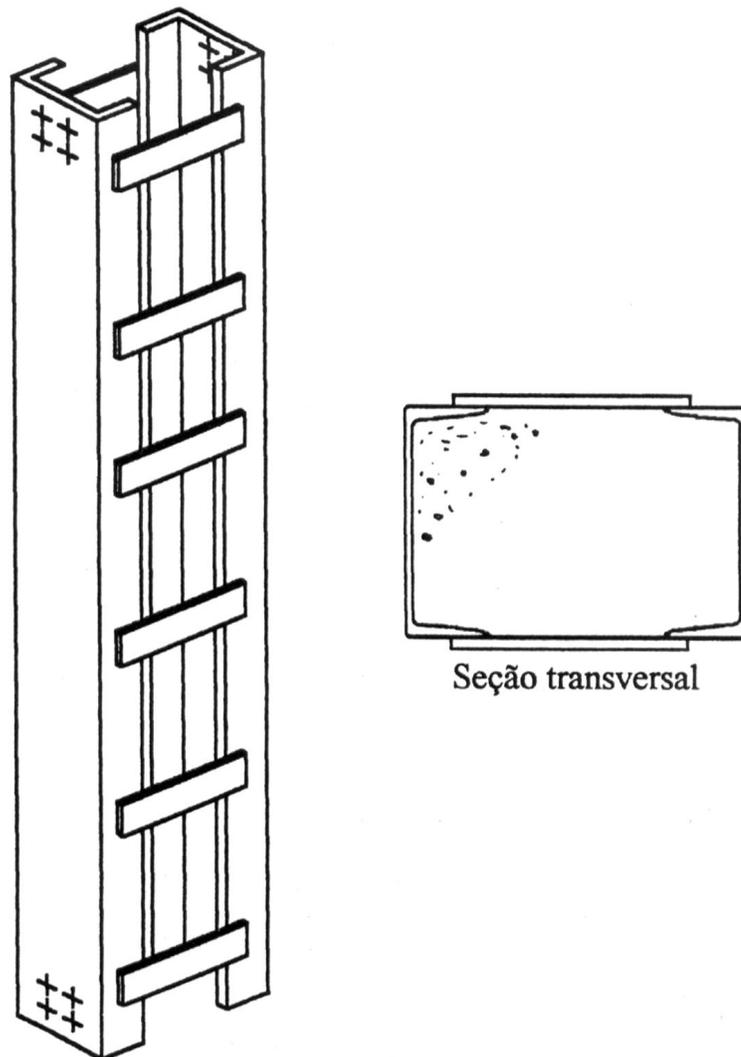


Figura 2.8 - Pilar misto tipo *battened*

Comparando-se com os pilares mistos revestidos, os pilares *battened* oferecem as vantagens de precisar apenas de uma fôrma simples e barata para a concretagem, não

necessitando de armadura e fazendo melhor uso do aço estrutural que está localizado nas faces externas, onde ele é justamente mais requerido.

Existem outros tipos de pilares mistos, menos usuais, que merecem ser citados, a fim de mostrar a diversidade de seções transversais que podem ser obtidas combinando perfis de aço estrutural trabalhando em conjunto com o concreto, conforme mostra a Figura 2.9.

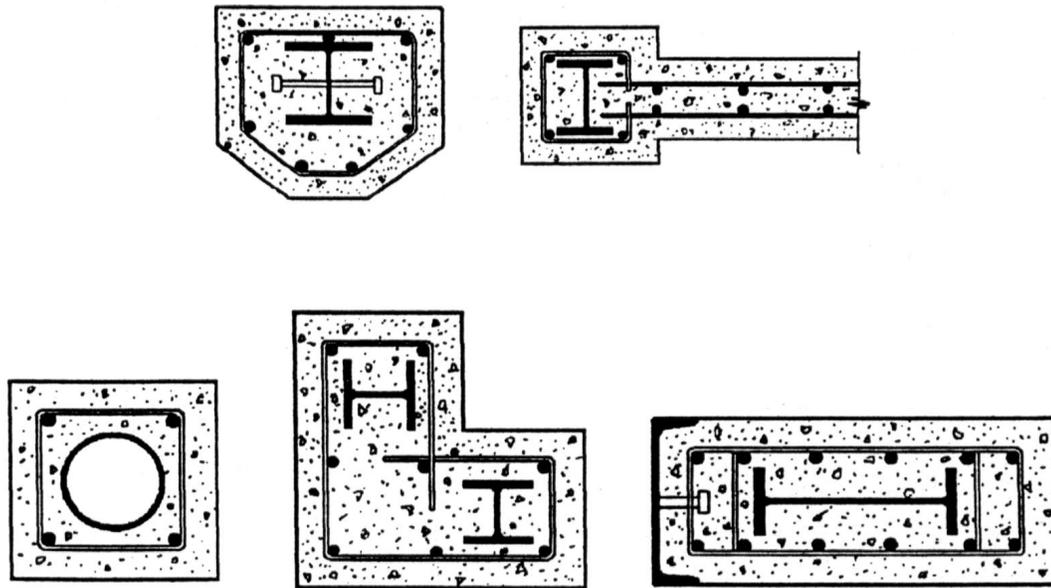


Figura 2.9 - Outros tipos de pilares mistos

### 2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

O comportamento das estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto. Para que isto ocorra é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento.

Os ensaios em estruturas mistas mostram que, para baixos valores de carga, a maior parte do cisalhamento longitudinal é desenvolvido na interface por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície de aço, aumentando-se o carregamento, ocorre o rompimento definitivo dessa aderência.

Os valores de carga em que ocorre a perda da ligação química são bastante variáveis, dependendo de fatores tais como: fator água-cimento, desenvolvimento de fissuras, retração do concreto, tensões devidas à variação de temperatura, falhas locais de contato entre o

concreto e o aço, devidas a problemas durante a execução, entre outros. Nota-se também um rompimento prematuro da adesão química em ensaios dinâmicos ou nos que ocorrem ciclos de carregamento e descarregamento, levando a uma baixa confiabilidade do sistema. Dessa forma, é necessário o uso de conectores para transmitir as forças de cisalhamento na interface aço-concreto.

Portanto, a resistência ao cisalhamento entre a seção de aço e o concreto pode ser garantida por:

- aderência e atrito na interface, ou
- conexão de cisalhamento mecânica, pela utilização de conectores de cisalhamento.

Os conectores de cisalhamento utilizados como solução para garantir a interação entre o aço e o concreto após a perda da aderência foram inicialmente indicados por duas patentes americanas lançadas em 1903 e 1926. A primeira patente foi lançada em Detroit (EUA) e a segunda em Youngstown (EUA). Ambas propunham conectar a viga de aço a uma laje de concreto. O primeiro estudo sistemático de vigas mistas com conectores de cisalhamento foi feito na Suíça em 1926 (VIEST *et al.*, 1997).

Essa inovação foi uma importante contribuição para a evolução das estruturas mistas.

O surgimento dos conectores tipo pino com cabeça foi mais um avanço importante no campo dos conectores. Esse tipo de conector não somente é um dos mais econômicos, como também o seu surgimento propiciou o uso das estruturas mistas em edifícios.

Segundo VIEST *et al.* (1997), as primeiras estruturas mistas com conector de cisalhamento tipo pino com cabeça foram construídas em 1956 nos Estados Unidos.

A interação entre o aço e o concreto nos pilares mistos deve ser garantida para que haja o suporte de cargas. Para isso, as tensões de aderência entre o concreto e o aço não devem exceder os limites dados no item 4.8.2.7 do EUROCÓDIGO 4 (1994) e na NBR 14323 (ABNT, 1999):

- |  |         |
|--|---------|
| - para seções completamente envolvidas de concreto         | 0,6 MPa |
| - para seções preenchidas de concreto                      | 0,4 MPa |
| - para mesas de seções parcialmente envolvidas de concreto | 0,2 MPa |
| - para almas de seções parcialmente envolvidas de concreto | zero    |

No projeto de revisão do EUROCÓDIGO 4 (1994), REVISÃO 2000, o valor da tensão de aderência entre o concreto e o aço para perfis I totalmente envolvidos de concreto foi reduzido de 0,6 para 0,3 MPa (QUEIROZ *et al.*, 2001).

Para perfis I parcialmente envolvidos de concreto, fletidos em relação ao eixo y - Figura 2.4b - o projeto de revisão do EUROCÓDIGO 4 (1994), REVISÃO 2000, despreza a resistência ao cisalhamento correspondente ao atrito e à aderência, devendo ser usados conectores de cisalhamento.

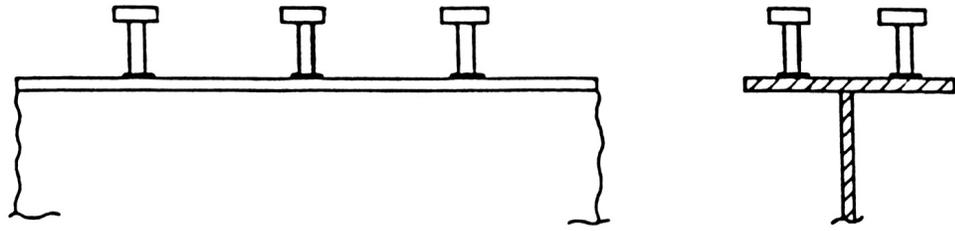
Os conectores de cisalhamento classificam-se em dois tipos: flexíveis e rígidos. No primeiro caso estão os conectores tipo pino com cabeça (Figura 2.10a), que hoje em dia são os mais utilizados em vários países.

O conector tipo pino com cabeça desenvolvido na década de 40 pela Nelson Stud Welding consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de cisalhamento, possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro.

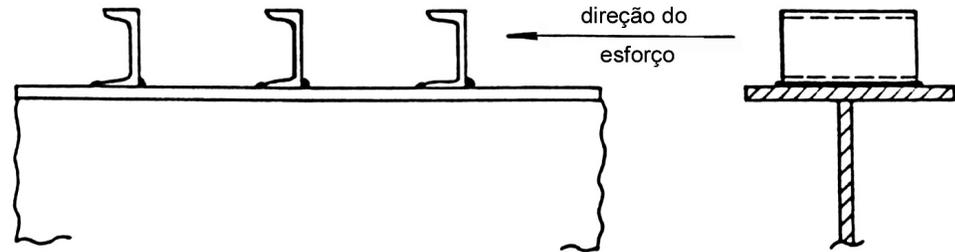
Um outro tipo de conector, em desuso nos países industrializados mas ainda utilizado no Brasil, é o perfil U laminado padrão americano (Figura 2.10b). Os mais utilizados são os [3" x 4,1, [4" x 5,4 e [5" x 6,3, instalados com uma das mesas apoiada sobre o perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil, sendo normalmente soldados ao perfil de aço.

Outros tipos de conectores podem ser utilizados, como por exemplo, os apresentados na Figura 2.10c-e. São denominados conectores de bloco, assim definidos se forem suficientemente rígidos para que, na ruína, a pressão de contato no concreto possa ser assumida como uniformemente distribuída. Para tal, algumas relações entre a altura e a espessura destes conectores devem ser obedecidas.

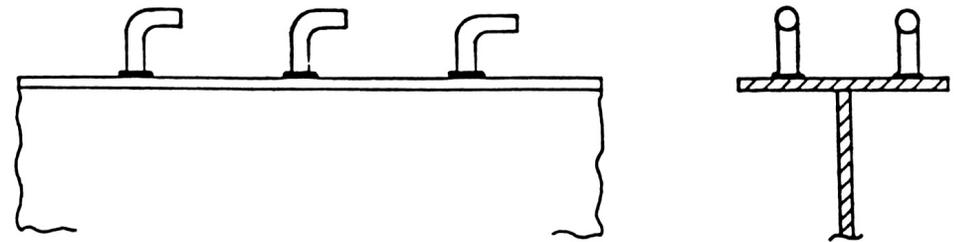
O conector da Hilti HVB é um outro tipo que vem ganhando popularidade crescente na Europa, preso ao perfil metálico por meio de fixadores a pólvora (Figura 2.11). Essa forma de ligação possui a vantagem de não necessitar de energia na obra para a sua colocação, ao contrário da ligação dos conectores tipo pino com cabeça, que requer uma grande fonte de energia elétrica (QUEIROZ *et al.*, 2001).



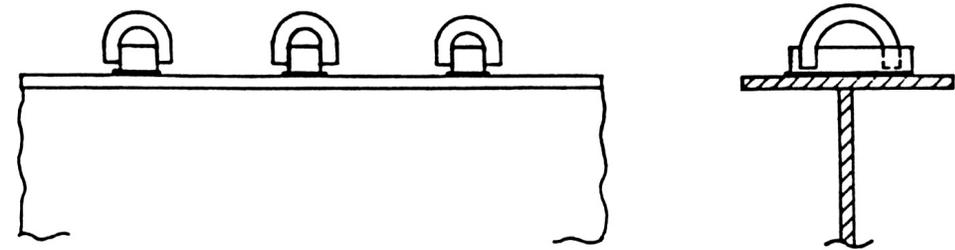
a) PINO COM CABEÇA (STUD): FLEXÍVEL



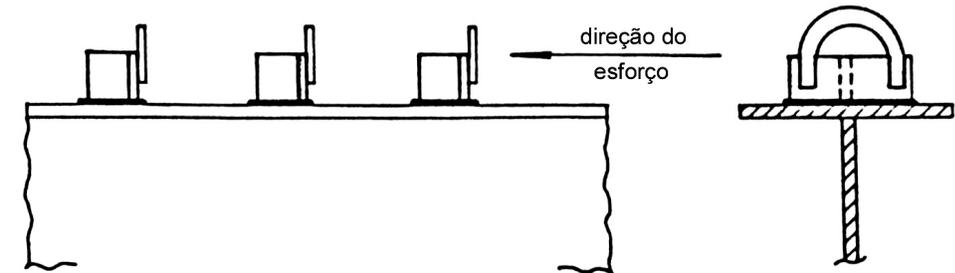
b) PERFIL "U" LAMINADO: FLEXÍVEL



c) PINO COM GANCHO: FLEXÍVEL

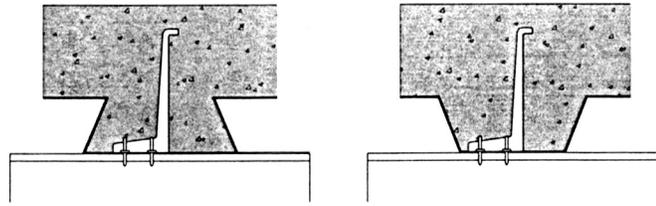


d) BARRA CHATA: RÍGIDO



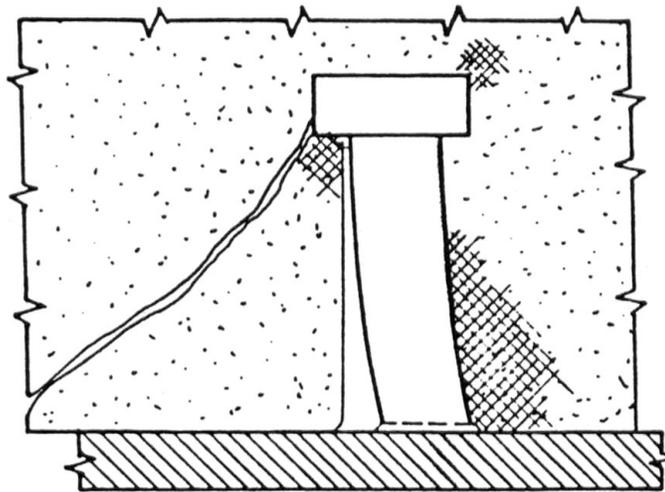
e) PERFIL "T" COM GANCHO: RÍGIDO

Figura 2.10 - Tipos usuais de conectores de cisalhamento



**Figura 2.11 - Conector da Hilti HVB**

As dimensões da haste garantem a flexibilidade dos conectores tipo pino com cabeça, enquanto a cabeça tem dupla função: impedir o afastamento vertical entre o aço e o concreto e melhorar a resistência do conector, estabelecendo um certo “engastamento” da cabeça no concreto circundante (Figura 2.12).



**Figura 2.12 - Interação conector/concreto envolvente**

De um modo geral, a rigidez dos conectores está associada às características das suas respostas à ação do fluxo de cisalhamento gerado na superfície de contato entre o perfil de aço e o concreto. Pode ser expressa pela relação entre a força no conector e o deslocamento relativo entre os elementos. Quando essa relação for grande, o conector é considerado rígido; quando for pequena, o conector é considerado flexível (Figura 2.13).

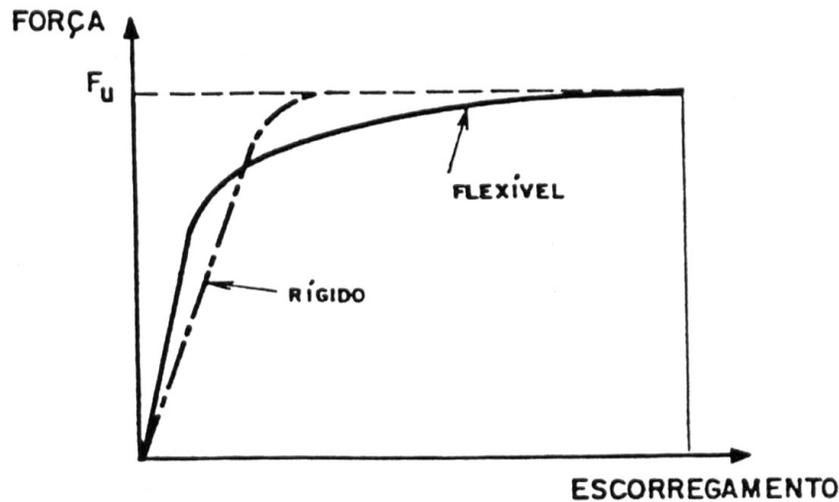


Figura 2.13 - Diagrama força x escorregamento relativo aço – concreto

Sob carregamento crescente, um conector flexível, após atingir a sua resistência máxima, pode continuar a deformar-se sem alcançar a ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam, por sua vez, maior força cortante e atinjam também a sua capacidade total, num processo de uniformização da resistência da conexão e, por conseguinte, de melhor exploração da sua eficiência. Essa característica permite espaçar igualmente esse tipo de conector, sem diminuir a resistência máxima da conexão.

Já os conectores rígidos têm um comportamento do tipo frágil, em que não se verifica a redistribuição de esforços, uma vez atingida a capacidade máxima dos conectores mais solicitados. A discussão do fenômeno de redistribuição só tem relevância no contexto da utilização de conectores flexíveis.

Assim, a flexibilidade dos conectores garante que, o colapso por ruptura da ligação aço-concreto, a ruptura seria do tipo “dúctil”.

Vários estudos chegaram a conclusões de que, nos pilares mistos predominantemente comprimidos (esforço cortante relativamente pequeno), pode-se dispensar, na grande maioria dos casos, os conectores de cisalhamento e admitem que a resistência da ligação é suficiente para garantir a interação completa entre os dois materiais (MALITE *et al.*, 1995; FIGUEIREDO, 1998; VIRDI & DOWLING, 1973).

**CAPÍTULO 3**  
**ASPECTOS ESTRUTURAIS**

### 3.1 INTRODUÇÃO

Na interface aço-concreto é preciso garantir o comportamento interativo dos dois elementos, de modo que eles suportem satisfatoriamente a solicitação das cargas externas.

Esse comportamento interativo é propiciado pela resistência ao cisalhamento entre o aço e o concreto.

Três diferentes características da resistência ao cisalhamento entre o aço e o concreto foram identificadas por WIUM & LEBET (1994):

- ligação química entre os dois materiais, a qual é uma aderência da pasta de cimento à superfície de aço; tal ligação é quebrada por excessivo deslocamento relativo;
- resistência ao atrito, a qual é proporcional à pressão de contato na interface entre o aço e o concreto;
- resistência mecânica, que é uma característica física inerente à estrutura das superfícies do concreto e do aço, consistindo em um travamento físico em micro escala entre os dois elementos, devido a saliências ou rugosidades na superfície do perfil metálico.

As duas últimas características formam a base da teoria de atrito interno proposta por Coulomb em 1773. A importância da resistência mecânica na transferência de força depende das condições da superfície do aço. Para uma superfície de aço lisa, a resistência mecânica tem menos importância do que para uma superfície de aço irregular. A influência da pressão na interface na transferência de força é, desta forma, mais importante para uma superfície de aço lisa do que para uma superfície com ondulações ou irregularidades.

Normalmente as superfícies das seções de aço nos pilares mistos são relativamente lisas e sem ondulações. Uma vez que a ligação química entre o aço e o concreto seja quebrada, a força é transferida pela resistência ao atrito. A resistência ao atrito pode ser expressa como:

$$F = P \mu \quad (3.1)$$

onde:

- $\mu$  - coeficiente de atrito de Coulomb entre os dois materiais;
- $P$  – força normal na interface entre o aço e o concreto, dada por:

$$P = \int p \cdot dA_i \quad (3.2)$$

onde:

- $p$  – pressão na interface entre o aço e o concreto;
- $A_i$  – área de contato na interface entre o aço e o concreto.

Essas relações mostram que a pressão na interface entre o aço e o concreto tem um efeito importante na resistência ao cisalhamento entre os dois materiais. O coeficiente de atrito, o qual também representa um importante papel, depende das condições da superfície do aço.

Caso essa resistência ao cisalhamento seja excedida, é então necessária a utilização de conectores de cisalhamento para evitar o deslocamento relativo entre os dois materiais, tendo dessa forma a atuação conjunta entre o aço e o concreto para o suporte de cargas.

Com isso é importante identificar os fatores que influenciam esta ligação entre o aço e o concreto, bem como analisar o comportamento dos pilares mistos com relação à transferência de força.

Neste capítulo, tem-se uma revisão bibliográfica sobre o mecanismo de transferência de força entre o perfil de aço e o concreto e os fatores que influenciam na resistência de um pilar misto e na ligação entre os dois elementos. Por fim, apresentam-se os principais parâmetros das normas existentes e o dimensionamento dos pilares mistos com base no EUROCÓDIGO 4 (1994) e na NBR 14323 (ABNT, 1999).

## **3.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL**

### **3.2.1 Mecanismos de Transferência de Força**

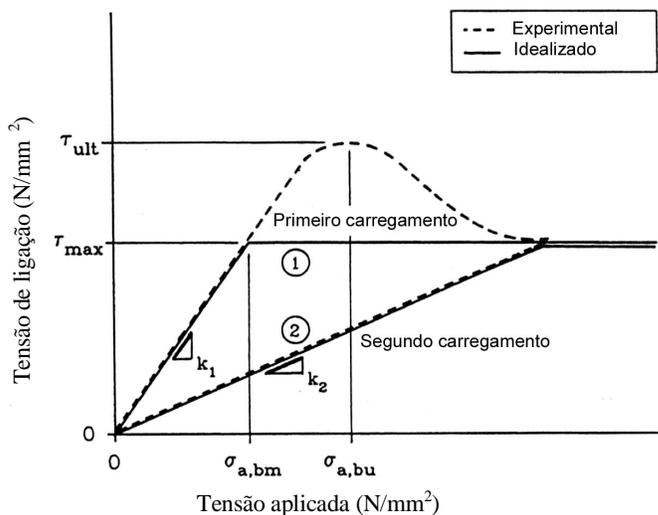
WIUM (1992) investigou o mecanismo de transferência de força entre o concreto e o perfil de aço de um pilar misto. A Figura 3.1 mostra esquematicamente o comportamento da tensão de ligação, força transferida dividida pela área de transferência, sob um certo comprimento de transferência de força, distância ao longo do comprimento do pilar em que a força aplicada é distribuída proporcionalmente entre o perfil de aço e o concreto de acordo com as suas rigidezes, para um pilar típico. Essa figura apresenta a tensão de ligação em função da magnitude da tensão aplicada à seção de aço. Nesta figura são apresentadas 4

curvas. Duas representam o comportamento da tensão de ligação obtida durante os ensaios (curvas experimentais). As outras duas curvas indicam uma representação idealizada, mostrando como a força de transferência é considerada no método de cálculo. Essas duas últimas curvas são numeradas como 1 e 2.

A curva 1 representa o comportamento da tensão de ligação idealizada durante a primeira seqüência de carregamento do pilar. A curva 2 representa o comportamento da tensão de ligação idealizada durante o recarregamento do pilar, quando a perda da ligação química já ocorreu. A Figura 3.1 pode ser comparada à Figura 3.2, na qual vários resultados dos ensaios feitos por WIUM (1992) são apresentados.

Segundo WIUM (1992), a transferência de força antes da perda da ligação química entre o aço e o concreto difere da transferência de força após a perda da ligação química. Antes da perda, a transferência de força é realizada como se quase existisse a perfeita ligação entre o aço e o concreto. A força é transferida em toda a área da superfície do aço e a transferência de força durante esse estágio depende das rigidezes do aço, do concreto e da conexão entre os dois elementos. Na Figura 3.1 a transferência de força antes da perda da ligação química é representada pela parte inclinada das curvas.

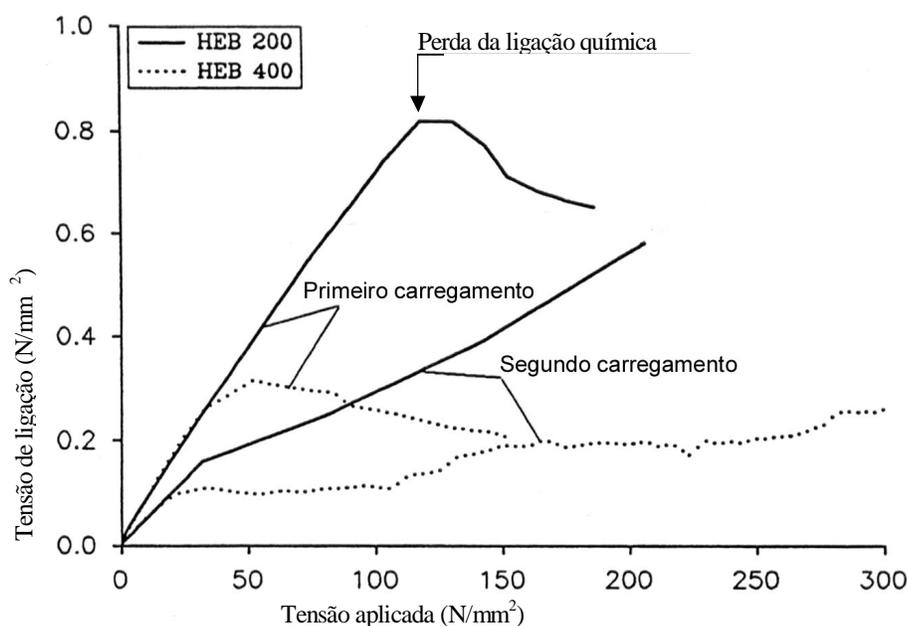
No início da curva 1 pode ser visto um gradiente de cargas, com uma máxima tensão de ligação  $\tau_{max}$ , na qual ocorre a perda da ligação química entre o aço e o concreto. A tensão sob a qual ocorre a perda da ligação química no primeiro carregamento -  $\sigma_{a,bm}$  - é dada conservativamente por esta curva, comparada com a tensão efetiva sob a qual ocorre a perda da ligação química num pilar real -  $\sigma_{a,bu}$  - dada na curva experimental.



**Figura 3.1 - Comportamento típico da tensão de ligação sob um certo comprimento de transferência como função da tensão aplicada, junto com um comportamento idealizado (WIUM,1992).**

A curva experimental atinge um valor máximo,  $\tau_{ult}$ , com a ruptura da aderência química entre o aço e o concreto, chamada perda da ligação química.

Esta tensão de ligação última,  $\tau_{ult}$ , não é segura para ser considerada em projeto, devido à natureza instável da ligação química. Por meio dos ensaios feitos por WIUM (1992) e apresentados na Figura 3.2, pode-se notar que a tensão de ligação diminui após a perda da ligação química para um valor,  $\tau_{max}$ , que é indicado pela Curva 1. WIUM (1992) sugere que esse valor seja considerado em projeto como sendo a tensão de ligação máxima calculada para uma primeira seqüência de carregamento. Isso define o comportamento idealizado da tensão de ligação para uma primeira seqüência do carregamento apresentado na Figura 3.1.



**Figura 3.2 - Valores das tensões de ligação obtidas dos ensaios em pilares curtos sobre o comprimento de transferência igual a 600 mm para seções HEB200 e HEB400. (WIUM & LEBET, 1994).**

A transferência de força antes da perda da ligação química somente é possível para uma tensão aplicada menor que  $\sigma_{a,bm}$  (Figura 3.1). O valor de  $\sigma_{a,bm}$  varia ligeiramente com os diferentes comprimentos de transferência de força, mas todos os valores são menores que a tensão aplicada,  $\sigma_{a,bu}$ , em que ocorre a perda da ligação química em um pilar real. O valor de  $\sigma_{a,bm}$ , para qualquer distância ao longo do comprimento do pilar, representa uma estimativa conservadora da tensão aplicada antes de ocorrer a perda da ligação química.

O máximo comprimento de transferência de força antes da perda da ligação química pode ser determinado por um cálculo elástico de um simples modelo estrutural

unidimensional. As rigidezes axiais do perfil de aço e da seção de concreto são calculadas como o produto  $EA$ , sendo  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal e  $A$  a área da seção transversal de cada material. A rigidez da conexão entre o aço e o concreto é função da relação entre a tensão de ligação e o deslocamento local na interface entre o aço e o concreto. Essa relação foi estudada por WIUM (1992) por meio de vários ensaios feitos em placas envolvidas de concreto, chegando a um valor de  $500 \text{ N/mm}^3$ .

WIUM (1992) mostrou que o máximo comprimento de transferência de força ( $L_t$ ) é menor que 600 mm para várias configurações de pilar e, desta forma, esse comprimento foi escolhido como referência para determinar se a perda da ligação química ocorre em um pilar.

ROIK *et al.* *apud* WIUM & LEBET (1994) mostrou que as cargas dinâmicas não mudam a resistência da ligação antes da perda da ligação química. Portanto, as cargas dinâmicas podem ser aplicadas sem redução da resistência da conexão aço-concreto, se houver a limitação da força aplicada para prevenir a perda da ligação química.

A transferência de força após a perda da ligação química é devida à resistência de atrito entre o aço e o concreto. WIUM (1992) verificou que a força é transferida em toda a área da superfície do aço e que os parâmetros que influenciam na transferência de força no lado externo da seção de aço (lado externo das mesas incluindo as suas extremidades) diferem dos parâmetros que influenciam na região entre as mesas do perfil de aço.

A força transferida no lado externo da seção de aço é função da pressão na interface que se desenvolve entre o aço e o concreto devido à dilatação da seção de aço sujeita a carga vertical. Essa dilatação pode causar fissuras verticais significativas no revestimento de concreto da seção de aço. De acordo com WIUM & LEBET (1994) e WIUM (1992), a pressão na interface está fortemente relacionada à extensão desta fissuração.

A força transferida na região entre as mesas, segundo WIUM & LEBET (1994) e WIUM (1992), pode ser relacionada às variações nas dimensões da seção de aço ao longo do comprimento do pilar.

Uma redução nos valores da tensão de ligação foi observada por WIUM (1992) para um concreto com idade de 6 meses quando comparado a concretos de 1 e de 3 meses. Os valores da tensão de ligação após 6 meses ficaram entre 85% e 95% dos valores medidos a 28 dias. WIUM (1992) notou que a fissuração que ocorre no concreto no lado externo da seção de aço diminui, nessa região, a influência da retração do concreto na tensão de ligação. Portanto, WIUM (1992) concluiu que a influência da retração do concreto nessa tensão

ocorre principalmente entre as mesas da seção de aço, pois nessa região a retração do concreto tende a separá-lo do perfil de aço, reduzindo a resistência ao cisalhamento. WIUM (1992) propôs que o valor da tensão de ligação na região entre as mesas do perfil de aço fosse considerado como 90% do valor obtido a 28 dias, retratando assim o efeito da retração do concreto.

Uma típica seção transversal deformada do pilar é apresentada em uma escala exagerada na Figura 3.3. Aparecem fissuras verticais no revestimento de concreto da mesa, opostas à alma da seção de aço. Essa fissuração é causada pela combinação de dois fenômenos: o primeiro é a flexão horizontal provocada pela dilatação da alma e o segundo as forças de tração devidas à dilatação da mesa. Antes desta fissuração, o concreto ainda está quimicamente ligado à mesa da seção de aço e a condição da tensão máxima de tração no concreto aparece no revestimento da mesa, no centro da seção transversal do pilar. Essas altas tensões de tração causam fissuras no concreto que aparecem na posição 1 (Figura 3.3) e causam perda da ligação química aproximadamente ao mesmo tempo. Tais fissuras se prolongam em todo o comprimento dos pilares curtos que foram testados por WIUM & LEBET (1994).

Após a perda da ligação química, aparecem também fissuras verticais na extremidade da mesa, na posição 2 (Figura 3.3). Estas fissuras são devidas à combinação da flexão horizontal com tensões de tração no plano da seção transversal. Para grandes seções de aço envolvidas de concreto, uma terceira posição de fissura foi identificada durante os ensaios, e é apresentada na posição 3 (Figura 3.3). Esta fissura desenvolveu-se primeiramente durante a seqüência de carregamento na região do topo do pilar e deve-se à dilatação da mesa (WIUM & LEBET, 1994; WIUM, 1992).

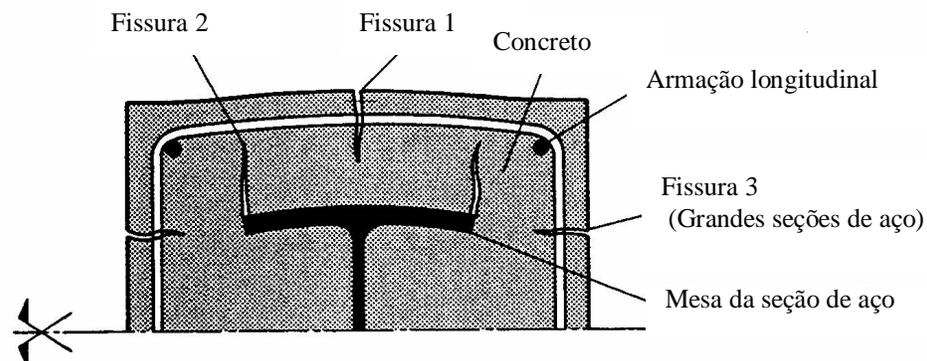


Figura 3.3 - Típica seção transversal deformada do pilar misto (WIUM & LEBET, 1994)

### **3.2.2 Fatores que influenciam na transferência de força da seção de aço para o concreto**

WIUM (1992) identificou, por meio de análise numérica e experimental, vários fatores que influenciam a transferência de força nos pilares mistos, nesta análise foram utilizados os perfis de aço HEB<sup>1</sup>.

Os principais fatores identificados que influenciam a transferência de força são:

#### **a) Espessura do revestimento de concreto sobre a seção de aço**

Um incremento de 50 para 150 mm na espessura do revestimento de concreto sobre as mesas da seção de aço HEB 100 aumenta em 50% a magnitude da força transferida para o lado externo da seção após a perda da ligação química.

O incremento na força de transferência devido ao incremento do cobrimento de concreto para grandes seções de aço (HEB 300 e HEB 400) é desprezível graças à importante influência da fissuração do concreto nestes pilares.

#### **b) Área de aço e posição da armação transversal (estribos)**

Nos pilares de concreto armado é importante a colocação de estribos, pois fazem a contenção do concreto e previnem a sua desagregação quando sujeitos a altas cargas, além de combaterem a flambagem das barras de aço longitudinais, o que ocasiona uma maior ductilidade e melhora a capacidade de rotação do pilar.

Esse fato sugere que a armação transversal pode ser um importante parâmetro a influenciar na pressão na interface entre o aço e o concreto nos pilares mistos, dessa forma influenciando na transferência de força. WIUM (1992) verificou que a armação transversal não influencia a transferência de força antes da perda da ligação química e que após a perda

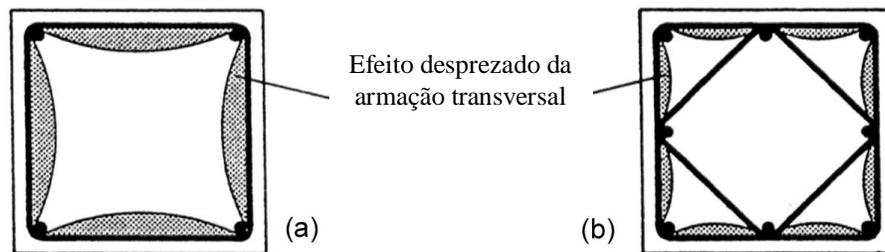
---

<sup>1</sup> Perfis HEB são perfis de aço série normal, laminados a quente, e seguem a norma UNE EM 10034 (1994) – Productos de acero. Perfil HEB.

dessa ligação, a influência desse fator na transferência de força é relativamente pequena. Verificou-se que para um incremento na área de aço transversal (área de aço do estribo) de  $0,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$  para  $2,0 \text{ mm}^2/\text{mm}$ , obtém-se um aumento na força transferida de somente 15%, após a perda da ligação química.

A pequena influência da armação transversal pode ser explicada verificando-se a distribuição de tensões horizontais nos pilares de concreto armado. É sabido que a eficiência do confinamento nos pilares de concreto armado com somente quatro barras de aço longitudinais localizadas nas quinas é baixa, e com a introdução de barras entre elas o confinamento aumenta. Uma distribuição típica de tensão horizontal em um pilar de concreto armado é apresentada na Figura 3.4, na qual a área de concreto efetivamente confinada é apresentada.

Pode-se notar que o concreto efetivamente confinado no nível da armação horizontal é definido pela distribuição das barras de aço longitudinais. Segundo WIUM (1992), no caso de um pilar misto consistindo de uma seção de aço envolvida de concreto, não existe espaço suficiente para a colocação de um segundo estribo para amarrar as barras intermediárias, como mostra a Figura 3.4b. Portanto, nesse caso tem-se dificuldade de criação de uma alta força de interface normal à seção de aço. A dilatação horizontal da alma da seção de aço, que vai de encontro à armação na área na qual o confinamento é pouco efetivo, não é muito impedida. Em pilares mistos circulares preenchidos de concreto, a possibilidade do uso da armação transversal a fim de criar maior força de interface normal poderá ser maior.



**Figura 3.4 - (a) e (b) Área de concreto efetivamente confinado para diferentes arranjos da armação transversal (estribos) em um pilar de concreto armado (WIUM & LEBET,1994)**

Porém, segundo VIEST *et al.* (1997) em pilares mistos revestidos de concreto há a possibilidade de colocação dos estribos suplementares, conforme Figura 3.5. Por meio desta figura, verifica-se a área efetiva de confinamento no interior do núcleo de concreto hachurada.

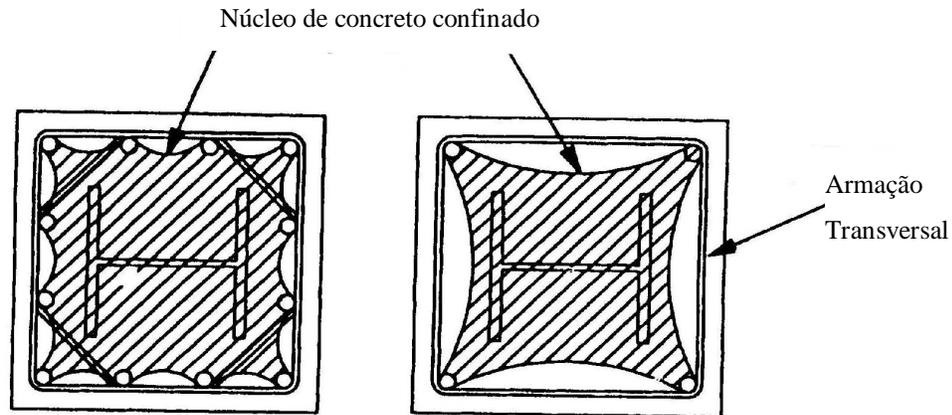


Figura 3.5 - Núcleo de concreto confinado

### c) Tamanho da seção de aço

O tamanho da seção de aço influencia na magnitude da tensão de ligação máxima. Para as seções de aço HEB 100 e HEB 400 envolvidas de concreto, os valores da tensão de ligação máxima após a perda da ligação química foram, respectivamente, iguais a 0,67 MPa e 0,22 MPa sobre o comprimento de transferência igual a 600 mm.

Verifica-se que o valor da resistência ao cisalhamento igual a 0,6 MPa, referente a seções de aço completamente envolvidas de concreto, considerado pelo EUROCÓDIGO 4 (1994) e NBR 14323 (ABNT, 1999), pode estar contra a segurança para grandes seções de aço, estando a revisão desta norma - REVISÃO 2000 - mais coerente, pois apresenta o valor de 0,3 MPa para esse tipo de pilar misto.

### d) Retração do concreto

Segundo WIUM (1992), a retração do concreto reduz a força de transferência na região entre as mesas em até 10% após a perda da ligação química.

## 3.2.3 Fatores que influenciam na resistência do pilar misto

Na avaliação da resistência de um pilar misto, muitos parâmetros devem ser analisados, tais como aderência, efeito do confinamento do concreto, esbelteza, resistência do

concreto, modo de carregamento, formas da seção transversal e razão entre a área do perfil de aço e a área total da seção mista, entre outros.

Em 1976, RAMAMURTHY & SRINIVASAN *apud* FIGUEIREDO (1998) se preocupavam em esclarecer questões relativas à interferência de alguns parâmetros no comportamento do pilar preenchido, como o modo de carregamento, a aderência e a forma da seção.

O trabalho de RAMAMURTHY & SRINIVASAN *apud* FIGUEIREDO (1998) consistiu de uma análise experimental, na qual concluíram que, carregando-se primeiramente o tubo de aço ou o núcleo de concreto, o comportamento do pilar será diferente e que, portanto, o modo de carregamento é um importante parâmetro na resistência e no comportamento do pilar. Outras conclusões foram que os pilares preenchidos com seção transversal circular devem ter um tratamento diferente para a consideração do efeito de confinamento e que a interação não ocorre na maioria das etapas de carregamento.

MIRZA (1989) estudou os efeitos a curto prazo de vários fatores na análise dos resultados da resistência última de pilares mistos revestidos concretados no local.

As variáveis consideradas nesse estudo de MIRZA (1989) foram: as resistências do concreto e do aço, as dimensões das seções transversais do concreto e do aço, o confinamento do concreto, o número de barras, posicionamento da armação longitudinal e as tensões residuais no perfil de aço.

Os efeitos de tais variáveis estão descritos a seguir.

#### **a) Aderência**

As principais normas aplicáveis a pilares mistos admitem a completa interação entre o perfil de aço e o concreto, principalmente devido ao fato de os pilares serem elementos estruturais predominantemente comprimidos e, portanto estarem sujeitos a pequenos esforços cortantes. Para considerar essa completa interação entre os dois materiais, basta garantir que o aço e o concreto estejam de acordo com as especificações dessas principais normas. Definindo-se a tensão limite de aderência como sendo a máxima tensão que ocorre na interface do aço e do concreto até que ocorra o descolamento do concreto, basta a tensão de cisalhamento atuante entre os dois materiais ser menor que esta resistência para que se admita a interação completa e a conseqüente dispensa do uso de conectores de cisalhamento.

No entanto, algumas pesquisas têm se dedicado a mostrar que estas tensões limite de aderência, admitidas pelas normas, são superiores aos valores encontrados nos ensaios, mesmo que os cuidados especificados para cada material sejam atendidos. As principais pesquisas nesse sentido foram conduzidas por SHAKIR-KHALIL (1988) e procuram identificar quais as variáveis que interferem na tensão limite de aderência para, dessa forma, poder prever em projeto qual é a tensão limite de aderência de cada pilar em função destas variáveis, e não somente pelo tipo de pilar misto. Por outro lado, algumas pesquisas procuram comprovar que, existindo ou não esta tensão limite de aderência, isto não irá interferir na resistência final do pilar.

Em seus trabalhos, SHAKIR-KHALIL (1988) também comenta que os resultados experimentais têm mostrado que em pilares preenchidos de seção circular a aderência é maior do que em pilares retangulares e justifica essa diferença pelo fato de, nas seções circulares, duas imperfeições do tubo que favorecem a aderência (rugosidade superficial e variação das dimensões do tubo ao longo da altura) serem mais evidentes.

Os resultados dos ensaios de GOMES (1994) feitos em pilares mistos circulares preenchidos revelaram que a aderência química havia sido perdida nos modelos que foram ensaiados após 8 anos de exposição aos efeitos do tempo. Nesses casos, a ruptura foi caracterizada por um deslocamento relativo acentuado entre os dois materiais. Observou-se, entretanto que, em média, a tensão de cisalhamento última foi 16% maior nos modelos que ficaram expostos por 8 anos em relação aos que foram ensaiados com concreto aos 28 dias. Uma vez perdida a aderência química, uma justificativa para esses resultados seria o desenvolvimento de alguma característica que pudesse ter melhorado a aderência mecânica entre o aço e o concreto, como, por exemplo, o surgimento de uma zona corroída na interface, devido à penetração de águas de chuva. Também é justificável a afirmação de que, no que concerne à aderência mecânica, o fato de o concreto ser mais velho implica em maior dificuldade de deslizamento relativo. Os resultados desses ensaios também confirmaram a importância das imperfeições do tubo (rugosidade da parede e variação das dimensões ao longo da altura) para a aderência e a importância a ser dada para os cuidados recomendados com o tubo de aço. Nos tubos limpos internamente a tensão última de cisalhamento resultou, em média, 27% maior do que a tensão média nos pilares com corrosão interna. GOMES (1994) observou resistências ao cisalhamento até três vezes maiores que as dadas por norma.

WIUM & LEBET (1994), por meio de estudos teóricos e experimentais, apresentaram um método simplificado de cálculo da transferência de esforços por aderência em pilares

revestidos, tendo considerado as seguintes características em todos os pilares mistos estudados:

- seções de aço com mesa larga envolvidas de concreto;
- resistência normal do concreto (concreto convencional);
- cargas aplicadas verticalmente sem excentricidade teórica;
- ligação entre o aço e o concreto sem o uso de conectores de cisalhamento.

Na pesquisa de WIUM & LEBET (1994) foram realizados ensaios *push-out* e ensaios em *pilares curtos* para investigar a transferência de esforços entre o aço e o concreto.

O ensaio *push-out* consiste em aplicar uma carga externa  $P$  na linha de eixo do plano de cisalhamento e desse modo induzir à combinação de tensões apresentada na Figura 3.6, na qual  $\tau$  é a tensão de cisalhamento,  $\sigma_l$  é a tensão normal longitudinal e  $\sigma_{nf}$  é a tensão normal transversal, a qual neste ensaio é igual a zero.

O efeito da tensão normal transversal ( $\sigma_{nf}$ ) é determinado inclinando o plano de cisalhamento de um ângulo  $\theta$ , como apresentado na Figura 3.6b, assim essa tensão  $\sigma_{nf}$  é a tensão normal transversal que induz o atrito.

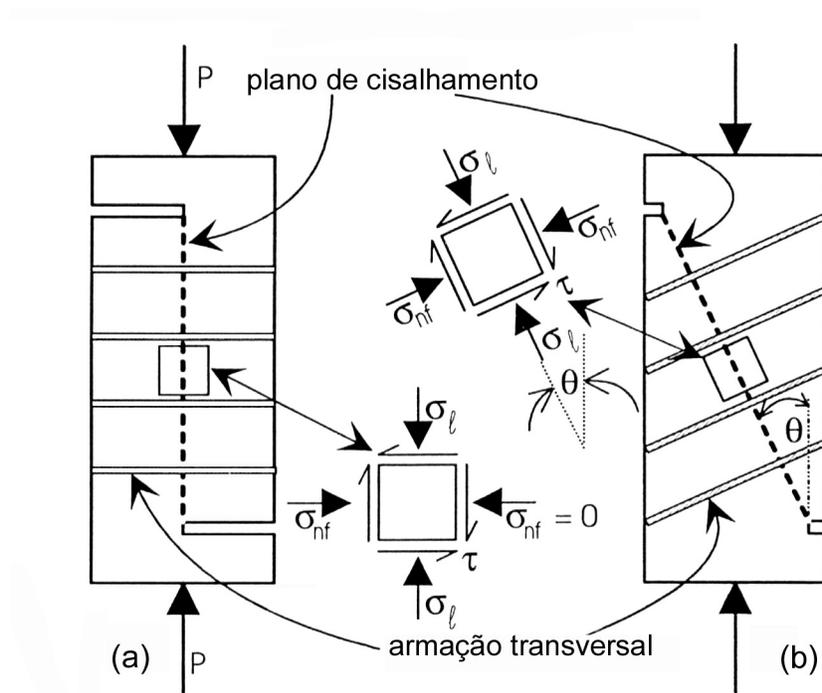


Figura 3.6 - Ensaio *push-out*

Os ensaios em *pilares curtos* possibilitam um melhor entendimento da transferência de esforços em pilares reais. Foi desenvolvido um programa computacional utilizando elementos finitos para identificar e quantificar os parâmetros que influenciam a tensão na interface entre o aço e o concreto. As evidências experimentais foram utilizadas para estabelecer e verificar o modelo em elementos finitos. Um trabalho experimental foi desenvolvido para avaliar os efeitos de certos parâmetros que o modelo em elementos finitos não poderia computar.

Os tipos de ensaios realizados por WIUM & LEBET (1994) estão descritos a seguir:

- Ensaio *push-out*

A carga é aplicada no perfil de aço, sendo que os apoios ou restrições são feitos somente no concreto.

Objetivos :

- determinar o valor do “módulo de aderência” para modelagem numérica da ligação entre o aço e o concreto;
- obter o valor do coeficiente de atrito;
- avaliar o efeito da retração na transferência de esforços.

- Ensaio em *pilares curtos*

Carga também aplicada no perfil de aço, porém os apoios e restrições são feitos tanto no concreto como no perfil de aço. Nesses ensaios o corpo de prova é carregado até a ruptura da aderência química, e a seguir recarregado.

Objetivos:

- avaliar a influência do revestimento do concreto e do espaçamento da armadura horizontal na transferência de esforços;
- montar um conjunto de dados experimentais para comparar com os resultados numéricos;
- determinar a magnitude dos esforços transferidos na região entre as mesas do perfil de aço;
- investigar a extensão da fissuração no concreto e a transferência de esforços em pilares revestidos compostos de perfil de aço de seção transversal muito grande.

Informações obtidas nos ensaios em *pilares curtos* que não podem ser obtidas pelos ensaios *push-out*:

- transferência de esforços ao longo da altura do corpo-de-prova;
- transferência de esforços em função da carga aplicada;
- transferência de esforços quando a carga aplicada é muito elevada.

Um dos resultados práticos mais importantes no estudo de WIUM & LEBET (1994) é a conclusão de que a resistência máxima de cisalhamento depende do tamanho da seção. Os valores de 0,3 MPa antes da perda ligação química e 0,22 MPa após a perda desta ligação que foram encontrados para as seções estudadas são significativamente menores do que o valor de 0,6 MPa proposto pelo EUROCÓDIGO 4(1994) e pela NBR 14323 (ABNT, 1999).

Um outro estudo, que buscou avaliar qual é a influência da aderência na resistência do pilar misto, consta dos ensaios conduzidos por HUNAITI *et al.* (1992) em pilares tipo *battened* comuns e em outros que tiveram sua aderência eliminada passando-se graxa na interface entre o aço e o concreto. Verificou-se, por meio dos resultados dos ensaios, que os valores da capacidade de carga dos pilares mistos tipo *battened* são bem maiores do que os valores calculados, mesmo com os coeficientes de segurança dos materiais não incorporados nos cálculos. Esses valores calculados da capacidade de carga foram baseados nas normas BRITISH BRIDGE CODE (1979), ECCS (1981) e EUROCÓDIGO 4 (1994), que somente são aplicáveis para pilares com seção de aço envolvidas de concreto; devido a esse fato é que foi encontrada essa grande diferença.

Segundo HUNAITI *et al.* (1992), os resultados mostraram que a capacidade de carga de pilares com ou sem aderência é quase sempre a mesma. Isso claramente indica que a aderência entre o aço e o concreto não influencia na capacidade de carga dos pilares mistos, e como estes pilares tipo *battened* têm uma seção transversal intermediária entre os pilares revestidos e os pilares preenchidos, pode-se concluir que o efeito da aderência na capacidade de carga dos pilares mistos é insignificante. Os ensaios ainda mostraram que a aderência tem um efeito insignificante nas deformações longitudinais dos corpos de prova, pois não ocorreu a separação entre os dois materiais dos pilares com ou sem aderência, antes de ser atingida a carga máxima.

HUNAITI *et al.* (1992) verificou que a deformação ocorrida assegura que a aderência entre o aço estrutural e o concreto não tem efeito no comportamento dos pilares mistos e que na ausência de aderência os pilares não mostraram nenhum sinal de instabilidade local ou geral, até em estágios superiores às cargas máximas.

Portanto, segundo HUNAITI *et al.* (1992), o pilar misto tipo *battened* provou ser um tipo seguro de pilar misto, podendo ser usado na prática.

GRIFFIS *apud* FIGUEIREDO (1998) apresenta uma avaliação empírica simplificada e conclui que as tensões de cisalhamento que surgem entre o aço e o concreto são garantidas somente pela aderência que existe na interface entre os dois materiais.

Esses trabalhos apenas ressaltam que existem situações especiais em que o uso de conectores de cisalhamento é indispensável, nas quais a tensão limite de aderência pode ser excedida, como, por exemplo, na presença de ações dinâmicas ou sísmicas.

### **b) Tensões residuais**

MIRZA (1989), em seu estudo teórico, comparou a resistência dos pilares mistos revestidos considerando o efeito das tensões residuais das seções de aço. Para fins comparativos, analisou pilares com diferentes esbeltezes e excentricidades de carga, concluindo que as tensões residuais prejudicam a resistência do pilar misto e que este efeito é mais evidente em pilares curtos com pequenas excentricidades.

### **c) Confinamento do concreto**

O efeito do confinamento do concreto na resistência de um pilar misto foi investigado por MIRZA (1989) em pilares com diferentes esbeltezes e excentricidades de carga. Concluindo que o confinamento do concreto tem efeito benéfico na resistência do pilar misto revestido e que este efeito é mais evidente em pilares curtos e nos que possuem menores excentricidades de carga.

Em pilares de aço I revestidos de concreto podem-se identificar três regiões de confinamento do concreto: (a) região sem confinamento, externa à armação transversal (estribo); (b) região com concreto parcialmente confinado, dentro da armação transversal; (c) região altamente confinada, entre a alma e as mesas da seção de aço. Essas regiões são identificadas na Figura 3.7.

Em pilares preenchidos, o concreto está totalmente confinado e, no caso de seções circulares, o efeito do arco de tensão no tubo causado pelo confinamento, apesar de causar redução no limite de escoamento do aço, intensifica a resistência do concreto a ponto de, nesses casos, haver considerações especiais fornecidas pelas normas no dimensionamento.

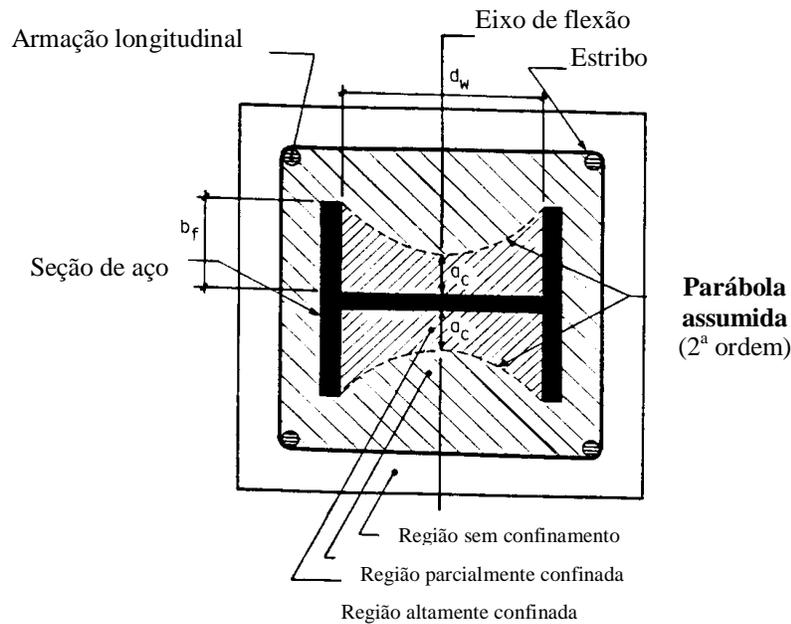


Figura 3.7 - Zonas de confinamento do concreto

#### d) Resistência do concreto

MIRZA (1989) comparou o valor da resistência de pilares mistos com propriedades idênticas, exceto a resistência do concreto especificada, que considerou igual a 34,5 MPa e a 20,7 MPa. Analisou esses pilares com esbeltezes e excentricidades diferentes e chegou à conclusão de que a resistência do concreto é o principal parâmetro que influencia a resistência de pilares mistos. No entanto, o seu efeito é comparativamente menor para pilares esbeltos.

SHAKIR-KHALIL (1988), em trabalho experimental com pilares mistos preenchidos, confirmou que a resistência do pilar aumenta com o uso do concreto de resistência a compressão maior. Esta contribuição do concreto é mais evidente em pilares curtos e cujo aço tenha limite de escoamento menor.

#### e) Relação entre a área do aço estrutural e a área da seção transversal mista ( $A_s/A$ )

MIRZA (1989) analisou pilares com esbeltezes e excentricidades diferentes e considerou dois valores de  $A_s/A$  para a análise: 0,03 e 0,04.

Concluiu que a relação entre a área de aço e a área da seção transversal ( $A_s/A$ ) não influencia a resistência de pilares curtos; porém, em pilares esbeltos a resistência é afetada por esta relação quando a excentricidade for menor do que a maior dimensão transversal do pilar.

#### **f) Limite de escoamento do aço estrutural ( $f_y$ )**

MIRZA (1989) estudou o efeito do limite de escoamento do aço estrutural ( $f_y$ ) considerando-o igual a 345 MPa e a 248 MPa, mantendo-se todas as outras propriedades dos pilares idênticas, concluindo que o efeito de  $f_y$  na resistência do pilar misto é insignificante, principalmente em pilares curtos.

#### **g) Área da seção transversal mista**

O efeito da área da seção transversal mista foi investigado considerando as seguintes dimensões: 457 x 457 mm e 559 x 559 mm, com todas as outras propriedades dos pilares mantidas idênticas. A análise mostrou que o efeito da área da seção transversal na resistência do pilar misto é insignificante, ou seja, aumentando a área da seção transversal mista não implica em um aumento considerável na resistência do pilar misto (MIRZA, 1989).

#### **h) Esbeltez e excentricidade**

Segundo MIRZA (1989), a resistência é afetada pela excentricidade, embora o efeito seja menor quando a excentricidade é maior que  $2,0h$  para pilares curtos ou maior que  $1,5h$  para pilares esbeltos, sendo  $h$  a maior dimensão transversal do pilar. Similarmente, a esbeltez tem um efeito significativo na resistência do pilar misto. Portanto, a excentricidade e a esbeltez são parâmetros importantes, que afetam a resistência dos pilares mistos.

#### **i) Deformação lenta**

A relação entre a tensão atuante e a deformação específica no concreto é função do tempo. Ou seja, no decorrer do tempo surgem deformações não reversíveis, características do material viscoelástico. A deformação lenta no concreto é causada pelas cargas externas e pode

ser definida como o aumento não imediato, nas deformações específicas sob tensão constante. Esse aumento pode atingir 2 a 3 vezes a deformação imediata.

A deformação lenta manifesta-se logo após o carregamento sendo maior nos primeiros meses e, em geral, encontra-se estabilizada após dois ou três anos. Nos pilares de concreto armado, bem como nos pilares tubulares, os efeitos mais diretos da deformação lenta são diminuir as tensões no concreto e produzir acréscimos de tensão nas armaduras; no caso dos pilares tubulares, aumentam as tensões na armadura complementar e na camisa metálica (GOMES, 1994; MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Um pilar misto esbelto sob carregamento constante tem suas deformações aumentadas gradualmente com o tempo e eventualmente pode ser várias vezes maior do que suas deformações instantâneas.

O efeito da deformação lenta em pilares mistos é considerado de diferentes formas pelas normas (FIGUEIREDO, 1998). O ECCS (1981) *apud* FIGUEIREDO (1998) recomenda a redução do módulo de elasticidade do concreto a 50%. A BS 5400: Parte 5 (1979) *apud* FIGUEIREDO (1998) sugere a redução de 18% da resistência do concreto. Os estudos para avaliação da deformação lenta em pilares mistos iniciaram-se em pilares revestidos e depois foram estendidos aos pilares preenchidos.

Para avaliação da deformação lenta em pilares mistos, GOMES (1994) utilizou o método clássico para o cálculo em pilares de concreto armado, fazendo uso de modificações que permitiram superar a principal limitação do método: a avaliação das tensões em pilares com alta taxa de armadura.

Utilizando o método desenvolvido, GOMES (1994) calculou a variação das tensões no concreto devido à deformação lenta em diferentes pilares mistos preenchidos e constatou que medidas como a adoção de uma armadura complementar ou o aumento da resistência do concreto amenizam estes efeitos. GOMES (1994) indica ainda essa última como a melhor forma de combater os efeitos da deformação lenta. Nesse mesmo trabalho pode-se constatar que os efeitos da deformação lenta são mais evidentes em pilares mais esbeltos e com diâmetros menores e é ressaltada a importância da consideração desse efeito em projeto.

Os ensaios feitos por SUSSEKIND (1989) em estruturas de concreto armado mostraram que a deformação lenta é maior quanto mais seco o meio ambiente, menos espessa a peça, maior o fator água-cimento e o consumo de cimento no concreto e, principalmente, quanto mais jovem for o concreto na idade do carregamento.

SUSSEKIND (1989) concluiu que nas estruturas de concreto armado a deformação lenta, usualmente, não introduz esforços adicionais em peças cujo esquema estrutural não seja alterado com o tempo. Analisando essas estruturas apenas em termos elásticos (incremento de deformação), sem conseqüências estáticas.

Porém, segundo SUSSEKIND (1989) nas estruturas cujo esquema estrutural é modificado com o tempo (caso de pontes em balanços sucessivos, pontes montadas em vigas isostáticas, etc.), o que normalmente fica restrito a determinadas obras em concreto protendido, o conhecimento da deformação lenta influenciará os esforços finais das estruturas hiperestáticas.

### **j) Retração**

A retração é a deformação que ocorre independente da atuação das cargas externas e é produzida por propriedades endógenas do material. Alguns fatores externos, no entanto, têm influência na velocidade com que se processa a retração (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A retração do concreto pode ser entendida globalmente como o fenômeno da diminuição do volume do concreto por causa da perda d'água; porém, existem outras conseqüências provocadas pela retração (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

O efeito danoso da retração seria o de causar o deslocamento do concreto das paredes da camisa metálica, quando se tratar de um pilar misto preenchido, comprometendo a aderência. No entanto, há ainda controvérsias sobre a relevância de se considerar ou não os efeitos da retração na resistência do pilar misto tubular. As pesquisas afirmam que nesses pilares o efeito da retração pode ser desconsiderado, o que se justifica no fato de que em pilares preenchidos existem particularidades que minimizam o efeito da retração, tais como a cura, que se dá com o concreto totalmente protegido pelo tubo de aço, evitando a ação do vento e do sol, além de tornar a cura mais lenta (FIGUEIREDO, 1998; GOMES, 1994).

Geralmente o efeito da retração nos pilares de concreto armado tende a aumentar os efeitos da deformação lenta, ou seja, tratando os fenômenos conjuntamente, observa-se um alívio nas tensões de concreto (tração) e um acréscimo nas tensões das armaduras (compressão). Alguns autores, como BASU & SOMMERVILLE *apud* GOMES (1994), usam essa abordagem que trata conjuntamente os efeitos da retração e os da deformação lenta nos

pilares mistos reforçados com perfis metálicos, sugerindo o mesmo para os pilares mistos tubulares.

Na determinação da carga de ruptura ( $P_r$ ) dos pilares de concreto armado, nenhuma menção é feita à retração do concreto. Isso se justifica porque, nesse caso, o concreto rompe por compressão e, portanto, o efeito da retração, provocando tração no concreto e propiciando alívio das tensões, é favorável.

Porém, nesses pilares de concreto armado, se analisarmos a armadura, de área da seção transversal muito menor que nos pilares tubulares, a situação é desfavorável. Pois além da sollicitação externa, essa armadura está sujeita a um acréscimo de tensões (compressão) resultante da retração; esse fato, entretanto, é desprezado (GOMES, 1994).

GOMES (1994) concluiu que nos pilares mistos tubulares, com ou sem armadura complementar, o efeito da retração será desprezado podendo-se, no entanto, considerá-lo incluído na parcela de deformação lenta, que é maior e depende do carregamento externo.

### **3.2.4 Fatores que influenciam a resistência da ligação entre o aço e o concreto**

A investigação de HUNAITI (1991) se propôs a determinar experimentalmente a resistência da ligação entre o aço e o concreto e a examinar os prováveis fatores que afetam essa resistência. Na análise experimental foram utilizados os pilares mistos tipo *battened*.

A resistência da ligação é definida como o esforço cortante que rompe a ligação entre o aço e o concreto que é dividido pela área da interface.

A análise experimental mostrou que os principais fatores que podem influenciar a resistência da ligação são: a idade do concreto, o tamanho do corpo de prova, a retração, a cura, a temperatura e o tipo de pilar misto.

#### **a) Efeitos da idade**

Segundo HUNAITI (1991), a idade do concreto foi claramente um fator que influenciou na resistência da ligação entre o aço e o concreto nos pilares mistos.

Foram testados, para cada tamanho, vários corpos de prova em diferentes idades, variando de 14 a 360 dias.

Os resultados mostraram que existe uma perda de ligação entre o aço e o concreto com a idade, devida aos efeitos da deformação lenta. A resistência da ligação para a idade de 360 dias foi aproximadamente 30% da resistência medida para a idade de 21 dias.

### **b) Efeitos do tamanho do pilar misto**

Nos estudos de HUNAITI (1991), seis diferentes tamanhos de amostras foram ensaiados. Cada experimento tem um valor diferente da relação entre a área da superfície de contato e a área da seção transversal de concreto.

A relação entre a área da superfície de contato e a área da seção transversal de concreto afeta a resistência da ligação para corpos de prova de mesma idade: diminuindo essa relação, tem-se uma redução dessa resistência.

### **c) Efeitos da retração**

A idade e o tamanho do corpo de prova são os principais fatores que contribuem para a ação do fenômeno da retração. HUNAITI (1991) verificou que com o aumento da retração tem-se a diminuição da resistência da ligação entre o aço e o concreto.

Esse efeito da retração foi descrito no item 3.2.3 (j).

### **d) Efeitos do tipo de cura**

Segundo HUNAITI (1991), a cura do concreto provou ser o principal fator na redução da resistência da ligação entre o aço e o concreto. Foi feita uma comparação entre a cura seca e a cura úmida para corpos de prova de mesma idade e relação volume/área de concreto exposta.

Os corpos de prova de cura seca oferecem uma menor resistência de ligação entre o aço e o concreto do que os corpos de prova de cura úmida.

### **e) Efeitos da temperatura**

HUNAITI (1991) ensaiou vinte e um corpos de prova com as temperaturas variando de 50° C a 600° C. Na análise dos resultados verificou-se que há uma perda da ligação devida ao calor e que essa perda é significativamente maior quanto maior é a temperatura.

#### f) Efeitos do tipo de pilar

Os resultados dos ensaios feitos por HUNAITI (1991) mostraram que a resistência da ligação é dependente do tipo de pilar misto. Tubos de aço quadrados e circulares preenchidos de concreto ofereceram uma maior resistência da ligação entre o perfil de aço e o concreto do que os pilares mistos tipo *battened*.

Dessa forma, os valores da resistência da ligação obtidos por meio dos ensaios em tubos preenchidos não podem ser recomendados para outros tipos de pilares mistos, tais como pilares de aço revestidos de concreto.

### 3.2.5 Conectores de cisalhamento

As tensões de ligação entre o perfil de aço e o concreto, conforme EUROCÓDIGO 4 (1994) e NBR 14323 (ABNT, 1999), não devem exceder os seguintes valores:

- |  |         |
|--|---------|
| - para seções completamente revestidas de concreto         | 0,6 MPa |
| - para seções preenchidas de concreto                      | 0,4 MPa |
| - para mesas de seções parcialmente envolvidas de concreto | 0,2 MPa |
| - para almas de seções parcialmente envolvidas de concreto | zero    |

No projeto de revisão do EUROCÓDIGO 4 (1994), REVISÃO 2000, o valor da tensão de ligação entre o concreto e o aço para perfis I completamente revestidos de concreto foi reduzido de 0,6 para 0,3 MPa (QUEIROZ *et al.*, 2001).

Para pilares mistos carregados axialmente, a interface de cisalhamento é, geralmente, suficiente para desenvolver as resistências combinadas de ambos os materiais na seção transversal crítica. Para pilares submetidos a momentos significativos na extremidade, um esforço cortante horizontal está presente, resultando no desenvolvimento de tensões de cisalhamento longitudinais entre o concreto e o aço (CHUNG & NARAYANAN, 1994).

O esforço cortante pode ser considerado atuando somente na seção de aço, ou dividido entre o perfil de aço e o concreto. O esforço cortante que é resistido pelo concreto deve ser verificado considerando os critérios referentes às estruturas de concreto, bem como o esforço cortante que é resistido pela seção de aço deve ser verificado usando o critério de von Mises.

A resistência ao cisalhamento da seção de aço estrutural se reduz com a presença do esforço cortante. Essa redução será pequena, sendo compensada pelo enrijecimento do material por meio da deformação e pode ser desprezada para situações em que:

$$V_{a.Sd} < 0,5.V_{pl.a.Rd} \quad (3.3)$$

onde:

- $V_{a.Sd}$  - esforço cortante de cálculo a ser resistido pela seção de aço;
- $V_{pl.a.Rd}$  - resistência da seção transversal do aço ao cisalhamento:

$$V_{pl.a.Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (3.4)$$

- $A_v$  - área de cisalhamento da seção de aço, relacionada com o plano de flexão.

No entanto, deve-se considerar o efeito dessa redução da resistência ao cisalhamento, quando o esforço cortante de cálculo a ser resistido pela seção de aço for:

$$V_{a.Sd} \geq 0,5.V_{pl.a.Rd} \quad (3.5)$$

Na Figura 3.8 apresenta-se a redução da resistência de cálculo do aço estrutural na área de cisalhamento.

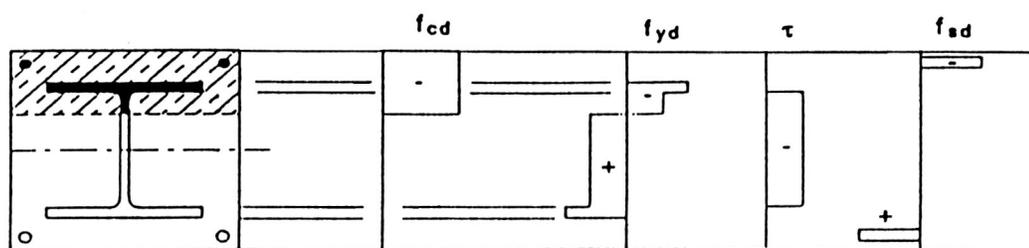


Figura 3.8 - Redução da resistência do aço dentro da área de cisalhamento

A resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ), na região entre as mesas, ocasiona uma redução na resistência de cálculo do aço estrutural ( $f_{yd}$ ) como pode ser verificado por meio dos diagramas apresentados na Figura 3.8.

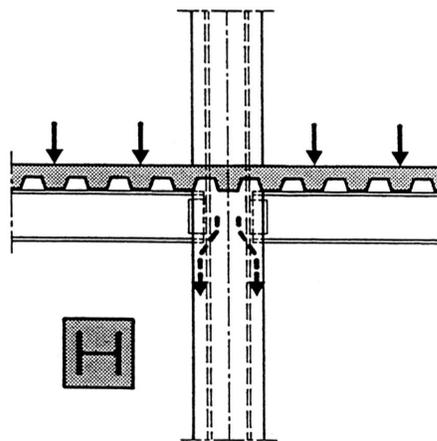
Segundo CHUNG & NARAYANAN (1994), essa redução da resistência do aço estrutural na área de cisalhamento pode ser transformada em uma redução da espessura da alma do perfil de aço. Para uma seção I envolvida de concreto sob flexão no eixo de maior rigidez, a área de cisalhamento relevante está na alma da seção de aço e a espessura efetiva da alma,  $t_{w,d}$ , na presença de tensões de cisalhamento transversais é:

$$t_{w,d} = t_w \cdot \left[ 1 - \left( \frac{2 \cdot V_{a.Sd}}{V_{pl.a.Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad (3.6)$$

Usando a espessura efetiva da alma da seção de aço ( $t_{w,d}$ ), a divisão do esforço cortante entre o perfil de aço e o concreto pode ser desprezada e o esforço cortante é resistido pela seção de aço. Especialmente para seções de aço preenchidas de concreto, o esforço cortante é atribuído somente à seção de aço (BERGMANN,1990).

Caso as tensões de ligação entre o aço estrutural e o concreto excedam os valores prescritos por norma, como, por exemplo, na presença de ações dinâmicas ou sísmicas, é então necessária a utilização de conectores de cisalhamento para evitar deslocamento relativo entre o aço e o concreto. Segundo ROIK & BERGMANN (1993), estes conectores também podem ser necessários nas regiões de transferência de carga em geral.

Elementos horizontais nas construções são freqüentemente conectados aos pilares mistos de uma forma similar às estruturas metálicas, nas quais as cargas de lajes e vigas são introduzidas diretamente na seção de aço (Figura 3.9).



**Figura 3.9 - Típica conexão dos elementos horizontais aos pilares mistos**

As cargas podem ser transferidas entre o aço e o concreto por meio da ligação entre o aço e o concreto ou por mecanismos de transferência mecânica (conectores de cisalhamento).

Segundo WIUM & LEBET (1994), as normas na Europa especificam um valor de resistência ao cisalhamento que representa a força a ser transferida por aderência entre o aço e o concreto. Essa resistência na interface é dada como dois valores diferentes para seções de aço envolvidas e preenchidas de concreto, respectivamente. No entanto, vários parâmetros podem influenciar na resistência ao cisalhamento. Não existem métodos que levem em consideração a configuração da seção mista no cálculo desta resistência.

Vários parâmetros têm sido estudados para avaliar os seus efeitos na resistência ao cisalhamento, como: a condição da superfície do aço, a posição de concretagem, a quantidade de armação longitudinal, o tamanho do perfil de aço estrutural, a idade do concreto, dentre outros.

Quando a carga é aplicada em um pilar misto, é preciso garantir que em um comprimento de introdução de carga os componentes individuais da seção transversal mista sejam carregados de acordo com as suas capacidades de carga.

Pesquisas recentes sobre a transferência de força nos pontos de introdução de cargas em pilares mistos têm sido desenvolvidas por meio de ensaios *push-out* em seções envolvidas de concreto (OEHLERS & BRADFORD, 1995).

WIUM & LEBET (1994) afirmam que somente os ensaios *push-out* não são suficientes para estudar a transferência de carga. Em um pilar real o deslocamento relativo entre o aço e o concreto é muito menor do que em um ensaio *push-out* e a força que pode ser aplicada nesse tipo de ensaio é muito menor do que a força que pode ser resistida por um pilar real. Nos estudos de WIUM & LEBET (1994), foram feitos ensaios *push-out* e ensaios em *pilares curtos* para investigar a transferência de força. Os ensaios em *pilares curtos* fornecem um melhor entendimento da transferência de força em pilares reais.

O EUROCÓDIGO 4 (1994) analisa as regiões de introdução das cargas, destacando a capacidade de carga dos componentes individuais da seção transversal mista, bem como a utilização dos conectores de cisalhamento.

**a) Regiões de introdução das cargas, segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994).**

Devem ser previstos conectores de cisalhamento nas regiões de introdução de carga e nas regiões de mudança de seção, quando as resistências de cálculo à tensão de cisalhamento excederem aos limites do EUROCÓDIGO 4 (1994), conforme descritos anteriormente.

As tensões de cisalhamento devem ser determinadas a partir da variação dos esforços solicitantes dentro do comprimento de introdução de carga, com base na teoria plástica.

Para estimar a distribuição da carga aplicada, a distribuição de tensões entre o início e o final da região de introdução precisa ser conhecida. O comprimento de introdução de carga,  $l_e$ , deve atender à seguinte equação:

$$l_e \leq 2d \quad (3.7)$$

onde:

- $d$  – menor dimensão da seção transversal do pilar misto (sendo o diâmetro do tubo para pilares de seção circular)

Pode-se considerar que as cargas são simplesmente distribuídas de acordo com a resistência plástica da seção de aço estrutural, do concreto e da armação longitudinal:

$$N_{cs.Sd} = N_{Sd} \left( 1 - \frac{N_{a.Rd}}{N_{pl.Rd}} \right) \quad (3.8)$$

$$N_{a.Sd} = N_{Sd} - N_{cs.Sd} \quad (3.9)$$

$$M_{cs.Sd} = M_{Sd} \left( 1 - \frac{M_{a.Rd}}{M_{pl.Rd}} \right) \quad (3.10)$$

$$M_{a.Sd} = M_{Sd} - M_{cs.Sd} \quad (3.11)$$

onde:

- $M_{a.Rd}$  - resistência à flexão da seção transversal do aço estrutural;
- $M_{a.Sd}$  - momento fletor de cálculo aplicado à seção transversal do aço estrutural;
- $M_{cs.Sd}$  - momento fletor de cálculo aplicado ao concreto e à armação longitudinal;
- $M_{pl.Rd}$  - resistência plástica à flexão da seção transversal mista;
- $M_{Sd}$  - momento fletor de cálculo aplicado à seção transversal mista;
- $N_{a.Rd}$  - resistência à compressão da seção transversal do aço estrutural;
- $N_{a.Sd}$  - força normal de cálculo aplicada à seção transversal do aço estrutural;
- $N_{cs.Sd}$  - força normal de cálculo aplicada ao concreto e à armação longitudinal;
- $N_{pl.Rd}$  - resistência plástica à compressão da seção transversal mista;
- $N_{Sd}$  - força normal de cálculo aplicada à seção transversal mista.

Não é necessário prever conectores de cisalhamento no caso de introdução de carga por chapa de extremidade, se a interface completa entre a seção de concreto e a chapa de extremidade ficar permanentemente em compressão, levando-se em conta a deformação lenta e a retração. Caso isso não ocorra, é necessário verificar a introdução de carga, conforme os parágrafos seguintes (QUEIROZ *et al.*, 2001).

Se as cargas são introduzidas somente na seção de aço estrutural ou na seção de concreto, devem ser previstos conectores de cisalhamento na região de introdução. Para o caso da introdução da carga somente na seção de concreto, os valores resultantes de uma análise elástica considerando-se deformação lenta e retração devem ser levados em conta.

Para conectores de cisalhamento, tipo pino com cabeça, instalados nas almas dos perfis I parcialmente ou totalmente envolvidos por concreto, a expansão lateral do concreto comprimido pelos conectores é contida pelas mesas do perfil (Figura 3.10), resultando em forças de atrito que se somam à resistência do conector. Esta resistência adicional no valor de R, por cada linha de conectores, pode ser tomada igual a:

$$R = \frac{\mu_f \cdot P_{Rd}}{2} \quad (3.12)$$

onde:

- $P_{Rd}$  – resistência de cálculo de um conector tipo pino com cabeça;
- $\mu_f$  - coeficiente de atrito igual a 0,5 ou 0,55 para mesas com espessura não inferior a 10mm ou 15mm, respectivamente.

A utilização dessa resistência adicional somente pode ser usada quando a distância livre entre as mesas, como apresentado na Figura 3.10, não exceda a:

- 300 mm, utilizando um conector por linha;
- 400 mm, utilizando dois conectores por linha;
- 600 mm, utilizando três ou mais conectores por linha.

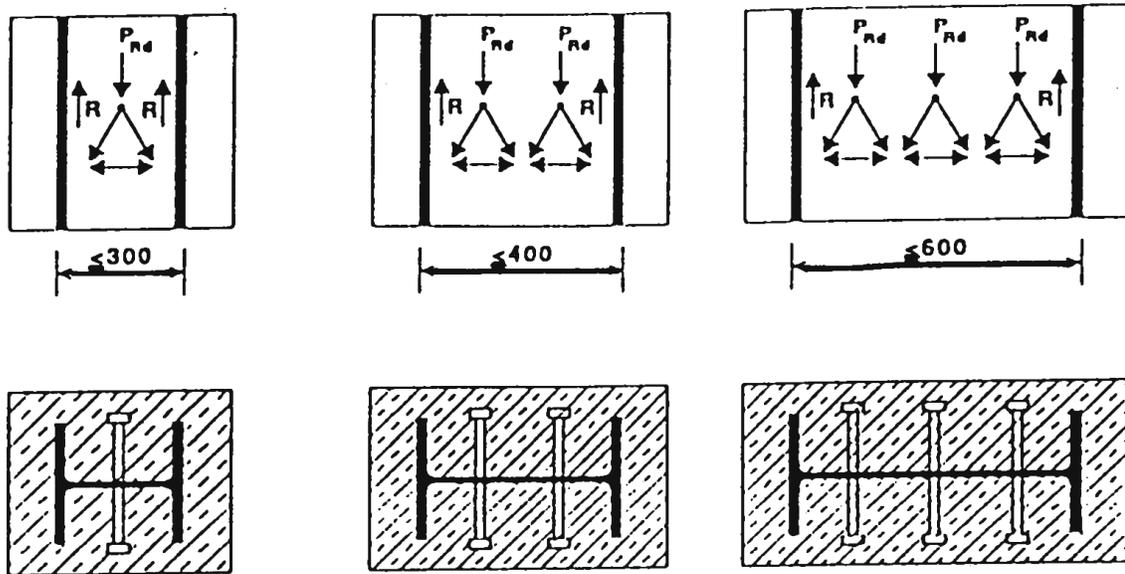


Figura 3.10 - Resistência dos conectores tipo pino com cabeça ao cisalhamento

A norma NBR 14323 (ABNT, 1999) não prevê esse incremento da resistência do conector.

No caso da introdução de carga através de uma conexão para a seção de aço, os elementos de introdução de carga (conectores tipo pino com cabeça, etc.) precisam ser projetados para transmitir ao concreto os esforços,  $N_{c,sd}$  e  $M_{c,sd}$ . No caso da introdução de carga do concreto para a seção de aço, os esforços correspondentes ao aço estrutural,  $N_{a,sd}$  e  $M_{a,sd}$ , precisam ser levadas em consideração no cálculo do conector de cisalhamento.

No caso de perfis I parcialmente envolvidos de concreto, o concreto deve ser contido por armadura transversal e um caminho claro de transmissão de carga entre aço e concreto deve ser estabelecido. A armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço, por meio de furos, soldando-se as barras na alma, ou por meio de conectores.

No caso de perfis I totalmente envolvidos por concreto, quando a carga for introduzida somente no aço ou somente no concreto, a armadura transversal deve ser projetada para o cisalhamento longitudinal que resulta da transmissão de força normal ( $N_{cl}$  na Figura 3.11) das partes do concreto diretamente ligadas ao perfil por conectores para as partes de concreto sem essa ligação direta (como as partes de concreto hachuradas na seção transversal da Figura 3.11). O cálculo da armadura transversal deve ser baseado em um modelo de treliça, assumindo-se um ângulo de  $45^\circ$  entre as diagonais comprimidas de concreto e o eixo da barra.

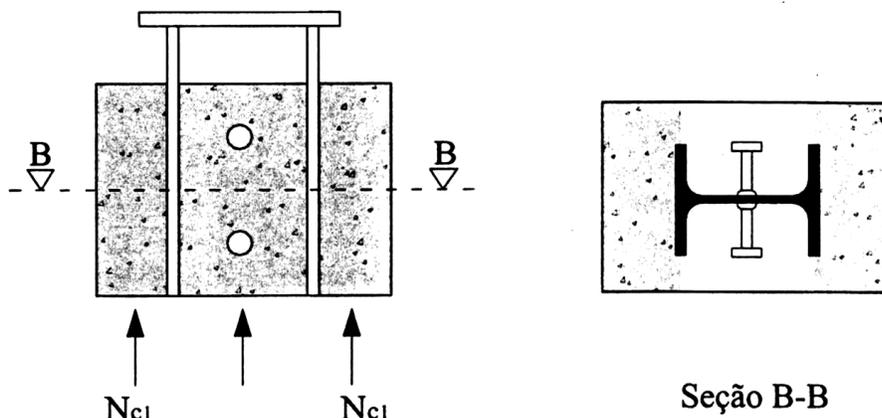


Figura 3.11 - Áreas de concreto ligadas e não-ligadas diretamente ao perfil

A NBR 8800 (ABNT, 1986) apresenta expressões para cálculo da capacidade nominal de conectores tipo pino com cabeça e perfil “U” laminado e as normas AISC-LRFD (1999) e a CAN (1989) apresentam as mesmas expressões (MALITE; 1990).

a) Conectores tipo pino com cabeça:

$$q_n = 0,5A_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c} < A_{cs}f_u \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (3.13)$$

b) Conectores formados por perfil “U” laminado:

$$q_n = 0,0365(t_f + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (3.14)$$

onde:

- $t_f$  - espessura da mesa do conector, em mm, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;
- $t_w$  - espessura da alma do conector, em mm;
- $f_u$  - limite de resistência do aço do conector à tração, em MPa;
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão, em MPa;
- $A_{cs}$  - área da seção transversal do conector, em  $\text{mm}^2$ ;
- $L_{cs}$  - comprimento do conector perfil “U” laminado, em mm;
- $E_c$  - módulo de elasticidade do concreto, em MPa.

Essas expressões limitam o uso de  $f_{ck}$  entre 20 MPa e 28 MPa e  $\gamma_c$ ; o peso específico do concreto deve ser superior a  $22 \text{ kN/m}^3$ .

A CAN (1989) apresenta a resistência de cálculo desses conectores, dada por um coeficiente de resistência  $\phi_{cs} = 0.80$  vezes a resistência nominal (MALITE, 1990).

A BS 5400 (1979) apresenta o Quadro 3.1 com a resistência nominal de três tipos de conectores: tipo pino com cabeça, perfil “U” laminado e barra chata (MALITE, 1990).

**Quadro 3.1 - Resistência nominal de conectores segundo a BS 5400 (MALITE, 1990)**

TIPO DE CONECTOR		MATERIAL DO CONECTOR	RESISTÊNCIA. NOMINAL POR CONECTOR EM kN, PARA CONCRETO DE RESISTÊNCIA $f_{ck}$ , N/mm <sup>2</sup>			
			20	30	40	50
PINO COM CABEÇA (STUD)		TENSÃO ESCOAM. = 385 N/mm <sup>2</sup>				
DIÂMETRO	ALTURA	ALONG. MÍNIMO = 18%				
(mm)	(mm)	TENSÃO RUPTURA = 495 N/mm <sup>2</sup>				
25	100		139	154	168	183
22	100		112	126	139	153
19	100		90	100	109	119
19	75		78	87	96	105
16	75		66	74	82	90
13	65		42	47	52	57
BARRA CHATA (mm)		GRADE 43 da BS4360: 1972				
50 x 40 x 200	φ 20 mm		697	830	963	1096
25 x 25 x 200	φ 12 mm		348	415	482	548
PERFIL “U” (mm)		GRADE 43 da BS 4360: 1972				
127 x 64 x (14.90) x 150			351	397	419	442
102 x 51 x (10.42) x 150			293	337	364	390
76 x 38 x (6.70) x 150			239	283	305	326

Para efeito de comparação de resultados, o Quadro 3.2 apresenta os valores da resistência nominal de conectores tipo pino com cabeça e perfil “U” laminado segundo as expressões (3.13), (3.14) e a BS 5400 (1979) (MALITE, 1990).

O AISC (1999) baseado no método das tensões admissíveis, apresenta os valores das resistências admissíveis ao cisalhamento para conectores tipo pino com cabeça e tipo perfil “U” laminado. O Quadro 3.3 apresenta esses valores (MALITE, 1990).

Quadro 3.2 - Quadro comparativo: NBR 8800 (ABNT, 1986) e BS 5400 (MALITE, 1990)

TIPO DE CONECTOR DIMENSÕES (mm)		RESISTÊNCIA NOMINAL (kN) - $f_{ck} = 20$ MPa	
		NBR 8800	BS 5400 : P5
Pino com Cabeça	DIAM. = 25 x ALT. = 100	-	139
	22 x 100	130	112
	19 x 100	97	90
	19 x 75	97	78
	16 x 75	69	66
	13 x 65	45	42
Perfil "U"	127 x 64 x (14,90) x 150	300	351
	102 x 51 x (10,42) x 150	284	293
	76 x 38 x (6,70) x 150	222	239
OBSERVAÇÕES:			
PESO ESPECÍFICO DO CONCRETO = 25 kN/m <sup>3</sup>			
ALTURA MÍNIMA DO CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA IGUAL A 4 VEZES O DIÂMETRO			

Quadro 3.3 - Resistência admissível em conectores pelo AISC (MALITE, 1990)

CONECTOR		RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL AO CISALHAMENTO q (kN)		
		$f_{ck}$ (MPa)		
		21	24,5	≥ 28
Pino com cabeça	φ 12,5 x 50 (mm)	23,1	24,9	26,7
	φ 16 x 64	36,2	38,9	41,7
	φ 19 x 75	52,0	56,6	60,2
	φ 22 x 88	70,7	76,1	81,5
Perfil "U"	75 x 6,1 kg/m	7,6	8,4	8,9
	100 x 8,0 kg/m	8,2	8,9	9,4
	127 x 10 kg/m	8,7	9,4	10,0
OBSERVAÇÃO				
= COMPRIMENTO DO PERFIL "U" EM cm				

### 3.3 DIMENSIONAMENTO

As principais normas que abordam o dimensionamento de estruturas mistas são as americanas AISC-LRFD (1999) e ACI 318/92, a canadense CAN/CSA-S16.1-MB89 (1989), as européias ECCS (1979), EUROCÓDIGO 4 (1994) e a BS 5400: Parte 5 (1979), além das normas japonesa, chinesa e australiana. Neste item será feita uma descrição sucinta das normas, bem como serão descritos e analisados os procedimentos de cálculo de pilares mistos sujeitos à compressão simples e à flexo-compressão segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994) e a NBR 14323 (ABNT, 1999).

Existem grandes discrepâncias entre as várias normas, em termos de filosofia, parâmetros geométricos e de resistência. O estudo comparativo feito por ELNASHAI *et al.* (1990) mostrou os mais importantes impactos das diferenças das normas na segurança do cálculo de um pilar misto. Constatou-se que o projeto, graças a uma norma, pode ser 60% menos conservador em relação a uma outra norma, apesar de ambas adotarem os mesmos princípios gerais.

Segundo ELNASHAI *et al.* (1990), os pilares mistos de aço-concreto podem ser analisados mediante modelos teóricos que admitem duas linhas de raciocínio: como elementos de aço com capacidade estrutural aumentada pela presença do concreto, ou como um elemento de concreto com uma armadura especial.

As normas que abordam estruturas mistas são omissas em relação aos perfis conformados a frio, restando, nesses casos, adotar procedimentos das normas aplicáveis aos perfis laminados e soldados, o que, certamente, não é apropriado.

#### 3.3.1 Normas – Uma Breve Descrição

##### a) BS 5400 : Parte 5 (1979)<sup>2</sup>

Na Inglaterra, os primeiros estudos em pilares mistos conduziram ao método “cased-strut”, adotado na norma inglesa. Esse método empírico foi desenvolvido por meio de

---

<sup>2</sup> BS 5400: Steel, concrete and composite bridges. Part 5: Code of practice for design of composite bridges.

procedimentos de cálculos anteriores aplicados a pilares de aço e não foi fundamentado em pilares mistos, não sendo aplicável a tubos preenchidos de concreto, bem como a seções transversais de concreto fortemente armadas ou significativamente maiores que a seções de aço. Várias pesquisas buscando métodos mais eficazes têm sido desenvolvidas, principalmente no Imperial College.

É uma norma baseada no estado limite último com coeficientes de segurança para os materiais e cargas. O momento último é calculado pela distribuição da tensão plástica sobre a seção transversal, sendo usada uma aproximação da curva de interação para carga axial e momento. As propriedades do concreto são reduzidas para levar em consideração os efeitos da deformação lenta e, para o cálculo da rigidez, usa-se a seção transversal de concreto não fissurada, bem como são consideradas as excentricidades mínimas de construção. No caso de pilares preenchidos de concreto, a norma permite que seja considerado um incremento na resistência do concreto devido ao confinamento triaxial (ELNASHAI *et al.*, 1990).

Os efeitos da esbeltez são considerados usando os parâmetros de esbeltez e as curvas de flambagem definidas para pilares de aço. A escolha da curva apropriada depende da geometria da seção transversal. As diferentes curvas de flambagem refletem o efeito da tensão residual e das imperfeições iniciais no perfil de aço. O uso dos parâmetros de esbeltez é coerente com o cálculo de pilares de aço, visto que o método reduz a um projeto de pilar metálico quando a parte de concreto é removida. Consequentemente, o método é aplicável somente para seções simétricas e é restrito às variações de seções existentes nas curvas de flambagens para pilares de aço. Para flexão uniaxial, a distinção é feita pela ausência ou presença de restrições na direção perpendicular ao eixo de flexão. A norma BS 5400 (1979) permite o cálculo de pilares mistos preenchidos e revestidos de concreto sujeitos à flexão biaxial (ELNASHAI *et al.*, 1990).

### **b) ACI 318 (1992)<sup>3</sup>**

A norma do American Concrete Institute (ACI) é baseada no método do estado limite último com coeficientes de segurança para os materiais e as cargas. A resistência do pilar misto é calculada considerando um pilar de concreto armado. A deformação de ruptura é

---

<sup>3</sup> ACI 318 (1992): Building code requirements for reinforced concrete.

0,3% para qualquer fibra de concreto, sendo avaliada considerando-se várias posições da linha neutra, de modo que a curva de interação aço-concreto para compressão e flexão seja construída.

Os valores da resistência nominal devem ser reduzidos por um fator  $\phi$ . Para pilares revestidos de concreto  $\phi$  é igual a 0,70 e para pilares preenchidos é igual a 0,75.

Os efeitos da esbeltez são analisados em termos de momentos majorados usando uma carga de Euler reduzida. A expressão para rigidez equivalente inclui um fator de deformação lenta e a seção de concreto é considerada fissurada. Mínimas excentricidades são especificadas para compensar desvios na construção (ELNASHAI *et al.*, 1990; FURLONG, 1983).

### c) AISC-LRFD (1999)<sup>4</sup>

A norma norte-americana publicada pelo American Institute of Steel Construction (AISC) - Load & Resistance Factor Design (LRFD) de 1999 - é baseada no método do estado limite último e apresenta formulação para cálculo de pilares mistos baseada nos procedimentos de cálculo de pilares de aço, usando a esbeltez e outros parâmetros modificados pela presença do concreto.

Resistências nominais são estimadas com base na resistência última de carga e os fatores de redução são aplicados a essas resistências devido às incertezas quanto aos seus valores (FURLONG, 1983).

O AISC-LRFD (1999) reconhece o efeito de confinamento em pilares circulares preenchidos e sugere correções nos valores das resistências do aço e do concreto nesses casos. No cálculo de pilares flexo-comprimidos, são utilizadas as clássicas expressões de interação empregadas para cálculo de pilares de aço.

---

<sup>4</sup> AISC – LRFD (1999): Load and resistance factor design.

**d) EUROCÓDIGO 4 (1994)<sup>5</sup>, DIN 18806 (1989)<sup>6</sup> e NBR 14323 (ABNT, 1999)<sup>7</sup>**

O EUROCÓDIGO 4 (1994) considera o projeto de estruturas mistas de aço e concreto. Baseia-se no método do estado limite último, considerando os coeficientes de resistência distintos para cada material.

Três métodos de cálculo são considerados no rascunho do EC4. Os dois primeiros métodos originam-se da norma alemã DIN 18806 (1989); e analisam os efeitos da esbeltez em termos do momento fletor, como no projeto de concreto armado e uma redução na resistência do pilar misto é considerada usando as curvas de flambagem para perfis de aço em conjunto com as curvas de interação entre o momento fletor e o esforço normal. A distribuição plástica total é usada para obter-se a curva de interação das resistências axial e à flexão, sendo que uma aproximação poligonal simplificada é introduzida no segundo método.

O terceiro método é baseado no “cased-strut”, usado inicialmente no BS 449: Parte 2 (1969)<sup>8</sup>, no qual o cálculo do pilar misto é usado com um incremento no raio de giração, para levar em consideração a presença do concreto (ELNASHAI *et al.*, 1990).

A norma NBR 14323 (ABNT, 1999) é baseada nos mesmos parâmetros adotados no EUROCÓDIGO 4 (1994). No dimensionamento de pilares mistos são adotadas as curvas de flambagem apresentadas na NBR 8800 (ABNT, 1986).

**3.3.2 Dimensionamento segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994)**

O EUROCÓDIGO 4 (1994) apresenta dois métodos de cálculo de pilares mistos. Um dos métodos é mais geral e é aplicável inclusive a pilares com seção transversal assimétrica ou variável ao longo da altura. O outro método é simplificado, somente aplicável a pilares com seção duplamente simétrica (simetria em dois eixos) e constante ao longo da altura. O anexo D do EUROCÓDIGO 4 (1994) apresenta um método de dimensionamento simplificado para pilares com seção transversal monossimétrica.

---

<sup>5</sup> EUROCÓDIGO 4 (1994): Design of composite steel and concrete structures.

<sup>6</sup> DIN 18806 (1989): Introductory document, stability of metal structures.

<sup>7</sup> NBR 14323 (ABNT, 1999): Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento.

<sup>8</sup> BS 449-2 (1969): Specification for the use of structural steel in building.

O EUROCÓDIGO 4 (1994) também considera o efeito de confinamento em pilares de seção circular preenchidos de concreto.

Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser considerados no cálculo se estes forem desfavoráveis à resistência do pilar.

Os pilares parcialmente revestidos estão incluídos no escopo do EUROCÓDIGO 4 (1994). A formulação específica para o cálculo das resistências últimas desse tipo de pilar é apresentada por HUNAITI & FATTAH *apud* FIGUEIREDO (1998).

### a) Cálculo considerando compressão axial

A resistência da seção transversal do pilar misto à plastificação total é dada pela soma da resistência dos componentes individuais da seção transversal :

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + \alpha_c \cdot A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.15)$$

onde:

- $A_a$  - área da seção transversal do aço estrutural;
- $A_c$  - área da seção transversal de concreto;
- $A_s$  - área da seção transversal da armação longitudinal;
- $f_y$  - limite de escoamento do aço estrutural;
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão;
- $f_{sk}$  - limite de escoamento da armação longitudinal;
- $\gamma_a$  - coeficiente de resistência do aço estrutural;
- $\gamma_c$  - coeficiente de resistência do concreto;
- $\gamma_s$  - coeficiente de resistência da armação longitudinal;
- $\alpha_c$  - igual a 1,0 para seção transversais preenchidas de concreto e 0,85 nos outros casos.

A Figura 3.12 mostra a distribuição de tensão na qual a equação (3.15) é baseada.

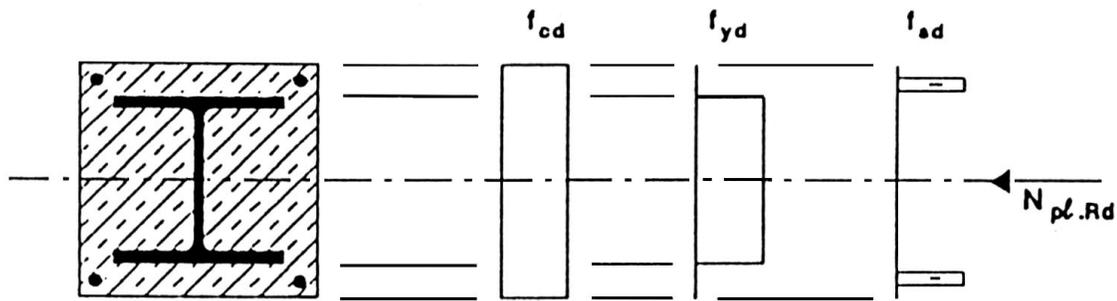


Figura 3.12 - Distribuição de tensão de uma seção I revestida de concreto

Para pilares mistos circulares preenchidos de concreto, tem-se o incremento da capacidade de carga devido ao efeito de confinamento do concreto (FIGUEIREDO *et al.*, 1997).

Esse efeito depende do parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) e é significativo somente em pilares com grandes seções transversais. Para pilares mistos em que o parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) é menor ou igual a 0,5 e, nos casos de flexão composta, em que a excentricidade da força normal ( $e$ ) não exceder ao valor de  $d/10$ , onde  $d$  é o diâmetro externo do pilar, esse efeito pode ser desprezado.

A excentricidade ( $e$ ) é definida como:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \quad (3.16)$$

onde:

- $M_{Sd}$  – momento fletor de cálculo, de acordo com os efeitos de primeira ordem (efeitos de segunda ordem são ignorados);
- $N_{Sd}$  – força normal de cálculo.

A resistência da seção transversal dos pilares mistos circulares preenchidos de concreto à plastificação total é:

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} \eta_2 + A_c f_{cd} \left[ 1 + \eta_1 \left( \frac{t}{d} \right) \left( \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \right] + A_s f_{sd} \quad (3.17)$$

onde:

- $t$  – espessura da parede do tubo de aço circular;

- $\eta_1$  e  $\eta_2$ :

$$\text{Para } 0 < e \leq d/10 \quad \begin{cases} \eta_1 = \eta_{10} \left( 1 - 10 \frac{e}{d} \right) \\ \eta_2 = \eta_{20} \left( 1 - \eta_{20} \left( \frac{10e}{d} \right) \right) \end{cases} \quad (3.18)$$

$$(3.19)$$

$$\text{Para } e > d/10 \quad \begin{cases} \eta_1 = 0 \\ \eta_2 = 1,0 \end{cases} \quad (3.20)$$

$$(3.21)$$

Segundo CHUNG & NARAYANAN (1994), a resistência à compressão de uma seção de aço circular preenchida de concreto pode ser incrementada em até 15% sob a atuação da carga axial somente quando o efeito do confinamento triaxial é considerado. A interpolação linear é permitida para várias excentricidades de carga com  $e \leq d/10$ . Os valores básicos de  $\eta_{10}$  e  $\eta_{20}$  dependem do parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) e são definidos como:

$$\eta_{10} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (3.22)$$

$$\eta_{20} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \quad (3.23)$$

No Quadro 3.4 tem-se os valores de  $\eta_{10}$  e  $\eta_{20}$  para diferentes valores de  $\bar{\lambda}$ .

**Quadro 3.4 - Valores de  $\eta_{10}$  e  $\eta_{20}$**

	$\bar{\lambda} = 0,0$	$\bar{\lambda} = 0,1$	$\bar{\lambda} = 0,2$	$\bar{\lambda} = 0,3$	$\bar{\lambda} = 0,4$	$\bar{\lambda} \geq 0,5$
$\eta_{10}$	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,00
$\eta_{20}$	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

O EUROCÓDIGO 4 (1994) também encara o pilar misto como um pilar de concreto armado com uma armadura especial. Portanto, na construção de curvas de interação N x M, devem ser feitas as seguintes verificações:

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} \quad (3.24)$$

onde:

- $N_{pl,Rd}$  – resistência da seção transversal mista à plastificação total;

- $\chi$  – fator de redução devido à flambagem do pilar, função do parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) e da curva de flambagem.

A Figura 3.13 mostra as curvas de flambagem adotadas para pilares mistos, nas quais:

curva a – perfis tubulares preenchidos de concreto;

curva b – seção I completamente ou parcialmente envolvida de concreto, com flexão sobre o eixo de maior inércia da seção de aço estrutural;

curva c - seção I completamente ou parcialmente envolvida de concreto, com a flexão sobre o eixo de menor inércia da seção de aço estrutural.

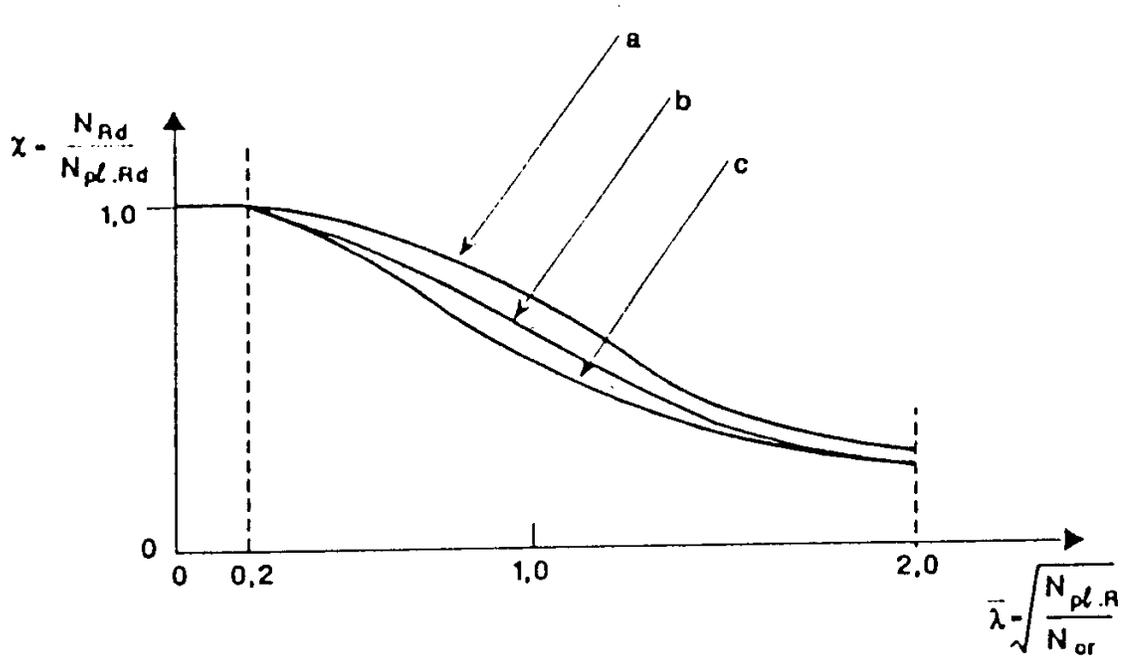


Figura 3.13 - Curvas de flambagem

Segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994), essas curvas podem ser matematicamente descritas como se segue :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}}}, \text{ porém } \chi \leq 1,0 \quad (3.25)$$

onde,

$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.26)$$

O fator  $\alpha$  leva em consideração as imperfeições das seções transversais de acordo com cada curva de flambagem (Quadro 3.5). Os momentos de segunda ordem, devido ao fato de as imperfeições terem sido incorporadas ao método por meio das diferentes curvas de flambagem, dispensam considerações adicionais. Os fatores de redução  $\chi$  podem ser obtidos pelo Quadro 3.6 e os fatores intermediários podem ser determinados por interpolação.

O parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) para a determinação da capacidade de carga de um pilar misto resulta de:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}} \quad (3.27)$$

onde:

- $N_{pl.R}$  – resistência nominal da seção transversal mista à plastificação total pela força normal, com os coeficientes de resistência  $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$ ;
- $N_{cr}$  – carga de flambagem elástica por flexão, carga crítica de Euler, sendo:

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \pi^2}{l^2} \quad (3.28)$$

Com:

- $(EI)_e$  – rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista;
- $l$  – comprimento efetivo de flambagem do pilar.

**Quadro 3.5 - Fator de imperfeição  $\alpha$  para as curvas de flambagem (EUROCÓDIGO 4, 1994).**

Curvas de flambagem	a	b	c
Fator de Imperfeição ( $\alpha$ )	0,21	0,34	0,49

Quadro 3.6 - Fatores de redução  $\chi$  para as curvas de flambagem (EUROCÓDIGO 4, 1994).

Fator de Redução ( $\chi$ )			
$\bar{\lambda}$	Curvas de Flambagem		
	a	b	c
0,2	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491
0,4	0,9528	0,9261	0,8973
0,5	0,9243	0,8842	0,8430
0,6	0,8900	0,8371	0,7854
0,7	0,8477	0,7837	0,7247
0,8	0,7957	0,7245	0,6622
0,9	0,7339	0,6612	0,5998
1,0	0,6656	0,5970	0,5399
1,1	0,5960	0,5352	0,4842
1,2	0,5300	0,4781	0,4338
1,3	0,4703	0,4269	0,3888
1,4	0,4179	0,3817	0,3492
1,5	0,3724	0,3422	0,3145
1,6	0,3332	0,3079	0,2842
1,7	0,2994	0,2781	0,2577
1,8	0,2702	0,2521	0,2345
1,9	0,2449	0,2294	0,2141
2,0	0,2229	0,2095	0,1962

A rigidez efetiva à flexão é calculada de maneira similar à determinação da resistência da seção transversal mista à plastificação total, ou seja, pela adição da rigidez dos componentes individuais da seção transversal:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (3.29)$$

onde:

- $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  – momentos de inércia das seções transversais do aço estrutural, do concreto e da armação longitudinal, respectivamente, em relação ao eixo de flexão considerado;
- $E_a$  e  $E_s$  – módulos de elasticidade do aço estrutural e da armação longitudinal, respectivamente.

- $E_{cd}$  – módulo de elasticidade do concreto, dado por:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,35} \tag{3.30}$$

Com:

- $E_{cm}$  – módulo elasticidade secante do concreto.

Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser considerados no cálculo sempre que forem desfavoráveis à resistência do pilar.

Para pilares esbeltos sob altas cargas permanentes, a rigidez à flexão decresce com o tempo devido à deformação lenta e à retração do concreto, podendo levar a uma redução significativa da resistência à flambagem.

Segundo CHUNG & NARAYANAN (1994), como uma regra simples, os efeitos da deformação lenta deverão ser considerados se a relação entre o comprimento de flambagem do pilar e a sua maior largura for maior do que 15.

O EUROCÓDIGO 4 (1994) determina que se a excentricidade da força normal, conforme a equação 3.16 for maior ou igual ao dobro da altura da seção transversal mista no plano de flexão considerado, ou se o valor do parâmetro de esbeltez -  $\bar{\lambda}$  (equação 3.27) - for menor ou igual aos valores limites do Quadro 3.7, a deformação lenta e a retração podem ser consideradas insignificantes e portanto não é necessário reduzir a resistência do pilar misto à flambagem.

**Quadro 3.7 - Valores limites de  $\bar{\lambda}$  (EUROCÓDIGO 4, 1994)**

	Estruturas Indeslocáveis	Estruturas Deslocáveis
<b>Perfis I total ou parcialmente revestidos de concreto</b>	0,8	0,5
<b>Perfis tubulares preenchidos de concreto</b>	$\frac{0,8}{1 - \delta}$	$\frac{0,5}{1 - \delta}$

No entanto se as duas condições não forem satisfeitas, os efeitos da deformação lenta e da retração devem ser levados em consideração por uma simples modificação no módulo de elasticidade do concreto -  $E_{cd}$  - para  $E_{c\infty}$ :

$$E_{c\infty} = E_{cd} \left( 1 - 0,5 \frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}} \right) \quad (3.31)$$

onde:

- $N_{Sd}$  – força normal de cálculo;
- $N_{G.Sd}$  – parcela da força normal de cálculo correspondente à carga permanente.

No Quadro 3.7,  $\delta$  é a relação entre as resistências à compressão de cálculo da seção de aço estrutural e da seção mista para o estado limite de plastificação total. A razão  $\delta$  de contribuição do aço estrutural na seção mista é definida por:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl.Rd}} \quad (3.32)$$

onde:

- $A_a$  – área da seção transversal do aço estrutural;
- $f_{yd}$  – limite de escoamento de cálculo do aço estrutural;
- $N_{pl.Rd}$  – resistência da seção transversal mista à plastificação total.

O parâmetro de contribuição do aço estrutural -  $\delta$  - deve estar entre 0,2 e 0,9 para que o pilar possa ser tratado como elemento misto. Para  $\delta < 0,2$ , o pilar deve ser dimensionado pela norma de concreto armado e para  $\delta > 0,9$  deverá ser utilizada a norma de estruturas de aço.

### b) Cálculo considerando compressão axial e flexão uniaxial

No EUROCÓDIGO 4 (1994) a resistência do pilar misto sob compressão e flexão é determinada com a ajuda de uma curva de interação. Em uma curva de interação típica de um pilar metálico, é observado que o momento resistente é submetido a uma redução contínua com o incremento da carga axial.

No entanto, pode-se observar na curva de interação da Figura 3.14 que um pilar misto curto pode apresentar incremento no momento resistente sob carga axial, o que se deve a várias condições favoráveis. A carga axial de compressão poderá evitar a fissuração no concreto e assim a seção transversal mista de um pilar curto ser mais resistente à flexão.

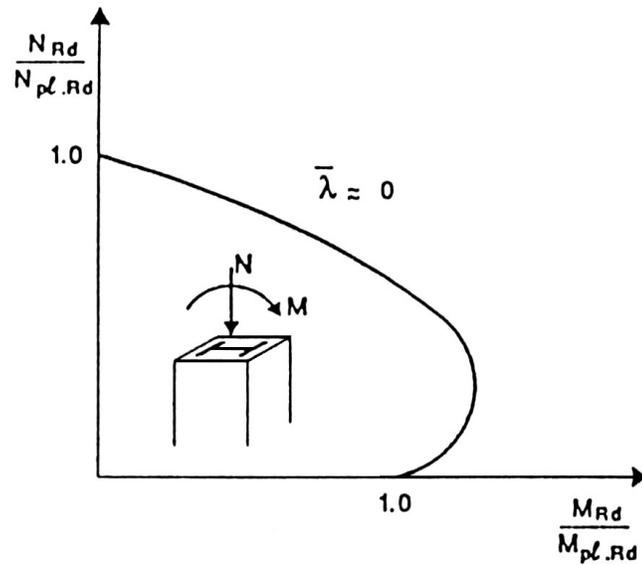


Figura 3.14 - Curva de interação para compressão e flexão uniaxial

Tal curva para um pilar misto curto pode ser obtida considerando-se várias posições da linha neutra da seção transversal e determinando os esforços internos resultantes dos blocos de tensão. Com o método simplificado dado no EUROCÓDIGO 4 (1994), há uma maior facilidade na construção da curva de interação com 4 ou 5 pontos, como mostra a Figura 3.15.

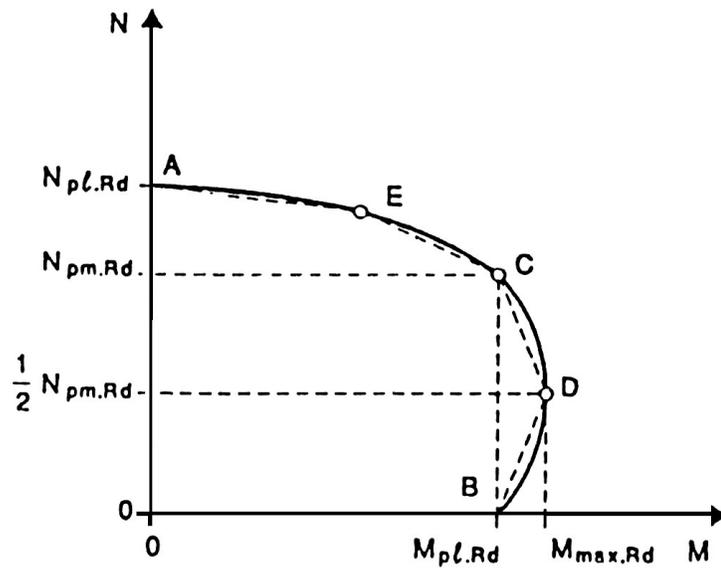


Figura 3.15 - Curva de interação com aproximação linear

A Figura 3.16 mostra as distribuições de tensões na seção transversal do pilar misto, perfil I revestido de concreto, para cada ponto A, B, C, D e E da curva de interação dada na Figura 3.15.

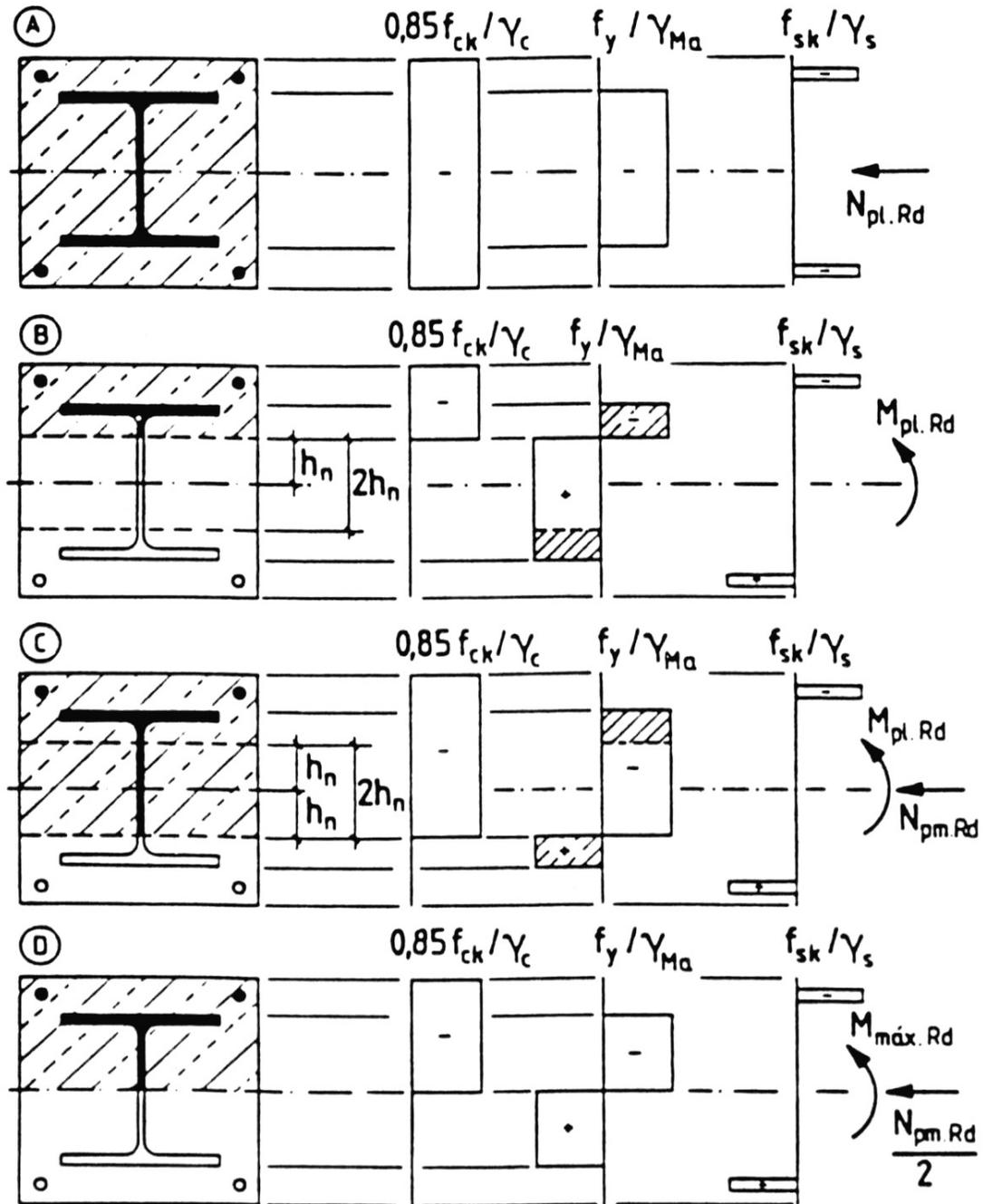


Figura 3.16 - Distribuição de tensões dos pontos da curva de interação para pilares mistos revestidos de concreto duplamente simétricos

**I) Ponto A**

Corresponde à resistência plástica à compressão da seção transversal mista.

$$N_A = N_{pl.Rd} \quad (3.33)$$

$$M_A = 0 \quad (3.34)$$

**II) Ponto B**

Corresponde à resistência plástica à flexão da seção transversal mista.

A linha neutra plástica encontra-se à distância  $h_n$  do centro de gravidade da seção.

$$N_B = 0 \quad (3.35)$$

$$M_B = M_{pl.Rd} \quad (3.36)$$

Na determinação da resistência da seção transversal mista, as regiões de concreto sob tração são consideradas fissuradas.

**III) Ponto C**

Está definido por  $M_C = M_{pl.Rd}$ , o mesmo que o ponto B, e por  $N_C = N_{pm.Rd}$ .

As expressões podem ser obtidas combinando-se as distribuições de tensão dos pontos B e C.

A Figura 3.17 representa uma seção mista genérica, duplamente simétrica, sujeita apenas ao momento fletor  $M_{pl.Rd}$ , com  $N_{Sd}$  igual a zero. Admita-se que a região externa da seção compreenda o perfil de aço e a armadura, a região interna o concreto, e que a linha neutra plástica seja BB, a uma distância  $h_n$  do centro de gravidade da seção.

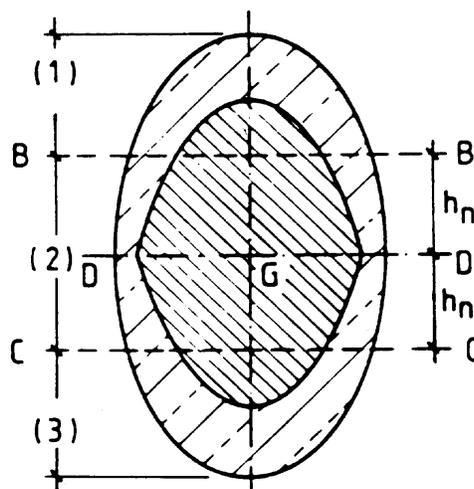


Figura 3.17 - Seção mista simétrica em relação aos eixos

Quando a linha neutra plástica se desloca de BB para a posição simétrica CC, a região de aço entre BB e CC passa de uma força de tração igual a  $R_{a2}$  para uma força de compressão de mesmo valor absoluto, o que corresponde a uma variação da força normal de  $2R_{a2}$ . A região de concreto entre BB e CC passa de uma força nula para uma força de compressão

igual a  $R_{c2}$ . Assim, usando-se subíndices de 1 a 3 para indicar as regiões de 1 a 3, a força normal na seção mista passa de zero para:

$$N_{pm.Rd} = R_{c2} + 2|R_{a2}| \quad (3.37)$$

onde:

$$R_{c2} = A_{c2}0,85f_{cd} \quad ; \quad R_{c2} = A_{c2}f_{cd} \quad (3.38)$$

sendo que  $R_{c2}$  se refere à resistência do concreto na região (2), o primeiro valor aplica-se a seções revestidas de concreto e o segundo a seções preenchidas de concreto, respectivamente.

$$R_{a2} = A_{a2}f_{yd} + A_{s2}f_{sd} \quad (3.39)$$

sendo resistências plásticas do aço estrutural e da armação longitudinal na região (2).

Com esse deslocamento da linha neutra plástica, as variações das tensões são simétricas em relação ao eixo DD e, conseqüentemente, o momento na seção não se altera, permanecendo igual a  $M_{pl.Rd}$ .

Por outro lado, têm-se as seguintes relações entre as forças resistentes (valores absolutos), devido à simetria:

$$R_{a1} = |R_{a3}| \quad ; \quad R_{c1} = R_{c3} \quad (3.40)$$

Para a linha neutra plástica em BB, tem-se:

$$R_{a1} + R_{c1} = |R_{a2}| + |R_{a3}| = |R_{a2}| + R_{a1} \quad (3.41)$$

Com (3.40) e (3.41), conclui-se que:

$$R_{c1} = |R_{a2}| = R_{c3} \quad (3.42)$$

Portanto,  $N_{pm.Rd}$  dado por (3.37) fica:

$$N_{pm.Rd} = R_{c2} + 2|R_{a2}| = R_{c2} + R_{c1} + R_{c3} = R_c = A_c\alpha_c f_{cd} \quad (3.43)$$

isto é,  $N_{pm.Rd}$  é igual a resistência de cálculo da seção de concreto à plastificação total pela força normal.

Conclui-se que, para  $N_{Sd}$  igual a  $N_{pm.Rd}$ , a resistência de cálculo da seção mista ao momento fletor é igual a  $M_{pl.Rd}$  correspondente a  $N_{Sd}$  nula.

#### IV) Ponto D

$$N_D = N_{pm.Rd}/2 \quad (3.44)$$

$$M_D = M_{max.Rd} \quad (3.45)$$

Nesse ponto a linha neutra coincide com o centro de gravidade da seção transversal mista, então o momento  $M_{\max.Rd}$  será igual a  $M_{pl.Rd}$  acrescido do momento calculado na região central ( $2h_n$ ) da seção transversal mista e a força axial será igual à metade de  $N_{pm.Rd}$ .

### V) Ponto E

Nesse ponto a linha neutra está situada entre as correspondentes dos pontos C e A.

Esse ponto somente é utilizado quando a resistência do pilar à compressão -  $\chi N_{pl.Rd}$  - é maior que a resistência plástica da seção de concreto -  $N_{pm.Rd}$ . Esse ponto não é necessário para perfis I com flexão em relação ao eixo de maior inércia da seção.

Pode-se considerar a força cortante agindo apenas no perfil de aço, atendendo-se às recomendações da norma de estrutura de aço, como a NBR 8800 (1986), ou que seu efeito seja dividido, por meios adequados, entre o perfil de aço e o concreto, atendendo-se às recomendações das normas de estruturas de aço, como a NBR 8800 (1986) e de concreto armado, como a NBR 6118 (1978).

Denominando  $W_{pa}$ ,  $W_{pc}$  e  $W_{ps}$  os momentos plásticos resistentes das seções de aço estrutural, do concreto e da armação longitudinal, respectivamente, em relação ao centro de gravidade da seção, tem-se:

$$M_{\max.Rd} = W_{pa} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha_c f_{cd} + W_{ps} f_{sd} \quad (3.46)$$

$$N_{pm.Rd} = A_c \alpha_c f_{cd} \quad (3.47)$$

Chamando  $W_{pan}$ ,  $W_{pcn}$  e  $W_{psn}$  os momentos plásticos na região central das seções de aço, concreto e armação longitudinal, respectivamente, tem-se:

$$\begin{aligned} M_{pl.Rd} &= M_{\max.Rd} - \left( W_{pan} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pcn} \alpha_c f_{cd} + W_{psn} f_{sd} \right) = \\ &= (W_{pa} - W_{pan}) f_{yd} + \frac{1}{2} (W_{pc} - W_{pcn}) \alpha_c f_{cd} + (W_{ps} - W_{psn}) f_{sd} \end{aligned} \quad (3.48)$$

A vantagem desse método de cálculo é a sua aplicabilidade para qualquer seção transversal duplamente simétrica.

Nos anexos A e B, encontra-se os cálculos referente a  $h_n$ ,  $W_{pa}$ ,  $W_{pc}$ ,  $W_{ps}$ ,  $W_{pan}$ ,  $W_{pcn}$  e  $W_{psn}$  para pilares mistos totalmente revestidos de concreto.

Segundo o EUROCÓDIGO 4 (1994), os efeitos de segunda ordem na análise dos momentos fletores podem ser desprezados se for atendida à condição 3.49 ou à condição 3.50:

$$(i) \quad \frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \leq 0,1 \quad (3.49)$$

onde:

- $N_{Sd}$  – força normal de cálculo;
- $N_{cr}$  – carga crítica de Euler, calculada conforme equação (3.28).

$$(ii) \quad \bar{\lambda} \leq 0,2(2 - r) \quad (3.50)$$

onde:

- $r$  – razão entre os momentos extremos atuantes, sendo que, se existir carregamento transversal,  $r$  é igual a 1,0 (Figura 3.18).



Figura 3.18 - Razão entre os momentos extremos atuantes ( $r$ )

De uma maneira simplificada, caso as duas condições acima sejam atendidas, o momento fletor considerando os efeitos de segunda ordem pode ser calculado multiplicando-se o momento fletor máximo de primeira ordem -  $M_{\max.Sd}$  - por um fator de correção  $k$ :

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}} \geq 1,0 \quad (3.51)$$

onde:

- $N_{Sd}$  – força normal de cálculo;
- $N_{cr}$  – carga crítica de Euler, calculada conforme a equação 3.28, com  $l$  igual ao comprimento do pilar;
- $\beta$  – coeficiente baseado em análise elástica de primeira ordem, com nós da estrutura contidos horizontalmente.

Para pilares com carregamento transversal, o valor de  $\beta$  pode ser considerado igual a 1,0. Para pilares com somente momentos aplicados,  $\beta$  pode ser determinado como:

$$\beta = 0,66 + 0,44r \quad \text{porém} \quad \beta \geq 0,44 \quad (3.52)$$

com  $r$  de acordo com a Figura 3.18.

A Figura 3.19 mostra os princípios de verificação do pilar misto sob compressão e flexão uniaxial. Primeiramente, a resistência dos pilares mistos sob carga axial é determinada na ausência de flexão, a qual é dada por  $\chi N_{pl.Rd}$  (equação 3.24). O momento resistente do pilar misto precisa ser analisado com o parâmetro de esbeltez no mesmo plano do momento aplicado. As imperfeições iniciais do pilar foram incorporadas e portanto não são necessárias considerações adicionais na avaliação dos momentos fletores do pilar.

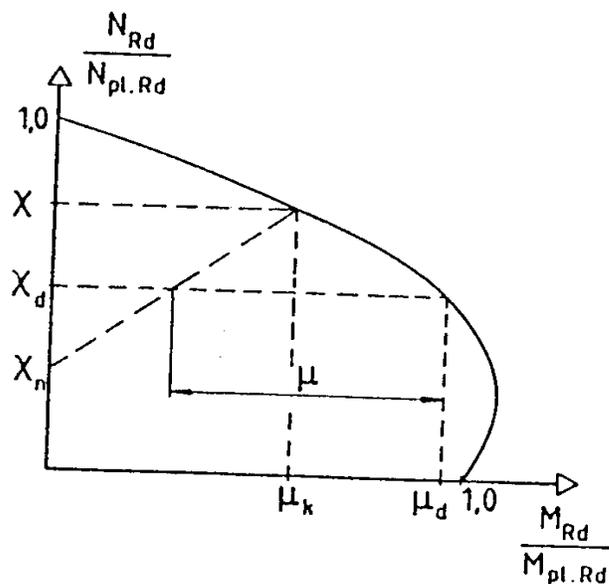


Figura 3.19 - Procedimento de cálculo para compressão e flexão uniaxial

Considerando-se a curva de interação para flexo-compressão sob uma força normal aplicada  $N_{Sd}$  igual a  $\chi N_{pl.Rd}$ , a coordenada horizontal  $\mu_k M_{pl.Rd}$  representa os momentos de segunda ordem graças às imperfeições do pilar. O momento resistente do pilar é totalmente utilizado na presença dessas imperfeições e o pilar não pode resistir a qualquer momento adicional aplicado. Além disso, a influência das imperfeições decresce quando a relação da carga axial é menor do que  $\chi$  e é assumida como variando linearmente entre  $\chi_n$  e  $\chi$ . Para uma relação de carga axial menor que  $\chi_n$ , o efeito das imperfeições é desprezado.

O fator  $\chi_n$  considera o fato de que a influência das imperfeições e o momento fletor nem sempre atuam juntos desfavoravelmente. Para pilares submetidos somente a momentos fletores,  $\chi_n$  pode ser obtido como se segue:

$$\chi_n = \frac{(1-r)}{4} \chi \tag{3.53}$$

Para carregamentos transversais,  $r$  é igual a 1; portanto,  $\chi_n$  será igual a zero.

Para uma carga axial de cálculo -  $N_{Sd}$  - a razão de carga axial  $\chi_d$  é definida como:

$$\chi_d = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.54)$$

Verificando-se na curva de interação, para o valor de  $\chi_d$  tem-se o ponto de abscissa igual a  $\mu_d$ , que considera a resistência total à flexão da seção transversal. Dessa resistência total à flexão, uma parte é devida às imperfeições do pilar e a outra parcela ( $\mu$ ) à flexão devido às ações externas.

O EUROCÓDIGO 4 (1994) considera que o cálculo é adequado quando a equação abaixo é satisfeita:

$$M_{Sd} \leq 0,9\mu M_{pl,Rd} \quad (3.55)$$

onde:

- $M_{Sd}$  – momento fletor de cálculo;
- $\mu$  – relação de momento resistente obtido da curva de interação;
- $M_{pl,Rd}$  – momento plástico resistente da seção transversal mista.

A curva de interação é determinada sem considerar as limitações de deformação do concreto. Portanto, os momentos, incluindo se necessário os efeitos de segunda ordem, são calculados usando-se a rigidez efetiva à flexão -  $(EI)_e$  - e levando-se em consideração a área de concreto total na seção transversal, ou seja, o concreto é admitido não fissurado. Conseqüentemente, um fator de redução de 0,9 é aplicado ao momento resistente para permitir estas simplificações, como mostra a equação 3.55.

Em certas regiões da curva de interação permite-se que a relação de momento resistente ( $\mu = M_{Rd} / M_{pl,Rd}$ ) seja maior do que a unidade na presença da carga axial, o que se deve ao fato de que, na presença de carga axial, a quantidade de concreto fissurado sob tração é reduzida, e assim uma maior área de concreto é incluída na avaliação do momento resistente. No entanto, se o momento fletor e as cargas aplicadas são independentes, o valor de  $\mu$  pode ser limitado a 1,0.

Para seções de aço tubulares preenchidas de concreto, a curva de interação de A-E-C-B, como apresentado na Figura 3.15, também pode ser usada.

**c) Cálculo considerando compressão e flexão oblíqua**

Para o cálculo de um pilar sob compressão e flexão oblíqua, a resistência axial do pilar na presença de momento fletor é verificada para cada eixo separadamente. Dessa forma, define-se que eixo é mais propenso à ruptura e, assim, as imperfeições precisam ser consideradas somente para essa direção, como mostra a Figura 3.20a. Caso não fique claro qual é o plano mais crítico, a verificação deve ser feita para ambos os planos.

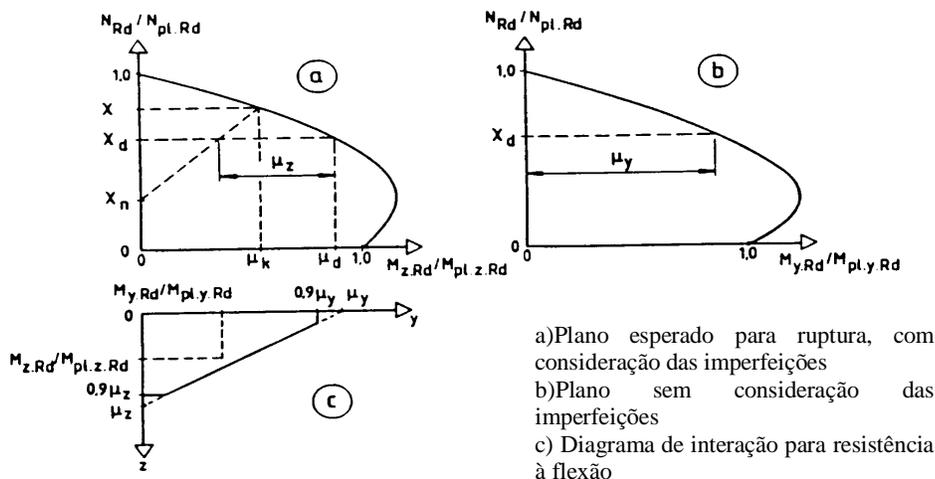
Após a avaliação das relações dos momentos resistentes  $\mu_y$  e  $\mu_z$  para os eixos y e z respectivamente, a interação dos momentos precisa ser verificada usando-se as curvas apresentadas na Figura 3.20. Para efeito de segurança, essa curva de interação linear (Figura 3.20c) é reduzida a  $0,9\mu_y$  e a  $0,9\mu_z$ . Portanto, os momentos de cálculo  $M_{y.Sd}$  e  $M_{z.Sd}$  precisam atender às seguintes exigências:

$$\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 1,0 \tag{3.56}$$

$$\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} \leq 0,9 \tag{3.57}$$

$$\frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 0,9 \tag{3.58}$$

Nos anexos A e B, apresenta-se o cálculo de um pilar misto considerando o método simplificado do EUROCÓDIGO 4 (1994), aplicável a seções de aço totalmente revestidas de concreto, desenvolvido em planilha eletrônica. Compressão e flexão uniaxial são consideradas no anexo A e compressão e flexão oblíqua no anexo B.



**Figura 3.20 - Verificação para compressão e flexão biaxial**

### 3.3.3 Dimensionamento segundo a NBR 14323 (ABNT, 1999)

Conforme foi visto no item 3.3.1, as normas que tratam de pilares mistos aço-concreto adotam um procedimento similar ao adotado no dimensionamento de pilares de aço isolados, exceto a norma ACI 318 (1992), que considera para o cálculo da resistência do pilar misto os parâmetros adotados para pilares de concreto armado. No dimensionamento de pilares sujeitos a compressão, cada norma utilizou as suas próprias curvas de flambagem.

A formulação apresentada na NBR 14323 (ABNT, 1999) é baseada nas prescrições do EUROCÓDIGO 4(1994).

O método simplificado apresentado é baseado nas seguintes hipóteses:

- há interação completa entre o aço e o concreto no estado limite último;
- as imperfeições iniciais são coerentes com aquelas adotadas para o cálculo da resistência de pilares de aço sem proteção;
- não ocorre flambagem local dos elementos de aço da seção transversal.

Para assumir a interação completa na interface aço-concreto e, portanto, dispensar o uso de conectores de cisalhamento, a norma adota valores para a resistência às tensões cisalhantes nessa interface que não deverão ser ultrapassados pela tensão atuante. Esses valores são os mesmos adotados pelo EUROCÓDIGO 4 (1994), conforme mencionado no item 3.2.5.

A hipótese de não ocorrência de flambagem local é válida para os seguintes limites da relação largura/espessura:

- seções tubulares circulares preenchidas de concreto:  $\frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E_a}{f_y}$  (3.59)

- seções tubulares retangulares preenchidas de concreto:  $\frac{h}{t} \leq 1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$  (3.60)

- seções I parcialmente revestidas de concreto:  $\frac{b_f}{t_f} \leq 1,47 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$  (3.61)

onde:

- $E_a$  – módulo de elasticidade do aço estrutural;

- $d$  – diâmetro externo da seção tubular circular;
- $h$  – maior dimensão (parte plana) paralela ao eixo de simetria da seção tubular retangular;
- $b_f$  – largura total da mesa de seção I;
- $t$  – espessura da parede da seção tubular;
- $t_f$  – espessura da mesa de seção I.

**a) Resistência em regime plástico da seção transversal**

$$N_{pl.Rd} = \phi_a f_y A_a + \alpha_c \phi_c f_{ck} A_c + \phi_s f_{sy} A_s \quad (3.62)$$

onde:

- $\phi_a$  – coeficiente de resistência do aço estrutural, igual a 0,9;
- $\phi_s$  – coeficiente de resistência da armação longitudinal, igual a 0,85;
- $\phi_c$  – coeficiente de resistência do concreto, igual a 0,7;
- $\alpha_c = 1,0$  – para seções preenchidas de concreto;
- $\alpha_c = 0,85$  – para as demais seções.

O cálculo de  $N_{pl.Rd}$  para pilares circulares preenchidos deve considerar o efeito de confinamento, aumentando a resistência à compressão do concreto e minorando o limite de escoamento do aço, seguindo o apresentado pelo EUROCÓDIGO 4 (1994).

**b) Resistência do pilar submetido à compressão axial**

$$N_{Rd} = \rho N_{pl.Rd} \quad (3.63)$$

onde:

- $\rho$  - parâmetro fornecido pela NBR 8800 (ABNT, 1986), em função do parâmetro de esbeltez ( $\bar{\lambda}$ ) e da curva de flambagem adotada.

## c) Resistência de pilares submetidos à flexo-compressão

$$\mu_k \frac{(N_{Sd} - N_n)}{(N_{Rd} - N_n)} + \frac{C_{mx} M_{x.Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr.x}}\right) 0,9 M_{xpl.Rd}} + \frac{C_{my} M_{y.Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr.y}}\right) 0,9 M_{ypl.Rd}} \leq \mu_d \quad (3.64)$$

onde:

- $N_{Sd}$  – força normal de cálculo;

- $N_n = N_{Rd} \frac{\left(1 + \frac{M_1}{M_2}\right)}{4} \leq N_{Sd}$

- $M_{x.Sd}$  – momento fletor de cálculo em torno do eixo x;
- $M_{y.Sd}$  – momento fletor de cálculo em torno do eixo y;
- $N_{pl.Rd}$  – resistência da seção transversal à compressão axial;
- $N_{Rd}$  – resistência do pilar à compressão axial;
- $M_{xpl.Rd}$  – resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo x;
- $M_{ypl.Rd}$  – resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo y;
- $N_{cr.x}$  – carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo x;
- $N_{cr.y}$  – carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo y;

- $\mu_k = \frac{N_{pl.Rd} - N_{Rd}}{N_{pl.Rd} - N_c} \leq 1,0$

- $\mu_d = \frac{N_{pl.Rd} - N_{Sd}}{N_{pl.Rd} - N_c} \leq 1,0$

- $C_{mx}$  e  $C_{my}$  – coeficientes baseados em análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura contidos horizontalmente, dados por:

– para barras não sujeitas a cargas transversais entre os nós contidos horizontalmente, no plano de flexão:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (3.65)$$

sendo -  $\frac{M_1}{M_2}$  - a relação entre o menor e o maior momentos nas extremidades do trecho entre as contenções horizontais, positiva quando a curvatura da barra for reversa e negativa quando a curvatura for simples.

– para barras sujeitas a cargas transversais entre os nós contidos horizontalmente, no plano de flexão,  $C_m$  deve ser determinado por análise apropriada ou podem ser usados os valores 0,85 ou 1,0 para barras com impedimento de rotação em ambas as extremidades ou sem tal impedimento, respectivamente.

A resistência de cálculo ao momento fletor é dada pelo momento de plastificação minorado pelo coeficiente de resistência 0,9. O momento de plastificação é dado por:

$$M_{pl.Rd} = (W_{pa} - W_{pan})f_{yd} + \frac{1}{2}(W_{pc} - W_{pcn})\alpha_c f_{cd} + (W_{ps} - W_{psn})f_{sd} \quad (3.66)$$

onde:

- $\alpha_c = 1,0$  - para seções preenchidas de concreto;
- $\alpha_c = 0,85$  - para as demais seções;
- $W_{pa}$  - momentos plásticos resistentes da seção de aço estrutural;
- $W_{pc}$  - momentos plásticos resistentes da seção do concreto;
- $W_{ps}$  - momentos plásticos resistentes da seção da armação longitudinal;
- $W_{pan}$  - momentos plásticos da seção de aço estrutural na zona central;
- $W_{pcn}$  - momentos plásticos da seção de concreto na zona central;
- $W_{psn}$  - momentos plásticos da seção da armação longitudinal na zona central.

## **CAPÍTULO 4**

### **MODELO NUMÉRICO**

## 4.1 INTRODUÇÃO

A consideração feita pelas normas aplicáveis aos pilares mistos, bem como em vários estudos, de que a resistência da ligação na interface entre o aço e o concreto é suficiente para absorver os esforços de cisalhamento, exceto nas situações de grandes vibrações, é analisada neste trabalho.

Esta análise foi feita por meio de um modelo numérico utilizando o programa ANSYS que se baseia no método dos elementos finitos (MEF).

Neste capítulo são apresentadas todas as etapas para a construção do modelo, bem como as suas restrições e aplicações.

Um projeto estrutural compõe-se de quatro etapas: concepção, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento. Na fase de concepção, o projetista define o sistema estrutural a ser adotado com as suas respectivas dimensões preliminares. Posteriormente, na análise estrutural, é escolhido o modelo ou os modelos a fim de se determinar os esforços solicitantes e os deslocamentos da estrutura. Com base nesses resultados, o profissional verifica se as tensões e deformações encontram-se dentro dos limites adequados. A seguir, procede as possíveis adaptações. As fases restantes - o dimensionamento e o detalhamento - não se constituem objetivos deste trabalho.

## 4.2 MODELO NUMÉRICO

O programa computacional foi composto basicamente de três etapas distintas: construção do modelo, aplicação da carga e obtenção da solução. Na construção do modelo, foram definidos os tipos de elementos utilizados, o sistema de unidades e as propriedades dos materiais.

Para o estudo foi modelado o pilar misto, perfil I completamente revestido de concreto, com seção transversal igual a 30x30 cm, tensão de aderência igual a 0,3 MPa, conforme EUROCÓDIGO 4 (1994), sendo utilizados os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. Considerou-se que o pilar não possui armação longitudinal e transversal.

Foram realizadas basicamente duas modelagens, sendo a primeira sem conectores de cisalhamento, considerando somente a tensão de aderência entre o aço e o concreto e a segunda modelagem considerando os conectores de cisalhamento.

A Figura 4.1 mostra a geometria da seção transversal do pilar misto modelado com comprimento igual a 100 cm. Adotou-se um pilar curto, de forma a não ocorrer o fenômeno da flambagem.

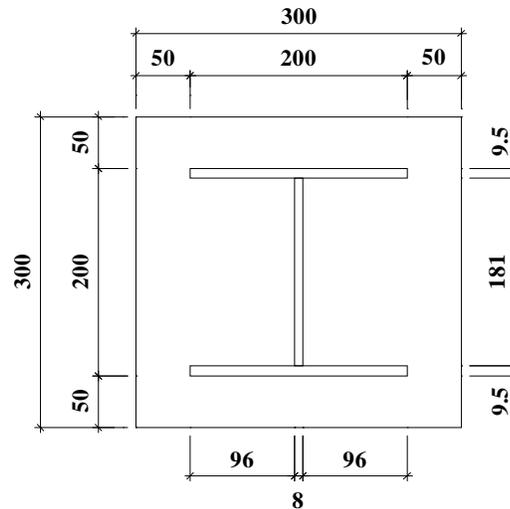


Figura 4.1 - Geometria da seção transversal do pilar misto (cotas em mm)

#### 4.2.1 Elementos utilizados

Na modelagem dos corpos de prova foi utilizado o elemento sólido ortotrópico e tridimensional (SOLID45) para o concreto, para o perfil de aço e para o conector de cisalhamento, enquanto que para simular a aderência entre o concreto e o perfil de aço foram utilizados os elementos de contato (CONTA173 e TARGE170).

O elemento SOLID45 é definido por 8 nós, tendo 3 graus de liberdade em cada nó: translação nas direções nodais x, y e z.

A geometria, a localização dos nós e o sistema de coordenadas do elemento SOLID45 estão apresentados na Figura 4.2.

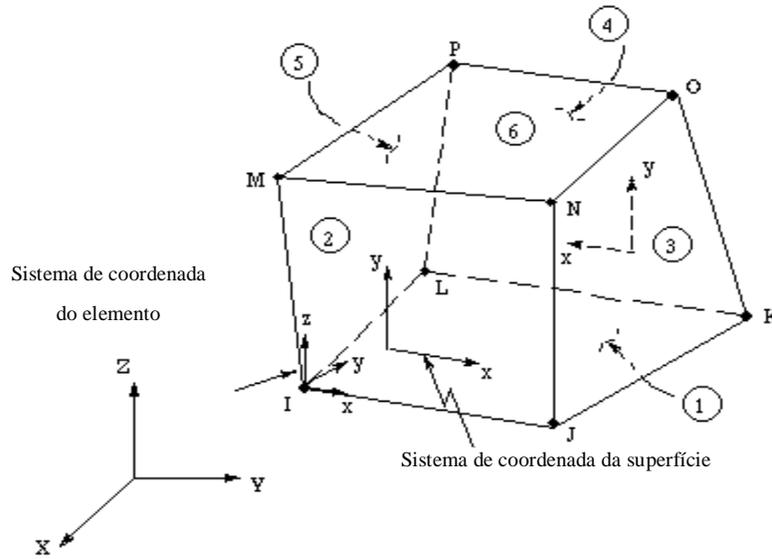


Figura 4.2 - Representação do elemento SOLID45

Os elementos de contato CONTA173 e TARGE173 (Figura 4.3) representam a superfície de contato e as superfícies “alvo”, respectivamente. São definidos por 4 nós, tendo três graus de liberdade em cada nó e translação nas direções nodais x, y e z.

A ordem dos nós é dada pela regra da “mão direita” sendo que a direção normal à superfície de contato deve ir ao encontro da superfície “alvo” e vice-versa.

Considerou-se o perfil de aço como a superfície “alvo” por ter uma maior rigidez e o concreto como superfície de contato.

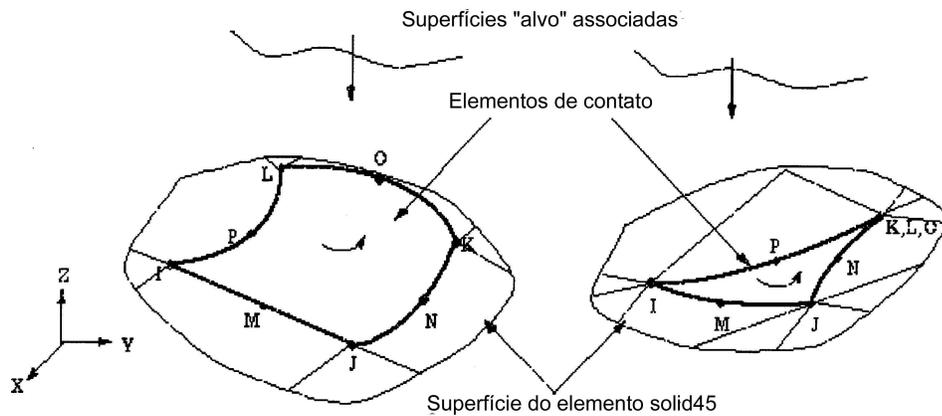


Figura 4.3 - Representação dos elementos TARGE170 e CONTA173

#### 4.2.2 Propriedades dos materiais

O concreto (material 1) tem as suas características apresentadas na Tabela 4.1.

A resistência máxima à tração do concreto ( $f_t$ ) foi calculada conforme a NBR 6118 (ABNT, 1978), sendo:

$$f_t = 7 + 0,06f_{ck} \quad \text{para } f_{ck} \geq 18 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

$$f_t = 2,5 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

**Tabela 4.1 - Características do concreto (material 1)**

Características	Material 1 Concreto
Resistência máxima à compressão, $f_{ck}$ (MPa)	30
Resistência máxima à tração, $f_t$ (MPa)	2,5
Módulo de elasticidade longitudinal, E (MPa)	28755
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,2

O perfil de aço I - CS 200x41 (material 2) tem as suas características, apresentadas na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 - Características do perfil de aço estrutural (material 2)**

Características	Material 2 Aço Estrutural
Límite de escoamento, $f_y$ (MPa)	250
Módulo de elasticidade longitudinal, E (MPa)	205000
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0,3

A tensão é relacionada com a deformação por meio da expressão 4.3.

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4.3)$$

onde:

- D – matriz de rigidez;
- $\varepsilon$  - vetor de deformação.

A expressão 4.3 pode também ser invertida e representada pela expressão 4.4.

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1} \{\sigma\} \quad (4.4)$$

A relação isotrópica tensão/deformação é definida pela matriz de entrada (isto é, as propriedades dos materiais são fornecidas no início da modelagem), conforme expressão 4.5.

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_y} & -\frac{\nu_{xz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{yz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_x} & -\frac{\nu_{zy}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

onde:

- $\nu$  - coeficiente de *Poisson*;
- G – módulo de elasticidade transversal;
- E – módulo de elasticidade longitudinal.

Com a não inclusão dos valores dos módulos de elasticidade transversais, eles são calculados internamente pelo programa, conforme as expressões 4.6 a 4.8.

$$G_{xy} = \frac{E_x E_y}{E_x + E_y + 2\nu_{xy} E_x} \quad (4.6)$$

$$G_{yz} = \frac{E_y E_z}{E_y + E_z + 2\nu_{yz} E_y} \quad (4.7)$$

$$G_{xz} = \frac{E_x E_z}{E_x + E_z + 2\nu_{xz} E_x} \quad (4.8)$$

Para o material isótropo ( $E_x=E_y=E_z$  e  $\nu_{xy}=\nu_{yz}=\nu_{xz}$ ) as expressões 4.5 a 4.8 são simplificadas.

### 4.2.3 Aplicação da carga

O carregamento é aplicado nos nós do elemento, sendo que inicialmente considerou-se uma carga unitária distribuída aplicada na seção transversal do pilar e essa carga foi multiplicada pela área de influência de cada nó, de modo a se obter o carregamento nodal. Essa área de influência está apresentada na Figura 4.4. Sendo a análise não-linear o processo de solução é realizado por meio de uma análise incremental iterativa, ou seja, a carga é aplicada em incrementos afim de que os passos intermediários estejam em equilíbrio objetivando a carga de convergência.

Nessas modelagens a carga foi aplicada centrada e com excentricidades na direção x iguais a: 1,0; 2,5; 5,0; 7,5; 10,0; 12,5; 15,0; 30,0 e 60,0 cm, para a construção da curva de interação momento fletor (M) em função do esforço normal (N) dos pilares com e sem os conectores de cisalhamento.

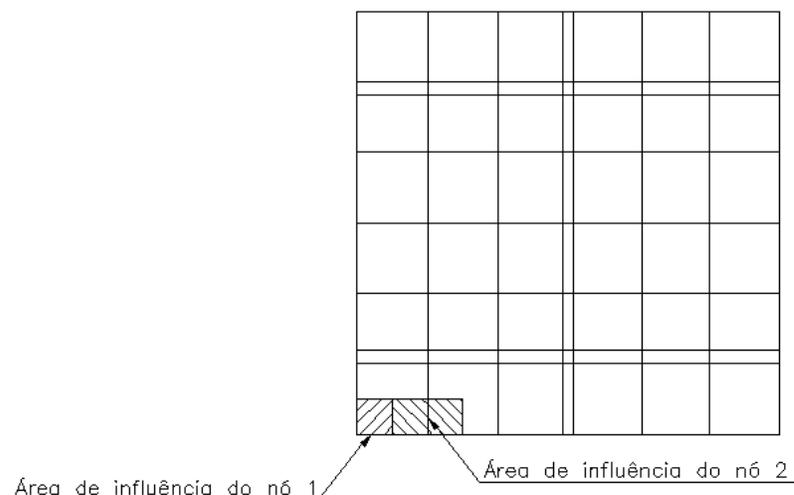


Figura 4.4 - Área de influência para o cálculo do carregamento nodal

#### 4.2.4 Validação do modelo por meio de testes realizados

A confiabilidade do modelo estrutural adotado foi verificada por meio da análise dos resultados apresentados pelos vários testes numéricos que foram realizados, de modo a serem adotados os elementos, malha e condições de ruptura que retratassem o concreto, o perfil de aço e os conectores de cisalhamento.

Os testes consideraram para o concreto dois modelos reológicos diferentes. O primeiro é chamado MISO (*Multilinear Isotropic Hardening*), modelo elastoplástico perfeito que pode ser representado por um corpo associado em série com uma mola de rigidez igual ao módulo de elasticidade longitudinal. A Figura 4.5 mostra o comportamento da curva tensão-deformação para esse modelo reológico.

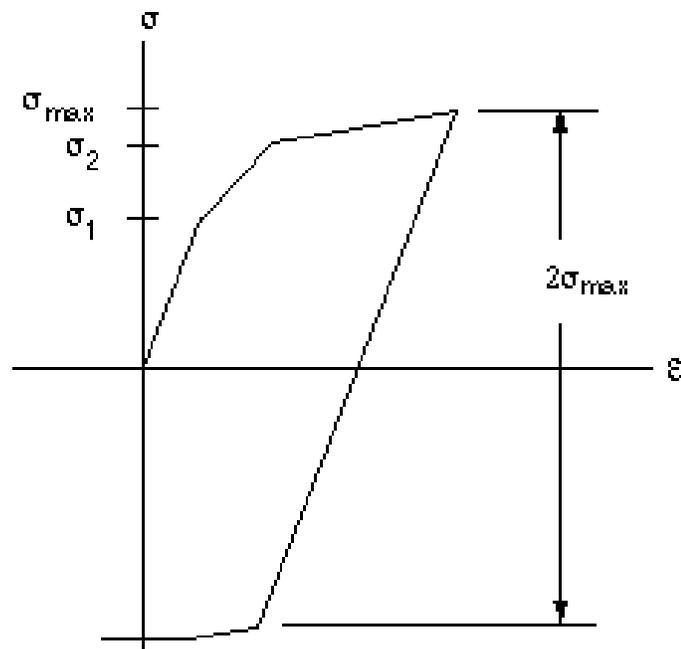


Figura 4.5 - Comportamento da curva tensão-deformação para MISO

A Tabela 4.3 apresenta os dados de entrada considerando o modelo MISO para o concreto.

Tabela 4.3 - Dados de entrada do concreto considerando o modelo MISO

Concreto	
Tensão (MPa)	Deformação (‰)
2,93	0,10
7,03	0,25
13,13	0,50
22,50	1,00
25,78	1,25
28,13	1,50
29,53	1,75
29,99	2,00
30,00	3,50

Para o diagrama tensão-deformação do concreto, adotou-se o digrama parábola-retângulo da Figura 4.6, havendo concordância entre a parábola do 2º grau e a reta para a deformação igual a 2‰, considerando-se atingida a ruptura com a deformação igual a 3,5‰.

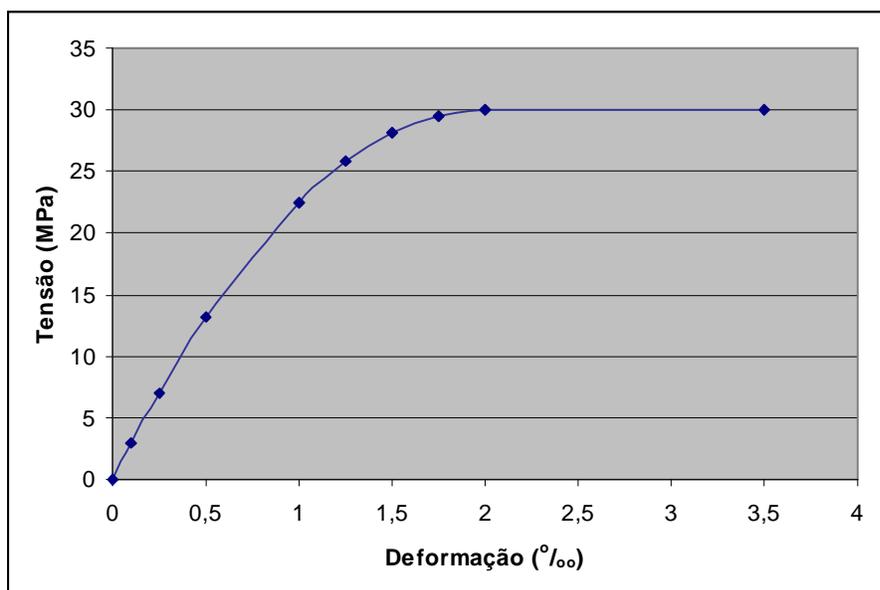
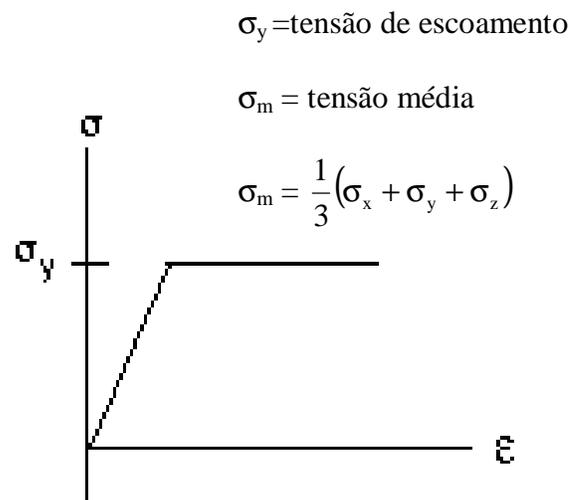


Figura 4.6 - Diagrama tensão-deformação para o concreto

O segundo modelo, utilizado nos testes numéricos realizados, considerado para o concreto é chamado DP, modelo elastoplástico de *Drucker-Prager* que procura retratar o comportamento do material concreto quando solicitado, definindo dois trechos distintos na curva tensão-deformação, um elástico e outro plástico, ocorrendo, portanto deformações elásticas e inelásticas (residuais). O modelo de *Drucker-Prager* foi formulado em 1952 e pode ser visto como uma simples modificação do critério de *Von Mises*, incluindo-se a influência da pressão hidrostática. O comportamento da curva tensão-deformação para esse modelo é apresentado na Figura 4.7.



**Figura 4.7 - Comportamento da curva tensão-deformação para o modelo DP**

Os dados de entrada para o modelo DP são o valor da coesão em MPa, o ângulo de atrito interno em grau e o ângulo de dilatação volumétrica, também em grau. Considerou-se que não há expansão volumétrica do concreto quando ocorre a ruptura, portanto o ângulo de dilatação volumétrica é igual a zero.

A coesão que representa a resistência do concreto ao cisalhamento puro é representada pelo ponto no qual a envoltória de ruptura intercepta o eixo vertical. O ângulo de atrito interno será o ângulo que a envoltória faz com o eixo horizontal.

De acordo com a Figura 4.8, tem-se que o ângulo de atrito interno é  $\varphi$  e a coesão é  $\tau_0$ .

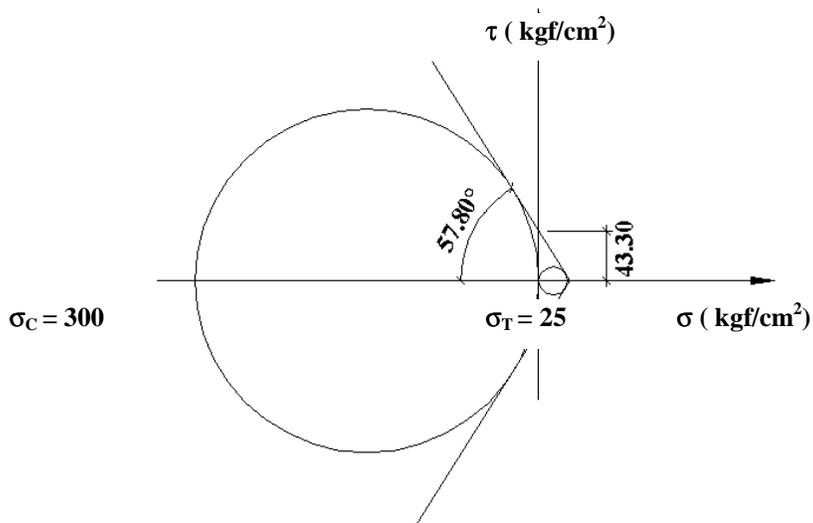


Figura 4.8 - Envoltória de ruptura relativa à compressão e à tração

Ou, algebricamente, tem-se que:

$$\tau_o = \frac{1}{2} \sqrt{-\sigma_C \cdot \sigma_T} \tag{4.9}$$

$$\text{tg } \varphi = -\frac{\sigma_C + \sigma_T}{2\sqrt{-\sigma_C \cdot \sigma_T}} \tag{4.10}$$

A Tabela 4.4 apresenta os dados de entrada do concreto, considerando o modelo DP.

Tabela 4.4 -Dados de entrada do concreto considerando o modelo DP

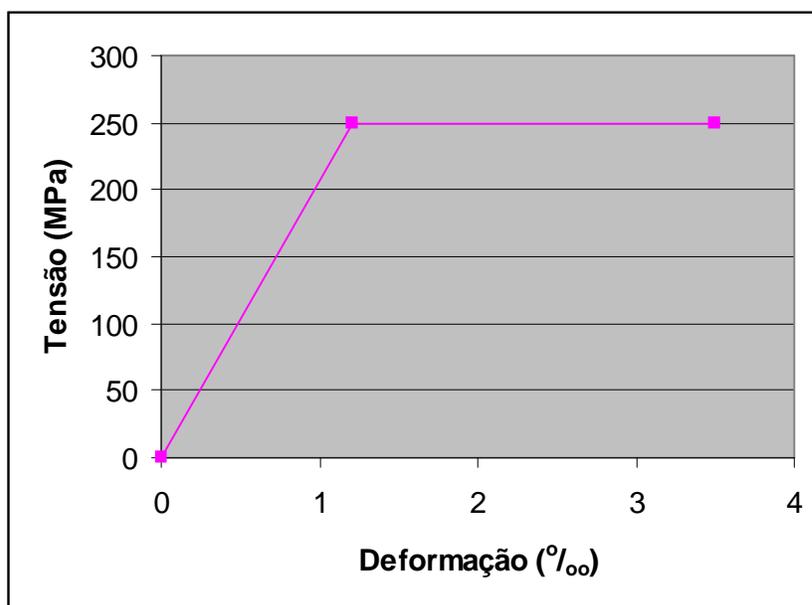
Características	Material 2 Aço Estrutural
Ângulo de dilatação (em grau)	0
Ângulo de atrito interno, $\varphi$ (em grau)	57,80
Coesão, $\tau_0$ (MPa)	43,30

O modelo reológico adotado para o aço estrutural é o modelo elastoplástico perfeito, retratado, conforme explanando anteriormente, pelo modelo MISO. A Tabela 4.5 apresenta os dados de entrada.

**Tabela 4.5 -Dados de entrada do aço estrutural considerando o modelo MISO**

Aço Estrutural	
Tensão (MPa)	Deformação (‰)
249,99	1,21
250,00	3,50

Por meio desses dados de entrada para o aço estrutural, tem-se o diagrama tensão-deformação conforme Figura 4.9. Verifica-se um comportamento bilinear e a limitação a 3,5‰ do encurtamento de ruptura, pois considerando que o concreto e o perfil de aço são aderentes, o aço não poderá encurtar mais do que o concreto. A tensão de escoamento do aço estrutural foi considerada igual a 250 MPa.



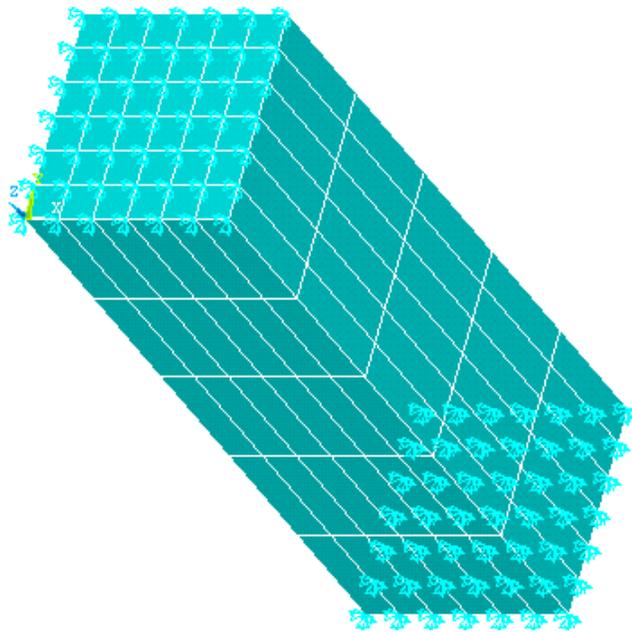
**Figura 4.9 - Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural**

Para os testes realizados, os pilares foram modelados como barras articuladas-engastadas.

O elemento sólido (SOLID45) foi considerado para modelar o perfil I de aço e o concreto. Para simular a tensão de aderência na interface aço-concreto foram utilizados os elementos de contato (CONTA173 e TARGE170). As características desses elementos já foram descritas no item 4.2.1.

A carga foi aplicada em uma das extremidades do pilar, sendo incrementada a cada passo e os elementos na direção z com espessuras iguais a 20 cm, para a modelagem de um pilar de 100 cm de comprimento.

No primeiro teste (TESTE 1) fez-se a modelagem de um pilar de concreto com as mesmas características geométricas e físicas descritas anteriormente e malha conforme a Figura 4.10.

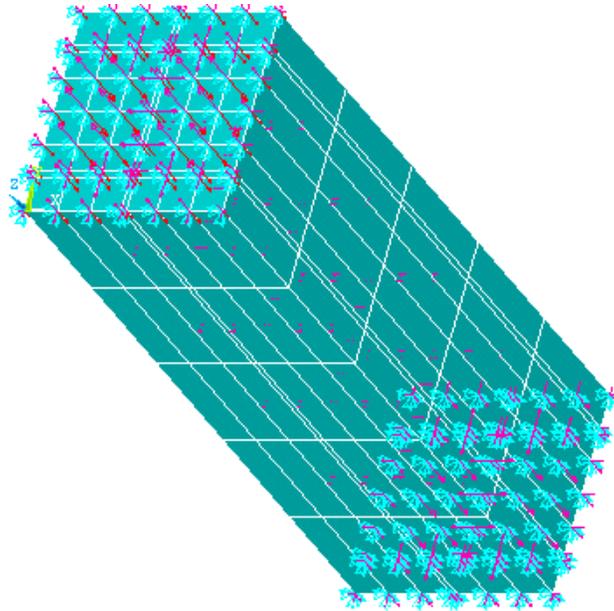


**Figura 4.10 - Malha do pilar de concreto para o TESTE 1**

O segundo e terceiro testes modelaram o pilar misto; porém, sem o elemento de contato caracterizando o limite da resistência da ligação entre o perfil de aço e o concreto.

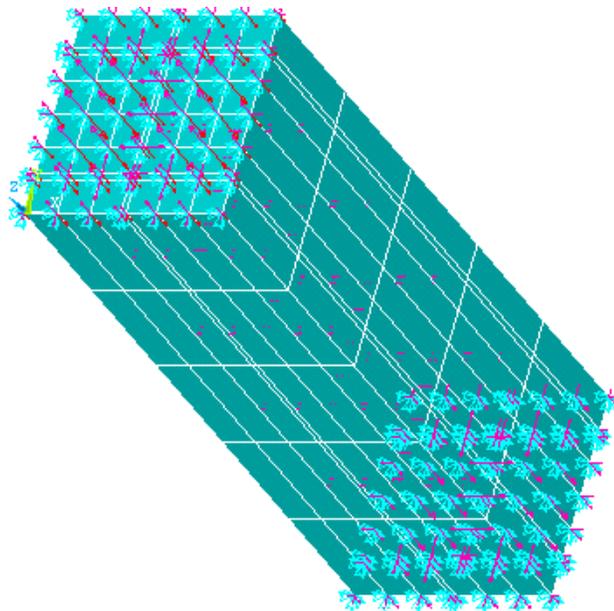
O segundo teste (TESTE 2) considerou nós distintos na interface aço-concreto, sendo o primeiro nó pertencente ao concreto e o segundo ao aço (Figura 4.11), desta forma foi considerado que não há resistência da ligação na interface entre o aço e o concreto

O terceiro teste (TESTE 3) considerou nós coincidentes nessa interface, sendo o mesmo nó pertencente ao concreto e ao aço (Figura 4.11), considerando uma resistência infinita nessa interface.



**Figura 4.11 - Malha do pilar misto sem o elemento de contato para os TESTES 2 e 3**

O último teste (TESTE 4) modelou o pilar misto considerando o elemento de contato (Figura 4.12).



**Figura 4.12 - Malha do pilar misto com o elemento de contato para o TESTE 4**

Em todos os testes a carga foi considerada centrada e foram obtidos os seguintes resultados, conforme Tabela 4.6.

**Tabela 4.6 - Resultado da carga última (em kN) obtida nos testes**

Testes	Procedimentos	
	MISO	DP
Pilar de concreto (TESTE 1)	2684,6	2650,7
Pilar misto sem elemento de contato nós distintos (TESTE 2)	2586,2	2412,1
Pilar misto sem elemento de contato nós coincidentes (TESTE 3)	3840,3	3772,0
Pilar misto com elemento de contato (TESTE 4)	3202,2	3165,0

Para comparação com os resultados anteriores, foram determinadas as cargas nominais últimas quanto à compressão axial do pilar de concreto e do pilar misto, considerando-as iguais a soma dos componentes individuais da seção transversal, conforme recomendações do EUROCÓDIGO 4 (1994). Nesses cálculos desconsideraram-se os coeficientes de resistência e o efeito Rüsck foi desprezado pois as cargas foram consideradas instantâneas e não de longa duração.

**a) carga nominal última do pilar de concreto**

$$N = A_c \cdot f_{ck} \quad (4.11)$$

onde:

- $A_c$  – área da seção transversal de concreto = 900 cm<sup>2</sup>;
- $f_{ck}$  – resistência característica do concreto à compressão = 30 MPa.

Então,

$$N = 2700 \text{ kN} \quad (4.12)$$

**b) carga nominal última do pilar misto**

$$N = A_c \cdot f_{ck} + A_a \cdot f_y \quad (4.13)$$

onde:

- $A_c$  – área da seção transversal de concreto = 847,50 cm<sup>2</sup>;
- $f_{ck}$  – resistência característica do concreto à compressão = 30 MPa;
- $A_a$  – área da seção transversal do aço estrutural = 52,50 cm<sup>2</sup>;
- $f_y$  – limite de escoamento do aço estrutural = 250 MPa.

Então,

$$N = 3855 \text{ kN} \quad (4.14)$$

Procedendo a comparação das cargas nominais últimas calculadas com os valores encontrados por meio da análise numérica dos testes verifica-se que estes valores estão compatíveis.

Foi verificado também que a ruptura do pilar obtida nos TESTES 1 e 2 deveu-se ao alcance da resistência máxima à compressão do concreto, tendo o TESTE 2 uma carga última menor, pois possui a área da seção transversal de concreto inferior à área da seção transversal do TESTE 1. No TESTE 2, o perfil de aço é independente do concreto, pois entre o aço e o concreto tem-se nós diferentes e não existem elementos de contato entre os mesmos. Dessa forma, o concreto que possui menor resistência que o perfil de aço foi solicitado até a sua capacidade máxima, permanecendo o perfil de aço com baixas tensões de compressão, muito inferior a sua capacidade.

O TESTE 3 apresentou uma carga última maior, pois o perfil de aço foi mais solicitado e possui resistência bem maior que a do concreto. Nesse caso, o pilar misto funcionou como uma seção transversal com o núcleo mais resistente.

O valor da carga última do TESTE 4 está entre os valores obtidos nos TESTES 2 e 3, demonstrando que o modelo estrutural adotado e os elementos utilizados para modelar o perfil I de aço, o concreto e a interface aço-concreto (SOLID45, CONTA173 e TARGE170) apresentaram valores aceitáveis, retratando com coerência o pilar misto em estudo.

Quanto aos modelos, verificou-se que o DP é o mais indicado, pois o MISO considera o mesmo comportamento do elemento com relação à compressão e a tração, o que não se aplica ao concreto.

Os testes descritos acima foram inicialmente executados com o elemento sólido (SOLID73) para modelar o concreto e o perfil I de aço; porém, na análise dos resultados, verificou-se que em todos os testes as tensões normais no concreto ultrapassavam a sua capacidade máxima. Assim, concluiu-se que esse elemento não era adequado para o estudo. E ainda, para modelar a ligação entre o aço e o concreto foi utilizado o elemento unidimensional COMBIN40, que não retratou a aderência, sendo mais indicado para situações em que ocorra a ação de tensões de compressão e tração e não tensões cisalhantes na interface aço-concreto.

#### **4.2.5 Malha**

A malha utilizada para estudo do pilar misto com elemento de ligação entre o aço e o concreto foi refinada, sendo adotado na direção z elementos com 10 cm de espessura. O carregamento foi aplicado simetricamente no pilar e o mesmo foi considerado bi-rotulado

Para a modelagem dos pilares mistos não houve a preocupação de se obter uma malha ideal, pois o importante para este estudo é analisar o comportamento do pilar em função da utilização do conector de cisalhamento, ou seja uma análise comparativa e não o seu dimensionamento.

A malha adotada para a modelagem sem conector de cisalhamento (malha 1) está apresentada na Figura 4.13 e a malha com conector de cisalhamento (malha 2) encontra-se na Figura 4.14.

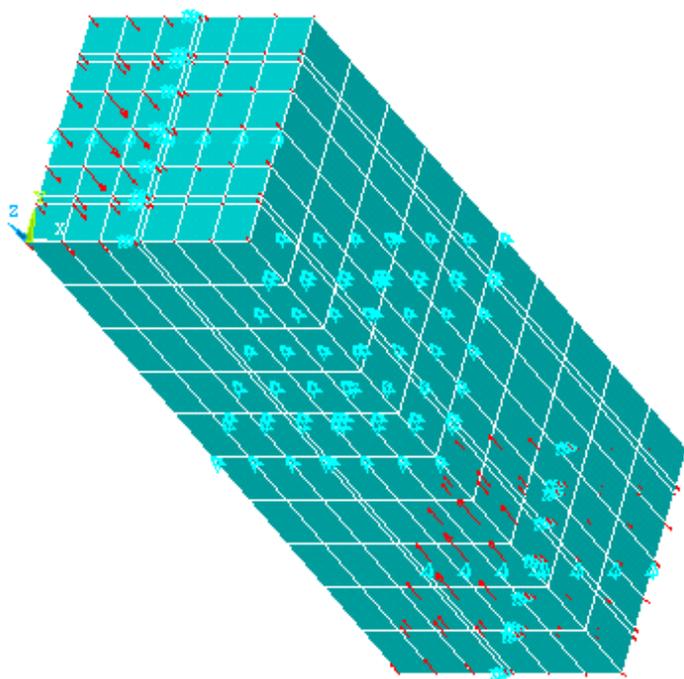


Figura 4.13 - Malha do pilar misto sem os conectores de cisalhamento (malha 1)

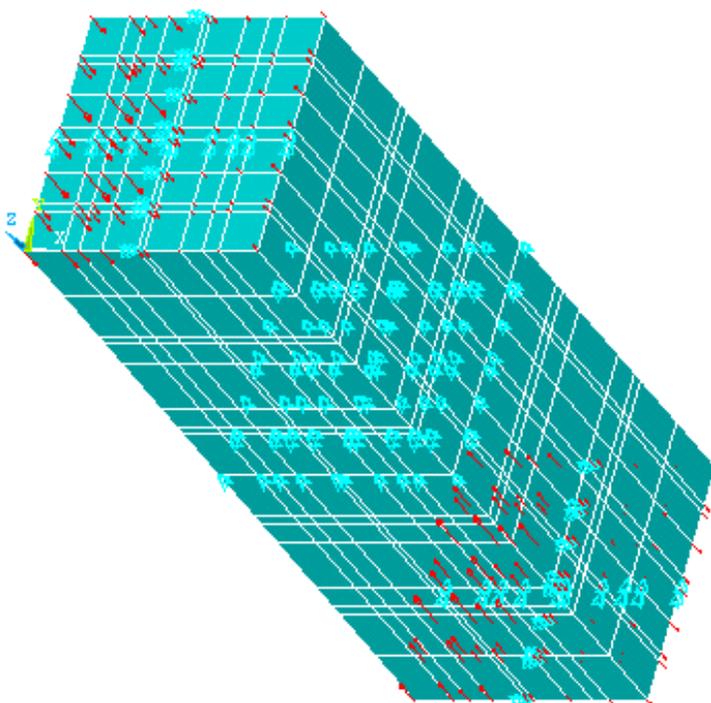


Figura 4.14 - Malha do pilar misto com os conectores de cisalhamento (malha 2)

Para quantificar as diferenças existentes entre as duas malhas, apresenta-se a Tabela 4.7 com as quantidades de nós e elementos de cada malha.

Tabela 4.7 -Quantidades de nós e elementos de cada malha

Malha	Nós	Elementos			
		Sólidos (SOLID45)			Contato (CONTA173 e TARGE170)
		Concreto	Aço Estrutural	Conector de Cisalhamento	Ligação Aço-Concreto
1	1122	420	140	-----	300
2	2444	976	304	16	632

Para a modelagem do pilar misto com conector de cisalhamento foram considerados nós coincidentes na interface entre o conector e a alma do perfil de aço (local no qual existe a solda), simulando-se uma ligação rígida entre os dois elementos e considerando-se que há aderência somente entre o perfil de aço e o concreto, pois o conector de cisalhamento encontra-se cravado na região do concreto. Para a modelagem do conector de cisalhamento foi utilizado o elemento sólido SOLID45.

As características do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça modelado estão apresentadas na Tabela 4.8, considerando o aço ASTM A108.

Tabela 4.8 -Características do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça

Dimensões (mm)		Tensão de escoamento (MPa)
Diâmetro	Altura	
16	75	345,00

#### 4.2.6 Obtenção da solução

Objetivando a construção da curva de interação momento fletor (M) e esforço normal (N), espera-se que a mesma tenha a seguinte forma, conforme a Figura 4.15.

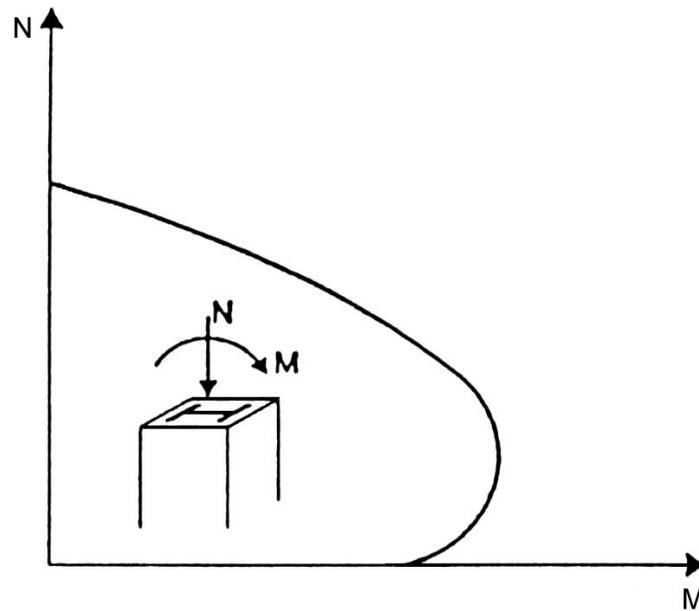


Figura 4.15 - Curva de interação para compressão e flexão uniaxial

Para a obtenção da carga última na análise numérica por meio do método dos elementos finitos, utilizando-se o programa computacional ANSYS, adotou-se o método numérico incremental e iterativo de solução de sistemas não lineares que fora o método de *Newton-Raphson*.

O processo de discretização em elementos finitos fornece um conjunto de equações simultâneas:

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad (4.15)$$

onde:

- $[K]$  - matriz de rigidez;
- $\{u\}$  - vetor deslocamento dos graus de liberdade desconhecidos;
- $\{F^a\}$  - vetor força aplicado.

Se a matriz de rigidez  $[K]$  é função dos valores dos graus de liberdade (ou de suas derivadas), então a equação (4.15) é uma equação não-linear. O método de *Newton-Raphson*, como mencionado anteriormente é um processo incremental iterativo de solução de equações não-lineares e pode ser descrito como:

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (4.16)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (4.17)$$

onde:

- $[K_i^T]$  - matriz Jacobiana (matriz de rigidez);
- $\{u\}$  - vetor deslocamento;
- $\{F_i^{nr}\}$  - vetor força calculado das tensões dos elementos;
- $i$  - subscrito representando a iteração de equilíbrio corrente.

$[K_i^T]$  e  $\{F_i^{nr}\}$  são avaliados baseando-se nos valores dados por  $\{u_i\}$ . O lado direito da equação (4.16) é o vetor de força residual ou em desequilíbrio, ou seja, o sistema está fora de equilíbrio. Uma única iteração é representada graficamente na Figura 4.16, para um grau de liberdade.

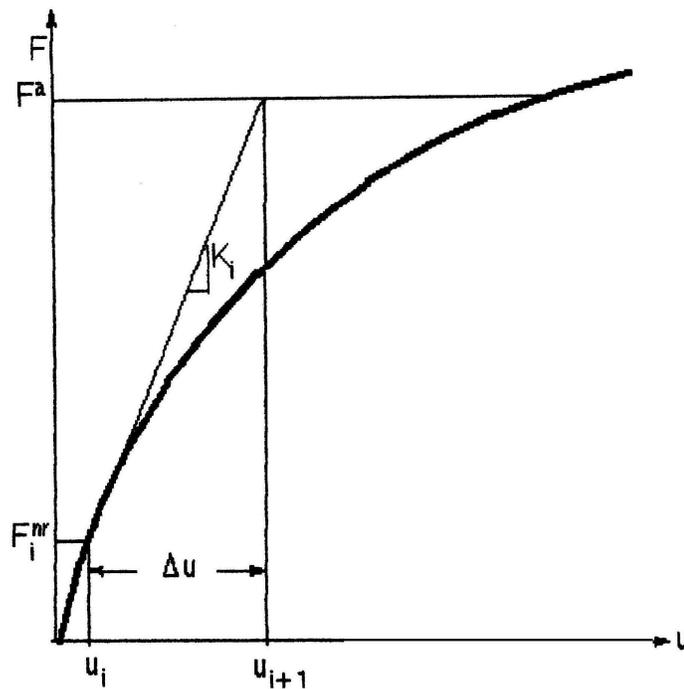


Figura 4.16 - Solução *Newton-Raphson* – Uma iteração

Por meio das Figuras 4.17 e 4.18, pode-se verificar que é necessária mais de uma iteração de *Newton-Raphson* para se obter a convergência. O algoritmo geral procede como se segue:

- a) Assume-se que  $\{u_0\}$  é usualmente a solução convergente do passo anterior. No primeiro passo,  $\{u_0\}=\{0\}$ ;
- b) A matriz de rigidez e o vetor de força são atualizados por meio da configuração de  $\{u_i\}$ ;
- c) Calcula-se  $\{\Delta u_i\}$  da equação (4.16);
- d) Faz-se o somatório de  $\{\Delta u_i\}$  e  $\{u_i\}$ , para obtenção da próxima aproximação  $\{u_{i+1}\}$  (equação 4.17);
- e) Os passos de b a d deverão ser repetidos até a obtenção da convergência.

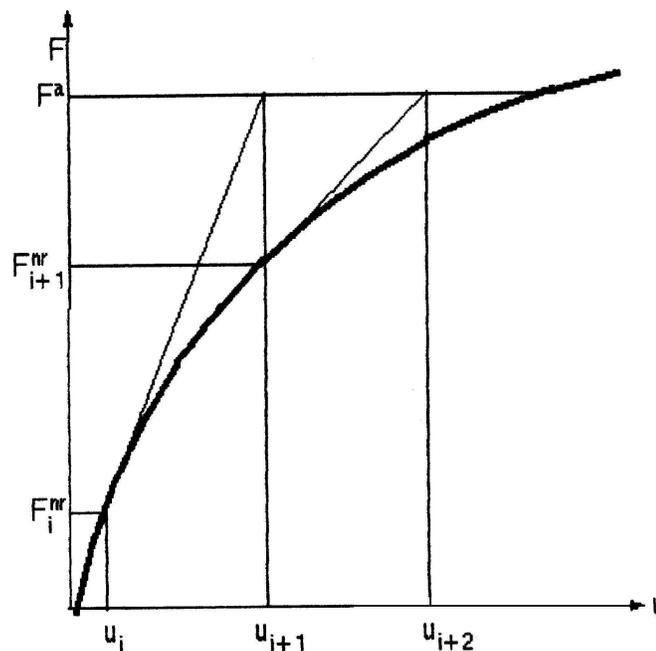


Figura 4.17 - Solução de *Newton-Raphson* – Próxima iteração

A solução final convergida deverá estar em equilíbrio, ou seja, o vetor de força  $\{F_i^{nr}\}$  (calculado utilizando o estado de tensão atual) deverá ser igual ao vetor de força aplicado  $\{F^a\}$  ou, pelo menos, dentro de uma tolerância.

Sendo a análise não-linear, o processo de solução requer que os passos intermediários estejam em equilíbrio para que se alcance a carga de convergência, o que se realiza por meio de uma análise incremental passo-a-passo, ou seja, o vetor força  $\{F^a\}$  é alcançado aplicando-se a carga em incrementos. A representação das iterações de *Newton-Raphson* para cada passo é:

$$[K_{n,i}^T] \{\Delta u_i\} = \{F_n^a\} - \{F_{n,i}^{nr}\} \quad (4.18)$$

onde:

- $[K_{n,i}^T]$  - matriz de rigidez para o passo n, iteração i;
- $\{F_n^a\}$  - vetor força total aplicado ao passo n;
- $\{F_{n,i}^{nr}\}$  - vetor força calculado por meio das tensões do elemento no passo n, iteração i.

Esse processo incremental e iterativo de soluções de sistemas não lineares do método de *Newton-Raphson* está apresentado na Figura 4.18. O método de *Newton-Raphson* garante a convergência, se e somente se, a solução para qualquer iteração  $\{u_i\}$  estiver próxima da solução exata.

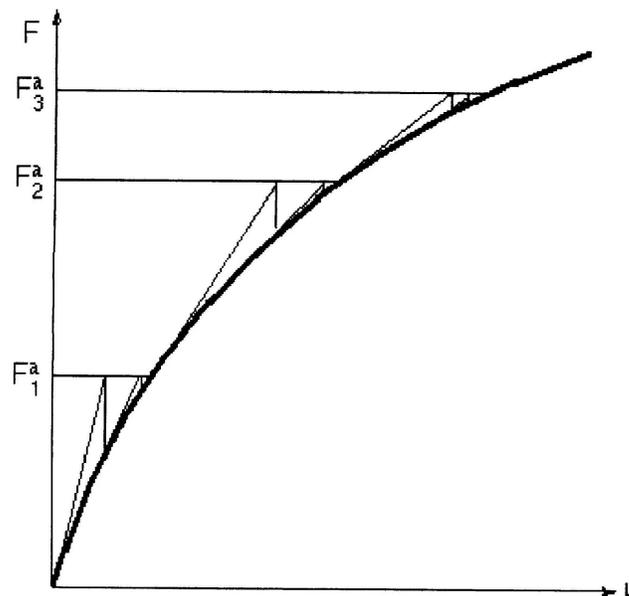


Figura 4.18 - Método incremental de *Newton-Raphson*

### **4.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Após este capítulo em que são apresentadas todas as etapas para a construção do modelo, bem como as suas restrições e aplicações, obtem-se o modelo que foi utilizado neste estudo para análise do comportamento dos pilares mistos considerando a utilização dos conectores de cisalhamento.

Nos próximos capítulos tem-se a apresentação dos resultados, bem como as suas análises, e conclusão final deste estudo.

## **CAPÍTULO 5**

# **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

## 5.1 INTRODUÇÃO

O modelo numérico idealizado simula o comportamento do pilar misto considerando a possibilidade da utilização de conectores de cisalhamento, sem a aplicação dos coeficientes de resistência.

Nesta análise verificar-se-á se há necessidade do uso de tais conectores nos pilares mistos em situações usuais, não somente em situações de grandes vibrações. Esta análise será comparativa feita por meio das curvas de interação M x N (momento fletor em função do esforço normal).

Neste capítulo também se analisará o comportamento dos pilares mistos em relação ao modo de carregamento e em relação à tensão de aderência máxima na interface aço-concreto dada pelo EUROCÓDIGO 4 (1994), Revisão 2000, 0,3 MPa e o valor da NBR 14323 (ABNT, 1999) 0,6 MPa.

## 5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.2.1 Pilar misto sem conectores de cisalhamento

A carga foi considerada centrada e com excentricidades na direção x, iguais a: 1,0; 2,5; 5,0; 7,5; 10,0; 12,5; 15,0; 30,0 e 60,0 cm.

Os valores da carga última para cada excentricidade estão apresentados na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 - Carga última e momento fletor para pilares mistos sem conectores de cisalhamento**

<b>Excentricidade (cm)</b>	<b>Carga última (kN)</b>	<b>Momento fletor (kN.m)</b>
0,0	3241,08	0,00
1,0	2943,73	29,44
2,5	2622,47	65,56
5,0	2066,40	103,32
7,5	1442,36	108,18
10,0	998,70	99,87
12,5	736,54	92,07
15,0	595,21	89,28
30,0	272,98	81,89
60,0	129,08	77,45

Com esses valores foi construída a curva de interação momento fletor em função do esforço normal, conforme a Figura 5.1.

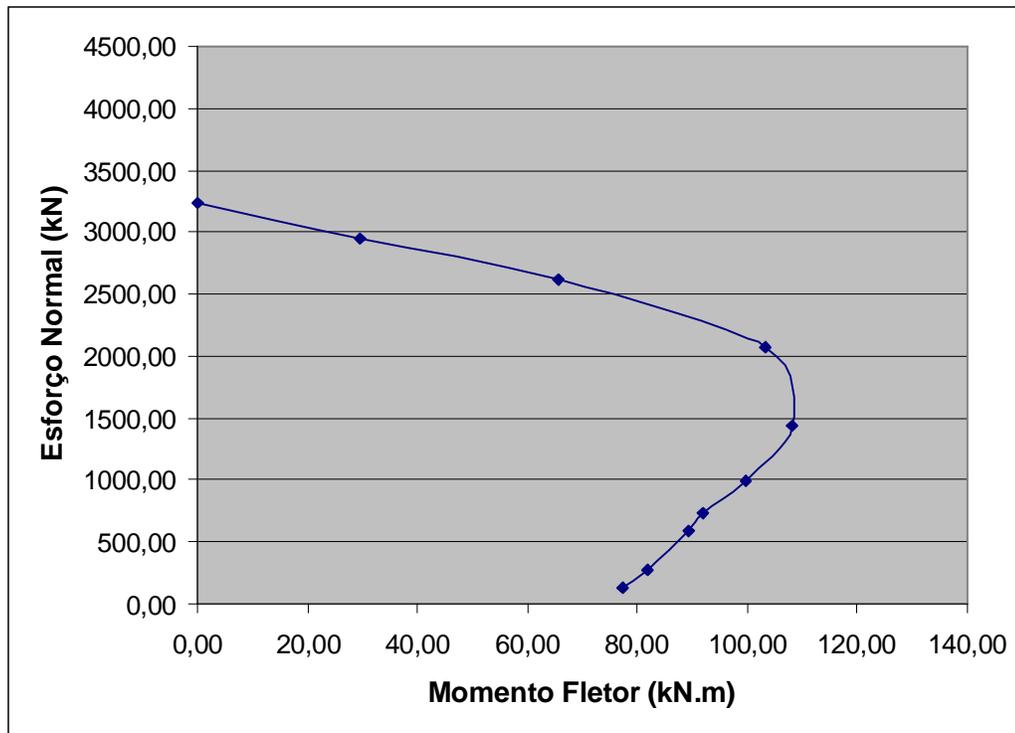


Figura 5.1 - Curva de interação momento fletor e esforço normal sem conectores

### 5.2.2 Pilar misto com conectores de cisalhamento

A metodologia usada para a construção da curva de interação entre o momento fletor em função do esforço normal foi a mesma para pilares mistos sem a utilização de conectores de cisalhamento, considerando-se a carga aplicada centrada e excêntrica.

A Tabela 5.2 apresenta os valores da carga última para cada excentricidade considerada.

**Tabela 5.2 - Carga última e momento fletor para pilares mistos com conectores de cisalhamento**

<b>Excentricidade (cm)</b>	<b>Carga última (kN)</b>	<b>Momento fletor (kN.m)</b>
0,0	3241,08	0,00
1,0	3113,25	31,13
2,5	2820,91	70,52
5,0	2227,24	111,36
7,5	1660,95	124,57
10,0	1212,29	121,23
12,5	939,88	117,49
15,0	758,29	113,74
30,0	334,26	100,28
60,0	158,71	95,23

A curva de interação momento fletor em função do esforço normal é dada pela Figura 5.2.

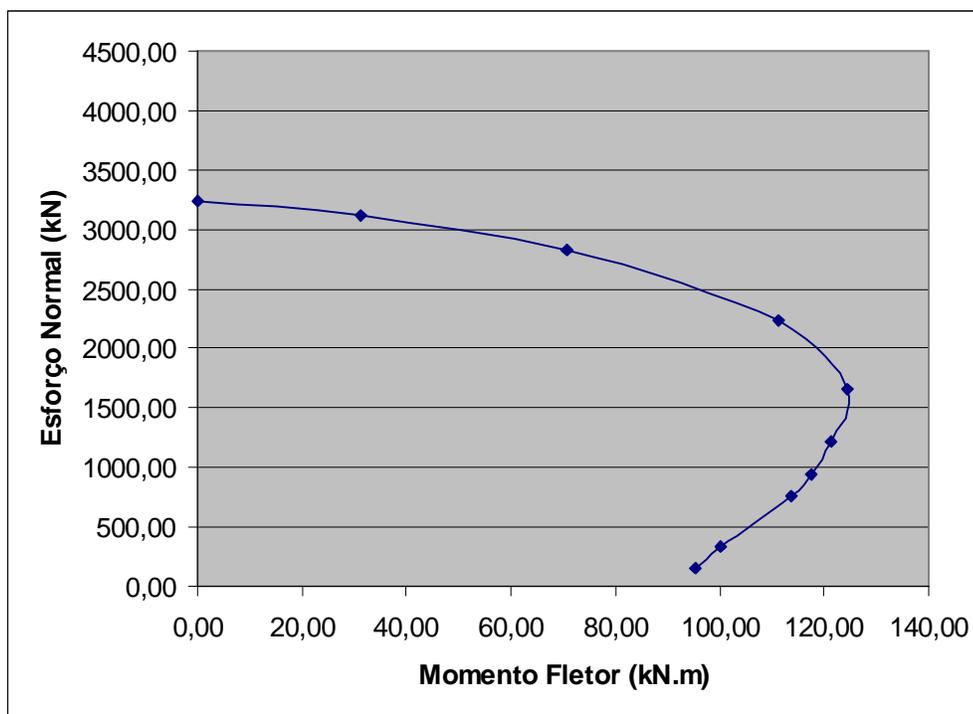


Figura 5.2 - Curva de interação momento fletor e esforço normal com conectores

### 5.2.3 Tensão de aderência

Considerando-se para os pilares mistos o valor de 0,6 MPa referente à tensão de aderência máxima dada pela NBR 14323 (ABNT, 1999), obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.3, com e sem a utilização dos conectores de cisalhamento, adotando-se o carregamento excêntrico a 10,0 cm do eixo.

Tabela 5.3 - Carga última para tensão de aderência igual a 0,6 MPa e excentricidade igual a 10,0 cm

	Carga última (kN)	Momento fletor (kN.m)
Sem conector de cisalhamento	1002,29	100,23
Com conector de cisalhamento	1217,98	121,80

### 5.2.4 Modo de carregamento

Na análise da influência do modo de carregamento foram considerados os pilares mistos com conectores de cisalhamento e o carregamento aplicado considerando-se as excentricidades na direção x iguais às adotadas anteriormente.

Nesta análise a carga excêntrica foi aplicada numa placa rígida localizada nas extremidades do pilar misto, obtendo-se os resultados apresentados na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4 - Carga última considerando o carregamento aplicado numa placa rígida**

<b>Excentricidade (cm)</b>	<b>Carga última (kN)</b>	<b>Momento fletor (kN.m)</b>
0,0	3340,02	0,00
1,0	3213,25	32,13
2,5	2890,27	72,26
5,0	2287,35	114,37
7,5	1684,35	126,33
10,0	1264,87	126,49
12,5	969,23	121,15
15,0	784,24	117,64
30,0	358,54	107,56
60,0	174,35	104,61

A curva de interação momento fletor em função do esforço normal é dada pela Figura 5.3.

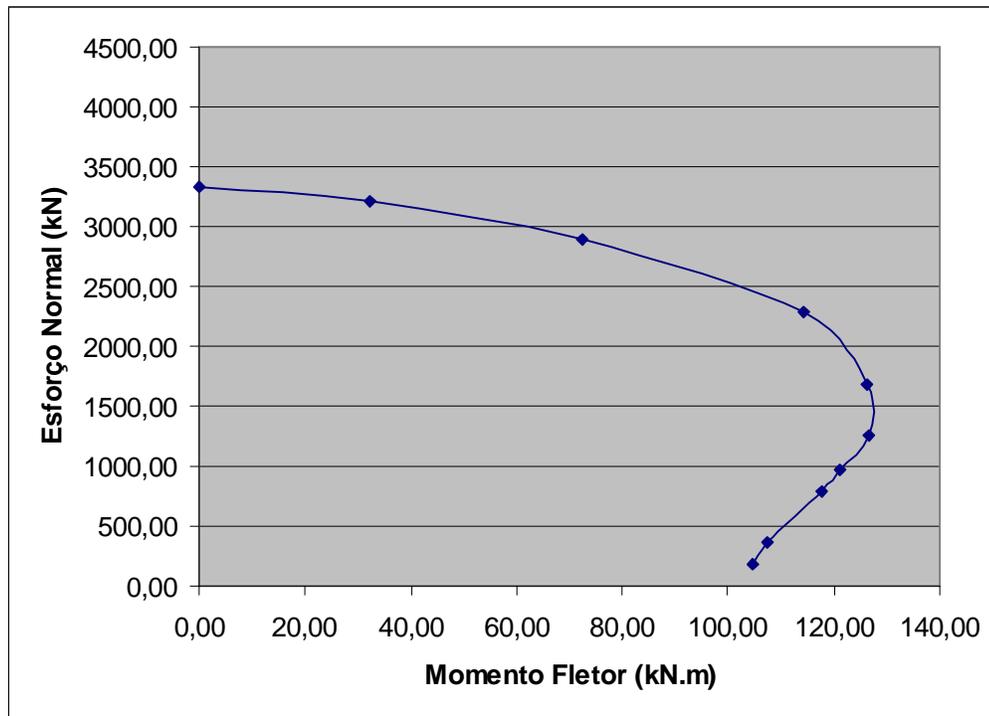


Figura 5.3 - Curva de interação momento fletor e esforço normal

### 5.3 CURVA DE INTERAÇÃO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 4 (1994)

De acordo com o item 3.3.2 em que é apresentado o dimensionamento dos pilares mistos em relação ao EUROCÓDIGO 4 (1994), foram verificados os pontos para a construção da curva de interação, conforme Figura 3.15.

Para o pilar misto, perfil I revestido de concreto, tem-se os seguintes pontos:

#### a) Ponto A

Tem-se  $N_A = N_{pl.Rd}$  e  $M_A = 0$ , sendo:

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} + \alpha_c A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (\text{equação 3.15})$$

onde:

- $A_a$  - área da seção transversal do aço estrutural = 52,5 cm<sup>2</sup>;
- $A_c$  - área da seção transversal de concreto = 847,5 cm<sup>2</sup>;
- $A_s$  - área da seção transversal da armação longitudinal = 0;
- $f_{yd}$  - resistência característica do aço estrutural de cálculo, sendo:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$$

- $f_y$  - limite de escoamento do aço estrutural = 250 MPa;
- $\gamma_a$  - coeficiente de resistência para o aço estrutural = 1;
- $f_{cd}$  - resistência característica do concreto à compressão de cálculo, sendo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão = 30 MPa;
- $\gamma_c$  - coeficiente de resistência para o concreto = 1;
- $f_{sd}$  - resistência característica da armadura longitudinal de cálculo, sendo:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

- $f_{sk}$  - limite de escoamento da armadura longitudinal = 250 MPa;
- $\gamma_s$  - coeficiente de resistência para a armadura longitudinal = 1;
- $\alpha_c = 1,0$  (efeito Rüschi desprezado).

Então

$$N_{pl.Rd} = 3855 \text{ kN}$$

Portanto,

$$N_A = 3855 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

O efeito Rüschi foi desprezado, pois as cargas foram consideradas instantâneas e não de longa duração.

### b) Ponto B

Neste ponto,  $N_B = 0$  e  $M_B = M_{pl.Rd}$ , sendo:

$$M_{pl.Rd} = (W_{pa} - W_{pan})f_{yd} + \frac{1}{2}(W_{pc} - W_{pcn})\alpha_c f_{cd} + (W_{ps} - W_{psn})f_{sd} \quad (\text{equação 3.48})$$

onde:

- $W_{pa}$  - momentos plásticos resistentes da seção de aço estrutural = 127 cm<sup>3</sup>;
- $W_{pc}$  - momentos plásticos resistentes da seção do concreto = 6623 cm<sup>3</sup>;
- $W_{ps}$  - momentos plásticos resistentes da seção da armadura longitudinal = 0;
- $W_{pan}$  - momentos plásticos da seção de aço estrutural na zona central = 54,08 cm<sup>3</sup>;

- $W_{pcn}$  - momentos plásticos da seção de concreto na zona central = 754,01 cm<sup>3</sup>;
- $W_{psn}$  - momentos plásticos da seção da armação longitudinal na zona central = 0.

Então

$$M_{pl.Rd} = 106,3 \text{ kN.m}$$

Portanto,

$$N_B = 0$$

$$M_B = 106,3 \text{ kN.m}$$

### c) Ponto C

Está definido por  $M_C = M_{pl.Rd}$  (o mesmo que o ponto B) e por  $N_C = N_{pm.Rd}$ , sendo:

$$N_{pm.Rd} = A_c \alpha_c f_{cd} \quad (\text{equação 3.43})$$

Então

$$N_{pm.Rd} = 2542,5 \text{ kN}$$

Portanto,

$$N_C = 2542,5 \text{ kN}$$

$$M_C = 106,3 \text{ kN.m}$$

### d) Ponto D

$$N_D = \frac{N_{pm.Rd}}{2} \quad (\text{equação 3.44})$$

$$M_D = M_{\max.Rd} \quad (\text{equação 3.45})$$

Sendo:

$$M_{\max.Rd} = W_{pa} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha_c f_{cd} + W_{ps} f_{sd} \quad (\text{equação 3.46})$$

Então,

$$M_{\max.Rd} = 131,1 \text{ kN.m}$$

Portanto,

$$N_D = 1271,3 \text{ kN}$$

$$M_D = 131,1 \text{ kN.m}$$

Por meio dos pontos A, B, C e D fez-se a construção da curva de interação momento fletor e esforço normal, conforme a Figura 5.4.

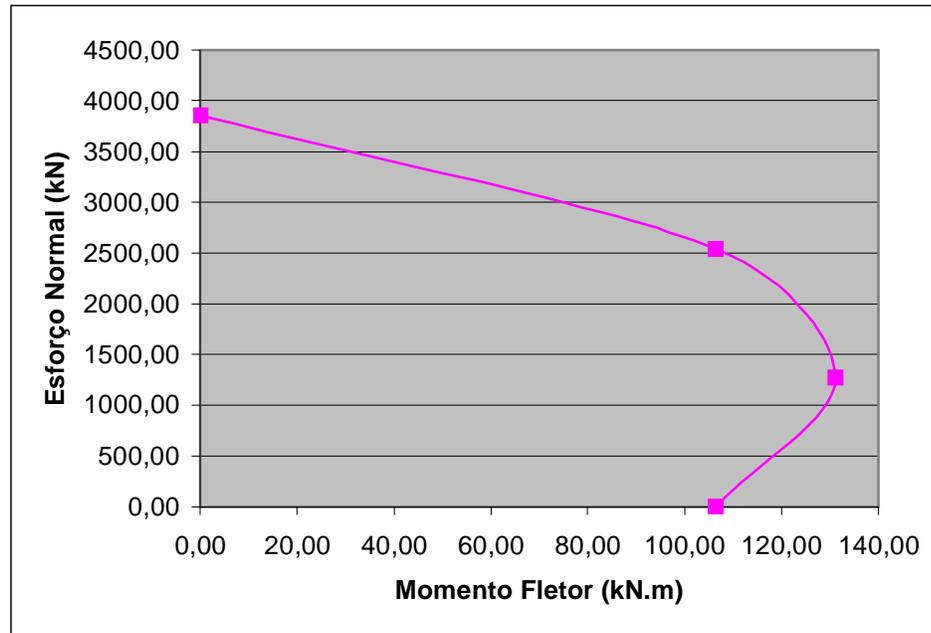


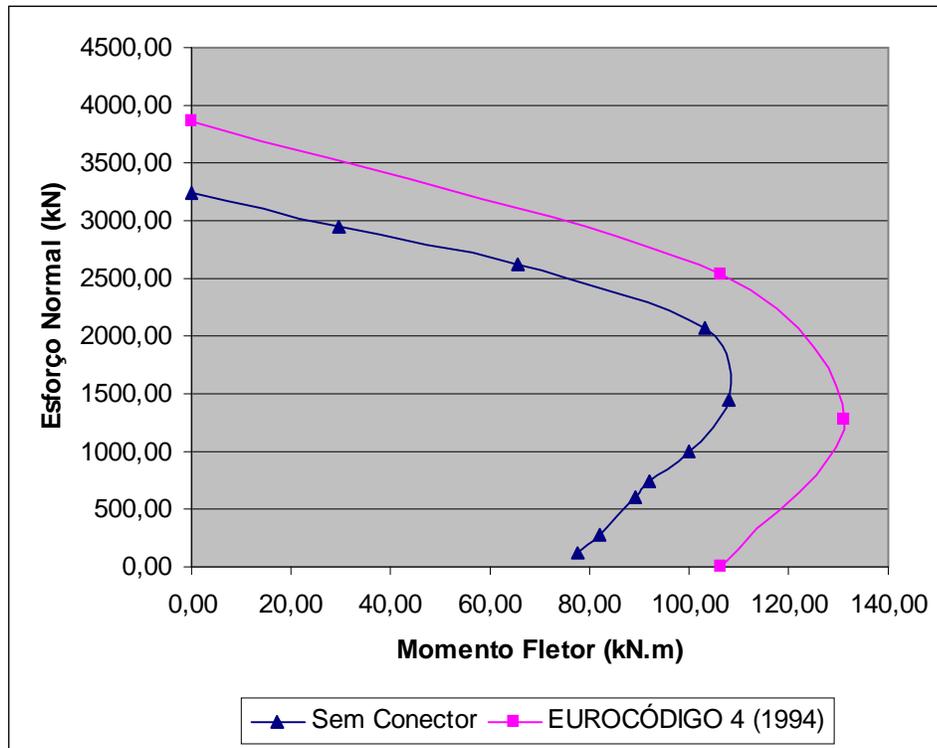
Figura 5.4 - Curva de interação MxN do EUROCÓDIGO 4 (1994)

## 5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

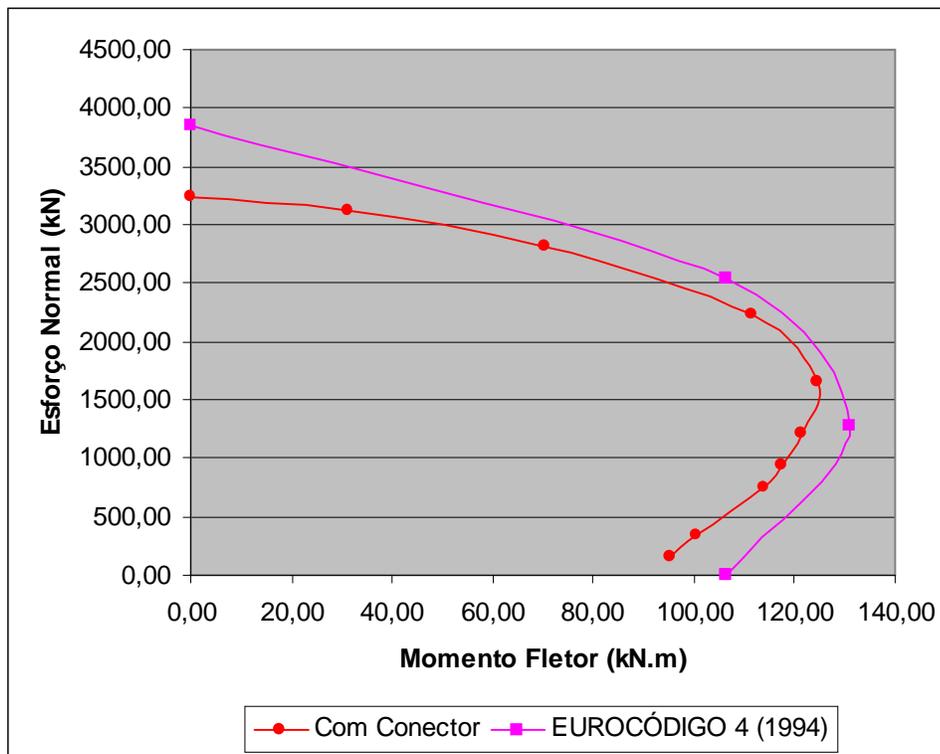
### 5.4.1 Dados numéricos comparados ao EUROCÓDIGO 4 (1994)

Por meio dos valores obtidos da análise numérica nos pilares mistos, verifica-se que as recomendações do EUROCÓDIGO 4 (1994) fornecem valores superiores, como pode ser observado pela Figura 5.5.

Os valores superiores do EUROCÓDIGO 4 (1994) são verificados, pois essa norma considera que, na ruptura, tanto o perfil de aço estrutural quanto o concreto atingiram a sua resistência, porém na análise numérica verificou-se que o concreto atinge a sua capacidade máxima antes de o perfil de aço estrutural.



(a) Pilar misto sem conectores de cisalhamento



(b) Pilar misto com conectores de cisalhamento

Figura 5.5 - Comparação entre os dados numéricos e o EUROCÓDIGO 4 (1994)

### 5.4.2 Utilização dos conectores de cisalhamento

Com a modelagem dos pilares mistos revestidos de concreto, pode-se comparar as influências da utilização dos conectores de cisalhamento. Na Tabela 5.5 apresentam-se os resultados obtidos.

**Tabela 5.5 - Comparação em função dos conectores de cisalhamento**

Excentricidade (cm)	Carga última (kN)		Diferença (%)
	Sem Conector de Cisalhamento	Com Conector de Cisalhamento	
0,0	3241,08	3241,08	0,00
1,0	2943,73	3113,25	5,45
2,5	2622,47	2820,91	7,03
5,0	2066,40	2227,24	7,22
7,5	1442,36	1660,95	13,16
10,0	998,70	1212,29	17,62
12,5	736,54	939,88	21,63
15,0	595,21	758,29	21,51
30,0	272,98	334,26	18,33
60,0	129,08	158,71	18,67

Como pode ser visto na Tabela 5.5 e na Figura 5.6, a influência dos conectores de cisalhamento torna-se significativa com o aumento da excentricidade, sendo essa considerável a partir da excentricidade igual a 7,5 cm.

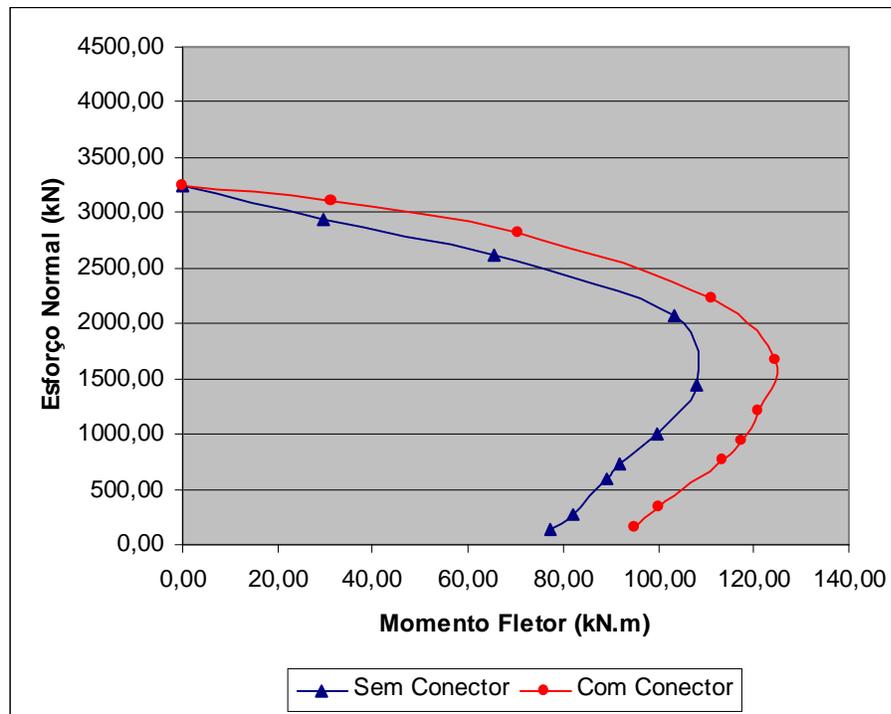


Figura 5.6 - Comparação entre pilares mistos considerando a utilização dos conectores

### 5.4.3 Tensão de aderência

Comparando a carga última para os pilares mistos obtida considerando a tensão máxima de aderência igual a 0,6 MPa com a obtida para a tensão máxima de aderência igual a 0,3 MPa, verifica-se que não há diferença significativa entre as modelagens dos pilares mistos considerando ou não os conectores de cisalhamento, como pode ser verificado por meio da Tabela 5.6, que apresenta esses resultados. A análise foi feita para o carregamento com excentricidade igual a 10,0 cm.

Tabela 5.6 -Carga última para tensões de aderência iguais a 0,6 MPa e 0,3 MPa

	Carga última (kN)	
	Tensão máxima de aderência = 0,6 MPa	Tensão máxima de aderência = 0,3 MPa
Sem conector de cisalhamento	1002,29	998,70
Com conector de cisalhamento	1217,98	1212,29

Essa pequena diferença entre os valores da carga última para a tensão máxima de aderência igual a 0,6 MPa e 0,3 MPa, considerando os conectores de cisalhamento, deve-se ao fato de que a ruptura do pilar misto ocorre devido ao alcance da resistência máxima à tração do concreto, não atingindo assim a resistência máxima de aderência entre o perfil de aço e o concreto, portanto pode-se considerar esta diferença desprezível.

#### 5.4.4 Modo de carregamento

Nesta análise da influência do modo de carregamento nos pilares mistos considerando a utilização dos conectores de cisalhamento, o carregamento foi aplicado, centrado e excêntrico na direção x, em uma placa rígida localizada nas extremidades do pilar misto e fez-se a comparação com o modelo em que a carga foi diretamente aplicada no pilar.

Comparando os dois modos de carregamento, verifica-se que a diferença entre as modelagens supera 6% para excentricidades maiores que 30 cm, como pode ser verificado por meio da Tabela 5.7, que apresenta esses resultados.

**Tabela 5.7 - Carga última considerando os dois modos de carregamento em pilares com conectores de cisalhamento**

Excentricidade (cm)	Carga última (kN)		Diferença (%)
	Aplicada diretamente no pilar	Aplicada em uma placa rígida	
0,0	3241,08	3340,02	2,96
1,0	3113,25	3213,25	3,11
2,5	2820,91	2890,27	2,40
5,0	2227,24	2287,35	2,63
7,5	1660,95	1684,35	1,39
10,0	1212,29	1264,87	4,16
12,5	939,88	969,23	3,03
15,0	758,29	784,24	3,31
30,0	334,26	358,54	6,77
60,0	158,71	174,35	8,97

Essa diferença entre os valores da carga última considerando os dois modos de carregamento descritos acima, deve-se ao fato de que quando a carga é aplicada numa placa rígida, essa é distribuída proporcionalmente à resistência de cada elemento, atingindo desta forma a resistência máxima dos pilares mistos.

Este valor da carga última considerando a carga aplicada numa placa rígida é bem próximo do valor obtido por meio da curva de interação dada pelo EUROCÓDIGO 4 (1994), como pode ser observado pela Figura 5.7.

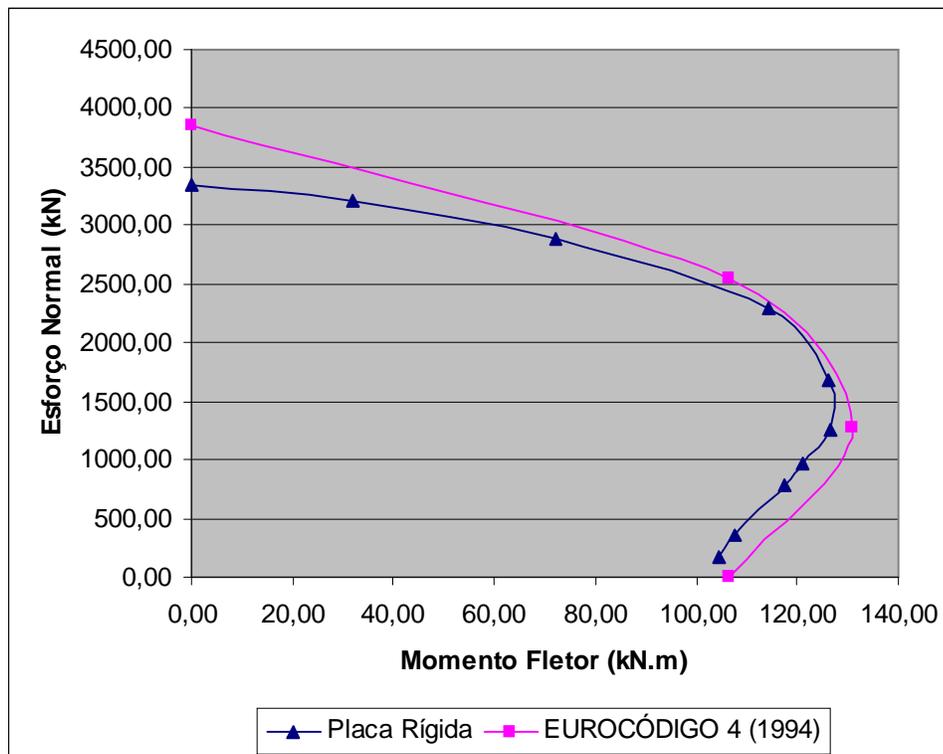


Figura 5.7 - Comparação entre pilares mistos com conectores de cisalhamento, considerando o carregamento aplicado em uma placa rígida e o EUROCÓDIGO 4 (1994)

## 5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio das análises numéricas feitas considerando a utilização dos conectores de cisalhamento nos pilares mistos, verifica-se que para pequenas excentricidades a influência dos conectores de cisalhamento é desprezada; porém, para excentricidades superiores a 7,5 cm, esta influência já se torna considerável.

Percebeu-se, também, que os valores da carga última dados pelo EUROCÓDIGO 4 (1994) são superiores aos encontrados na análise numérica.

Quanto à tensão máxima de aderência igual a 0,6 MPa e igual a 0,3 MPa, verificou-se que não há diferença significativa no valor da carga última entre as modelagens dos pilares mistos considerando ou não os conectores de cisalhamento. Por sua vez, notou-se que os dois modos de carregamento analisados (carga diretamente aplicada sob o pilar e carga aplicada numa placa rígida) forneceram valores da carga última consideravelmente diferentes.

**CAPÍTULO 6**  
**CONCLUSÕES**

## 6.1 CONCLUSÕES

É consenso no meio científico que a utilização dos conectores de cisalhamento nos pilares mistos não é necessária para situações usuais, sendo aplicados somente em situações de grandes vibrações; porém, essa comprovação não foi encontrada em nenhum artigo ou trabalho técnico.

Neste trabalho verificou-se o comportamento do pilar misto em função da utilização dos conectores de cisalhamento, por meio de modelagens do pilar misto no programa ANSYS, baseado no método dos elementos finitos. Para fazer essa verificação foram feitas basicamente duas modelagens, a primeira considerou os pilares mistos com os conectores de cisalhamento e a segunda, os pilares mistos sem os conectores de cisalhamento. A carga foi aplicada centrada e excêntrica, considerando várias excentricidades na direção x, objetivando a construção da curva de interação momento fletor em função do esforço normal para cada modelagem.

Para essas modelagens verificou-se a necessidade da utilização de elementos que convenientemente retratassem a interface entre o concreto e o perfil de aço estrutural e os materiais envolvidos: o concreto, o perfil de aço estrutural e os conectores de cisalhamento, bem como a utilização de modelo reológico adequado.

No início do estudo, para a modelagem do concreto foi utilizado o elemento tridimensional SOLID73, que não considera algumas características essenciais do concreto, como a plasticidade e a deformação lenta. Para a modelagem da interface entre o perfil de aço e o concreto, utilizou-se inicialmente o elemento unidimensional COMBIN40, verificando-se que esse elemento não é recomendável quando há a ação de esforços cortantes nessa interface.

Para os elementos descritos acima não foram encontrados resultados satisfatórios, sendo que após vários testes chegou-se à conclusão de que o elemento tridimensional SOLID45 é mais recomendável para simular o concreto, sendo usado também para simular o perfil de aço estrutural e o conector de cisalhamento. Para simular a interface entre o concreto e o perfil de aço estrutural foi utilizado o elemento de contato CONTA170 e TARGE 173.

Quanto ao modelo reológico, após diversos testes, constatou-se que o modelo elastoplástico de *Drucker-Prager*, chamando DP, existente no ANSYS, que procura retratar o

comportamento do material concreto quando solicitado, definindo dois trechos distintos na curva tensão-deformação, um elástico e outro plástico, ocorrendo portanto deformações elásticas e inelásticas (residuais), podendo ser visto como uma simples modificação do critério de *Von Mises* é o mais indicado para o concreto, pois leva em consideração a diferença entre os limites de resistência à tração e à compressão desse elemento, sendo que nos outros critérios esses limites são considerados iguais.

Através das modelagens feitas no desenvolvimento dessa análise numérica, chegou-se às conclusões que seguem.

Os valores da curva de interação momento fletor em função do esforço normal dados pelo EUROCODE 4 (1994) são superiores aos valores encontrados para os pilares mistos modelados com ou sem os conectores de cisalhamento, pois o EUROCODE 4 (1994) considera a resistência máxima dos pilares mistos.

Porém, quando os pilares mistos são sujeitos a um carregamento centrado e excêntrico em relação a  $x$ , aplicados numa placa rígida localizada nas extremidades do pilar misto, verifica-se que a carga última encontrada localiza-se num ponto bem próximo da curva de interação dada pelo EUROCODE 4 (1994), daí conclui-se que a curva de interação momento fletor em função do esforço normal é influenciada pelo modo de carregamento do pilar misto.

Comparando os valores da carga última encontrados para pilares mistos com a utilização dos conectores de cisalhamento e sem a sua utilização, verifica-se que para excentricidades inferiores a 7,5 cm a influência da utilização dos conectores de cisalhamento não é significativa; porém, para excentricidades superiores, essa influência é maior, aumentando com o aumento da excentricidade. Isto se deve ao fato de que a ruptura ocorre devido ao alcance da resistência à tração do concreto. Para excentricidades menores, somente a resistência da ligação entre o aço e o concreto é suficiente para que o pilar misto atinja sua resistência máxima, sendo que a ruptura é devido à resistência máxima à compressão do concreto.

Para dois valores distintos da resistência da ligação entre o aço e o concreto iguais a: 0,6 MPa dado pela NBR 14323 (ABNT, 1999) e 0,3 MPa dado pelo EUROCODE 4 (1994), DRAFT 2000, verifica-se que não há influência significativa na carga última do pilar que se rompe devido aos esforços de tração.

## 6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho é apenas o início de um amplo campo de avaliação das influências dos conectores de cisalhamento na carga última dos pilares mistos. É necessário, portanto, que se façam estudos complementares, que irão preencher uma lacuna ainda inexplorada.

Para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa, recomenda-se:

- o desenvolvimento de uma metodologia para cálculo da carga última do pilar misto, considerando o concreto fissurado;
- estudo paramétrico do pilar misto, visando obter a curva de interação momento fletor em função do esforço normal, investigando a carga última do pilar misto, considerando tipos e espaçamentos diferentes dos conectores de cisalhamento, pilares mistos esbeltos, diferentes dimensões das seções transversais e a utilização de armação adicional;
- análise experimental.

**REFERÊNCIAS**

**BIBLIOGRÁFICAS**

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Load and resistance factor design, Chicago, **ACI-LRFD**, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Procedimento **NBR 8800**. Rio de Janeiro 1986.

\_\_\_\_\_. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Procedimento **NBR 14323**. Rio de Janeiro 1999.

BERGMANN, R., Composite columns. **In:** Short Course Composite Steel-concrete, **Anais**,1990, Bruxelas : IABSE, v.61, p. 39-68.

CÁNOVAS, M.F., Reforço mediante perfis metálicos. **In:** Cánovas, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo, Ed. Pini, cap. 11, p. 281-298, 1988.

CHUNG, K.F., NARAYANAN, R. **Composite column design to Eurocode 4**, Steel Concrete Institute, 1994.

ELNASHAI, A. S., EL-GHAZOULI, A.S., DOWLING, P.J., International assessment of design guidance for composite columns; **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 12, p. 191-213, Dez., 1990.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. ENV 1994-1-1, Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, **Eurocode 4**, Brussels 1994.

FIGUEIREDO, L.M., MALITE, M. (orient.) **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. São Carlos, Dissertação (Mestrado),1998; 143 p.

FIGUEIREDO, L.M., MALITE, M., SÁLES, J.J. de. Projeto e construção de colunas mistas aço-concreto. **In :** Jornadas Sul-Americanas De Engenharia Estrutural, **Anais**. São Carlos : Associação Sulamericana de Engenharia Estrutural, 1997, v.6, p. 2495-2504.

FURLONG, R.W. Column rules of ACI, SSLC and LRFD compared, **Journal of Structural Engineering**, v. 109, n, 10, 1983.

FURLONG, R.W. Steel-concrete composite columns-II. **In:** NARAYANAN,R. **Steel-concrete composite structures: stability and strength**. London, 1988, Elsevier, cap. 7, p.195-220.

GOMES, N. S., FUSCO, P.B. **Pilares mistos tubulares de aço e concreto**. São Paulo, 2v., 1994, Tese (Doutorado).

HUNAITI, Y. M.; Bond strength in battened composite column; **Journal of Structural Engineering**, v. 117, n. 3, p. 699-714, Mar., 1991.

HUNAITI, Y., WAKABAYASHI, M., MASUO, K., Experimental Evaluation of the Effect of Bond on the Maximum Capacity of Composite Columns. **Journal Construction Steel Research**, 1992, v. 2, n. 2, p.39-55, Jun.

LEHTOLA, N. **Sistemas estruturais mistos aço/concreto armado resistentes ao fogo**, Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado), 95p., 1992.

MALITE, M. Estruturas mistas aço-concreto: dimensionamento de colunas. **Construção Metálica**, ABCEM, São Paulo, v. 4, n.16, p.4-8, 1994.

MALITE, M. **Sobre cálculo de vigas mistas aço-concreto : ênfase em edifícios**. São Carlos, 1990, 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

MALITE, M., SÁLES, J.J., TAKEYA, T. Contribuição ao dimensionamento de colunas mistas aço-concreto. In: **Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, 27., Argentina, 18-22 Set., v.1, p.483-494, 1995.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M., **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**, São Paulo, Pini, 1994.

MIRZA, S.A.; Parametric study of composite column strength variability. **Journal of Constructional Steel Research**, v.2, n.2, p. 121-137, Jun., 1989.

OEHLERS, D.J., BRADFORD, M.A.; **Composite steel and concrete structural members: fundamental behavior**; Pergamon, 1<sup>o</sup> ed., 1995.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J., MATA, L. A. C.; **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**, Belo Horizonte, O Lutador, 2001, 336p.

ROIK, K., BERGMANN, R. Composite columns – design and examples for construction, **Composite and Mixed Construction**, p. 267-278; 1993.

SHAKIR-KHALIL, H. Steel-concrete composite columns-I. In: NARAYANAN, R. **Steel-concrete composite structures: stability and strength**. London, Elsevier. cap. 6, p. 163-193, 1988.

SUSSEKIND, J. C., **Curso de concreto: concreto armado**, São Paulo, Globo, 1989.

VIEST, I. M., COLACO, J. P., FURLONG, R. W., GRIFFIS, L. G., LEON, R. T., WYLLIE JR., L.A.; **Composite construction design for buildings**; Ed. McGraw-Hill; 1997.

VIRDI, K. S., DOWLING, P. J. The ultimate strength of composite columns in biaxial bending, **Proceedings** Part. 2, Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, 1973, London.

WIUM, J.A.; **Composite columns: force transfer from steel section to concrete encasement**; Lausanne, 1992, 153p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica Federal de Lausanne – Suíça.

WIUM, J.A.; LEBET, J.P.; Simplified calculation method for force transfer in composite columns. **Journal of Structural Engineering**, v.120, n.3, p. 728-746, Mar., 1994.

## **BIBLIOGRAFIA**

AHMED, B., NETHERCOT, D.A.; Effect of column axial load on composite connection behavior; **Journal of Engineering Structures**, v.20, n.1-2, p. 113-128, Dez., 1996.

ANDRADE, S.A.L., Projeto de colunas e vigas-colunas, **Artigo Técnico**, Departamento de Engenharia Civil – PUC-RJ, 1986.

ANSYS, MANUAL , versão 5.5.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado. Procedimento **NBR 6118**. Rio de Janeiro 1978.

BAPTISTA, S. M., **Análise de pavimentos de edifícios com a utilização do método dos elementos finitos**. São Carlos, 1994, 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos- USP.

BARBOSA, M. P., HAMOUINE, A., LORRAIN, M., Aderência aço-concreto : comportamento da ligação aço-concreto de elevado desempenho, **In : Jornadas Sul-Americanas De Engenharia Estrutural, Anais**. São Carlos : Associação Sulamericana de Engenharia Estrutural, 1997, v.6, p. 1841-1850.

BEER, F.P., JOHNSTON Jr, E.R., Resistência dos materiais, 2<sup>a</sup> Ed., McGraw-Hill, 1989, São Paulo.

BRADFORD, M. A., GILBERT, R.I.; Time-dependent analysis and design of composite columns; **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 12, p. 3338-3357, Dez., 1990.

BRANK, B., CARRERA, E.; A family of shear-deformable shell finite elements for composite structures; **Computers & Structures**; v.76, n.1-3, p. 287-297, 2000.

BRIDGE, R., PATRICK, M., WEBB, J., High strength materials in composite construction, **In: International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, Anais**, p. 29-40, 1997, Austria.

CALZON, J. M., HERRERA, J. O., **Construcción mixta-hormigon-acero**. Ed. Rueda, 1978, Madrid (Espanha).

CARVALHO, L. C. V., ANDRADE, S.A.L., VELLASCO, P.C.G.S., Experimental analysis of bolted semi-rigid steel connections, **Journal Constructional Steel Research**, v. 46, n.1-3, p. 238-240, 1998.

CORADI, P. E. L. **Análise pelo método dos elementos finitos de pisos mistos em aço e concreto para determinação de deslocamentos**, Rio de Janeiro, 222p. Dissertação (Mestrado).

DÉSIR, J.-M., ROMDHANE, M. R. B., ULM, F.-J., FAIRBAIRN, E. M. R., Steel-concrete interface : revisiting constitutive and numerical modeling, **Computers & Structures**, v. 71, n. 5, p. 489-503, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. ENV 1992-1-1, Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, **Eurocode 2**. Brussels 1994.

\_\_\_\_\_. ENV 1993-1-1, Design of steel structures, **Eurocode 3**, Brussels 1993.

GERSTLE, W., INGRAFFEA, A. R. Does bond-slip exist ?, **Concrete International**, p. 44-48, 1991.

GOODE, C.D. Composite column – state of the art. **In**: 4<sup>th</sup> ASCCS International Conference, **Anais**. v.3.

GRIFFIS, L. G. Some design considerations for composite-frame structures, **Engineering Journal**, American Institute of Steel Construction, p. 59-64, 1986.

GRIFFIS, L.G. The 1994 T.R. High Lecture: Composite frame Construction. **In** : National Steel Construction Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 maio 1994. **Anais**. New York, 1994, AISC. v.1, p11.1-1.72.

GUILLAUMAT, L. ; Reliability of composite structures – impact loading; **Computers & Structures**; v.76, n.1-3, p. 163-172, 2000.

HAJJAR, J.F., MOLODAN ,A., SCHILLER, P.H.; A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames; **Journal of Engineering Structures**, v.20, n.4-6, p. 398-412, 1998.

HIRST, M. J. S., YEO, M. F., The analysis of composite beams using standard finite element programs, **Computers & Structures**, V. 11, p. 233-237, 1980.

KELPATRICK, A., RANGAN, B. V., Behavior of high-strength composite columns, **In**: International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, **Anais**, set. 16-18, 1997, Austria.

KEUSER, M., MEHLHORN, G., Finite element models for bond problems, **Journal of Structural Engineering**, v. 113, n. 10, p. 2160-2173, 1987.

KILPATRICK, A., RANGAN, B. V., Behavior of high-strength composite columns, **In**: International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, **Anais**, p. 789-794, 1997, Austria.

LI, Y. Elastic stability of composite column, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 118, n. 11, p.2320-2327, 1992.

LIN, J. J., FAFARD, M., BEAULIEU, D., MASSICOTTE, B., Nonlinear analysis of composite bridges by the finite element method, **Computers & Structures**, v. 40, n. 5, p. 1151-1167, 1991.

MACNEAL, R. H., HARDER, R. L., A refined four-noded membrane element with rotational degrees of freedom, **Computers & Structures**, v. 28, n. 1, p.75-84, 1988.

MIRZA, S.A.; Monte Carlo simulation of dispersions in composite steel-concrete column strength interaction; **Journal of Engineering Structures**, v.20, n.1-2, p. 97-104, Dez., 1996.

MUC, A.; Design of composite structures under cyclic loads; **Computers & Structures**; v.76, n.1-3, p. 211-218, 2000.

O'SHEA, M., BRIDGE, R., The design for local buckling of concrete filled steel tubes, **In: International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, Anais**, p. 319-324, 1997, Austria.

QUINTERO, F., Soportes Mixtos. **In: Jornada de presentación del Eurocódigo 4 Estructuras mixtas de hormigón y acero, Anais**, 7ª Ponencia.

RAZAQPUR, A. G., NOFAL, M., A finite element for modeling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures, **Computers & Structures**, v. 32, n. 1, p. 169-174, 1989.

RAZAQPUR, A. G., NOFAL, M., Analytical modeling of nonlinear behavior of composite bridges, **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 6, p. 1715-1733, 1990.

REDDY, J. N. **An introduction to the finite element method**, 2a. ed., MacGraw-Hill, 1993

RODRIGUES, F.C., FAKURY, R. H., PIMENTA, R. J., SILVA, V.P.; Dimensionamento e pilares mistos de edifícios em temperatura ambiente e em situações de incêndio. **In : JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL**, 1997. **Anais**. São Carlos : Associação Sulamericana de Engenharia Estrutural, 1997, p. 705-714.

ROIK, K., BERGMANN, R. Design method for composite columns with unsymmetrical cross-sections, **Journal of Constructional Steel Research**, v. 2, n. 2, p. 153-168, Jun., 1990.

SAENZ, L.P., Discussion of equation for the stress - strain curve of concrete by Desayi and Krishnan, **Journal of the American Concrete Institute**, 61(9), p. 1229-1235, 1964.

SAKAI, M., CHIDA, N., NASU, T., Confinement of steel buckling by concrete in composite members, **In: Symposium Steel in Buildings, Anais**, 1985, Luxembourg : IABSE – ECCS, p. 335-342.

SHAKIR-KHALIL, H., MAHMOUD, M. A., Steel beam connections to concrete filled tubular columns, **In: Nordic Steel Construction Conference, Anais**, jun.19-21, 1995, Malmo, Sweden, v. 2.

SCHAFER, H., A contribution to the solution of contact problems with the aid of bond elements, **Computer methods in applied mechanics and engineering**, p. 335-354, 1975.

SHANMUGA, N.E., YU, C.H., LIEW, J.Y.R., TEO, T., Modeling of steel-concrete composite joints, **Journal of Construction Steel Research**, v.46, 1998.

SONG, Y. Y., KWON, Y. B., Structural behavior of concrete filled steel box sections, **In: International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, Anais**, p. 795-800, 1997, Austria.

SOUZA, A.J., **Análise experimental do comportamento de conectores entre madeira e concreto em corpos de prova de cisalhamento : efeitos da variação do tipo de conector**, Belo Horizonte, 124 p., Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), 1997.

SUZUKI, T. et al., Plastic deformation capacity of steel-concrete composite member, **In:** International Conference Composite Constructions – Conventional and Innovative, **Anais**, p. 777-782, 1997, Austria.

TIMOSHENKO, S.P., GOODIER, J.N.; **Theory of elasticity**; Ed. McGraw-Hill, 3<sup>o</sup> ed., 1970.

TOMII, M., Bond check for concrete-filled steel tubular columns, **In:** Composite and Mixed Construction, **Anais**, 25 may1993.

UY, B., BRADFORD, M.A.; Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members; **Journal of Engineering Structures**, v. 18, n. 3, p. 193-200, 1996.

VALLENILLA, C., BJORHOVDE, R., Behavior of composite frames during construction, **Journal of Constructional Steel Research**, v. 15, n. 1-2, p. 3-21, 1990.





( )

\*



6 1 \$ 6 \$ ⇒ ( @ @ (B

6 - - ⇒ @ (

6 , % = >

\$ 8 → @ @ (6

\$ - → @ @ (' <

1 \$ . = , \$ %

>

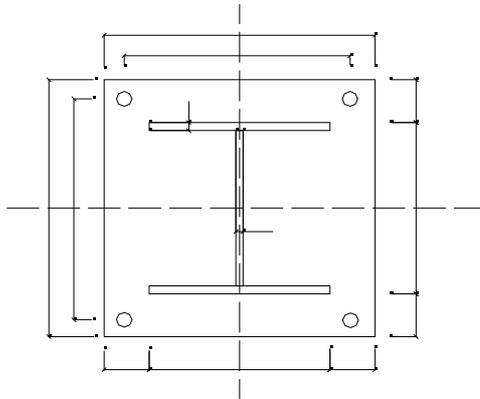
('? @ \_ @ ( ?

\$ %  
! ( , %

\$ : >

& ( " #

% &



#\* A = \$ .

+ A =

6

<

6

<

6

<

D

&

B(#

+ C \$ ,

# (#

# #

+ 5                    \$ ,                    ' & )                    ' & )  
                          G                    )E                    )E

+ 5;                    !                    \$ ,                    ' & #                    ' & #  
                          H                    H                    E                    E

#\* C                    \$ ,                    \$ %

---

+ C  
                          F                    6  
                          6

#

+ 5  
                          —  
                          G                    #B& & B

                          —  
                          G                    #B& & B

#\*' C                    \$ ,                    .

---

6

+ C  
                          6 <  
                          & B&

& B&

+ 5  
                          .  
                          G                    )' ##E # (B#

                          .  
                          G                    )#)' E # (B#

+ 6  
                          8                    —                    #  
                          —                    —                    #

+ \$

) \* 1 ! . / \$ \$ . \_\_\_\_\_

! . / \$ ( 3 \_1 ( \$ ,  
6 ; ! / \$ >

3 \_1 8 | |

3 \_1 ) & 43

) \* , \$ % - . / 0 \$ = , \_\_\_\_\_  
% \$

6 0 \_\_\_\_\_

G 8 G 8 | (& G 8 | G 8

G 8 E & & ' 43

G 8 #'B&' ('B 43

"% '( 43"

(& G 8 B )B& )#"( # 43

G 8 & # & " 43

G 8 & 43

6 0 \_\_\_\_\_

G \_ G | (& G | G

G #BE# 43

G #'B&' ('B 43

(& G #EB)&B"( # 43

G \_ 'B E E " 43

G \_ 'B 43

) \* , \$ 6 - \_\_\_\_\_



3 \_1 ! . / \$ \$ , (

3 % :

3 \_1 8 | (&# 4 | 4

3 \_1 )&& 43

3 8 \* \_\_\_\_\_ & 43

\_\_\_\_\_ ( #

3 . \* \_\_\_\_\_ '#BBB 43

\_\_\_\_\_ ( #

) \* K \$ \_\_\_\_\_ 6 \_\_\_\_\_



J

6 1 \$ 6 \$

\*  
\_\_\_\_\_

('

\$ ( @ @ B J

6 -

- ( #  
- ( #

\$ @ ( J

6 = 8 - \$ >

8 #  
- #

( (6 & (  
'< ) (

\$( @\_@ (6 J  
@\_@ ('< J

1 \$ . = , \$ %  
>

\_\_\_\_\_ (# ?

\$( ('? @ \_\_ @ ( ? J

)# K \$ L % % \$

6 % ( % -  
. / 0\$ , \$  
\$ \* G  
% % \$(L - % , !  
/ 6 % \*  
M N1M OAGPM BB % %  
\$( = 6 \*  
6 - - 0\$ ( , >  
6 \_ R - Q(&  
( 0 % ( \_ 0\*  
= S ( ! / \$ 0\$  
, - ! / 6 % / \$ % % \$(  
( >  
-  
-  
( - 6 - 0\$  
\$ 0 , ( \_ .  
K = >

- Q(&  
- ( ' R (&

6 \_ R

\_ 0\*

#

\$(

- ( E R

, ' / 0 ' - ' 1 ' .

)\* , \$ ! / \$

3 @ 3 \_1

3 \_1 )& 43  
\$ , 6 % \$  
6 -

\_\_\_\_\_ ( @ (

(

(#\* \* - ( -

L , \$ = \$

6%

\$ (

0 8

⇒

, 6

('

( #

( B

('

3<sub>6\*81</sub>

B

43

Q 3 J

\$ (

0 -

⇒

,

( B

( #

( B

(' B

3<sub>6\*1</sub>

#

43

Q 3 J

, '2 3 4 5 6 '

)\*E K \$ L %

6 6 \$ 0\$(  
% , % \*  
M N1M OAGPM BB % (  
= 6 \*

\_\_\_ Q ( ( 0\$

6 - Q ( ( 0\$

( \$ % , ( % ( (

= S ( \$  
( 5 ( 4\*5 ( / 0\$  
" ! (

( 3 . 0  
3 % : L ,  
{ 0) ( " ! (

K = >

—Q (  
— ( R (

6 - Q (  
( - ( Q -  
( ' (

, ' / 0 ' - ' 1 ' '

)\*& K \$ \$ < <

2 0\$ 0

> < \$ >< @ -

<  
6 | D 8

H \*8 D<

T > < \$ > \_ R< R \_

<  
6 | 6 D < 8

H \*8 6< 6 D <

> < \$ > \_ @ < @ \_  
< \_\_\_\_\_  
6 8

H \*8 H 8

+ 5; ! . = ,

H 8 '&#

6  
H 8 #  
(

H 8 \$ %  
# | | ( . 6 \$ %  
U 0 6  
\$ % 0 8

+ 5; ! . = , % \$ 0 8 <

H 8 \$ <

6  
H 8 #

H 8 \$ %  
# | | ( . 6 \$ %  
% \$ <  
U = %  
0 8

+ C , \$ % % \$ <

2 0\$ 0 \_\_\_\_\_

> < \$ > < @ \_  
< \_\_\_\_\_  
< | < 8

H \* <<

T > < \$ > R < R \_  
< I D < 8  
I 8

H < I < D  
> < \$ > @ < @ \_  
< 8  
<

+5; H H ! = ,

H E

6  
H #  
(

H \$ % # | | ( . 6 \$ %  
8 U 0 6  
\$ % 0 -

+5; ! . = , % \$ <

H \$ <

6  
H #

H \$ % # | | ( L . 6 \$ %  
% \$ <  
8 U = %  
0 -

+C , \$ % % \$ <

7 " "

: ; % -%

< ; % #89

, ' 2 :

) \* B , \$ ! \_\_\_\_\_ 6 \$ 0 \$ 0

! . / \$ ( 3 \_1 ( >

3 \_1

3 \_1 # & ( B 43

! . / 0 \$ \$ , ( 5 \_1 ( 6

; ! . / 0 \$ ( 0 \$ >

5 \_8 1 8 H \_8 H \_8 | (# H \_8 H \_8 | H \_8 H \_8

5 \_1 8 H \_1 H \_1 | (# H \_1 H \_1 | H \_1 H \_1

, " " - ' 2 +5; ! . = , >

H \*- E )#E BE# # #

6 \$ %

+5; ! . = , % \$ < >

H \*- #' & B E ' &

6 \$ %

\$(

5 \*- \* 1 ' ( B 43

L 5 0 \* 1 . % 5 \_1 % \$ < ( >

5 0 \* 8 1 8 H \_8 | (# H \_8 | H \_8

5 0 \* - 1 8 H \_1 | (# H \_1 | H \_1

\$(

5 0 \* - 1 # ) ( " 43

\$ 0 ,

—  
\*  
\*

( )

\$ 0

—  
\*

( )

\$ L ,      \$      =      6 %  
0\$

{  
— ( R (   
( ( @ @ (   
A . - > ( #  
( 'B

\$(

( )

\$ ( ( 0\$ >

R ⇒ \$ \_\_\_\_\_

V ⇒ \$ \_\_\_\_\_

\$ ( )

L ( ! . / 0\$ 6  
\$ 0\$ 0 >

5 (B\$ 5 , V 5- \* 0\*

5 ( 43\* Q 5- \* 0\* J

, ' 2 3 4 5 6 ' 6 " "

=

3 6 " \* >5

\$ % # ! "#

# \$ !

2	3									&( 43
5	.0	6	0	7	5	8 <sup>0</sup> *				( ) 43
5	.0	6	0	9	5	0 <sup>0</sup>				( ) 43

1\*

---

5; : 8 # 3"  
# 43"

1\*

---

1 ! : / \$ 4 ' 3"  
5; '&( 43"

1\*1 \$ %

---

5; : 4 # 3"  
43"

1\*

---

(  
(  
( + , \$ % - . / 0\$  
(  
+ 1 <

1\*# 1 !

8 — # ( 3"  
— '( 3"  
— # ( 3"

( )

\*



6 1 \$ 6 \$ → ( @ @ (B

6 - → @ (

6 , % = >

\$ 8 → @ @ (6

\$ - → @ @ (' <

1 \$ . = , \$ %

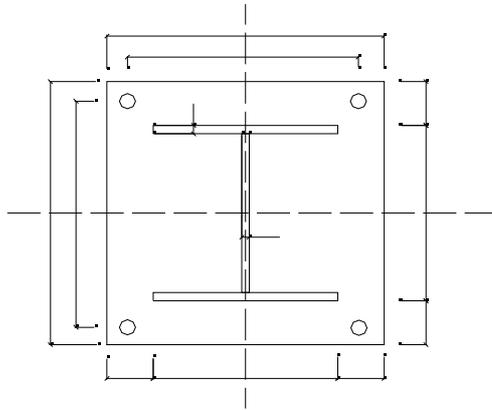
>

('? @ \_ @ ( ?

\$ %  
! ( , %  
\$ : >

& ( " #

% &



#\* A = \$ .

+ A =

6  
<  
6 ,  
< ,  
6 ,  
< ,  
D &  
B(#

+ C \$ ,

# (#

# #

+ 5                    \$ ,                    ' & )                    ' & )  
                          G                    )E                    )E

+ 5;                    !                    \$ ,                    ' & #                    ' & #  
                          H \* 8                    E                    E

#\* C                    \$ ,                    \$ %

---

+ C  
                          F                    6  
                          6

#

+ 5  
  
                          —  
  
                          G                    #B& & B  
  
                          —  
  
                          G                    #B& & B

#\*' C                    \$ ,                    .

---

6

+ C  
                          6 <  
  
                          & B&

& B&

+ 5  
  
                          —  
  
                          G                    )' ##E # (B#  
  
                          —  
  
                          G                    )#)' E # (B#

+ 6  
                          8                    —                    #  
  
                          —                    —                    #

+ \$

) \* 1 ! . / \$ \$ . \_\_\_\_\_

! . / \$ ( 3 - 1 ( \$ ,  
6 ; ! / \$ >

3 - 1 8 | |

3 - 1 ) & 43

) \* , \$ % - . / 0 \$ = , \_\_\_\_\_  
% \$

6 0 \_\_\_\_\_

G 8 G 8 | ( & G 8 | G 8

G 8 E & & ' 43

G 8 #'B&' ('B 43

"% '& 43"

(& G 8 B )B& )#"( # 43

G 8 & # & " 43

G 8 & 43

6 0 \_\_\_\_\_

G 8 G 8 | ( & G 8 | G 8

G 8 #BE# 43

G 8 #'B&' ('B 43

(& G 8 #EB)&B"( # 43

G 8 'B E E " 43

G 8 'B 43

) \* , \$ 6 - \_\_\_\_\_



3 - 1 ! . / \$ \$ , (

3 % :

3 - 1 8 | (&# 4 | 4

3 - 1 ) & & 43

3 8 \* \_\_\_\_\_ & 43

\_\_\_\_\_ ( #

3 . \* \_\_\_\_\_ '#BBB 43

\_\_\_\_\_ ( #

) \* K \$ \_\_\_\_\_ 6 \_\_\_\_\_



J

6 1 \$ 6 \$

\*  
\_\_\_\_\_

('

\$ ( @ @ B J

6 -

- ( #  
- ( #

\$ - @ ( J

6 = 8 - \$ >

8 #  
- #

( (6 & (  
'< ) (

\$( @ @ (6 J

@ @ ('< J

1 \$ . = , \$ %  
>

\_\_\_\_\_ (# ?

\$( ('? @ \_\_ @ ( ? J

)\*# K \$ L % % \$

6 % ( % -  
 . / 0\$ , \$  
 \$ \* G  
 % % \$(L - % , !  
 / 6 % \*  
 M N1M OAGPM BB % %  
 \$( = 6 \*  
 6 - - 0\$ ( , >  
 - Q(&  
 6 \_ R  
 ( 0 % ( \_ 0\*  
 % \$ 0\$  
 = S ( ! / \$ % \$(  
 ! / 6 % % % \$(  
 , - ( >  
 -  
 -  
 ( - 6 - 0\$ ( \_ \*  
 \$ 0 , ( \_ \*  
 K = >

- Q(&  
 [ ] R (&  
 [ ] R (&

6 \_ R

\_ 0\*

8 #  
 8 '  
 \$(  
 [ ] R  
 ( E

\_ R

\_ 0\*

- #  
 - '

\$(

\_ (E R

, ' / 0 ' - ' 1 ' .

)\* , \$ ! / \$ \_\_\_\_\_

3 @ 3 -1

3 -1 )& 43

\$ , 6 % \$

6 -

$\sqrt{\quad}$  ( @ (

(#\* \* - ( -

(

$\sqrt{\quad}$

L , \$ = \$  
, 6 %

\$ ( 0 8  $\Rightarrow$  , 6 ('  
- ( #

(B

('

3<sub>6\*81</sub> B 43 Q 3 J

\$ ( 0 -  $\Rightarrow$  , (B  
- ( #

(B

('B

3<sub>6\*1</sub> # 43 Q 3 J

, ' 2 3 4 5 6 ' .

) \* E K \$ L %

6 6 \$ 0\$ ( % , % ( \* M N 1 M O A G P M B B % ( = 6 \*

\_\_\_ Q ( ( 0\$

6 - Q ( ( 0\$

( 0 \$ % , ( % ( (

= S ( \$ ( 5 0 ( 4 \* 5 0 . ( / 0\$ >

" ! (

( 3 3 % : . 0

L ,

{ 0) ( ( " ! ( (

K = >

\_\_\_ Q (

\_\_\_ ( B R (

\_\_\_ Q (

\_\_\_ ( R (

6 - Q ( ( Q - ( - (

- Q ( ( Q - ( ' (

, ' / 0 ' - ' 1 ' ,

) \* & K \$ \$ < <

2 0 \$ 0

> < \$ > < @ \_

< 6 | D 8

H \* 8 D <

T > < \$ > \_ R < R \_

< 6 | 6 D < 8

H \* 8 6 < 6 D <

> < \$ > @ < @ \_

< 6 8

H \* 8 H \* 8

+ 5; ! . = ,

H \* 8 '#

6 H \* 8 #  
(

\$ %  
H \* 8 # | | ( . 6 \$ %  
U 0 6  
\$ % 0 8

+ 5; ! . = , % \$ <

H \* 8 \$ <

6 H \* 8 #

H \$ %  
 # | | ( . 6 \$ %  
 % \$ <  
 U = %  
 0 8  
 + C , \$ % % \$ <

: ; 9 -+

< ; ?%%8(

, ' 2 :

2 0\$ 0 \_\_\_\_\_

> < \$ >< @ \_

< \_\_\_\_\_  
 < | < 8

H <<

T > < \$ > \_R < R \_

< \_\_\_\_\_  
 < | 8

H < | < \_\_\_\_\_  
 D

> < \$ > \_@< @ \_

< \_\_\_\_\_  
 8

H H

+5; ! . = ,

H E

6  
 H #  
 (

H \$ % # | | ( . 6 \$ %  
8 U 0 6  
\$ % 0 -

+5; ! . = , % \$ <

H \$ <

6  
H #

H \$ % # | | ( L . 6 \$ %  
% \$ <  
8 U = %  
0 -  
+ C , \$ % % \$ <

: ; % -%

< ; % #89

, ' 2 :

)\*B , \$ ! 6 \$ 0\$ 6:L

! . / \$ (3 \*1 ( >

3 \*1

3 \*1 # &(B 43

! . / 0\$ \$ , (5 \*1 ( 6

; ! . / 0\$ (  
0\$ >

5 \*81 8 H \*8 H \*8 | (# H \*8 H \*8 | H \*8 H \*8

5 \*1 8 H \* H \* | (# H \* H \* | H \* H \*

+ 5; ! . = , >

H \*8 '&#  
H \*- E

H \*8 )' BE#  
H \*- )#E BE#

6 \$ %

H \*8 # #  
H \*- # #

+ 5; ! . = , % \$ < >

H \*8 ##&  
H \*- #' &B

H \*8 #&  
H \*- E '&)

6 \$ %

H \*8  
H \*-

\$(

5<sub>0\*1</sub> # ( 43

5<sub>0\*1</sub> '(B 43

L 5<sub>0\*1</sub> . % 5<sub>0\*1</sub>  
%\$ < ( >

5<sub>0\*8\*1</sub> H<sub>8</sub> | ( # H<sub>8</sub> | H<sub>8</sub>

5<sub>0\*-1</sub> H<sub>8</sub> | ( # H<sub>8</sub> | H<sub>8</sub>

5<sub>0\*81</sub> )(B) 43

5<sub>0\*-1</sub> #)(" 43

\$ 0 ,

—  
\*

( )

\$ 0

—  
\*

( )

\$ L , 0\$ \$ = 6 %

{ \_\_\_\_\_ ( R (
( ( @ @ (
A . \_ >
( #
( '

\$(
\_\_\_\_\_ (#&

( #
( 'B

\$(
\_\_\_\_\_ ( )

\$ ( \$ ( 0\$ >
R => \$ \_\_\_\_\_
V => \$ \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_ \$ ( 'E

\_\_\_\_\_ \$ ( )

L ( ! . / 0\$ 6
\$ 0\$ 6 :L >

5 8\* (B\$ 5 8\*1 V5 8\* 0\*

5 8\* ( 43\* Q 58\* 0\* J

5 .\* (B\$ 5 .\*1 V5 .\* 0 \*

5 .\* ( 43\* Q 5-\* 0\* J

J 6 , >

$$\frac{5_{8^* 0^*} |}{\$5_{8^* 8^*1}} \quad \frac{5_{.* 0^*}}{\$.5_{.* *1}} @ ($$

$$\frac{5_{8^* 0^*} |}{\$5_{8^* 8^*1}} \quad \frac{5_{.* 0^*}}{\$.5_{.* *1}} (E\& J$$

, ' 2 3 45 6 ' 6 " \* >5

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)