

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**  
**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS**  
**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE  
CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO-  
CONCRETO DE PILARES MISTOS  
PARCIALMENTE REVESTIDOS**

Engº. Flávio Gaiga

**Campinas – SP**  
**2008**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**  
**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS**

# **ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO- CONCRETO DE PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS**

*Eng.º Flávio Gaiga*

**Orientador: Prof. Dr. Leandro Palermo Junior**

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

**Campinas - SP**  
**2008**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

G124a      Gaiga, Flávio  
Análise da distribuição das tensões de cisalhamento  
na interface aço-concreto de pilares mistos parcialmente  
revestidos / Flávio Gaiga. --Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientador: Leandro Palermo Junior.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura.

1. Aço - Estruturas. 2. Construção mista. 3. Colunas  
metálicas. 4. Análise numérica. I. Palermo Junior,  
Leandro. II. Universidade Estadual de Campinas.  
Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura. III. Título.

Título em Inglês: Analysis of the distribution of the shear stress in the interface  
steel-concrete of partially encased composite columns

Palavras-chave em Inglês: Steel - structures, Composite construction, Steel  
columns, Numerical analysis

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: João Alberto Vegas Requena, Julio Fruchtengarten

Data da defesa: 27/08/2008

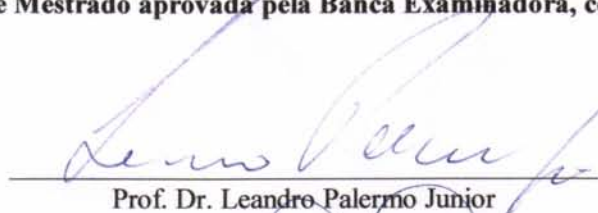
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

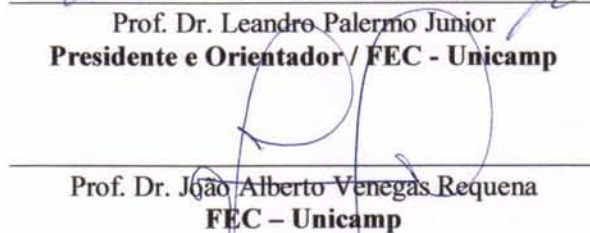
**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES  
DE CISALHAMENTO NA INTERFACE AÇO-  
CONCRETO DE PILARES MISTOS  
PARCIALMENTE REVESTIDOS**

**Flávio Gaiga**

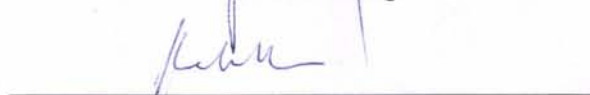
**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**



**Prof. Dr. Leandro Palermo Junior  
Presidente e Orientador / FEC - Unicamp**



**Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena  
FEC – Unicamp**



**Prof. Dr. Julio Fruchtengarten  
Poli - USP**

Campinas, 27 de agosto de 2008

## **DEDICATÓRIA**

Ao meu avô, Ângelo Gaiga Filho (†)

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela oportunidade da vida.

À minha família pelo amor, apoio e incentivo, em especial à minha avó Marluce Errico Gaiga.

À minha avó Mathilde Bernardini Batista, minha mãe Eliane Helena Batista Gaiga e meus irmãos Thiago e Thaís Gaiga, por todo amor e inspiração.

Ao amigo, Eng. Daniel Kozikoski, pelo apoio e incentivo contínuo desde o início de minha trajetória como engenheiro.

Ao amigo, Eng. Arlindo de Souza, por toda ajuda no início de minha vida profissional.

Ao amigo, Eng. Luiz Gustavo de Figueiredo, pelo companheirismo desde o início do mestrado e por toda a ajuda ao longo destes cinco anos e meio.

À Mônica Maria da Silva, por estar ao meu lado e pelo carinho nestes meses finais de conclusão.

Aos funcionários, professores e à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, pelos valiosos ensinamentos e pela oportunidade oferecida.

Ao meu co-orientador, Prof. Dr. Vinícius Fernando Arcaro, pelas grandes contribuições e dicas no aprendizado com o programa ANSYS.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Leandro Palermo Junior, pelo apoio, compreensão e por acreditar no meu trabalho.

Aos amigos da SoluTEC Engenharia de Estruturas pelo apoio e companheirismo ao longo destes anos.

A todos meus amigos e pessoas que, de alguma forma, estiveram ao meu lado e ajudaram a realização deste trabalho.

## RESUMO

GAIGA, F. **Análise da distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto de pilares mistos parcialmente revestidos.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2008. 180 p. Dissertação (Mestrado).

Na construção civil, o uso racional do aço e concreto na composição de seções estruturais é uma forma economicamente e estruturalmente viável, principalmente em edifícios de múltiplos andares. Dentre o vasto campo denominado “estruturas mistas aço-concreto”, podemos caracterizar os pilares mistos parcialmente revestidos como um perfil de aço estrutural do tipo “I” ou “H” revestido com concreto, armadura longitudinal e transversal, e conectores de cisalhamento nas mesas e alma. Na determinação da resistência dos pilares mistos, parte-se da hipótese básica de que há interação completa entre os dois materiais, e que não haja escorregamento relativo entre as duas superfícies. Tendo em vista estes aspectos, neste trabalho são apresentados modelos numéricos tridimensionais de pilares mistos com o objetivo de simular o seu comportamento estrutural. As simulações foram feitas utilizando o programa ANSYS versão 9.0, com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Com o objetivo de validar a estratégia de análise foram construídos modelos numéricos comparando os resultados obtidos com os provenientes de análise experimental, extraídos de trabalhos apresentados por outros pesquisadores. A partir desta análise numérica foi aplicado o método simplificado proposto pela ABNT/NBR:14323/99 no dimensionamento de um pilar misto parcialmente revestido, comparando os resultados analíticos com os provenientes da análise numérica via MEF, e identificando as regiões de aplicação de cargas e transferência de esforços na interface aço-concreto.



**Palavras-chave:** Aços - Estruturas; Construção mista; Colunas metálicas; Análise numérica.

## ABSTRACT

GAIGA, F. **Analysis of the distribution of the shear stress in the interface steel-concrete of partially encased composite columns.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2008. 180 p. Dissertação (Mestrado).

The rational use of the steel and concrete in buildings, in the composition of structural sections is a economically form and structural viable, mainly in multi-storey buildings. Among the vast field called "steel-concrete composite structures", we can characterize the composite columns encased like a profile of structural steel of the type "I" or "H" covered with concrete, longitudinal and transversal bars, and shear connectors in flange and web. For determination of the strength of the composite columns, it starts of the basic hypothesis that there is complete interaction among the two materials, and that there is not relative relationship among the two surfaces. Despite these aspects, this work presents three-dimensional numeric models of composite columns with the goal of simulating shearing structural behavior. The simulations were made using the software ANSYS version 9.0, based on the Finite Element Method (FEM). With the purpose of validating the analysis strategy numeric models it were built comparing the results obtained with the coming of experimental analysis, extracted from works presented by other researchers. From this numerical analysis it was applied the simplified method proposed by ABNT/NBR:14323/99 for the design of a partially encased composite column, comparing the analytical results with the coming of numerical analysis using FEM, and identifying the regions of loads application and transfer in the interface steel-concrete.

**Key Words:** Steel - Structures; Composite construction; Steel columns; Numerical analysis.

## SUMÁRIO

RESUMO .....	ix
ABSTRACT .....	xi
LISTA DE FIGURAS .....	xvii
LISTA DE TABELAS .....	xxi
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xxiii
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1 - Generalidades sobre estruturas mistas aço-concreto .....	1
1.2 - Pilares Mistos Aço-Concreto.....	10
1.3 - Objetivos .....	12
2. PILARES MISTOS .....	15
2.1 - Generalidades .....	15
2.2 - Pilares mistos preenchidos .....	17
2.3 - Pilares mistos revestidos .....	20
2.4 - Pilares mistos parcialmente revestidos .....	22
2.5 - Revisão bibliográfica.....	29
3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO AS NORMAS .....	37
3.1 - Introdução.....	37
3.2 - ABNT/NBR:14323/99 – Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento .....	38
3.3 - ANSI/AISC 360-05 - Specification for Structural Steel Buildings.....	49
3.4 - EN 1994-1-1:2004 - Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings .....	57
4. ADERÊNCIA EM PILARES MISTOS .....	77

4.1	- Considerações iniciais.....	77
4.2	- Adesão.....	79
4.3	- Aderência mecânica.....	80
4.4	- Atrito.....	80
4.5	- Conectores de cisalhamento.....	81
5.	MODELAGEM NUMÉRICA.....	85
5.1	- Introdução.....	85
5.2	- Elementos Finitos Utilizados .....	85
5.2.1	- Solid45 (3-D structural solid) .....	85
5.2.2	- Solid65 (3-D reinforced concrete solid) .....	86
5.2.3	- Beam189 (3-D quadratic finite strain beam) .....	87
5.2.4	- Targe170 (3-D target segment) e Conta173 (3-D 4-node surface-to-surface contact).....	88
5.3	- Características dos materiais .....	90
5.3.1	- Perfil de aço estrutural .....	90
5.3.2	- Concreto .....	91
5.3.3	- Armadura do Concreto.....	95
5.3.4	- Conectores de cisalhamento.....	96
5.3.5	- Interface aço-concreto .....	96
6.	MODELOS NUMÉRICOS CONSTRUÍDOS E RESULTADOS .....	99
6.1	- Pilar misto tubular retangular preenchido .....	99
6.1.1	- Construção do modelo numérico .....	101
6.1.1.1	- Perfil de Aço Estrutural.....	102
6.1.1.2	- Preenchimento de concreto .....	103
6.1.1.3	- “Stud Bolts” .....	104
6.1.1.4	- Interface aço-concreto .....	106
6.1.2	- Resultados obtidos .....	106
6.2	- Pilar misto parcialmente revestido.....	115
6.2.1	- Construção do modelo numérico .....	117
6.2.1.1	- Perfil de Aço Estrutural.....	118
6.2.1.2	- Revestimento de concreto .....	119

6.2.1.3 - “Stud Bolts” .....	121
6.2.1.4 - Bloco de concreto .....	122
6.2.1.5 - Interface aço-concreto.....	122
6.2.2 - Resultados obtidos .....	122
7. DIMENSIONAMENTO – PILAR MISTO FLEXO COMPRIMIDO .....	133
8. CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	153
8.1 - Conclusão .....	153
8.2 – Sugestão para trabalhos futuros .....	155
9. BIBLIOGRAFIA .....	157
APÊNDICE “A” – SCRIPT PILAR MISTO TUBULAR RETANGULAR PREENCHIDO.	165

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b> – Montagem do Edifício Garagem América (1957). .....	3
<b>Figura 1.2</b> – Montagem do Edifício Avenida Central (1959-1961). .....	4
<b>Figura 1.3</b> – Edifício Central da CSN. ....	5
<b>Figura 1.4</b> - Edifício New Century. ....	6
<b>Figura 1.5</b> - Edifício First City Tower. ....	7
<b>Figura 1.6</b> - Edifício InterFirst Plaza. ....	8
<b>Figura 1.7</b> - Edifício Bank of China Building. ....	9
<b>Figura 1.8</b> – Ilustração de edifícios compostos por estruturas mistas. ....	10
<b>Figura 1.9</b> – Pilares mistos parcialmente revestidos. ....	11
<b>Figura 2.1</b> – Diagramas tensão deformação simplificados – aço e concreto.....	16
<b>Figura 2.2</b> - Tipos de pilares mistos preenchidos. ....	17
<b>Figura 2.3</b> - Efeito do trabalho a frio nas características tensão deformação do aço. ....	18
<b>Figura 2.4</b> - Pilar Misto circular, Edifício Cheung Kong Center, Hong Kong. ....	19
<b>Figura 2.5</b> - Fleet Place House, Londres. ....	19
<b>Figura 2.6</b> - Tipos de pilares mistos revestidos. ....	20
<b>Figura 2.7</b> - Edifício Hyperion Apartment Building. ....	21
<b>Figura 2.8</b> - Materiais em uma seção de pilar misto revestida. ....	21
<b>Figura 2.9</b> - Modelo constitutivo do concreto em uma seção mista.....	22
<b>Figura 2.10</b> - Tipos de pilares mistos parcialmente revestidos. ....	22
<b>Figura 2.11</b> Pilar Misto cruciforme parcialmente revestido. ....	24
<b>Figura 2.12</b> - Pilares mistos parcialmente revestidos. ....	25
<b>Figura 2.13</b> - Seqüência de concretagem para pilar misto parcialmente revestido. ....	27
<b>Figura 2.14</b> - Obras com pilares mistos parcialmente revestidos.....	27

<b>Figura 2.15</b> - Seção transversal de viga mista parcialmente revestida. ....	28
<b>Figura 2.16</b> - Rembrandt Tower, Amsterdam, NL.....	28
<b>Figura 2.17</b> - Materiais em uma seção de pilar misto parcialmente revestido.....	29
<b>Figura 3.1</b> – Tipos de seções transversais de pilares mistos (ABNT/NBR:14323/99).....	38
<b>Figura 3.2</b> – Exemplos de estruturas - deslocável e indeslocável.....	39
<b>Figura 3.3</b> – Transferência de esforços na região de introdução de cargas. ....	48
<b>Figura 3.4</b> – Seções transversais de pilares mistos (ANSI/AISC 360-05).....	50
<b>Figura 3.5</b> – Curva de resistência para pilares de aço.....	53
<b>Figura 3.6</b> – Seções transversais de pilares mistos (EN 1994-1-1:2004). ....	57
<b>Figura 3.7</b> – Curvas de interação para compressão e flexão uniaxial.....	63
<b>Figura 3.8</b> – Curvas simplificada de interação e suas correspondentes distribuições plásticas....	63
<b>Figura 3.9</b> – Curva de dimensionamento para compressão e flexão biaxial.....	70
<b>Figura 3.10</b> – Seção tubular circular parcialmente carregada.....	73
<b>Figura 3.11</b> – Forças de atrito adicionais devido ao uso de <i>stud bolts</i> em pilares mistos totalmente revestidos .....	73
<b>Figura 3.12</b> – Tipos de estribos.....	73
<b>Figura 3.13</b> – Perímetro efetivo de uma armadura longitudinal .....	73
<b>Figura 4.1</b> – Mecanismos resistentes de aderência. ....	77
<b>Figura 4.2</b> – Conector de cisalhamento do tipo <i>stud bolt</i> . ....	78
<b>Figura 4.3</b> – Curvas tensão de cisalhamento x escorregamento relativo .....	78
<b>Figura 4.4</b> – Aderência por adesão. ....	79
<b>Figura 4.5</b> – Soldagem por eletrofusão de <i>stud bolts</i> em perfis de aço .....	82
<b>Figura 4.6</b> – Diagrama força x escorregamento relativo.....	83
<b>Figura 5.1</b> – Elemento finito solid45. ....	86
<b>Figura 5.2</b> – Elemento finito solid65 .....	87
<b>Figura 5.3</b> – Elemento finito beam189 .....	88
<b>Figura 5.4</b> – Targe170.....	89
<b>Figura 5.5</b> – Conta173.....	89
<b>Figura 5.6</b> – Modelo constitutivo adotado para o perfil de aço estrutural .....	90
<b>Figura 5.7</b> – Representação esquemática da relação tensão-deformação para o concreto submetido à compressão.....	92



<b>Figura 5.8</b> – Modelo constitutivo adotado para o aço da armadura de revestimento.....	95
<b>Figura 5.9</b> – Modelo constitutivo adotado para os conectores de cisalhamento.....	96
<b>Figura 6.1</b> – Pilar misto preenchido CFT_SB – Série 1. ....	100
<b>Figura 6.2</b> – Discretização da geometria do pilar CFT_SB – Série 1 .....	101
<b>Figura 6.3</b> – Modelo constitutivo – perfil de aço estrutural .....	102
<b>Figura 6.4</b> – Condição de vinculação externa – perfil de aço estrutural. ....	103
<b>Figura 6.5</b> – Modelo constitutivo – preenchimento de concreto .....	104
<b>Figura 6.6</b> – Modelo constitutivo – <i>stud bolts</i> .....	105
<b>Figura 6.7</b> – Acoplamento dos <i>stud bolts</i> .....	105
<b>Figura 6.8</b> – Força aplicada x escorregamento no concreto .....	106
<b>Figura 6.9</b> – Ondulações no perfil de aço estrutural.....	107
<b>Figura 6.10</b> – Configuração deformada dos <i>stud bolts</i> .....	108
<b>Figura 6.11</b> – Configuração deformada dos <i>stud bolts</i> – modelo numérico.....	108
<b>Figura 6.12</b> – Deslocamentos em “y” (cm). ....	108
<b>Figura 6.13</b> – Tensões no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ ) . ....	108
<b>Figura 6.14</b> – Tensões de cisalhamento no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ ) . ....	108
<b>Figura 6.15</b> – Tensões no preenchimento de concreto ( $kN/cm^2$ ) . ....	108
<b>Figura 6.16</b> – Tensões de cisalhamento no preenchimento de concreto ( $kN/cm^2$ ) .....	108
<b>Figura 6.17</b> – Tensões em “x” nos <i>stud bolts</i> ( $kN/cm^2$ ) .....	108
<b>Figura 6.18</b> – Tensões de cisalhamento na interface aço-concreto ( $kN/cm^2$ ) .....	108
<b>Figura 6.19</b> – Pilar misto parcialmente revestido (PMPR).....	108
<b>Figura 6.20</b> – Discretização da geometria do PMPR .....	117
<b>Figura 6.21</b> – Modelo constitutivo – perfil de aço estrutural. ....	118
<b>Figura 6.22</b> – Condição de vinculação externa – perfil de aço estrutural .....	119
<b>Figura 6.23</b> – Modelo constitutivo – revestimento e bloco de concreto. ....	120
<b>Figura 6.24</b> – Modelo constitutivo – armadura do revestimento de concreto. ....	120
<b>Figura 6.25</b> – Acoplamento dos <i>stud bolts</i> .....	121
<b>Figura 6.26</b> – Força aplicada lateralmente x relação normativa $\delta/H$ (%). ....	123
<b>Figura 6.27</b> – Configuração final dos modelos ensaiados .....	123
<b>Figura 6.28</b> – Esquema estático.....	124

<b>Figura 6.29</b> – Deslocamentos em “x” para a estrutura (cm) .....	125
<b>Figura 6.30</b> – Deslocamentos em “y” para o pilar misto em escala real (cm) .....	125
<b>Figura 6.31</b> – Tensões em “x” no perfil de aço estrutural ( $kN / cm^2$ ) .....	126
<b>Figura 6.32</b> – Tensões em “y” no perfil de aço estrutural ( $kN / cm^2$ ) .....	126
<b>Figura 6.33</b> – Tensões de cisalhamento no perfil de aço estrutural ( $kN / cm^2$ ) .....	127
<b>Figura 6.34</b> – Tensões no revestimento de concreto ( $kN / cm^2$ ) .....	128
<b>Figura 6.35</b> – Tensões de cisalhamento no revestimento de concreto ( $kN / cm^2$ ) .....	129
<b>Figura 6.36</b> – Progressão das fissuras no revestimento de concreto .....	130
<b>Figura 6.37</b> – Tensões de cisalhamento na interface aço-concreto ( $kN / cm^2$ ) .....	130
<b>Figura 7.1</b> – Esforços internos solicitantes .....	134
<b>Figura 7.2</b> – Deslocamentos em “x” para o pilar misto (cm) .....	136
<b>Figura 7.3</b> – Regiões para análise de aplicação de cargas (medidas em milímetro) .....	144
<b>Figura 7.4</b> – Tensões em “x” para metade dos <i>stud bolts</i> – 1ª. e 2ª. linha ( $kN / cm^2$ ) .....	145
<b>Figura 7.5</b> – Tensões em “x” no revestimento de concreto ( $kN / cm^2$ ) .....	146
<b>Figura 7.6</b> – Tensões em “x” no <i>stud bolt</i> da 3ª. linha ( $kN / cm^2$ ) .....	146
<b>Figura 7.7</b> – Tensões em “x” nos <i>stud bolts</i> - 4ª. linha (a) e 5ª. linha (b) ( $kN / cm^2$ ) .....	147
<b>Figura 7.8</b> – (a) Deslocamentos em “y” na seção mista (cm) (b) Tensões de von Mises na seção mista ( $kN / cm^2$ ) .....	149
<b>Figura 7.9</b> – Tensões em “x” nos <i>stud bolts</i> - 6ª. (a), 7ª. (b) e 8ª. (c) linha ( $kN / cm^2$ ) .....	150
<b>Figura 7.10</b> – Indicação de fissuração no revestimento de concreto .....	151

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparativo entre pilares mistos revestidos.....	23
Tabela 3.1 – Valores limites de $\bar{\lambda}$ abaixo dos quais são desprezados os efeitos de retração e deformação lenta do concreto.....	44
Tabela 3.2 – Valor máximo para a relação $(b/t_f)$ com $f_y$ em N/mm <sup>2</sup> .....	60
Tabela 3.3 – Curvas de resistência e imperfeições do elemento .....	61
Tabela 3.4 – Fatores $\beta$ para determinação dos momentos em teoria de segunda ordem.....	68
Tabela 3.5 – Resistência de cálculo ao cisalhamento.....	75
Tabela 6.1 – Propriedades mecânicas dos materiais.....	100
Tabela 6.2 – Propriedades mecânicas dos materiais.....	115
Tabela 6.3 – Comparativo numérico x experimental (relação $\delta/H$ ).....	124
Tabela 7.1 – Comparativo numérico (MEF) x numérico (BARRAS).....	136

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_a$	<i>é a área da seção transversal da seção de aço estrutural;</i>
$A_B$	<i>é a área do concreto carregada, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>);</i>
$A_c$	<i>é a área da seção transversal do concreto;</i>
$A_g$	<i>é a área total da seção mista.;</i>
$A_s$	<i>é a área da seção transversal da armadura longitudinal;</i>
$A_{sc}$	<i>é a área da seção transversal do conector de cisalhamento, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>);</i>
$A_{sr}$	<i>é a área das armaduras contínuas longitudinais (mm<sup>2</sup>);</i>
$A_{st}$	<i>é a área da seção de aço dos estribos;</i>
$b_f$	<i>é a largura total da mesa da seção I;</i>
$C_{mx}$	<i>é o coeficiente correspondente à flexão em torno do eixo x;</i>
$C_{my}$	<i>é o coeficiente correspondente à flexão em torno do eixo y;</i>
$d_c$	<i>é a largura efetiva da seção de concreto ANSI:AISC 360-05</i>
$d$	<i>é a dimensão (altura ou largura) da seção transversal no plano de flexão considerado ABNT/NBR:14323/99;</i>
$e$	<i>é a excentricidade do carregamento;</i>
$E_a$	<i>é o módulo de elasticidade do aço estrutural;</i>
$E_c$	<i>é o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal;</i>
$E_{cm}$	<i>é o módulo de elasticidade secante do concreto para cargas de curta duração;</i>

$E_s$	<i>é o módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras de reforço;</i>
$(EI)_e$	<i>é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista;</i>
$EI_{eff}$	<i>é a rigidez efetiva da seção mista (N.mm<sup>2</sup>);</i>
$f_c$	<i>é a resistência à compressão do concreto (MPa);</i>
$f_{cm}$	<i>é o valor da resistência média à compressão do concreto (MPa);</i>
$f_{cd}$	<i>é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto;</i>
$f_{ck}$	<i>é a resistência característica à compressão do concreto;</i>
$f_y$	<i>é o limite de escoamento nominal do aço estrutural;</i>
$f_{yd}$	<i>é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço estrutural;</i>
$f_{sd}$	<i>é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da armadura de reforço;</i>
$f_{sy}$	<i>é o limite de escoamento do aço da armadura;</i>
$f_u$	<i>é o limite de ruptura do aço do conector de cisalhamento, ksi (MPa)</i>
$I_a$	<i>é o momento de inércia da área do aço estrutural;</i>
$I_c$	<i>é o momento de inércia da área do concreto;</i>
$I_s$	<i>é o momento de inércia da área do aço da armadura do concreto;</i>
$I_{sr}$	<i>é o momento de inércia das barras das armaduras (mm<sup>4</sup>);</i>
$K$	<i>é o índice de esbeltez;</i>
$K_c$	<i>é um fator de correção que pode ser considerado como 0,6;</i>
$K_0$	<i>é um fator de calibração que pode ser considerado como 0,5;</i>
$K_{e,II}$	<i>é um fator de correção que pode ser considerado como 0,9;</i>
$l$	<i>é o comprimento de flambagem do pilar;</i>
$L$	<i>é o comprimento destravado do elemento (mm);</i>
$M_{Ed}$	<i>é o maior dos momentos de extremidade e o máximo momento fletor do comprimento do pilar;</i>

$M_{máx.,Sd}$	<i>é o momento máximo solicitante de cálculo determinado por meio de análise de 1ª ordem;</i>
$M_{pl,Rd}$	<i>é a resistência plástica ao momento da seção composta;</i>
$M_{pl,a,Rd}$	<i>é a resistência plástica ao momento da seção de aço;</i>
$M_{pl,N,Rd}$	<i>é a resistência plástica à flexão levando em consideração a força normal <math>N_{Ed}</math>;</i>
$M_{pl,y,Rd}$	<i>é a resistência plástica à flexão do plano de flexão relevante;</i>
$M_{pl,z,Rd}$	<i>é a resistência plástica à flexão do plano de flexão relevante;</i>
$M_{x,Sd}$	<i>é o momento fletor de cálculo em torno do eixo x da seção considerada;</i>
$M_{x,pl,Rd}$	<i>é a resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo x da seção mista;</i>
$M_{y,Ed}$	<i>é o momento fletor de cálculo incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições;</i>
$M_{y,pl,Rd}$	<i>é a resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo y da seção mista;</i>
$M_{y,Sd}$	<i>é o momento fletor de cálculo em torno do eixo y da seção considerada;</i>
$M_{z,Ed}$	<i>é o momento fletor de cálculo incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições;</i>
$N_{cr}$	<i>é a carga crítica de flambagem elástica por flexão, calculado com a rigidez efetiva à flexão <math>(EI)_{eff}</math>;</i>
$N_{cr,eff}$	<i>é a força normal crítica para o eixo relevante e correspondente à rigidez efetiva à flexão;</i>
$N_e$	<i>é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler);</i>
$N_{Ed}$	<i>é a força normal total de cálculo;</i>
$N_{ey}$	<i>é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler);</i>
$N_{ex}$	<i>é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler);</i>

$N_{G,Ed}$	<i>é a parte da força normal correspondente ao carregamento permanente;</i>
$N_{G,Sd}$	<i>é a parcela desta força normal de cálculo devida à ação permanente e a ação decorrente de uso de atuação quase permanente;</i>
$N_{pl,R}$	<i>é o valor de <math>N_{pl,Rd}</math> quando os coeficientes de resistência <math>\phi_a</math>, <math>\phi_s</math> e <math>\phi_c</math> são tomados iguais a 1,0;</i>
$N_{pl,Rd}$	<i>é a resistência em regime plástico da seção transversal.</i>
$N_{pl,Rk}$	<i>é a resistência nominal à compressão em regime plástico;</i>
$N_{Rd}$	<i>é a resistência do pilar à compressão axial ;</i>
$N_{Sd}$	<i>é a força axial solicitante de cálculo na barra considerada constante ao longo da barra;</i>
$P_o$	<i>é a resistência nominal à compressão axial sem a consideração do efeito da esbeltez;</i>
$t_f$	<i>é a espessura da mesa da seção I;</i>
$V$	<i>é a força de cisalhamento introduzida no pilar;</i>
$V_{a,Ed}$	<i>é o valor da força de cisalhamento de cálculo atuando na seção de aço estrutural;</i>
$V_{c,Ed}$	<i>é o valor da força de cisalhamento de cálculo atuando na alma do concreto revestido de reforço;</i>
$V_{pl,a,Rd}$	<i>é o valor da força de resistência plástica de cálculo da seção de aço estrutural submetida ao cisalhamento vertical;</i>
$w_c$	<i>é o peso específico do concreto por unidade de volume;</i>
$Z_{pa}$	<i>é o módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural;</i>
$Z_{pc}$	<i>é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado.</i>
$Z_{ps}$	<i>é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;</i>
$\alpha$	<i>é igual a 0,85 para seções revestidas com concreto;</i>
$\beta$	<i>é um fator equivalente de momento, dado pela Tabela 3.4:</i>
$\phi_a$	<i>é o coeficiente de resistência do aço do perfil, igual a 0,9;</i>

- $\phi_c$  *é o coeficiente de resistência do concreto, igual a 0,7;*
- $\phi_s$  *é o coeficiente de resistência do aço da armadura, igual a 0,85;*
- $\phi_B$  *é o coeficiente de segurança, igual a 0.65;*
- $\gamma_c$  *é o peso específico do concreto, em quilonewton por metro cúbico (ABNT/NBR:14323/99);*
- $\gamma_{pc}$  *é o coeficiente parcial de segurança para o concreto (EN 1994-1-1:2004);*
- $\varphi_t$  *é o coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$ ;*
- $\chi$  *é o fator de redução para o modo de flambagem relevante;*



# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1 - Generalidades sobre estruturas mistas aço-concreto**

O uso racional de dois tipos de materiais na composição de seções estruturais é uma forma economicamente e estruturalmente viável na formação de um sistema ou parte de um sistema estrutural. Na construção civil, os mais importantes e freqüentemente utilizados são o aço e concreto, principalmente na aplicação em edifícios de múltiplos andares.

A vantagem na associação entre estes dois elementos pode ser resumida considerando que o aço possui ótimo desempenho quando submetido à tração e o concreto quando submetido à compressão, este último com um custo mais baixo em relação ao aço. Pode-se considerar também que ambos possuem praticamente o mesmo valor do coeficiente de dilatação térmica.

Entende-se que o início da construção mista foi há pouco mais de um século, em 1877, com a construção de uma residência em Port Chester, EUA, utilizando vigas metálicas laminadas revestidas por concreto (Viest et al, 1997).

Em 1894, registra-se a construção do edifício Methodist Building, em Pittsburgh, EUA, utilizando vigas metálicas em perfil “I” também revestidas com concreto, além de uma ponte em Iowa, segundo GRIFFIS (1994, apud FIGUEIREDO, 1998). Em 1898, em Chicago, EUA, foi construído o armazém Druecker, utilizando pilares de aço totalmente revestidos com concreto (Viest et al, 1997).

Nesta época, o concreto era simplesmente utilizado como material de revestimento nos edifícios metálicos, visando unicamente proteção à corrosão e à estrutura em situação de incêndio. Os ganhos de resistência proporcionados pela junção dos dois materiais eram ignorados.

O surgimento dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, utilizados para garantir a interação entre o aço e o concreto, inicialmente patenteados em 1903 (Detroit, EUA) e posteriormente em 1926 (Youngstown, EUA), contribuíram significativamente para a evolução das estruturas mistas aço-concreto. As primeiras pesquisas em pilares mistos aço-concreto foram realizadas em 1908, nos laboratórios de engenharia civil da Universidade de Columbia (VIEST et al., 1997).

MALLITE (1990) lembra que, na Inglaterra, em 1914, a empresa Redpath Brown and Company e no Canadá, em 1922, a Dominion Bridge Company, deram início a uma série de ensaios a respeito de um sistema composto. Porém, somente em 1930 métodos de dimensionamento estariam estabelecidos, sendo o The New York City Building Code o primeiro registro encontrado de normatização de estruturas mistas. A primeira norma a abordar o tema foi a American Association of State Highway Officials (AASHO, hoje denominada AASHTO), em 1944.

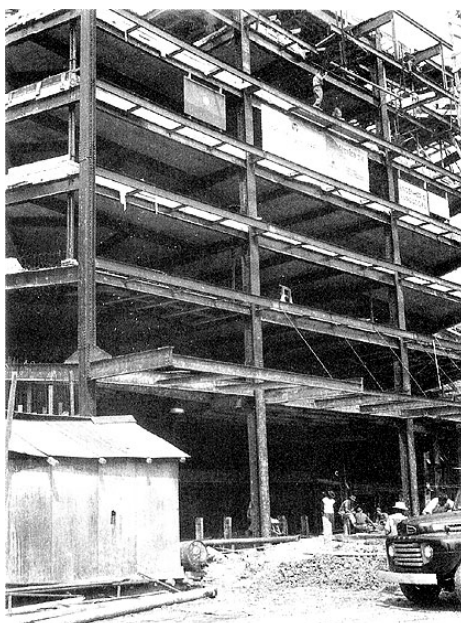
Segundo LEHTOLA (1992, apud BIANCHI, 2002) a partir da década de 50, com o desenvolvimento dos processos de soldagem, foi possível considerar o comportamento interativo entre os dois materiais (aço e concreto) utilizando conectores de cisalhamento, tornando viável e competitiva a utilização de sistemas estruturais mistos.

O sistema misto aço-concreto passou a ser largamente utilizado na construção de pontes e edifícios em todo o mundo embora na década de 50 e 60 somente algumas obras utilizaram este sistema no Brasil. Abaixo são listados alguns destes edifícios e suas características (FIGUEIREDO, 1998). Nas décadas de 70 e 80 as estruturas de nossos edifícios ficaram praticamente restritas ao uso de concreto armado e protendido, enquanto países como Alemanha, Austrália, Canadá, China, Estados Unidos e Japão foram destaques na utilização de sistemas

mistos aço-concreto. No Brasil, as estruturas mistas somente foram normalizadas em 1986, quando a ABNT/NBR:8800/86 apresentou em seu item 6 o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto. Atualmente os edifícios mais altos na Europa são construídos utilizando estas técnicas de construção. As figuras (1.1) a (1.4) apresentam ilustrações de alguns edifícios de múltiplos andares que utilizaram estas técnicas de construção.

### **Edifício Garagem América**

Finalidade:	Garagem
Localização:	São Paulo-SP
Data:	1957
Dimensões:	16 pav.; área total: 15.214 m <sup>2</sup> ; pé direito: 2,65 m
Aço:	948 t de aço ASTM A-7; 62,3 kg/m <sup>2</sup>



**Figura 1.1** – Montagem do Edifício Garagem América (1957).

ANDRADE (2006).

### **Edifício Palácio do Comércio**

Finalidade:	Comercial (Escritório)
Localização:	São Paulo-SP
Data:	1956-1959

Dimensões: 24 pav.; área total: 21.655 m<sup>2</sup>, pé direito: 3,15 m, altura total: 73 m

Aço: 1.360 t de aço ASTM A-7; 62,8 kg/m<sup>2</sup>

### **Edifício Avenida Central**

Finalidade: Comercial (Escritório)

Localização: Rio de Janeiro - RJ

Data: 1959-1961

Dimensões: 36 pav. ; área total: 75.000 m<sup>2</sup>; altura total: 112 m

Aço: 5.620 t de aço ASTM A-7; 74,9 kg/m<sup>2</sup>



**Figura 1.2** – Montagem do Edifício Avenida Central (1959-1961).

ANDRADE (2006).

### **Edifício Santa Cruz**

Finalidade:	Comercial e residencial
Localização:	Porto Alegre-RS
Data:	1961-1963
Dimensões:	34 pav.; área total: 48.727 m <sup>2</sup> ; altura total: 103 m
Aço:	4.011 t de aço ASTM A-7; 82,3 kg/m <sup>2</sup>

### **Edifício Escritório Central da CSN**

Finalidade:	Escritório
Localização:	Volta Redonda - RJ
Data:	1962-1963
Dimensões:	18 pav.; área total: 21.655 m <sup>2</sup> ; pé direito: 3,50 m
Aço:	2.600 t de aço ASTM A-7; 70,0 kg/m <sup>2</sup>



**Figura 1.3** – Edifício Central da CSN.

BELLEI (2006)

### **Edifício Sede do IPERJ**

Finalidade:	Escritório
Localização:	Rio de Janeiro - RJ

Data: 1965

Dimensões: 24 pav. ; área total: 17.155m<sup>2</sup> ; pé direito: 2,65m, altura total 76,5m

Aço: 1.218 t de aço ASTM A-7; 71,0 kg/m<sup>2</sup>

Como exemplo recente de obra em estrutura mista aço-concreto pode-se citar o Edifício New Century. Sua estrutura principal é composta de pilares mistos parcialmente revestidos, vigas e lajes mistas.



**Figura 1.4** - Edifício New Century.

Fonte: Arquivo pessoal.

GRIFFIS (1994, apud FIGUEIREDO, 1998), apresenta alguns edifícios nos Estados Unidos que utilizaram estrutura mista, inclusive pilares mistos:

a) Control Data Building, Houston, Texas. Construído em 1969 e com apenas 20 andares marca o início da era dos edifícios em estruturas mistas. Foi o primeiro edifício em estrutura mista projetado pelo Dr. Fazlur Khan;

b) Three Houston Center Gulf Tower, Houston, Texas. Com 52 andares e com sistema estrutural tubular, foi projetado por Walter P. Moore e Associados e destaca-se pela diferença de 12 andares entre as operações de montagem da estrutura de aço e a concretagem;

c) First City Tower, Houston, Texas. Projetado e construído com pilares mistos nas quatro faces do edifício de 49 andares (figura 1.5);



**Figura 1.5** - Edifício First City Tower.



d) Momentum Place, Dallas, Texas. Com 60 andares, envolveu pesquisas preliminares intensas para se escolher a melhor opção do sistema estrutural e do esquema de construção;

e) InterFirst Plaza, Dallas, Texas. Com 72 andares, este edifício é suportado por 16 pilares mistos de grande porte posicionados a 6m do perímetro do edifício, resultando em uma solução arquitetônica bastante interessante (figura 1.6);



**Figura 1.6** - Edifício InterFirst Plaza.

f) One Mellon Bank, Bank Center (Dravo Tower), Pittsburgh, Pennsylvania;



g) Bank of China Building, Hong Kong. Com 369 m é o quinto edifício mais alto do mundo, o mais alto fora dos Estados Unidos e o mais alto do mundo em estrutura mista. (figura 1.7).



**Figura 1.7** - Edifício Bank of China Building.



**Figura 1.8** – Ilustração de edifícios compostos por estruturas mistas.

LANGE (2004).

Uy & Das (1997, apud FIGUEIREDO, 1998), citam os edifícios altos na Austrália que utilizaram pilares mistos em seu sistema estrutural: Asselden Place, Commonwealth Plaza, Westralia Square, Forrest Centre e Myer Centre. Na Europa: Commerzbank e Shimizu Super High Rise Buildings.

Hoje, especialistas no assunto concordam que o futuro da construção de edifícios de múltiplos andares estruturados em aço terá forte participação de elementos em estruturas mistas aço-concreto.

## **1.2 - Pilares Mistos Aço-Concreto**

O vasto campo denominado “estruturas mistas aço-concreto”, pode, de uma maneira simplificada, ser subdividido nos seguintes elementos: lajes, ligações, vigas e pilares mistos aço-concreto. Para fins de entendimento, neste texto, as palavras mista(s) ou misto(s) serão atribuídas a qualquer tipo de elemento misto aço-concreto.

Os pilares mistos são caracterizados por conter um perfil de aço, composto ou não, em todo o seu comprimento. Os pilares mistos devem ser revestidos, total ou parcialmente, ou preenchidos com concreto. Armaduras longitudinais e transversais podem ser empregadas. Estes elementos geralmente trabalham à compressão ou à flexo-compressão, partindo da hipótese básica que os dois materiais trabalham em conjunto, e de que não haja escorregamento relativo entre ambos.

Na utilização em edifícios de múltiplos andares existem basicamente duas principais vantagens, uma relacionada à velocidade de execução em comparação à construção tradicional e outra em relação às menores dimensões obtidas nas seções transversais. Por outro lado consegue-se ganho de rigidez local e global em relação aos pilares isolados de aço, além da já citada proteção em situação de incêndio e corrosão.

Infelizmente, no Brasil, observam-se como principais obstáculos na utilização de pilares mistos em edifícios o conservadorismo por parte das construtoras, ao optar pelos sistemas de construção tradicionais, principalmente o concreto armado moldado in loco, e ao elevado custo de industrialização das estruturas metálicas (projeto, fabricação e montagem).

Neste estudo, a análise será focada nos pilares mistos parcialmente revestidos, denominados assim pelo fato do concreto estar localizado somente entre as mesas e alma de perfis tipo “I”, com seção duplamente simétrica e constante ao longo do comprimento do pilar.



**Figura 1.9 – Pilares mistos parcialmente revestidos.**  
PROFIL ARBED (2005)

Na década de 80 foi descoberto (ou redescoberto) que o revestimento parcial de pilares metálicos promove um substancial aumento na resistência da seção em situação de incêndio (PROFIL ARBED, 2005). A forma aberta de perfis “I” ou “H” facilita o preenchimento de concreto entre as mesas e alma dos perfis, sendo que a concretagem pode ser efetuada com o pilar ainda na horizontal, eliminando a necessidade de fôrmas. Posteriormente, o elemento é içado e montado. Hoje em dia, diversas normas, inclusive a ABNT/NBR:14323/99 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento, em seu Anexo “B”, contemplam o dimensionamento de lajes, vigas e pilares mistos em situação ambiente e de incêndio. Atualmente o Projeto de Revisão da ABNT/NBR:8800/86 – Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - Procedimento, em seus anexos normativos O, P, Q e R abordam, respectivamente, o dimensionamento de vigas, pilares, lajes e ligações mistas.

Além disso, outra aplicação interessante da técnica construtiva de pilares mistos parcialmente revestidos é na recuperação de estruturas, onde facilmente perfis isolados de aço são enrijecidos com a adição de concreto e armaduras.

### **1.3 - Objetivos**

Este trabalho apresenta como caráter objetivo analisar numericamente a distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto de pilares mistos parcialmente revestidos, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), comparando os resultados obtidos nesta análise com valores experimentais provenientes de literatura disponível.

Além disso, com base nesta análise comparar os resultados analíticos dos métodos simplificados propostos pelas normas técnicas com os provenientes desta análise numérica via MEF, identificando as regiões de aplicação de cargas e transferência de esforços na interface aço-concreto.

Este texto está dividido em 08 capítulos, com as respectivas abordagens:

O capítulo 1 faz uma apresentação de forma sucinta do conceito e aplicação de estruturas mistas e pilares mistos aço-concreto, além do objetivo central deste trabalho;

No capítulo 2 são apresentados os critérios e conceitos básicos dos pilares mistos, apresentando os três tipos principais e citando exemplos de aplicação em edifícios, contemplando uma revisão bibliográfica de artigos, dissertações e teses relacionadas ao tema principal desta dissertação.

No capítulo 3 são apresentados os capítulos referentes ao dimensionamento de pilares mistos das normas brasileira ABNT/NBR:14323/99, européia EN 1994-1-1:2004 e americana ANSI/AISC 360-05;

O capítulo 4 apresenta o conceito teórico do fenômeno da aderência em pilares mistos;

No capítulo 5 são apresentados os tipos de elementos e os modelos constitutivos utilizados na modelagem numérica via MEF, no programa ANSYS versão 9.0;

O capítulo 6 apresenta dois modelos numéricos construídos e os respectivos resultados obtidos, comparando-os com análises experimentais provenientes de trabalhos de outros pesquisadores.

No capítulo 7 é aplicado o método simplificado proposto pela ABNT/NBR:14323/99 no dimensionamento de um pilar misto parcialmente revestido, comparando os resultados analíticos com os provenientes da análise numérica; além disso foram identificadas as regiões de aplicação de cargas e transferência de esforços na interface aço-concreto, com base nas normas apresentadas no capítulo 3 e no processo de revisão da ABNT/NBR:8800/86.

Finalmente, no capítulo 8 são apresentadas as conclusões finais e sugestões para trabalhos futuros.

## **2. PILARES MISTOS**

### **2.1 - Generalidades**

Basicamente, podem-se considerar três tipos principais de pilares mistos:

- 1) Pilares mistos preenchidos;
- 2) Pilares mistos revestidos;
- 3) Pilares mistos parcialmente revestidos.

Na determinação da resistência dos pilares mistos, parte-se da hipótese básica de que há interação completa entre os dois materiais, e que não haja escorregamento relativo entre as duas superfícies. Na prática, para se efetuar esta análise deveriam ser levadas em conta as imperfeições geométricas do elemento, bem como a consideração das não-linearidades física e geométrica na determinação exata desta resistência. Porém, isto só se torna possível utilizando métodos numéricos aplicados com o auxílio de ferramentas computacionais. As normas geralmente apresentam métodos simplificados para o dimensionamento de pilares mistos.

Segundo QUEIROZ (2001), deve-se limitar em  $41 \text{ kN/cm}^2$  o valor máximo do limite de escoamento do aço do perfil da seção mista, devido ao fato da máxima deformação do concreto à compressão pura ser limitada em 0,2%. Os principais tipos de aços estruturais padronizados pela ABNT possuem limite de escoamento inferior a  $35 \text{ kN/cm}^2$ . (BELLEI, 1998).

$$f_y = E_a \times 0.2\% \quad (2.1)$$

$$f_y = 20500 \frac{kN}{cm^2} \times 0.002$$

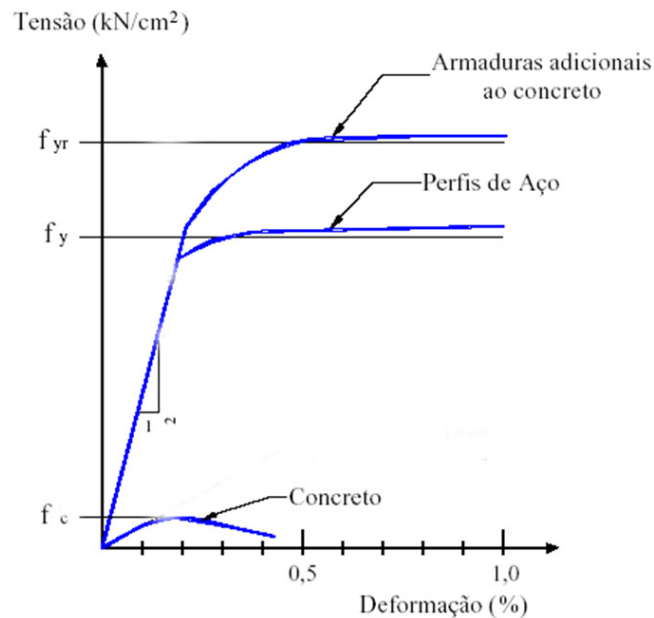
$$f_y = 41 kN / cm^2$$

Onde:

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço estrutural, a 20°C;

$f_y$  é o limite de escoamento nominal do aço estrutural.

Isto para que se obtenha a máxima capacidade de carga resistente da seção composta, sem que o concreto entre em colapso prematuramente, deixando de conter o elemento de aço, este último podendo sofrer flambagem local ou global. Além disso, não podem ser ultrapassadas determinadas relações largura / espessura dos elementos de aço para que estes efeitos (flambagem local ou global) também não venham a ocorrer.

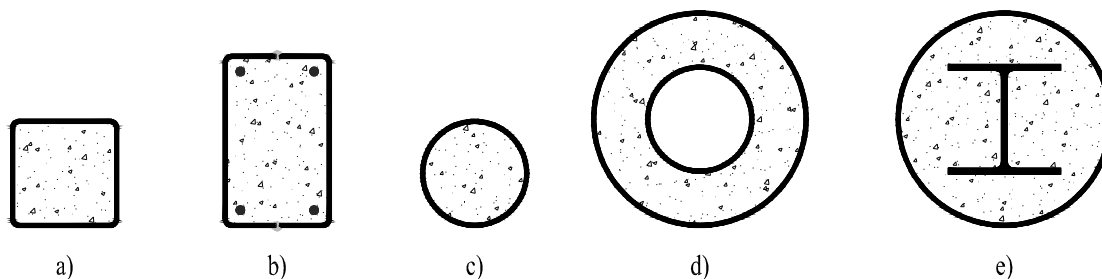


**Figura 2.1** – Diagramas tensão deformação simplificados – aço e concreto.

Quanto à existência de armaduras longitudinais, devem ser atendidas as recomendações da norma para cálculo de estruturas de concreto armado condizente com a norma utilizada no dimensionamento do pilar misto. Em ambos os tipos de pilares, a concretagem pode ser realizada com o elemento na horizontal, sendo posteriormente içado. Caso a concretagem seja realizada com o pilar montado, a seção de aço isolada deve ser verificada para as ações atuantes durante a montagem até a cura do concreto (peso próprio, sobrecargas e eventuais ações do vento).

## 2.2 - Pilares mistos preenchidos

Os pilares mistos preenchidos são definidos como elementos de seções tubulares, retangulares / circulares, de aço laminado, soldado / dobrado ao frio, podendo ser consolidados por meio de solda contínua, tendo seu interior preenchido com concreto, armado ou não, de resistência normal ou elevada.



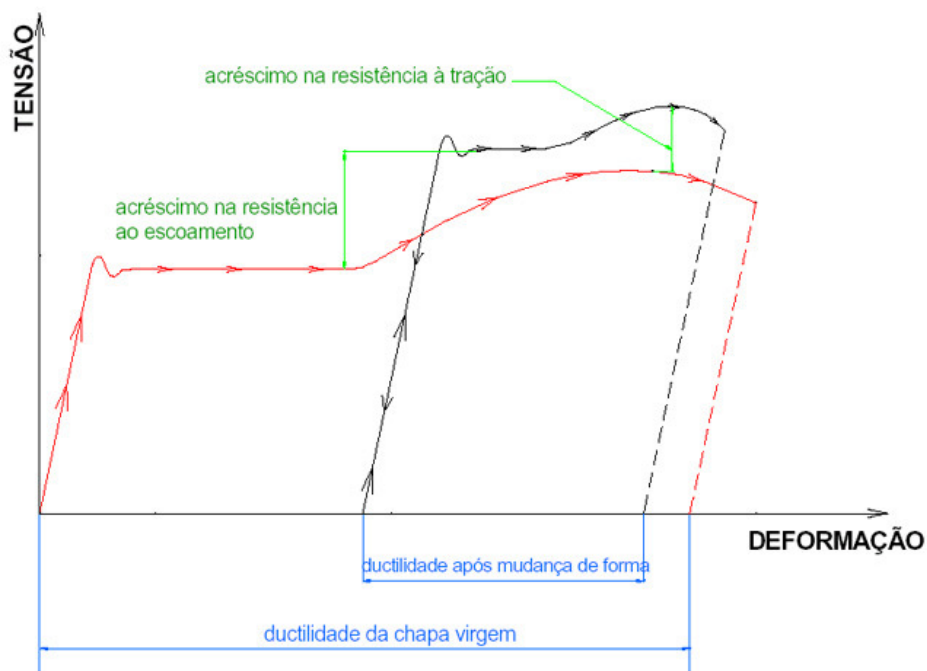
**Figura 2.2** - Tipos de pilares mistos preenchidos.

Na figura (2.2.a), pode-se classificar o pilar misto do tipo retangular preenchido, sem a presença de armaduras longitudinais, com perfil de aço laminado a quente ou dobrado a frio; já na figura (2.2.b), apresenta-se uma opção em perfis “U” dobrados a frio, consolidados através de solda contínua, com a presença de armadura longitudinal, visando aumento de resistência em temperatura ambiente e em situação de incêndio; na figura 2.2.c, o pilar misto é do tipo circular preenchido, podendo ser do tipo laminado ou calandrado; na figura (2.2.d), uma opção com dois tubos circulares metálicos, sendo o interno vazado, podendo ser utilizado como espaço para



instalações; por fim, na figura (2.2.e), uma seção composta com o perfil circular externo e um perfil “I” ou “H” laminado, em seu interior. Além disso, podem ocorrer variações entre os tipos apresentados, inclusive seções quadradas ou retangulares formadas por chapas soldadas.

Segundo DE NARDIN (1999), aos pilares mistos preenchidos são atribuídas vantagens como alta resistência e ductilidade, economia de materiais e mão-de-obra, redução nas dimensões da seção transversal e melhoria no comportamento dos materiais aço e concreto, devido ao efeito do confinamento. Além disso, extrapolando para a realidade brasileira, um dos motivos que torna atrativa a utilização de perfis dobrados a frio na utilização em pilares mistos com seção transversal quadrada e retangular preenchida, deve-se ao seu menor custo em comparação aos perfis laminados. Ainda, observam-se os efeitos que o trabalho a frio provoca no perfil metálico, devido à introdução de deformações plásticas, aumentando a resistência ao escoamento e a tração nos cantos (dobrados), ao passo que diminui a ductilidade nestas regiões.



**Figura 2.3** - Efeito do trabalho a frio nas características tensão deformação do aço.  
DE NARDIN (1999).



**Figura 2.4** - Pilar misto circular, Edifício Cheung Kong Center, Hong Kong.

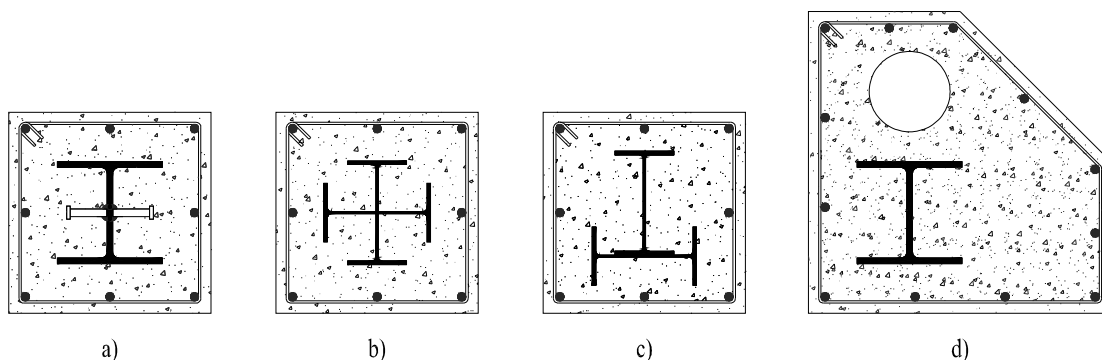


**Figura 2.5** - Fleet Place House, Londres.

Observa-se, pelas dimensões da seção transversal do pilar apresentado na figura (2.4), a aplicação em edifícios de grande porte de um pilar misto de seção circular a ser preenchido com concreto, sem proteção externa no caso de situação de incêndio; no caso da figura (2.5), a seção mista foi utilizada em um edifício de pequeno / médio porte.

### 2.3 - Pilares mistos revestidos

Os pilares mistos revestidos (ou totalmente revestidos) consistem em perfis de aço com seção tipo “I”, “H” ou compostas, laminadas ou soldadas, revestidos por concreto com armaduras longitudinais e transversais, esta última visando combater a expansão lateral e desagregação do concreto (BIANCHI, 2002). Segundo CHENG (2005), dentre os vários benefícios de uso deste tipo de seção composta, pode-se considerar a elevada capacidade resistente da seção de aço isolada, anteriormente à cura do concreto. Após a cura, além do ganho de resistência e rigidez proporcionado, o concreto também promove proteção para o perfil de aço em situação de incêndio e contra corrosão. O uso deste tipo de seção mista em edifícios de múltiplos andares, médios e elevados, vem aumentando significativamente nas últimas décadas. Além disso, sua utilização mostra-se interessante na recuperação de estruturas.



**Figura 2.6** - Tipos de pilares mistos revestidos.

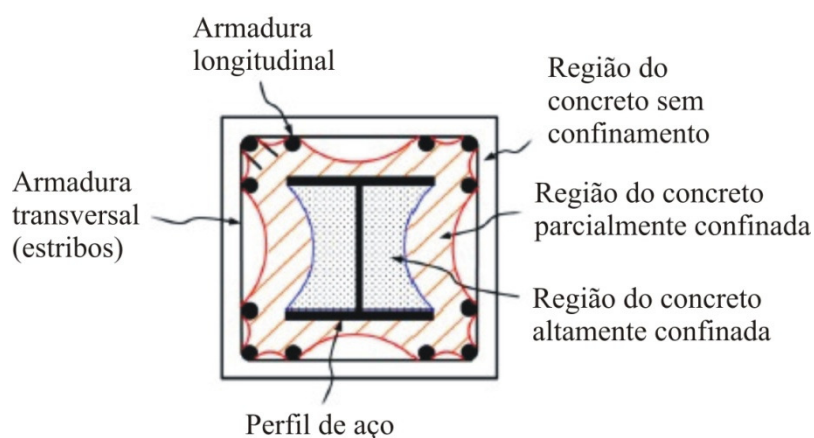
Na figura (2.6.a), observa-se que o pilar misto é do tipo revestido com perfil “H” laminado, com a presença de conectores de cisalhamento na alma; na figura (2.6.b), dois perfis de aço seção “I” foram consolidados, em forma de cruz e na figura (2.6.c) em forma de “T”; por fim, um tipo de seção arbitrária, apresentada por CHEN (2001), onde existe uma abertura na seção transversal. Em todos os tipos observa-se a presença de armadura longitudinal e transversal.



**Figura 2.7** - Edifício Hyperion Apartment Building.

KIM (2005).

Na figura (2.7) apresentam-se três edifícios altos (69 andares), tendo como sistema estrutural dois núcleos de concreto armado e 17 pilares mistos revestidos em seu perímetro.

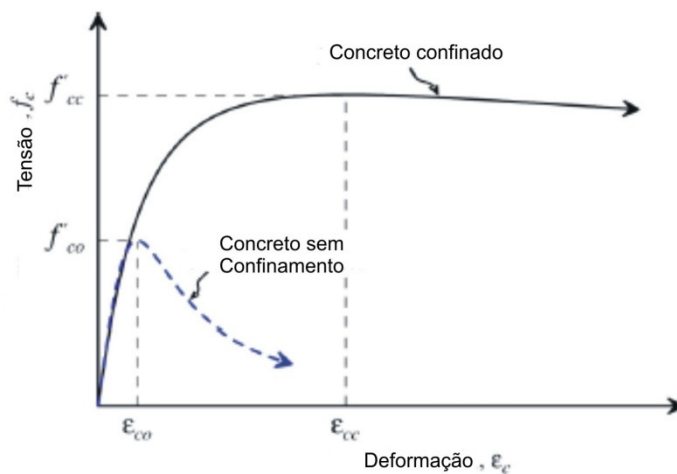


**Figura 2.8** - Materiais em uma seção de pilar misto revestida.

CHENG (2005).

A seção transversal de um pilar misto revestido é composta por três materiais: concreto, perfil de aço estrutural e armaduras longitudinais e transversais (figura 2.8).

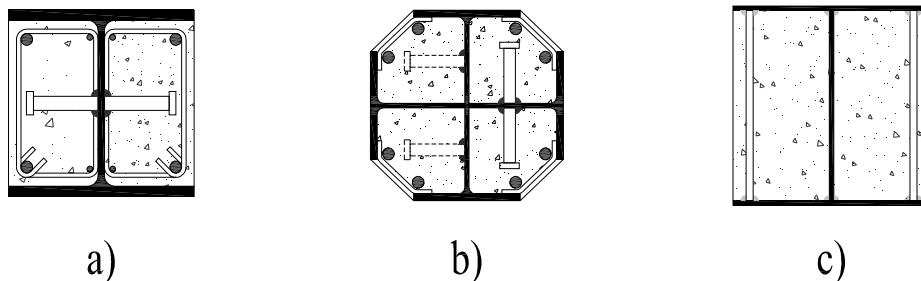
Segundo CHENG (2005), o modelo constitutivo atribuído ao concreto deste tipo de seção mista é apresentado na figura a seguir.



**Figura 2.9** - Modelo constitutivo do concreto em uma seção mista. CHENG (2005).

## 2.4 - Pilares mistos parcialmente revestidos

Os pilares mistos parcialmente revestidos consistem em perfis de aço com seção tipo “I” ou “H”, laminadas ou soldadas, parcialmente revestidas por concreto e armaduras longitudinais e transversais.

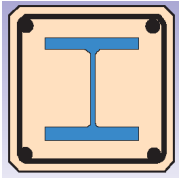
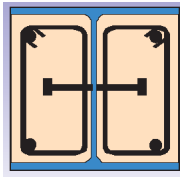


**Figura 2.10** - Tipos de pilares mistos parcialmente revestidos.

Na figura (2.10.a), observa-se que o pilar misto é do tipo parcialmente revestido com perfil “H” laminado, com a presença de conectores de cisalhamento na alma, armaduras longitudinais e transversais; na figura (2.10.b), dois perfis de aço seção “I” foram consolidados denominados “seção tipo cruciforme”, contando também com a presença de conectores e armaduras; por fim, um tipo de seção inovadora isenta de conectores de cisalhamento e armaduras longitudinais, com barras redondas ligando as mesas.

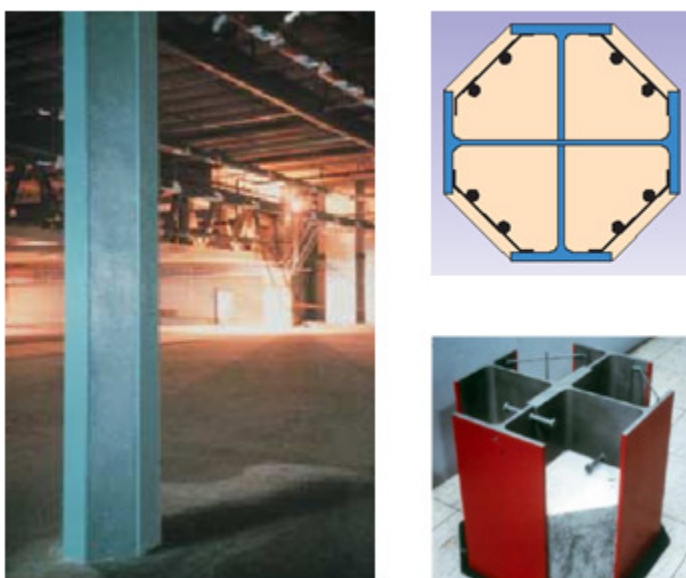
A tabela (2.1) apresenta, além de um comparativo entre o pilar misto parcialmente e o totalmente revestido, as principais características de utilização. Ambas as seções apresentadas devem possuir largura mínima de 240 mm para este tipo de comparação.

**Tabela 2.1** - Comparativo entre pilares mistos revestidos. PROFIL ARBED (2005).

Pilar Misto Totalmente Revestido	Pilar Misto Parcialmente Revestido
	
Necessidade do uso de fôrmas de madeira.	Dispensa o uso de fôrmas de madeira, a menos que haja necessidade de montagem do perfil de aço isolado ou que por razões arquitetônicas tenha a necessidade de uma aparência final melhor acabada.
Concretado verticalmente após a montagem do perfil de aço.	Concretado horizontalmente antes da montagem do perfil de aço.
Utiliza preferencialmente perfil com mesas mais espessas.	Utiliza preferencialmente perfil com mesas mais esbeltas.
A armadura pode ser colocada após a montagem do pilar de aço.	A armadura é facilmente colocada no pilar de aço, anterior à sua montagem.
É necessária uma porcentagem	Maior consumo de armadura devido a

relativamente baixa de armadura.	menor resistência em situação de incêndio.
Dispensa pintura no perfil de aço.	Necessidade de pintura ou proteção nas mesas expostas do perfil de aço.
Utiliza pequeno número de conectores de cisalhamento. Sendo fundamental sua aplicação nas regiões de introdução de cargas. Elevada resistência em situação de incêndio.	Utilizam-se conectores de cisalhamento ao longo do comprimento do pilar de aço, como forma de proteger o concreto contra a ação do incêndio. Moderada resistência ao incêndio.
A resistência total do pilar misto se dá somente após a cura do concreto que envolve o perfil de aço.	Após a montagem já se pode contar com a resistência máxima do pilar misto, caso o pilar seja concretado horizontalmente.

Com aplicação similar ao pilar misto revestido, o uso deste tipo de seção em edifícios de múltiplos andares, médios e elevados, vem aumentando significativamente nas últimas décadas.

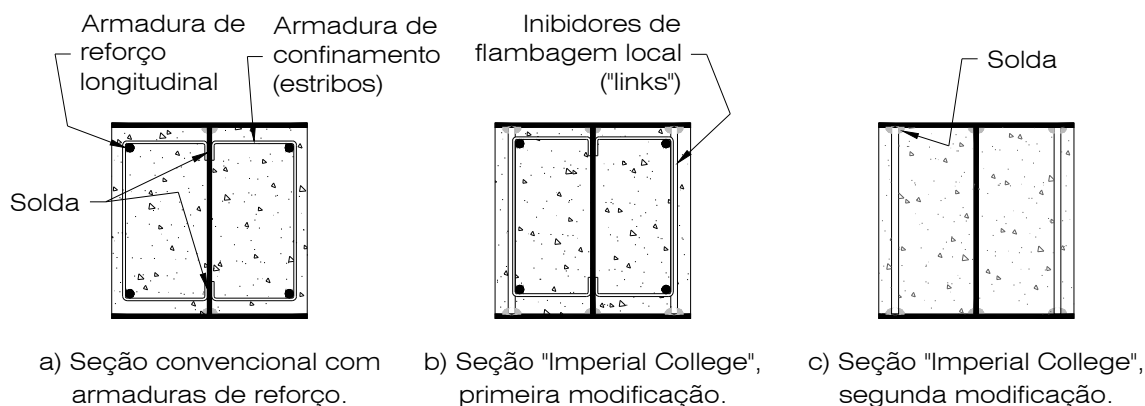


**Figura 2.11** Pilar misto cruciforme parcialmente revestido.

PROFIL ARBED (2005) e CAMPOS (2006).

O pilar misto tipo cruciforme parcialmente revestido é mostrado na figura (2.11). A aplicação deste tipo de seção transversal é interessante em elementos sujeitos a esforços de flexão em torno de ambos os eixos de simetria.

Além dos pilares mistos do tipo cruciforme, existem basicamente dois tipos de pilares parcialmente revestidos: os denominados convencionais, apresentados na comparação com o pilar misto revestido na tabela (2.1), e um sistema inovativo, desenvolvido e patenteado pela Canam Manac Group, com a colaboração de pesquisadores de universidades americanas e canadenses (BEGUM, 2005). Este sistema inovativo encontra-se ainda em fase estudo, tendo sua proposta de aplicação restrita a pilares de edifícios de múltiplos andares predominantemente comprimidos. As ações laterais nestes edifícios devem ser resistidas por outros sistemas estruturais, como paredes de cisalhamento, contraventamentos, pórticos etc. (CHICONE, 2002).



**Figura 2.12** - Pilares mistos parcialmente revestidos.

A seção apresentada na figura (2.12.a) refere-se ao pilar misto parcialmente revestido tipo convencional, onde a seção de aço tipo “I” é composta com a adição de estribos transversais, neste exemplo soldados à alma, com adição de armaduras longitudinais ao longo do pilar e concreto entre as mesas. Posteriormente uma pequena modificação foi realizada (figura 2.12.b), com a adição de barras redondas de aço, denominadas links ligando as mesas, visando inibir (ou retardar) a flambagem local deste elemento. Por fim, na figura (2.12.c) os estribos transversais e a



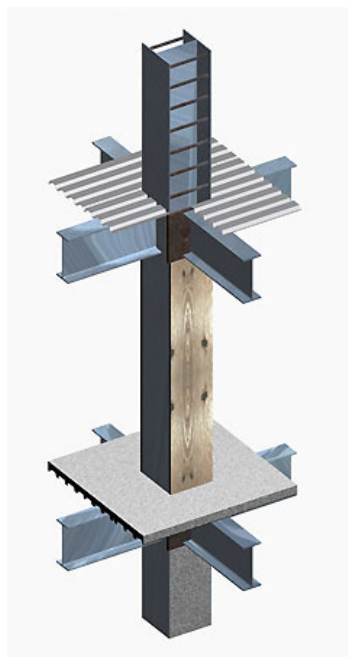
armadura longitudinal foram eliminados, restando somente os links entre as mesas, e o concreto completando a seção mista parcialmente revestida (ELNASHAI, 1991).

Abaixo são relacionadas as principais vantagens da segunda seção modificada (figura 2.12.c), dotada de inibidores de flambagem local das mesas (denominados links), em relação à seção convencional (ELNASHAI, 1993):

- 1) Aumento na capacidade resistente a ações cíclicas, inclusive na ausência de esforço axial;
- 2) Melhoria na estabilidade global da barra;
- 3) Superior ductilidade e capacidade de dissipação de energia;
- 4) Inibição e/ou retardo da flambagem local da mesa;
- 5) Economia relacionada ao menor consumo de aço e ausência de conectores de cisalhamento, fora das regiões de introdução de cargas;
- 6) Promove o efetivo confinamento do concreto;
- 7) Previne falha local da seção de aço que tenderia a ocorrer no início da flambagem local da mesa;
- 8) Os links promovem um efetivo mecanismo de transferência de cisalhamento na superfície aço-concreto;
- 9) Prevenir a redução na seção bruta de concreto, devido ao efeito do confinamento, impedindo a fissuração no sentido do cobrimento;

Porém, pelo menos dois pontos desfavoráveis em relação a este tipo pilar misto merecem citação:

1) VINCENT (2000, apud CHICOINE, 2003) sugeriu que vigas apoiadas no perpendiculares à alma deveriam ser conectadas ao pilar com chapas ligando as mesas do perfil. Pode-se notar que essa ligação invariavelmente produziria esforços de flexão decorrentes da excentricidade (viga somente em um lado ou diferença no valor das ações), em relação ao eixo de menor inércia (figura 2.13);

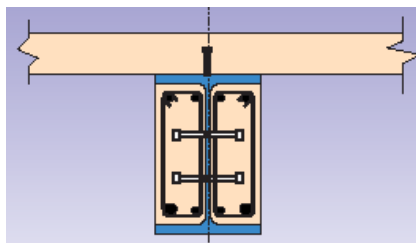


**Figura 2.13** - Seqüência de concretagem para pilar misto parcialmente revestido.  
CHICOINE (2003).

2) O perfil de aço utilizado na composição da seção é do tipo soldado, cujo custo pode apresentar-se superior ao dos perfis laminados, produzidos com uma relação largura/espessura de mesa não susceptível ao fenômeno de flambagem local.



**Figura 2.14** - Obras com pilares mistos parcialmente revestidos.  
PROFIL ARBED (2005).



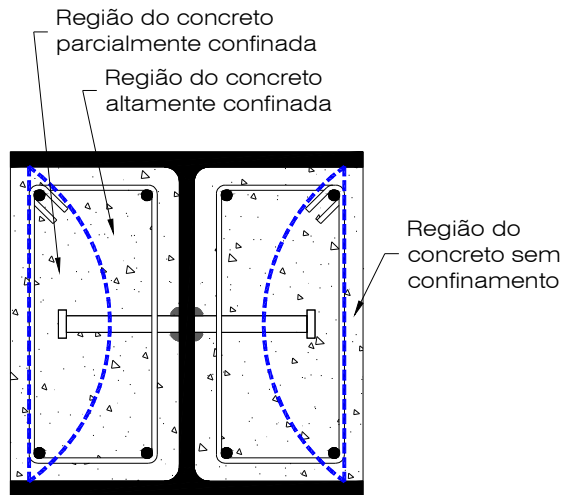
**Figura 2.15** - Seção transversal de viga mista parcialmente revestida.  
PROFIL ARBED (2005).

Ilustra-se a figura (2.14) com algumas obras utilizando pilares mistos parcialmente revestidos em seu sistema estrutural, em conjunto com vigas mistas parcialmente revestidas (figura 2.15), dotadas de aberturas na alma.



**Figura 2.16** - Rembrandt Tower, Amsterdan, NL.  
PROFIL ARBED (2005).

Apresenta-se, na figura (2.16), um edifício de múltiplos andares de grande porte (Rembrandt Tower, Amsterdan, NL), estruturado com pilares mistos parcialmente revestidos.



**Figura 2.17** - Materiais em uma seção de pilar misto parcialmente revestido.

Com característica similar ao pilar misto revestido, a seção transversal de um pilar misto parcialmente revestido (seção convencional) é composta por quatro materiais: concreto, perfil de aço estrutural, armaduras longitudinais, transversais e conectores de cisalhamento (figura 2.17). Pode-se considerar o mesmo modelo constitutivo apresentado na figura 2.9 ao concreto deste tipo de seção mista.

## 2.5 - Revisão bibliográfica

Visando organizar os estudos relacionados ao tema “pilares mistos parcialmente revestidos”, apresenta-se um resumo dos principais trabalhos nacionais e internacionais em ordem cronológica.

IYENGAR (1979) apresentou uma série de regras e critérios de dimensionamento de pilares mistos do tipo totalmente revestido, tubular circular e retangular preenchido, além de tabelas comparando resultados obtidos em análises experimentais com resultados via formulação numérica. O objetivo foi organizar os diversos artigos recebidos através do Subcommittee 20 –

Composite Columns, designado em 1973 como um comitê do Structural Stability Research Council, que aplicou em pilares mistos os conceitos de dimensionamento tradicionalmente utilizados em elementos de aço. Como estes conceitos envolvem diferenças fundamentais de aplicação entre elementos de aço isolados e mistos, as conseqüências dos resultados distintos exigiram a elaboração de uma prática recomendada para o dimensionamento de pilares mistos.

ELNASHAI (1991) realizou uma análise experimental em 06 pilares mistos parcialmente revestidos, submetidos a carregamentos cíclicos e pseudo-dinâmicos. Dois tipos foram ensaiados: o primeiro tipicamente utilizado na Europa consistia na utilização de duas barras longitudinais em cada lado do perfil de aço e estribos soldados à alma, visando confinar o concreto; o segundo com as mesmas características, porém com a adição de barras redondas ligando as mesas do perfil, visando inibir ou retardar a flambagem local. O principal objetivo desta série de testes foi analisar o comportamento destes pilares, variando o espaçamento dos estribos e verificando as melhorias obtidas com as modificações propostas. A principal característica observada nos resultados foi uma melhora significativa no comportamento dos pilares dotados de inibidores de flambagem local, que além do objetivo proposto, promoveram um aumento na interação entre o aço/concreto e aumentaram o efeito do confinamento do concreto.

ELNASHAI (1993) analisou o comportamento de 07 pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a uma combinação de efeitos sísmicos e carregamentos axiais, em séries de testes cíclicos e pseudo-dinâmicos. A substituição do sistema tradicional composto de barras longitudinais e estribos pela utilização de uma barra redonda transversal (inibidor de flambagem local) ligando as mesas do perfil demonstrou o excelente desempenho deste tipo de seção mista. Desta maneira, ganhou-se em tempo e custo de fabricação, tornando esta nova configuração atrativa. A redução na capacidade resistente foi extremamente pequena, mesmo com o pilar submetido a elevados carregamentos axiais, e também na ausência destes carregamentos. Além disso, o confinamento do concreto não foi drasticamente afetado, reafirmando a viabilidade da utilização de pilares mistos submetidos à flexo-compressão para aplicações em estruturas de edifícios de múltiplos andares submetidas à ação sísmica.

WIUM (1994) realizou uma investigação teórica e experimental relacionada à transferência e aos fatores que influenciam o cisalhamento na interface aço-concreto de pilares mistos totalmente revestidos, isentos de elementos mecânicos de transferência. Os fatores mais significativos foram quantificados e incorporados na proposta de um método analítico simplificado; o mais importante resultado obtido foi a de que os valores da resistência ao cisalhamento são altamente dependentes das dimensões do perfil de aço, e a descoberta de que os valores encontrados em normas para dimensionamento foram obtidos a partir de perfis metálicos de grandes dimensões. Foram encontrados valores de tensões de 0,30 MPa para antes da perda de aderência e 0,22 MPa após esta perda para uma série de perfis ensaiados, significativamente menores que o valor limite de 0,60 MPa apresentado no Eurocode 4 (“Design” 1990). Afirmou que uma maior precisão na determinação da carga que leva a perda de aderência química implica na avaliação da necessidade de uso de conectores de cisalhamento, de forma a garantir uma aderência mecânica.

SAW (2000) realizou uma avaliação no dimensionamento de pilares mistos preenchidos, parcialmente e totalmente revestidos baseado nas aproximações apresentadas pelas normas Eurocode 4: Part 1.1 (1992), BS 5400: Part 5 (1979) e AISC/LRFD (1993), comparando os resultados obtidos com os provenientes de experimentos, que se mostraram conservadores em relação ao dimensionamento proposto pelas normas. Apesar do AISC/LRFD não contemplar o dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos, seus critérios foram aplicados para realizar o dimensionamento deste tipo de seção. Afirmou que em alguns casos os resultados podem variar consideravelmente, devido às diferentes considerações utilizadas em cada norma, e que o Eurocode 4: Part 1.1 é a norma mais recomendada e que permite uma maior compreensão dos elementos e um campo de aplicação mais amplo. Como sugestão para trabalhos futuros, coloca como uma área particular merecedora de estudos aprofundados a relacionada à ligação física e mecânica na interface entre o aço e o concreto, principalmente nos casos onde o pilar é solicitado lateralmente e onde o momento de flexão é significativo.

QUEIROZ (2000) afirmou que as regiões de introdução de cargas, ligações com vigas, placas de base e emendas de pilares constituem um ponto crítico no estudo do pilar misto. Neste trabalho apresentou a essência da bibliografia, referente à repartição de cargas entre o aço e o

concreto, comentando duas abordagens para tratar o mecanismo de transferência: a primeira de acordo com a rigidez e a segunda de acordo com a resistência última dos elementos da seção mista. Apresentou um exemplo numérico para a segunda abordagem, salientando que se torna importante a comprovação desta formulação analítica por meio de análise experimental, posteriormente realizada em QUEIROZ (2001). Além disso, com base no dimensionamento deste pilar misto, concluiu que o mesmo resiste 67% a mais que um pilar de aço isolado com o mesmo perfil.

QUEIROZ (2001), dando seqüência ao trabalho iniciado em QUEIROZ (2000), afirmou que os quinhões de carga absorvidos pelo aço e pelo concreto devem ser criteriosamente distribuídos, de forma que os elementos componentes da seção mista sejam carregados dentro de seus limites de resistência individuais, e de que não haja escorregamento relativo entre ambos. Neste estudo realizou-se um ensaio experimental para testar a transferência de carga em uma ligação viga / pilar misto, através de chapas soldadas à alma e mesas do pilar (ao contrário do usual, que seria realizada com conectores). O pilar foi submetido à flexo-compressão em relação ao eixo de menor inércia, visando apresentação dos resultados obtidos e avaliando a eficiência da ligação, que foi comprovada, pois o pilar não entrou em colapso antes da carga prevista, nem a ligação sofreu ruptura (houve escoamento da seção metálica). Foi desenvolvida uma análise teórica relacionada à transferência de carga entre o aço e o concreto pelo método da rigidez e método da resistência última, na região de introdução de cargas e ao longo do comprimento do pilar. Com relação aos resultados dos ensaios, apresentou valores referentes ao encurtamento do pilar misto e deslocamento relativo entre os materiais (aço e concreto). Apresentou uma comparação em que a resistência do pilar metálico representou apenas 43% da resistência do pilar misto, comprovando que o concreto resistiu a uma parcela considerável de carga (com valores de deformações inferiores a 0,2%), reduzindo a esbeltez relativa da peça e aumentando a resistência do conjunto.

QUEIROZ (2001) apresentou algumas características dos pilares mistos, com ênfase no tipo parcialmente revestido, observando que a facilidade de execução destes torna-o uma das soluções mais interessantes do ponto de vista construtivo no Brasil. Comentou-se os métodos de dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos de acordo com o processo

simplificado do Eurocode 4 1994, o método do AISC/LRFD 2ª edição e o método da NBR14323. Neste estudo, além da comparação entre as três normas, realizou uma análise numérica de três soluções estruturais: pilar misto parcialmente revestido, de aço e de concreto, concluindo que da primeira para a segunda solução, tem-se um aumento de peso de 55%; no caso do pilar em concreto armado, a resistência obtida para a mesma largura de seção fixada ficou em torno de 2/3 da resistência do pilar misto. Com isso concluiu que onde existe grande necessidade de área útil em projeto a opção do pilar misto deve ser sempre considerada.

BIANCHI (2002) analisou numericamente, via método dos elementos finitos e utilizando o programa ANSYS, o comportamento de pilares mistos totalmente revestidos com e sem a utilização de conectores de cisalhamento. Após diversos testes concluiu que o elemento tridimensional SOLID45 é o mais recomendado para simular o concreto, perfil de aço estrutural e o conector de cisalhamento; para simulação da interface entre os dois materiais utilizou o elemento de contato CONTA170 e TARGE173; para o modelo reológico, utilizou o modelo elastoplástico de Drucker-Prager existente no programa utilizado. Com os resultados obtidos foram traçadas de curvas de interação e os valores foram comparados com os dados fornecidos pelo Eurocode 4 (1994), além de analisar a influência dos valores de tensão máxima de aderência na carga última do pilar misto. Afirmou ser consenso no meio científico que a utilização de conectores de cisalhamento não é necessária em situações usuais, somente nos casos de grandes vibrações, porém esta afirmação não foi encontrada em nenhum trabalho técnico. Concluiu que a curva de interação do Eurocode 4 (1994) é influenciada pelo modo de carregamento do pilar misto. Para os valores de carga última encontrados, verificou que para excentricidades de aplicação de carga inferiores a 7,50cm a influência da utilização de conectores não é significativa, pois a resistência da ligação entre o aço e o concreto é suficiente para que o pilar atinja sua carga máxima; para excentricidades superiores, a influência torna-se maior, aumentando de acordo com esta excentricidade, devido ao fato de que a ruptura ocorre pelo alcance da resistência a tração do concreto.

CHICOINE (2002) conduziu um estudo para investigar o comportamento e resistência de um novo tipo de pilar misto parcialmente revestido, desenvolvido e patenteado pela Canam Manac Group. Este elemento foi diferenciado do pilar misto tradicional por ser um perfil I de



chapas finas soldadas enrijecidas com barras redondas entre as mesas, denominadas links, impedindo ou retardando a flambagem local destes elementos (mesas), preenchidos somente com concreto sem a presença de armaduras longitudinais ou estribos. Foram ensaiados 05 pilares, sendo que todos falharam devido ao esmagamento do concreto seguido de flambagem local da mesa. Os valores das tensões transversais no perfil de aço obtidas foram pequenos, entretanto nos links foram observadas altas tensões, como resultado da expansão lateral do concreto. As equações inicialmente propostas para determinação da resistência da seção transversal deste tipo de seção foram revisadas e modificações foram propostas para se levar em conta a variação da resistência do concreto com as dimensões do pilar. Neste trabalho, com estas modificações nas equações, a relação entre a carga de ruptura experimental e a carga de ruptura teórica obteve uma média de 1,00. Baseados nos resultados foram apresentadas recomendações construtivas e sugestão para pesquisa futura relacionada com os efeitos de flexão e excentricidade de aplicação de cargas.

CHICOINE (2003) realizou um estudo experimental para investigar o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos, com a seção transversal modificada dando seqüência ao trabalho realizado em 2002. Comentou que este tipo de seção é apto a suportar somente carregamentos axiais, sendo que as ações laterais em edifícios de múltiplos andares devem ser resistidas por outro tipo de sistema estrutural. Neste artigo apresentou um histórico das deformações e resposta às deformações devidas aos carregamentos de longa duração em 07 pilares, sendo que 04 foram carregados por 150 dias, seguindo uma seqüência típica de construção. Deformações axiais devidas aos carregamentos de longa duração foram observadas e comparadas. Os testes mostraram que as altas tensões no perfil de aço devido às seqüências de carregamento, combinadas com a retração e fluência do concreto não tiveram efeito significativo no modo de falha e capacidade última para este tipo de seção, sendo praticamente os mesmos para pilares submetidos a cargas de curta duração. Os valores das tensões transversais na alma dos pilares submetidos a carregamentos de longa duração foram baixos, e a tensão axial observada nos links causado pela expansão lateral do concreto não tiveram relação com a seqüência de carregamento. As conclusões sugerem que deformações axiais devidas aos carregamentos de longa duração, levando-se em conta os efeitos de retração e fluência do

concreto, podem estar sendo consideradas de maneira conservadora pelas equações propostas neste estudo.

PRESTES (2003) propôs a realização de um estudo teórico experimental de pilares mistos parcialmente revestidos de concreto. Neste trabalho, foi realizada uma revisão bibliográfica abordando o dimensionamento pelo processo simplificado do Eurocode 4 (1992), o método do AISC/LRFD (1999) e o método da NBR 14323 (1999). Além desta abordagem, realizou a comparação entre as três normas apresentando as principais diferenças entre elas e realizando uma comparação das resistências à compressão axial e à flexo-compressão. Concluiu que o processo apresentado pelo Eurocode 4 apresenta vantagens de ser facilmente compreendido e possuir uma grande faixa de aplicação; o procedimento da NBR 14323 possui as mesmas vantagens que o Eurocode, porém no caso particular de flexo-compressão em relação ao eixo de menor inércia a não consideração do ponto E leva a resultados contra a segurança, podendo exceder os momentos resistentes em até 30%; quanto ao AISC/LRFD se ganha com facilidade de aplicação e perde-se o significado físico dimensionamento o pilar misto como um pilar de aço utilizando-se do recurso de propriedades modificadas da seção mista. Coloca como um ponto importante carente de maiores pesquisas a transferência das tensões de cisalhamento longitudinal por aderência e atrito na interface aço-concreto.

FABBROCINO (2003) apresentou um resumo das atividades conduzidas pela University of Sannio, relacionadas às pesquisas na capacidade resistente às ações sísmicas de pilares mistos. Realizou uma revisão bibliográfica abordando uma série de análises experimentais, principalmente em pilares mistos tubulares preenchidos. Na abordagem teórica, mencionou principalmente os aspectos e características do pilar misto parcialmente revestido do tipo tradicional, mencionando a seção modificada anteriormente proposta. Realizou experimentos em pilares mistos tubulares circulares preenchidos e parcialmente revestidos nos laboratórios da University Federico II Naples, apresentando dois tipos de ligação com as fundações: um tradicional com chumbadores de ancoragem e outro inovativo similar ao utilizado em pilares pré-moldados com fundações do tipo cálice. Com relação ao pilar misto parcialmente revestido, realizou um teste pseudo-dinâmico em um edifício em escala real com dois níveis de laje do tipo steel deck, nas dimensões 7,40 x 12,80m com 7m de altura nos laboratórios da ELSA de JRC em

Ispira, com sistema estrutural composto por pórticos no sentido longitudinal e contraventamentos na transversal. Além destes experimentos, foi realizado também um teste monocíclico com carregamento axial constante e incrementos de ações horizontais aplicadas no topo de dois pilares mistos parcialmente revestidos engastados na fundação até o momento da ruptura na base dos elementos.

BEGUM (2005) apresentou uma simulação numérica referente ao comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos com seção transversal modificada, submetidos à compressão uniaxial. Foi utilizado o módulo de análise dinâmica do programa computacional comercial Abaqus utilizando elementos finitos com características de plasticidade e dano, capazes de simular a resistência à compressão e tração, bem como a expansão volumétrica do concreto, mesmo submetido a baixas pressões de confinamento. O atrito entre o aço e concreto na interface foi simulado. Concluiu que a modelagem numérica de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos à compressão uniaxial e a interação entre o aço e o concreto na interface, bem como seu descolamento no momento da ruptura foram realizados com sucesso. Para isso utilizou um par de algoritmos de contato considerando um baixo deslizamento relativo entre o aço e o concreto na região das mesas do perfil. Os resultados obtidos na simulação numérica em comparação às análises experimentais provenientes de outros estudos mostraram-se satisfatórios, sendo que a relação entre a carga de ruptura experimental e a carga de ruptura numérica obteve uma média de 1,01. Quanto às deformações obtidas nas análises experimentais em relação às obtidas pelas análises numéricas, a média encontrada foi de 0,80. Concluiu que o modelo numérico foi capaz para determinar o modo de falha, capacidade última de carga, deformação axial e carga de pico com uma precisão significativa.

### **3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO AS NORMAS**

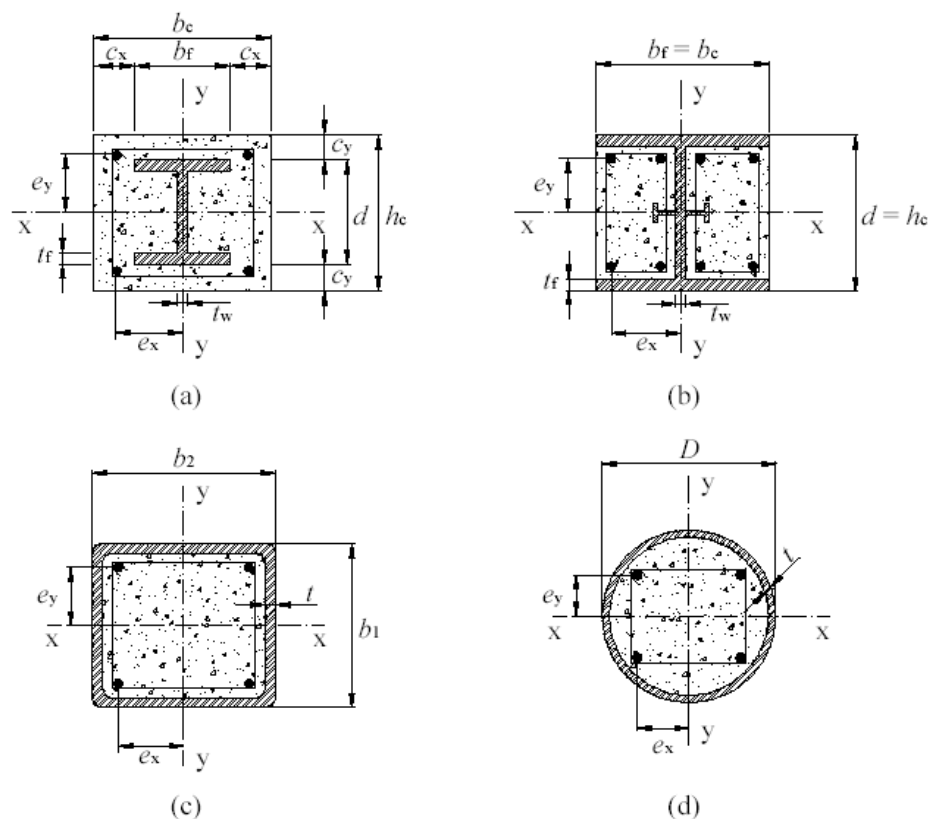
#### **3.1 - Introdução**

Nos trabalhos científicos geralmente são utilizadas e citadas as seguintes normas técnicas que abordam o dimensionamento de estruturas mistas aço-concreto: as americanas ANSI/AISC 360-05 (2005) e ACI 318/02; a canadense CAN/CSA-S16.1-MB89 (1989), as européias ECCS (1979), EN 1994-1-1:2004 (Eurocode 4) e a BS 5400: Part 5 (1979). Segundo Bianchi (2002) existem também as normas japonesa, chinesa e australiana que tratam o assunto. É interessante citar a norma da cidade de *Hong Kong*, CODE OF PRATICE FOR THE STRUCTURAL USE OF THE STEEL (2005), elaborada a partir de diversas normas internacionais. Neste texto serão abordados os capítulos referentes ao dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos em temperatura ambiente das seguintes normas:

- 1) Brasileira ABNT/NBR:14323/99 - Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento;
- 2) Européia EN 1994-1-1:2004 - Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings;
- 3) Apesar da norma americana ANSI/AISC 360-05 - Specification for Structural Steel Buildings não tratar o dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos, abordando somente os pilares mistos totalmente revestidos e preenchidos, com seções circulares, quadradas e retangulares, os critérios referentes ao pilar misto totalmente revestido desta norma serão apresentados.

### 3.2 - ABNT/NBR:14323/99 – Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento

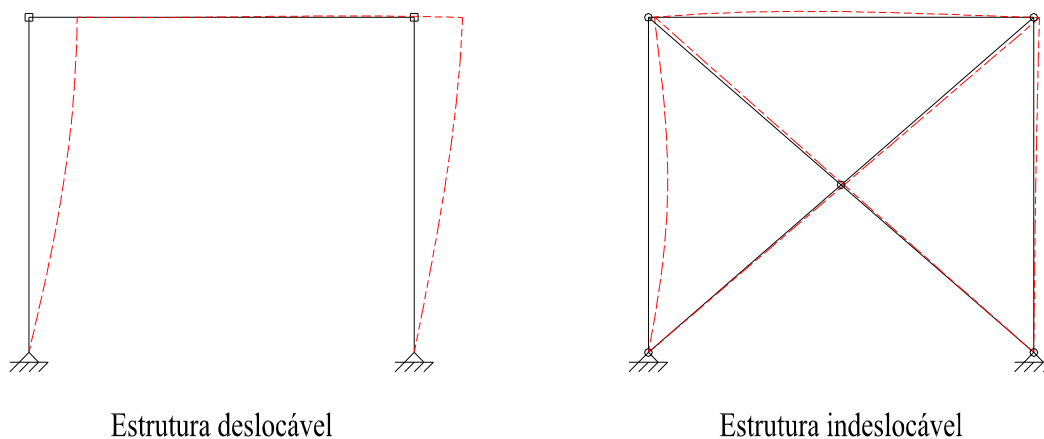
A norma brasileira ABNT/NBR:14323/99, em seu Anexo “B” (normativo), regulamenta o dimensionamento pelo método dos Estados Limites de pilares mistos em situação ambiente e de incêndio. Segundo QUEIROZ (2001), esta norma foi baseada no Eurocode 4 (1992). Atualmente encontra-se em processo de revisão, sendo que este anexo abordará somente o caso de pilares mistos em situação de incêndio. O dimensionamento de pilares mistos em situação ambiente, segundo o texto do projeto de revisão da ABNT/NBR:8880/86 (07/2007), será abordado em seu Anexo “P” (normativo). Os tipos de pilares mistos abordados são: perfil I ou H totalmente revestido (figura 3.1.a), parcialmente revestido (figura 3.1.b), tubular retangular preenchido (figura 3.1.c) e tubular circular preenchido (figura 3.1.d).



**Figura 3.1** – Tipos de seções transversais de pilares mistos (ABNT/NBR:14323/99).

Segundo QUEIROZ (2001), são previstas solicitações por flexões oblíquas compostas (compressão + flexão biaxial), em seções constituídas por perfis de aço laminados ou soldados, nos casos dos pilares mistos parcialmente e totalmente revestidos; para as seções dos pilares mistos preenchidos, podem ser utilizados perfis de aço extrudados ou soldados (calandrado no caso de seção circular, composto de chapas ou perfilado a frio no caso de seção retangular).

Neste texto serão apresentados somente os critérios para dimensionamento dos pilares mistos parcialmente revestidos em temperatura ambiente, utilizando o método simplificado proposto. Os pilares devem pertencer a estruturas deslocáveis ou indeslocáveis (figura 3.2), nas quais os efeitos globais de 2ª ordem (força normal aplicada na estrutura deformada) tenham sido levados em consideração na análise estrutural para determinação dos esforços solicitantes de cálculo. Devem possuir dupla simetria e seção transversal constante ao longo do comprimento da barra.



**Figura 3.2** – Exemplos de estruturas - deslocável e indeslocável.

As hipóteses básicas utilizadas para validação do método simplificado são:

- 1) Há interação completa entre o concreto e o aço no momento do colapso. Admite-se que não haja escorregamento relativo na interface aço-concreto;

- 2) As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço axialmente comprimidas. O eixo de um pilar misto descarregado não pode apresentar desvio de linearidade superior a  $L/1000$  entre seções contidas lateralmente (FAKURY, 2004);
- 3) Não ocorre flambagem local dos elementos de aço na seção transversal. Para o pilar misto parcialmente revestido, a relação  $b_f / t_f \leq 1,47 \sqrt{E / f_y}$  deve ser satisfeita, onde:

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural, a 20°C;

$f_y$  é o limite de escoamento nominal do aço estrutural;

$b_f$  é a largura total da mesa da seção I;

$t_f$  é a espessura da mesa da seção I.

A área da seção transversal da armadura longitudinal deve estar na faixa de 0,3% a 4% da área da seção transversal do concreto, para determinação da resistência do pilar em temperatura ambiente. No dimensionamento em situação de incêndio podem ser utilizadas taxas de armadura maiores, porém este excesso não poderá ser computado na determinação da resistência. A armadura longitudinal pode ou não ser computada na determinação da resistência do pilar; caso não seja computada, a taxa de armadura mínima deve ser respeitada. Segundo QUEIROZ (2001) devem ser atendidas as recomendações das normas de concreto de forma a evitar a flambagem das barras longitudinais da armadura.

O fator de contribuição do aço  $\delta$  (relação entre a força normal de cálculo que causa a plastificação do pilar de aço e a que causa a plastificação do pilar misto) deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Se  $\delta$  for inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado como um pilar de concreto armado, de acordo com a ABNT/NBR:6118/2003. Se  $\delta$  for superior a 0,9 o pilar deve ser dimensionado como um pilar de aço isolado, segundo a ABNT/NBR:8800/86.

$$\delta = \frac{\phi_a A_a f_y}{N_{pl,Rd}} \quad (3.1)$$

Onde:

$\phi_a$  é o coeficiente de resistência do aço do perfil, igual a 0,9;

$A_a$  é a área da seção transversal do perfil de aço;

$N_{pl,Rd}$  é a resistência em regime plástico da seção transversal.

A resistência em regime plástico da seção transversal de pilares mistos parcialmente revestidos é determinada pela soma das resistências de seus componentes (perfil de aço estrutural, seção em concreto e armaduras longitudinais), conforme segue:

$$N_{pl,Rd} = \phi_a f_y A_a + \alpha \phi_c f_{ck} A_c + \phi_s f_{sy} A_s \quad (3.2)$$

Onde:

$\alpha$  é igual a 0,85 para seções revestidas com concreto;

$\phi_c$  é o coeficiente de resistência do concreto, igual a 0,7;

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto;

$A_c$  é a área da seção transversal do concreto;

$\phi_s$  é o coeficiente de resistência do aço da armadura, igual a 0,85;

$f_{sy}$  é o limite de escoamento do aço da armadura;

$A_s$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal.

A esbelteza relativa do pilar misto  $\bar{\lambda}$ , para o plano de flexão considerado, não pode ser maior que 2,0.



$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (3.3)$$

Onde:

$N_{pl,R}$  é o valor de  $N_{pl,Rd}$  quando os coeficientes de resistência  $\phi_a$ ,  $\phi_s$  e  $\phi_c$  são tomados iguais a 1,0;

$N_e$  é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler), dada por  $N_e = (EI)_e \pi^2 / l^2$ ;

$l$  é o comprimento de flambagem do pilar, determinado de acordo com a ABNT/NBR:8800/86, com base em seus Anexos H e I;

$(EI)_e$  é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, determinada como a seguir:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_c I_c + E_s I_s \quad (3.4)$$

Onde:

$I_a$  é o momento de inércia da área do aço estrutural;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

$I_s$  é o momento de inércia da área do aço da armadura do concreto;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura, igual a 205000Mpa. A ABNT/NBR:6118/2003, em seu item 8.3.5, informa que na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa ;

$I_c$  é o momento de inércia da área do concreto;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, dado por:

$$E_c = 42 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.5)$$

Onde:

$\gamma_c$  é o peso específico do concreto, em quilonewton por metro cúbico (valor mínimo previsto de 15kN/m³);

$E_c$  e  $f_{ck}$ , em MPa;

A ABNT/NBR:6118/2003 no item 8.2.8 apresenta uma formulação distinta para determinação do módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto:

$$E_c = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

Onde não leva em conta explicitamente o valor do peso específico do concreto, apesar de informar no item 8.2.2, que para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor de 2400 kg/m³ (~24kN/cm³).

Aplicando o valor de  $\gamma_c = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$  na equação (3.5), obtém-se  $E_c = 4938 \sqrt{f_{ck}}$ , próximo ao valor da equação (3.6)  $E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}}$ .

Os efeitos de retração e deformação lenta (ou fluência) do concreto devem ser levados em consideração na determinação da rigidez efetiva à flexão da seção transversal quando a esbeltez relativa do pilar misto  $\bar{\lambda}$ , em relação ao eixo de flexão considerado, exceder os limites da Tabela 3.1, ou quando a relação  $e/d$  for menor ou igual a 2, onde:

$d$  é a dimensão (altura ou largura) da seção transversal no plano de flexão considerado;  
 $e$  é a excentricidade do carregamento, dado por:

$$e = \frac{M_{\text{máx.}, Sd}}{N_{Sd}} \quad (3.7)$$

Onde:

$M_{máx.,Sd}$  é o momento máximo solicitante de cálculo determinado por meio de análise de 1ª. ordem;

$N_{Sd}$  é a força axial solicitante de cálculo na barra considerada constante ao longo da barra, nesta norma.

**Tabela 3.1** – Valores limites de  $\bar{\lambda}$  abaixo dos quais são desprezados os efeitos de retração e deformação lenta do concreto

Seções revestidas de concreto	Estruturas indeslocáveis	Estruturas deslocáveis
	0,8	0,5

Caso os efeitos devidos à retração e deformação lenta do concreto necessitem ser levados em consideração no dimensionamento, estes podem ser simulados por uma redução no módulo de elasticidade longitudinal do concreto, substituindo o valor de  $E_{cr}$  conforme a equação (3.8) no lugar de  $E_c$  na equação (3.4).

$$E_{cr} = E_c \left[ 1 - 0,5 \left( \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right) \right] \quad (3.8)$$

Onde:

$N_{G,Sd}$  é a parcela desta força normal de cálculo devida à ação permanente e a ação decorrente de uso de atuação quase permanente.

A resistência de cálculo de pilares axialmente comprimidos sujeitos a flambagem por flexão (3.9) é determinada multiplicando-se a resistência em regime plástico da seção transversal

pelo fator de correção  $\rho$  em função da esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$ , obtido a partir da curva “b” de dimensionamento à compressão da ABNT/NBR:8800/86 (flambagem em torno do eixo de maior inércia do perfil de aço) ou da curva “c” (flambagem em torno do eixo de menor inércia do perfil de aço).

$$N_{Rd} = \rho N_{pl,Rd} \quad (3.9)$$

A verificação da resistência de cálculo de pilares mistos submetidos à flexo-compressão em torno de um ou ambos os eixos de simetria é feita através da equação de interação:

$$\mu_K \frac{N_{Sd} - N_n}{N_{Rd} - N_n} + \frac{C_{mx} M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd} - N_n}{N_{ex}}\right) 0,9 M_{x,pl,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd} - N_n}{N_{ey}}\right) 0,9 M_{y,pl,Rd}} \leq \mu_d \quad (3.10)$$

A ABNT/NBR:14323/99 apresenta alguns erros de digitação, onde não apresenta o termo “ $\leq \mu_d$ ” da equação (3.10).

Onde:

$$\mu_K = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Rd}}{N_{pl,Rd} - N_c} \leq 1,0 \quad (3.11)$$

$$\mu_d = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Sd}}{N_{pl,Rd} - N_c} \leq 1,0 \quad (3.12)$$

$$N_n = N_{Rd} \frac{(1+r)}{4} \leq N_{Sd} \quad (3.13)$$

$$r = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.14)$$

O termo  $M_1 / M_2$  é a relação entre o menor e o maior momento de extremidade do pilar, sendo positiva quando estes momentos provocarem curvatura reversa e negativa no caso de curvatura simples. Deve-se tomar  $M_1 / M_2 = 1,0$  quando o momento em alguma seção intermediária for superior em valor absoluto a  $M_1$  e  $M_2$ , e também no caso de balanços. Segundo GILSON (2001), este valor deve ser igual a -1,0.

$$N_c = \alpha \phi_c f_{ck} A_c \quad (3.15)$$

$M_{x,Sd}$  é o momento fletor de cálculo em torno do eixo x da seção considerada;

$M_{y,Sd}$  é o momento fletor de cálculo em torno do eixo y da seção considerada;

$N_{Rd}$  é a resistência do pilar à compressão axial, fornecida pela equação (3.9);

$M_{x,pl,Rd}$  é a resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo x da seção mista, determinada pela análise plástica das tensões, fornecida pela equação (3.16) para seções duplamente simétricas;

$M_{y,pl,Rd}$  é a resistência de cálculo ao momento fletor em torno do eixo y da seção mista, determinada pela análise plástica das tensões, fornecida pela equação (3.16) para seções duplamente simétricas;

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 f_{cd} (Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd} (Z_{ps} - Z_{psn}) \quad (3.16)$$

$$f_{yd} = \phi_a f_y \quad (3.17)$$

$$f_{cd} = \alpha \phi_c f_{ck} \quad (3.18)$$

$$f_{sd} = \phi_s f_{sy} \quad (3.19)$$

Onde:

$Z_{pa}$  é o módulo de resistência plástico da seção de aço estrutural. Geralmente em tabelas de características geométricas é apresentado como  $W$  ;

$Z_{ps}$  é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto. Para seções I

revestidas com concreto tem-se  $Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_i$  , onde  $e_i$  significa as distâncias dos eixos

das barras da armadura de área  $A_{si}$  aos eixos de simetria da seção;

$Z_{pc}$  é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado.

Para o eixo de maior inércia:

$$Z_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} \quad (3.20)$$

Para o eixo de menor inércia:

$$Z_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} \quad (3.21)$$

$N_{ex}$  é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler), dada por  $N_{ex} = (EI)_{x,e} \pi^2 / l^2$ ;

$N_{ey}$  é a carga crítica de flambagem elástica por flexão (carga crítica de flambagem de Euler), dada por  $N_{ey} = (EI)_{y,e} \pi^2 / l^2$ ;

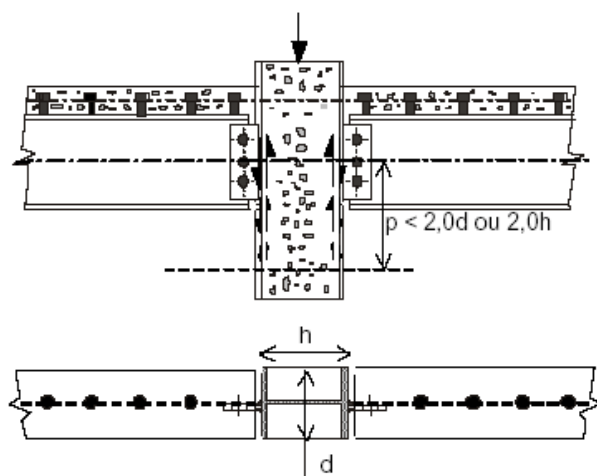
$C_{mx}$  e  $C_{my}$  são coeficientes correspondentes à flexão em torno dos eixos x e y, respectivamente, determinados de acordo com o item 5.6 da ABNT/NBR:8800/86;

A ABNT/NBR:14323/99 também apresenta, em seu item B.2.7.5, equações para determinação da posição da linha neutra plástica.

Quanto às forças cortantes, estas podem ser assumidas como atuando apenas no perfil de aço isolado, que neste caso deve ser dimensionado conforme o item 5.6.1.2 da ABNT/NBR: 8800/86.

Além do dimensionamento, a distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto deve ser analisada, nos pontos de introdução de carga e ao longo do comprimento do pilar. A resistência ao cisalhamento é assegurada pelas tensões de aderência na interface aço-concreto e pela ancoragem mecânica promovida pelos conectores de cisalhamento (dimensionados em conformidade com a ABNT/NBR:8800/86) de modo a não permitir um escorregamento significativo entre as partes.

Os esforços transmitidos ao pilar devem ser distribuídos entre o aço e o concreto, de forma a garantir um caminho claro de transmissão, considerando a resistência ao cisalhamento na interface entre os materiais. Nos pontos de aplicação de carga, os componentes de cada seção individual devem ser solicitados de acordo com sua capacidade resistente. Além disso, o comprimento de aplicação de carga deve ser duas vezes a menor das dimensões do pilar (figura 3.3).



**Figura 3.3** – Transferência de esforços na região de introdução de cargas.  
CAMPOS (2006).

Salvo determinação mais precisa para determinação da resistência de cálculo devida à aderência entre o aço e o concreto, os valores obtidos na análise devem ser comparados com:

- 1) mesas de seções parcialmente revestidas: 0,2 Mpa;
- 2) almas de seções parcialmente revestidas: 0,0 Mpa;

Se a tensão atuante obtida for menor que os valores indicados nos itens a e b, admite-se que ocorre interação completa entre os dois materiais, visto que não há escorregamento relativo entre ambos; sendo assim, não há a necessidade de uso de conectores. Caso os valores das tensões de cisalhamento obtidos sejam maiores que os limites propostos, conectores de cisalhamento devem ser utilizados para o excesso.

A favor da segurança, o esforço na interface aço-concreto pode ser determinado como sendo o menor valor entre a resistência plástica do perfil de aço ( $N_{pl,R} = f_y A_a$ ) e a do concreto armado ( $N_{pl,R} = \alpha f_{ck} A_c$ ), sem os respectivos coeficientes de resistência.

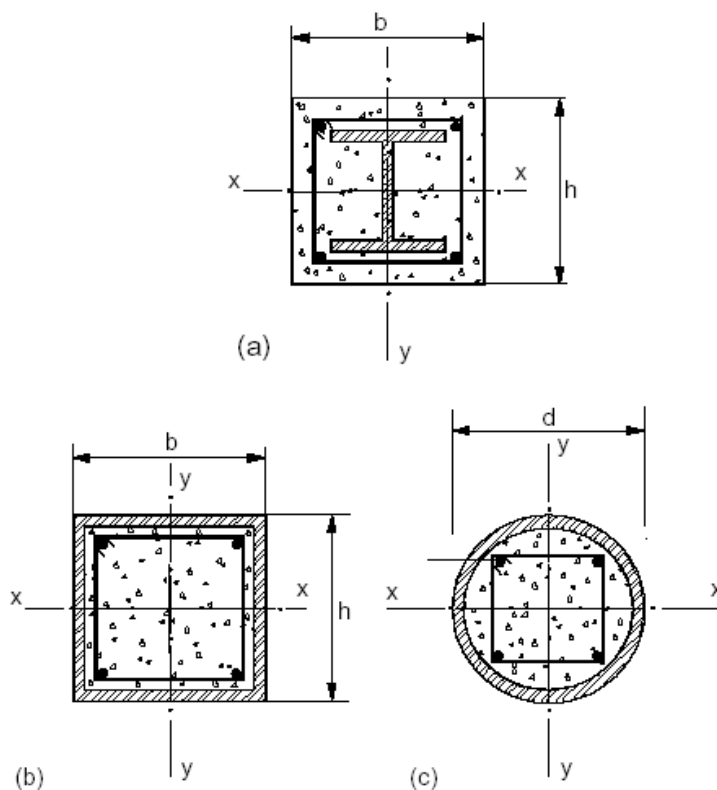
### **3.3 - ANSI/AISC 360-05 - Specification for Structural Steel Buildings**

O dimensionamento de pilares mistos em temperatura ambiente, segundo o critério dos estados limites e tensões admissíveis é tratado no Capítulo I – Dimensionamento de Elementos Compostos da norma americana ANSI/AISC 360-05 – Specification for Structural Steel Buildings. Neste texto serão comentados somente os critérios dos estados limites. Nas equações deste capítulo os coeficientes foram uniformizados de acordo com a ABNT/NBR:14323/99.

O dimensionamento, detalhamento e as propriedades dos materiais relacionados ao concreto e aos elementos estruturais de uma construção mista deverão ser complementados com especificações estipuladas pela norma de edificações aplicável. Na ausência desta norma, as recomendações do ACI 318 deverão ser aplicadas.



Os pilares mistos podem ser compostos por perfis de aço laminados, soldados ou tubulares (retangulares e circulares), e concreto estrutural atuando em conjunto. Os tipos de seções abordadas são: perfil I ou H totalmente revestido (figura 3.4.a), tubular retangular preenchido (figura 3.4.b) e tubular circular preenchido (figura 3.4.c). Neste texto serão comentados os critérios referentes ao pilar misto totalmente revestido.



**Figura 3.4** – Seções transversais de pilares mistos (ANSI/AISC 360-05).

Dois métodos aproximados são aplicáveis na determinação da resistência nominal de uma seção transversal mista: o método da distribuição plástica de tensões e o método de compatibilização das deformações. A resistência à tração do concreto deve ser desprezada na determinação desta resistência.

No *método da distribuição plástica de tensões*, a resistência nominal deve ser determinada assumindo que os componentes do aço reagem à compressão ou tração a uma tensão

de escoamento  $f_y$ , e os elementos de concreto submetidos à compressão a uma tensão de compressão de  $0.85 \times f_c$ .

No *método da compatibilização de deformações*, deve ser assumida uma distribuição linear de deformações ao longo da seção, com deformação à compressão do concreto menor ou igual a 0,03mm/mm. A relação tensão-deformação para o aço e o concreto deve ser obtida a partir de ensaios ou resultados publicados para materiais similares. O *método da compatibilização das deformações* deve ser utilizado para determinar a resistência nominal para seções irregulares e nos casos onde o aço não apresente um comportamento elasto-plástico.

A resistência à compressão do concreto em um sistema composto deve estar sujeito às seguintes limitações:  $21MPa \leq f_c \leq 70MPa$  para concreto de peso normal e  $21MPa \leq f_c \leq 42MPa$  para concreto leve. Concreto de alta resistência pode ser utilizado no cálculo da rigidez, mas não na determinação da resistência (a menos que justificado por ensaio ou análise). O material das barras das armaduras do concreto e do perfil de aço utilizadas no cálculo da resistência deve possuir limite de escoamento inferior a 525 MPa. Aços de elevada resistência podem ser utilizados desde que tenham seu uso justificado por ensaio ou análise.

Devem ser utilizados conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolts*), com uma distância longitudinal maior ou igual a quatro vezes o seu diâmetro, além de conectores de perfis de aço laminados.

Para qualificar como um pilar misto totalmente revestido, as seguintes limitações devem ser atendidas:

- 1) A área da seção transversal do perfil de aço deve ser maior ou igual a 1% da área total da seção mista;
- 2) O concreto de revestimento do perfil de aço do núcleo deve ser reforçado com armaduras contínuas longitudinais e estribos transversais ou espirais;

- 3) A área mínima da armadura de reforço transversal (estribos) deve ser maior ou igual a  $60\text{cm}^2 / \text{m}$ , considerando o espaçamento dos estribos;
- 4) A relação mínima para as armaduras longitudinais de reforço  $\rho_{sr}$  deve ser de 0,004, com  $\rho_{sr} = A_s / A_g$ , onde:

$A_s$  é a área das armaduras contínuas longitudinais ( $\text{mm}^2$ );

$A_g$  é a área total da seção mista.

A resistência de cálculo à compressão,  $\phi_c P_n$ , para pilares mistos totalmente revestidos deve ser determinada pelo estado limite de flambagem à flexão baseada na esbeltez dos pilares, onde  $\phi_c = 0,75$ .

Quando  $P_e \geq 0,44P_o$ :

$$P_n = P_o \left[ 0,658 \left( \frac{P_o}{P_e} \right) \right] \quad (3.22)$$

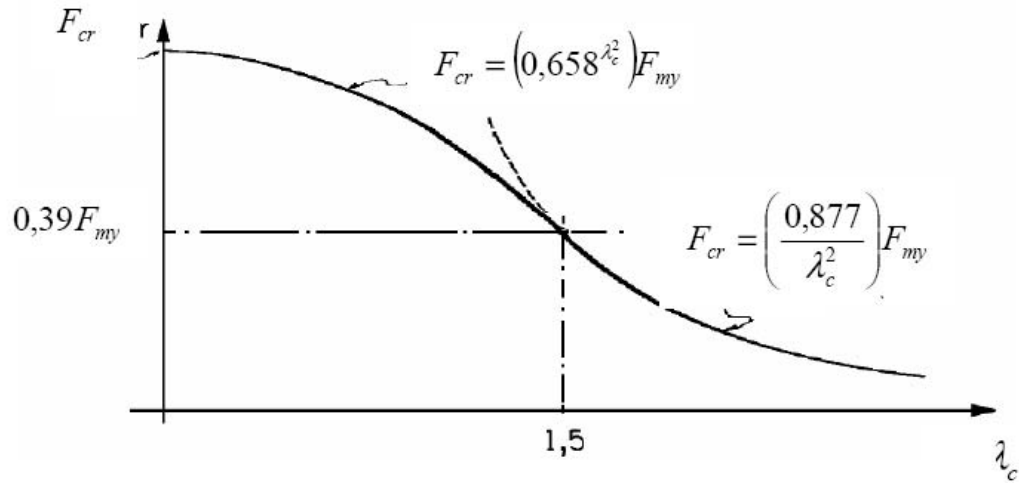
Quando  $P_e < 0,44P_o$ :

$$P_n = 0,877P_e \quad (3.23)$$

Onde:

$$P_o = A_a f_y + A_s f_{sy} + 0,85A_c f_c \quad (3.24)$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (3.25)$$



**Figura 3.5** – Curva de resistência para pilares de aço.  
CAMPOS (2006).

E onde:

$A_a$  é a área da seção de aço ( $\text{mm}^2$ );

$A_c$  é a área da seção do concreto ( $\text{mm}^2$ );

$A_s$  é a área das armaduras contínuas de reforço ( $\text{mm}^2$ );

$E_c$  é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto, dado por  $E_c = 0,043w_c^{1,5} \sqrt{f_c}$  (MPa);

$w_c$  é o peso específico do concreto por unidade de volume ( $1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$ );

$E_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço (210GPa);

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto (MPa);

$f_y$  é o limite de escoamento do aço do perfil (MPa);

$f_{sy}$  é o limite de escoamento do aço das armaduras de reforço (MPa);

$I_c$  é o momento de inércia da seção do concreto ( $\text{mm}^4$ );

$I_a$  é o momento de inércia do perfil de aço ( $\text{mm}^4$ );

$I_s$  é o momento de inércia das barras das armaduras ( $mm^4$ );

$K$  é o índice de esbeltez determinado de acordo com o Capítulo C da ANSI/AISC 360-05;

$L$  é o comprimento destravado do elemento (mm);

$EI_{eff}$  é a rigidez efetiva da seção mista (N.mm<sup>2</sup>), dada por:

$$EI_{eff} = E_a I_a + 0,5 E_s I_s + C_1 E_c I_c \quad (3.26)$$

Onde:

$$C_1 = 0,1 + 2 \left( \frac{A_a}{A_c + A_a} \right) \leq 0,3 \quad (3.27)$$

A resistência de cálculo à tração,  $\phi_t P_n$ , para pilares mistos totalmente revestidos deve ser determinada pelo estado limite de escoamento, onde  $\phi_t = 0,90$ .

$$P_n = A_a f_y + A_s f_{sy} \quad (3.28)$$

A resistência ao cisalhamento deve ser calculada a partir da resistência do perfil de aço isolado, conforme especificado no capítulo G, acrescido da resistência promovida pelos estribos, se presentes, determinada por  $A_{st} f_{sy} (d_c / s)$ , onde:

$A_{st}$  é a área da seção de aço dos estribos;

$d_c$  é a largura efetiva da seção de concreto;

$s$  é o espaçamento dos estribos;

Outra possibilidade é a determinação da resistência ao cisalhamento somente pela seção do concreto reforçado, determinada de acordo com o capítulo 11 do ACI 318.

Cargas aplicadas no pilar misto totalmente revestido devem ser transferidas entre o aço e o concreto com as seguintes exigências:

- 1) Quando a força externa é aplicada diretamente ao perfil de aço, conectores de cisalhamento devem ser previstos para transferir as forças de cisalhamento,  $V'$ , como segue:

$$V' = V \left( 1 - \frac{A_a f_y}{P_o} \right) \quad (3.29)$$

Onde:

$V$  é a força de cisalhamento introduzida no pilar, kips (N);

$P_o$  é a resistência nominal à compressão axial sem a consideração do efeito da esbeltez, kips (N), conforme a equação 3.24;

- 2) Quando a força externa é aplicada diretamente ao revestimento de concreto, conectores de cisalhamento devem ser previstos para transferir as forças de cisalhamento,  $V'$ , como segue:

$$V' = V \left( \frac{A_a f_y}{P_o} \right) \quad (3.30)$$

- 3) Quando a carga é aplicada ao concreto do pilar misto totalmente revestido por contato direto a resistência de cálculo à compressão do concreto,  $\phi_B P_p$ , deve ser igual a:

$$P_p = 1.7 f_c A_B \quad (3.31)$$

Onde:

$\phi_B$  é o coeficiente de segurança, igual a 0,65;

$A_B$  é a área do concreto carregada, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>);

Devem ser atendidas as exigências de detalhamento, conforme listadas abaixo:

1) Devem ser utilizadas pelo menos quatro barras de armadura longitudinal nos pilares mistos totalmente revestidos; os estribos transversais devem ser instalados a uma distância mínima de 16 vezes o diâmetro da armadura longitudinal, 48 vezes o diâmetro dos estribos ou metade da menor dimensão da seção mista;

2) O revestimento de concreto deve promover um cobrimento mínimo de 1,5 in. (38mm) para o aço;

3) Os conectores de cisalhamento devem ser instalados ao longo do comprimento do pilar a uma distância mínima de 2,5 vezes a largura do pilar acima e abaixo da região de introdução de carga;

4) O espaçamento máximo entre conectores de cisalhamento deve ser de 16 in. (405mm);

5) Os conectores de cisalhamento para transferência de carga axial devem ser instalados em pelo menos duas faces do perfil de aço, em uma configuração simétrica em torno dos eixos de simetria;

A resistência nominal dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, (*stud bolts*), envolvidos pelo concreto é dada por:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{(f_c E_c)} \leq A_{sc}f_u \quad (3.32)$$

Onde:

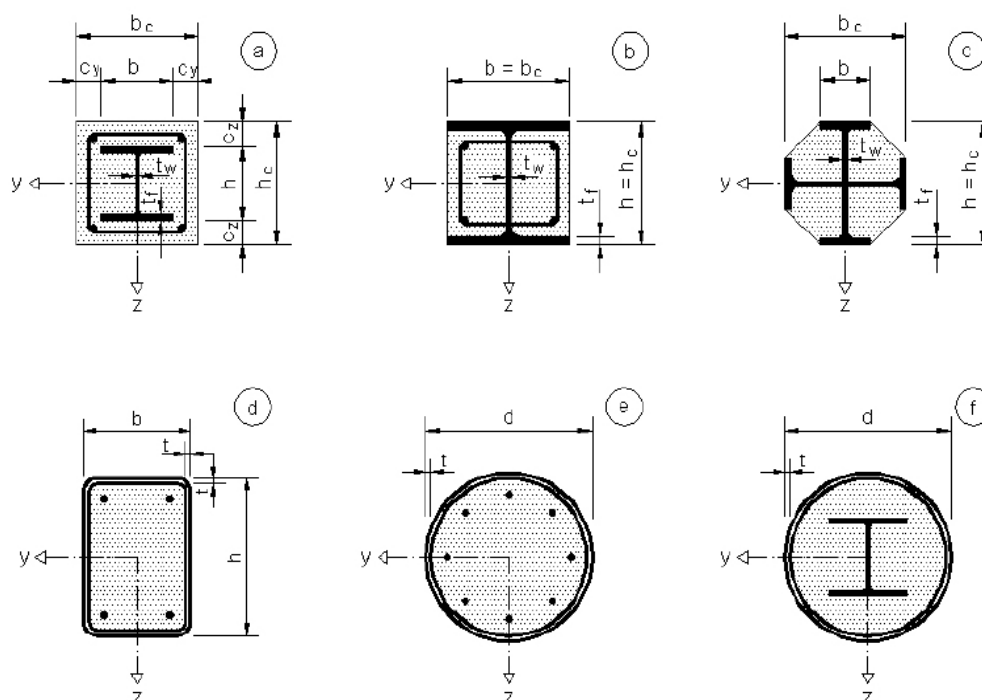
$A_{sc}$  é a área da seção transversal do conector de cisalhamento, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>);

$f_u$  é o limite de ruptura do aço do conector de cisalhamento, ksi (MPa).

### 3.4 - EN 1994-1-1:2004 - Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings

O dimensionamento de pilares mistos em temperatura ambiente, segundo o critério dos estados limites é tratado no capítulo 6.7 – Pilares Mistos e Elementos Mistos Comprimidos da norma europeia EN 1994-1-1:2004 - Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings.

Os tipos de seções abordadas são: perfil I ou H totalmente revestido (fig. 3.6.a), perfil I ou H parcialmente revestido (fig. 3.6.b), perfil I ou H parcialmente revestido com seção cruciforme (figura 3.6.c), tubular retangular preenchido (fig. 3.6.d) e tubular circular preenchido (fig. 3.6.e e fig. 3.6.f). Neste texto serão comentados os critérios referentes ao pilar misto parcialmente revestido (fig. 3.6.b). Nas equações deste capítulo os coeficientes foram uniformizados de acordo com a ABNT/NBR:14323/99.



**Figura 3.6** – Seções transversais de pilares mistos (EN 1994-1-1:2004).



O dimensionamento é aplicável a pilares isolados, pilares e elementos comprimidos em estruturas de barras onde os demais elementos estruturais sejam compostos ou em perfis de aço isolados. Devem ser utilizados aços nos graus S235 a S460, com limites de escoamento de 235MPa e 460MPa, e concreto com peso normal nas classes de resistência C20/25 a C50/60 (resistência à compressão de 20/25MPa e 50/60MPa respectivamente).

O fator de contribuição do aço  $\delta$  deve obedecer à condição  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ , sendo definido como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.33)$$

Onde:

$A_a$  é a área da seção transversal da seção de aço estrutural;

$f_{yd}$  é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço estrutural;

$N_{pl,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência plástica da seção mista submetida a uma força normal de compressão. No caso dos pilares mistos parcialmente revestidos é dada por:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3.34)$$

Onde:

$A_c$  é a área da seção transversal do concreto;

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, dado por  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{pc}$  com  $\gamma_{pc} = 1,5$  para situações passageiras e transientes e  $\gamma_{pc} = 1,2$  situações acidentais de dimensionamento;

$A_s$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal de reforço, não podendo exceder 6% da área de concreto;

$f_{sd}$  é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da armadura de reforço;

São apresentados dois métodos de dimensionamento: o *método geral* que inclui elementos não simétricos com seção transversal não uniforme ao longo de seu comprimento, e o *método simplificado*, para elementos que possuem dupla simetria e seção transversal constante ao longo de seu comprimento.

A influência da flambagem local da seção de aço na resistência deve ser considerada no dimensionamento.

No *método geral* podem ser dimensionados pilares com qualquer tipo de seção transversal, desde que na verificação da estabilidade estrutural sejam levados em consideração: os efeitos de segunda ordem, incluindo tensão residual, imperfeições geométricas, instabilidade local, esmagamento, retração e fluência do concreto, e escoamento do perfil de aço estrutural e da armadura de reforço. Os efeitos de retração e fluência devem ser levados em consideração caso venham a reduzir a estabilidade estrutural significativamente. Por simplificação, estes efeitos podem ser ignorados se os incrementos nos momentos fletores de 1ª ordem devidos às deformações por fluência e as forças longitudinais resultantes das cargas permanentes não excederem 10% dos valores iniciais. Os efeitos de segunda ordem devem ser considerados em qualquer direção à qual o modo de falha possa ocorrer, se estes afetarem significativamente a estabilidade estrutural.

O dimensionamento deve assegurar que não ocorra instabilidade para a combinação de ações mais desfavorável, pelo método dos estados limites últimos, e que a resistência das seções transversais individuais submetidas à flexão, compressão e cisalhamento não seja excedida.

As forças internas devem ser determinadas por uma análise elasto-plástica; as seções planas devem permanecer planas, e deve ser considerada uma ação mista total na ruptura entre os componentes de aço e o concreto do elemento.

A resistência à tração do concreto deve ser desprezada, mas a influência da colaboração do concreto entre fissuras na rigidez à flexão pode levada em consideração.

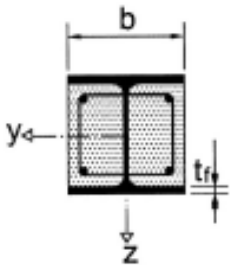
As seguintes relações tensão-deformação devem ser utilizadas na análise não-linear:

- 1) Para o concreto comprimido conforme indicado em EN 1992-1-1, item 3.1.5;
- 2) Para as barras da armadura de reforço conforme indicado em EN 1992-1-1, item 3.2.7;
- 3) Para o perfil de aço estrutural conforme indicado em EN 1993-1-1, item 5.4.3(4).

No *método simplificado* podem ser dimensionados pilares com dupla simetria e seção transversal uniforme ao longo do comprimento do elemento, composto por perfil de aço laminado, formado a frio ou soldado.

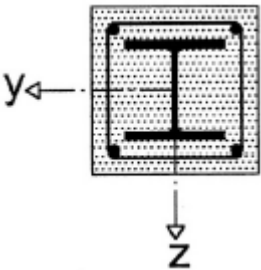
No caso do pilar misto parcialmente revestido, o efeito da flambagem local do perfil de aço pode ser desprezado caso a seção transversal não exceda o valor indicado na tabela a seguir.

**Tabela 3.2** – Valor máximo para a relação  $(b/t_f)$  com  $f_y$  em N/mm<sup>2</sup>

Seção Transversal	Max. $(b/t_f)$
<p>Pilar Misto Parcialmente Revestido</p> 	$\max(b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Por simplificação, ao invés dos efeitos das tensões residuais e imperfeições geométricas, imperfeições iniciais do elemento podem ser utilizadas de acordo com a tabela a seguir.

**Tabela 3.3** – Curvas de resistência e imperfeições do elemento

Seção Transversal	Eixos de Flambagem	Curva de Flambagem	Imperfeição do Elemento
Pilar Misto Parcialmente Revestido  	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150

O método simplificado não se aplica ao caso de dois ou mais perfis de aço conectados. A esbelteza relativa  $\bar{\lambda}$ , para o eixo de flexão considerado, deve seguir a condição  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ .  $\bar{\lambda}$  é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.35)$$

Onde:

$N_{pl,Rk}$  é a resistência nominal à compressão em regime plástico dada pela equação (3.34);

$N_{cr}$  é a carga crítica de flambagem elástica por flexão, calculado com a rigidez efetiva à flexão  $(EI)_{eff}$ , determinado como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_c E_{cm} I_c \quad (3.36)$$

Onde:

$K_c$  é um fator de correção que pode ser considerado como 0,6;

$I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  são, respectivamente, os momentos de inércia do perfil de aço estrutural, do concreto não-fissurado e das barras da armadura no eixo de flexão considerado.

$E_a$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil estrutural;

$E_s$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras de reforço;

$E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto para cargas de curta duração (Mpa), determinado de acordo com o EN 1992-1-1, Tabela 3.1 ou Tabela 11.3.1, dado por:

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{(f_{cm} + 8)}{10} \right)^{0,3} \quad (3.37)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8, \text{ em MPA} \quad (3.38)$$

Para se levar em consideração os efeitos de retração e deformação lenta na determinação rigidez elástica efetiva à flexão, o módulo de elasticidade do concreto por ser reduzido ao valor de  $E_{c,eff}$ , dado pela expressão:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \phi_t} \quad (3.39)$$

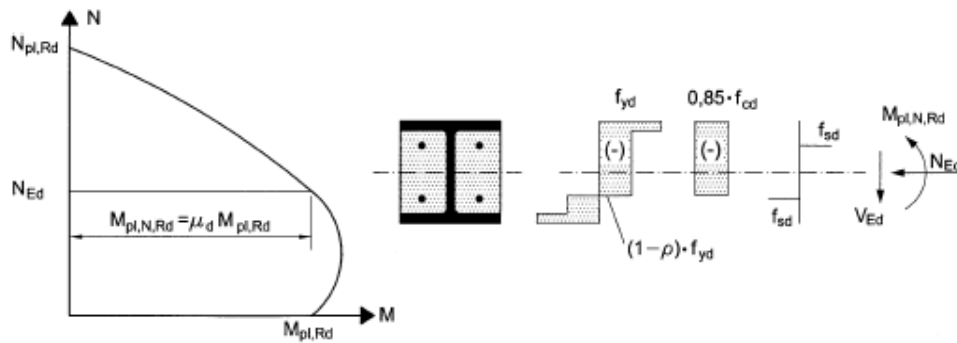
Onde:

$\varphi_t$  é o coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$ , determinado de acordo com o EN 1992-1-1, item 3.1.4 ou 11.3.3, que depende da idade ( $t$ ) do concreto no momento considerado e na idade ( $t_0$ ) do carregamento;

$N_{Ed}$  é a força normal total de cálculo;

$N_{G,Ed}$  é a parte desta força normal correspondente ao carregamento permanente;

A resistência de uma seção transversal submetida à compressão e flexão pode ser determinada de acordo com a curva de interação correspondente, assumindo tensões retangulares como mostrado na figura a seguir.



**Figura 3.7** – Curvas de interação para compressão e flexão uniaxial.

EN 1994-1-1:2004.

A influência das forças de cisalhamento transversais na resistência à compressão e à flexão deve ser considerada na determinação da curva de interação, se a força de cisalhamento  $V_{a,Ed}$  na seção de aço exceder 50% da resistência ao cisalhamento de cálculo  $V_{pl,a,Rd}$  da seção de aço (ver item 6.2.2.2 da EN 1994-1-1:2004), onde:

$V_{a,Ed}$  é o valor da força de cisalhamento de cálculo atuando na seção de aço estrutural;

$V_{pl,a,Rd}$  é o valor da força de resistência plástica de cálculo da seção de aço estrutural submetida ao cisalhamento vertical;

A força de cisalhamento  $V_{a,Ed}$  não deve exceder a resistência ao cisalhamento da seção de aço determinada de acordo com o item 6.2.2 da EN 1994-1-1:2004. A resistência ao cisalhamento  $V_{c,Ed}$  da parte do concreto de reforço deve ser verificada de acordo com o item 6.2 da EN 1992-1-1, onde:

$V_{c,Ed}$  é o valor da força de cisalhamento de cálculo atuando na alma do concreto revestido de reforço.

A menos que uma análise mais precisa seja utilizada,  $V_{Ed}$  (valor da força de cisalhamento de cálculo atuando na seção composta) pode ser distribuído entre  $V_{a,Ed}$  atuando na seção de aço e  $V_{c,Ed}$  atuando na seção de concreto reforçado, ambos determinados por:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.40)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (3.41)$$

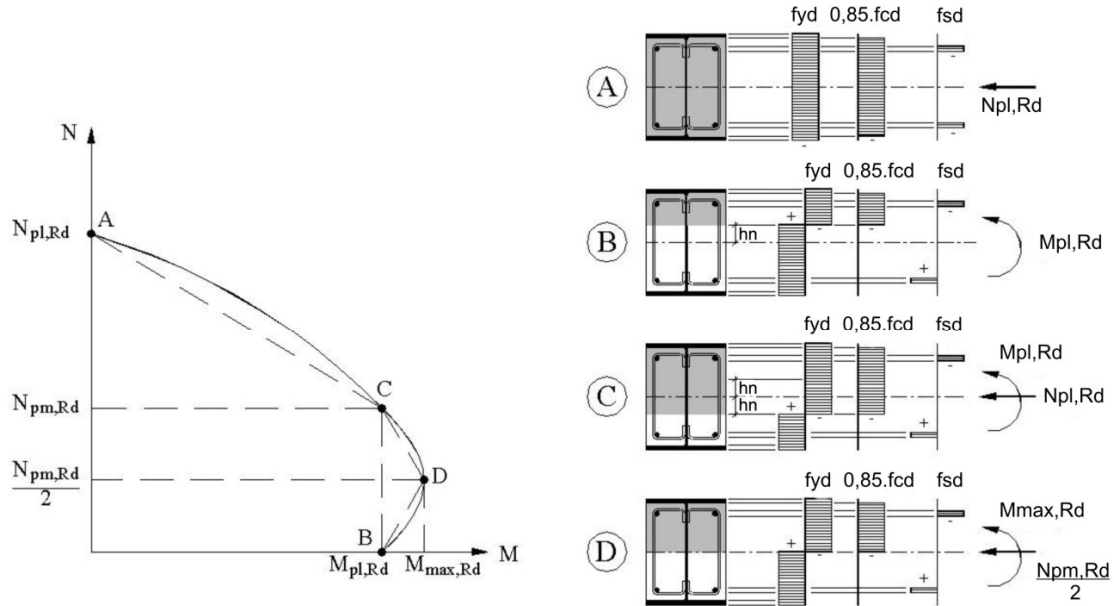
Onde:

$M_{pl,a,Rd}$  é a resistência plástica ao momento da seção de aço;

$M_{pl,Rd}$  é a resistência plástica ao momento da seção composta.

Por simplificação,  $V_{Ed}$  pode ser considerado como atuando somente na seção de aço estrutural isolada.

Outra simplificação que pode ser realizada é a substituição da curva de interação por um diagrama poligonal, conforme apresentado na figura a seguir.



**Figura 3.8** – Curva simplificada de interação e suas correspondentes distribuições plásticas. EN 1994-1-1:2004.

A figura anterior apresenta como exemplo a distribuição plástica das tensões para uma seção parcialmente revestida, para os pontos A ao D. Neste caso  $N_{pm,Rd}$  pode ser considerado como sendo  $0,85 f_{cd} A_c$ .

Ponto A: corresponde à resistência plástica de cálculo à compressão da seção mista  $N_{pl,Rd}$ :

$$N_A = N_{pl,Rd}$$

$$M_A = 0$$

Ponto B: corresponde à resistência plástica à flexão da seção mista  $M_{pl,Rd}$ :

$$N_B = 0$$

$$M_B = M_{pl,Rd}$$



Ponto C: corresponde a um momento igual a  $M_{pl,Rd}$ , porém acompanhado da resistência plástica à compressão do concreto da seção mista  $N_{pm,Rd}$ :

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c f_{cd}$$

$$M_C = M_{pl,Rd}$$

Ponto D: corresponde ao momento resistente máximo  $M_{max,Rd}$ . Neste ponto a linha neutra plástica coincide com o centro de gravidade da seção mista e o esforço axial resultante é igual à metade de  $N_C$ :

$$N_D = N_{pm,Rd} / 2$$

$$M_D = M_{max,Rd}$$

Devem ser utilizados os métodos de análise e imperfeições da barra:

- 1) Para verificação do pilar misto, a análise deve ser elástica linear de segunda ordem;
- 2) Para a determinação do valor das forças internas de cálculo da rigidez efetiva à flexão  $(EI)_{eff,II}$ , deve ser utilizada a seguinte expressão:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (3.42)$$

Onde:

$K_0$  é um fator de calibração que pode ser considerado como 0,5;

$K_{e,II}$  é um fator de correção que pode ser considerado como 0,9;

- 3) Os efeitos de longa duração devem ser levados em consideração de acordo com a Equação (3.38);
- 4) Os efeitos de segunda ordem não precisam ser computados onde o item 5.2.1(3) da EN 1994-1-1:2004 for aplicado, e quando a carga crítica elástica é determinada com a rigidez à flexão  $(EI)_{eff,II}$  de acordo com a Equação (3.42);

5) A influência das imperfeições geométricas e estruturais deve ser levada em consideração pelas imperfeições geométricas equivalentes, dadas pela Tabela 3.3, onde  $L$  é o comprimento do pilar;

6) Para a determinação dos efeitos locais de segunda ordem, é permitido que os maiores momentos fletores de cálculo de primeira ordem ( $M_{Ed}$ ) sejam multiplicados por um fator  $k$ , dado por:

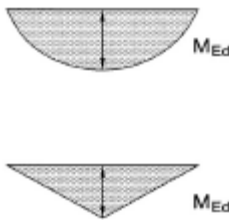
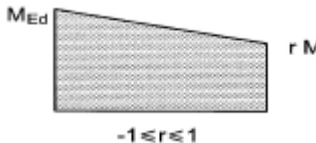
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}}, \geq 1,0 \quad (3.43)$$

Onde:

$N_{cr,eff}$  é a força normal crítica para o eixo relevante e correspondente à rigidez efetiva à flexão dada pela equação (3.42) com o comprimento efetivo considerado como sendo o comprimento do pilar;

$\beta$  é um fator equivalente de momento, dado pela tabela a seguir:

**Tabela 3.4** – Fatores  $\beta$  para determinação dos momentos em teoria de segunda ordem

Diagrama de Momento	Fatores $\beta$ de Momento	Comentário
	<p>Momentos fletores de primeira ordem de imperfeição de elementos ou carga lateral:</p> $\beta = 1,0$	<p><math>M_{Ed}</math> é o máximo momento fletor no comprimento do pilar, ignorando os efeitos de segunda ordem.</p>
	<p>Momentos de extremidade:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r$ <p>com <math>\beta \geq 0,44</math></p> <p><math>r</math> é a relação entre os momentos de extremidade</p>	<p><math>M_{Ed}</math> e <math>rM_{Ed}</math> são os momentos de extremidade das análises globais de primeira e segunda ordem.</p>

7) Por simplificação, a determinação da resistência de elementos submetidos à compressão axial pode ser dada por:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

Onde:

$N_{pl,Rd}$  é a resistência plástica da seção composta dada de acordo com a Equação (3.34), porém com  $f_{yd}$  determinado utilizando o fator parcial  $\gamma_{M1}$  dado pela EN 1993-1-1, 6.1(1);

$\chi$  é o fator de redução para o modo de flambagem relevante dado na EN 1993-1-1, 6.3.1.2 nos termos da esbeltez relativa relevante  $\bar{\lambda}$ . As curvas de resistência relevantes para a seção transversal de pilares mistos são dadas na tabela 3.3.

Os elementos devem ser verificados utilizando análise de segunda ordem, levando em conta as imperfeições do elemento.

A resistência de elementos submetidos à compressão e flexão uniaxial deve ser satisfeita pela seguinte expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (3.45)$$

Onde:

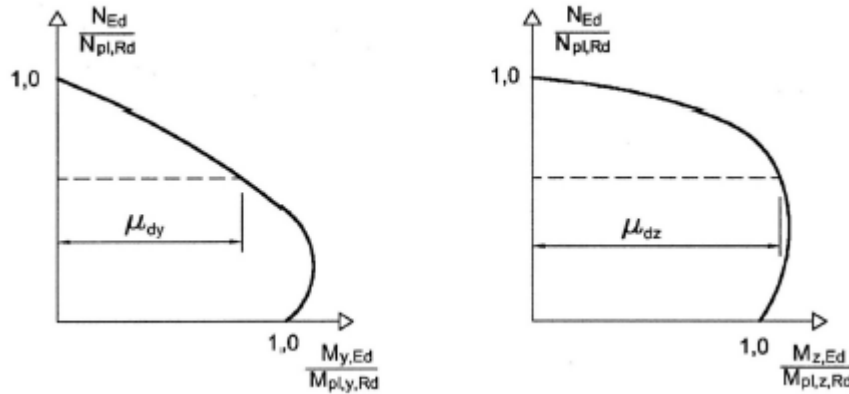
$M_{Ed}$  é o maior dos momentos de extremidade e o máximo momento fletor do comprimento do pilar, calculado de acordo com os procedimentos de análise e imperfeições, incluindo as imperfeições e efeitos de segunda ordem se necessário;

$M_{pl,N,Rd}$  é a resistência plástica à flexão levando em consideração a força normal  $N_{Ed}$ , dada por  $\mu_d M_{pl,Rd}$  (figura 3.7);

Para aços com graus entre S235 e S355, o coeficiente  $\alpha_M$  deve ser considerado como 0,9 e para aços com graus S420 e S460 como 0,8.

A equação (3.45) é baseada na curva de interação determinada de acordo com a figura (3.7).

O valor  $\mu_d = \mu_{dy}$  ou  $\mu_{dz}$ , de acordo com a figura (3.9), se refere à resistência plástica ao momento de cálculo  $M_{pl,Rd}$  para o plano de flexão considerado.



**Figura 3.9** – Curva de dimensionamento para compressão e flexão biaxial

EN 1994-1-1:2004.

Valores de  $\mu_d$  maiores que 1,0 somente podem ser utilizados onde o momento fletor  $M_{Ed}$  dependa diretamente da ação da força normal  $N_{Ed}$ , por exemplo, onde o momento  $M_{Ed}$  resultar de uma excentricidade da força  $N_{Ed}$ . Caso contrário, torna-se necessária realizar a verificação adicional abaixo:

1) Para elementos compostos comprimidos submetidos a momentos fletores e forças normais resultantes de ações independentes, o fator parcial  $\gamma_F$  para estas forças internas que conduzam a um incremento na resistência podem ser reduzidas em 20%, onde  $\gamma_F$  é o fator parcial para ações, também levado em consideração em modelos incertos e variações dimensionais.

Para a combinação de compressão e flexão biaxial as seguintes condições devem ser satisfeitas, para verificação da estabilidade ao longo do comprimento do pilar e nas extremidades:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad (3.46)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (3.47)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.48)$$

Onde:

$M_{pl,y,Rd}$  e  $M_{pl,z,Rd}$  são as resistências plásticas à flexão dos planos de flexão relevantes;  
 $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  são os momentos fletores de cálculo incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições de acordo com os métodos de análise e imperfeições da barra;  
 $\alpha_M = \alpha_{M,y}$  e  $\alpha_M = \alpha_{M,z}$  são dados na equação (3.45).

Para pilares mistos e elementos comprimidos com flexão biaxial os valores de  $\mu_{dy}$  e  $\mu_{dz}$  na figura (3.9) podem ser calculados de acordo com a equação (3.45) separadamente para cada eixo. As imperfeições devem ser consideradas somente no plano em que se espera que ocorra a falha. Se não for evidente qual plano seja o mais crítico, a verificação deve ser realizada em ambos os planos.

Além das verificações anteriores, referentes à resistência e estabilidade do pilar misto, deve ser realizada a análise da distribuição das tensões de cisalhamento entre os materiais (aço e concreto). Esta análise deve ser realizada: nas regiões de introdução de cargas para forças internas e momentos aplicados provenientes de elementos conectados aos extremos e para cargas aplicadas ao longo do comprimento do pilar, a serem distribuídas entre os componentes de aço e concreto, considerando a resistência ao cisalhamento na interface entre estes elementos. Um caminho claro do fluxo destas cargas deve ser estabelecido para que não ocorra escorregamento significativo nesta interface, que invalide as considerações realizadas no dimensionamento.

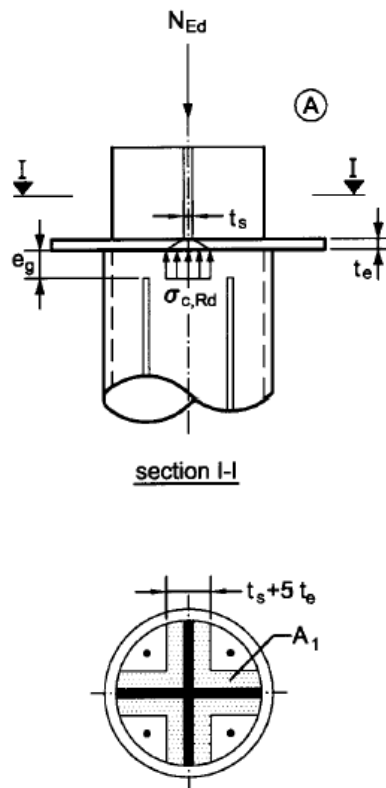
Quando pilares mistos e elementos comprimidos forem submetidos a um significativo cisalhamento transversal, como por exemplo, aplicação de cargas transversais locais e momentos de extremidade, uma provisão deve ser realizada para transferir as tensões de cisalhamento longitudinais correspondentes na interface entre o aço e o concreto.

Para pilares axialmente carregados e elementos comprimidos, o cisalhamento longitudinal fora da área de introdução de cargas não precisa ser considerado.

Conectores de cisalhamento devem ser utilizados na região de introdução de cargas e nas áreas de mudança de seção transversal, se a resistência de cálculo ao cisalhamento  $\tau_{Rd}$  for excedida na interface aço-concreto. As forças de cisalhamento devem ser determinadas a partir da mudança das forças da seção do aço e do concreto reforçado, na região do comprimento de introdução de carga. Se as cargas são introduzidas somente na seção de concreto, os valores determinados a partir de uma análise elástica considerando os efeitos da retração e fluência do concreto devem ser levadas em consideração. Caso contrário, as forças na interface devem ser determinadas por uma teoria elástica ou plástica, de modo a determinar o caso mais desfavorável.

Na ausência de um método mais preciso, o comprimento de introdução de cargas não deve exceder  $2d$  ou  $L/3$ , onde  $d$  é a menor dimensão da seção transversal do pilar e  $L$  é o comprimento do pilar (figura 3.3).

Para pilares mistos e elementos comprimidos nenhuma ligação ao cisalhamento necessita ser prevista para introdução de cargas por chapas de topo se toda a interface entre a seção de concreto esta chapa estiver permanentemente comprimida, levando em consideração os efeitos da retração e fluência do concreto. Entretanto, se a seção transversal for parcialmente carregada as cargas devem ser distribuídas com uma relação de 1:2,5 abaixo da espessura  $t_e$  da placa de topo, conforme exemplificado pela figura (3.10):



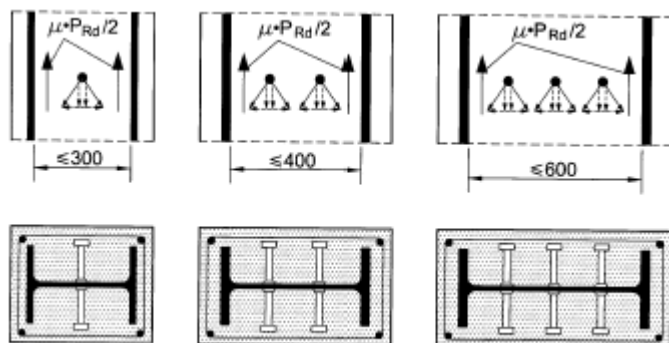
**Figura 3.10** – Seção tubular circular parcialmente carregada  
EN 1994-1-1:2004.

Para pilares mistos parcialmente revestidos, as tensões no concreto devem ser limitadas na área efetiva de introdução de cargas, de acordo com a EN 1992-1-1, 6.7.

Quando conectores de cisalhamento forem conectados à alma de pilares mistos totalmente e parcialmente revestidos, pode ser considerado um aumento nas forças de atrito que se desenvolvem na seção, pela prevenção da expansão lateral do concreto promovida pelas mesas adjacentes do perfil de aço. Esta resistência, considerada igual a  $\mu P_{Rd} / 2$  em cada mesa para cada linha horizontal de *stud bolts*, pode ser adicionada no cálculo da resistência ao cisalhamento destes conectores (figura 3.11). O coeficiente de atrito  $\mu$  pode ser considerado igual a 0,5. A resistência de um conector de cisalhamento  $P_{Rd}$  é determinada de acordo com o item 6.6.3.1 da

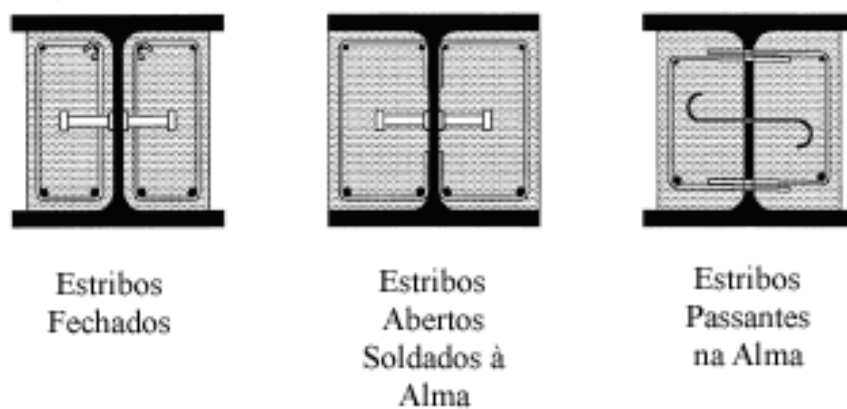


EN 1994-1-1:2004. Na ausência de maiores informações ou valores experimentais, as distâncias entre as mesas não devem exceder às indicadas na figura (3.11).



**Figura 3.11** – Forças de atrito adicionais devido ao uso de *stud bolts* em pilares mistos totalmente revestidos. EN 1994-1-1:2004.

A armadura de reforço transversal (estribos) deve estar de acordo com a EN 1992-1-1, 9.5.3. No caso de pilares mistos parcialmente revestidos, o concreto deve ser ancorado por estes estribos de acordo com a figura (3.12):



**Figura 3.12** – Tipos de estribos. EN 1994-1-1:2004.

Além da verificação das tensões de cisalhamento nas regiões de introdução de cargas, as regiões ao longo do comprimento do elemento também devem ser verificadas.

Fora da área de introdução de cargas, o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto deve ser verificado onde este for causado por cargas transversais e/ou momentos de extremidade. Conectores de cisalhamento devem ser previstos baseados na distribuição dos valores de cálculo do cisalhamento longitudinal, onde estes excedam a resistência de cálculo ao cisalhamento  $\tau_{Rd}$ , apresentado na tabela a seguir:

**Tabela 3.5 – Resistência de cálculo ao cisalhamento**

Elemento da Seção Transversal	$\tau_{Rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Mesas de seções parcialmente revestidas	0,20
Almas de seções parcialmente revestidas	0,00

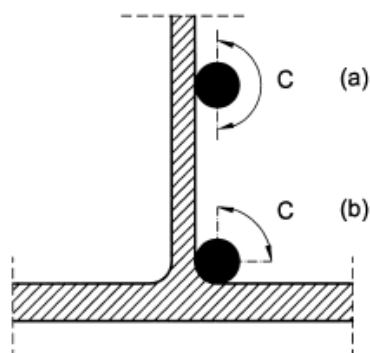
A menos que seja verificado não ser necessário, para seções I parcialmente revestidas com cisalhamento transversal devido à flexão em torno do eixo de menor inércia, devido a um carregamento lateral ou momentos de extremidade, conectores de cisalhamento devem ser previstos. Se a resistência ao cisalhamento transversal não for considerada como sendo somente a resistência à seção do aço estrutural, os estribos para reforços transversais devidas às forças de cisalhamento  $V_{c,Ed}$  de acordo com a equação (3.41) devem ser soldados à alma da seção transversal ou instalados passantes à alma da seção de aço.

As seguintes recomendações referentes aos detalhes construtivos para seções mistas parcialmente revestidas devem ser consideradas no projeto:

A taxa mínima de armadura de reforço longitudinal para consideração da resistência à compressão da seção transversal deve ser de 0,3% da área da seção de concreto;

As armaduras de reforço transversais e longitudinais devem ser dimensionadas e detalhadas de acordo com os critérios apresentados na EN 1992-1-1, 9.5;

A distância entre as barras da armadura longitudinal e a seção de aço estrutural pode ser menor que a indicada na EN 1992-1-1, 9.5, até mesmo considerada o valor de 0. Neste caso, a região de perímetro efetivo  $c$  da armadura de reforço deve ser considerada como metade ou um quarto deste perímetro, conforme apresentado na Figura 3.13 (a) e (b), respectivamente.



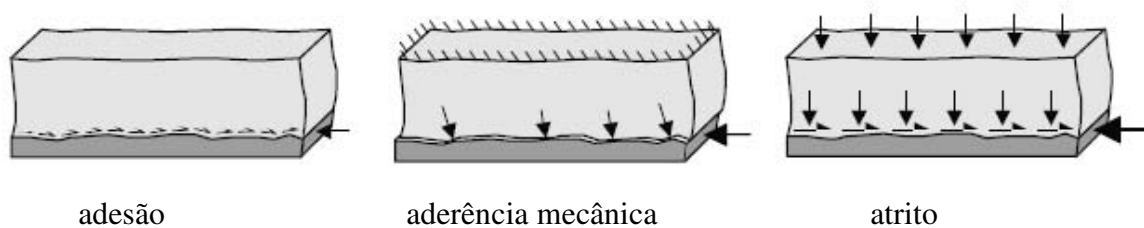
**Figura 3.13** – Perímetro efetivo  $c$  de uma armadura longitudinal  
EN 1994-1-1:2004.

Para pilares mistos parcialmente revestidos, onde as condições ambientais forem do tipo classe X0, de acordo com o EN 1992-1-1, tabela 4.1, e os valores da armadura de reforço longitudinal forem desprezados no dimensionamento, devem ser utilizados: uma armadura mínima de reforço longitudinal com diâmetro de 8mm espaçada a 250mm e uma armadura mínima de reforço transversal com diâmetro de 6mm espaçada a cada 200mm. Como alternativa uma malha de reforço com diâmetro de 4mm pode ser utilizada.

## 4. ADERÊNCIA EM PILARES MISTOS

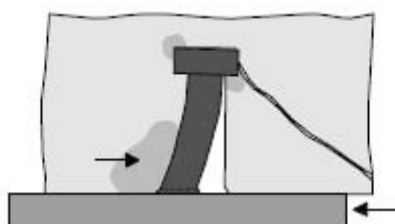
### 4.1 - Considerações iniciais

Segundo FERNANDES (2005), pode-se definir aderência como o mecanismo de transferência das tensões que existe na interface entre o aço e o concreto. De modo geral, pode-se fazer uma separação esquemática dos mecanismos resistentes do fenômeno da aderência: aderência por adesão, aderência mecânica e aderência por atrito (figura 4.1), que em conjunto compõe a aderência natural. Como forma de ampliar o valor da resistência ao escorregamento, pode ser dispostos conectores de cisalhamento soldados ao perfil de aço estrutural, constituindo um dispositivo mecânico adicional (figura 4.2).



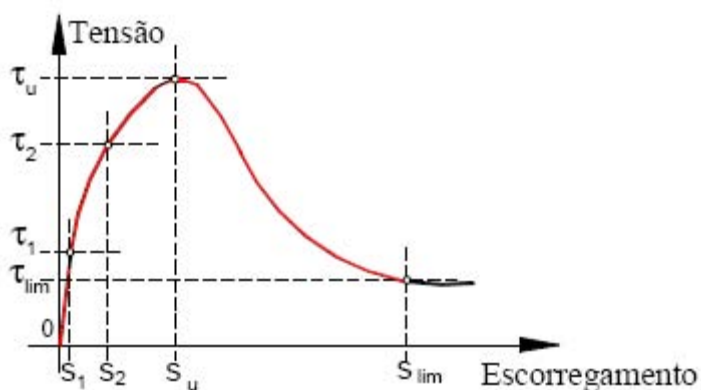
**Figura 4.1** – Mecanismos resistentes de aderência.

JOHANSSON (2002).



**Figura 4.2** – Conector de cisalhamento do tipo *stud bolt*.  
JOHANSSON (2002).

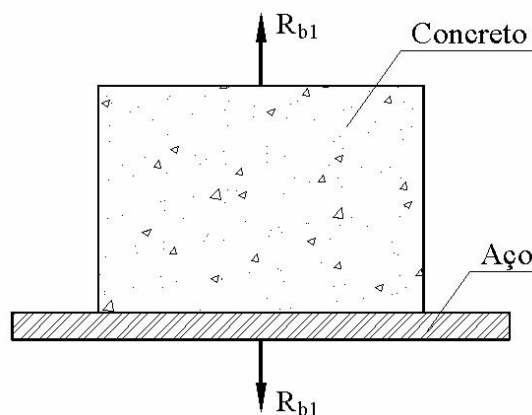
Segundo SILVA (2006), na prática, a separação destas parcelas é muito difícil, sendo que alguns autores procuram caracterizar a aderência por meio de curvas tensão de cisalhamento x deslocamento relativo, de acordo com a figura a seguir. No caso de barras de aço em estruturas de concreto, o trecho inicial da curva muito inclinado corresponde à aderência por adesão; o segundo trecho inclinado está relacionado à aderência mecânica, e o terceiro trecho, típico de barras lisas, à aderência por atrito. Se a curva for horizontal ou descendente, a aderência foi destruída e a barra desliza com resistência ao atrito insuficiente.



**Figura 4.3** – Curvas tensão de cisalhamento x escorregamento relativo  
SILVA (2006)

## 4.2 - Adesão

Segundo FERNANDES (2005), a adesão ou aderência química é um mecanismo de transferência que pode ser caracterizada pelo surgimento das ligações físico-químicas na interface aço-concreto, durante as reações de pega do cimento. Essa parcela, caracterizada por uma resistência de adesão  $R_{bl}$ , pode ser constatada através da separação de um bloco concretado sobre uma chapa de aço (figura 4.4). Neste caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão, que é destruída logo que ocorrem os primeiros deslocamentos relativos entre os materiais, ainda que pequenos; é considerado um mecanismo elasto-frágil (SILVA, 2006).



**Figura 4.4** – Aderência por adesão.

FERNANDES (2005).

Ensaio em estruturas mistas demonstram que, para baixos valores de carregamento, a maior parte do cisalhamento longitudinal é garantida pela adesão. Entretanto, continuando-se o carregamento e aumentando a intensidade das cargas, ou ainda, em ensaios dinâmicos ou nos quais ocorrem ciclos de carregamento e descarregamento, ocorre o rompimento da adesão, e uma vez rompida, esta não pode mais ser restaurada (QUEIROZ, 2001).

Os valores de carga que levam à perda da adesão são bastante variáveis, dependendo de

fatores como: fator água-cimento, desenvolvimento de fissuras, retração do concreto, tensões devidas a variações de temperatura, falhas locais de contato, devidas a problemas de execução etc.

A adesão é uma parcela desprezível, quando comparada com as demais, e pode ser considerada separadamente; já a aderência mecânica e o atrito estão intimamente ligados, dependentes das propriedades mecânicas da interface aço-concreto.

### **4.3 - Aderência mecânica**

A aderência mecânica é um mecanismo de transferência que surge do engrenamento do revestimento de concreto e as irregularidades superficiais do perfil de aço estrutural, relacionada ao grau de rugosidade e definido pelo termo “micro-engrenamento”. (SILVA, 2006). Esta parcela tem maior relevância enquanto o as superfícies aço e concreto encontram-se em contato, e diminuem na medida em que ocorre o deslocamento relativo entre os materiais. A retração do concreto é um fator que minimiza a aderência mecânica em pilares mistos; deste modo, adensamento de concreto bem realizado conduz a um maior valor do engrenamento entre os dois materiais.

Por outro lado, como existe o confinamento de algumas regiões do concreto, há o surgimento de tensões normais resistentes ao escorregamento. Conclui-se que a aderência mecânica pode ser considerada um mecanismo parcial de atrito.

### **4.4 - Atrito**

O atrito é um mecanismo de transferência de tensões que depende de uma força normal, aplicada perpendicularmente à interface aço-concreto, e do coeficiente de atrito  $\mu$ , que também

está relacionado ao grau de rugosidade da superfície de aço, e se manifesta quando há tendência de deslocamento relativo entre os dois materiais. Segundo SILVA (2006), o coeficiente de atrito pode variar de zero, para superfícies internas revestidas por óleo lubrificante, a 0,60 em condições normais de utilização. Nos modelos numéricos deste trabalho foi adotado um valor intermediário de 0,30 para este coeficiente de atrito.

As tensões normais oriundas das forças normais podem ser consideradas ativas (quando oriundas de forças externas) ou passivas (oriundas de restrições aos deslocamentos), sendo que as forças ativas ocasionam o atrito ativo e as passivas o atrito passivo. Nos pilares mistos, o atrito ativo pode ser causado pelas rotações das ligações que acarretam o efeito conhecido na literatura por “pinching effect”; já o atrito passivo provém de irregularidades encontradas nos perfis de aço decorrentes dos processos de laminação, denominado “macro-engrenamento” (SILVA, 2006).

O “macro-engrenamento” proporciona uma reserva na tensão de aderência; este valor pode ser interpretado como tensão de aderência limite fornecida pelas normas, para que não ocorra escorregamento significativo entre as superfícies. Caso este valor de tensão atuante seja maior que o limite proposto, conectores de cisalhamento devem ser utilizados.

Em resumo, a parcela de atrito relacionada à aderência mecânica pode ser classificada como atrito passivo, induzido por restrições passivas e denominada “micro-engrenamento”, considerada um mecanismo parcial de atrito. Já a parcela de atrito relacionada ao “macro-engrenamento” atua em níveis mais altos em relação à aderência mecânica. Segundo SILVA (2006), é difícil e talvez desnecessária a separação da resistência por atrito devido ao “micro-engrenamento” e a devido ao “macro-engrenamento”.

#### **4.5 - Conectores de cisalhamento**

Existem diversos tipos de conectores de cisalhamento, sendo que na prática em pilares mistos o conector do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) é o mais utilizado. Este conector foi

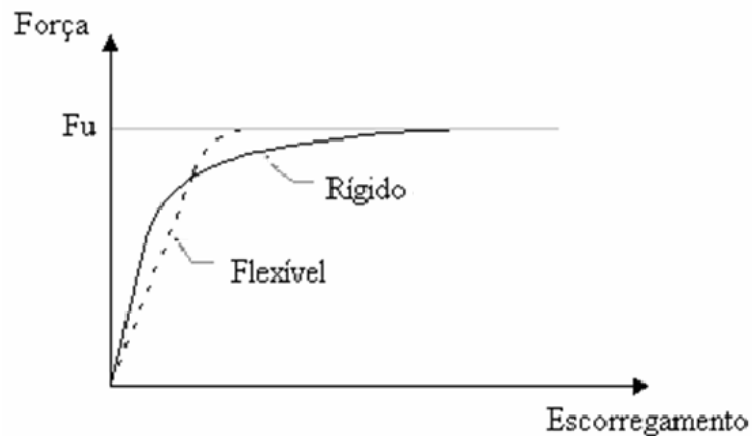


desenvolvido na década de 40 pela Nelson Stud Welding, e consiste em um pino especialmente projetado para funcionar na instalação como um eletrodo de solda por arco elétrico, e após a soldagem como conector de cisalhamento (figura 4.5). Este processo resulta em uma solda de penetração total, sendo que o conector pode ser considerado engastado no elemento de aço.

Em vigas mistas, os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos e flexíveis, de acordo com a resposta do conector à ação do fluxo longitudinal que surge da ação mista entre o perfil de aço e a laje de concreto. Esta resposta pode ser representada pela relação “força x deslocamento”, de acordo com a figura (4.6).



**Figura 4.5** – Soldagem por eletrofusão de *stud bolts* em perfis de aço  
KOTINDA (2006)



**Figura 4.6** – Diagrama força x escorregamento relativo.

Segundo KOTINDA (2006) isto significa que um conector flexível sob carregamento crescente pode continuar a deformar-se mesmo após atingir a sua resistência máxima sem que haja ruptura. Desta forma permite-se admitir que os conectores vizinhos passem a receber uma maior força de corte e também atinjam a sua capacidade total. Este processo de uniformização possibilita a utilização de conectores igualmente espaçados sem que ocorra perda na capacidade máxima da resistência da ligação.

As tensões de cisalhamento são transmitidas entre os dois materiais por meio do efeito de pino, que produz concentração de tensões próxima a base do conector; desta maneira, a resistência à compressão do concreto influencia diretamente o modo de ruptura.

## **5. MODELAGEM NUMÉRICA**

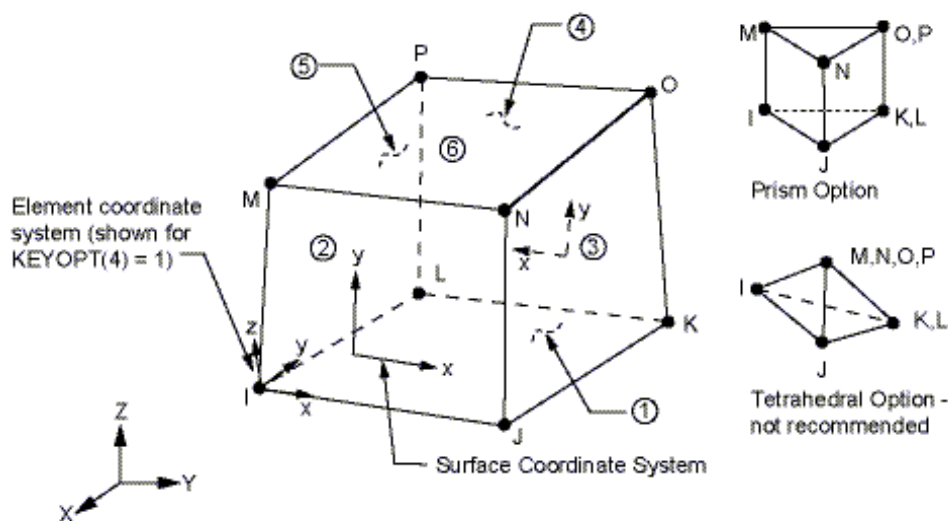
### **5.1 – Introdução**

Neste trabalho foi desenvolvida uma análise numérica utilizando o programa computacional ANSYS versão 9.0, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). A seguir, serão apresentados os elementos pré-definidos encontrados na biblioteca interna do ANSYS utilizados para discretização dos elementos componentes do pilar misto (concreto, aço, conectores de cisalhamento e interface entre aço e concreto).

### **5.2 – Elementos Finitos Utilizados**

#### **5.2.1 – Solid45 (3-D structural solid)**

O elemento Solid45 foi utilizado para discretização do perfil de aço. Este elemento possui capacidade de simular plasticidade, fluência, dilatação, enrijecimento, grandes rotações e grandes deformações. O elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó, translações nas direções nodais x, y e z, de acordo com a figura a seguir (ANSYS 9.0).



**Figura 5.1** – Elemento finito solid45.

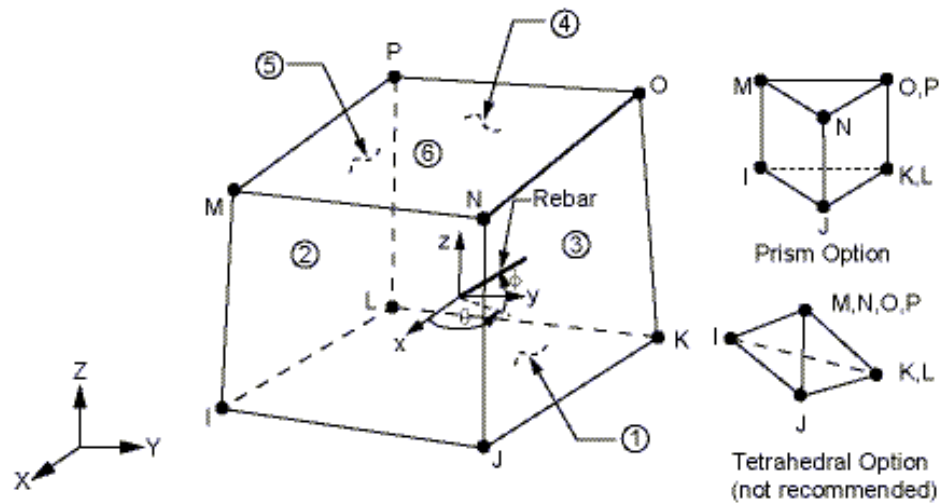
(Fonte: ANSYS Release 9.0 Documentation).

### 5.2.2 - Solid65 (3-D reinforced concrete solid)

O elemento *Solid65* foi utilizado para discretização do concreto situado entre o perfil de aço. Este elemento pode ser utilizado na modelagem de sólidos com ou sem armaduras de reforço, sendo também capaz de simular fraturas na tração e esmagamento na compressão.

A opção por este elemento foi feita levando em consideração a possibilidade de inclusão de armaduras longitudinais e transversais sob a forma de taxas, trabalhando para resistir a esforços axiais, e não de cisalhamento. Este elemento é semelhante ao *Solid45*, com adição especial de propriedades de fraturas e esmagamentos.

O mais importante aspecto deste elemento é a consideração de propriedades não-lineares dos materiais. O concreto é capaz de fraturar (nas três direções ortogonais), esmagar, deformar-se plasticamente, e fluir. O elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó (figura 5.2) (ANSYS 9.0).



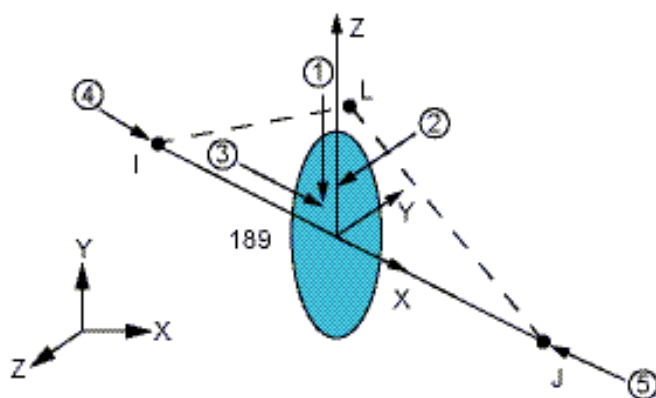
**Figura 5.2 – Elemento finito solid65**

(Fonte: ANSYS Release 9.0 Documentation)

### 5.2.3 - Beam189 (3-D quadratic finite strain beam)

O elemento *Beam189* foi utilizado para discretização dos conectores de cisalhamento, proporcionando uma modelagem mais simples sem perder a representatividade dos resultados. Este elemento foi baseado na teoria de viga de Timoshenko, sendo que deformações por cisalhamento são incluídas na sua formulação. É adequado para análises lineares, grandes rotações, grandes deformações e aplicações não-lineares.

Este elemento possui seis graus de liberdade em cada nó, como a figura a seguir (ANSYS 9.0):

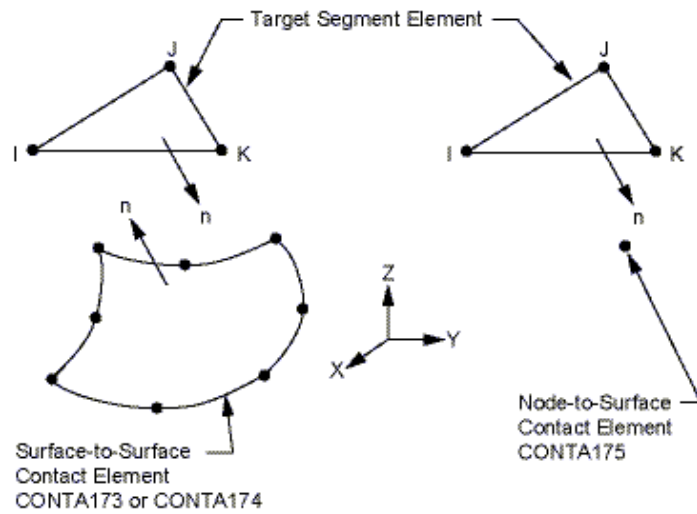


**Figura 5.3** – Elemento finito beam189

(Fonte: ANSYS Release 9.0 Documentation)

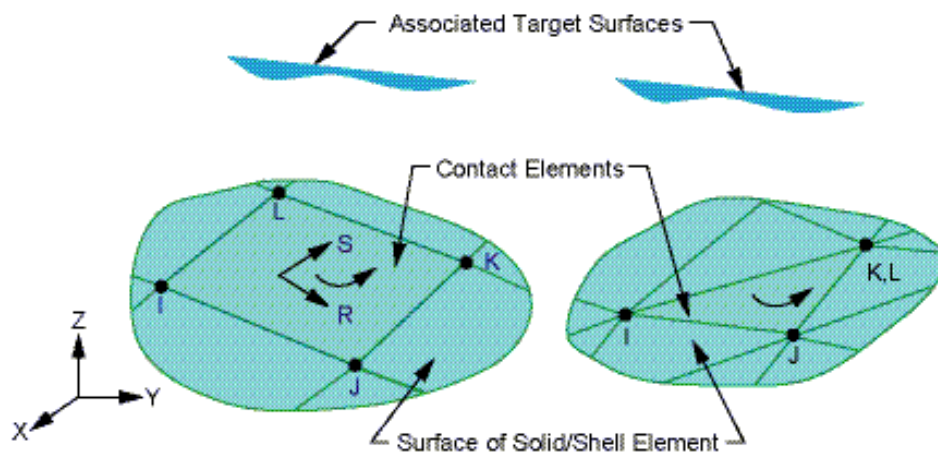
#### 5.2.4 - Targe170 (3-D target segment) e Conta173 (3-D 4-node surface-to-surface contact)

*Targe170* é utilizado para representar superfícies do tipo “alvo” associadas a elementos de contato, neste caso representado pelo elemento *Conta173*. Em conjunto estes elementos formam o par de contato utilizado para representar a interface entre o aço e concreto. Estes elementos são utilizados em análises tridimensionais com contato entre superfícies, simulando a existência de pressão entre estes elementos quando há o contato, e a separação entre os mesmos. Neste par de contato é possível considerar a coesão (ou adesão química) entre as partes, e ainda o atrito. Na figuras (5.4) e (5.5) são apresentadas, respectivamente, as geometrias dos elementos *Targe170* (associado ao aço) e *Conta173* (associado ao concreto) (ANSYS 9.0).



**Figura 5.4 – Targe170.**

(Fonte: ANSYS Release 9.0 Documentation).



**Figura 5.5 – Conta173**

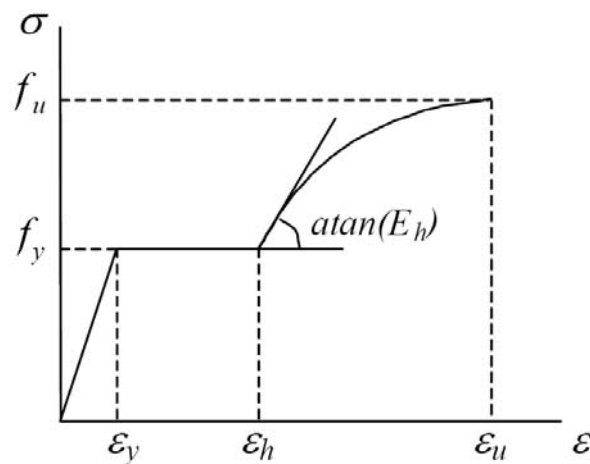
(Fonte: ANSYS Release 9.0 Documentation)

## 5.3 – Características dos materiais

### 5.3.1 – Perfil de aço estrutural

Para o comportamento do perfil de aço estrutural foram definidos três parâmetros de configuração principais: densidade, módulo de elasticidade longitudinal, coeficiente de Poisson, modelo constitutivo elasto-plástico multilinear com encruamento isótropo e critério de plastificação de von Mises. Quanto aos três primeiros parâmetros estes foram adotados de acordo com dados obtidos nas análises experimentais utilizadas para validação dos modelos numéricos, apresentadas no Capítulo 6.

Para a curva tensão-deformação foram utilizados os critérios definidos segundo GATTESCO (1999, apud KOTINDA, 2006). Trata-se de um modelo elástico-linear até que se atinja a tensão de escoamento ( $f_y$ ), perfeitamente plástico entre o limite de deformação elástica ( $\epsilon_y$ ) e a deformação de início de encruamento ( $\epsilon_h$ ) e de acordo com a equação (6.1), deste ponto até a tensão de ruptura ( $f_u$ ).



**Figura 5.6** – Modelo constitutivo adotado para o perfil de aço estrutural

KOTINDA (2006)

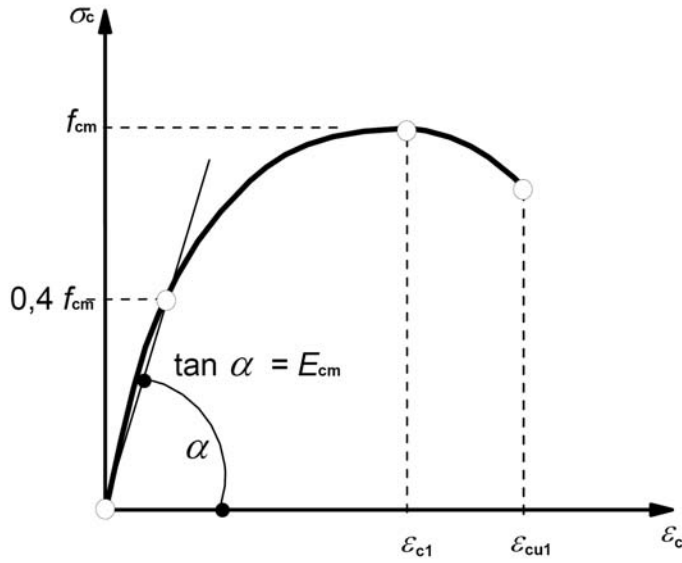


$$\sigma = f_y + E_h (\varepsilon - \varepsilon_h) \left( 1 - E_h \frac{\varepsilon - \varepsilon_h}{4(f_u - f_y)} \right), \text{ com } E_h = 350 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.1)$$

### 5.3.2 – Concreto

Para o comportamento do concreto foram definidos cinco parâmetros de configuração principais: densidade, módulo de elasticidade longitudinal, coeficiente de Poisson, modelo constitutivo para o concreto submetido à compressão e modelo *concrete* para o concreto submetido à tração. Quanto aos três primeiros parâmetros estes foram adotados de acordo com dados obtidos nas análises experimentais utilizadas para validação dos modelos numéricos, apresentadas no Capítulo 6.

O modelo constitutivo adotado para o concreto submetido à compressão foi do tipo multilinear com encruamento isótropo. Para construção da curva tensão-deformação foi utilizado o modelo apresentado no capítulo 3.1.5 Relação Tensão-Deformação para Análise Estrutural Não-Linear, apresentado pela norma europeia EN 1992-1-1:2004 – *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for building*.



**Figura 5.7** – Representação esquemática da relação tensão-deformação para o concreto submetido à compressão. EN 1994-1-1:2004.

Segundo o EN 1992-1-1:2004, o comportamento da curva-tensão deformação segue a seguinte relação:

$$\sigma = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \text{ para } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c1} \quad (5.2)$$

Onde,

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 \quad (5.4)$$

$$k = \frac{1,1 E_{cm} |E_{c1}|}{f_{cm}} \quad (5.5)$$

Sendo:

$f_{cm}$  o valor médio de resistência à compressão do concreto para corpo de prova cilíndrico;  $\varepsilon_{cl}$  a deformação correspondente à tensão máxima de compressão;  $\varepsilon_{cul}$  a deformação última à compressão e  $E_{cm}$  o módulo secante de elasticidade do concreto.

Para o trecho que vai de  $\varepsilon_{cl}$  a  $\varepsilon_{cul}$ , a fim de evitar problemas numéricos, foi considerada uma pequena inclinação de  $E_{cm} / 1000$ .

Para representar o comportamento do concreto submetido à tração foi utilizado o modelo *concrete* disponibilizado pela biblioteca interna do ANSYS. Este modelo permite simular a fissuração quando o elemento é submetido a tensões de tração e esmagamento no caso de compressão.

Em geral, a ruína do concreto pode ser dividida em dois tipos. A primeira, por tração, é caracterizada pela formação de fissuras e perda de resistência à tração na direção normal à fissura formada. A segunda, por compressão, é caracterizada pela formação de muitas fissuras paralelas a direção das forças de compressão, de tamanho reduzido que fazem o concreto perder grande parte de sua resistência.

O critério de ruptura para o concreto, devido a um estado multiaxial de tensões, utilizado neste trabalho, é baseado no modelo de três parâmetros de Willam-Warnke. Estes parâmetros são a tração uniaxial, compressão uniaxial e compressão biaxial.

Willam-Warnke sugeriram uma superfície de ruptura para o concreto sob regime de tração e baixas compressões, este critério estende a aplicação do modelo para situações de altas tensões de compressão.

São necessários nove parâmetros para a configuração deste material:

Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura aberta (0,2)

Coeficiente de transferência de cisalhamento para fissura fechada (0,6)

Resistência última uniaxial à tração

Resistência última uniaxial à compressão

Resistência última biaxial à compressão

Estado de tensão hidrostática ambiente

Resistência última biaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático ambiente

Resistência última uniaxial à compressão sob o estado de tensão hidrostático ambiente

Coeficiente multiplicador de rigidez para condição fissurada na tração

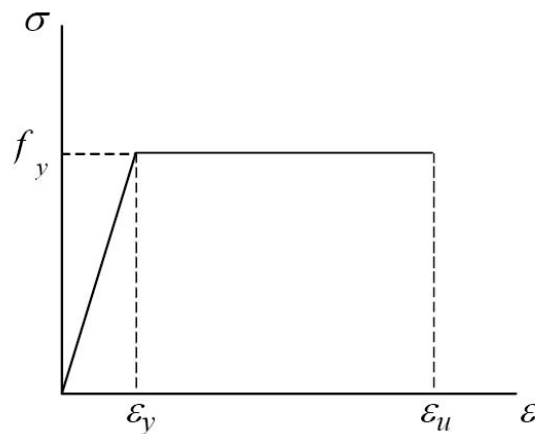
Segundo LEHTOLA (2005, apud KOTINDA, 2006), foram adotados para os dois primeiros parâmetros os valores de 0,2 e 0,6 respectivamente. Para a resistência última uniaxial à tração foram utilizados valores provenientes dos modelos ensaiados experimentalmente. Para utilizar o critério estabelecido pela EN 1992-1-1:2004, com relação ao concreto submetido à compressão, estipulou-se o valor de -1,00 para a resistência última à uniaxial à compressão. Admitiu-se neste caso o critério de plastificação de von Mises para o concreto sob compressão. Tal estratégia foi adotada em razão de instabilidades numéricas ocorridas quando da utilização do modelo *concrete* de forma integral. Os últimos cinco parâmetros foram omitidos, permitindo ao ANSYS especificar valores pré-estabelecidos (KOTINDA, 2006).

Ainda segundo KOTINDA (2006), apesar de ser normalmente utilizado em análises de materiais dúcteis, critérios de escoamento como von Mises e Tresca geralmente são utilizados em análises de elementos finitos para o concreto submetido a tensões de compressão.

### 5.3.3 – Armadura do Concreto

Para o comportamento da armadura de aço longitudinal e transversal do concreto foram definidos três parâmetros de configuração principais: densidade, módulo de elasticidade longitudinal, coeficiente de Poisson, modelo constitutivo elasto-plástico perfeito e critério de plastificação de von Mises. Quanto aos três primeiros parâmetros estes foram adotados de acordo com dados obtidos nas análises experimentais utilizadas para validação dos modelos numéricos, apresentadas no Capítulo 6.

A curva tensão-deformação é esquematizada na figura (5.8). A fim de se evitar instabilidades numéricas, foi considerada uma pequena inclinação de  $E/1000$  para o trecho entre  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_u$ , analogamente ao realizado para o revestimento de concreto.

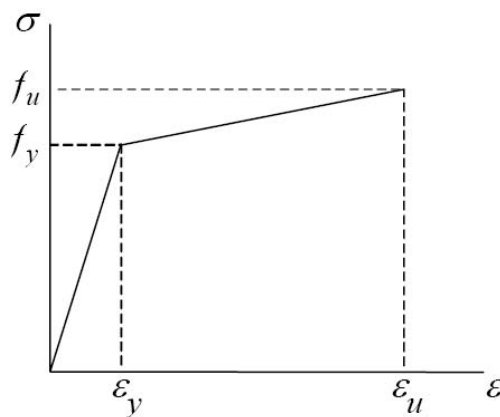


**Figura 5.8** – Modelo constitutivo adotado para o aço da armadura de revestimento KOTINDA (2006).

### 5.3.4 – Conectores de cisalhamento

Para o comportamento dos conectores de cisalhamento foram definidos três parâmetros de configuração principais: densidade, módulo de elasticidade longitudinal, coeficiente de Poisson, modelo constitutivo bi-linear com encruamento isótropo e critério de plastificação de Von Mises. Quanto aos três primeiros parâmetros estes foram adotados de acordo com dados obtidos nas análises experimentais utilizadas para validação dos modelos numéricos, apresentadas no Capítulo 6.

A curva tensão-deformação foi baseada no critério de Von Mises, esquematizado na figura (5.9):



**Figura 5.9** – Modelo constitutivo adotado para os conectores de cisalhamento.

KOTINDA (2006).

### 5.3.5 - Interface aço-concreto

Para o comportamento da interface entre o perfil de aço estrutural e o revestimento de concreto foi utilizado o valor de 0,3 para o coeficiente de atrito entre estes materiais de acordo

com o Capítulo 4.4. As demais características, como a coesão, foram definidas nas constantes reais atribuídas aos tipos de elementos finitos e serão apresentadas no Capítulo 6.

Com relação ao escorregamento entre as superfícies, este segue o conceito regido pela Lei de Coulomb, descrita pelas equações a seguir:

$$\tau_{\text{lim}} = \mu P + c \quad (6.6)$$

$$|\tau| \leq \tau_{\text{lim}} \quad (6.7)$$

Sendo:

- $\tau_{\text{lim}}$  é a tensão cisalhante limite
- $\tau$  é a tensão cisalhante equivalente
- $\mu$  é o coeficiente de atrito
- $P$  é a pressão normal
- $c$  é a coesão

No momento em que se excedem os valores da tensão cisalhante limite, as superfícies de contato passam a deslizar entre si. Por coesão, mesmo que não haja pressão normal à superfície de contato, esta pode ser considerada como uma resistência ao escorregamento (KOTINDA, 2006).

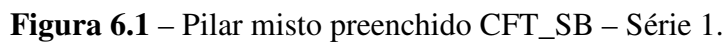
## **6. MODELOS NUMÉRICOS CONSTRUÍDOS E RESULTADOS**

Com o objetivo de validar a estratégia de análise numérica foram construídos modelos numéricos comparando os resultados obtidos com os provenientes de análise experimental. Embora o tema central deste trabalho seja o pilar misto do tipo parcialmente revestido, optou-se por analisar no primeiro modelo um pilar misto do tipo tubular retangular preenchido com conectores de cisalhamento, devido à dificuldade em se encontrar na literatura modelos de pilares mistos parcialmente revestidos ensaiados experimentalmente com ênfase no estudo da interface aço-concreto. A seção do perfil de aço estrutural deste primeiro modelo foi obtida mediante solda de dois perfis U200x100x6,3mm formados a frio. Já o segundo modelo analisado é um pilar misto do tipo parcialmente revestido, onde foi utilizada a mesma estratégia de modelagem desenvolvida para o primeiro elemento.

### **6.1 – Pilar misto tubular retangular preenchido**

No primeiro modelo analisado foram utilizados os dados obtidos na análise experimental de um ensaio de arrancamento em um pilar misto do tipo tubular retangular preenchido com conectores de cisalhamento do tipo “*stud bolts*”, desenvolvido por SILVA (2006). Na figura (6.1) são apresentadas as características do modelo ensaiado e na tabela (6.1) as propriedades dos materiais.



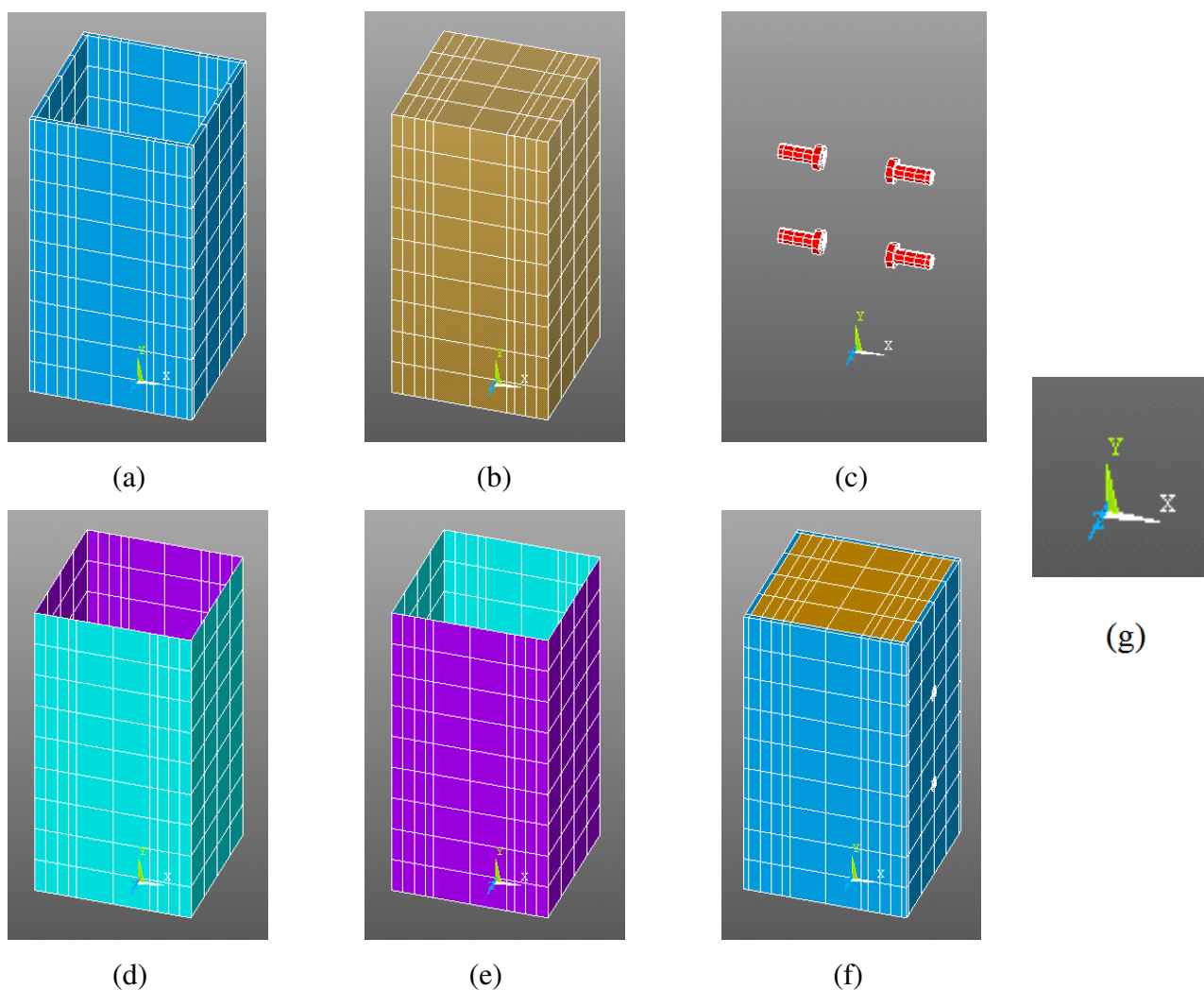


Elemento	$f_{yd}$ ( $kN / cm^2$ )	$f_u$ ( $kN / cm^2$ )	$f_c$ ( $kN / cm^2$ )	$f_{cm}$ ( $kN / cm^2$ )	$E_a, E_c, E_a$ ( $kN / cm^2$ )
Aço	25,326	40,00	-	-	20500
Concreto	-	-	5,34	4,806	3325
<i>Stud bolts</i>	34,50	41,50	-	-	20500

100

### 6.1.1 - Construção do modelo numérico

Na definição da geometria o modelo foi dividido em quatro elementos: perfil de aço estrutural, preenchimento de concreto, *stud bolts* e par de contato, na interface aço-concreto (figura 6.2). As abas superiores e inferiores de 25mm apresentadas no modelo experimental foram desconsideradas visando diminuir o esforço computacional e simplificar o modelo analisado.



**Figura 6.2** – Discretização da geometria do pilar CFT\_SB – Série 1

(a) perfil de aço estrutural, (b) preenchimento de concreto, (c) “*stud bolts*”,  
(d) e (e) interface aço-concreto, (f) modelo completo e (g) orientação dos eixos globais

### 6.1.1.1 - Perfil de Aço Estrutural

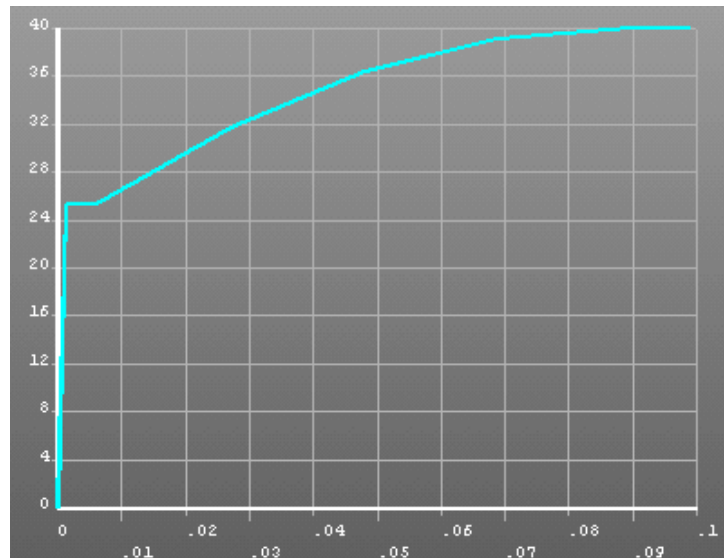
Na construção do perfil de aço estrutural foram utilizados blocos hexaédricos coincidindo os nós do contorno com os nós de intersecção com os demais elementos (perfil de aço estrutural e conectores de cisalhamento). Para a discretização da malha de elementos finitos foi considerado um grau de refinamento de 5,00cm. Abaixo são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.3) o modelo constitutivo adotado:

Densidade  $78,5kN / m^3$

$E = 20500kN / cm^2$

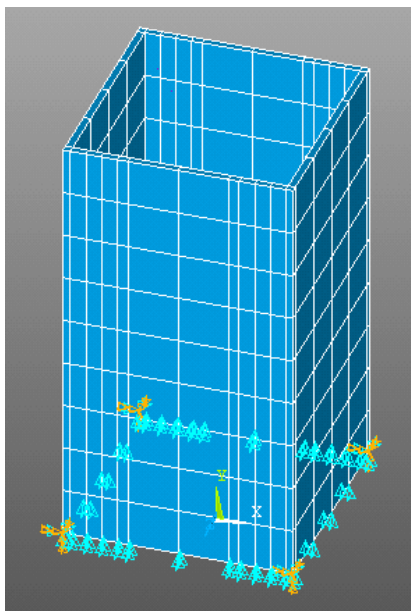
$\nu = 0,3$

Deformação	Tensão
%	$kN / cm^2$
0.0012356	25.33
0.0060545	25.33
0.027012	31.748
0.047969	36.333
0.068926	39.083
0.089883	40



**Figura 6.3** – Modelo constitutivo – perfil de aço estrutural

Na condição de vinculação externa, na base do perfil de aço foram restringidas: a translação em “y”, aplicada às áreas do elemento, e as translações e rotações em relação aos eixos “x”, “y” e “z” dos quatro nós dos extremos visando estabilidade numérica do modelo (figura 6.4).



**Figura 6.4** – Condição de vinculação externa – perfil de aço estrutural.

#### **6.1.1.2 - Preenchimento de concreto**

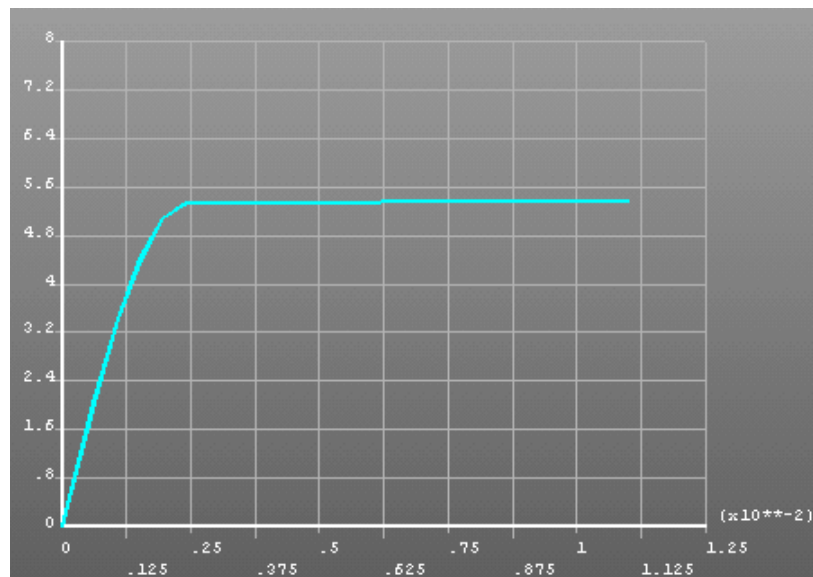
Similar ao realizado para o perfil de aço estrutural, para a construção do preenchimento de concreto foram utilizados blocos hexaédricos de forma a coincidir os nós do contorno com os nós de intersecção com os demais elementos (perfil de aço estrutural e conectores de cisalhamento). Para a discretização da malha de elementos finitos foi considerado um grau de refinamento de 5,00cm. Abaixo são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.5) o modelo constitutivo adotado:

Densidade  $24kN / m^3$

$E = 3325kN / cm^2$

$\nu = 0,2$

Deformação	Tensão
$\%$	$kN / cm^2$
0.00064241	2.136
0.0010824	3.4214
0.0015224	4.4159
0.0019624	5.0878
0.0024023	5.34
0.01	5.3732



**Figura 6.5** – Modelo constitutivo – preenchimento de concreto

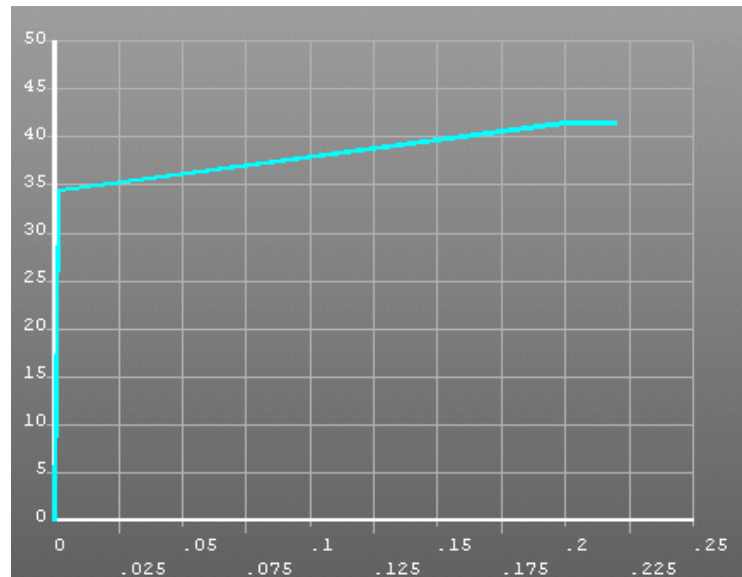
Não foram consideradas vinculações externas para o preenchimento de concreto, porém a aplicação do carregamento foi realizada somente neste elemento. A ligação deste elemento com o perfil de aço estrutural foi realizada através do acoplamento dos nós coincidentes com os *stud bolts* (Capítulo 6.1.1.3) e através do contato existente na interface aço-concreto (Capítulo 6.1.1.4).

### 6.1.1.3 - “*Stud Bolts*”

Na construção dos “*stud bolts*” foram utilizados elementos de viga unifilares, porém plotados com a forma da seção transversal visando facilitar a visualização. Foram considerados trechos de forma a coincidir os nós do contorno com os nós de intersecção com os demais elementos (perfil de aço estrutural e preenchimento de concreto). Para a discretização da malha de elementos finitos foi considerado um grau de refinamento de 5,00cm. Porém, como o corpo do conector foi dividido em três partes, pode-se considerar um refinamento de 1,35cm.. Abaixo são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.6) o modelo constitutivo adotado:

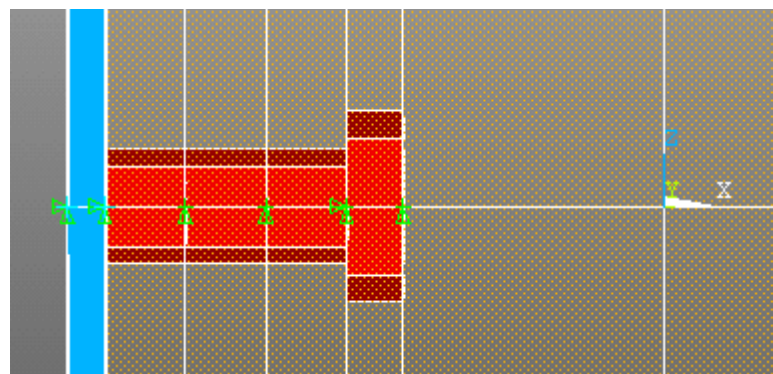
Densidade  $78,5 \text{ kN} / \text{m}^3$ ,  $E = 20500 \text{ kN} / \text{cm}^2$  e  $\nu = 0,3$

Deformação	Tensão
$\%$	$\text{kN} / \text{cm}^2$
0.0016829	34.5
0.2	41.5



**Figura 6.6** – Modelo constitutivo – *stud bolts*.

Os nós dos “*stud bolts*” comuns aos nós do perfil de aço estrutural foram acoplados compatibilizando as translações em “x”, “y” e “z”, caracterizando o engastamento do pino. Já os nós dos conectores comuns aos nós do preenchimento de concreto foram acoplados compatibilizando as translações em “y” e “z”, exceto o nó da base da cabeça do conector, acoplado em “x”, “y” e “z” (figura 6.7).



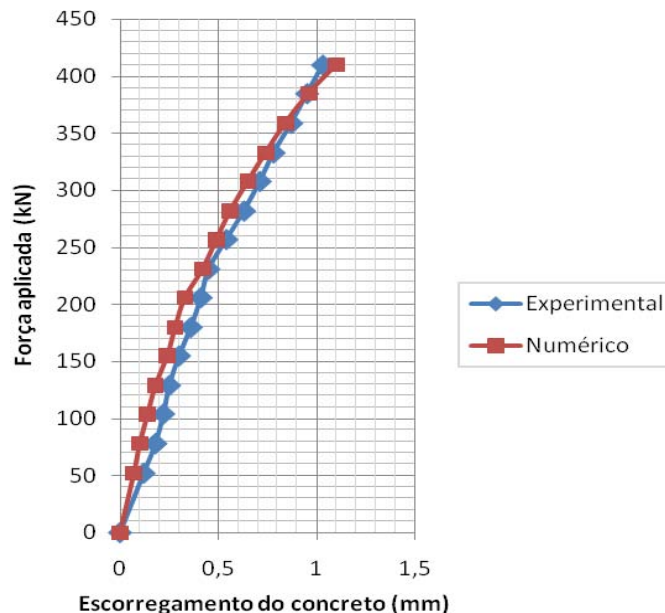
**Figura 6.7** – Acoplamento dos *stud bolts*.

#### 6.1.1.4 - Interface aço-concreto

Na simulação do contato existente na interface entre o perfil de aço estrutural e o preenchimento de concreto foram definidas duas superfícies: a superfície alvo (concreto) e a superfície de contato (perfil de aço). A discretização da malha resulta do refinamento dos elementos de aço e concreto, pois é realizada com base nestes nós. Foi utilizado o valor de 0,3 para o coeficiente de atrito, definido no módulo referente às propriedades do material. O valor da coesão (ou aderência química) foi desprezado na análise numérica por ser pequeno em relação ao atrito e à parcela mecânica (JOHANSSON, 2002).

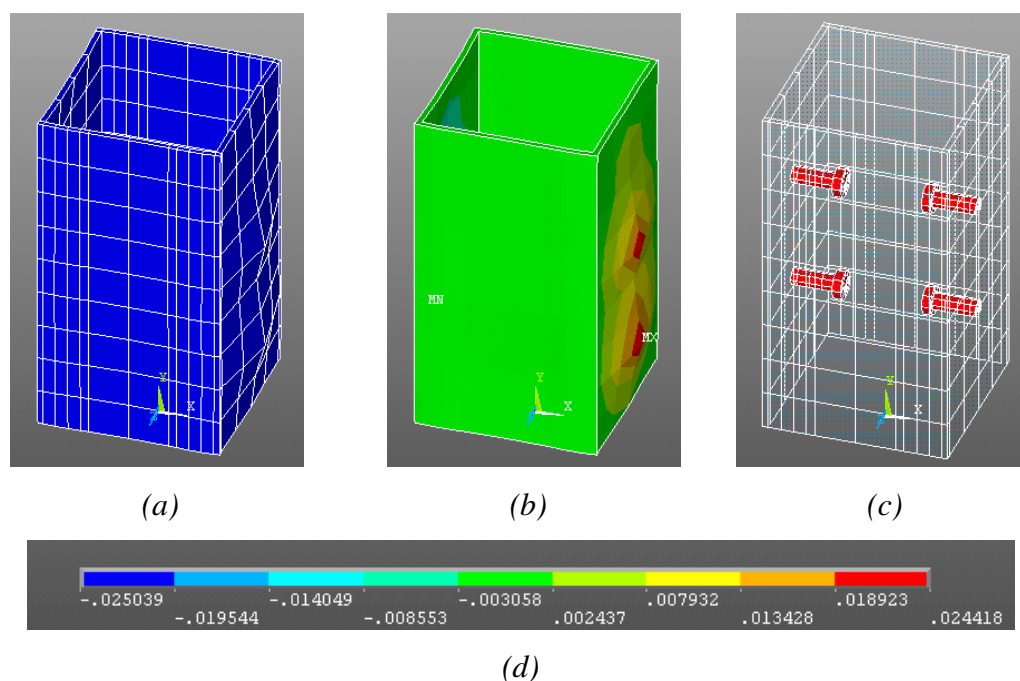
#### 6.1.2 - Resultados obtidos

Na validação do modelo numérico em relação ao modelo experimental foram comparados os valores do deslocamento relativo do preenchimento de concreto em relação ao perfil de aço estrutural. A figura a seguir apresenta os valores para uma força de 410,37kN (valor máximo onde convergiu o modelo).



**Figura 6.8** – Força aplicada x escorregamento no concreto

De acordo com SILVA (2006) no término do ensaio foram observadas pequenas ondulações na superfície externa do perfil de aço estrutural, na região dos *stud bolts*. No modelo numérico tais deformações também puderam ser constatadas (figura 6.9).

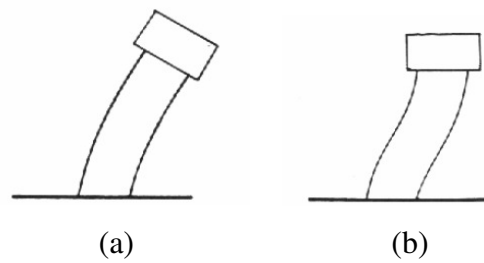


**Figura 6.9** – Ondulações no perfil de aço estrutural

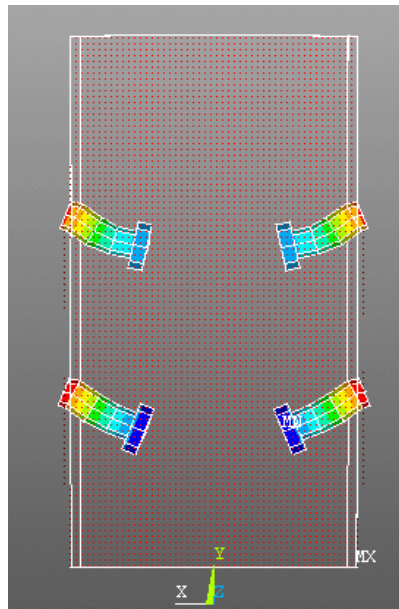
- (a) perfil deformado em escala ampliada,
- (b) e (d) valores dos deslocamentos em “x” (cm)
- (c) posição dos *stud bolts* indeslocados

Segundo informações descritas em KOTINDA (2006), o comportamento dos *stud bolts* observado em ensaios tipo *push-out* difere do observado em ensaios de vigas mistas, por existir nas vigas um maior confinamento (figura 6.10). Deformação similar foi constatada na modelagem numérica devido ao efeito do confinamento do concreto proporcionado pelo perfil de aço estrutural (Figura 6.11).



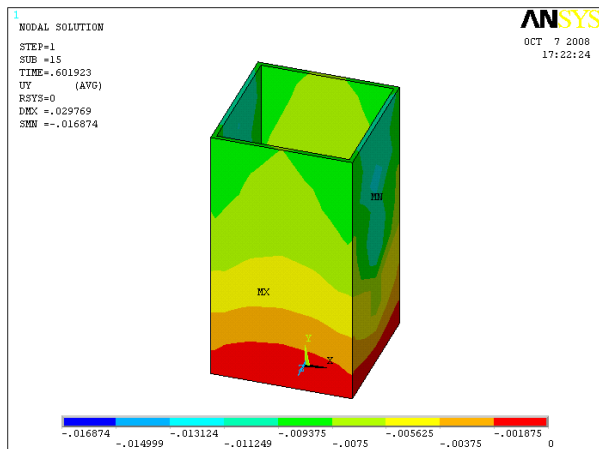


**Figura 6.10** – Configuração deformada dos *stud bolts*  
 (a) ensaios tipo *push out* e (b) ensaios em vigas mistas

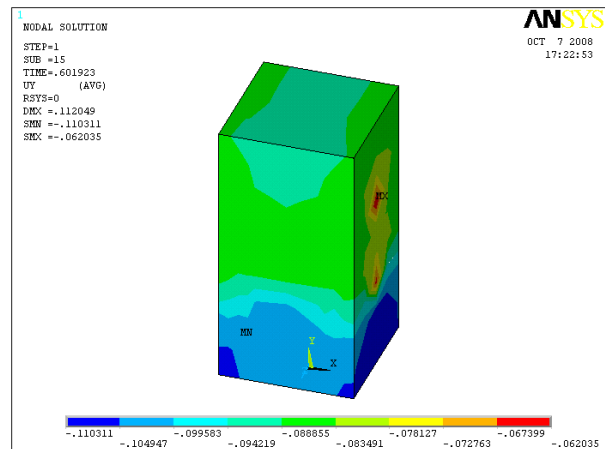


**Figura 6.11** – Configuração deformada dos *stud bolts* – modelo numérico.

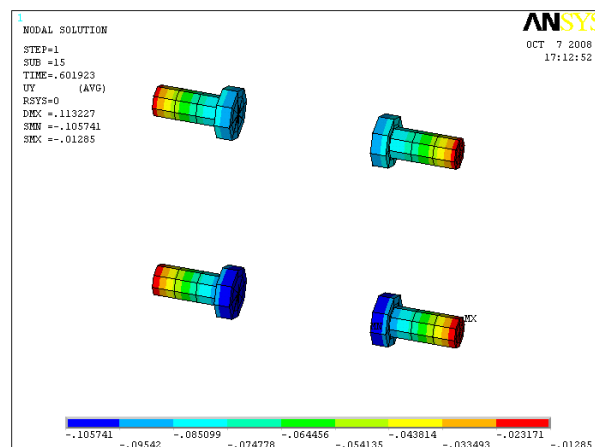
Nas figuras (6.12) a (6.17) são apresentados os demais resultados obtidos na análise numérica do pilar misto tubular retangular preenchido, e na figura (6.18) os valores das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto.



(a)



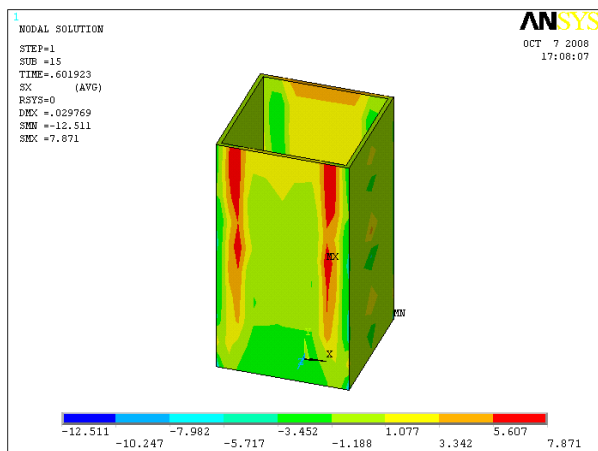
(b)



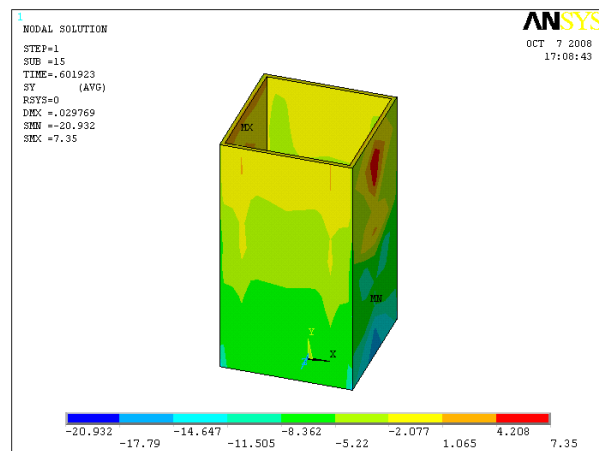
(c)

**Figura 6.12 – Deslocamentos em “y” (cm)**

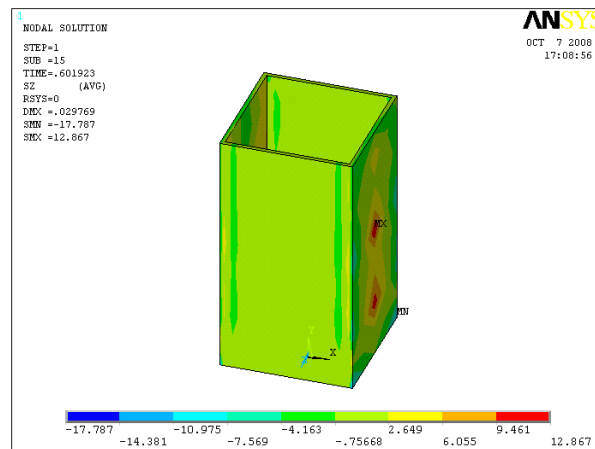
(a) perfil de aço estrutural, (b) preenchimento de concreto e (c) *stud bolts*



(a)



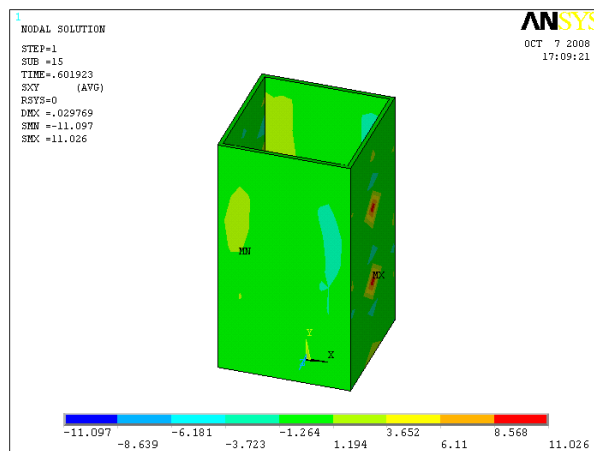
(b)



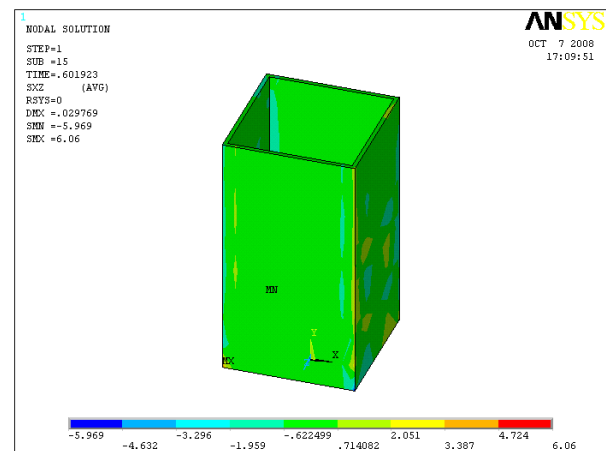
(c)

**Figura 6.13** – Tensões no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ )

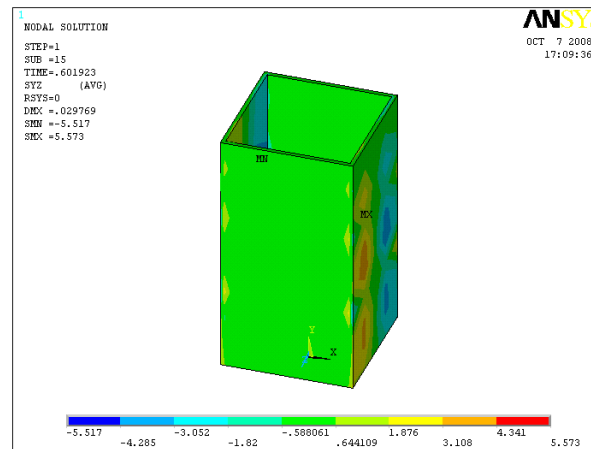
(a) tensões em “x”, (b) tensões em “y” e (c) tensões em “z”



(a)



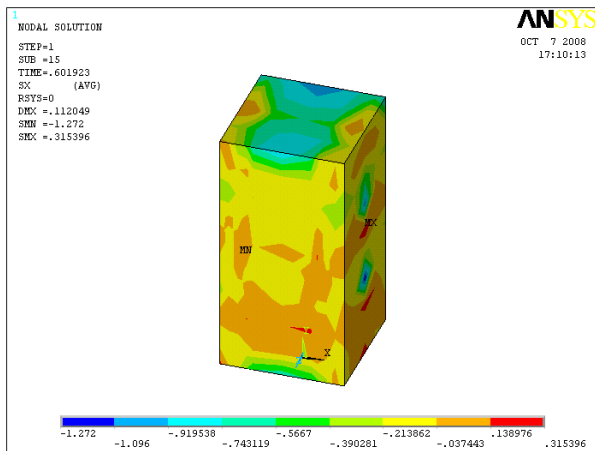
(b)



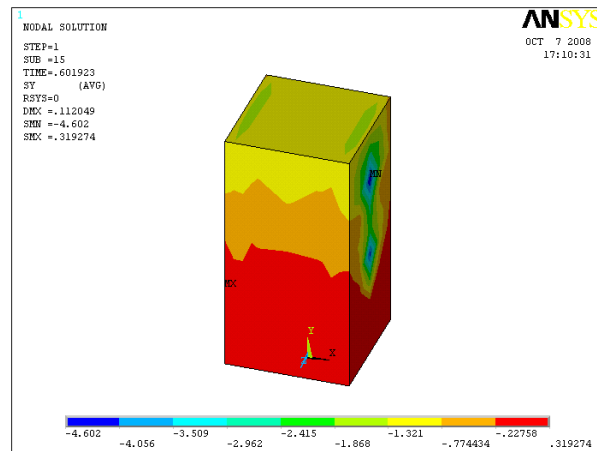
(c)

**Figura 6.14** – Tensões de cisalhamento no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ )

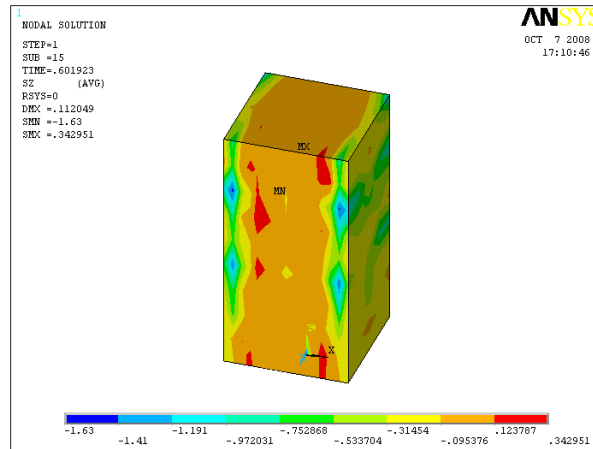
(a) tensões em “xy”, (b) tensões em “xz” e (c) tensões em “yz”



(a)



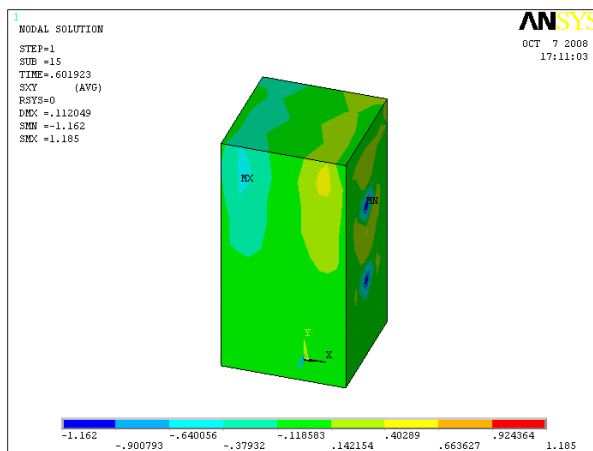
(b)



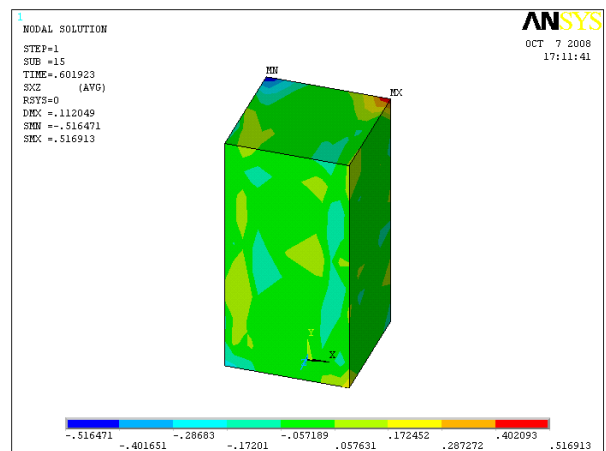
(c)

**Figura 6.15 – Tensões no preenchimento de concreto ( $kN/cm^2$ )**

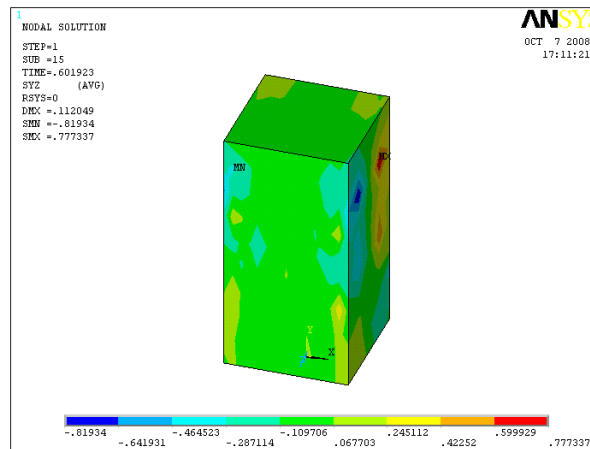
(a) tensões em “x”, (b) tensões em “y” e (c) tensões em “z”



(a)



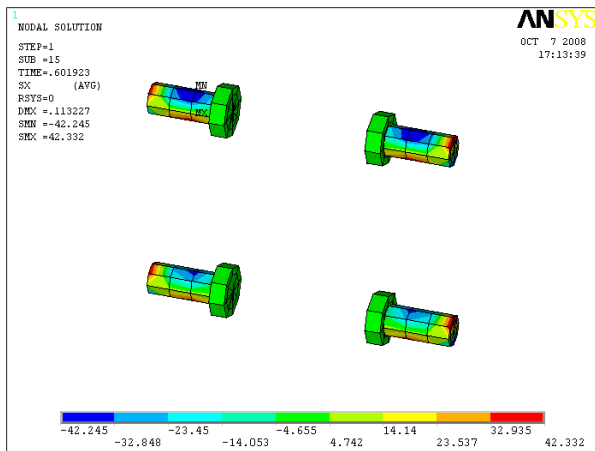
(b)



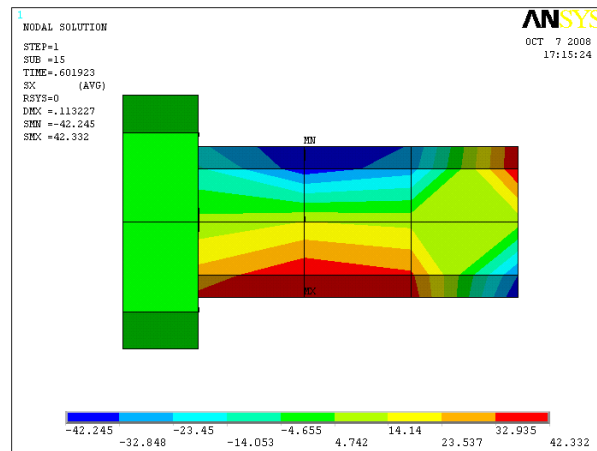
(c)

**Figura 6.16 – Tensões de cisalhamento no preenchimento concreto ( $kN/cm^2$ )**

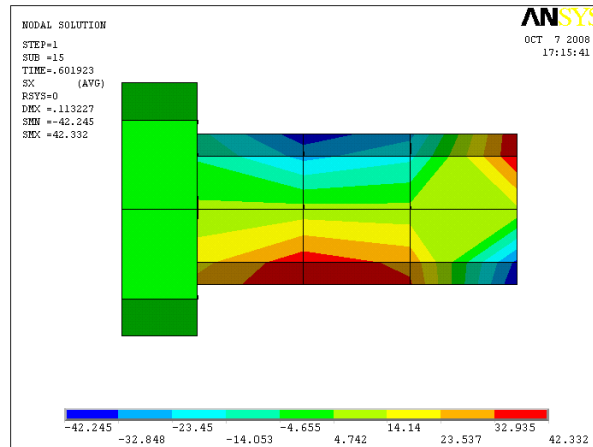
(a) tensões em “xy”, (b) tensões em “xz” e (c) tensões em “yz”



(a)



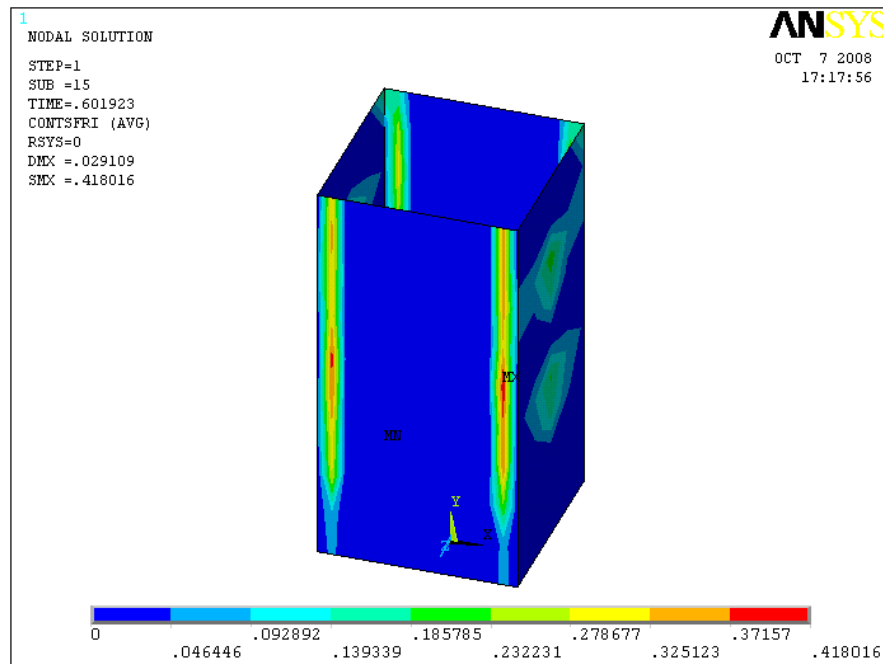
(b)



(c)

**Figura 6.17** – Tensões em “x” nos *stud bolts* ( $kN/cm^2$ )

(a) 1ª. e 2ª. linha de *stud bolts*, (b) *stud bolt* superior direito e  
(c) *stud bolt* inferior direito



**Figura 6.18** – Tensões de cisalhamento na interface aço-concreto ( $kN/cm^2$ )

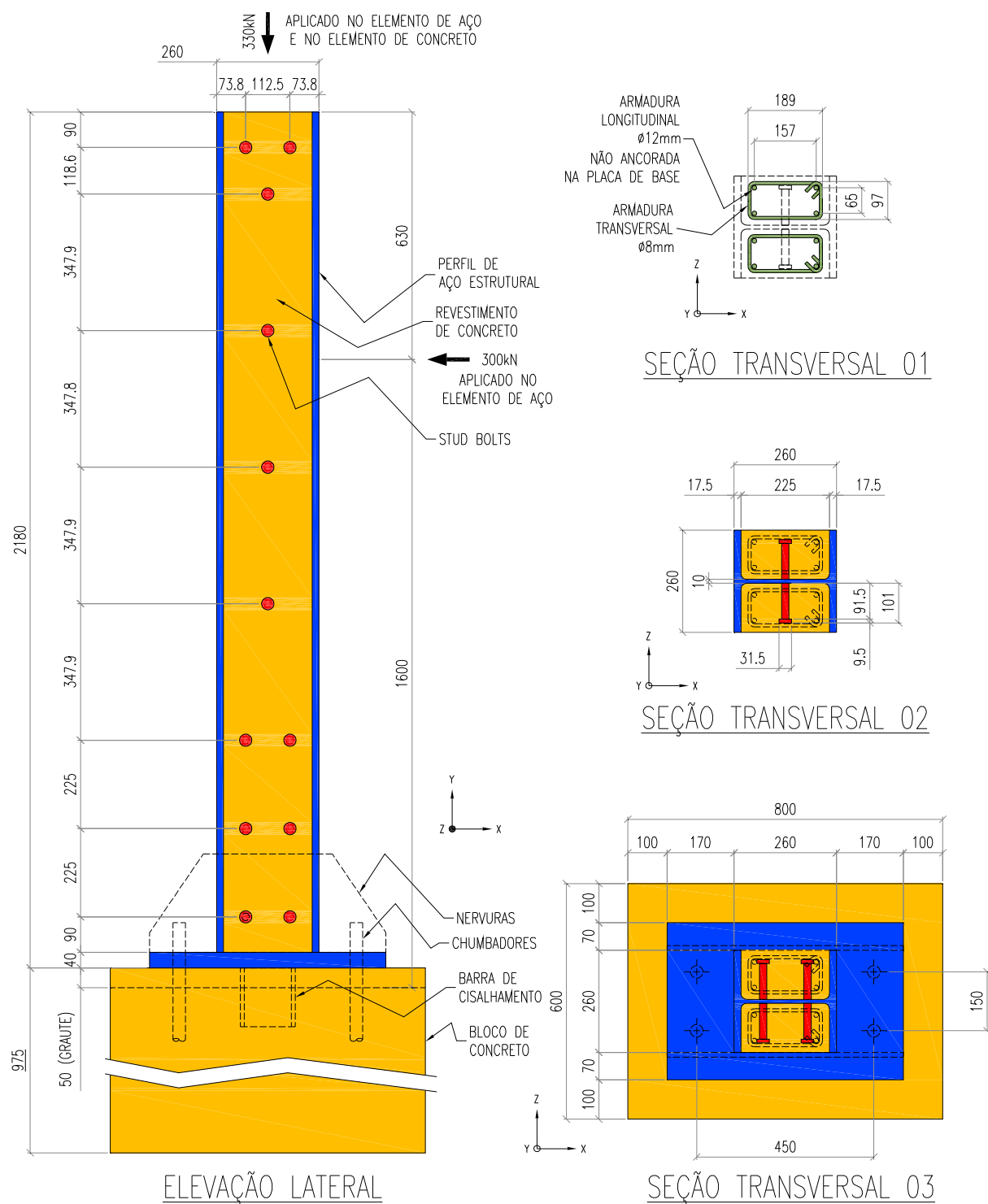
## 6.2 - Pilar misto parcialmente revestido

No segundo modelo analisado foram utilizados os dados obtidos na análise experimental de um ensaio em um pilar misto do tipo parcialmente revestido (PMPR) com conectores de cisalhamento do tipo “stud bolts”, desenvolvido por SARNO (2007). Na figura (6.19) são apresentadas as características do modelo ensaiado e na tabela (6.2) as propriedades dos materiais.

**Tabela 6.2** – Propriedades mecânicas dos materiais.

Elemento	$f_y$	$f_u$	$f_{ck}$	$f_{sy}$	$E_a, E_c, E_s, E_a$
	( $kN/cm^2$ )	( $kN/cm^2$ )	( $kN/cm^2$ )	( $kN/cm^2$ )	( $kN/cm^2$ )
Aço	23,50	36,00	-	-	20500
Concreto	-	-	2,50	-	3100
Armadura	-	-	-	45,00	20500
Stud bolts	34,50	41,50	-	-	20500

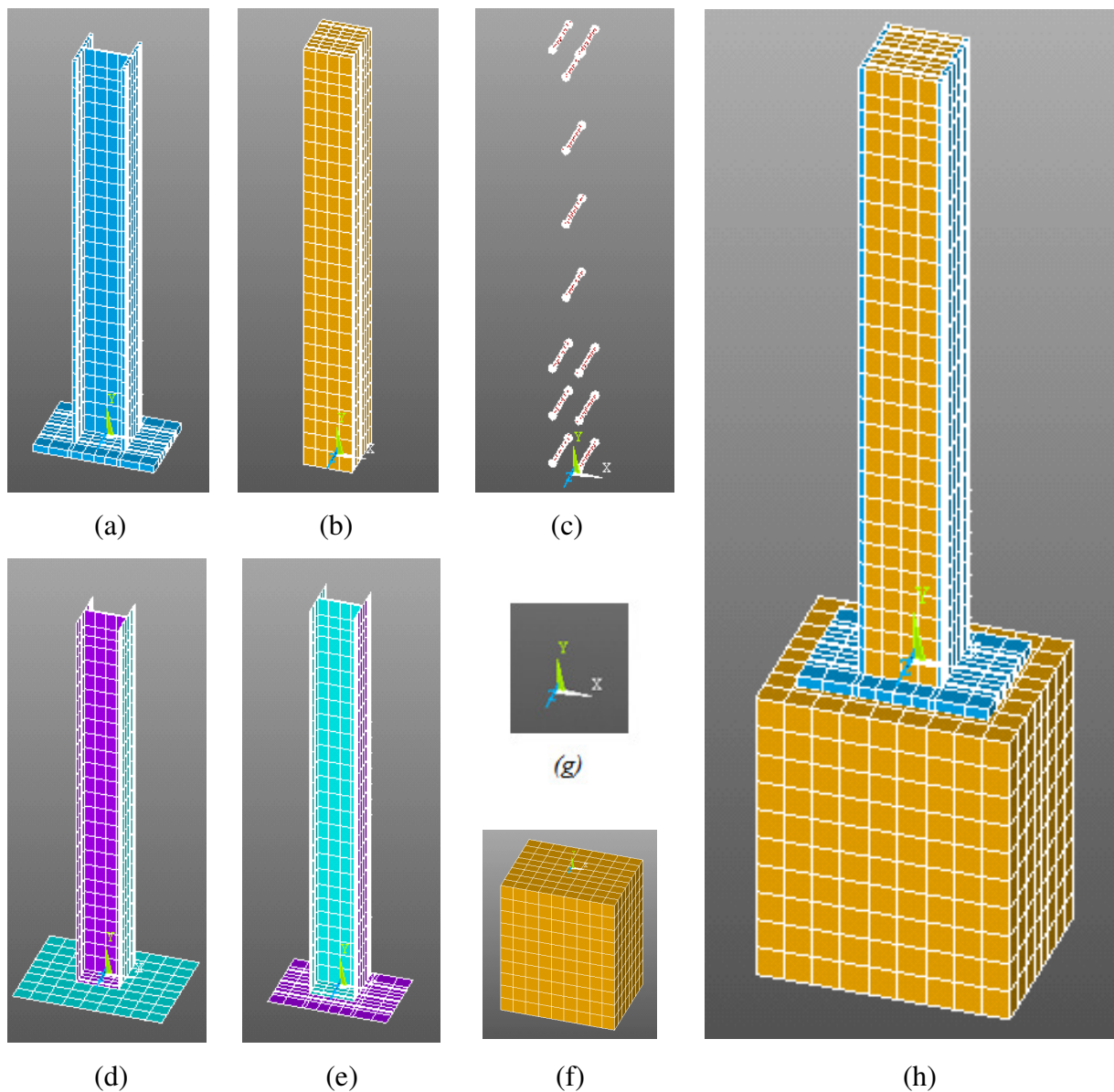




**Figura 6.19 – Pilar misto parcialmente revestido (PMPR).**

### 6.2.1 - Construção do modelo numérico

Na definição da geometria o modelo foi dividido em cinco elementos: perfil de aço estrutural, revestimento de concreto, bloco de concreto, *stud bolts* e pares de contato, nas interfaces aço-concreto (figura 6.20).



**Figura 6.20** – Discretização da geometria do PMPR

(a) perfil de aço estrutural, (b) e (f) revestimento e bloco de concreto, (c) “*stud bolts*”, (d) e (e) interface aço-concreto, (g) modelo completo e (h) orientação dos eixos globais.

### 6.2.1.1 - Perfil de Aço Estrutural

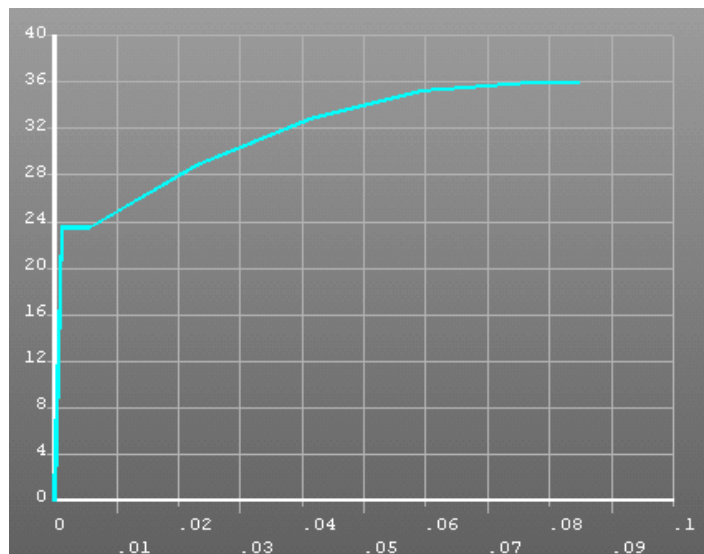
Na construção do perfil de aço estrutural foram utilizados blocos hexaédricos de forma a coincidir os nós do contorno com os nós de intersecção com os demais elementos (preenchimento de concreto e “*stud bolts*”). Para a discretização da malha de elementos finitos foi considerado um grau de refinamento de 10,00cm. Abaixo são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.21) o modelo constitutivo adotado:

Densidade  $78,5kN / m^3$

$E = 20500kN / cm^2$

$\nu = 0,3$

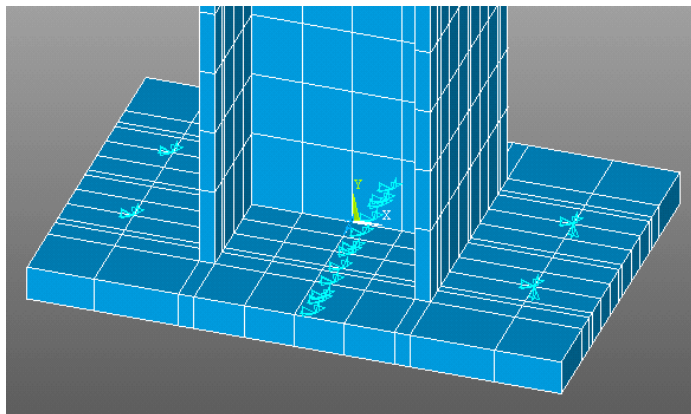
Deformação	Tensão
‰	$kN / cm^2$
0.0011463	23.5
0.0056171	23.5
0.023474	28.969
0.041331	32.875
0.059189	35.219
0.077046	36



**Figura 6.21** – Modelo constitutivo – perfil de aço estrutural.

Na condição de vinculação externa, na placa de base do perfil de aço foram restringidas: as translações em relação aos eixos “x”, “y” e “z” simulando a restrição proporcionada pelos chumbadores tracionados, as translações em relação aos eixos “x” e “z” simulando a restrição

proporcionada pelos chumbadores na região comprimida da placa e as translações em relação aos eixos “x” e “z” proporcionadas pela barra de cisalhamento (figura 6.22).



**Figura 6.22** – Condição de vinculação externa – perfil de aço estrutural

#### **6.2.1.2 - Revestimento de concreto**

Similar ao realizado para o perfil de aço estrutural, para a construção do revestimento de concreto foram utilizados blocos hexaédricos de forma a coincidir os nós do contorno com os nós de intersecção com os demais elementos (perfil de aço estrutural e conectores de cisalhamento). Para a discretização da malha de elementos finitos foi considerado um grau de refinamento de 10,00cm. Abaixo são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.23) o modelo constitutivo adotado para o concreto:

$$\text{Densidade } 24kN / m^3$$

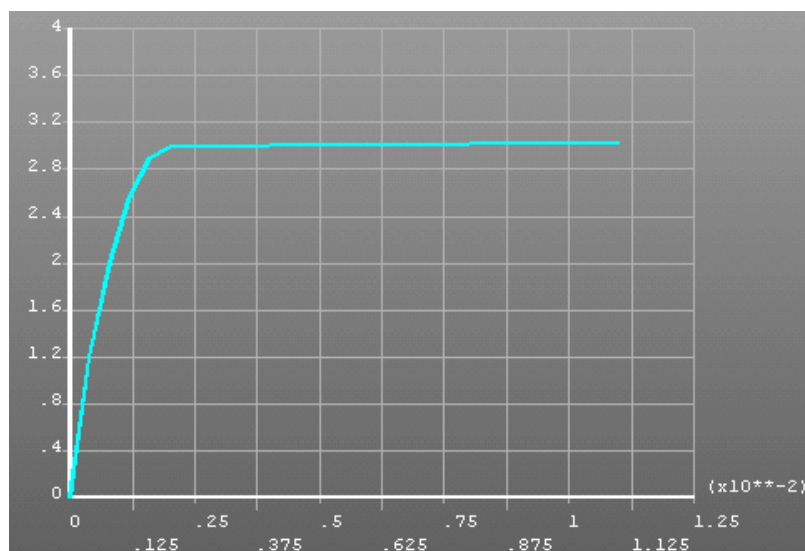
$$E = 3100kN / cm^2$$

$$\nu = 0,2$$

A armadura longitudinal e transversal foi lançada na forma de taxas. A seguir são apresentadas as características dos materiais e na figura (6.24) o modelo constitutivo adotado para estes elementos:

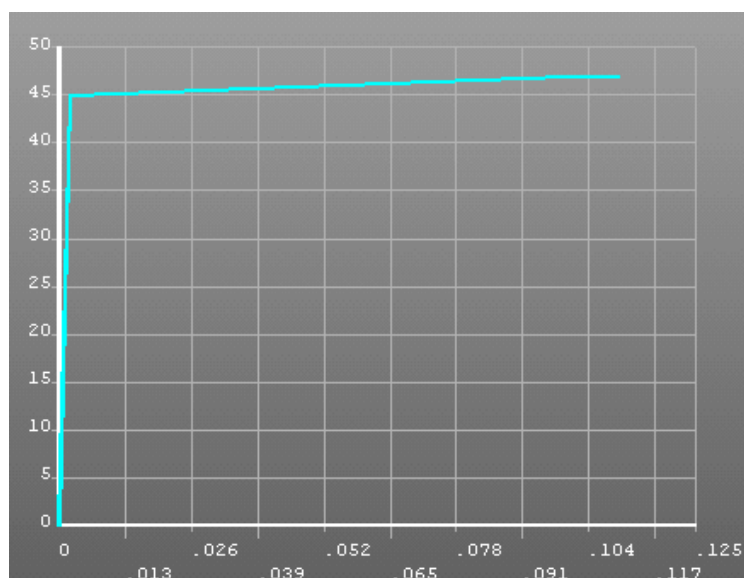
Densidade  $78,5 \text{ kN} / \text{m}^3$ ,  $E = 20500 \text{ kN} / \text{cm}^2$  e  $\nu = 0,3$ .

Deformação	Tensão
$\%$	$\text{kN} / \text{cm}^2$
0.0003871	1.2
0.0007926	2.0108
0.0011981	2.5819
0.0016036	2.9004
0.0020091	3
0.01	3.031



**Figura 6.23** – Modelo constitutivo – revestimento e bloco de concreto.

Deformação	Tensão
$\%$	$\text{kN} / \text{cm}^2$
0.0021951	45
0.1	47.005



**Figura 6.24** – Modelo constitutivo – armadura do revestimento de concreto.

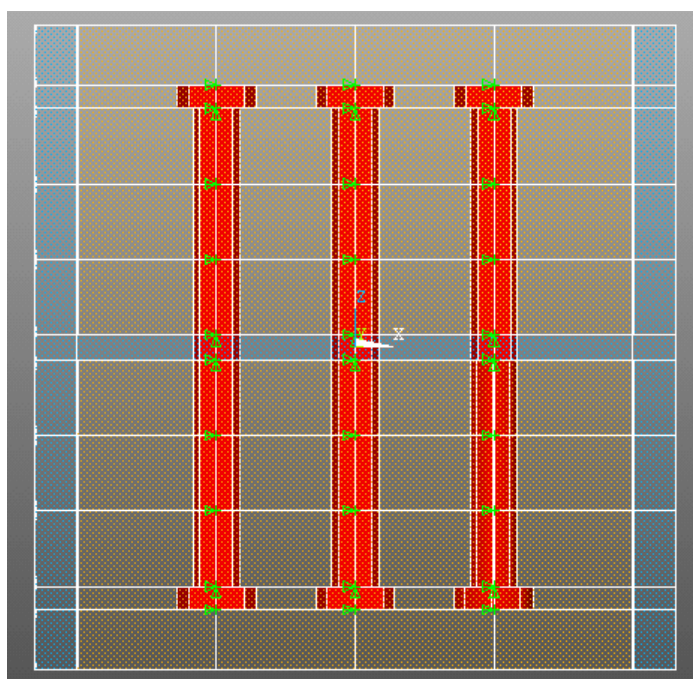
Não foram consideradas vinculações externas para o preenchimento de concreto. A ligação deste elemento com o perfil de aço estrutural foi realizada através do acoplamento dos

nós coincidentes com os *stud bolts* (Capítulo 6.1.1.3) e através do contato existente na interface aço-concreto (Capítulo 6.2.1.5).

### 6.2.1.3 - “*Stud Bolts*”

A simulação dos *stud bolts* foi realizada de maneira similar à descrita no Capítulo 6.1.1.3, exceto a discretização da malha de elementos finitos, onde foi utilizado um refinamento de 10,00cm. Porém, como o corpo do conector foi dividido em três partes, pode-se considerar um refinamento de 3,05cm.

Os nós dos *stud bolts* comuns aos nós do perfil de aço estrutural foram acoplados compatibilizando as translações em “x”, “y” e “z”, caracterizando o engastamento do pino. Já os nós dos conectores comuns aos nós do preenchimento de concreto foram acoplados compatibilizando as translações em “x” e “z”, exceto o nó da base da cabeça do conector, acoplado em “x”, “y” e “z” (figura 6.25).



**Figura 6.25** – Acoplamento dos *stud bolts*.

#### **6.2.1.4 - Bloco de concreto**

A discretização dos elementos e atribuição das características dos materiais realizada para o bloco de concreto foi a mesma realizada para o revestimento de concreto. Para a condição de vinculação externa na base do bloco foram restringidas: as translações em relação aos eixos “x”, “y” e “z” aplicadas às áreas dos elementos.

#### **6.2.1.5 - Interface aço-concreto**

A simulação da interface aço-concreto foi realizada de maneira similar à descrita no Capítulo 6.1.1.4.

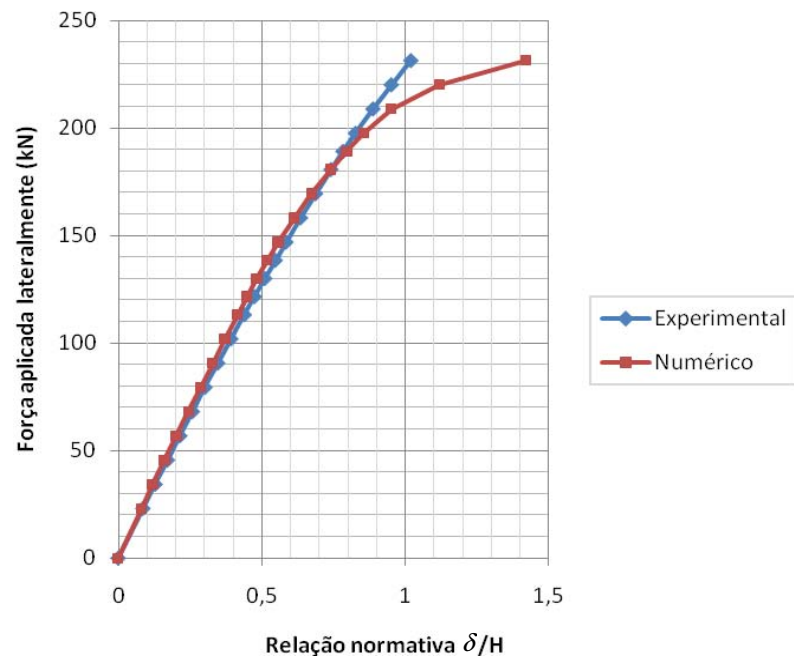
#### **6.2.2 - Resultados obtidos**

Na validação do modelo numérico em relação ao modelo experimental foram comparados os valores de  $\delta/H$  em relação à força aplicada lateralmente. A figura a seguir apresenta os valores até uma força horizontal de 231,20kN (valor máximo onde convergiu o modelo).

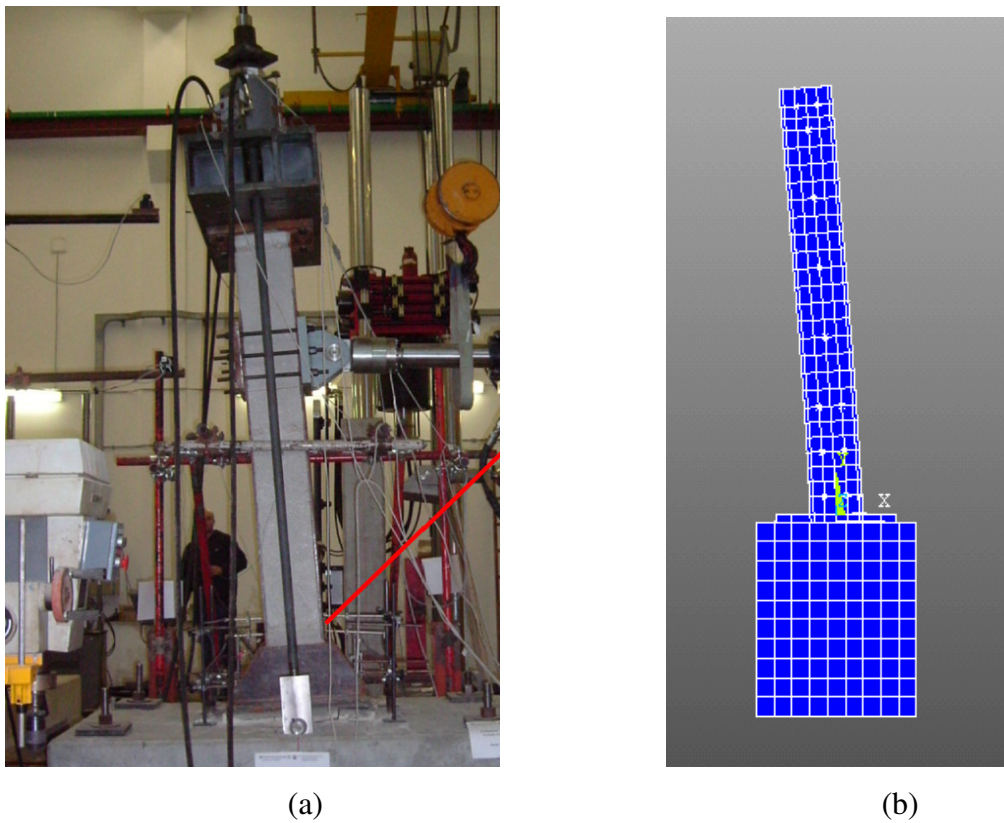
Onde:

$\delta$  é o valor do deslocamento lateral no topo do pilar misto;

H é a altura de referência (topo do bloco de concreto ao topo do pilar misto).



**Figura 6.26** – Força aplicada lateralmente x relação normativa  $\delta/H$  (%).

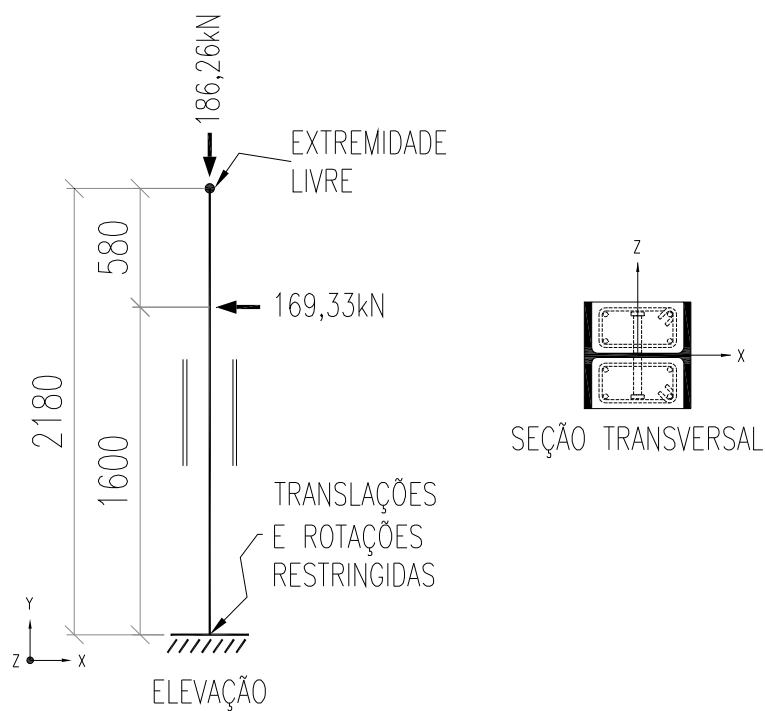


**Figura 6.27** – Configuração final dos modelos ensaiados

(a) modelo experimental (SARNO, 2007) e (b) modelo numérico em escala ampliada.



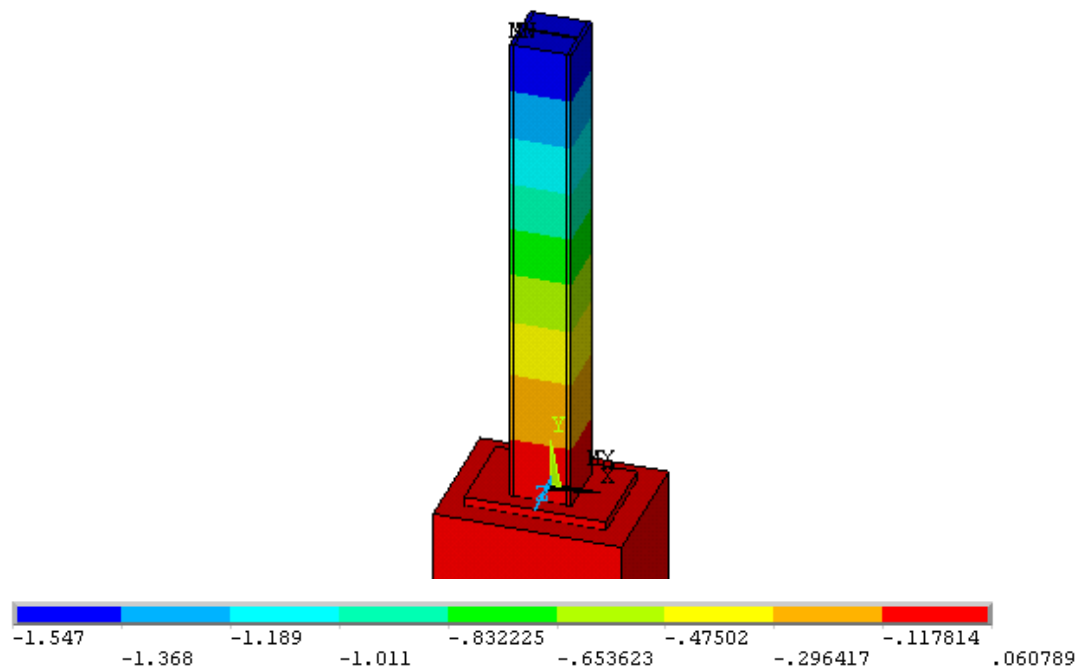
A seguir serão apresentados os resultados obtidos para a combinação de forças vertical e horizontal apresentada no esquema estático da figura (6.28).



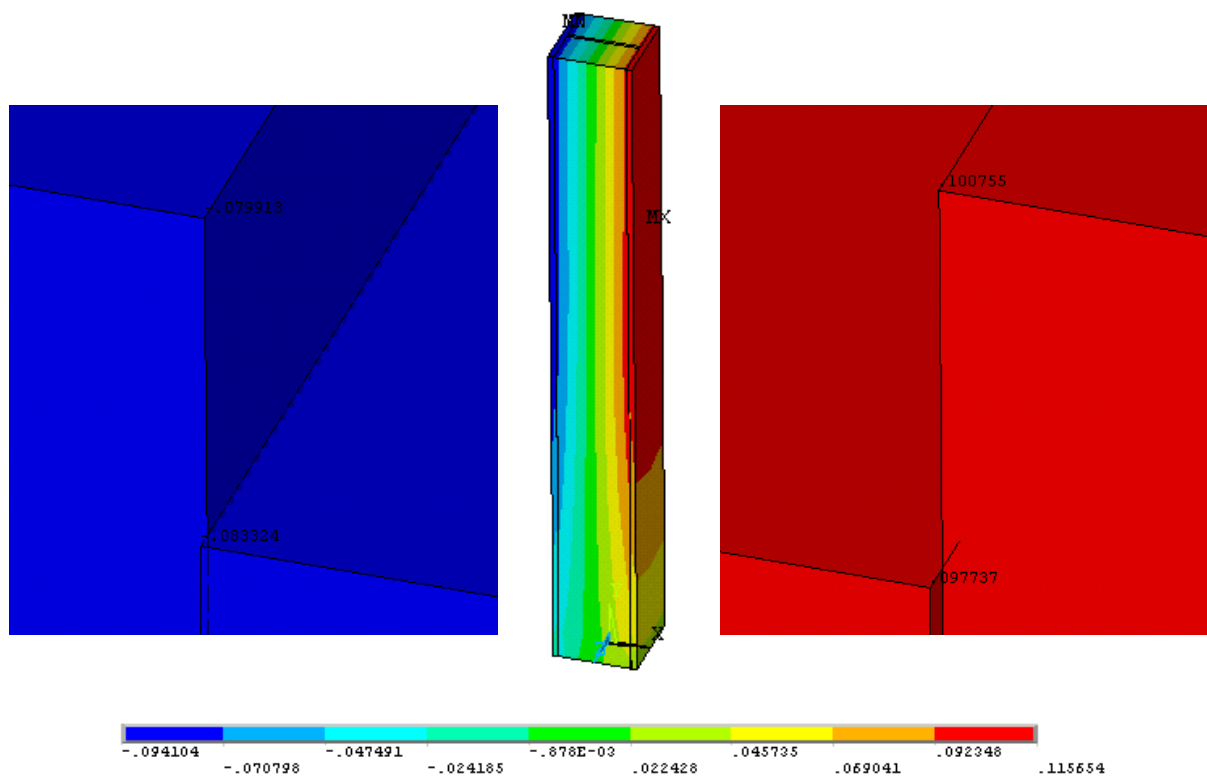
**Figura 6.28** – Esquema estático.

**Tabela 6.3** – Comparativo numérico x experimental (relação  $\delta/H$ ).

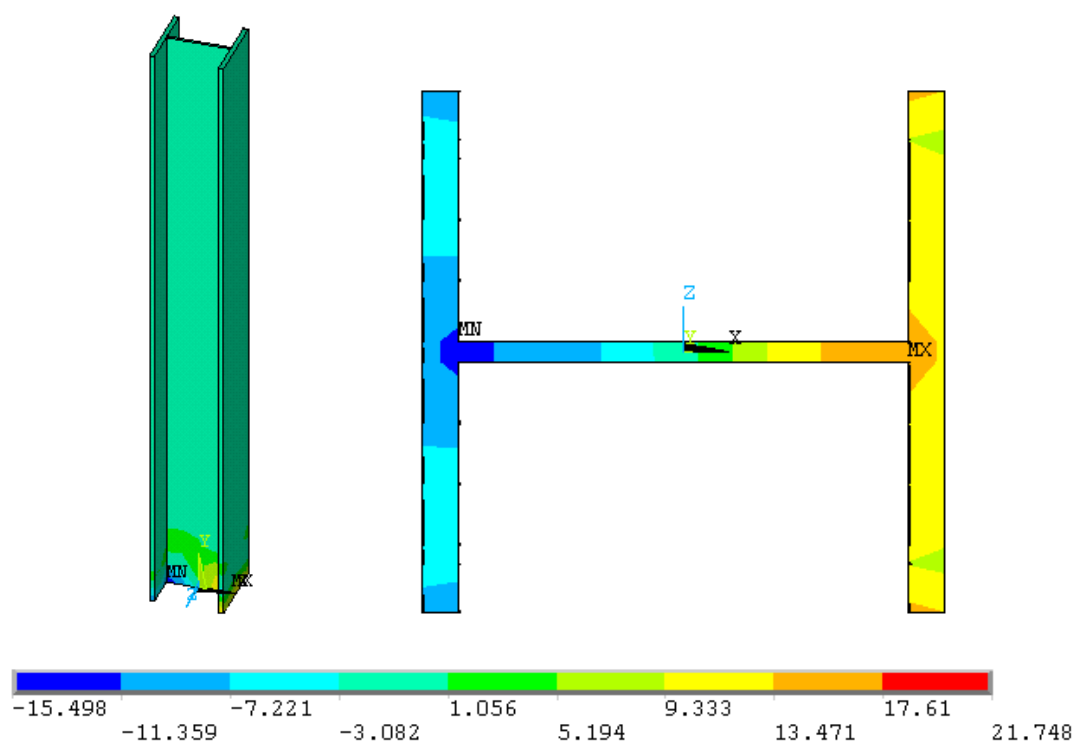
Força	Numérico	Experimental	Relação
Lateral	%	%	Num. / Exp.
169,33kN	0,67	0,69	0,97



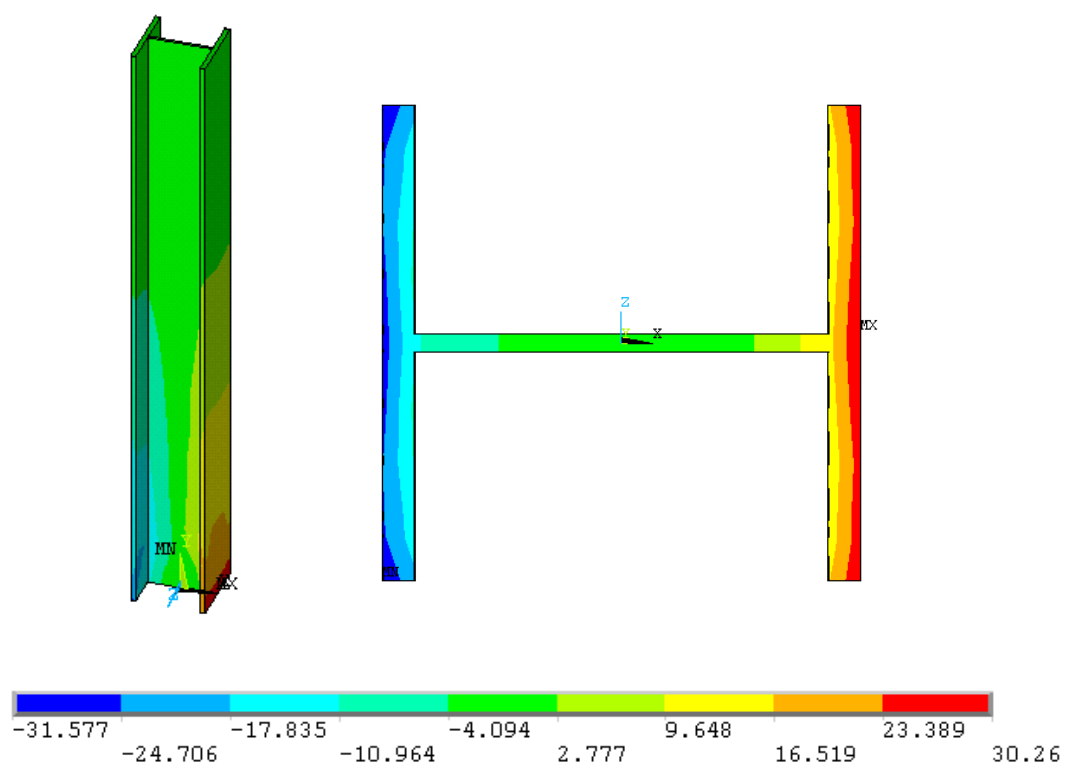
**Figura 6.29** – Deslocamentos em “x” para a estrutura (cm)



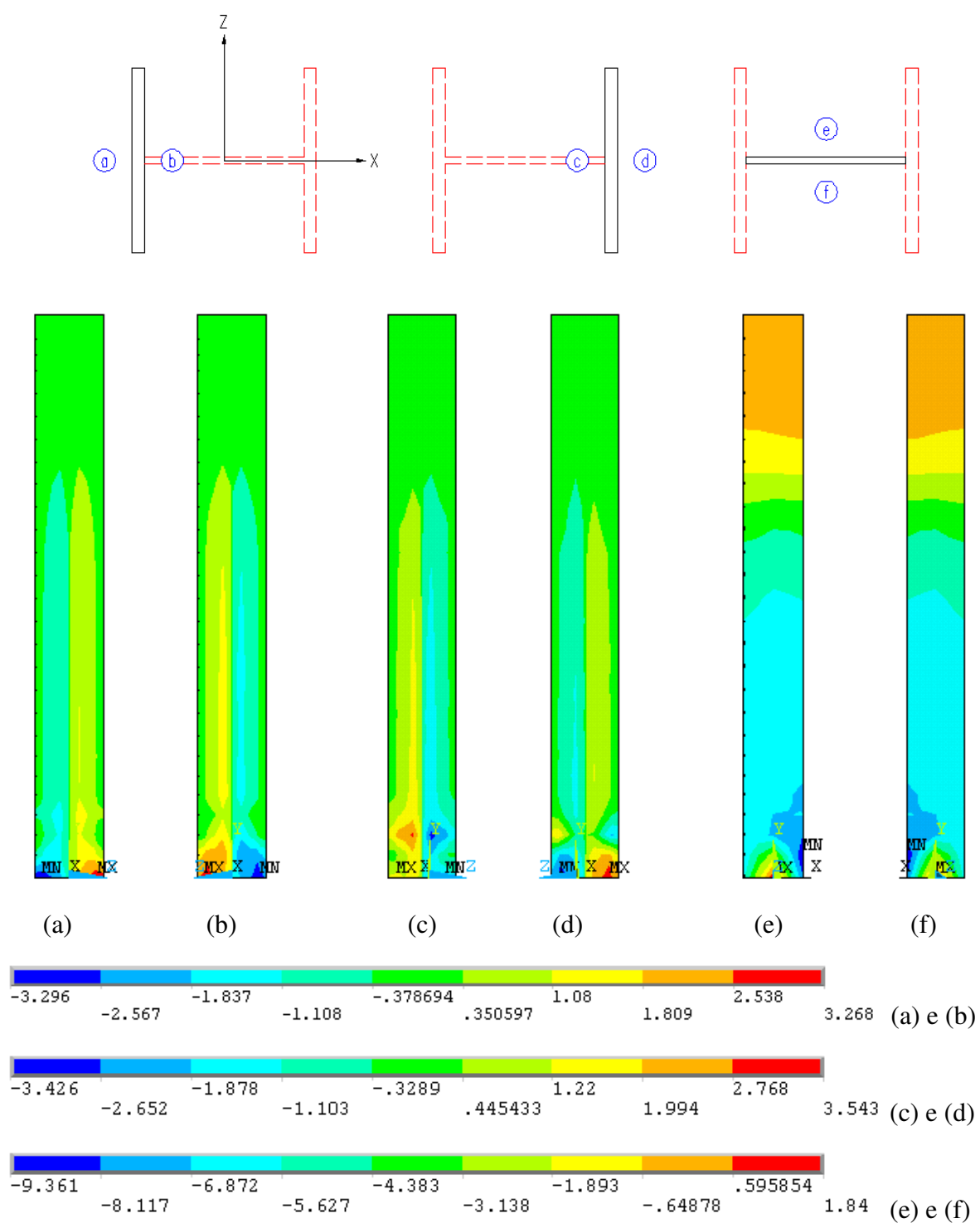
**Figura 6.30** – Deslocamentos em “y” para o pilar misto em escala real (cm)



**Figura 6.31** – Tensões em “x” no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ )



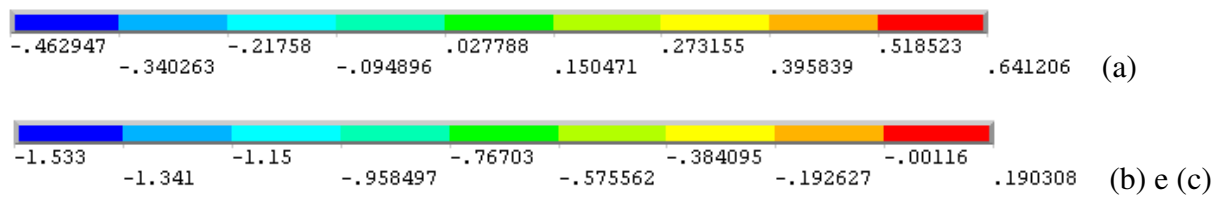
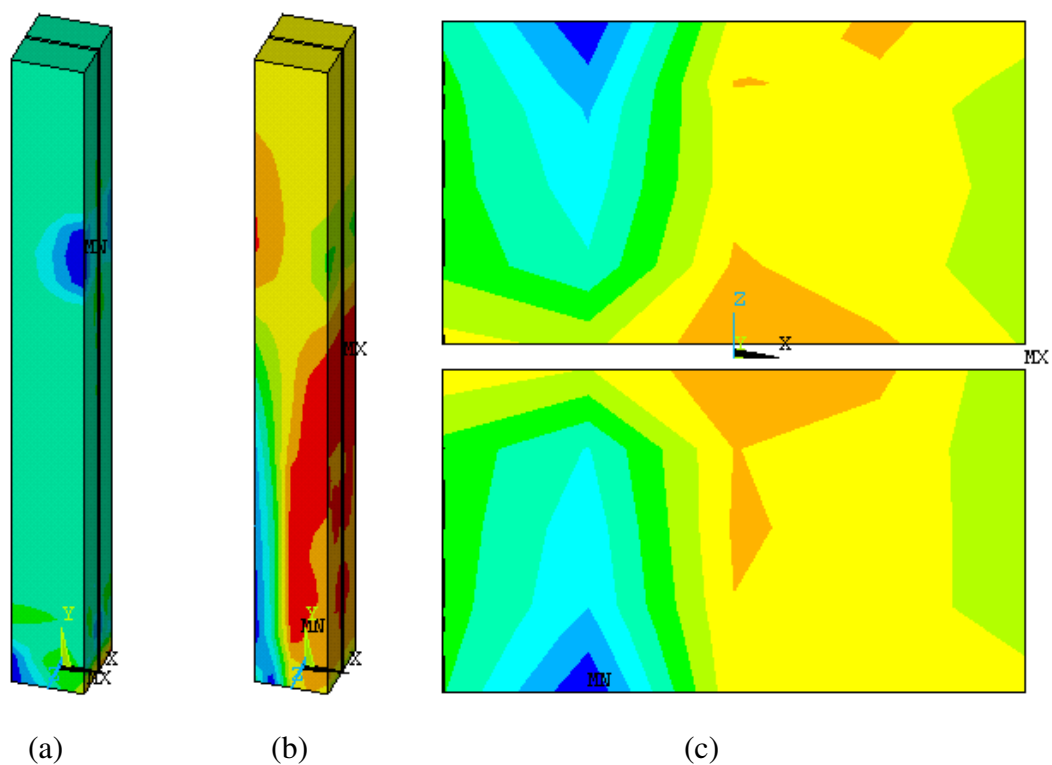
**Figura 6.32** – Tensões em “y” no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ )



**Figura 6.33** – Tensões de cisalhamento no perfil de aço estrutural ( $kN/cm^2$ )

(a) e (b), (c) e (d) tensões em “yz”

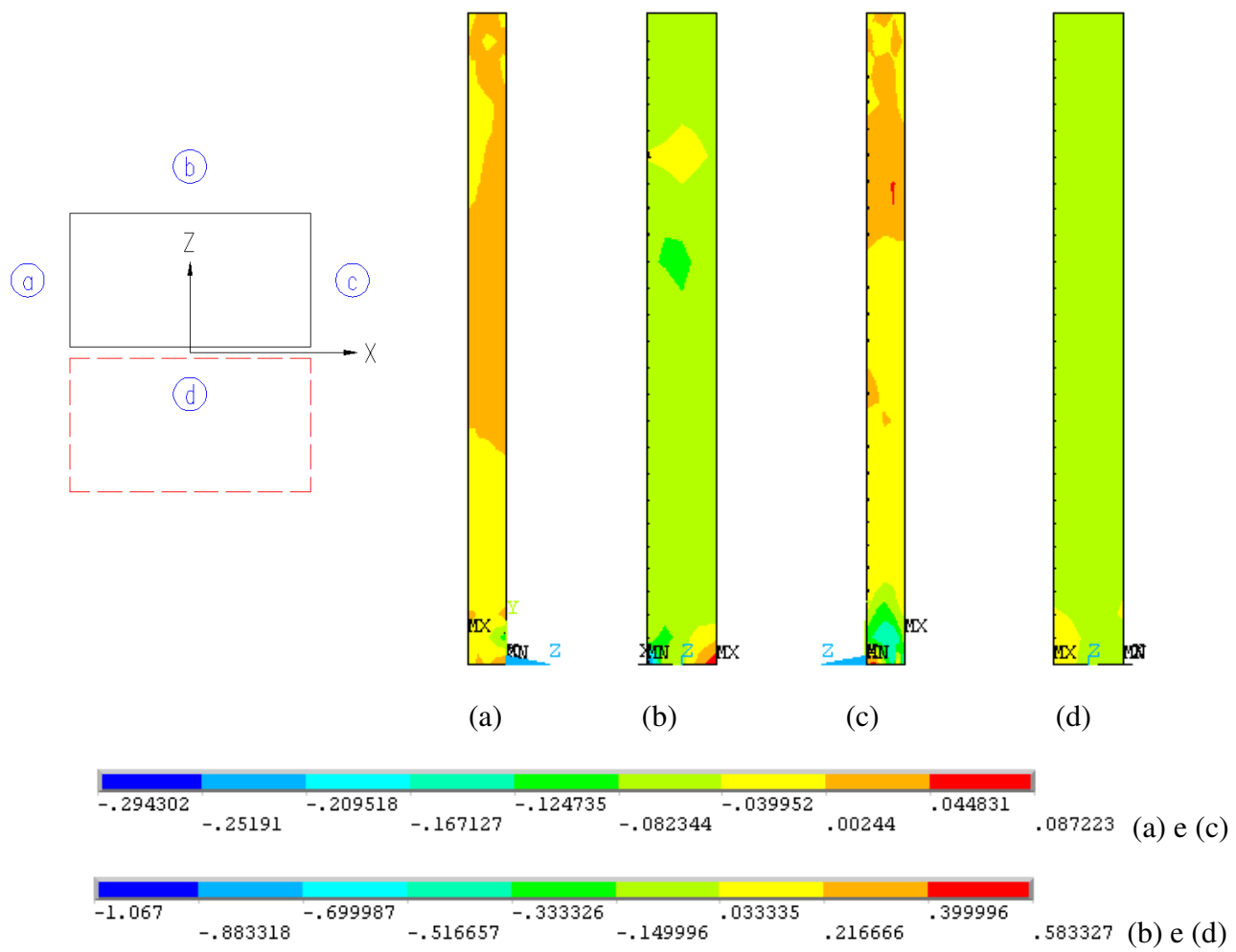
(e) e (f) tensões em “xy”



**Figura 6.34** – Tensões no revestimento de concreto ( $kN/cm^2$ )

(a) tensão em “x”

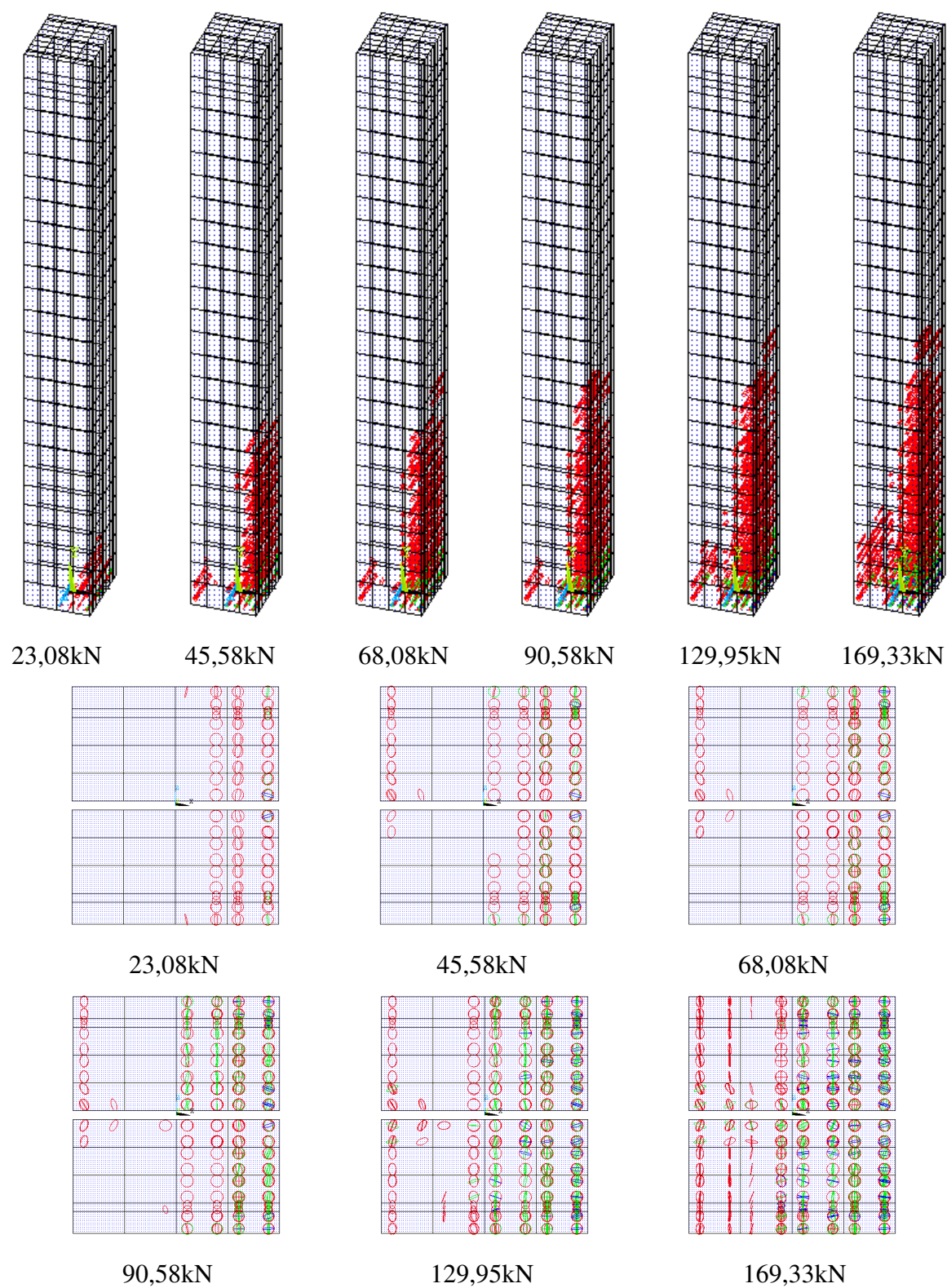
(b) e (c) tensões em “y”



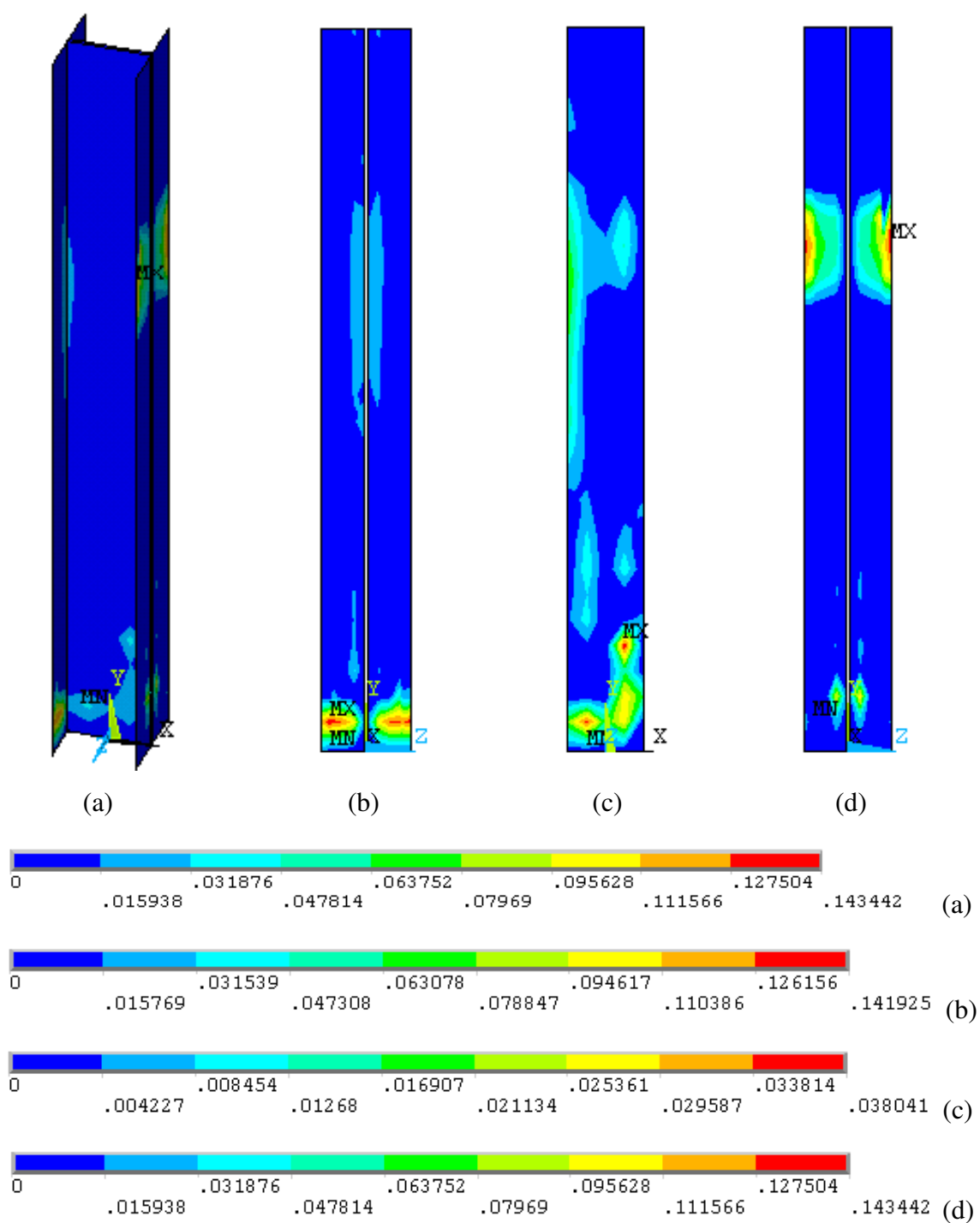
**Figura 6.35** – Tensões de cisalhamento no revestimento de concreto ( $kN / cm^2$ )

(a) e (c) tensões em “yz”

(b) e (d) tensões em “xy”



**Figura 6.36** – Progressão das fissuras no revestimento de concreto  
de acordo com cargas aplicadas lateralmente



**Figura 6.37** – Tensões de cisalhamento na interface aço-concreto ( $kN/cm^2$ )

(b) e (d) tensões em “yz” e (c) tensões em “xy”



## 7. DIMENSIONAMENTO – PILAR MISTO FLEXO COMPRIMIDO

A seguir será apresentado o dimensionamento do pilar misto parcialmente revestido pelo método simplificado regulamentado pela ABNT/NBR:14323/99, comparando os resultados com os obtidos na análise numérica realizada no capítulo 6.2 – Pilar misto parcialmente revestido.

### a) Esforços internos solicitantes

Para determinação dos esforços internos solicitantes, de acordo com a ABNT/NBR:14323/99 foram considerados os efeitos globais de 2ª. ordem (força normal aplicada na estrutura deformada). Os coeficientes de segurança foram considerados unitários, para fins experimentais (QUEIROZ, 2001), e o peso próprio dos elementos foi desprezado. Portanto, de acordo com os resultados apresentados na figura (7.1):

$$N_n = N_d = 186,26kN$$

$$V_n = V_d = 169,33kN$$

$$M_n = M_d = 273,00kN.m$$

### b) Propriedades da seção

- *Seção de aço estrutural*

$$A_a = 113,50cm^2$$

$$I_{az} = 14351cm^4$$

$$I_{ax} = 5128cm^4$$

- Seção de concreto

$$A_c = 562,50 \text{ cm}^2$$

$$I_{cz} = 32953 \text{ cm}^4$$

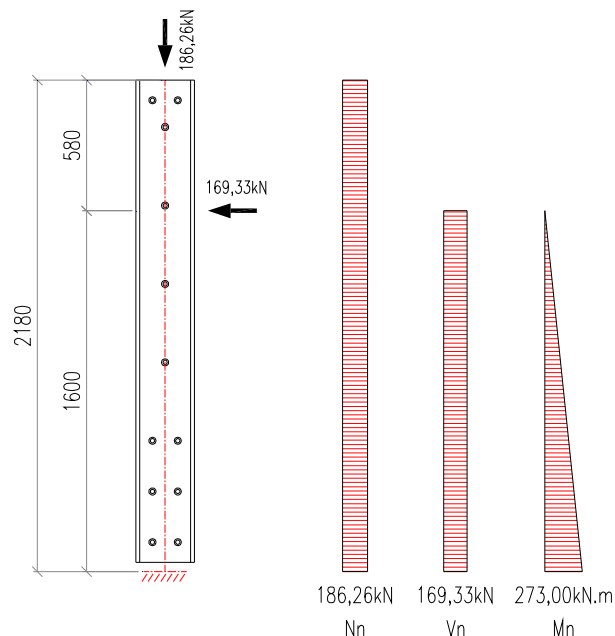
$$I_{cx} = 23730 \text{ cm}^4$$

- Seção do aço do revestimento de concreto

$$A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$I_{sz} = 558,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{sx} = 508,6 \text{ cm}^4$$



**Figura 7.1** – Esforços internos solicitantes

a) Resistência da seção mista à plastificação total pela força normal

- nominal

$$N_{pl,R} = \phi_a f_y A_a + \alpha \phi_c f_{ck} A_c + \phi_s f_{sy} A_s$$

$$N_{pl,R} = 1,0 \times 23,50 \text{ kN} / \text{cm}^2 \times 113,50 \text{ cm}^2 + 0,85 \times 1,0 \times 2,50 \text{ kN} / \text{cm}^2 \times 562,50 \text{ cm}^2 + 1,0 \times 45,0 \text{ kN} / \text{cm}^2 \times 9,05 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,R} = 2667,25 \text{ kN} + 1195,31 + 407,25 \text{ kN}$$

$$N_{pl,R} = 4269,81 \text{ kN}$$

- de cálculo

$$N_{pl,Rd} = \phi_a f_y A_a + \alpha \phi_c f_{ck} A_c + \phi_s f_{sy} A_s$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 \times 23,50 kN / cm^2 \times 113,50 cm^2 + 0,85 \times 0,7 \times 2,50 kN / cm^2 \times 562,50 cm^2 + 0,85 \times 45,0 kN / cm^2 \times 9,05 cm^2$$

$$N_{pl,Rd} = 2400,53 kN + 836,72 kN + 346,16 kN$$

$$N_{pl,Rd} = 3583,41 kN$$

b) Rígidez efetiva à flexão (cargas de curta duração)

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_c I_c + E_s I_s$$

$$E_c = 42 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_c = 42 \times 24^{1,5} \sqrt{25}$$

$$E_c = 24690,86 MPa$$

$$E_c = 2469,09 kN / cm^2$$

- eixo “z”

$$(EI)_{e,z} = 20500 kN / cm^2 \times 14351 cm^4 + 0,8 \times 2469,09 kN / cm^2 \times 32953 cm^4 + 20500 kN / cm^2 \times 558,40 cm^4$$

$$(EI)_{e,z} = 294195500 kN / cm^2 + 65091138 cm^2 + 11447200 cm^2$$

$$(EI)_{e,z} = 370733838 kN \times cm^2$$

- eixo “x”

$$(EI)_{e,x} = 20500 kN / cm^2 \times 5128 cm^4 + 0,8 \times 2469,09 kN / cm^2 \times 23730 cm^4 + 20500 kN / cm^2 \times 508,60 cm^4$$

$$(EI)_{e,x} = 105124000 kN / cm^2 + 46873205 cm^2 + 10426300 cm^2$$

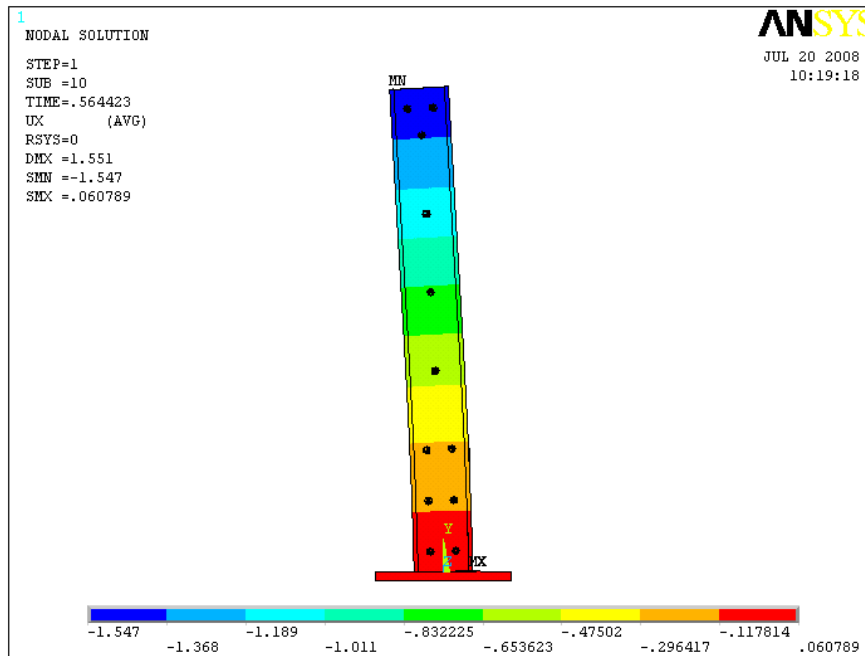
$$(EI)_{e,x} = 162423505 kN \times cm^2$$

Para determinação de uma seção de aço com rigidez equivalente, basta-se dividir os valores de  $(EI)_{e,z}$  e  $(EI)_{e,x}$  pelo módulo de elasticidade longitudinal do aço. Sendo assim:

$$(I)_{e,z} = 370733838 \text{ kN} \times \text{cm}^2 \div 20500 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 18084,58 \text{ cm}^4$$

$$(I)_{e,x} = 162423505 \text{ kN} \times \text{cm}^2 \div 20500 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 7923,10 \text{ cm}^4$$

A figura a seguir apresenta os valores do deslocamento em “x” no modelo numérico analisado via MEF. Utilizando o valor de  $(I)_{e,z}$  para determinação dos esforços solicitantes internos apresentados na figura (7.1), e analisando o pilar segundo os critérios de estrutura de barras, obteve-se o deslocamento no topo do pilar de 0,98cm. Para obtenção deste deslocamento (e também os esforços internos solicitantes) foi considerado o efeito P-Delta, utilizado para o cálculo de forças e momentos secundários que aparecem no modelo em função da ação de forças na estrutura deformada.



**Figura 7.2** – Deslocamentos em “x” para o pilar misto (cm)

**Tabela 7.1** – Comparativo numérico (MEF) x numérico (BARRAS)

Força Lateral	Num. MEF <i>cm</i>	Num. BARRAS <i>cm</i>	Relação MEF / BARRAS
169,33kN	1,55	0,98	1,58

c) Parâmetros de esbeltez (cargas de curta duração)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad N_e = \frac{(EI)_e \pi^2}{l^2}$$

$$l = k \times L$$

$$l = 1,00 \times 218cm \quad (k = 1,00 \rightarrow \text{análise de 2a. ordem})$$

$$l = 218cm$$

- eixo “z”

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{4269,81kN}{76992,60kN}} \quad N_{e,z} = \frac{370733838kN \times cm^4 \times \pi^2}{(218cm)^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,24 \quad N_{e,z} = 76992,60kN$$

- eixo “x”

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{4269,81kN}{33731,50kN}} \quad N_{e,x} = \frac{162423505kN \times cm^4 \times \pi^2}{(218cm)^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = 0,36 \quad N_{e,x} = 33731,50kN$$

d) Cargas de longa duração

- no plano de flexão

$$\bar{\lambda}_z = 0,24 < 0,8$$

De acordo com a tabela (3.1), considerando a estrutura do tipo deslocável, não é necessário levar em consideração os efeitos das cargas de longa duração.

e) Exigências

$$\bar{\lambda}_z = 0,24 < 2,0 \quad OK!!$$

$$\bar{\lambda}_x = 0,36 < 2,0 \quad OK!!$$

$$\delta = \frac{\phi_a A_a f_y}{N_{pl,Rd}}$$

$$\delta = \frac{0,9 \times 113,50 \text{ cm}^2 \times 23,50 \text{ kN / cm}^2}{3583,41 \text{ kN}}$$

$$\delta = 0,67$$

$$0,2 < \delta < 0,9 \quad OK!!$$

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{26,0 \text{ cm}}{1,75 \text{ cm}} \leq 1,47 \sqrt{\frac{20500 \text{ kN / cm}^2}{23,50 \text{ kN / cm}^2}}$$

$$14,86 \leq 43,42 \quad OK!!$$

f) Resistência de cálculo à compressão axial:

$$N_{Rd} = \rho N_{pl,Rd}$$

$$\rho_z \rightarrow \text{curva "b"} \text{ ABNT/NBR:8800/86} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,24 \rightarrow \rho_z = 0,986$$

$$\rho_x \rightarrow \text{curva "c"} \text{ ABNT/NBR:8800/86} \rightarrow \bar{\lambda}_x = 0,36 \rightarrow \rho_x = 0,921$$

$$N_{Rd,z} = 0,986 \times 3583,41 \text{ kN} \quad N_{Rd,x} = 0,921 \times 3583,41 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,z} = 3533,24 \text{ kN} \quad N_{Rd,x} = 3300,32 \text{ kN}$$

g) Resistência de cálculo à plastificação total pelo momento fletor relativo ao eixo "z"

$$M_{z,pl,rd} = f_{yd}(Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 f_{cd}(Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd}(Z_{ps} - Z_{psn})$$

$$f_{yd} = \phi_a f_y$$

$$f_{yd} = 0,9 \times 23,50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{yd} = 21,15 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha \phi_c f_{ck}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times 0,7 \times 2,50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{cd} = 1,49 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{sd} = \phi_s f_{sy}$$

$$f_{sd} = 0,85 \times 45 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{sd} = 38,25 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$Z_{pa} = b \times t_f (d - t_f) + (d - 2t_f)^2 \times \frac{t_w}{4}$$

$$Z_{pa} = 26,0 \text{ cm} \times 1,75 \text{ cm} (26 \text{ cm} - 1,75 \text{ cm}) + (26 \text{ cm} - 2 \times 1,75 \text{ cm})^2 \times \frac{1,0 \text{ cm}}{4}$$

$$Z_{pa} = 1229,94 \text{ cm}^3$$

- supondo que a linha neutra plástica corte a alma:

$$Z_{pan} = t_w \times h_n^2$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$A_{sn} = 0 \text{ (considerando as barras da armadura fora da região } 2 \times h_n \text{)}$$

$$h_n = \frac{562,50cm^2 \times 1,49kN/cm^2 - 0 \times (2 \times 38,25kN/cm^2 - 1,49kN/cm^2)}{2 \times 26cm \times 1,49kN/cm^2 + 2 \times 1,0cm(2 \times 21,15kN/cm^2 - 1,49kN/cm^2)}$$

$$h_n = \frac{838,125kN - 0}{77,48kN + 81,62kN}$$

$$h_n = 5,27cm$$

$$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$$

$$5,27cm \leq \frac{26,0cm}{2} - 1,75cm$$

$$5,27cm \leq 11,25cm$$

OK!! a linha neutra plástica corta a alma

$$Z_{pan} = 1,00cm \times (5,27cm)^2$$

$$Z_{pan} = 27,77cm^3$$

$$Z_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps}$$

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} c_i$$

$$Z_{ps} = (1,13cm^2 \times 7,85cm) \times 4$$

$$Z_{ps} = 35,48cm^3$$

$$Z_{pc} = \frac{26,0cm \times (26,0cm)^2}{4} - 1229,94cm^3 - 35,48cm^3$$

$$Z_{pc} = 3128,58cm^3$$

$$Z_{pcn} = b_c \times h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \text{ com } Z_{psn} = 0,5 \times Z_{ps}$$

$$Z_{pcn} = 26,0cm \times (5,27cm)^2 - 27,77cm^3 - 0,5 \times 35,48cm^3$$

$$Z_{pcn} = 676,59cm^3$$



$$M_{z,pl,rd} = 21,15kN/cm^2(1229,94cm^3 - 27,77cm^3) + 0,5 \times 1,49kN/cm^2(3128,58cm^3 - 676,59cm^3) + 38,25kN/cm^2(35,48cm^3 - 17,74cm^3)$$

$$M_{z,pl,rd} = 25425,90kN \times cm + 1826,73kN \times cm + 678,56kN \times cm$$

$$M_{z,pl,rd} = 27931,20kN \times cm$$

h) Flexão normal composta relativa ao eixo “z” (ABNT/NBR:14323/99)

$$\mu_k = \frac{N_{pl,rd} - N_{rd,z}}{N_{pl,rd} - N_c} \leq 1,0$$

$$\mu_k = \frac{3583,41kN - 3533,24kN}{3583,41kN - 836,72kN} \leq 1,0$$

$$\mu_k = 0,02 < 1,0$$

OK!!

$$N_c = \alpha \phi_c f_{ck} A_c$$

$$N_c = 0,85 \times 0,7 \times 2,50kN/cm^2 \times 562,50cm^2$$

$$N_c = 836,72kN$$

$$\mu_d = \frac{N_{pl,rd} - N_{sd}}{N_{pl,rd} - N_c} \leq 1,0$$

$$\mu_d = \frac{3583,41kN - 186,26kN}{3583,41kN - 836,72kN} \leq 1,0$$

$$\mu_d = 1,24 > 1,0$$

Adotado  $\mu_d = 1,0$  pois observa-se que  $N_{sd} < N_c$

$$r = \frac{M_1}{M_2} \rightarrow r = \frac{0}{27300kN \times cm} \rightarrow r = 0$$

$$N_n = N_{rd,z} \frac{(1+r)}{4} \leq N_{sd} \rightarrow N_n = 3533,24kN \frac{(1+0)}{4} \leq 186,26kN$$

$$N_n = 883,31kN > 186,26kN \rightarrow \text{Adotado } N_n = 186,26kN$$

$$C_{mz} = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4$$

A ABNT/NBR:8800/86 em seu item 5.6.1.3.2 indica que no caso de estruturas deslocáveis, onde se faça análise de 2ª. ordem a determinação do coeficiente  $C_m$  é realizada como se a estrutura fosse indeslocável. Neste caso  $C_{mz} = 1,00$ .

$$\mu_K \frac{N_{Sd} - N_n}{N_{Rd} - N_n} + \frac{C_{mz} M_{z,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{Sd} - N_n}{N_{ez}}\right) 0,9 M_{z,pl,Rd}} \leq \mu_d$$

$$0,02 \frac{186,26kN - 186,26kN}{3533,24kN - 186,26kN} + \frac{1,00 \times 27300kN \times cm}{\left(1 - \frac{186,26kN - 186,26kN}{76992,6}\right) 0,9 \times 27931,20kN \times cm} \leq 1,00$$

$$1,09 \leq 1,00 \quad \tilde{N} \text{ OK!!}$$

Os esforços solicitantes de cálculo excedem em 9% a resistência do pilar misto parcialmente revestido.

k) Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço estrutural e o revestimento de concreto

Segundo QUEIROZ (2000) existem duas abordagens para se tratar o mecanismo de transferência de carga na interface aço-concreto de pilares mistos. Na primeira abordagem, considera-se que o carregamento aplicado é distribuído entre os elementos componentes da seção mista (perfil de aço estrutural, concreto e armaduras) proporcionalmente à rigidez destes elementos; na segunda abordagem, assume-se que as cargas são distribuídas de acordo com a resistência última dos elementos componentes do pilar misto. Como o dimensionamento do pilar é realizado segundo as resistências últimas dos elementos componentes, será utilizado o segundo processo para analisar a transferência de cargas.

Segundo WIUM (1994), os esforços solicitantes são distribuídos de acordo com as resistências de cálculo do perfil metálico, do concreto e da armadura, como apresentam as equações a seguir:

$$N_{cs,Sd} = N_{Sd} \left( 1 - \frac{N_{a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) = N_{Sd} (1 - \delta)$$

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

$$N_{a,Sd} = N_{Sd} - N_{cs,Sd}$$

$$M_{a,Sd} = M_{Sd} - M_{cs,Sd}$$

Onde,

$N_{a,Rd}$  é a resistência à compressão pura do perfil metálico;

$M_{a,Rd}$  é a contribuição da seção de aço para o momento de plastificação da seção mista, calculada em relação ao centro da seção;

$N_{cs,Sd}$  é a parcela de  $N_{Sd}$  a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais;

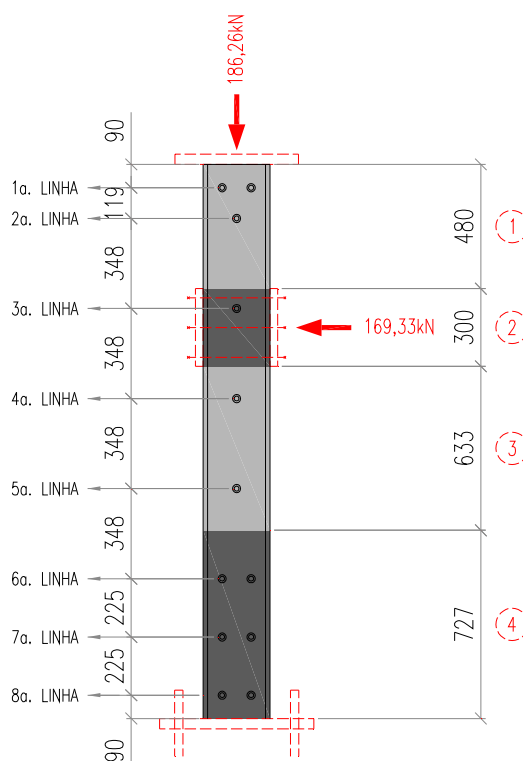
$M_{cs,Sd}$  é a parcela de  $M_{Sd}$  a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais;

$N_{a,Sd}$  é a parcela de força normal de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico;

$M_{a,Sd}$  é a parcela de momento fletor de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico.

No pilar misto analisado são identificadas quatro regiões distintas. Para cada região serão apresentadas as abordagens segundo a ABNT/NBR:14323/99, EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05 e do processo de revisão da ABNT/NBR:8800/86. Recomendações para o dimensionamento dos conectores de cisalhamento podem ser encontradas em QUEIROZ (2001).

- k.1) Região de aplicação da carga vertical;
- k.2) Região de aplicação da carga horizontal;
- k.3) Região ao longo do comprimento do pilar;
- k.4) Região de ligação do pilar / placa de base;



**Figura 7.3** – Regiões para análise de aplicação de cargas (medidas em milímetro)

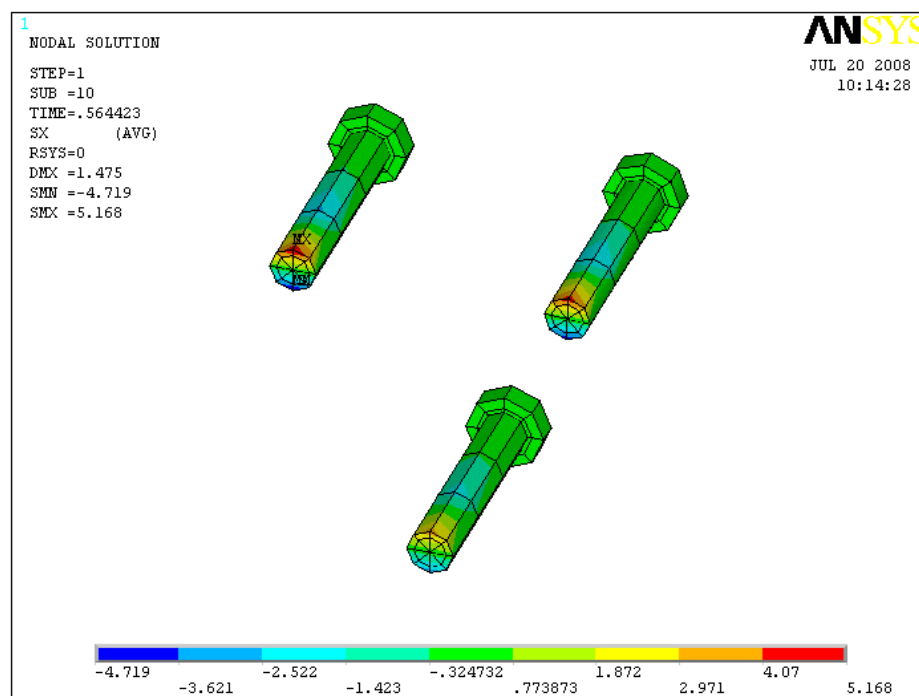
- k.1) Região de aplicação da carga vertical

A ABNT/NBR:14323/99, juntamente com a ABNT/NBR:8800/86 (processo de revisão) não apresenta comentário específico para o caso de introdução de cargas por chapas de topo.

A norma européia EN 1994-1-1:2004 indica que para pilares mistos e elementos comprimidos, nenhuma ligação ao cisalhamento necessita ser prevista para introdução de cargas por chapas de topo se toda a interface entre a seção de concreto e esta chapa estiver permanentemente comprimida, o que se aplica a este caso.

A norma americana ANSI/AISC 360-05 apresenta uma formulação para determinação da resistência à compressão do concreto quando a carga é aplicada diretamente ao concreto do pilar misto totalmente revestido.

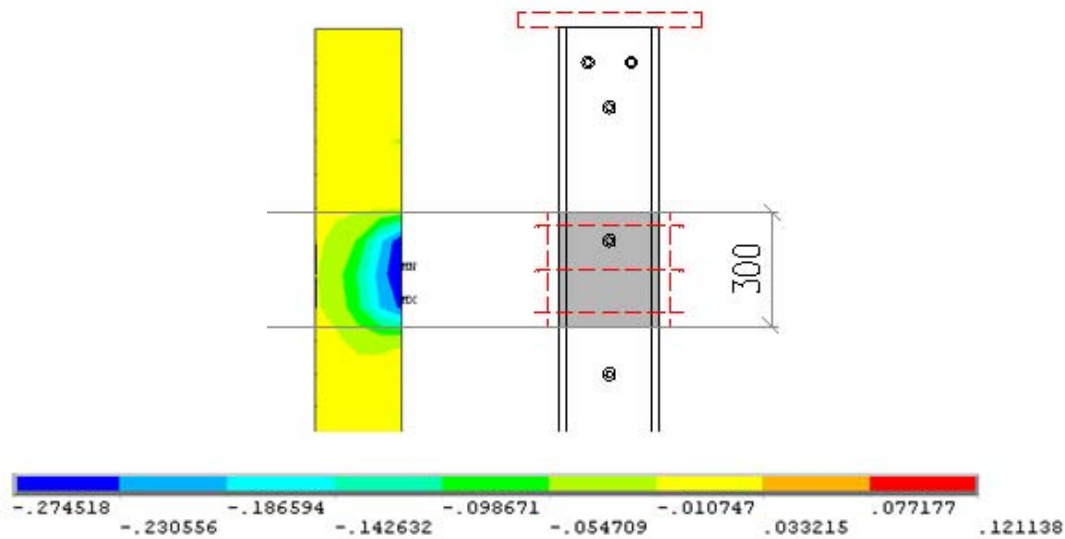
A ABNT/NBR:14323/99 informa que na ausência de um método mais preciso, o comprimento de introdução de cargas não deve exceder  $2d$  ou  $L/3$ , onde  $d=26\text{cm}$  e  $L=218\text{cm}$ . No modelo experimental podem ser observadas a instalação de 06 *stud bolts* próximos à chapa de topo. Analisando a figura (7.4), que apresenta os valores das tensões em “x” (normais à seção transversal) dos *stud bolts* da 1ª. e 2ª. linha de conectores, percebe-se que estes elementos foram submetidos à flexão, indicando que houve transferência de esforços entre o revestimento de concreto e o perfil de aço estrutural, provocados pela aplicação da carga vertical.



**Figura 7.4** – Tensões em “x” para metade dos *stud bolts* – 1ª. e 2ª. linha ( $\text{kN} / \text{cm}^2$ )

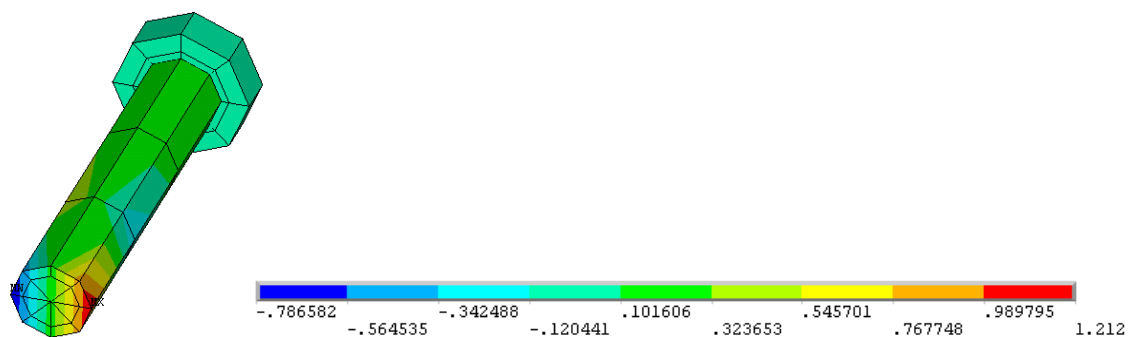
## k.2) Região de aplicação da carga horizontal

Analisando a figura (7.3) observamos que a carga horizontal é aplicada por meio de uma chapa de topo ligando as mesas do pilar misto. Desta maneira entende-se que a análise desta região é similar à apresentada para a região 1. A figura (7.5) apresenta os valores da tensão em “x” no revestimento de concreto, o que indica que o comprimento desta região é a aproximadamente igual à altura da chapa de introdução da carga horizontal (300mm).



**Figura 7.5** – Tensões em “x” no revestimento de concreto ( $kN / cm^2$ )

Na figura (7.6) são apresentados os valores das tensões em “x” para um dos *stud bolts* da 3ª. linha. Analisando a distribuição destas tensões na seção transversal do corpo do elemento, percebe-se que este *stud bolt* foi submetido flexão, na direção da aplicação da carga horizontal.

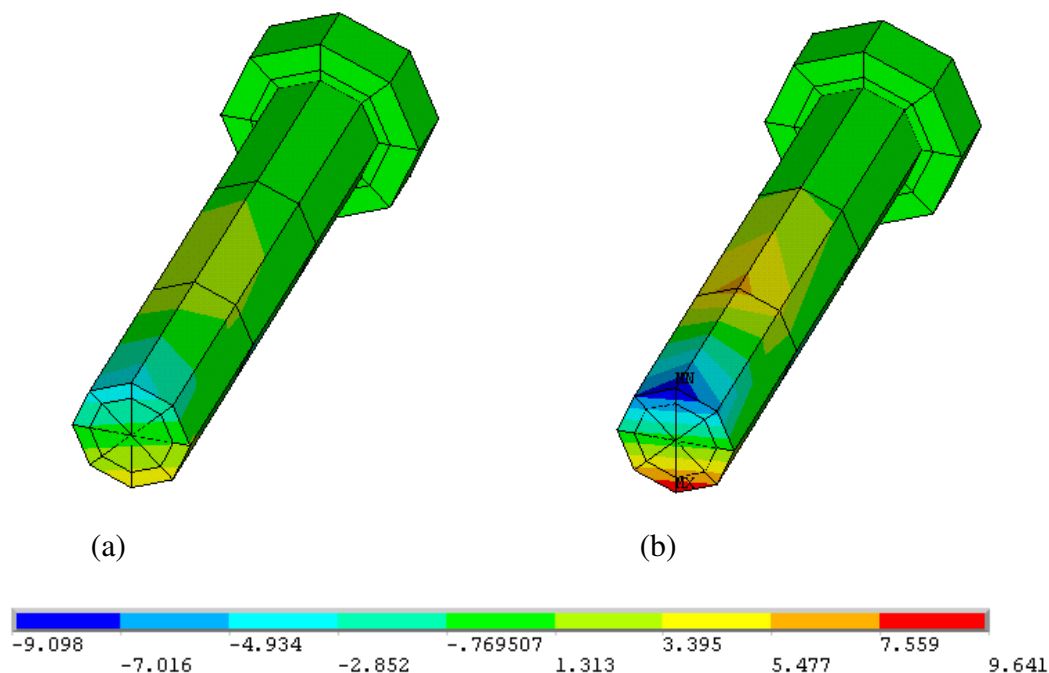


**Figura 7.6** – Tensões em “x” no *stud bolt* da 3ª. linha ( $kN / cm^2$ )

### k.3) Região ao longo do comprimento do pilar

De acordo com a figura 7.3 podemos observar que a região 4 ao longo do comprimento do pilar fica compreendida entre as região de aplicação da carga horizontal 2 e a região de ligação do pilar / placa de base 4; desta forma a determinação do comprimento desta região fica definida na justificativa apresentada na região 4.

Na figura (7.7) são apresentados os valores das tensões em “x” para um dos *stud bolts* da 4ª. e 5ª. linha. Analisando a distribuição destas tensões na seção transversal do corpo do elemento, percebe-se que estes *stud bolts* foram submetidos à flexão, na direção da aplicação da carga vertical. Observam-se também a diferença de valores entre o *stud bolt* da 4ª. e 5ª. linha.



**Figura 7.7** – Tensões em “x” nos *stud bolts* - 4ª. linha (a) e 5ª. linha (b) ( $kN/cm^2$ )

#### k.4) Região de ligação do pilar / placa de base

A ABNT/NBR:14323/99 indica que a distribuição das tensões de cisalhamento deve ser realizada nos pontos de introdução de carga e ao longo do comprimento do pilar. Os esforços transmitidos ao pilar devem ser distribuídos entre o aço e o concreto, de forma a garantir um caminho claro de transmissão.

Similar ao considerado na norma brasileira, a norma européia EN 1994-1-1:2004 indica que a análise da distribuição das tensões de cisalhamento deve ser realizada nas regiões de introdução de cargas para forças internas e momentos aplicados provenientes de elementos conectados aos extremos; um caminho claro do fluxo destas cargas deve ser estabelecido para que não ocorra escorregamento significativo na interface. Fora da área de introdução de cargas, o cisalhamento na interface deve ser verificado onde este for causado por cargas transversais e momentos de extremidade.

A norma americana ANSI/AISC 360-05 não apresenta uma formulação específica para transferência de esforços na ligação pilar / placa de base, porém apresenta formulações para transferência de cargas entre o perfil de aço estrutura e o revestimento de concreto.

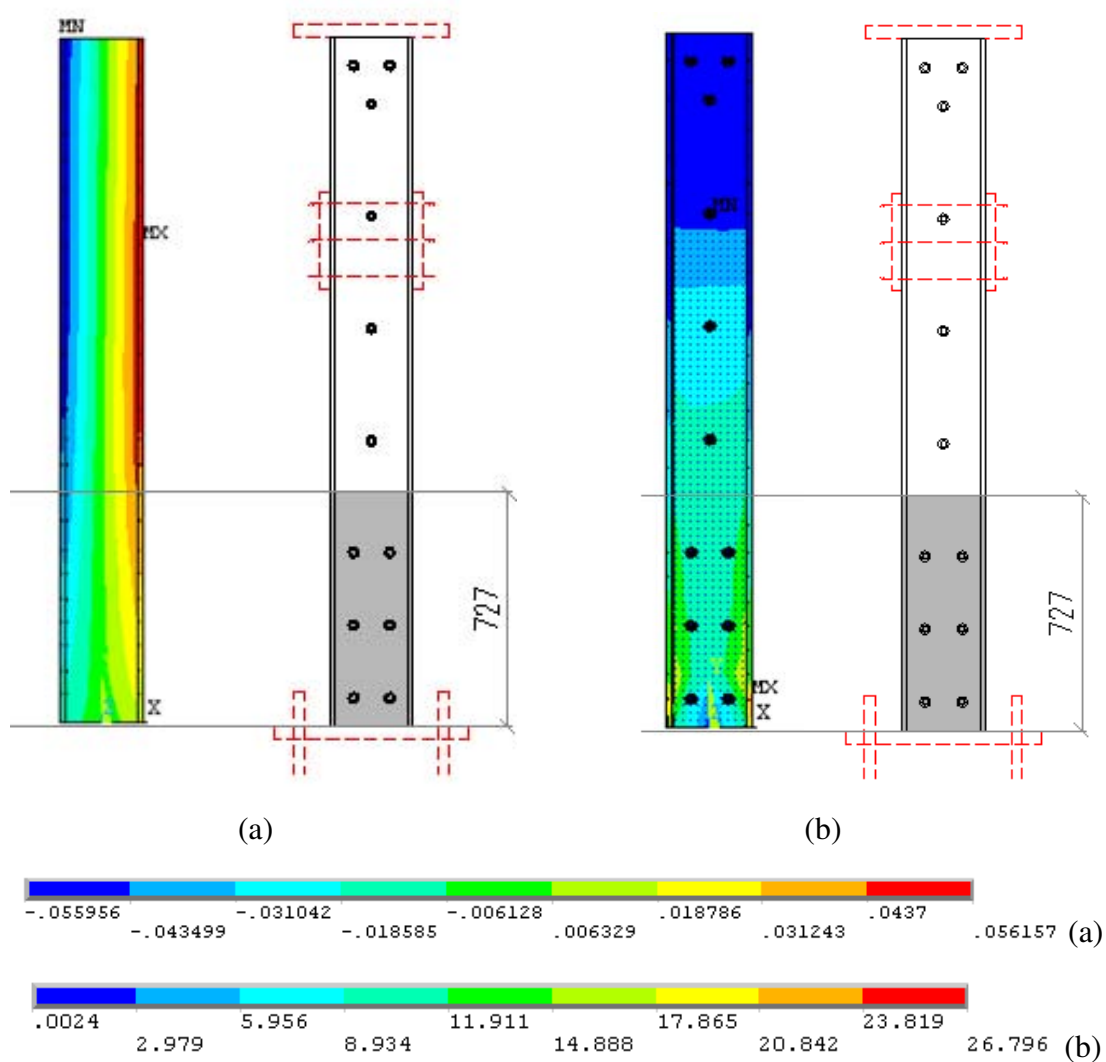
Já o processo de revisão da ABNT/NBR:8800/86 é claro neste aspecto, indicando que em regiões onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases, devem ser analisadas assumindo-se um comprimento de introdução de cargas igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, o que for menor.

De acordo com as características do pilar misto analisado, as armaduras longitudinais não se encontram ancoradas à placa de base do perfil de aço estrutural, sendo que desta forma o revestimento de concreto encontra-se simplesmente apoiado na placa de base do pilar misto. Analisando a figura (7.3) fica clara que a instalação de 12 *stud bolts* (refentes à 6ª., 7ª. e 8ª. linha de conectores) foi realizada com o intuito de transferir os esforços de flexão do revestimento de



concreto ao perfil de aço estrutural, convergindo em uma ligação típica de um pilar flexo-comprimido engastado na base.

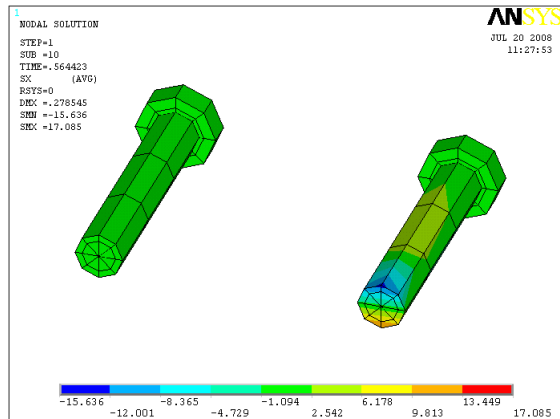
Na figura (7.8) são apresentados os valores do deslocamento em “y” e os valores das tensões de von Mises para o pilar misto.



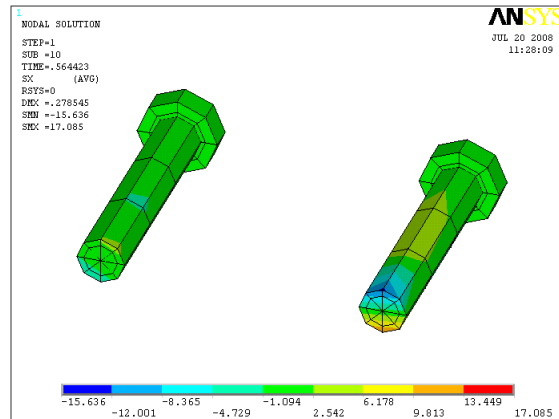
**Figura 7.8** – (a) Deslocamentos em “y” na seção mista (cm)

(b) Tensões de von Mises na seção mista ( $kN/cm^2$ )

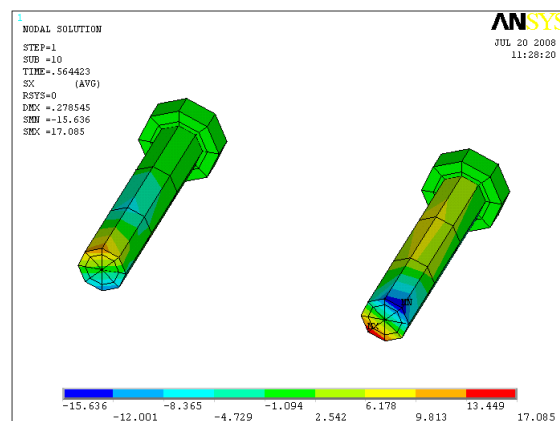
Na figura (7.9) são apresentados os valores das tensões em “x” para dois dos *stud bolts* das 6ª., 7ª. e 8ª. linha. Analisando a distribuição destas tensões na seção transversal do corpo do elemento, percebe-se que estes *stud bolts* foram submetidos à flexão.



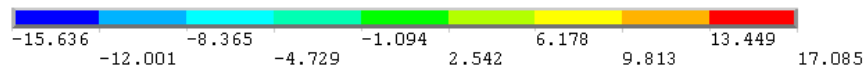
(a)



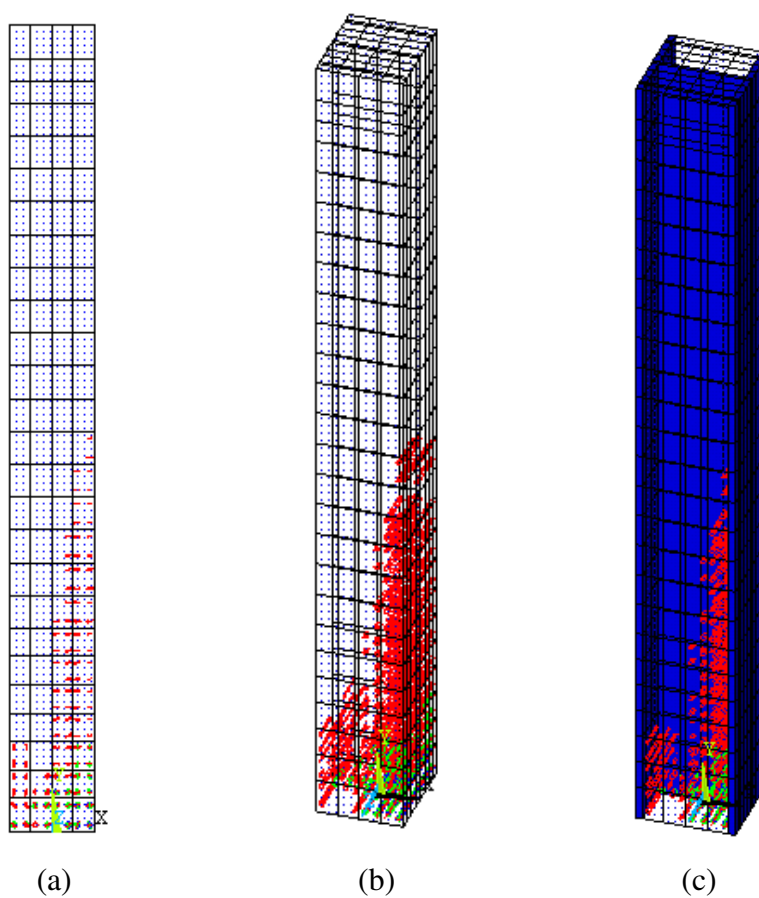
(b)



(c)



**Figura 7.9** – Tensões em “x” nos *stud bolts* - 6ª. (a), 7ª. (b) e 8ª. (c) linha ( $kN / cm^2$ )



**Figura 7.10** – Indicação de fissuração no revestimento de concreto

(a) vista lateral do revestimento de concreto

(b) perspectiva do revestimento de concreto

(c) perspectiva da seção mista

## 8. CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

### 8.1 - Conclusão

O presente trabalho teve como caráter objetivo analisar numericamente a distribuição das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto de pilares mistos parcialmente revestidos. Foram utilizados modelos numéricos tridimensionais com vista a simular o comportamento estrutural através do programa ANSYS 9.0, com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Para validar a estratégia de análise foram construídos dois modelos numéricos: o primeiro pilar misto do tipo tubular retangular preenchido e o segundo parcialmente revestido. O primeiro modelo foi escolhido devido à dificuldade em se encontrar na literatura modelos de pilares mistos parcialmente revestidos ensaiados experimentalmente com ênfase no estudo da interface aço-concreto.

Para validação do primeiro modelo numérico em relação ao ensaio experimental foram comparados os valores do deslocamento relativo do preenchimento de concreto em relação ao perfil de aço estrutural. A curva obtida numericamente acompanhou de forma satisfatória a curva obtida experimentalmente. Em ambos os ensaios (numérico e experimental) puderam ser observadas ondulações no tubo de aço; no modelo numérico a configuração deformada dos *stud bolts* também pôde ser avaliada, apresentando semelhança com as deformações constatadas experimentalmente em elementos utilizados em regiões de concreto confinado. Foram apresentados os valores das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto deste modelo, que atingiu o valor máximo de  $0,42kN/cm^2$ , superior ao limite de  $0,40MPa$  ( $0,04kN/cm^2$ ) proposto pela ABNT/NBR:14323/99 como limite da resistência ao cisalhamento para que não ocorra

deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto, indicando a necessidade de utilização de conectores de cisalhamento.

Para o segundo modelo analisado foi utilizada a mesma estratégia de modelagem desenvolvida para o primeiro pilar misto. A curva obtida numericamente em relação ao deslocamento lateral no topo do pilar (de acordo com a carga aplicada lateralmente) acompanhou de forma satisfatória a curva obtida experimentalmente. Uma combinação de forças vertical e horizontal foi determinada e foram fornecidos os dados obtidos numericamente. No comparativo *numérico x experimental* ( $\delta / H$ ) a relação obtida para esta combinação de forças foi de 0,97. Foram apresentados os valores das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto, sendo o valor máximo obtido de  $0,14kN / cm^2$ , superior ao limite de  $0,20MPa$  ( $0,02kN / cm^2$ ) proposto pela ABNT/NBR:14323/99 para que não ocorra deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto, indicando a necessidade de utilização de conectores de cisalhamento.

Foi apresentado o dimensionamento do pilar misto parcialmente revestido segundo a ABNT/NBR:14323/99, comparando os resultados analíticos com os resultados obtidos na análise numérica. No comparativo *numérico* (via MEF) x *numérico* (via elementos de barras) utilizando a rigidez efetiva à flexão da seção mista para determinação dos deslocamentos, a relação obtida foi de 1,58. Possivelmente com a minoração da rigidez efetiva da seção mista considerando a influência da retração e fluência do concreto, estes valores tenderiam a se aproximar. Utilizando-se as equações de interação da referida norma para análise da flexão normal composta em relação ao eixo de maior inércia, o valor obtido foi de 1,09.

Foi realizada a análise das tensões de cisalhamento na interface aço-concreto, definindo-se quatro regiões distintas, sendo que para cada uma foram apresentadas as abordagens segundo a ABNT/NBR:14323/99, EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-05 e do processo de revisão da ABNT/NBR:8800/86. Com base nos valores obtidos nesta análise numérica foi possível identificar cada região de aplicação e transferência de esforços, apresentando os valores das tensões de cisalhamento no perfil de aço estrutural, revestimento de concreto e tensões normais na seção transversal dos *stud bolts*.

## 8.2 – Sugestão para trabalhos futuros

Diante dos modelos e da estratégia de modelagem numérica apresentada neste trabalho, sugere-se para continuidade deste estudo:

1. Investigação de outros sistemas estruturais mistos em aço e concreto;
2. Avaliação do comportamento de pilares mistos em situação de incêndio;
3. Análise do comportamento de pilares mistos de diferentes seções transversais;
4. Ligações entre sistemas estruturais mistos aço-concreto;
5. Investigação de um possível grau de interação devido à quantidade e localização de *stud bolts* nas regiões de introdução de cargas e ao longo do comprimento do pilar.

## 9. BIBLIOGRAFIA

ANSYS Versão 9.0 Documentation. ANSYS, Inc.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. (2005). *ANSI/AISC 360-05 - Specification for Structural Steel Buildings*.

ANDRADE, P. A. (2006). *Garagem América, a História da Construção do Primeiro Edifício de Estrutura Metálica do Brasil, um Exemplo de Pioneirismo e Arrojo Tecnológico*.  
[http://www.metalica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=392](http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=392) (01/2006).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *NBR 14323: Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). *Projeto de revisão da NBR 8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento*. Rio de Janeiro.

- BEGUM, M., DRIVER, R.G., and ELWI, A.E. (2005) *Strength and Stability Simulations of Partially Encased Composite Columns Under Axial Load*. Proc., Structural Stability Research Council Annual Technical Session, April, Montreal, Canada.
- BELLEI, I. H. (1998). *Edifícios Industriais em Aço*, São Paulo. Editora Pini.
- BELLEI, I. H. (2006). *O Uso do Aço nas Construções na Cidade do Aço*.  
[http://www.metalica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=999](http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=999) (01/2006).
- BIANCHI, F. R. *Análise do Comportamento dos Pilares Mistos Considerando a Utilização de Conectores de Cisalhamento*. Vitória, 2002. 163p. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo.
- CAMPOS, A. L. (2006). *Estudo Sobre os Critérios de Dimensionamento de Pilares Mistos de Aço e Concreto*. Campinas, 2006. 158p. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Departamento de Estruturas. Universidade Estadual de Campinas.
- CHICOINE, T., TREMBLAY, R., MASSICOTTE, B., RICLES, J. M., LU, L. (2002). *Behavior and Strength of Partially Encased Composite Columns with Built-up Shapes*. Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 128, No. 3, March, 2002.
- CHICOINE, T., MASSICOTTE, B., TREMBLAY, R. (2003). *Long-Term Behavior and Strength of Partially Encased Composite Columns Made With Built-Up Shapes*. Journal of Structural Engineering (ASCE) 129:2(141).
- CHEN, S. F., TENG, J. G., CHAN, S. L. (2001). *Design of Biaxially Loaded Short Composite Columns of Arbitrary Section*. Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 107, No. 6, Junho, 2001.



- CHENG-CHIH CHEN., NAN-JIAO LIN (2005). *Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns*, Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu 30010, Taiwan.
- DASGUPTA, P. (2005). *Hybrid Fiber Reinforced Concrete-Encased Steel Truss Beams for Earthquake-Resistant Framed Structures*. Degree of Doctor of Philosophy (Civil Engineering), University of Michigan.
- DE NARDIN, S. *Estudo teórico experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. São Carlos, 1999. 148p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- ELNASHAI, A.S., TAKANASHI, K., ELGHAZOULI, A.Y., and Dowling, P.J. (1991). *Experimental Behavior of Partially-Encased Composite Beam-Columns under Cyclic and Dynamic Loads*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, pp. 259-272.
- ELNASHAI, A. S., BRODERICK, B. M. (1993). *Seismic Resistance of Composite Beam-Columns in Multi-Storey Structures. Part 1: Experimental Studies*. Journal of Constructional Steel Research 30 (1994) 201-229.
- ELNASHAI, A. S., BRODERICK, B. M. (1993). *Seismic Resistance of Composite Beam-Columns in Multi-Storey Structures. Part 2: Analytical Model and Discussion of Results*. Journal of Constructional Steel Research 30 (1994) 231-258.
- EN 1992-1-1:2004 - *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building*.
- EN 1994-1-1:2004 – *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*;

EUROPEAN STANDARD (2004). *EN 1994-1-1:2004 - Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings.*

FABBROCINO, G., PECCE, M., FIORILLO, A. (2003). *Seismic capacity analysis of partially encased and concrete filled composite columns.* Scientific Research Programme of Relevant National Interest. Technical Report N.º 1. Dipartimento di Ingegneria – Piazza Roma.

FAKURY, R. H. (2004). *Ciclo de palestras de estruturas metálicas – Apostila Módulo 3 - Pilares mistos de aço e concreto.* Divisão de Estruturas – Instituto de Engenharia. São Paulo.

FERNANDES, R. M., DEBS, A. L. H. C. (2005). *A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto.* Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 24, p. 117-143.

FIGUEIREDO, L.M.B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto.* São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GRIFFIS, L. G. (1994). *The 1994 T.R. High Lecture: Composite Frame Construction.* In: National Steel Construction Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 18 – 20 maio, 1994. Proceedings. New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.

IYENGAR, H. (1979). *A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns.* Task Group 20, Structural Stability Research Council. Engineering Journal (AISC). Fourth Quarter / 1979.

KIM, H. , CHO, S. (2005). *Column shortening of concrete cores and composite columns in a tall building, The Structural Design of Tall and Special Buildings 14, 175-190 (2005).* Published online in Wiley Interscience ([www.interscience.wiley.com](http://www.interscience.wiley.com)). DOI:10.1002/tal.269

- JOHANSSON, M. (2002). *Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns*. THESIS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY. Department of Structural Engineering - Concrete Structures - CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY - Göteborg, Sweden.
- HICKS, S. J., NEWMAN, G. M., EDWARDS, M., ORTON, A. (2002). *Design guide for SHS concrete filled columns*. Structural & Conveyance Business, Corus Tubes.
- KOTINDA, T. I. (2006). *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga*, 114p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP
- LANGE, J., URBACH, A. (2004). *Design of composite columns under high temperatures with special consideration of imperfections*. Technische Universitat Darmstadt.  
[http://fire-research.group.shef.ac.uk/steelinfire/downloads/AUrb\\_stiff\\_2004.pdf](http://fire-research.group.shef.ac.uk/steelinfire/downloads/AUrb_stiff_2004.pdf)  
 (01/2006).
- LEHTOLA, N. (1992). *Sistemas estruturais mistos aço/concreto armado resistentes ao fogo*, Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado), 95p.
- MALITE, M. (1990). *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em Edifícios*. São Carlos, 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP.
- PROFIL ARBED Publicação de uso: *Steel – concrete composite construction using rolled sections*. Luxemburgo.
- PRESTES, J. A. S. (2003). *Análise teórico-experimental de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto*. Texto para o exame de qualificação para o doutorado – Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.

- QUEIROZ, G., CHAVES, L. B. (2000). *Repartição de cargas entre aço e concreto em uma ligação viga-pilar misto*. III Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil”. SME. Belo Horizonte.
- QUEIROZ, G., RODRIGUES, F. C., CHAVES, L. B. (2001). *Análise de repartição de cargas entre aço e concreto nos pilares mistos*. IV Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil” e I Congresso Internacional da Construção Metálica – I CICOM. São Paulo, SP, Brasil.
- QUEIROZ, G., PRESTES, J. A. S. (2001). *Pilares mistos parcialmente revestidos de concreto*. IV Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil” e I Congresso Internacional da Construção Metálica – I CICOM. São Paulo, SP, Brasil.
- QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J., MATA, L. A. C. (2001). *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*, Belo Horizonte. Editora O Lutador.
- SARNO, L., PECCE, M. R., FABBROCINO, G. (2007). *Inelastic response of composite steel and concrete base column connections*. Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 819-832.
- SAW, H. S., LIEW, J. Y. R. (2000). *Assesment of current methods for the design of composite columns in buildings*. Journal of Constructional Steel Research 53 (2000) 121-147.
- SILVA, R. D. (2006). *Estudo da Aderência Aço-concreto em pilares mistos preenchidos*, 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP
- UY, B.; DAS, S. (1997). *Time effects in concrete-filled steel box columns in tall buildings*. Structural design in tall buildings, v.6, p.1-22, Mar.

- 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.
- VINCENT, R. (2000). *Design and Application of Partially Encased Non-compact Composite Columns for High-rise Buildings*. Proc., Composite Construction IV, Engineering Foundation, Banff, Canada.
- WIUM, J. A., LEBET, J. (1994). *Simplified Calculation Method for Force Transfer in Composite Columns*. Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 120, No. 3, March, 1994.

## APÊNDICE “A” – SCRIPT PILAR MISTO TUBULAR RETANGULAR PREENCHIDO

Segue abaixo *script* utilizado na construção do modelo numérico apresentado no Capítulo 6.1. As rotinas para determinação das propriedades constitutivas dos materiais foram extraídas do trabalho desenvolvido por KOTINDA (2006).

```
FINISH
/CLEAR
! -----
! PARÂMETROS DE ENTRADA
! -----
! perfil de aço estrutural
gfs=7.7e-5 ! densidade, kN/cm3
Efs=20500 ! módulo de elasticidade, kN/cm2
nifs=0.3 ! coeficiente de poisson
fyfs=25.33 ! tensão de escoamento, kN/cm2
fufs=40.00 ! tensão de ruptura, kN/cm2
Dyhfs=4.9 ! relação entre a deformação de escoamento e a deformação de início de encruamento
! preenchimento de concreto
gc=2.4e-5 ! densidade do concreto, kN/cm3
Ec=3325 ! módulo de elasticidade do concreto, kN/cm2
nic=0.2 ! coeficiente de poisson do concreto
fc=5.34 ! resistência cilíndrica do concreto à compressão, kN/cm2
! stud bolt
gp=7.7e-5 ! densidade do aço, kN/cm3
Ep=20500 ! módulo de elasticidade
nip=0.3 ! coeficiente de poisson
fyp=42.1 ! tensão de escoamento, kN/cm2
fup=51.4 ! tensão de ruptura, kN/cm2
! armadura do concreto
ga=7.7e-5 ! densidade, kN/cm3
Ea=20500 ! módulo de elasticidade
nia=0.3 ! coeficiente de poisson
```

fya=32 ! tensão de escoamento do aço da armadura, kN/cm2  
mef=5.0 ! dimensão da malha de elementos finitos

! -----

! OPÇÕES GERAIS

! -----

/VIEW,1,1,2,3

/ANG,1

/ESHAPE,1

/UIS,MSGPOP,3

/PBC,ALL,,1

/REP,FAST

/COLOR,PBAK,ON,1,13

/PREP7

! -----

! TIPOS DE ELEMENTOS

! -----

ET,1,SOLID45 ! perfil de aço estrutural

ET,2,SOLID65 ! preenchimento de concreto

KEYOPT,2,1,0

KEYOPT,2,5,1

KEYOPT,2,6,3

KEYOPT,2,7,1

ET,3,TARGE170 ! superfície alvo - concreto

KEYOPT,3,1,0

KEYOPT,3,2,0

KEYOPT,3,3,0

KEYOPT,3,4,0

KEYOPT,3,5,0

ET,4,CONTA173 ! superfície de contato - aço

KEYOPT,4,1,0

KEYOPT,4,4,1

KEYOPT,4,2,4

KEYOPT,4,5,4

KEYOPT,4,7,1

KEYOPT,4,8,0

KEYOPT,4,9,1

KEYOPT,4,10,0

KEYOPT,4,11,1

KEYOPT,4,12,0

ET,5,BEAM189 ! conector de cisalhamento

KEYOPT,5,1,0

KEYOPT,5,2,1

KEYOPT,5,4,2

KEYOPT,5,6,0

KEYOPT,5,7,2

KEYOPT,5,8,3

```

KEYOPT,5,9,3
KEYOPT,5,10,0
KEYOPT,5,11,0
KEYOPT,5,12,0
! -----
! CONSTANTES REAIS
! -----
! perfil de aço estrutural
R, 1,
! preenchimento de concreto
R,2,6,0,0,0,6,0,
RMORE,90,0,6,0,0,90
! superfície alvo - concreto
R, 3,
! superfície de contato - aço
R,4,0,0,,-0.01,-1,-1
RMORE,0,0,1000000,0,0,
RMORE,0.0,,,,,
RMORE,,,1,0,,-1.18
RMORE,10
! conector de cisalhamento
R, 5,
! -----
! PROPIEDADES DOS MATERIAIS
! -----
! perfil de aço estrutural - 1
Dyfs=fyfs/Efs
Dhfs=Dyhfs*Dyfs
Du=(350*Dhfs+2*fufs-2*fyfs)/350
D1=Dyfs
S1=fyfs
D2=Dhfs
S2=fyfs
D3=D2+((Du-D2)/4)
S3=fyfs+350*(D3-Dhfs)*(1-350*(D3-Dhfs)/(4*(fufs-fyfs)))
D4=D2+2*((Du-D2)/4)
S4=fyfs+350*(D4-Dhfs)*(1-350*(D4-Dhfs)/(4*(fufs-fyfs)))
D5=D2+3*((Du-D2)/4)
S5=fyfs+350*(D5-Dhfs)*(1-350*(D5-Dhfs)/(4*(fufs-fyfs)))
D6=Du
S6=fyfs+350*(D6-Dhfs)*(1-350*(D6-Dhfs)/(4*(fufs-fyfs)))
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,gfs/9.81
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0

```



```

MPDATA,EX,1,,Efs
MPDATA,PRXY,1,,nifs
TB,MISO,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1
TBPT,DEFI,D2,S2
TBPT,DEFI,D3,S3
TBPT,DEFI,D4,S4
TBPT,DEFI,D5,S5
TBPT,DEFI,D6,S6
! -----
! preenchimento de concreto - 2
*IF,0.7*((fc*10)**0.31),LT,2.8,THEN
Dc1=0.7*((fc*10)**0.31)/1000
*ELSE
Dc1=2.8/1000
*ENDIF
k=1.1*Ec*Dc1/fc
D1=0.4*fc/Ec
S1=0.4*fc
D2=D1+((Dc1-D1)/4)
S2=fc*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D2/Dc1))
D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)
S3=fc*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))
D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)
S4=fc*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))
D5=Dc1
S5=fc
D6=0.01
S6=fc+((Ec/1000)*0.01)
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,gc/9.81
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,Ec
MPDATA,PRXY,2,,nic
TB,MISO,2,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1
TBPT,DEFI,D2,S2
TBPT,DEFI,D3,S3
TBPT,DEFI,D4,S4
TBPT,DEFI,D5,S5
TBPT,DEFI,D6,S6
TB,CONC,2,1,9,

```

```

TBTEMP,0
TBDATA,,0.2,0.6,fc/10,-1,,
TBDATA,,,,,,,,
! -----
! stud bolt - 3
D1=fyp/Ep
S1=fyp
D2=0.2
S2=fup
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,3,,gp/9.81
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,Ep
MPDATA,PRXY,3,,nlp
TB,MISO,3,1,2,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1
TBPT,DEFI,D2,S2
! -----
! superfície de contato - 4
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,MU,4,,0.3
! -----
! armadura do preenchimento de concreto - 5
D1=fya/Ea
S1=fya
D2=0.1
S2=fya+(Ea/1000)*(D2-D1)
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,5,,ga/9.81
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,5,,Ea
MPDATA,PRXY,5,,nia
TB,MISO,5,1,2,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1
TBPT,DEFI,D2,S2
! -----
! DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA
! -----

```

```

! stud bolts
SECTYPE,1,BEAM,CSOLID,1.90,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,1.90/2,0,0,0,0,0,0,0,0
SECTYPE,2,BEAM,CSOLID,3.20,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,3.20/2,0,0,0,0,0,0,0,0
N, 1, -10.00000000, 27.50000000, 0.00000000 ! stud bolt 01
N, 2, -9.68500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 3, -9.37000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 4, -8.69500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 5, -8.02000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 6, -7.34500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 7, -6.67000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 8, -5.99500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 9, -5.32000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 10, -4.84500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 11, -4.37000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 12, -10.0000000, 27.50000000, 2.00000000 ! nó para orientação da seção transversal
TYPE,5
MAT,3
TSHAP,LINE
SECNUM,1
E, 1, 3, 2, 12 ! corpo do stud bolt
E, 3, 5, 4, 12 ! corpo do stud bolt
E, 5, 7, 6, 12 ! corpo do stud bolt
E, 7, 9, 8, 12 ! corpo do stud bolt
SECNUM,2
E, 9, 11, 10, 12 ! cabeça do stud bolt
N, 13, 10.00000000, 27.50000000, 0.00000000 ! stud bolt 02
N, 14, 9.68500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 15, 9.37000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 16, 8.69500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 17, 8.02000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 18, 7.34500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 19, 6.67000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 20, 5.99500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 21, 5.32000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 22, 4.84500000, 27.50000000, 0.00000000
N, 23, 4.37000000, 27.50000000, 0.00000000
N, 24, 10.0000000, 27.50000000, 2.00000000 ! nó para orientação da seção transversal
TYPE,5
MAT,3
TSHAP,LINE
SECNUM,1
E, 13, 15, 14, 24 ! corpo do stud bolt

```

E, 15, 17, 16, 24 ! corpo do stud bolt  
 E, 17, 19, 18, 24 ! corpo do stud bolt  
 E, 19, 21, 20, 24 ! corpo do stud bolt  
 SECNUM,2  
 E, 21, 23, 22, 24 ! cabeça do stud bolt  
 N, 25, -10.00000000, 15.00000000, 0.00000000 ! stud bolt 03  
 N, 26, -9.68500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 27, -9.37000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 28, -8.69500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 29, -8.02000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 30, -7.34500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 31, -6.67000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 32, -5.99500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 33, -5.32000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 34, -4.84500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 35, -4.37000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 36, -10.00000000, 15.00000000, 2.00000000 ! nó para orientação da seção transversal  
 TYPE,5  
 MAT,3  
 TSHAP,LINE  
 SECNUM,1  
 E, 25, 27, 26, 36 ! corpo do stud bolt  
 E, 27, 29, 28, 36 ! corpo do stud bolt  
 E, 29, 31, 30, 36 ! corpo do stud bolt  
 E, 31, 33, 32, 36 ! corpo do stud bolt  
 SECNUM,2  
 E, 33, 35, 34, 36 ! cabeça do stud bolt  
 N, 37, 10.00000000, 15.00000000, 0.00000000 ! stud bolt 04  
 N, 38, 9.68500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 39, 9.37000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 40, 8.69500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 41, 8.02000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 42, 7.34500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 43, 6.67000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 44, 5.99500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 45, 5.32000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 46, 4.84500000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 47, 4.37000000, 15.00000000, 0.00000000  
 N, 48, 10.00000000, 15.00000000, 2.00000000 ! nó para orientação da seção transversal  
 TYPE,5  
 MAT,3  
 TSHAP,LINE  
 SECNUM,1  
 E, 37, 39, 38, 48 ! corpo do stud bolt  
 E, 39, 41, 40, 48 ! corpo do stud bolt  
 E, 41, 43, 42, 48 ! corpo do stud bolt

```

E, 43, 45, 44, 48 ! corpo do stud bolt
SECNUM,2
E, 45, 47, 46, 48 ! cabeça do stud bolt
LESIZE, mef
MSHAPE,0,3-D
VMESH,all
EPLOT,ALL
CM, CM_3_STUD, ELEM
/COLOR,CM,RED,CM_3_STUD
CMSEL, U, CM_3_STUD, ELEM
! -----
! perfil de aço estrutural - 1
BLOCK , -10 , -9.37 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , 9.37 , 10 , 2.5 , 15 , -10 , -9.37
BLOCK , -10 , -9.37 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , 9.37 , 10 , 15 , 27.5 , -10 , -9.37
BLOCK , -10 , -9.37 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
BLOCK , 9.37 , 10 , 27.5 , 40 , -10 , -9.37
! perfil de aço estrutural - 2

```

BLOCK , -10 , -9.37 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37  
 ! perfil de aço estrutural - 3  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37  
 ! perfil de aço estrutural - 4  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -9.37 , -8.02 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -8.02 , -6.67 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -6.67 , -5.32 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -5.32 , -4.37 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -4.37 , 4.37 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 4.37 , 5.32 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 5.32 , 6.67 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 6.67 , 8.02 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 8.02 , 9.37 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 2.5 , 15 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -9.37 , -8.02 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -8.02 , -6.67 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -6.67 , -5.32 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -5.32 , -4.37 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -4.37 , 4.37 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 4.37 , 5.32 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 5.32 , 6.67 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 6.67 , 8.02 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 8.02 , 9.37 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 9.37 , 10 , 15 , 27.5 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -10 , -9.37 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -9.37 , -8.02 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -8.02 , -6.67 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -6.67 , -5.32 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -5.32 , -4.37 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , -4.37 , 4.37 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 4.37 , 5.32 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 5.32 , 6.67 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 6.67 , 8.02 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10  
 BLOCK , 8.02 , 9.37 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10

```

BLOCK , 9.37 , 10 , 27.5 , 40 , 9.37 , 10
VGLUE, ALL
CM, CM_1_STEEL, VOLU
! -----
! GERAÇÃO DA MALHA - PERFIL DE AÇO
! -----
CMSEL, S, CM_1_STEEL, VOLU
VPLOT
MAT, 1
REAL, 1
TYPE, 1
ESIZE, mef, 0,
VMESH, ALL
ALLSEL, ALL
CMSEL,S,CM_1_STEEL, VOLU
VPLOT
ESLV,S
EPLOT
CM,CM_14_ELEM_STEEL,ELEM
/COLOR,CM,CBLU,CM_14_ELEM_STEEL
ALLSEL,ALL
! -----
! GERAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE CONTATO - AÇO
! -----
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, -9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, 9.37
CM, CM_1_AREACONTATO_1, AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, 9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, 9.37
CM,CM_1_AREACONTATO_2,AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, -9.37
CM,CM_1_AREACONTATO_3,AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, 9.37, 9.37
CM,CM_1_AREACONTATO_4,AREA
CMSEL,S,CM_1_AREACONTATO_1
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_2
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_3
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_4
APLOT
NSLA,S,1

```

```

NPLOT
TYPE, 4 ! CONTA173
MAT, 4 ! COEFICIENTE DE ATRITO
REAL, 4 ! ADESÃO
ESYS,0
SECNUM,,
ESLN,R,0
ESURF,ALL
ALLSEL, ALL
! -----
! preenchimento de concreto - 1
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 2.5 , 15 , -9.37 , 0
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 2.5 , 15 , 0 , 9.37
! preenchimento de concreto - 2
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 15 , 27.5 , -9.37 , 0
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37

```



```

BLOCK , 6.67 , 8.02 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 15 , 27.5 , 0 , 9.37
! preenchimento de concreto - 3
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 27.5 , 40 , -9.37 , 0
BLOCK , -9.37 , -8.02 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , -8.02 , -6.67 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , -6.67 , -5.32 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , -5.32 , -4.37 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , -4.37 , 4.37 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , 4.37 , 5.32 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , 5.32 , 6.67 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , 6.67 , 8.02 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
BLOCK , 8.02 , 9.37 , 27.5 , 40 , 0 , 9.37
CMSEL, U, CM_1_STEEL, VOLU
VPLT
VGLUE, ALL
CM, CM_2_CONCRETE, VOLU
ALLSEL, ALL
! -----
! GERAÇÃO DA MALHA - PREENCHIMENTO DE CONCRETO
! -----
CMSEL, S, CM_2_CONCRETE, VOLU
VPLT
MAT, 2
REAL, 2
TYPE, 2
ESIZE, mef, 0,
VMESH, ALL
ALLSEL, ALL
CMSEL,S,CM_2_CONCRETE, VOLU
VPLT
ESLV,S
EPLOT
CM,CM_15_ELEM_CONCRETE,ELEM
/COLOR,CM,ORAN,CM_15_ELEM_CONCRETE
ALLSEL,ALL
/TRLCY,CM,0.5,CM_15_ELEM_CONCRETE

```

```

! -----
! GERAÇÃO DA SUPERFÍCIE ALVO - CONCRETO
! -----
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, -9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, 9.37
CMSEL,U,CM_1_AREACONTATO_1
CM, CM_1_AREACONTATO_5, AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, 9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, 9.37
CMSEL,U,CM_1_AREACONTATO_2
CM,CM_1_AREACONTATO_6,AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, -9.37, -9.37
CMSEL,U,CM_1_AREACONTATO_3
CM,CM_1_AREACONTATO_7,AREA
ASEL, S, LOC, Y, 2.5, 40
ASEL, R, LOC, X, -9.37, 9.37
ASEL, R, LOC, Z, 9.37, 9.37
CMSEL,U,CM_1_AREACONTATO_4
CM,CM_1_AREACONTATO_8,AREA
CMSEL,S,CM_1_AREACONTATO_5
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_6
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_7
CMSEL,A,CM_1_AREACONTATO_8
APLOT
NSLA,S,1
NPLOT
TYPE, 3 ! TARGE170
MAT, 4 ! COEFICIENTE DE ATRITO
REAL, 4 ! ADESÃO
ESYS,0
SECNUM,,
ESLN,R,0
ESURF,all
ALLSEL,ALL
! -----
! DEFINIÇÃO DAS VINCULAÇÕES
! -----
! base do perfil de aço estrutural
CMSEL, S, CM_1_STEEL, VOLU
VPLOT
NSLV, S, 1
NSEL, R, LOC, Y, 2.5, 2.5

```

```

KSLN, S, 1
LSLK, S, 1
ASLL, S, 1
DA, ALL, UY
ASEL, ALL
LSEL, ALL
KSEL, ALL
NSEL, ALL
GPLOT
! -----
! nós extremos da base do perfil de aço estrutural
CMSEL, S, CM_1_STEEL, VOLU
VPLOT
NSLV, S, 1
NSEL, R, LOC, Y, 2.5, 2.5
NSEL, U, LOC, X, -9.37, 9.37
NSEL, U, LOC, Z, -9.37, 9.37
NPLOT
D, ALL, ALL
ASEL, ALL
LSEL, ALL
KSEL, ALL
NSEL, ALL
GPLOT
! -----
! DEFINIÇÃO DOS ACOPLAMENTOS
! -----
! acoplamento dos stud bolts com o perfil de aço
ALLSEL, ALL
CMSEL, S, CM_2_CONCRETE, VOLU
VPLOT
NSLV,S,1
NPLOT
CM, CM_4_NODES_CONCRETE, NODE
ALLSEL, ALL
GPLOT
CMSEL, U, CM_4_NODES_CONCRETE, NODE
NPLOT
CPINTF, UX
CPINTF, UY
CPINTF, UZ
! acoplamento dos stud bolts com o preenchimento de concreto
ALLSEL, ALL
CMSEL, S, CM_1_STEEL, VOLU
VPLOT
NSLV,S,1

```

```

NPLLOT
CM, CM_5_NODES_STEEL, NODE
ALLSEL, ALL
GPLOT
CMSEL, U, CM_5_NODES_STEEL, NODE
NPLLOT
NSEL,U, , ,1 ! desliga os nós já acoplados ao perfil de aço estrutural
NSEL,U, , ,2
NSEL,U, , ,3
NSEL,U, , ,13
NSEL,U, , ,14
NSEL,U, , ,15
NSEL,U, , ,25
NSEL,U, , ,26
NSEL,U, , ,27
NSEL,U, , ,37
NSEL,U, , ,38
NSEL,U, , ,39
NSEL,U, , ,9 ! desliga os nós inferiores das cabeças dos stud bolts
NSEL,U, , ,21
NSEL,U, , ,33
NSEL,U, , ,45
NPLLOT
CPINTF, UY
CPINTF, UZ
CMSEL, S, CM_4_NODES_CONCRETE, NODE
NSEL,A, , ,9 ! liga os nós inferiores das cabeças dos stud bolts
NSEL,A, , ,21
NSEL,A, , ,33
NSEL,A, , ,45
CPINTF, UX
CPINTF, UY
CPINTF, UZ
! -----
! APLICAÇÃO DAS AÇÕES
! -----
CMSEL, S, CM_2_CONCRETE,
VPLOT
NSLV, S, 1
NSEL, R, LOC, Y, 40, 40
KSLN, S, 1
LSLK, S, 1
ASLL, S, 1
SFA, ALL, , PRES, 1.94
ASEL, ALL
LSEL, ALL

```

```
KSEL, ALL
NSEL, ALL
GPLOT
ALLSEL,ALL
EPlot
! -----
! OPÇÕES DE PROCESSAMENTO
! -----
ANTYPE,0
LNSRCH,1
NEQIT,100
NLGEOM,0
NROPT,UNSYM
EQLV,SPAR,,0,
PIVCHECK,1
ACEL,0,9.81,0,
AUTOTS,1
TIME,1
DELTIM,0.075,0.0375,0.075
OUTRES,ALL,ALL
```