

UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

Área de concentração: Infraestrutura e Meio Ambiente

Dissertação de Mestrado

INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PLACAS DE
BASE DE PILARES EM AÇO SUBMETIDOS A
CARREGAMENTO BIAXIAL

Angelica Gasparetto

Passo Fundo

2021



CIP – Catalogação na Publicação

G249i Gasparetto, Angelica
Investigação do comportamento de placas de base de pilares em aço submetidos a carregamento biaxial [recurso eletrônico] / Angelica Gasparetto. – 2021.
5 MB ; PDF.

Orientador: Prof. Dr. Moacir Kripka.

Coorientador: Prof. Dr. Fernando Busato Ramires.

Dissertação (Mestrado em Engenharias Civil) –
Universidade de Passo Fundo, 2021.

1. Aço - Estruturas. 2. Plasticidade. 3. Deformações e tensões. 4. Chapas de metal. 5. Flexão (Engenharia civil).
I. Kripka, Moacir, orientador. II. Ramires, Fernando Busato, coorientador. III. Título.

CDU: 624.014.2

Catalogação: Bibliotecária Jucelei Rodrigues Domingues - CRB 10/1569

Angelica Gasparetto

INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PLACAS DE
BASE DE PILARES EM AÇO SUBMETIDOS A
CARREGAMENTO BIAXIAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Moacir Kripka e coorientação do Prof. Dr. Fernando Busato Ramires.

Passo Fundo

2021

Universidade de Passo Fundo
Faculdade de Engenharia e Arquitetura
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

A Comissão Examinadora, aprova a dissertação de mestrado “Investigação do comportamento de placas de base de pilares em aço submetidos a carregamento biaxial”, elaborada por Angelica Gasparetto, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima – Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Zacarias Chamberlain Pravia - Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Francisco Dalla Rosa - Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Moacir Kripka, Orientador

Prof. Dr. Fernando Busato Ramires, Co-orientador

Passo Fundo, 2021.

RESUMO

A ligação entre os pilares de aço e a fundação em concreto é realizada por uma placa de aço, denominada placa de base, soldada ao pilar de aço e conectada à fundação por meio de parafusos de ancoragem, denominados chumbadores. Essas ligações são utilizadas em edifícios para transferir as cargas da estrutura para as fundações, contudo, a NBR8800:2008 – Projeto e execução de estruturas de aço e estruturas mistas aço e concreto em edifícios, não contempla os aspectos de dimensionamento das ligações desses elementos. As mais diversas literaturas trazem informações a respeito de verificações de placas de base submetidas a solicitações em uma única direção, geralmente na de maior inércia do perfil de aço (pilar), como é tradicionalmente utilizada. No entanto, estudos a respeito das solicitações nas duas direções de forma biaxial, na direção de menor e de maior inércia do pilar de aço, tornam as análises das placas de base mais próximas das situações reais. Logo, a presente dissertação teve por objetivo estudar e analisar o comportamento das ligações de placas de base de pilares de aço submetidos a flexão biaxial. Foram analisados dezesseis modelos, variando o tipo de perfil, o tamanho e a espessura da placa de base, a quantidade e o diâmetro dos chumbadores e o tamanho do bloco de fundação, por duas normas internacionais (AISC e Eurocode), com três diferentes tipos de solicitação: biaxial, uniaxial no eixo de menor inércia e uniaxial no eixo de maior inércia, através do Método das Componentes Baseado em Elementos Finitos – CBFEM, com o uso do software IDEASstatica. Foi realizada também uma abordagem estatística, verificando a correlação das variáveis e a análise de variância. Como conclusões, foi verificado que os menores resultados de tensão ocorreram nos modelos em que foi aplicado apenas um momento no eixo de maior inércia do perfil, sendo possível afirmar que se faz necessário realizar a verificação de placas de base submetidas a flexão biaxial, pois a diferença de tensão obtida na análise biaxial, quando comparada com a uniaxial no eixo de maior inércia foi significativa.

Palavras-chave: solicitação biaxial, análise numérica, ligações de aço, placa de base, método de elementos finitos baseado em componentes, estruturas de aço.

ABSTRACT

The connection between the steel column and concrete foundation is made by a steel plate, called base plate, welded to the steel column and connected to the foundation by means of anchor bolts. These connections are used in buildings to transfer loads from structure to foundations, however, Brazilian standard NBR8800: 2008 - Design and execution of steel structures and mixed steel and concrete structures in buildings does not address the design aspects of the connections of these elements. The most diverse literatures provide information about base plate checks submitted in one direction, usually in the most inertial metal profile (column), as is traditionally used. However, studies of biaxial bias directions in the direction of smallest and largest inertia of the steel column make the analysis of the baseplates closer to the real situations. Thus, the present dissertation aims identify the behavior of the base plate connections of columns formed by profile submitted to oblique composite flexural compression. Sixteen models were analyzed, with two international standards (AISC and Eurocode) with three different types of force: biaxial, uniaxial in the axis of lesser inertia and uniaxial in the axis of greater inertia, through the Components Method Based on Finite Element - CBFEM. A statistical approach was also performed, analyzing the correlation of variables and analysis of variance. As conclusions, it is possible to say that it is necessary to carry out the verification of base plates submitted to biaxial flexion, as the difference in tension obtained in the biaxial analysis, when compared to the uniaxial in the axis of greatest inertia, was significant.

Key-words: solicitation biaxial, numerical analysis, steel joint, base plate, component-based finite element method, steel structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Placa de base submetida à ação em uma única direção	12
Figura 2 - Placa de base submetida à ação em duas direções.....	12
Figura 3 - Elementos Estruturais	15
Figura 4 - Componentes de uma base de pilar de aço.....	16
Figura 5 - Perfil I de abas paralelas	17
Figura 6 - Placa de base de Perfil I	17
Figura 7 - Placa de base de Perfil I com enrijecedor	17
Figura 8 - Chumbador com gancho reto e chumbador com rosca e porca.....	18
Figura 9 - Barra roscada, porca e arruela	18
Figura 10- Base de Perfil I ou H rotulada	23
Figura 11- Base de Perfil I ou H Engastada	24
Figura 12 - Esforços solicitantes da estrutura com esforço normal de compressão	25
Figura 13- Esforços solicitantes da estrutura com esforço normal de tração.....	25
Figura 14 – (A) caso em que a excentricidade é pequena (B) caso em que a excentricidade é grande (C) peça tracionada.....	26
Figura 15- Placa de base submetida a esforço de compressão	27
Figura 16 - Variáveis para dimensionamento da placa de base.....	28
Figura 17- Placa de base submetida a esforço de tração.....	31
Figura 18 - Pequena excentricidade na placa de base submetida a esforço de compressão	33
Figura 19 - Grande excentricidade na placa de base submetida a esforço de compressão	33
Figura 20 - Representação esquemática da seção em T-Stub submetida a Momento Fletor no eixo de maior inércia.....	37
Figura 21- Seção em T, separada do bloco de concreto.....	38
Figura 22- Comprimento equivalente do chumbador	38
Figura 23 - Modos de falha da Seção em T.....	39
Figura 24 - Os padrões da linha de elasticidade: a) padrões circulares, b) padrões não circulares	41
Figura 25 - Comprimento efetivo da seção em T-stub em caso de flexão	42
Figura 26 - Geometria e distâncias da zona de tração	43
Figura 27 - Distribuição do projeto para forças concentradas.....	46
Figura 28 - Área da seção em T equivalente, comprimida.....	47
Figura 29 - Determinação do braço de alavanca z para ligações de placas de base	50
Figura 30 - Seções em T sem sobreposição	51
Figura 31 - Valor de cálculo do momento resistente M_j , R_d das bases de coluna	52
Figura 32 - Modelos mecânicos de rigidez para flexão	53
Figura 33 - Rigidez de rotação S_j das bases de colunas.....	54
Figura 34 - Coeficientes de rigidez dos componentes básicos das juntas.....	54
Figura 35 - Relação entre a força vertical no chumbador e a deformação vertical	56
Figura 36 - Relação entre o cisalhamento no chumbador e a deformação horizontal	57
Figura 37 - Diagrama de interação entre o Momento Fletor e o Esforço Normal.....	57
Figura 38 - Configuração dos experimentos	58
Figura 39 - Teste realizado.....	59
Figura 40 - Deformação da placa de base em caso de flexão uniaxial	59
Figura 41 - Tensões na placa de base e no concreto.....	60

Figura 42 - Momento Fletor - rotação.....	61
Figura 43 - Momento Fletor e força no chumbador.....	61
Figura 44 - Tensões na placa de base e no concreto.....	62
Figura 45 - Momento - deformação.....	63
Figura 46 - Força atuante no chumbador e o momento fletor.....	64
Figura 47 - Modelo analisado.....	65
Figura 48 - Momento Fletor - Esforço Normal.....	65
Figura 49 - Tração.....	66
Figura 50 - Tensões equivalentes e a área em contato com o bloco de concreto.....	66
Figura 51 - Comparação entre os métodos - compressão pura.....	67
Figura 52 - Comparação entre os métodos - Flexão pura.....	67
Figura 53 - Momento Fletor - Esforço Normal.....	68
Figura 54 - Detalhes da ligação.....	70
Figura 55 - Tensão equivalente (Norma americana).....	81
Figura 56 - Tensão equivalente (Norma Européia).....	82
Figura 57 - Modelos analisados.....	85
Figura 58 - Carregamento aplicado no modelo 05.....	87
Figura 59 - Malha aplicada no modelo 05.....	88
Figura 60 - Tensões obtidas no modelo 05 - biaxial.....	88
Figura 61 - Tensões ocorridas nas placas de base modelo biaxial - AISC.....	90
Figura 62 - Tensões ocorridas nas placas de base modelo biaxial - Eurocode.....	91
Figura 63 - Tensões obtidas no modelo 05 - uniaxial maior inércia (My).....	92
Figura 64 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial maior inércia - AISC.....	93
Figura 65 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial maior inércia - Eurocode.....	94
Figura 66 - Tensões obtidas no modelo 05 - uniaxial menor inércia (Mz).....	95
Figura 67 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial menor inércia - AISC.....	96
Figura 68 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial menor inércia - Eurocode.....	97
Figura 69 - Tensão Máxima Perfil (Eurocode).....	98
Figura 70 - Tensão Máxima na Placa - Eurocode.....	99
Figura 71 - Tração no Chumbador - Eurocode.....	100
Figura 72 - Tensão no Concreto - Eurocode.....	101
Figura 73 - Tensão Máxima Perfil - AISC.....	102
Figura 74 - Tensão Máxima na Placa - AISC.....	103
Figura 75 - Tração no Chumbador - AISC.....	104
Figura 76 - Tensão no Concreto - AISC.....	105
Figura 77 - Tensão máxima na Placa - AISC.....	109
Figura 78 - Correlação linear.....	112
Figura 79 - Correlação das variáveis.....	113
Figura 80 - Correlação das variáveis independentes.....	115
Figura 81 - Correlação das variáveis dependentes.....	116
Figura 82 - Comparativo Tensão Máxima no Pilar - AISC.....	120
Figura 83 - Comparativo Tensão Máxima na Placa de Base- AISC.....	121
Figura 84 - Comparativo Tração nos Chumbadores - AISC.....	121
Figura 85 - Comparativo Tensão no Bloco de concreto - AISC.....	122
Figura 86 - Comparativo Tensão Máxima no Pilar (Eurocode).....	123
Figura 87 - Tensão Máxima na Placa de Base - Eurocode.....	123

Figura 88 - Tração nos Chumbadores - Eurocode.....	124
Figura 89 - Tensão no Bloco de Concreto - Eurocode.....	125
Figura 90 - Tensão Máxima Perfil AISC	126
Figura 91 - Tensão Máxima Perfil - Eurocode.....	126
Figura 92 - Tensão Máxima na Placa de Base - AISC.....	127
Figura 93 - Tensão Máxima na Placa de Base - Eurocode.....	128
Figura 94 - Tração Máxima Chumbador - AISC.....	128
Figura 95 - Tração Máxima nos Chumbadores - Eurocode	129
Figura 96 - Tensão Máxima no Bloco - AISC	130
Figura 97 - Tensão Máxima no Bloco de Concreto - Eurocode.....	130
Figura 98 - Tensão Máxima Perfil - Biaxial.....	131
Figura 99 - Tensão Máxima Placa - biaxial	132
Figura 100 - Tração Máxima no Chumbador - biaxial	132
Figura 101 - Tensão máxima bloco de concreto - biaxial.....	133
Figura 102 - Tensão Máxima Perfil - Uniaxial maior inércia	134
Figura 103 - Tensão Máxima Placa de Base - Uniaxial maior inércia	134
Figura 104 - Tração Máxima Chumbador - uniaxial maior inércia.....	135
Figura 105 - Tensão máxima no bloco de concreto - uniaxial maior inércia.....	135
Figura 106 - Tensão Máxima Perfil - uniaxial menor inércia	136
Figura 107 - Tensão máxima na placa de base - uniaxial menor inércia.....	137
Figura 108 - Tração no chumbador - uniaxial menor inércia.....	137
Figura 109 - Tensão no Bloco de concreto - uniaxial menor inércia.....	138
Figura 110 - Comparação entre as tensões máximas obtidas no Perfil.....	139
Figura 111 - Comparação entre as tensões máximas obtidas na Placa de Base.....	139
Figura 112 - Comparação entre as trações máximas obtidas nos chumbadores.....	140
Figura 113 - Comparação entre as tensões máximas obtidas no bloco de concreto.....	141
Figura 114 – Tensão ocorrida na Placa – uniaxial maior inércia	142
Figura 115 - Tensão ocorrida na Placa - uniaxial menor inércia.....	143
Figura 116 - Tração ocorrida no chumbador - biaxial	144
Figura 117 - Tração ocorrida no chumbador - uniaxial menor inércia	145
Figura 118 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - biaxial.....	146
Figura 119 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - uniaxial maior inércia	147
Figura 120 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - uniaxial menor inércia.....	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades dos Materiais e dimensões dos elementos.....	69
Tabela 2 – Propriedades dos Modelos analisados.....	83
Tabela 3 – Resultados obtidos – verificação biaxial.....	89
Tabela 4 – Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia).....	92
Tabela 5 – Resultados obtidos – verificação uniaxial (menor inércia).....	95
Tabela 6 – Resultados obtidos – verificação biaxial.....	106
Tabela 7 - Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia).....	107
Tabela 8 - Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia).....	108
Tabela 9 - Propriedades dos ensaios.....	110
Tabela 10- Resultados.....	110
Tabela 11 - Propriedades dos ensaios.....	111
Tabela 12- Resultados.....	111
Tabela 13- Dados utilizados na análise de variância.....	117

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	Escopo da dissertação	11
1.2	Objetivos	13
1.3	Visão geral dos capítulos.....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	Componentes de uma base de pilar de aço.....	16
2.1.1	Pilar de aço.....	16
2.1.2	Placa de base	17
2.1.3	Parafusos de Ancoragem.....	18
2.1.4	Fundação de Concreto.....	19
2.2	Estado da Arte	19
2.3	Formulação Analítica de acordo com o Steel Design Guide 1	22
2.3.1	Placas de base submetidas à esforços de compressão.....	26
2.3.2	Placas de base submetidas à esforços de tração	31
2.3.3	Placas de base submetidas à esforços de compressão e momento fletor	32
2.4	Dimensionamento de acordo com o Eurocode3 Part 1-8 (EN 1993-1-8).....	35
2.4.1	Classificação das placas de base:.....	36
2.4.2	Placa de base submetida a flexão e chumbadores submetidos a tração.....	37
2.4.3	Placa de base sob flexão e bloco de concreto em compressão.....	44
2.4.4	Pilar em compressão	48
2.4.5	Chumbadores em cisalhamento.....	49
2.5	Análise Numérica pelo método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM)	55
2.5.1	Componente: Concreto em compressão	55
2.5.2	Componente: Chumbador a tração.....	55
2.5.3	Componente: Chumbador em cisalhamento.....	56
2.5.4	Validação do CBFEM através de experimentos	58
2.5.4.1	Previsão do comportamento da placa de base da coluna submetidos a flexão uniaxial através do CBFEM	59
2.5.4.2	Validação dos modelos experimentais em flexão uniaxial	60
2.5.4.3	Previsão do comportamento da base da coluna com flexão biaxial	62
2.5.4.4	Validação dos modelos experimentais em flexão biaxial.....	62
2.5.4.5	Comparação de resultados entre o CBFEM e o Método das Componentes.....	64
3	DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO	69

3.1	Cálculo Analítico de acordo com o Método das Componentes do Eurocode 3 ..	70
3.2	Cálculo Analítico pelo Steel Design Guide 1	79
3.3	Resultados do Software IDEASTática	81
4.0	ANÁLISE NUMÉRICA - CBFEM	83
4.1	Tensão Máxima no Perfil (Eurocode)	98
4.2	Tensão Máxima na Placa (Eurocode)	99
4.3	Tração no Chumbador (Eurocode)	99
4.4	Tensão no Concreto (Eurocode)	100
4.5	Tensão Máxima no Perfil (AISC)	101
4.6	Tensão Máxima na Placa (AISC)	102
4.7	Tração no Chumbador (AISC)	103
4.8	Tensão no Concreto (AISC)	104
4.9	Análise com o mesmo tipo de Aço para a Placa e para o Perfil	105
4.10	Análise variando apenas a espessura da chapa	109
4.11	Análise variando apenas o tamanho da chapa	110
5	ABORDAGEM ESTATÍSTICA	112
5.1	Análise de correlação	112
5.1.1	Tensão máxima no perfil.....	113
5.1.2	Tensão máxima na placa de base.....	114
5.1.3	Tração no chumbador.....	114
5.1.4	Tensão no concreto.....	114
5.2	Correlação das variáveis	114
5.2.1	Variáveis independentes.....	115
5.2.2	Variáveis dependentes.....	115
5.3	Análise de Variância	116
5.3.1	Comparação de dados por Norma.....	119
5.3.2	Teste de Kruskal Wallis.....	125
5.3.3	Teste de Wilcoxon.....	131
5.3.4	Comparação de dados por ambas as normas.....	138
5.4	Discussões gerais	141
6.0	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
	ANEXO I	155
	ANEXO II	156

1 INTRODUÇÃO

1.1 Escopo da dissertação

As estruturas de aço apresentam diversas vantagens quando comparadas a outras soluções estruturais. De acordo com o Centro Brasileiro da Construção em Aço (2019), algumas das vantagens da utilização desse tipo de estrutura são: liberdade no projeto de arquitetura, maior área útil, flexibilidade, compatibilidade com outros materiais, menor prazo de execução, racionalização de materiais e mão-de obra, alívio de carga nas fundações, garantia de qualidade, antecipação de ganho, organização do canteiro de obras, precisão construtiva, reciclabilidade e preservação do meio ambiente. Além disso, a estrutura em aço é totalmente pré-fabricada, com precisão medida em milímetros, o que garante uma estrutura perfeitamente prumada e nivelada.

O aço sempre esteve ligado à modernidade e inovação. Diante desse cenário, juntamente com o conceito de desenvolvimento sustentável, surge a necessidade de conceber novas pesquisas com relação a utilização e ao dimensionamento desses elementos estruturais.

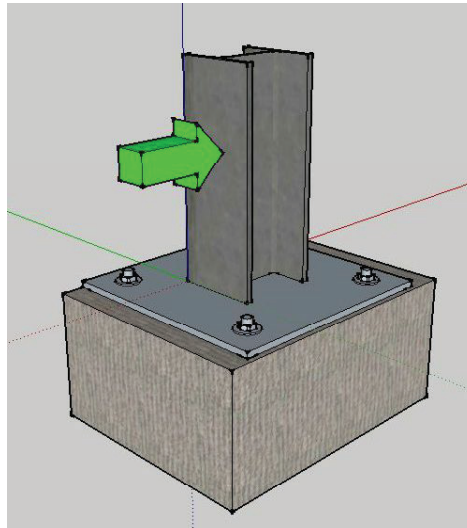
A concepção da estrutura de uma edificação consiste no estabelecimento de um arranjo adequado dos elementos estruturais, de modo que o mesmo possa atender às finalidades para as quais ele foi projetado, objetivando atender simultaneamente aos aspectos de segurança, economia, estética e funcionalidade (GUIMARÃES, 2019).

Em uma edificação formada por estrutura de aço, faz-se necessária a ligação entre os pilares de aço com o bloco de fundação. Essa ligação é realizada por uma placa de aço, denominada placa de base, soldada ao pilar de aço e conectada à fundação por meio de parafuso de ancoragem. É nessa interação que as cargas da estrutura são transmitidas para a fundação.

Apesar de seu importante papel, não há muita preocupação com seu dimensionamento. A Norma Brasileira que trata a respeito do dimensionamento de estruturas de aço é a NBR8800:2008 (ABNT, 2008). Contudo, ela não apresenta diretamente as formulações para o dimensionamento de placas de base de pilares, apenas referencia o trabalho de Fisher e Kloiber (2006) - AISC Steel Design Guide 1, como complemento a partes específicas da Norma. Devido a isso, normalmente são adotadas soluções caras e muitas vezes inadequadas, sendo um grande risco à segurança da estrutura.

Além disso, as mais diversas literaturas trazem informações a respeito de verificações de placas de base submetidas a solicitações em uma única direção, geralmente na de maior inércia do perfil metálico, como é tradicionalmente utilizada e pode ser visto na Figura 1.

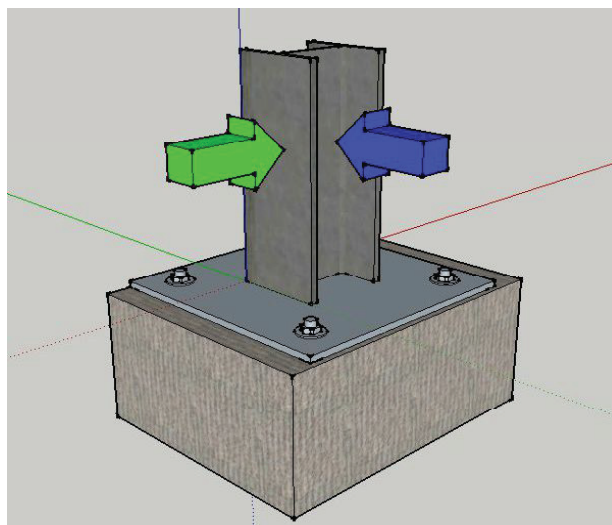
Figura 1 - Placa de base submetida à ação em uma única direção



Fonte: O autor

No entanto, estudos a respeito das solicitações nas duas direções de forma biaxial, na direção de menor e de maior inércia do pilar, como é o caso de prédios/pavilhões industriais que possuem uma altura elevada com pé direito livre, e sofrem ações de vento além de cargas de pontes rolantes e equipamentos fazem se necessárias, pois os perfis metálicos possuem uma diferença significativa de inércia entre as duas direções e quando ambas solicitações possuem valores próximos, a análise em apenas uma direção pode ser insuficiente, como pode ser visto na Figura 2.

Figura 2 - Placa de base submetida à ação em duas direções



Fonte: O autor

Por isso, o desenvolvimento de pesquisas a respeito de solicitações em placas de bases de pilares metálicos nas duas direções se faz necessário, para obter resultados mais próximos dos reais e garantir a estabilidade e segurança do sistema estrutural. A literatura científica brasileira carece de publicações que abordem o dimensionamento de bases de pilares de aço nos padrões das normas internacionais. Portanto, esse trabalho busca contribuir para a divulgação das metodologias de cálculo analítico existentes.

Fora a abordagem analítica, uma das maneiras de realizar a análise de estruturas é através da modelagem pelo Método de Elementos Finitos (MEF), que fornece resultados de tensão, deformação e deslocamento de uma estrutura. É uma técnica de análise numérica que fornece resultados utilizados para identificar pontos de concentração de tensão, entender o comportamento da estrutura diante de um carregamento e fazer com que seja possível otimizar peças antes mesmo de fabricá-las (ENSUS, 2021).

Uma forma de validação dos métodos analíticos e numéricos é através de resultados obtidos com ensaios experimentais (comportamento real), pois dessa forma é possível comparar os valores encontrados nas expressões analíticas e na modelagem numérica, e calibrar os mesmos.

Dentro das linhas de pesquisa do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Passo Fundo (PPGEng UPF), o estudo abordou um tema que faz parte da grande área de Gestão de Estruturas da Infraestrutura, buscando contribuir para o aperfeiçoamento de métodos de dimensionamento de ligações de aço, mais especificamente, placas de base.

1.2 Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho foi avaliar o comportamento estrutural da placa de base de pilares de aço submetidos ao carregamento biaxial.

Os objetivos específicos foram:

- a) Realizar uma revisão bibliográfica sobre os métodos de cálculo analíticos de placas de base das Normas Internacionais (AISC e Eurocode);
- b) Dimensionar as placas de base de forma numérica pelo Método dos Elementos Finitos baseado em Componentes (CBFEM);
- c) Analisar o comportamento das placas de base submetidas a ações unidirecionais no eixo de menor inércia.

1.3 Visão geral dos capítulos

A presente dissertação está organizada em seis capítulos.

No primeiro capítulo é apresentada a introdução do tema do trabalho, bem como o objetivo e a organização da dissertação.

O segundo capítulo contém a revisão bibliográfica sobre as bases das colunas, e o dimensionamento analítico de acordo com o AISC – Steel Design Guide 1, e o Eurocode3 – Parte 1-8. Contempla também, a análise numérica pelo método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM).

O terceiro capítulo apresenta o dimensionamento analítico realizado de acordo com a norma americana e com a norma europeia de um modelo que é validado com resultados de testes experimentais realizados por Bajer et. al (2014) na Universidade de Tecnologia de Brno, o qual é submetido a aplicação de um momento fletor no eixo de maior inércia, além de uma carga axial de compressão. Os resultados são comparados com os resultados obtidos pelo software IDEASTatica, através de um modelo numérico.

No quarto capítulo é realizado uma análise numérica de dezesseis modelos com diferentes configurações (tipo de perfil, tamanho de placa de base, espessura da placa de base, quantidade de chumbadores, diâmetro dos chumbadores e tamanho do bloco de fundação), com três carregamentos aplicados, momento biaxial + carga axial, momento uniaxial no eixo de menor inércia + carga axial e momento uniaxial no eixo de maior inércia + carga axial, pelo método das componentes baseado em elementos finitos – CBFEM, através do uso do software IDEASTatica. Os resultados de tensão máxima no perfil, tensão máxima na placa, tração no chumbador e tensão no bloco de concreto são verificados e comparados através de gráficos de dispersão.

No quinto capítulo é realizada uma abordagem estatística de análise de correlação das variáveis e análise de variância, através do teste de Kruskal Wallis e do teste de Wilcoxon para verificar se existe diferença estaticamente significativa nos resultados dos dados obtidos.

O sexto e último capítulo apresenta as conclusões do trabalho e alguns aspectos que devem ser aprimorados em trabalhos futuros sobre o tema.

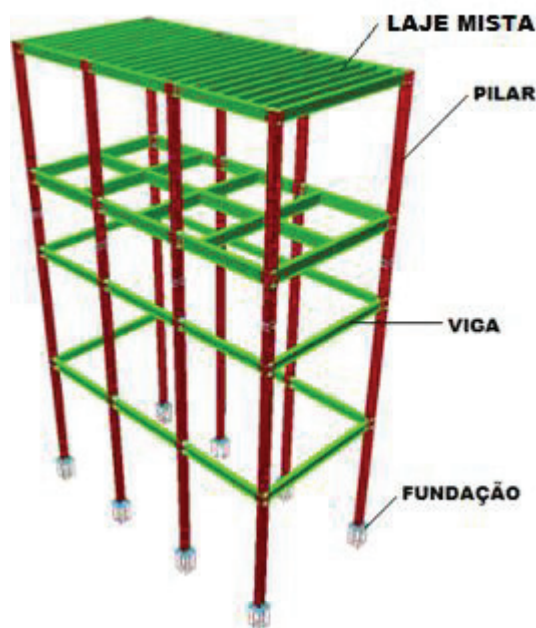
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A estrutura de uma edificação é composta de elementos com funções bem definidas: receber, suportar e transferir cargas. Os elementos estruturais mais frequentes em uma edificação são:

- Laje: elemento horizontal que suporta diretamente as cargas verticais do piso, e é solicitado predominantemente à flexão.
- Viga: elemento horizontal que liga os vãos entre os pilares, dando apoio às lajes, às paredes e a outras vigas. Solicitado predominantemente à flexão, conduz suas cargas até os pilares.
- Pilar: elemento vertical que fornece apoio às vigas. Solicitado predominantemente à compressão, transfere seus esforços para as fundações.
- Fundação: elemento que tem a missão de receber as cargas dos pilares e transferir para o solo, podendo ser superficial ou profunda.

Os elementos estruturais de uma edificação podem ser vistos na Figura 3.

Figura 3 - Elementos Estruturais



Fonte: AZRC Tech Engenharia (2019)

Um dos elementos estruturais mais importantes nas estruturas de aço é a base do pilar, principalmente quando é projetada para resistir aos momentos fletores. As cargas aplicadas no

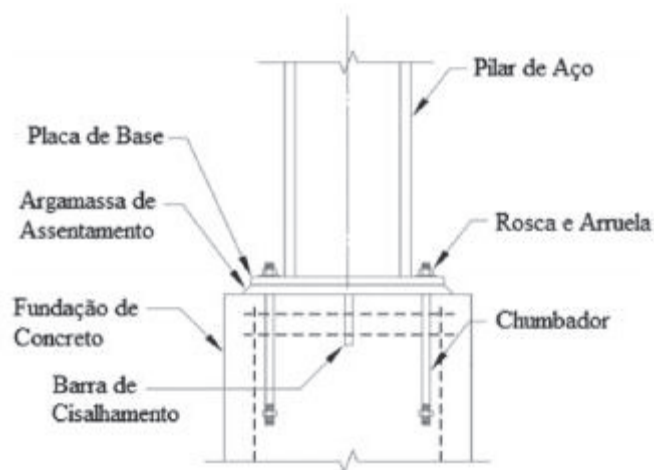
pilar devem ser transferidas pelos chumbadores e pela placa de base para a fundação de concreto.

Este capítulo apresenta os seus principais elementos, bem como, são descritas as características mais significativas de cada um deles.

2.1 Componentes de uma base de pilar de aço

A base de um pilar de aço, geralmente é formada pelos seguintes elementos: pilar de aço, placa de base, chumbador, porca e arruela, fundação em concreto e barra de cisalhamento, como podem ser vistos na Figura 4.

Figura 4 - Componentes de uma base de pilar de aço

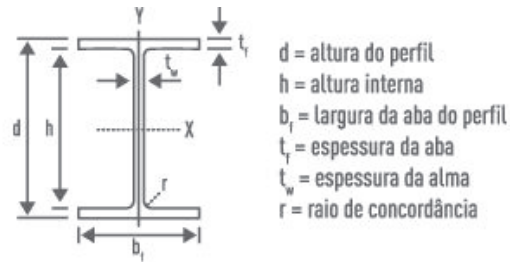


Fonte: Adaptado de Fisher e Kloiber (2006)

2.1.1 Pilar de aço

O pilar é um elemento estrutural vertical utilizado para receber os esforços atuantes em uma edificação e transferi-los para outros elementos, como a fundação. Dentre os pilares de aço, podem ser utilizados diversos perfis metálicos, como por exemplo perfis tubulares, quadrados, retangulares, entre outros (Figura 5).

Figura 5 - Perfil I de abas paralelas

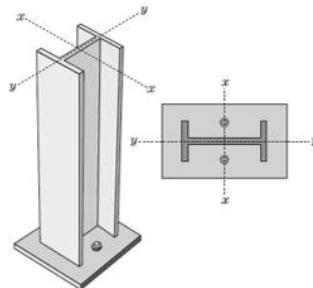


Fonte: Aço Ideal (2019)

2.1.2 Placa de base

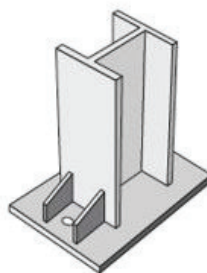
A placa de base é uma chapa de aço soldada ao pilar. Trata-se de um elemento utilizado para distribuir o carregamento proveniente de pilares metálicos ao bloco de concreto da fundação e garantir a fixação da extremidade inferior do pilar neste bloco (Figura 6). O carregamento deve ser distribuído de tal forma que se evite o esmagamento do concreto. As mesmas podem ser de qualquer tipo de aço estrutural e possuem diversas espessuras, as mais utilizadas variam entre $\frac{3}{4}$ " até $2 \frac{1}{2}$ ". Quando os esforços são grandes, pode-se utilizar enrijecedores, como na Figura 7.

Figura 6 - Placa de base de Perfil I



Fonte: Slideplayer (2019)

Figura 7 - Placa de base de Perfil I com enrijecedor

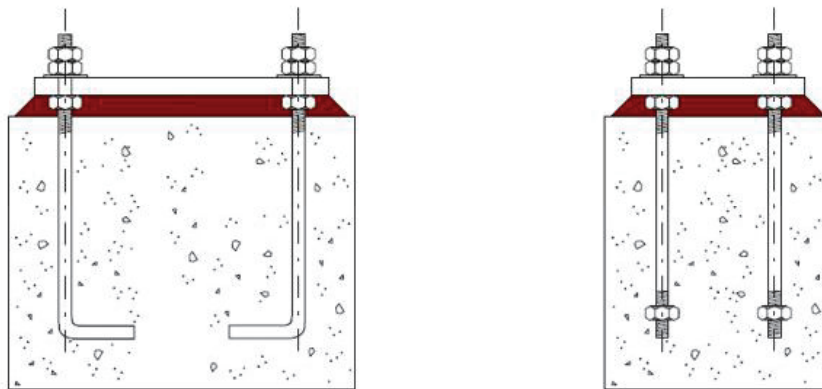


Fonte: Slideplayer (2019)

2.1.3 Parafusos de Ancoragem

Segundo Bellei (2006), chumbadores ou parafusos de ancoragem são barras que têm por finalidade fixar as placas de base dos pilares às fundações, transferindo os esforços de arrancamento da estrutura e podem ser dimensionados para as seguintes formas: cisalhamento, tração e tração com cisalhamento. Eles podem ter gancho reto ou rosca e porca, como pode ser visto na Figura 8.

Figura 8 - Chumbador com gancho reto e chumbador com rosca e porca



Fonte: Slideplayer (2019)

As porcas geralmente são sextavadas e possuem um furo roscado que serve para prender a barra rosca (chumbador) na placa de base. São fabricadas em diversos materiais e podem ou não receber banhos de galvanização ou zincagem para protegê-las contra a oxidação. A arruela tem a função de distribuir igualmente a força de aperto entre a porca, o chumbador e a placa de base, geralmente fabricada em aço-carbono (Figura 9).

Figura 9 - Barra rosca, porca e arruela



Fonte: Telhanorte (2019)

2.1.4 Fundação de Concreto

O bloco de concreto tem a função de transferir as cargas provenientes da estrutura para o solo, sendo dimensionado de acordo com as condições específicas de cada solo.

2.2 Estado da Arte

Nesta revisão bibliográfica são apresentados, brevemente, alguns estudos de Hassan et. al (2021), Seco (2019), Piana e Calenzani (2018), Lim et al. (2017), Tsavdaridis et al (2016), Bahia (2016), Bajer et. al (2014), Amaral (2014), Piana et al. (2013), Kanvinde et al. (2012) e Choi e Choi (2012), relacionados ao tema em questão.

Hassan et. al (2021), apresentou um novo método baseado em simulações de elementos finitos realizado no software PROFIS, validado com resultados experimentais, para caracterizar a distribuição de tensões internas e as forças ocorridas nos chumbadores em placas de base submetidas a flexão biaxial e compressão axial, levando em conta a abordagem do Design Guide 1 – AISC. O método proposto aplica um padrão pré-determinado de força de tração nos chumbadores, em conjunto com um bloco sob compressão.

Seco (2021) realizou um estudo experimental com dois corpos de prova para cada condição de carregamento: momento fletor no eixo de maior inércia, momento fletor no eixo de menor inércia e momento fletor biaxial, variando apenas a espessura da placa de base de 10 e 20 mm, para avaliar o impacto da flexibilidade da placa de base. Durante os testes foram acompanhados os deslocamentos verticais da coluna e do bloco de concreto, bem como deslocamentos horizontais da placa de base, a força vertical aplicada no topo da coluna e as deformações axiais na base do perfil de aço da coluna. Na sequência, ela realizou um estudo numérico, propondo, por fim, um modelo analítico baseado no Método das Componentes do Eurocódigo 3 Parte 1-8, para calcular a resistência das placas de base da coluna sob momentos de flexão uniaxial e biaxial. A natureza conservadora do modelo é demonstrada comparando as previsões do modelo com resultados experimentais e numéricos.

Piana e Calenzani (2018) apresentaram duas metodologias para o dimensionamento de bases de pilares que consideram as hipóteses de distribuição de tensões de contato uniforme e linear entre a placa de base e o concreto. Um programa computacional foi desenvolvido para dimensionar bases de pilares de aço considerando essas duas hipóteses. A implementação computacional dos fluxogramas de cálculo foi realizada com a linguagem Visual Basic. O programa permite o dimensionamento das bases para casos de solicitação de: tração pura,

compressão pura, tração com momento fletor e compressão com momento fletor. O programa foi validado com exemplos resolvidos manualmente e 200 bases foram dimensionadas para análise das metodologias. Foi detectada a existência de um intervalo para o qual a metodologia que considera a distribuição linear de tensões não é apropriada. Fora deste intervalo, observou-se pouca divergência entre os resultados.

Lim et al. (2017) realizaram um estudo experimental sobre a avaliação do desempenho sísmico de seis placas de base de coluna de estruturas de aço de pequeno porte, com chumbadores em forma de L e aplicação de cargas cíclicas, pois a maioria dos edifícios baixos são projetados sem a consideração adequada em relação à resistência sísmica. As variáveis utilizadas foram a espessura da placa de base, a presença ou não de nervuras e o comprimento dos chumbadores. Como resultado, verificou-se que o desempenho estrutural das ligações foi influenciado pela espessura da placa de base e pela ancoragem dos chumbadores. Os chumbadores com fixação roscada em forma de L demonstraram um desempenho melhor que os de barra redonda lisa.

Tsavdaridis et al (2016), realizaram uma abordagem analítica da rigidez do chumbador e da placa de base de aço calculada sob tração. Para isso, empregaram o método das componentes para estudar o comportamento da ligação da placa de base considerando os chumbadores submetidos à tração. O modelo de elementos finitos foi validado pelos resultados experimentais obtidos por Petersen et al. (2013). Foram utilizados modelos tridimensionais no software ABAQUS v6 e os resultados foram comparados com o software SAP2000. Como resultado, foi obtido que a profundidade de embutimento do chumbador afeta o modo de falha. A equação matemática proposta prova que os chumbadores podem ser representados por modelos de massa-mola levando em consideração a rigidez do chumbador e do concreto, simplificando a modelagem das ligações da placa de base.

Bahia e Júnior (2016) desenvolveram um roteiro de cálculo para dimensionamento de placas de base, chumbadores e solda, seguindo as orientações de Fisher e Kloiber (2006), determinados para situações de pequena, média e grande excentricidade. Foram considerados pilares de seções tubulares (retangulares e circulares) e suas ligações com as fundações. A partir do roteiro de cálculo apresentado, os procedimentos de dimensionamento foram implementados a um programa computacional Microsoft Visual Basic 2012 e comparados com exemplos da literatura.

Bajer et. al (2014) realizaram um programa experimental em placas de base de coluna submetidas a força de compressão e flexão uniaxial / biaxial na Brno University of Technology. As placas de base dos pilares testadas foram fixadas à fundação de concreto armado por meio

de quatro chumbadores. Uma carga axial de 400 kN foi inicialmente aplicada e, em seguida, uma carga horizontal foi aumentada até a ruptura, criando momentos de flexão uniaxial ou biaxiais. Os quatro ensaios tinham as mesmas características geométricas. A falha ocorreu devido à ruptura dos chumbadores e escoamento da placa de base a flexão. Fissuras também foram observadas na fundação de concreto. Para momento fletor no eixo de maior inércia, os resultados obtidos com os dois corpos de prova com a mesma geometria são bastante próximos. Na presença de momento fletor biaxial, a capacidade de rotação dos dois corpos de prova é bastante diferente, principalmente devido à variabilidade do material. As propriedades mecânicas (rigidez rotacional e resistência) obtidas na presença de momento fletor biaxial são menores do que na presença de momento fletor uniaxial na maior inércia, principalmente devido às modificações do braço de alavanca da ligação. No entanto, o tipo de modo de falha não foi afetado por esta orientação.

Amaral (2014) desenvolveu um procedimento para calcular o momento resistente de uma placa de base de coluna sob flexão biaxial, levando em consideração as prescrições do Eurocode 3 no que diz respeito ao projeto de ligações de placas de base. Um modelo numérico foi desenvolvido no software ABAQUS e validado com os dados obtidos de experimentos realizados na Universidade de Tecnologia de Brno (Bajer et al., 2014). Os experimentos incluíram dois ensaios de flexão normal (apenas no eixo de maior inércia) e dois ensaios de flexão biaxial. Os modelos submetidos apenas a flexão no eixo de maior inércia, tiveram aplicação de uma carga axial de compressão e uma carga horizontal que gera um momento. Os resultados obtidos (capacidade de momento e rigidez inicial) foram comparados com os resultados do método das componentes. Posteriormente, foram analisados os modelos submetidos a flexão biaxial e com os resultados, foi possível propor uma curva de interação que permite obter a resistência das placas de base dos pilares submetidos a flexão biaxial, modificando o método das componentes existente para que seja adequado para esse tipo de solicitação. A validação desse método proposto foi realizada com os resultados obtidos a partir de análises não lineares realizadas no software ABAQUS.

Piana et al. (2013) abordaram o dimensionamento de bases de pilares de aço em perfil I, H ou tubular retangular e circular, sujeitos a esforços de tração, compressão ou uma combinação destes com momento fletor de pequena e grande excentricidade. Dispositivos de resistência ao cisalhamento, como chumbadores e placas de cisalhamento, também foram dimensionados. Os procedimentos para cálculo dos elementos das bases de pilares são listados em fluxogramas de dimensionamento. Os fluxogramas foram implementados em um programa

computacional Microsoft Visual Basic Express 2010, que foi validado com exemplos da literatura. O programa busca otimizar o dimensionamento de bases de pilares.

Kanvinde et al. (2012) realizaram uma abordagem para caracterizar a flexibilidade rotacional das ligações da placa de base de uma coluna. O método utilizou os procedimentos de projeto existente, de modo que a rigidez rotacional pudesse ser calculada com um simples esforço após a conclusão do projeto. O método foi validado com os resultados encontrados em nove experimentos, que leva em consideração parâmetros como tamanho e espessura da placa de base, nível de carga axial, resistência do chumbador e resistência do concreto. O método é particularmente preciso para condições em que a razão entre o momento e a carga axial é grande, enquanto superestima a rigidez das ligações com carga axial alta, em relação ao momento aplicado.

Choi e Choi (2012) realizaram um estudo experimental sobre o comportamento inelástico para bases de pilares de aço submetidos a cargas tridimensionais. Neste estudo, as bases de coluna, foram submetidas a diferentes tipos de falha: escoamento do chumbador e escoamento da placa de base. Foi desconsiderado o efeito da fundação e utilizado um bloco de aço suficientemente rígido. Os experimentos foram conduzidos em duas séries uniaxiais e cinco biaxiais de testes de carregamento cíclico quase estáticos, com diferentes condições de carregamento. Os atuadores hidráulicos colocados ao longo dos eixos X e Y aplicaram flexão lateral e o terceiro atuador hidráulico, que foi colocado ao longo do eixo Z, aplicou carregamento axial de compressão e tração ao corpo de prova. Como resultado, o comportamento de bases de coluna sob tração combinada com carga lateral, foi relativamente inferior, em comparação com outros casos de carregamento, pois o chumbador falhou prematuramente.

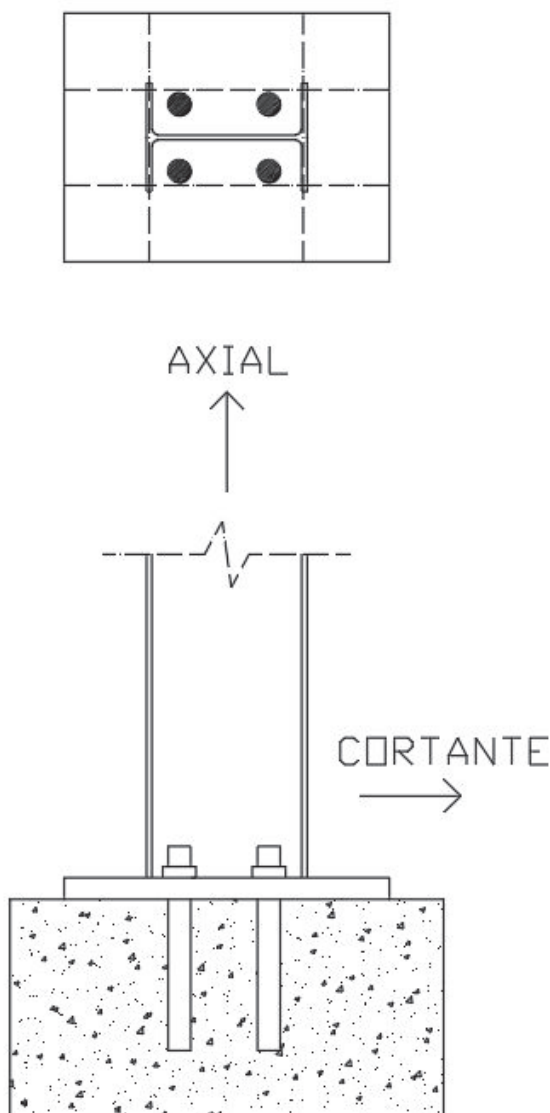
2.3 Formulação Analítica de acordo com o Steel Design Guide 1

Para realizar o projeto e o dimensionamento de placa de base de pilares de aço, a NBR 8800:2008 recomenda como texto de interesse o guia de projeto em aço de Fisher e Kloiber (2006).

Para determinar os esforços resistentes da ligação, respeitando os estados limites, é necessário inicialmente caracterizar o tipo de ligação. As bases de pilares podem ser classificadas em duas categorias:

I. Bases rotuladas ou flexíveis, é o tipo de ligação destinada a transferir à fundação ações horizontais e verticais (Figura 10).

Figura 10- Base de Perfil I ou H rotulada

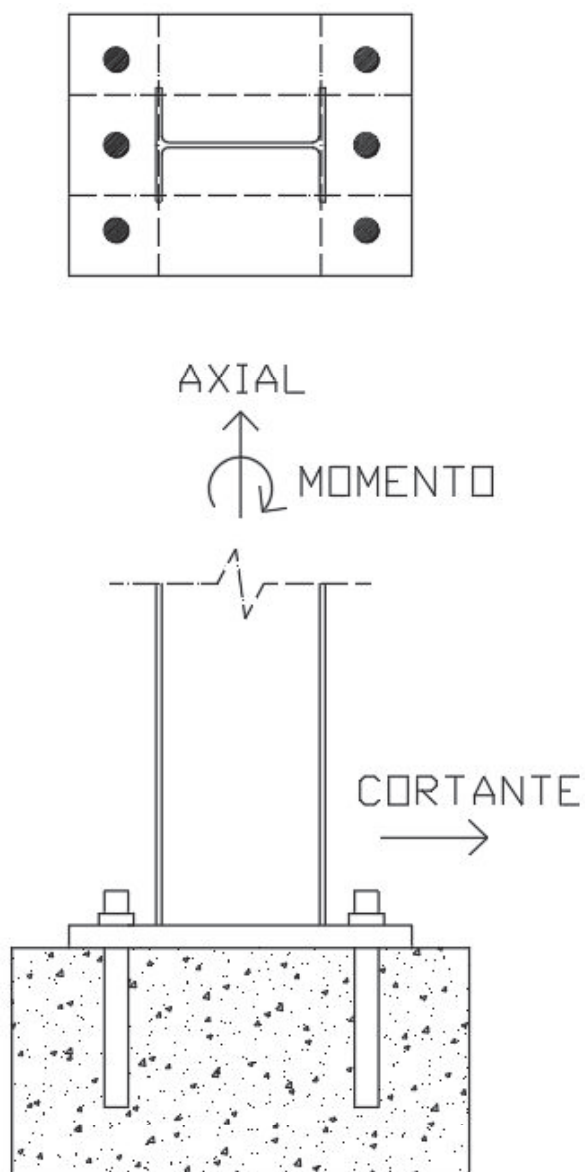


Fonte: O autor.

As bases flexíveis ou rotuladas são aquelas que transmitem uma baixa restrição ao giro, em função da proximidade dos chumbadores. Isso acontece quando a placa de base é carregada axialmente. A força é perpendicular à placa e passa exatamente pelo centro de gravidade da seção transversal do pilar. Na prática, bases flexíveis são geralmente detalhadas com quatro chumbadores para se obter estabilidade durante a montagem e garantir a verticalidade do pilar. Em teoria, não é necessário o uso de chumbadores e a sua resistência é desprezada no cálculo.

II. Bases engastadas ou rígidas: é o tipo de ligação utilizada para transferir momento fletor à fundação, além de ações verticais e horizontais (Figura 11).

Figura 11- Base de Perfil I ou H Engastada

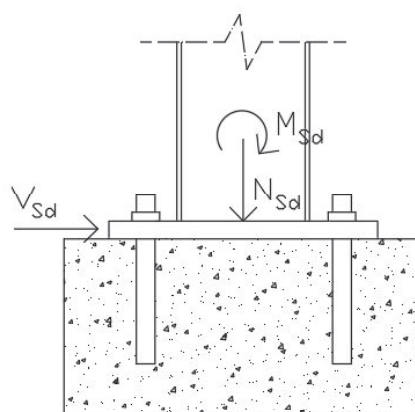


Fonte: Adaptado de Fisher e Kloiber (2006)

Bases rígidas ou engastadas são utilizadas para resistir além do carregamento axial, ao momento fletor e oferecem restrição ao giro. Quando comparadas com as bases flexíveis, geralmente possuem uma espessura maior, podendo ter também uma quantidade maior de chumbadores e ocasionalmente possuírem enrijecedores.

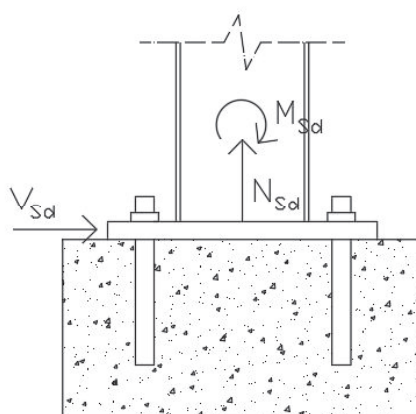
Para determinar a rigidez da ligação e classificá-la, deve-se avaliar os esforços solicitantes: esforço cortante (V_{sd}), momento fletor (M_{sd}) e esforço normal (N_{sd}) que pode ser compressão (Figura 12) ou de tração (Figura 13).

Figura 12 - Esforços solicitantes da estrutura com esforço normal de compressão



Fonte: O autor.

Figura 13- Esforços solicitantes da estrutura com esforço normal de tração



Fonte: O autor.

A classificação da rigidez é estabelecida pela excentricidade que pode ser obtida através da equação 1:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \quad (1)$$

Onde:

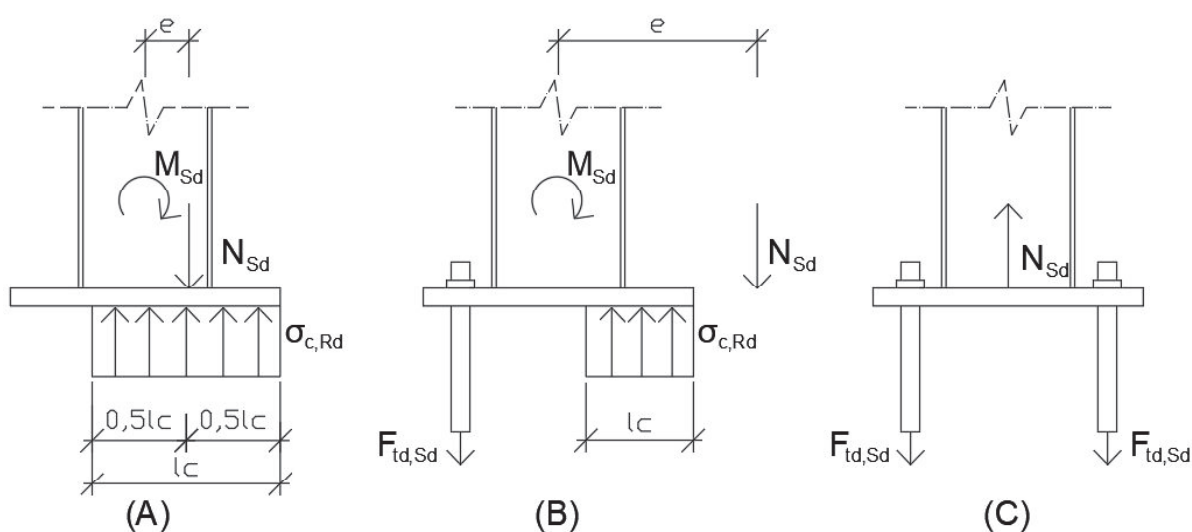
- M_{Sd} é o Momento solicitante de cálculo;
- N_{Sd} é o Esforço normal solicitante de cálculo.

O valor da excentricidade, demonstra se o ponto teórico da aplicação da força normal coincide ou não com o centro de gravidade da seção transversal do pilar, quanto maior o valor

da excentricidade, mais afastado do centro de gravidade da seção transversal será a aplicação da força normal, como pode ser visto na Figura 14.

A análise da excentricidade é diferente para as situações de tração e de compressão. Em peças comprimidas, caso a excentricidade seja pequena, pode-se utilizar ancoragens construtivas. Se a excentricidade for grande, não é possível considerar uma distribuição contínua de tensões, assim, a resultante de tração é absorvida pelos chumbadores. Para as peças tracionadas, os chumbadores sempre serão solicitados, independente da excentricidade.

Figura 14 – (A) caso em que a excentricidade é pequena (B) caso em que a excentricidade é grande (C) peça tracionada



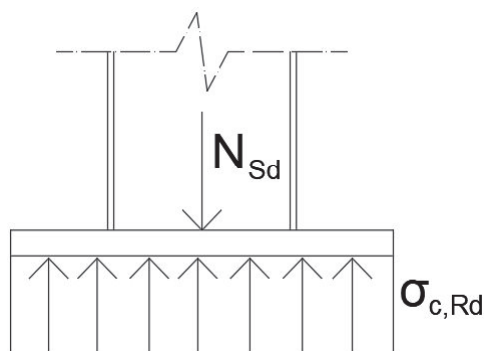
Fonte: O autor.

2.3.1 Placas de base submetidas à esforços de compressão

Para o dimensionamento de placas de base submetidas à esforço de compressão (Figura 15), duas propriedades de resistência são importantes: o limite de escoamento do aço da placa de base e a tensão resistente a compressão do concreto na interface entre a placa e o bloco de fundação.

Sabendo o valor do esforço axial de compressão (N_{Sd}) e a tensão resistente do concreto de projeto, é possível determinar a área mínima da placa de base (Equação 2) para que o estado limite último de esmagamento do concreto não seja atingido, considerando uma distribuição uniforme das tensões de compressão.

Figura 15- Placa de base submetida a esforço de compressão



Fonte: O autor.

$$A_{1,mín} = \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd}} \quad (2)$$

Onde:

- $A_{1,mín}$ é a área mínima da placa de base;
- N_{Sd} é o valor do esforço axial de compressão;
- $\sigma_{c,Rd}$ é a tensão resistente do concreto, conforme Equação 3.

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \quad (3)$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência característica do concreto;
- γ_n é um coeficiente de comportamento, igual a 1,40;
- γ_c é o coeficiente de ponderação do concreto, para combinação normal é igual a 1,40, demais casos ver tabela 12.1 da NBR 6118:2014 .

Existem três casos para placa de base submetidas apenas a compressão:

Caso I: $A_2 = A_1$

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

Conservadores consideram, $A_1 = A_2$ (Caso I). No entanto, isso resulta em dimensões maiores para as placas de base. As menores dimensões ocorrem quando a relação entre o concreto e a placa de base é ≥ 4 , ou seja, $A_2 \geq 4A_1$ (Caso II). Em muitos casos, A_2 é maior do que A_1 , mas menor do que $4A_1$, o que leva ao Caso III.

Caso I: $A_2 = A_1$

Inicialmente calcula-se a área mínima da placa, conforme a Equação 2. Em seguida, define-se as dimensões da placa de base l_x e l_y (ver Figura 16) que são determinadas pelas Equações 4, 5 e 6:

$$l_x = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (4)$$

Onde:

- l_x - é o comprimento da placa de base no eixo x;
- Δ (cm) ver Equação 6;

$$\Delta = 0,5 (0,95d - 0,8bf) \quad (5)$$

Onde:

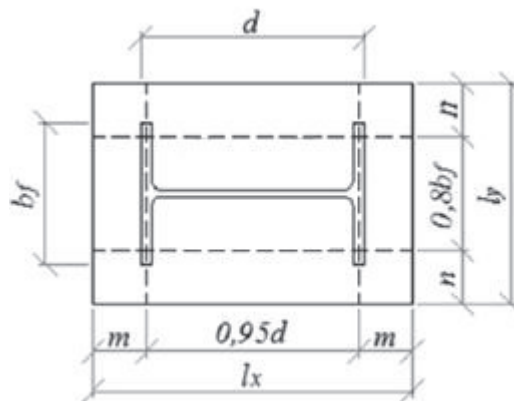
- d - é a altura do perfil I ou H;
- bf - é a largura da mesa do perfil I ou H;

$$l_y = A_1/l_x \quad (6)$$

Onde:

- l_y - é o comprimento da placa de base no eixo y;

Figura 16 - Variáveis para dimensionamento da placa de base



Fonte: Adaptado de Fisher e Kloiber (2006)

A verificação da tensão atuante no concreto é dada pela relação vista na Equação 7:

$$\frac{N_{Sd}}{l_x x l_y} < \sigma_{c,Sd} \quad (7)$$

Onde:

– $\sigma_{c,Sd}$ é a tensão solicitante de cálculo do concreto.

A placa de base deve ter espessura suficiente para resistir à flexão nas suas seções críticas, as linhas tracejadas da Figura 16. O momento solicitante de cálculo para uma faixa de largura unitária da placa é dado pela Equação 8.

$$M_{Sd} = \sigma_{c,Sd} \frac{lmáx^2}{2} \quad (8)$$

Para determinar o $lmáx$, calcula-se os parâmetros m (Equação 9), n (Equação 10), e $\lambda n'$ (Equação 11), ilustrados na Figura 16, sendo que o maior valor entre eles é o $lmáx$.

$$m = (l_x - 0,95d)/2 \quad (9)$$

$$n = \frac{l_y - 0,8bf}{2} \quad (10)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{dbf}}{4} \quad (11)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1-x}} \leq 1 \quad (12)$$

$$x = \left\{ \frac{4dbf}{(d+bf)^2} \right\} \frac{\sigma_{c,Sd}}{\frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_m} \sqrt{A_2/A_1}} \quad (13)$$

É conservador adotar $\lambda = 1$.

A Equação 14, fornece a espessura mínima ($tp\ mín$) necessária para a placa de base.

$$tp \text{ mín} = l \text{ máx} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (14)$$

Onde:

- f_y é a tensão de escoamento do aço;
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência do aço relativo ao estado limite último (ELU) para combinação normal é igual a 1,15, demais casos ver tabela 12.1 da NBR 6118:2014.

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Inicialmente calcula-se a área mínima da placa de base, conforme a Equação 15.

$$A_{1,mín} = \frac{N_{sd}}{2 \sigma_{c,Rd}} \quad (15)$$

Após, determina-se as dimensões de l_x e l_y , da mesma forma que no caso I.

Com essas dimensões definidas, verifica-se a área suficiente para aplicabilidade do caso II ($A_2 \geq 4A_1$). Se atender a condição, utiliza-se a Equação 15, para fornecer a espessura mínima ($tp \text{ mín}$) necessária para a placa de base.

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

De acordo com a NBR 8800:2008, o efeito do confinamento no concreto oferece um aumento em sua resistência e é considerado quando a área superficial do bloco de concreto, A_2 , é maior do que a área superficial da placa de base, A_1 . Portanto, a Equação 3 pode ser multiplicada por $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$ quando esse efeito for considerado, respeitando o limite máximo estabelecido conforme Equação 16.

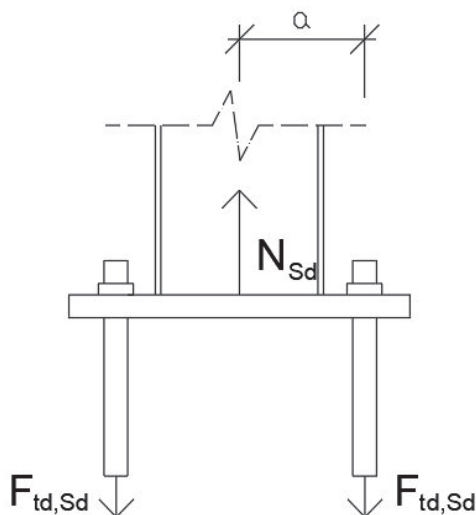
$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{A_2/A_1} \leq f_{ck} \quad (16)$$

Da mesma forma, que no caso I, a área mínima da placa de base é determinada pela Equação 15. Na sequência, determina-se as dimensões de l_x e l_y , da mesma forma que no caso I. Verifica-se a área obtida é suficiente para aplicabilidade do caso III ($A_1 < A_2 < 4A_1$). Se atender a condição, utiliza-se a Equação 14, para fornecer a espessura mínima ($tp \text{ mín}$) necessária para a placa de base.

2.3.2 Placas de base submetidas à esforços de tração

Além da placa de base, é necessário verificar também a atuação dos chumbadores, pois nesse caso passam a atuar juntamente com a placa de base para resistir aos esforços de tração, conforme visto na Figura 17.

Figura 17- Placa de base submetida a esforço de tração



Fonte: O autor.

Para o dimensionamento da placa de base, calcula-se, primeiramente, a força atuante em cada chumbador, conforme Equação 17.

$$F_{td,Sd} = \frac{N_{t,Sd}}{n_b} \quad (17)$$

Onde:

- $N_{t,Sd}$ é o valor do esforço axial de tração;
- n_b é o número de chumbadores.

Os chumbadores devem ser verificados a tração, conforme Equação 18.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75fuAc}{\gamma_{a2}} \quad (18)$$

Onde:

- $F_{t,Rd}$ é a força resistente a tração de cada chumbador;
- fu é a resistência à tração do aço;

– A_c é a área de cada chumbador;

– γ_{a2} é o coeficiente de ponderação da resistência relativo a estados limites de ruptura, igual a 1,35.

Para o cálculo da espessura mínima da placa, deve ser utilizado a Equação 19.

$$t_p, \text{mín} = \sqrt{\frac{4n_b F_{t,Sd} \left(a - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right)}{l_y (f_y / \gamma_{a1})}} \quad (19)$$

Onde:

– a é a distância entre o chumbador e o centro da placa de base (ver figura 17);

2.3.3 Placas de base submetidas à esforços de compressão e momento fletor

Quando existe excentricidade (Equação 1), a compressão pode vir acompanhada de momento fletor. Para isso, a distância da resultante de tensões de contato entre a placa e o bloco de concreto ao centro da placa é definida pela variável ε , dada pela Equação 20.

$$\varepsilon = \frac{l_x}{2} - \frac{l_c}{2} \quad (20)$$

Onde:

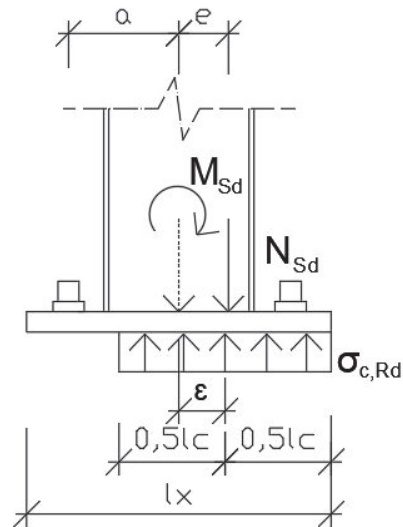
– l_c é o comprimento da placa sujeito à pressão de contato, conforme pode ser visto na Figura 18.

Para não haver esmagamento do concreto, o menor comprimento de contato $l_c, \text{mín}$ é dado pela Equação 21.

$$l_c, \text{mín} = \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd} l_y} \quad (21)$$

Enquanto a excentricidade não atinge seu valor máximo $e \leq \varepsilon \text{máx}$, a situação é de pequena excentricidade, o equilíbrio do vínculo é possível sem a introdução de forças de tração nos chumbadores, conforme visto na Figura 18.

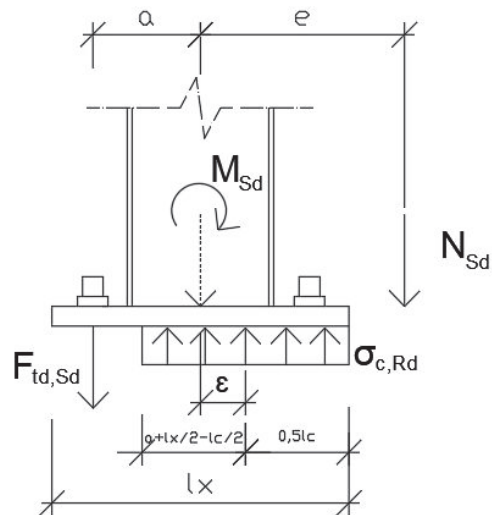
Figura 18 - Pequena excentricidade na placa de base submetida a esforço de compressão



Fonte: O autor.

Já, quando $e \geq \varepsilon_{\text{máx}}$, ocorre grande excentricidade, e os chumbadores tornam-se indispensáveis para garantir a estabilidade da base e resistir aos esforços de tração, conforme visto na Figura 19 e dimensionado pela Equação 22.

Figura 19 - Grande excentricidade na placa de base submetida a esforço de compressão



Fonte: O autor.

$$\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{l_x}{2} - \frac{N_{Sd}}{2\sigma_{c,Rd} \cdot l_y} \quad (22)$$

Nas placas comprimidas com pequena excentricidade ($e \leq \varepsilon \text{ máx}$), e será sempre igual a ε e lc pode ser calculado a partir da Equação 23:

$$lc = lx - 2e \quad (23)$$

O valor da tensão solicitante de cálculo do concreto para essas placas é calculado pela Equação 24.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{l_y * lc} \quad (24)$$

A espessura mínima da placa de base é obtida, comparando-se o momento fletor solicitante de cálculo (Equação 25), com o momento de plastificação de cálculo da placa de base na Equação 26.

$$M_{Sd} = \sigma_{c,Sd} \frac{lmáx^2}{2} \quad (25)$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y * tp^2}{4\gamma_{a1}} \quad (26)$$

Para $lc \geq lmáx$ (Equação 27)

$$tp \text{ mín} = lmáx \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (27)$$

Quando $lc \leq lmáx$ (Equação 28)

$$tp, \text{mín} = \sqrt{\frac{4\sigma_{c,Sd} lc (lmáx - \frac{lc}{2})}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (28)$$

Nas placas comprimidas com grande excentricidade ($e > \varepsilon \text{ máx}$), a tensão solicitante de cálculo do concreto é igual à resistente ($\sigma_{c,Sd} = \sigma_{c,Rd}$) e o comprimento de contato é obtido a partir da condição de equilíbrio do momento em relação à linha de ação da força de tração

desenvolvida nos chumbadores, conforme Equação 29 e visto na Figura 19:

$$lc = \left(a + \frac{lx}{2}\right) \pm \sqrt{\left(a + \frac{lx}{2}\right)^2 - \frac{2Nc_{,sd} (e + a)}{qm\acute{a}x}} \quad (29)$$

Onde:

- a é a distância dos chumbadores ao centro da placa
- $qm\acute{a}x$ é o produto de $\sigma c_{,rd}$ por l_y

O cálculo da espessura da placa é realizado da mesma forma que para as placas comprimidas com pequena excentricidade, mas deve ser verificado se a espessura da placa é suficiente para resistir ao esforço de tração nos chumbadores. A força de tração em cada chumbador é calculada conforme Equação 30.

$$F_{t,sd} = \frac{2(\sigma c_{,rd} l_y lc - N_{sd})}{nb,eq} \quad (30)$$

Onde

- nb,eq é igual ao número total de chumbadores

Considerando a tração nos chumbadores, Fisher e Kloiber (2006) prescrevem a utilização da Equação 31.

$$tp, m\acute{i}n = \sqrt{\frac{4 nb,eq F_{t,sd} \left(a - \frac{d}{2} + \frac{tf}{2}\right)}{l_y (f_y / \gamma_{a1})}} \quad (31)$$

2.4 Dimensionamento de acordo com o Eurocode3 Part 1-8 (EN 1993-1-8)

De acordo com Tsavdaridis et al (2016), o chamado método das componentes é a técnica analítica mais moderna para modelar o comportamento da ligação de aço e concreto, ele decompõe o modelo em um conjunto de modelos individuais de componentes básicos. As propriedades mecânicas (resistência, rigidez e capacidade de deformação) de cada componente são estudados individualmente, antes de serem combinados para definir as propriedades mecânicas do modelo geral.

O método das componentes consiste na construção de um modelo que pode ser descrito em três etapas:

- Identificação das componentes básicas para análise da ligação;
- Caracterização do comportamento das componentes, analisando a resistência, rigidez e ductilidade de cada componente;
- Associação das componentes para avaliação do comportamento geral da ligação.

As componentes, geralmente são divididas pelo tipo de carregamento (tração, compressão e cisalhamento), para placa de base, as componentes básicas segundo a EN 1993-1-8 são:

- Placa de base submetida a flexão e chumbadores submetidos a tração;
- Placa de base sob flexão e bloco de concreto sob compressão;
- Chumbadores em cisalhamento;
- Pilar em compressão.

2.4.1 Classificação das placas de base:

As placas de base podem ser classificadas de acordo com a resistência e de acordo com a rigidez:

A classificação de acordo com a resistência pode ser encontrada na EN 1993-1-8 item 5.2.3 como:

- Articulada se $M_{j,Rd} < 0,25M_{pl,Rd}$
- Resistência parcial se $0,25M_{pl,Rd} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$
- Resistência total: se $M_{j,Rd} > M_{pl,Rd}$

Onde:

$M_{pl,Rd}$ – é o valor de cálculo do momento plástico resistente do pilar;

$M_{j,Rd}$ – é o valor do cálculo do momento resistente do pilar.

A classificação de acordo com a rigidez, são descritos na EN 1993-1-8 item 5.2.2.5. A ligação é classificada como rígida se:

$$\lambda_0 \leq 0.5$$

$$0.5 < \lambda_0 < 3.93 \text{ e } S_{i,ini} \geq 7(2\lambda_0 - 1)EI_c/L_c$$

$$\lambda_0 > 3.93 \text{ e } S_{i,ini} \geq 48EI_c/L_c$$

Onde:

λ_0 é a esbeltez de um pilar em que ambas as extremidades estão articuladas;

I_c, L_c são a inércia da seção transversal do pilar e a altura do pilar, respectivamente.

Para todos os outros casos, a ligação é rígida se:

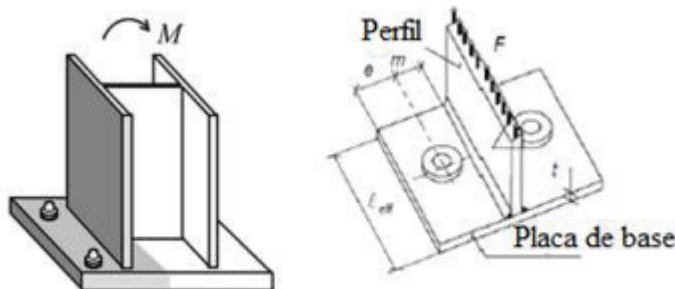
$$S_{i,ini} \geq 48EI_c/L_c$$

2.4.2 Placa de base submetida a flexão e chumbadores submetidos a tração

No caso em que a placa de base de um pilar é submetida a ação de um momento fletor, os chumbadores se fazem necessários para resistir aos esforços de tração, e a placa de base do pilar é deformada. Esta deformação consiste no alongamento dos chumbadores e na curvatura da placa de base (WALD, 2008).

O comportamento desta componente é descrito com a ajuda de um modelo *T-Stub*. A parte da tração é substituída por um modelo em seção *T-Stub* com uma largura de comprimento efetivo, l_{eff} , conforme pode ser visto na Figura 20, de modo que a capacidade de carga da seção em *T-Stub* seja idêntica à resistência da componente correspondente.

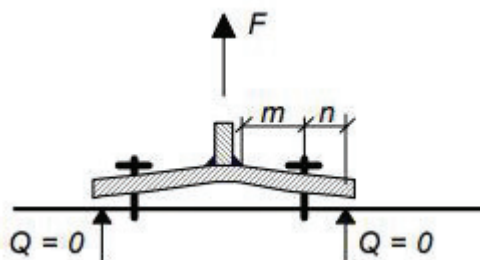
Figura 20 - Representação esquemática da seção em *T-Stub* submetida a Momento Fletor no eixo de maior inércia



Fonte: Wald, et. al (2014)

Existem dois modos de deformação da seção em *T-stub*. No primeiro caso, os chumbadores são considerados flexíveis e a placa de base rígida. Quando sujeita a tração, a placa é separada da fundação de concreto (ver Figura 21). No outro caso, a borda da placa está em contato com o concreto e tende a alavancar, o que significa que os chumbadores são carregados por uma força adicional de tração, Q .

Figura 21- Seção em T, separada do bloco de concreto



Fonte: Wald, et. al (2014).

O limite entre esses dois casos, de alavancar ou não, deve ser determinado e o comprimento do chumbador precisa ser calculado e comparado com o comprimento mínimo necessário para a existência de forças de alavanca.

Para encontrar esse limite, a força de alavanca, Q , é resolvida como a equação 33:

$$Q = \frac{F}{2} \frac{3(m^2n A_s - 2I)}{2n^2 A_s (3m + n) + 3LbI} \quad (33)$$

O limite entre alavancar e não alavancar é definido pela equação anterior quando $n = 1,25m$. Portanto, o comprimento mínimo para não alavancar é definido pela equação 34:

$$L_b = \frac{8,8 m^3 A_s}{l_{eff} t^3} \quad (34)$$

Onde:

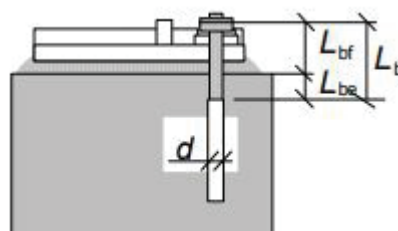
A_s - Área de aço do chumbador;

L_b - Comprimento equivalente do chumbador (ver figura 28)

l_{eff} - Comprimento equivalente da seção em T determinado com a ajuda do método da linha de rendimento, apresentado mais adiante.

O comprimento equivalente do chumbador, L_b , é calculado de acordo com a Figura 22 e pela equação 35:

Figura 22- Comprimento equivalente do chumbador



Fonte: Wald, et al (2008).

$$L_b = L_{be} + L_{bf} \quad (35)$$

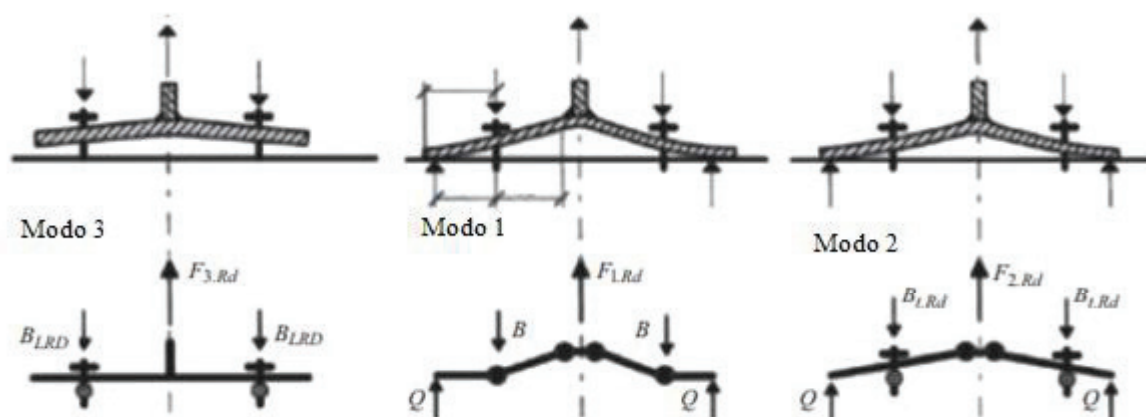
Onde:

$$L_{be} = 8d \quad (36)$$

2.4.2.1 Resistência da componente

No EN 1993-1-8, três mecanismos de colapso da seção em *T-stub* são descritos e mostrados na Figura 23. Esses modos também podem ser usados para seção em *T-stub* em contato com a fundação de concreto.

Figura 23 - Modos de falha da Seção em T



Fonte: Jayarajan (2016)

Esses modos de colapso são caracterizados como:

- Modo 1 - ocorre quando a seção em *T-stub* é composta por uma placa de base fina e chumbadores de grande resistência. O mecanismo de falha ocorre na placa. A fórmula 37 pode ser encontrada na Tabela 6.2, da EN 1993-1-8.

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (37)$$

- Modo 2 - é uma transição entre os modos 1 e 3. O colapso é causado pela falha mista dos chumbadores e da placa de base. A fórmula 38 pode ser encontrada na Tabela 6.2, da EN 1993-1-8.

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd+n} \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} \quad (38)$$

- Modo 3 - ocorre quando a seção em *T-stub* possui uma placa de base muito espessa e chumbadores fracos, por isso, a falha ocorre nos chumbadores. A fórmula 39 pode ser encontrada na Tabela 6.2, da EN 1993-1-8.

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad (39)$$

Onde, $m_{pl,Rd}$ (Equação 40) é a capacidade plástica do momento de flexão da placa de base por unidade:

$$m_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \frac{t^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

A capacidade plástica do momento para o Modo i ($i = 1, 2$), $M_{pl,i,Rd}$ é este valor multiplicado de acordo com seu $leff,i$ (Equação 41).

$$M_{pl,i,Rd} = \Sigma leff_i m_{pl,Rd} \Rightarrow M_{pl,i,Rd} = \Sigma leff_i \frac{1}{4} \frac{t^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (41)$$

$F_{T,Rd}$ (Equação 42) é a resistência de projeto de um único chumbador e é dado por (EN 1993-1-8 Tabela 3.4):

$$F_{T,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (42)$$

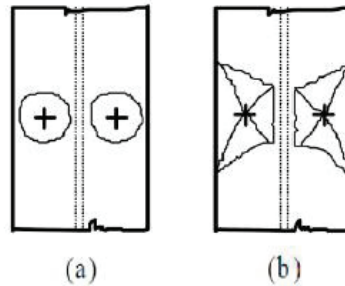
2.4.1.2 Comprimento efetivo da seção em *T-Stub*

O comprimento efetivo deve ser escolhido de acordo com o modo de falha da seção em *T-stub* e deve ser o menor valor obtido para os possíveis mecanismos de falha de cada modo.

Os padrões da linha de elasticidade são divididos em dois grupos (ver Figura 24):

- Padrões circulares – $l_{eff,cp}$;
- Padrões não circulares – $l_{eff,nc}$.

Figura 24 - Os padrões da linha de elasticidade: a) padrões circulares, b) padrões não circulares



Fonte: Wald et. al (2008)

A principal diferença entre eles está relacionada à influência das forças intrometidas.

- Modo 1: As forças de alavanca não têm influência no desenvolvimento de flexão na placa de base. Assim, tanto linhas de elasticidade circulares quanto não circulares podem ocorrer neste modo. O comprimento efetivo é dado pela equação 43 (EN 1993-1-8 Tabela 6.4):

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}, l_{eff,nc}) = \min(l_{p,1}; l_{p,2}; l_{p,3}; l_{p,4}; l_{p,5}; l_{p,6}; l_{p,7}) \quad (43)$$



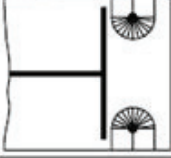
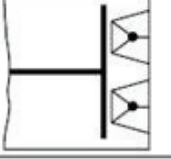
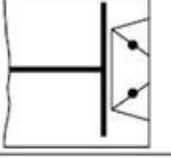
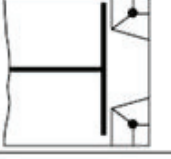
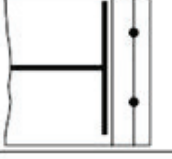
- Modo 2: As forças de alavanca são desenvolvidas nos chumbadores. Portanto, apenas padrões não circulares são possíveis no modo 2, uma vez que são os que permitem o desenvolvimento de forças de arrancamento.

O comprimento efetivo é dado pela equação 44 (EN 1993-1-8 Tabela 6.4):

$$l_{eff,2} = \min(l_{eff,nc}) = \min(l_{p,4}; l_{p,5}; l_{p,6}; l_{p,7}) \quad (44)$$

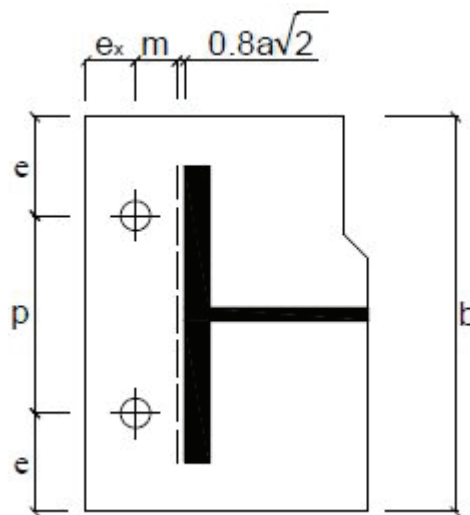
A Figura 25 indica as fórmulas dos comprimentos eficazes para placas de base típicas (ou seja, dois chumbadores na zona de tração) nos casos de alavancar e não alavancar, organizados por padrões circulares e não circulares. A figura 26, mostra a geometria e as distâncias da zona de tração.

Figura 25 - Comprimento efetivo da seção em T-stub em caso de flexão

Linha de Chumbadores	Com alavanca	Sem alavanca
		$l_{np,1} = 2\pi m$
Padrão circular		$l_{np,2} = 2\pi m + 2p$
		$l_{np,3} = \pi m + 4e$
		$l_{np,4} = 4m + 1,25e_x$
Padrão não circular		$l_{np,5} = 2m + 0,625e_x + 0,5p$
		$l_{np,6} = 2m + 0,625e_x + e$
		$l_{np,7} = 0,5b$

Fonte: Adaptado de Wald et. al (2008)

Figura 26 - Geometria e distâncias da zona de tração



Fonte: Amaral (2014)

2.4.1.3 Rigidez da componente

A rigidez da seção em *T-stub* é determinada através da deformação da placa de base submetida a flexão e da deformação dos chumbadores submetidos a tração. Quanto à resistência, seu cálculo depende se há contato ou não entre as bordas da placa de base e a fundação de concreto. O método para seu cálculo está descrito em (WALD, 2008).

Quando não ocorre efeito de alavanca, a fórmula da deformação da placa de base é dada pela equação 45:

$$\delta_p = \frac{F}{2} \frac{m^3}{3EI} = \frac{F}{E k_p} \quad (45)$$

E a deformação do chumbador a tração é dada pela equação 46:

$$\delta_b = \frac{F}{2} \frac{L_b}{A_s E} = \frac{F}{E k_b} \quad (46)$$

Onde I é a inércia da seção transversal da placa de base (equação 47):

$$I = \frac{l_{eff,int} t^3}{m^3} \quad (47)$$

E o comprimento efetivo da seção em *T-stub* para comportamento elástico é dado pela equação 48:

$$l_{eff,ini} = 0,85 l_{eff} \quad (48)$$

Em seguida, os coeficientes de rigidez da placa de base e dos chumbadores são obtidos equação 49 e 50 (ver Figura 34) - como k_{15} e k_{16} , respectivamente:

$$k_p = k_{15} = \frac{0,425 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (49)$$

$$k_b = k_{16} = \frac{2 A_s}{L_b} \quad (50)$$

No caso de efeito de alavanca, os coeficientes de rigidez são dados pelas equações 51 e 52 (Ver Figura 34):

$$k_p = k_{15} = \frac{0,85 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (51)$$

$$k_b = k_{16} = \frac{1,6 A_s}{L_b} \quad (52)$$

Por fim, a rigidez da placa de base submetida a flexão e dos chumbadores submetidos a tração são obtidos pela equação 53.

$$k_T = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_b} \quad (53)$$

2.4.3 Placa de base sob flexão e bloco de concreto em compressão

As placas de base dos pilares de aço deverão ter dimensões, rigidez e resistência suficientes para transmitir os esforços axiais, os momentos fletores e os esforços cortantes das colunas às fundações, sem que exceda a capacidade resistente das mesmas (AMARAL,2014).

2.4.3.1 Resistência da componente

O dimensionamento para resistência da componente da placa de base submetida a flexão e o concreto a compressão $F_{c,pl,Rd}$, é dada pela equação 54, de acordo com (EN 1993-1-8 Item 6.2.5):

$$F_{c,pl,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (54)$$

Onde:

b_{eff} é a largura efetiva da mesa da seção em *T-stub*;

l_{eff} é o comprimento efetivo da mesa da seção em *T-stub*;

f_{jd} é o valor de cálculo da resistência da ligação à compressão localizada, e deve ser determinada, conforme Equação 55.

$$f_{jd} = \frac{B_j F_{Rdu}}{(b_{eff} l_{eff})} \quad (55)$$

Onde:

– B_j é o coeficiente do material de apoio da ligação, que poderá ser considerado igual a 2/3 desde que o valor característico da resistência da argamassa de selagem não seja inferior a 0,2 vezes o valor característico da resistência do concreto da fundação e a espessura da argamassa de selagem não seja superior a 0,2 vezes a menor dimensão (em planta) da chapa de aço da base. Nos casos em que a espessura da argamassa de selagem é superior a 50 mm, o valor característico da sua resistência deverá ser pelo menos igual ao do concreto da fundação;

– F_{Rdu} (equação 56) é o valor de cálculo da força concentrada resistente indicado na EN 1992-1-1, em que A_{c0} é considerado igual a $(b_{eff} l_{eff})$;

– b_{eff} é a largura total efetiva de uma peça em *T-stub*;

– l_{eff} é o comprimento total efetivo de uma peça em *T-stub*;

$$F_{Rd,u} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (56)$$

Combinando as equações 57 e 58, f_{jd} surge conforme a equação 57:

$$f_{jd} = \frac{B_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = B_j f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq \frac{3,0 f_{cd} A_{c0}}{A_{c0}} = 3,0 f_{cd} \quad (57)$$

Onde: A_{c0} é a área carregada e, é igual a $b_{eff} \times l_{eff}$.

O A_{c1} (equação 58) é a área de propagação máxima correspondente obtida, (58)
levando em consideração as condições de geometria (ver Figura 26):

$$A_{c1} = a_2 b_2$$

$$a_2 = \min \begin{cases} a + h \\ 3a \\ a_1 \end{cases} \quad (59)$$

$$b_2 = \min \begin{cases} b + h \\ 3b \\ b_1 \end{cases} \quad (60)$$

Onde:

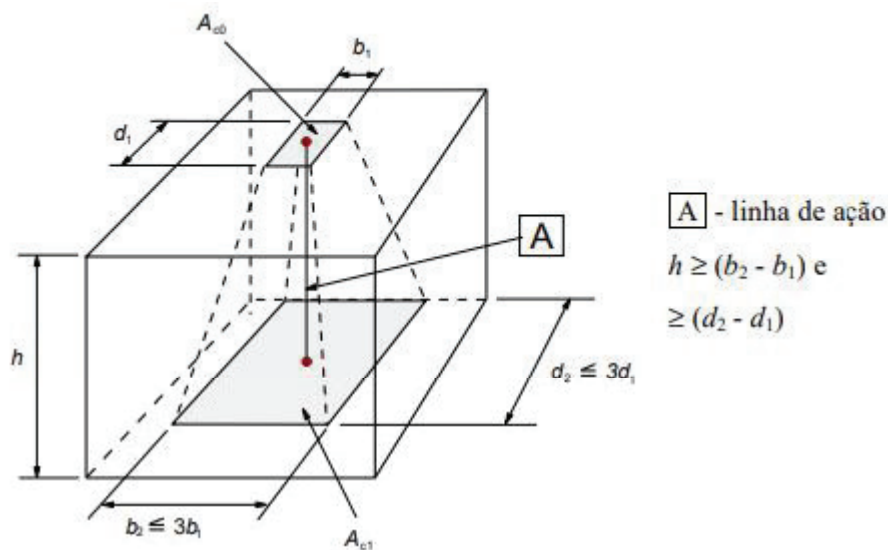
a, b – Dimensões da placa;

a_1, b_1 – Dimensões do bloco de concreto;

h – Altura do bloco de concreto;

a_2, b_2 – Dimensões da área de propagação máxima (equação 61 e 62).

Figura 27 - Distribuição do projeto para forças concentradas



Fonte: Adaptado do EN 1992-1-1 Eurocode 2 (2004)

Portanto, a equação 63 fica da seguinte forma:

$$f_{jd} = B_j f_{cd} \sqrt{\frac{a_2 b_2}{ab}} \leq 3f_{cd} \quad (63)$$

A largura equivalente c da seção em *T-stub* é então determinada assumindo que as forças transmitidas através de uma peça em *T-stub* se distribuem uniformemente, tal como representado na Figura 28. A pressão na superfície de apoio assim obtida não deverá exceder o valor de cálculo da resistência a compressão f_{jd} e a largura do apoio adicional c (ver equação 64):

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 f_{jd} \gamma_{MO}}} \quad (64)$$

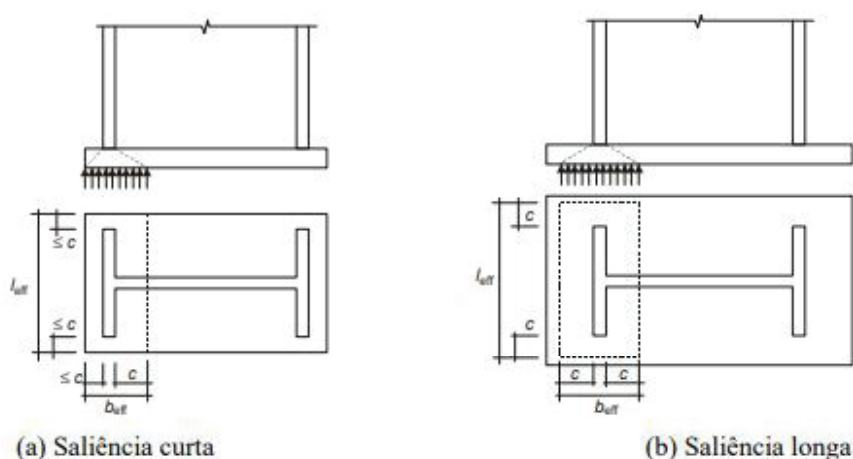
Onde:

– t é a espessura da placa de base

- f_y é a resistência ao escoamento do material da placa de base de aço

- (1) Quando a saliência real do componente básico da ligação representado pela seção em T-Stub é inferior a c , a área efetiva deverá ser considerada igual à representada na Figura 28 (a)
- (2) No caso em que a saliência real do componente básico da ligação representado pela seção em T-Stub é, em qualquer dos lados, superior a c , deverá ser desprezada a área de saliência situada para além da largura c , Figura 28 (b).

Figura 28 - Área da seção em T equivalente, comprimida



Fonte: Eurocode 3 (2005)

Assim, esses comprimentos efetivos são calculados de acordo com as equações 65 e 66:

$$b_{eff} = \min \left\{ c; \frac{a - h_c}{2} \right\} + t_f + c \quad (65)$$

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ b_c + 2c \end{array} \right. \quad (66)$$

2.4.3.2 Rigidez da componente

O coeficiente de rigidez da componente concreto submetido a compressão, é expressa pela equação 67 (ver Figura 34), quadro 6.11 da EN 1993-1-8:

$$k_c = k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff,s} l_{eff,s}}}{1,275 E} \quad (67)$$

As dimensões da seção em T são determinadas pelas equações 68 e 69:

$$b_{eff,s} = t_f + 2,5t \quad (68)$$

$$l_{eff,s} = b_c + 2,5t \quad (69)$$

Onde:

t – Espessura da placa de base;

t_f – Espessura da alma do perfil;

b_c – Largura da coluna.

2.4.4 Pilar em compressão

A resistência à compressão da mesa e da alma do pilar combinados é obtida no item 6.2.6.7 do EN 1993-1-8.

A resistência do projeto é então definida pela equação 70:

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_c - t_f)} \quad (70)$$

Onde:

h_c - Altura do perfil;

t_f – Espessura da mesa do perfil do pilar;

$M_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do momento resistente da seção transversal do perfil.

2.4.5 Chumbadores em cisalhamento

O dimensionamento para resistir ao cisalhamento é prescrito no item 6.2.2 da EN 1993-1-8. O modelo considera que as placas de base dos pilares que não possuem nenhum elemento especial para resistir às forças de cisalhamento, são transferidas por atrito entre a placa e a camada de argamassa para os chumbadores.

A resistência ao atrito entre a placa de base e argamassa pode ser determinada da seguinte forma (equação 71):

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (71)$$

Onde:

$C_{f,d}$ é o coeficiente de atrito entre a placa de base e a camada de argamassa (para argamassa de areia-cimento $C_{f,d} = 0,20$);

$N_{c,Ed}$ é o valor de cálculo do esforço normal do pilar.

Se a força normal aplicada no pilar for uma força de tração, a resistência ao atrito é zero ($F_{f,Rd} = 0$).

Em relação ao valor de cálculo de resistência ao cisalhamento de um chumbador, $F_{vb,Rd}$, deve ser considerada como o menor valor de $F_{1vb,Rd}$ e $F_{2vb,Rd}$ em que:

$F_{1vb,Rd}$, é o valor de cálculo da resistência ao cisalhamento do chumbador, conforme item 3.6.1 do EN 1993-1-8.

$$F_{2vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (72)$$

Onde:

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad (73)$$

f_{yb} – é a tensão de escoamento do aço do chumbador

Por fim, o valor de cálculo da resistência ao cisalhamento entre uma placa de base e uma camada de argamassa é determinado pela equação 74:

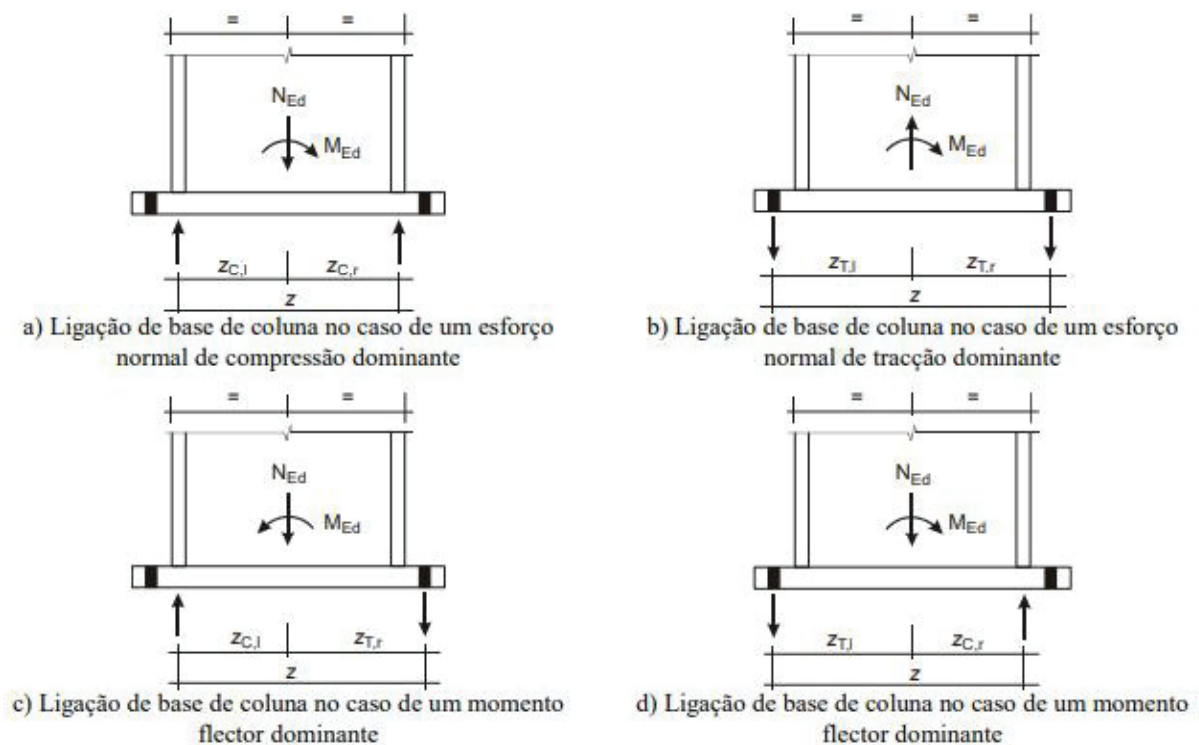
$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (74)$$

Onde, n é o número de chumbadores.

Quando uma placa de base é submetida à esforço normal e momento fletor, a transmissão dos esforços entre a placa de base e a sua superfície de apoio pode acontecer de três diferentes formas, são elas:

- Quando o esforço normal de compressão é dominante, e não existe nenhuma tração nos chumbadores, ocorre compressão nas duas mesas do perfil do pilar. Nesse caso, o colapso da ligação ocorre devido a falha no concreto, como representado na Figura 29 (a)
- No caso de um esforço de tração, pode ocorrer tração sob as duas mesas do perfil do pilar. O colapso ocorre nos chumbadores, como representado na Figura 29 (b)
- Já quando existe momento fletor, pode ocasionar compressão no concreto e tração numa linha de chumbadores. Ao colapsar, a resistência do concreto não é atingida e a falha ocorre devido ao escoamento dos chumbadores, como representado na Figura 29 (c) e 29 (d).

Figura 29 - Determinação do braço de alavanca z para ligações de placas de base



Fonte: Eurocode 3 (2005)

As placas de base deverão ser dimensionadas da seguinte forma:

2.4.6 Placas de base de pilar solicitadas unicamente por esforços normais

De acordo com o item 6.2.8.2 do EN 1993-1-8, o valor de cálculo da resistência $N_{j,Rd}$, de uma placa de base simétrica sujeita a um esforço axial de compressão centrado poderá ser determinado, somando-se o valor de cálculo da resistência individual $F_{c,Rd}$ das três peças em T representadas na Figura 30 (duas peças em T sob as mesas do perfil do pilar e uma peça em T sob a alma do perfil do pilar). As três peças em T não deverão sobrepor-se. O valor de cálculo da resistência de cada uma destas seções deverá ser calculado conforme o item 2.4.2.1.

Figura 30 - Seções em T sem sobreposição



Fonte: Eurocode 3 (2005)

2.4.7 Placas de base de pilar solicitadas por esforços normais e momentos fletores

O valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ de uma base de coluna sujeita à combinação de esforço normal e de momento fletor deverá ser determinado utilizando o método apresentado na Figura 29, no qual não é considerada a contribuição da área de concreto situada imediatamente abaixo da alma da coluna.

O método distingue as partes resistentes de acordo com sua localização: direita ou esquerda:

- $F_{T,1,Rd}$ valor de cálculo da resistência à tração do lado esquerdo da junta;
- $F_{T,r,Rd}$ valor de cálculo da resistência à tração do lado direito da junta;
- $F_{C,1,Rd}$ valor de cálculo da resistência à compressão do lado esquerdo da junta;
- $F_{C,r,Rd}$ valor de cálculo da resistência à compressão do lado direito da junta;

A Figura 30, contém todas as fórmulas necessárias para calcular a resistência à flexão das bases dos pilares para cada situação apresentada na Figura 29. O cálculo dos braços de alavanca é calculado de acordo com a mesma figura.

Figura 31 - Valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de coluna

Carregamento	Braço do binário z	Valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito comprimido	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
		O menor dos valores $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{C,r}/e+1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{T,l}/e-1}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito traccionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
		O menor dos valores $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,r}/e+1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{T,l}/e-1}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito traccionado	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_{C,l}$
		O menor dos valores $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{T,r}/e+1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{C,l}/e-1}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_{C,r} < e \leq 0$
		O menor dos valores $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{C,r}/e+1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,l}/e-1}$	
$M_{Ed} > 0$ é no sentido dos ponteiros de um relógio, $N_{Ed} > 0$ é tracção. $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

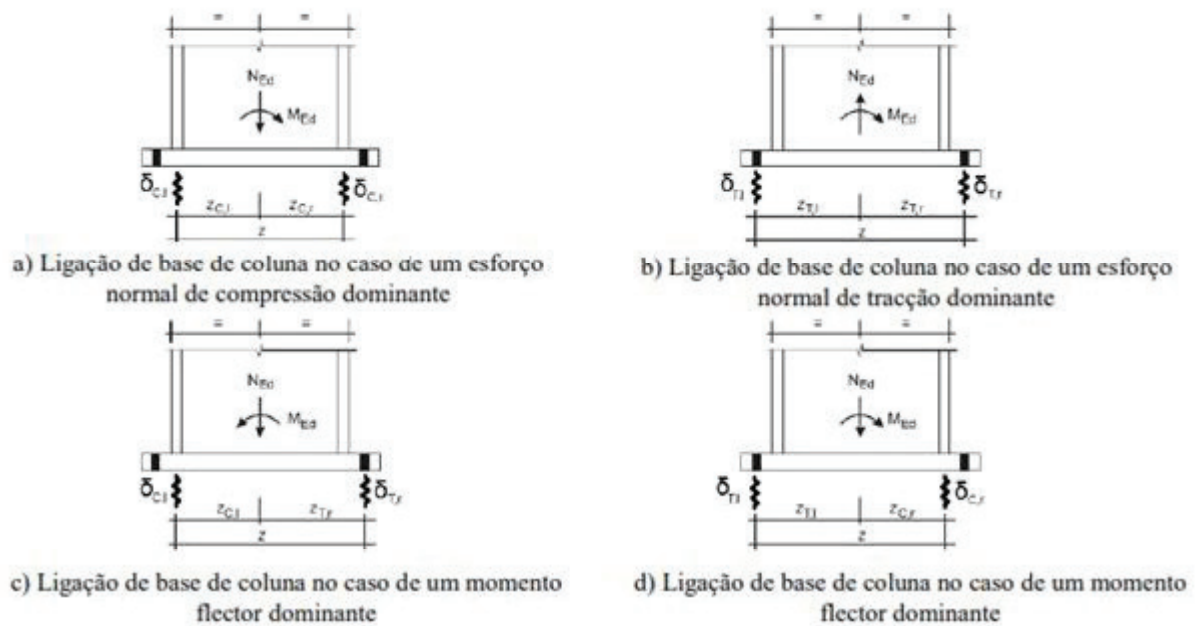
Fonte: Eurocode 3 (2005)

2.4.7.1 Rigidez

O processo de cálculo da rigidez à flexão das placas de base dos pilares pode ser encontrado no item 6.3.4 da EN 1993-1-8. O procedimento é baseado na rigidez à deformação dos componentes principais.

Assim, o modelo mecânico utilizado para o cálculo da rigidez dependerá da combinação das cargas atuantes. Portanto, de forma semelhante ao caso da resistência, existem quatro modos básicos de colapso possíveis, conforme mostrado na Figura 32.

Figura 32 - Modelos mecânicos de rigidez para flexão



Fonte: Adaptado do Eurocode 3 (2005).

A Figura 33, contém todas as fórmulas necessárias para calcular a resistência à flexão das bases dos pilares para cada situação apresentada na Figura 32. O cálculo do braço de alavanca é calculado de acordo com a mesma figura.

Este método utiliza os seguintes coeficientes de rigidez (ver Figura 34):

- $k_{T,l}$ coeficiente de rigidez à tração do lado esquerdo da junta cujo inverso deverá ser considerado igual à soma dos inversos dos coeficientes de rigidez k_{15} e k_{16} , atuando do lado esquerdo da junta;
- $k_{T,r}$ coeficiente de rigidez à tração do lado direito da junta cujo inverso deverá ser considerado igual à soma dos inversos dos coeficientes de rigidez k_{15} e k_{16} , atuando do lado direito da junta;
- $k_{c,l}$ coeficiente de rigidez à compressão do lado esquerdo da junta que deverá ser considerado igual ao coeficiente de rigidez k_{13} , atuando do lado esquerdo da junta;
- $k_{c,r}$ coeficiente de rigidez à compressão do lado direito da junta que deverá ser considerado igual ao coeficiente de rigidez k_{13} , atuando do lado direito da junta;

Figura 33 - Rigidez de rotação S_j das bases de colunas

Carregamento	Braço do binário z	Rigidez de rotação $S_{j,ini}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito comprimido	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ em que $e_k = \frac{z_{C,r} k_{C,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}}$	
Lado esquerdo traccionado Lado direito traccionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ em que $e_k = \frac{z_{T,r} k_{T,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{T,r}}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito traccionado	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_{C,l}$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ em que $e_k = \frac{z_{T,r} k_{T,r} - z_{C,l} k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{T,r}}$	
Lado esquerdo comprimido Lado direito comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_{C,r} < e \leq 0$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ em que $e_k = \frac{z_{C,r} k_{C,r} - z_{C,l} k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{C,r}}$	

$M_{Ed} > 0$ é no sentido dos ponteiros de um relógio, $N_{Ed} > 0$ é tracção, μ ver 6.3.1(6).

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$$

Fonte: Eurocode 3 (2005)

Figura 34 - Coeficientes de rigidez dos componentes básicos das juntas

Componente	Coeficiente de rigidez k_i	
Betão comprimido (incluindo a argamassa de assentamento)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \ell_{eff}}}{1,275E}$ b_{eff} largura efectiva do banzo de uma peça em T, ver 6.2.5(3); ℓ_{eff} comprimento efectivo do banzo de uma peça em T, ver 6.2.5(3).	
Chapa flectida sob o efeito da compressão	$k_{14} = \infty$ Este coeficiente já é tomado em conta no cálculo do coeficiente de rigidez k_{13} .	
Chapa de base flectida sob o efeito da tracção (para uma única linha de parafusos traccionados)	Com efeitos de alavanca **)	Sem efeitos de alavanca **)
	$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$
	ℓ_{eff} comprimento efectivo do banzo de uma peça em T, ver 6.2.5(3); t_p espessura da chapa de base; m distância segundo a Figura 6.8.	
Chumbadouros traccionados	Com efeitos de alavanca **)	Sem efeitos de alavanca **)
	$k_{16} = 1,6 A_s / L_b$	$k_{16} = 2,0 A_s / L_b$
	L_b comprimento de alongamento dos chumbadouros, considerado igual à soma de 8 vezes o diâmetro nominal do chumbadouro, da espessura da camada de argamassa, da espessura da chapa, da anilha e de metade da altura da porca.	

Fonte: Eurocode 3 (2005)

2.5 Análise Numérica pelo método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM)

O CBFEM – Método de elementos finitos baseado em componentes, é um método para dimensionamento e verificação de ligações de aço. As ligações podem ser criadas passo a passo, utilizando os dados de materiais e perfis existentes e o modelo é gerado automaticamente, para poder ser analisado. O método é uma união do Método das Componentes e da análise de Elementos Finitos. É baseado na ideia de que a maioria das partes verificadas devem ser analisadas de acordo com o método das componentes, mas a análise de tensões das componentes individuais foi substituída pela modelagem e análise utilizando o Método dos Elementos Finitos, fornecendo assim, informações claras sobre o comportamento da ligação e sendo um método rápido e eficiente e compatível com o Eurocode 3 (IDEAStática, 2020).

O CBFEM é uma ferramenta capaz de calcular as resistências de carga de projeto, gerar imagem do comportamento (deformação) e dos possíveis modos de falha em minutos (Vild, et al 2020).

De acordo com Wald, et al (2019), o método CBFEM – Elementos finitos baseado em componentes, considera toda a parte de aço da ligação: perfil, placa de base como modelos de casca. A malha é pré-definida e possui um ajuste na região próxima aos chumbadores/parafusos. A resistência é limitada por 5% da deformação plástica na placa de base. O bloco de concreto é tomado como uma componente com uma superfície elástico-plástico. Os parafusos de ancoragem (chumbadores) e a soldas são modelados como componentes.

2.5.1 Componente: Concreto em compressão

Para a resistência é considerada a parte do bloco de concreto sob a área efetiva A_{eff} usando apenas a sobreposição c , onde a placa de base se deforma em seu estágio elástico, seguindo a premissa da formulação do Eurocode 3 (EN1993-1-8: 2005).

2.5.2 Componente: Chumbador a tração

- A resistência do chumbador a tração é determinada pela resistência da componente do concreto e do aço.
- A deformação plástica máxima permitida para chumbadores de ancoragem ε_{mpb} é considerada como 25% de alongamento até a ruptura
- A rigidez da tração é calculada como: $k = A_s/L_b$

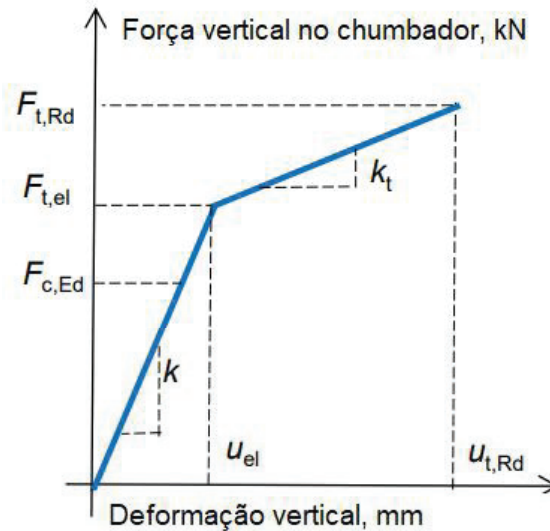
Onde:

As: é a área de tração do chumbador

L_b : é a distância entre o centro da cabeça e da porca do parafuso.

A relação entre a força vertical atuante no chumbador e a deformação vertical, pode ser visualizada na figura 35.

Figura 35 - Relação entre a força vertical no chumbador e a deformação vertical



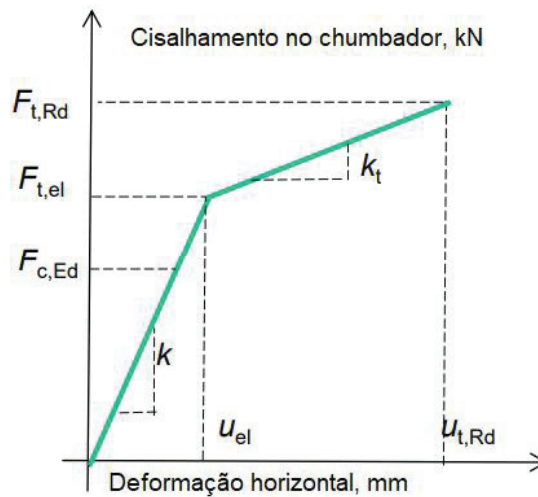
Fonte: Wald, et al (2019)

2.5.3 Componente: Chumbador em cisalhamento

- A resistência do chumbador ao cisalhamento é calculada de acordo com o Eurocode 2 (EN1992-4: 2018) e Eurocode 3 (EN1993-1-8: 2005).
- A rigidez do chumbador ao cisalhamento inclui o comportamento do concreto e a flexão do chumbador.

A relação entre o cisalhamento no chumbador e a deformação horizontal, pode ser visualizada na figura 36.

Figura 36 - Relação entre o cisalhamento no chumbador e a deformação horizontal

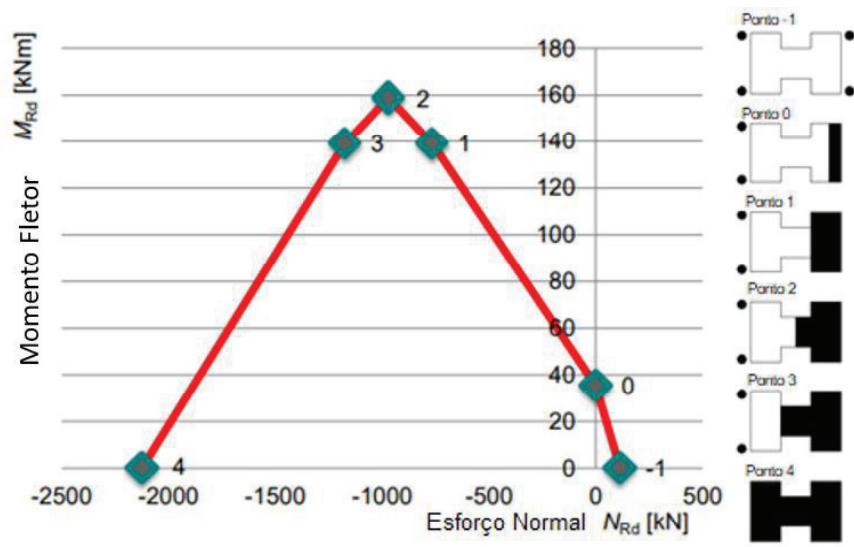


Fonte: Wald, et al (2019)

O Diagrama de interação de momento fletor e esforço normal, pode ser visualizado na figura 37.

- A seção transversal sob a placa de base consiste de chumbadores e contato com o concreto
- Os pontos significativos no diagrama de interação refletem as mudanças da geometria da peça comprimida.
- A seção transversal exposta à força normal e a flexão se comporta como a seção de uma coluna de concreto de área de contato efetiva.

Figura 37 - Diagrama de interação entre o Momento Fletor e o Esforço Normal

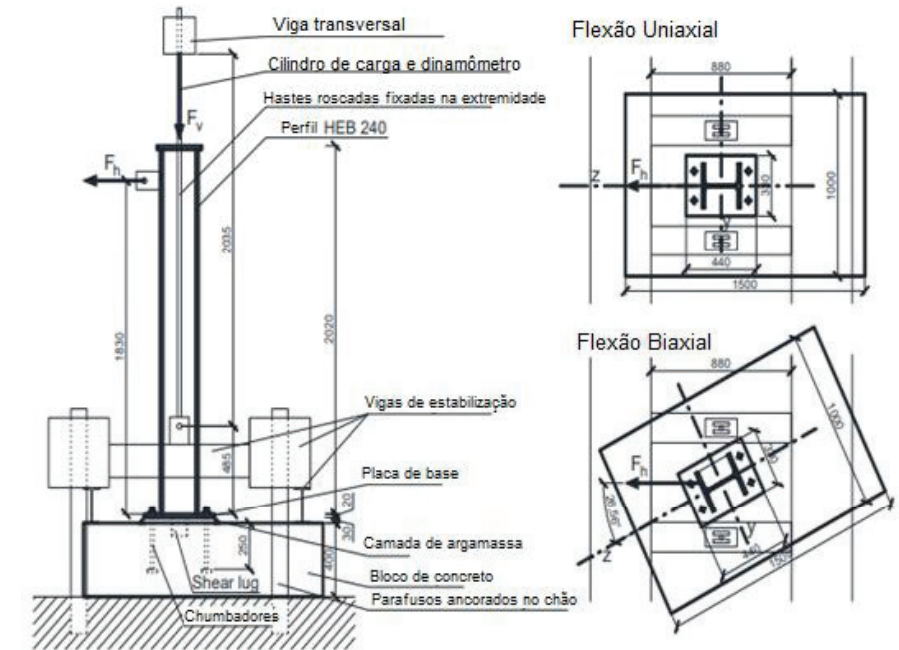


Fonte: Wald, et al (2019)

2.5.4 Validação do CBFEM através de experimentos

Para validação do método CBFEM, Bajer et. al (2014) realizou dois experimentos em flexão uniaxial e dois em flexão biaxial na Universidade Tecnológica de Brno. As configurações dos experimentos são apresentadas na figura 38:

Figura 38 - Configuração dos experimentos



Fonte: Wald, et al (2019)

Dados gerais do experimento:

Perfil HEB 240

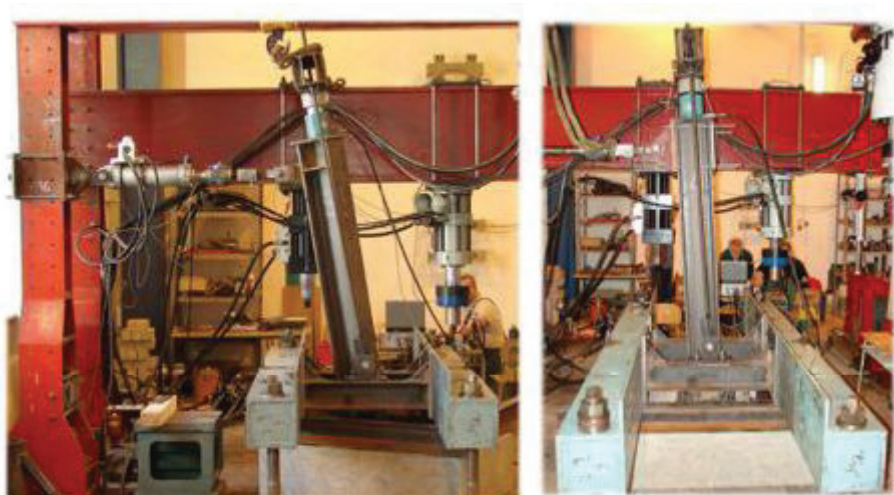
Bloco de concreto 1000x1500x400 Fck: 20/25 Mpa

Placa de base: 330x440x20 Aço: S235

4 chumbadores: M20

A figura 39 mostra a realização dos experimentos e a figura 40 a deformação ocorrida na placa de base submetida a flexão uniaxial.

Figura 39 - Teste realizado



Fonte: Wald, et al (2019)

Figura 40 - Deformação da placa de base em caso de flexão uniaxial

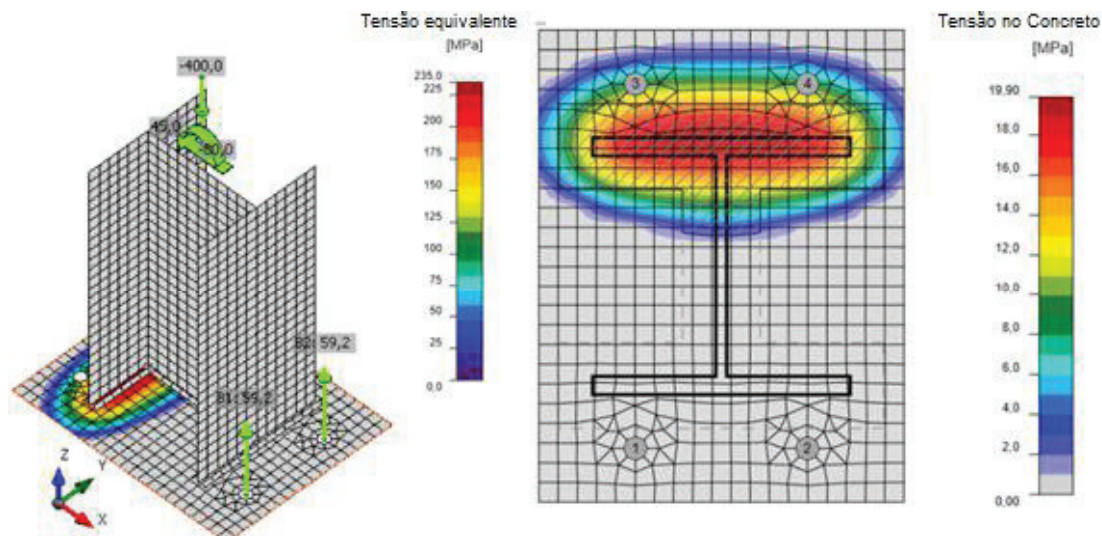


Fonte: Wald, et al (2019)

2.5.4.1 Previsão do comportamento da placa de base da coluna submetidos a flexão uniaxial através do CBFEM

A figura 41 mostra as tensões equivalentes na placa de base e no concreto calculado pelo CBFEM.

Figura 41 - Tensões na placa de base e no concreto



Fonte: Wald, et al (2019)

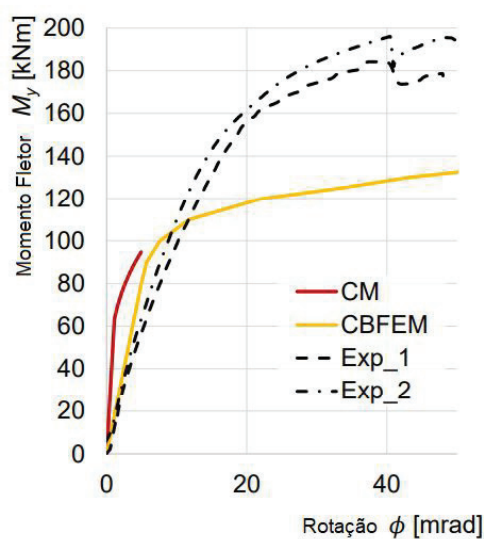
2.5.4.2 Validação dos modelos experimentais em flexão uniaxial

A figura 42 mostra o gráfico momento-rotação, onde é possível visualizar uma boa previsão da capacidade de resistência de ambos métodos, das Componentes (CM) e do método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM). Comparando os resultados de CBFEM com CM, o CBFEM prevê uma resistência maior, pois inclui a área real da tensão no concreto.

A rigidez de flexão dos experimentos é menor, em comparação com a previsão.

O modelo preditivo mostra a comparação com os experimentos, a favor da segurança devido à proposta conservadora dos chumbadores.

Figura 42 - Momento Fletor - rotação

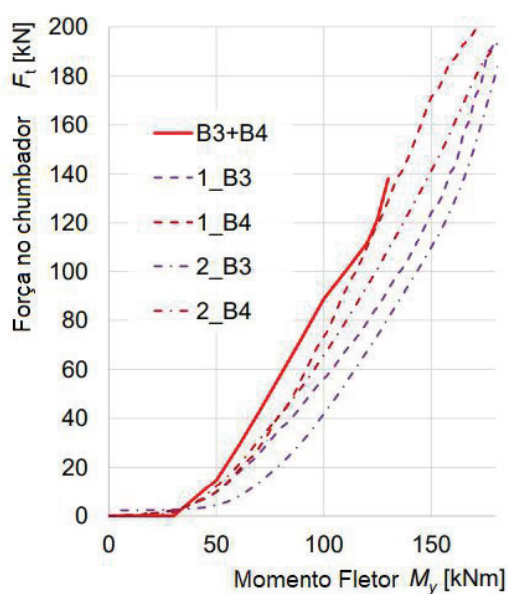


Fonte: Wald, et al (2019)

Legenda: CM – método das componentes, CBFEM - método de elementos finitos baseado em componentes, Exp_1 e Exp_2 referem-se aos dois modelos experimentais de flexão uniaxial realizados na Universidade Tecnológica de Brno

A figura 43 mostra o gráfico da relação entre a força atuante no chumbador e o momento fletor. O método de elementos finitos baseado em componentes possui uma boa capacidade da previsão. A força atuante prevista no chumbador é mais conservadora em comparação com as medições encontradas em ambos os experimentos.

Figura 43 - Momento Fletor e força no chumbador



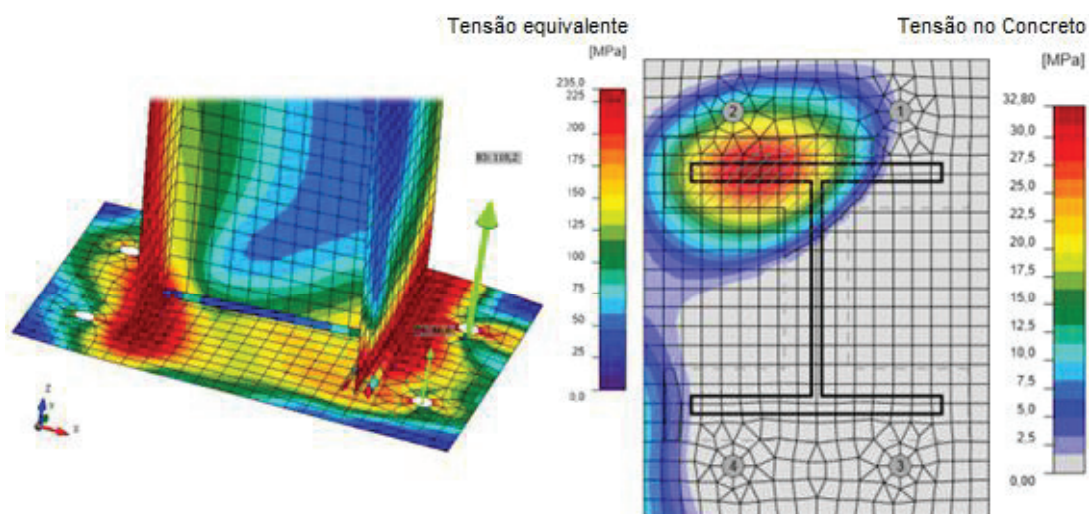
Fonte: Wald, et al (2019)

Legenda: B3 e B4 referem-se a posição do chumbador (ver figura 41), e os números 1 e 2 referem-se aos dois experimentos de flexão uniaxial realizados na Universidade Tecnológica de Brno.

2.5.4.3 Previsão do comportamento da base da coluna com flexão biaxial

A figura 44 mostra as tensões equivalentes ocorridas na placa de base e no concreto pelo método de elementos finitos baseado em componentes.

Figura 44 - Tensões na placa de base e no concreto



Fonte: Wald, et al (2019)

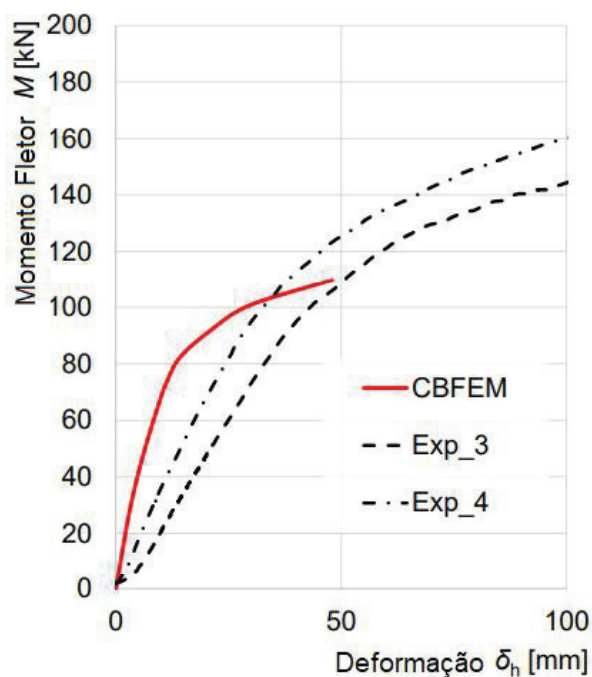
2.5.4.4 Validação dos modelos experimentais em flexão biaxial

A Figura 45 mostra o gráfico de momento – deformação. O modelo dimensionado pelo método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM) possui uma boa capacidade de previsão.

A rigidez de flexão dos experimentos é menor em comparação com a previsão.

O modelo preditivo mostra a comparação com os experimentos, a favor da segurança devido à proposta conservadora dos chumbadores.

Figura 45 - Momento - deformação



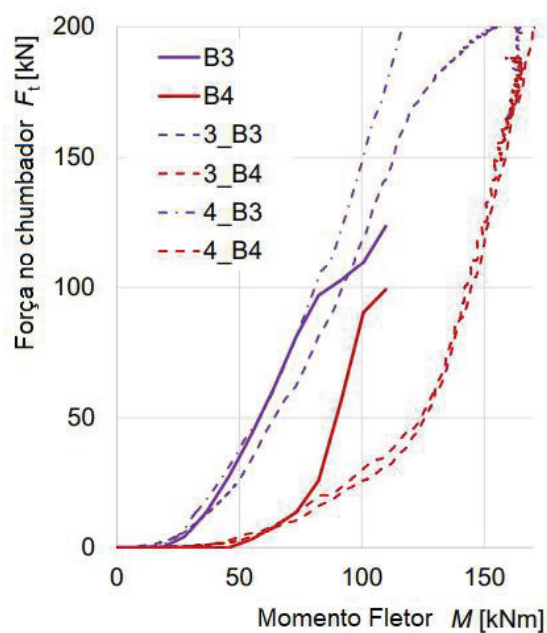
Fonte: Wald, et al (2019)

Legenda: CM – método das componentes, CBFEM - método de elementos finitos baseado em componentes, Exp_3 e Exp_4 referem-se aos dois modelos experimentais de flexão biaxial realizados na Universidade Tecnológica de Brno.

A figura 46 mostra o gráfico da relação entre a força atuante no chumbador e o momento fletor. O método de elementos finitos baseado em componentes prevê para a maioria uma boa capacidade da força atuante no chumbador.

A força atuante prevista no chumbador é mais conservadora em comparação com as medições encontradas nos experimentos.

Figura 46 - Força atuante no chumbador e o momento fletor



Fonte: Wald, et al (2019)

Legenda: B3 e B4 referem-se a posição do chumbador (ver figura 44), e os números 3 e 4 referem-se aos dois modelos experimentais de flexão biaxial realizados na Universidade Tecnológica de Brno.

2.5.4.5 Comparação de resultados entre o CBFEM e o Método das Componentes

Para comparação, um modelo foi verificado pelo CBFEM. A configuração do modelo está apresentada na figura 47:

Dados do modelo:

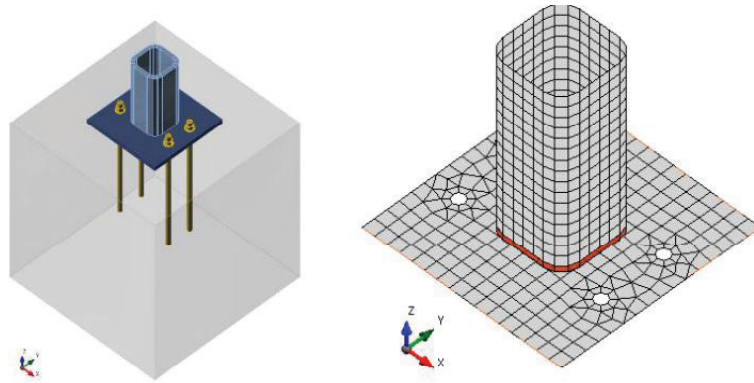
Perfil da coluna: SHS 150x16

Bloco de fundação: 750x750x800 mm F_{ck} : C20/25

Placa de base 350x350 mm; $t = 20$ mm Aço S420

Chumbadores: 4 M20 – Aço 8.8

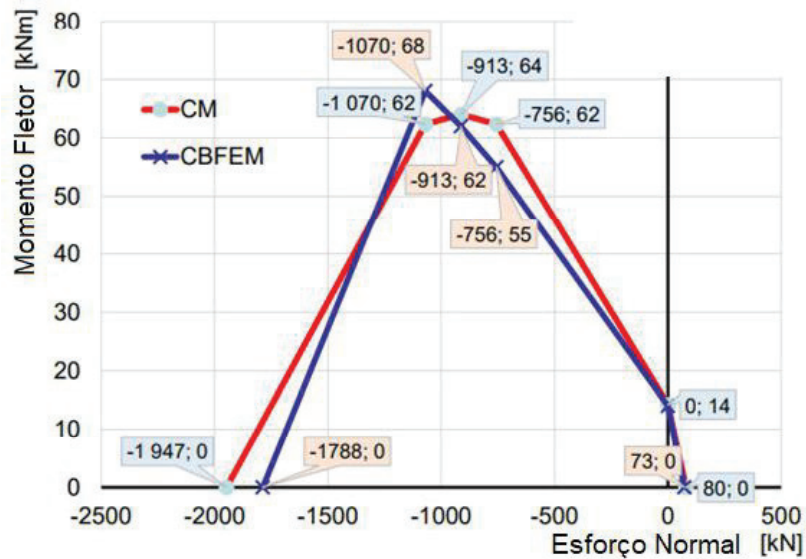
Figura 47 - Modelo analisado



Fonte: Wald, et al (2019)

A resistência da placa de base da coluna prevista pelo CBFEM é comparada ao Método das Componentes no gráfico de interação entre o momento fletor - esforço normal para uma placa de base de 10 mm, que pode ser visto na figura 48.

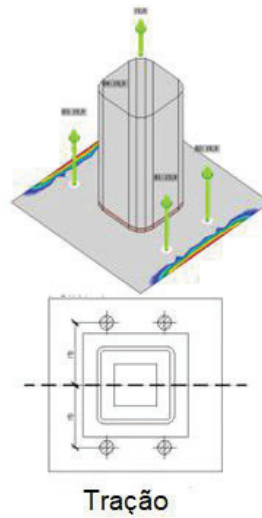
Figura 48 - Momento Fletor - Esforço Normal



Fonte: Wald, et al (2019)

As tensões equivalentes ocorridas na borda da placa de base fina (10 mm) carregada em tração pura (Figura 49), mostram o contato da placa e o possível desenvolvimento de forças intrometidas.

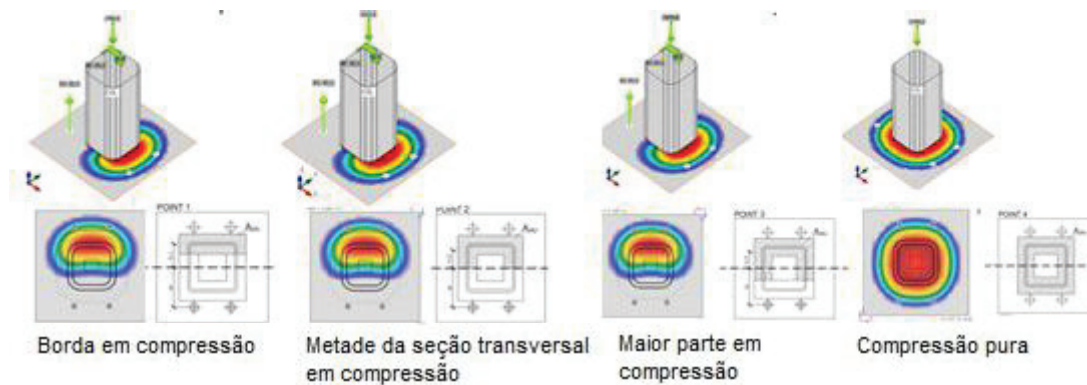
Figura 49 - Tração



Fonte: Wald, et al (2019)

As tensões equivalentes e a área efetiva do contato da placa de base com o bloco de concreto podem ser vistas na figura 50:

Figura 50 - Tensões equivalentes e a área em contato com o bloco de concreto

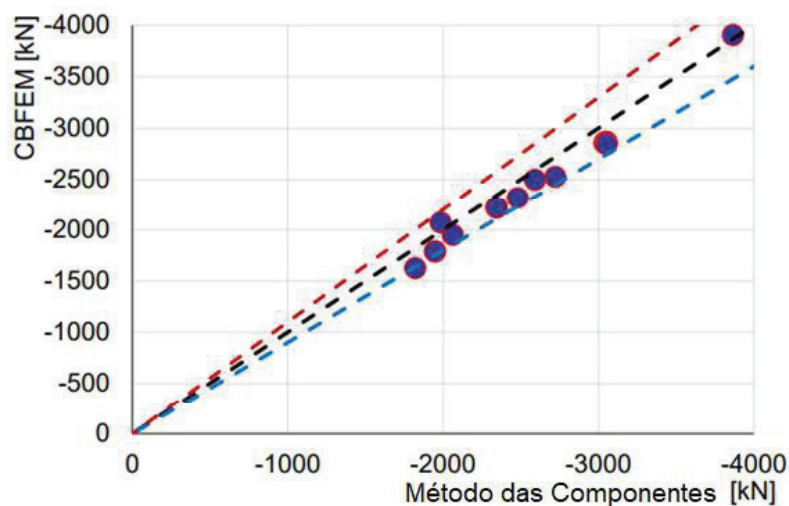


Fonte: Wald, et al (2019)

Verificação a compressão pura

A resistência da placa de base da coluna prevista pelo CBFEM é comparada à resistência prevista pelo método das componentes em caso de compressão pura, conforme pode ser visto na Figura 51:

Figura 51 – Comparação entre os métodos – compressão pura



Fonte: Wald, et al (2019)

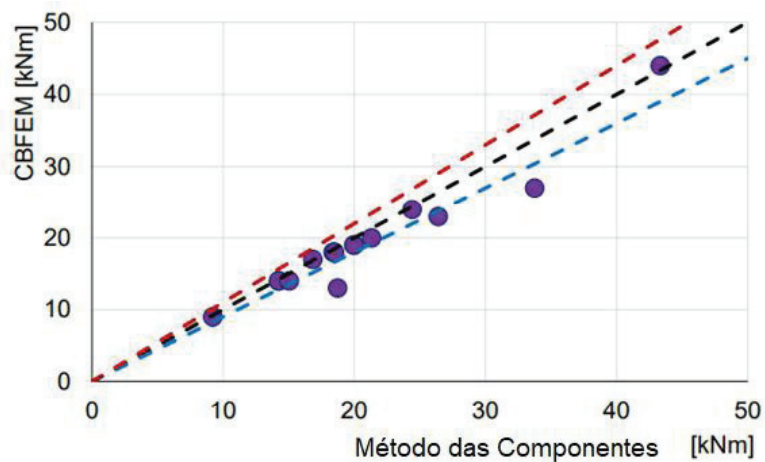
O gráfico mostra a capacidade de previsão semelhante de ambos os métodos.

Verificação a Flexão

A resistência da base da coluna prevista pelo CBFEM é comparada com a resistência prevista pelo método das componentes em caso de flexão pura, conforme pode ser visto na Figura 52.

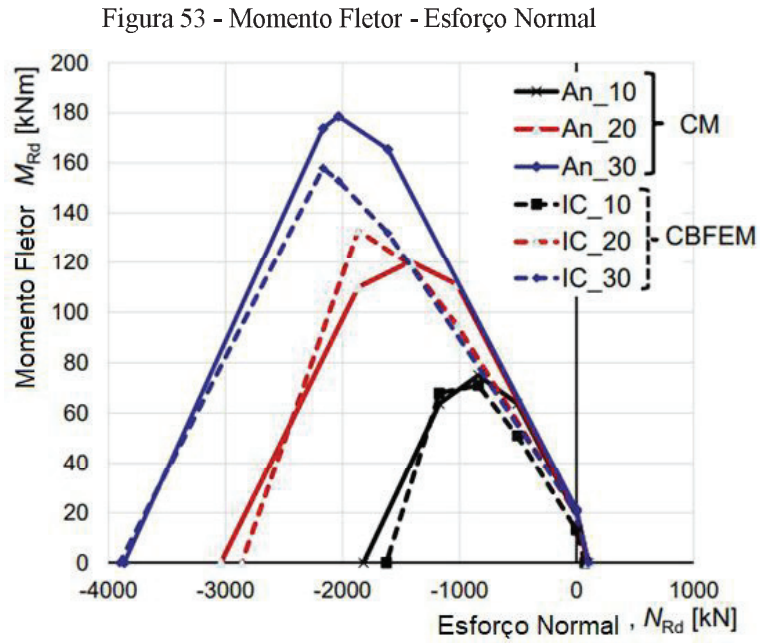
O gráfico mostra a capacidade de previsão semelhante de ambos os métodos.

Figura 52 - Comparação entre os métodos - Flexão pura



Fonte: Wald, et al (2019)

Também foi realizado um estudo de sensibilidade, variando a espessura da placa de base: 10; 20; 30 mm, onde a resistência da base da coluna prevista pelo CBFEM é comparada com o Método das Componentes no gráfico de interação entre o momento fletor – e o esforço normal, como pode ser visto na figura 53:



Fonte: Wald, et al (2019)

3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO

Um exemplo de uma base de coluna carregada com força normal e momento fletor é apresentado. O objetivo do exemplo é mostrar como calcular corretamente cada parâmetro em uma situação de projeto onde a capacidade de momento da ligação se faz necessária.

O mesmo exemplo é dimensionado de acordo com o Eurocode 3 (através do modelo extraído de Amaral, 2014) e pelo Steel Design Guide 1 - AISC. Os dados da ligação foram escolhidos com base no ensaio experimental realizado por Bajer et. al (2014) na Brno University Technology. A geometria da base da coluna é a mesma, assim como as propriedades do material.

A coluna HEB240 de aço S235 é carregada por uma força normal $NEd = -400\text{kN}$ e por um momento fletor de $M_y = 128\text{ kN.m}$ que é desviado do eixo de maior inércia por um ângulo $\alpha = 26,56^\circ$. Assim, a excentricidade correspondente é dada pela fórmula:

$$e = \frac{128.000}{400} = -320\text{ mm}$$

O aço da placa de base também é o S235, sua espessura é de 20 mm. O tamanho do bloco de concreto é 1500x1000x400mm e seu F_{ck} é 20 Mpa. A conexão entre a placa de base e o concreto é realizada através de quatro chumbadores de aço 8.8 com 20 mm de diâmetro e uma profundidade de 250 mm.

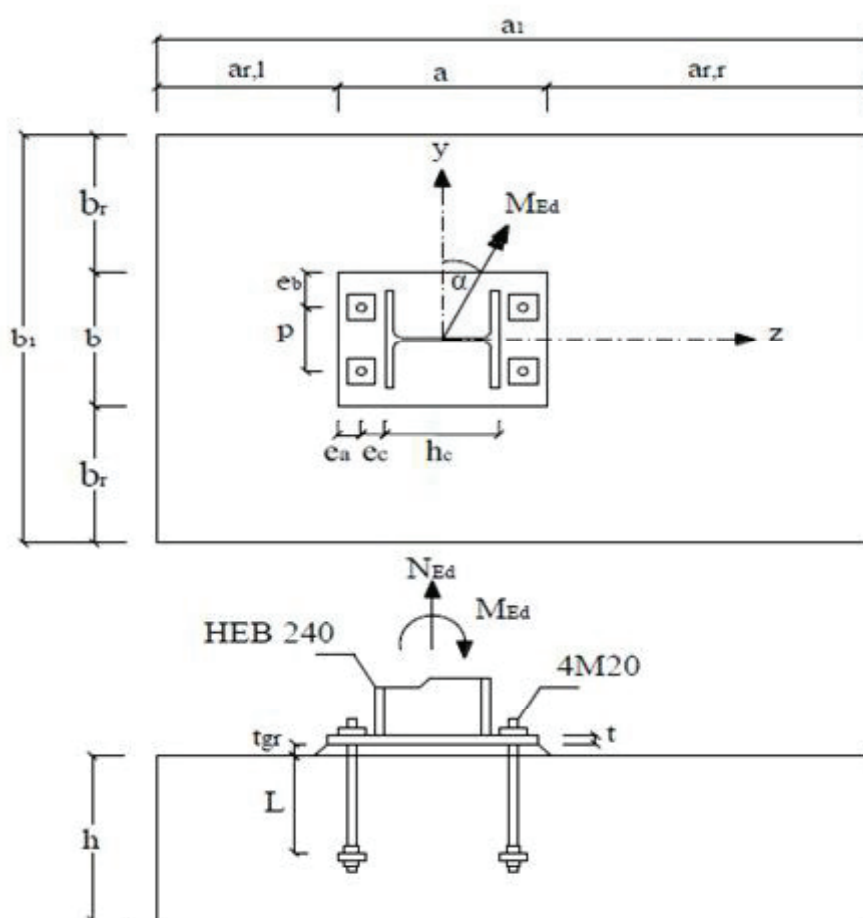
As demais dimensões podem ser encontradas na Figura 54. A Tabela 1 mostra um resumo dos dados necessário para o cálculo:

Tabela 1 – Propriedades dos Materiais e dimensões dos elementos

	Perfil	Placa	Concreto	Chumbadores
Propriedades dos Materiais	Aço S235	Aço S235	C20	8.8
	f_y 235 MPa	f_y 235 MPa	f_{ck} 22.9 MPa	f_{ub} 830 MPa
	E 210 Gpa	E 210 Gpa	E_c 20,9 Gpa	E 210 Gpa
Dimensões	HEB 240	a 440 mm	a_l 1500 mm	M20
	h_c 240 mm	b 330 mm	b_l 1000 mm	d 20 mm
	bc 240 mm	t 20 mm	h 400 mm	A_s 220 mm ²
	tw 10 mm	ea 50 mm	ar_l 380 mm	L 250 mm
	tf 17 mm	eb 85 mm	ar_r 680 mm	hbh 20 mm
	A 1,06x10 ⁶ mm ²	ec 50 mm	br 335 mm	
	$I_{c,y}$ 1,126 x 10 ⁸ mm ⁴	p 160 mm	tgr 20 mm	
	$W_{y,pl}$ 1,053x10 ⁶ mm ³	awf 8 mm		
	$I_{c,z}$ 3,923x10 ⁷ mm ⁴			
	$W_{z,pl}$ 4,984x10 ⁵ mm ³			

Fonte: O autor

Figura 54 - Detalhes da ligação



Fonte: Adaptado de Bajer et al (2014).

3.1 Cálculo Analítico de acordo com o Método das Componentes do Eurocode 3

O cálculo a seguir foi extraído do exemplo prático realizado por Amaral (2014).

Para obter os valores de projeto, os fatores de segurança são considerados como: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M2} = 1,25$ e $\gamma_c = 1,5$, alinhado com o que é proposto pelo Eurocode 3.

Base de coluna sob momento fletor no eixo de maior inércia

Resistência das componentes da placa de base em flexão e dos chumbadores em tração

Iniciando com o componente de tensão, o braço de alavanca do chumbador precisa ser definido (considerando que a solda de filete é $a_{wf} = 8 \text{ mm}$):

$$m = e_c - 0,8 a_{wf} \sqrt{2}$$

$$m = 50 - 0,8 \times 8 \times \sqrt{2} = 40,95 \text{ mm}$$

O cálculo do comprimento da seção em *I-Stub* depende do fato de haver forças de alavanca ou não, portanto, o comprimento efetivo precisa ser verificado:

$$L_{bf} = t + t_{gr} + h_{bh}$$

$$L_{bf} = 20 + 20 + 20 = 60 \text{ mm}$$

$$L_{be} = 8d$$

$$L_{be} = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$$

$$L_b = L_{be} + L_{bf}$$

$$L_b = 160 + 60 = 220 \text{ mm}$$

$$L_{b,min} = \frac{8.8 \text{ m}^3 \text{ As}}{l_{eff,1} \text{ t}^3}$$

É preciso então, definir o comprimento efetivo da seção em T ($l_{eff,1}$)

$$l_{np,1} = 2\pi m$$

$$l_{np,1} = 2\pi \times 40,95 = 257,30 \text{ mm}$$

$$l_{np,2} = 2\pi m + 2p$$

$$l_{np,2} = 257,30 + 2 \times 160 = 577,30 \text{ mm}$$

$$l_{np,3} = \pi m + 4e$$

$$l_{np,3} = \pi \times 40,95 + 4 \times 85 = 468,65 \text{ mm}$$

$$l_{np,4} = 4m + 1,25e_x$$

$$l_{np,4} = 4 \times 40,95 + 1,25 \times 50 = 226,30 \text{ mm}$$

$$l_{np,5} = 2m + 0,625e_x + 0,5p$$

$$l_{np,5} = 2 \times 40,95 + 0,625 \times 50 + 0,5 \times 160 = 193,15 \text{ mm}$$

$$l_{np,6} = 2m + 0,625e_x + e$$

$$l_{np,6} = 2 \times 40,95 + 0,625 \times 50 + 85 = 198,15 \text{ mm}$$

$$l_{np,7} = 0,5b$$

$$l_{np,7} = 0,5 \times 330 = 165,00 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1-2} = \min(l_{p,1}; l_{p,2}; l_{p,3}; l_{p,4}; l_{p,5}; l_{p,6}; l_{p,7}) = 165,00 \text{ mm}$$

Então:

$$L_{b,min} = \frac{8.8 \times 40,95^3 \times 220}{165 \times 20^3} = 100,70 \text{ mm}$$

$$L_b > L_{b,mín} \Rightarrow OK!$$

A resistência da seção em T-stub é verificada para os dois modos de falha possíveis para o caso de não alavancar. O primeiro passo é calcular a capacidade de momento fletor resistente da placa de base:

$$m_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \frac{t^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \frac{0,02^2 \times 235.000}{1,0} = 23,5 \text{ kN.m/m}$$

A resistência do modo de falha 1-2 é:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 l_{eff,1-2} M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \times 0,165 \times 23,50}{40,95} = 189,4 \text{ kN}$$

A resistência de projeto de um único chumbador precisa ser verificada. Essa resistência é:

$$F_{T,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{T,Rd} = \frac{0,9 \times 0,83 \times 220}{1,25} = 131,47 \text{ kN}$$

Uma vez que existem dois chumbadores submetidos a tração, a resistência deste modo é:

$$F_{T3,Rd} = 2F_{T,Rd} = 131,47 \times 2 = 262,94 \text{ kN}$$

Finalmente, a resistência à tração na seção T-stub é:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{T,Rd} = \min(189,4, 262,94) = 189,4 \text{ kN}$$

E o braço de alavanca da parte sujeita a tração é: a distância da linha de chumbadores ao eixo do perfil:

$$z_t = \frac{h_c}{2} + e_c$$

$$z_t = \frac{240}{2} + 50 = 170 \text{ mm}$$

Resistência das componentes da placa de base em flexão e do concreto em compressão

Para avaliar a resistência da peça comprimida, a resistência do concreto precisa ser calculada. Para isso, a área carregada, A_{c0} , bem como a área de espalhamento, A_{c1} , são essenciais:

$$A_{c0} = ab$$

$$A_{c0} = 440 \times 330 = 145.200 \text{ mm}^2$$

$$a_2 = \min \begin{cases} a + h \\ 3a \\ a_1 \end{cases}$$

$$a_2 = \min \begin{cases} 440 + 400 = 840 \\ 3 \times 440 = 1320 \\ 1500 \end{cases} = 840 \text{ mm}$$

$$b_2 = \min \begin{cases} 330 + 400 = 730 \\ 3 \times 330 = 990 \\ 1000 \end{cases} = 730 \text{ mm}$$

$$A_{c1} = a_2 b_2$$

$$A_{c1} = 840 \times 730 = 613.200 \text{ mm}^2$$

A próxima etapa é calcular a resistência do concreto, mas primeiro a influência da argamassa precisa ser verificada:

$$0,2 \text{ mín } (a, b)$$

$$0,2 \text{ mín } (330) = 66 \text{ mm} > t = 20 \text{ mm} \text{ OK! Não influencia}$$

Como a argamassa não tem influência, o coeficiente do material da junta, β_j , é 2/3. Assim, a resistência do concreto é calculada com base:

$$f_{jd} = B_j f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{22,6}{1,5} = 15,06 \text{ MPa}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 15,06 \sqrt{\frac{613,200}{145,200}} \leq 3 \times 15,06 \Rightarrow f_{jd} = 20,64 \text{ MPa} \leq 45,18 \text{ MPa OK!}$$

A largura da faixa, c , que substitui a placa flexível em uma placa rígida de área equivalente, é calculada a partir de:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 f_{jd} \gamma_{MO}}}$$

$$c = 20 \sqrt{\frac{235}{3 \times 20,64 \times 1,0}} = 39,00 \text{ mm}$$

Assim, o comprimento efetivo, l_{eff} , é:

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ b_c + 2c \end{array} \right.$$

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 330 \\ 240 + 78 = 318 \end{array} \right. = 318,00 \text{ mm}$$

E a largura efetiva, é:

$$b_{eff} = \min \left\{ c; \frac{a - h_c}{2} \right\} + t_f + c$$

$$b_{eff} = 39 + 17 + 39 = 95,00 \text{ mm}$$

Então, a área efetiva se torna:

$$A_{eff} = b_{eff} \times l_{eff}$$

$$A_{eff} = 95 \times 318 = 30.210,00 \text{ mm}^2$$

Finalmente, a resistência da peça comprimida é calculada:

$$F_{c,pl,Rd} = f_{jd} A_{eff}$$

$$F_{c,pl,Rd} = \left(\frac{20,64}{1000} \right) \times 30.210 = 623,53 \text{ kN}$$

E o braço de alavanca da força de compressão é obtido:

$$z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} \Rightarrow \frac{240}{2} - \frac{17}{2} = 111,50 \text{ mm}$$

Resistência da componente com o pilar submetido a compressão

A resistência da componente depende da capacidade plástica de momento de flexão da coluna:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{y,pl} f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \left(\frac{1.053.000 \times \left(\frac{235}{1000} \right)}{1,0} \right) / 1000 = 247,45 \text{ kN}$$

Assim, a resistência do projeto à compressão do pilar é:

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_c - t_f)}$$

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{247,45}{(0,240 - 0,017)} = 1.109,64 \text{ kN}$$

Montagem dos componentes

Para o cálculo da resistência à flexão, a excentricidade da carga é necessária:

$$e = \frac{M_{26,56,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{128}{-400} = -320 \text{ mm}$$

Isso corresponde ao caso de um momento fletor dominante com tração no lado esquerdo e compressão atuando no lado direito ($N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{c,l}$).

A resistência da parte sob tração é:

$$F_{T,l,Rd} = 189,4 \text{ kN}$$

E seu braço de alavanca é:

$$z_{t,l} = 170 \text{ mm}$$

A resistência da parte de compressão é considerada como a resistência mínima dos componentes da mesa do perfil e da alma do perfil em compressão ou do concreto em compressão e da placa de base em flexão:

$$F_{C,r,Rd} = \min(F_{C,pl,Rd}, F_{C,fc,Rd})$$

$$F_{C,r,Rd} = \min(623,53, 1.109,64) = 623,53 \text{ kN}$$

E o braço de alavanca é:

$$z_{C,r} = 111,50 \text{ mm}$$

Assim, sabendo que $z = z_T + z_C$, a resistência da ligação é dada por:

$$M_{y,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1} \\ - \frac{F_{C,r,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1} \end{array} \right.$$

$$M_{y,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{189,4 \times 0,2815}{0,115 / -0,32 + 1} = 83,23 \text{ kN.m} \\ - \frac{623,53 \times 0,2815}{0,17 / -0,32 - 1} = 114,62 \text{ kN.m} \end{array} \right. = 83,23 \text{ kN.m}$$

À classificação de acordo com a resistência, a ligação é classificada como de resistência parcial:

$$M_{y,Rd} = 83,23 \text{ kN.m} \begin{cases} \geq 0,25 M_{pl,y,Rd} = 61,86 \text{ kN.m} \\ \leq M_{pl,y,Rd} = 247,50 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Rigidez Inicial

Quanto à resistência, a rigidez inicial da ligação é calculada com base na rigidez dos componentes principais.

Componente da Rigidez da placa de base em flexão e chumbadores em tração

Os coeficientes de rigidez do componente são calculados com base na existência ou não de forças de alavanca. Conforme demonstrado no cálculo da resistência do mesmo componente,

não há forças de alavanca, portanto, o coeficiente de rigidez do chumbador é calculado da seguinte forma:

$$k_b = k_{16} = \frac{2 A_s}{L_b}$$

$$k_b = k_{16} = \frac{2 \times 220}{220} = 2,0 \text{ mm}$$

E o coeficiente de rigidez da seção em T-stub é dado por:

$$k_p = k_{15} = \frac{0,425 l_{eff1-2} t^3}{m^3}$$

$$k_p = k_{15} = \frac{0,425 \times 165 \times 20^3}{40,95^3} = 8,17 \text{ mm}$$

Finalmente, a rigidez da componente é avaliada:

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}}$$

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{2} + \frac{1}{8,17}} = 1,607 \text{ mm}$$

Componente de Rigidez da placa de base em flexão e concreto em compressão

Para calcular a rigidez do componente, é necessário expressar a placa flexível em termos de uma placa rígida equivalente. Portanto, os comprimentos equivalentes da seção em T são:

$$b_{eff,s} = t_f + 2,5t$$

$$b_{eff,s} = 17 + 2,5(20) = 67,00 \text{ mm}$$

$$l_{eff,s} = b_c + 2,5t$$

$$l_{eff,s} = 240 + 2,5(20) = 290,00 \text{ mm}$$

Por fim, a rigidez do componente é obtida:

$$k_c = k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff,s} l_{eff,s}}}{1,275 E}$$

$$k_c = \frac{20,9 \sqrt{67 \times 290}}{1,275 (210)} = 10,88 \text{ mm}$$

Montagem dos componentes

Os braços de alavanca, necessários para o cálculo, são:

$$z_{c,r} = 111,50 \text{ mm}$$

$$z_{t,l} = 170,00 \text{ mm}$$

$$z = z_{T,l} + z_{c,r} = 111,50 + 170,00 = 281,50 \text{ mm}$$

A rigidez é calculada para uma excentricidade específica, conseqüentemente a excentricidade, e_k , na qual a rotação zero, é necessária:

$$e_k = \frac{z_{c,r} k_{c,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{c,r} + k_{T,l}}$$

$$e_k = \frac{111,50 \times 10,88 - 170,00 \times 1,607}{10,88 + 1,607} = 75,27 \text{ mm}$$

Por fim, a rigidez inicial à flexão é obtida para a excentricidade calculada anteriormente ($e = -320 \text{ mm}$):

$$s_{y,j,ini} = \frac{e}{e + e_k} \frac{E_s z^2}{\left(1/k_{T,l} + 1/k_{c,r}\right)}$$

$$s_{y,j,ini} = \frac{-0,32}{-0,32 + 0,075} \frac{210 \times 0,2815^2}{\left(1/0,0016 + 1/0,0108\right)} = 30,28 \text{ MN.m/rad}$$

Quanto à classificação quanto à rigidez, a ligação é avaliada em comparação com a rigidez à flexão do pilar. Para comprimento de coluna $L_c = 2\text{m}$ e seção transversal HEB 240, a rigidez de flexão relativa é:

$$s_{y,j,ini} = s_{y,j,ini} \frac{L_c}{E_s I_{c,y}}$$

$$s_{y,j,ini} = 30,28 \frac{2000}{210 \times 112,6} = 2,56$$

Então, a base da coluna projetada pode ser classificada como semirrígida (para um valor particular $\lambda_0 = 1,36$):

$$s_{y,j,ini} = 2,56 \geq 0,5$$

$$s_{y,j,ini} = 2,56 \leq 12 = s_{j,ini,nsf}$$

$$s_{y,j,ini} = 2,56 \leq 30 = s_{j,ini,nsf}$$

Verificação da condição de segurança:

$$M_{26,56,Rd} = 128 \text{ kN.m} \geq 83,23 \text{ kN.m} (M_{y,Rd})$$

Não OK!

Nessa situação deve ser aumentada a dimensão da placa de base, bem como a espessura da mesma, e também alterado o perfil que é utilizado como pilar, para um com maior inércia.

3.2 Cálculo Análítico pelo Steel Design Guide 1

Para obter os valores de projeto, os fatores de segurança são considerados como: $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_n = 1,4$ e $\gamma_{a1} = 1,15$.

A classificação da rigidez é estabelecida pela excentricidade que pode ser obtida através da equação:

$$e = \frac{Msd}{Nsd}$$

$$e = \frac{12.800}{400} = 32,00 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = \frac{lx}{2} - \frac{lc}{2}$$

$$lc, \text{mín} = \frac{Nsd}{\sigma_{c,Rd} \cdot ly} = \frac{400}{1,02 \times 33} = 11,88 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{fck}{\gamma_c \times \gamma_n}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{2,0}{1,4 \times 1,4} = 1,02$$

$$\varepsilon = \frac{44}{2} - \frac{11,88}{2} = 16,06 \text{ cm}$$

$e > \varepsilon \text{ máx}$ – Grande excentricidade

Nestes casos, a tensão solicitante de cálculo do concreto é igual à resistente ($\sigma_c, Sd = \sigma_c, Rd$) e o comprimento de contato é obtido a partir da condição de equilíbrio do momento em

relação à linha de ação da força de tração desenvolvida nos chumbadores, conforme Equação:

$$lc = \left(a + \frac{lx}{2}\right) \pm \sqrt{\left(a + \frac{lx}{2}\right)^2 - \frac{2Nc, Sd (e + a)}{qmáx}}$$

$$qmáx = 1,02 \times 33 = 33,66$$

$$lc = \left(17 + \frac{44}{2}\right) \pm \sqrt{\left(17 + \frac{44}{2}\right)^2 - \frac{2 \times 400 (32 + 17)}{33,66}}$$

$$lc = 20,13 \text{ cm}$$

O cálculo da espessura da placa é realizado da mesma forma que para as placas comprimidas com pequena excentricidade, mas deve ser verificado se a espessura da placa é suficiente para resistir ao esforço de tração nos chumbadores. A força de tração em cada chumbador é calculada conforme Equação.

$$Ft, Sd = \frac{2(\sigma_c R d l_y lc - N S d)}{n b, eq}$$

$$Ft, Sd = \frac{2(1,02 \times 33 \times 20,13 - 400)}{4} = 138,79 \text{ kN}$$

Considerando a tração nos chumbadores, a espessura mínima da placa é dada pela seguinte equação:

$$tp, \text{mín} = \sqrt{\frac{4 n b, eq Ft, Sd \left(a - \frac{d}{2} + \frac{tf}{2}\right)}{l_y (f_y / \gamma a 1)}}$$

$$tp, \text{mín} = \sqrt{\frac{4 \times 4 \times 138,79 \left(17 - \frac{24}{2} + \frac{1,7}{2}\right)}{33 \left(\frac{23,5}{1,15}\right)}} = 13,65 \text{ cm} \sim 137 \text{ mm}$$

$$137 \text{ mm} > 20 \text{ mm} - \text{Não OK}$$

Nessa situação deve ser aumentada a dimensão da placa de base, bem como a espessura da mesma e aumentado o número de chumbadores.

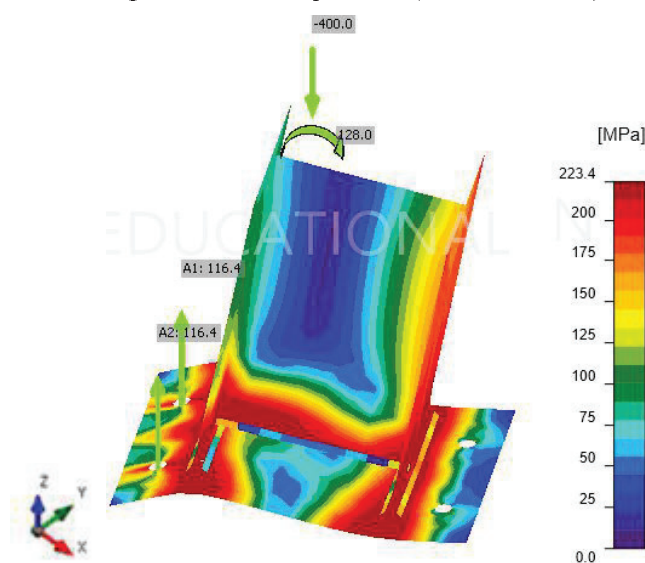
3.3 Resultados do Software IDEASTática

IDEA StatiCa é um software para verificações e dimensionamento de ligações de aço, através do método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM). Ele projeta e dimensiona conexões de aço, placas de base, e ancoragem. As verificações são detalhadas para aprovação/reprovação de acordo com os padrões europeu e americano. A modelagem considera o modelo de material elástico-plástico. Realiza análise de tensão e deformação de todas as ligações (Multiplus, 2021).

Os mesmos dados da ligação baseada no ensaio experimental realizado por Bajer et. al (2014) na Brno University Technology, foram verificados através do software IDEA Statica. O relatório de cálculo fornecido pelo programa, com base na norma americana, encontra-se no Anexo I e o relatório de cálculo, com base na norma europeia encontra-se no Anexo II.

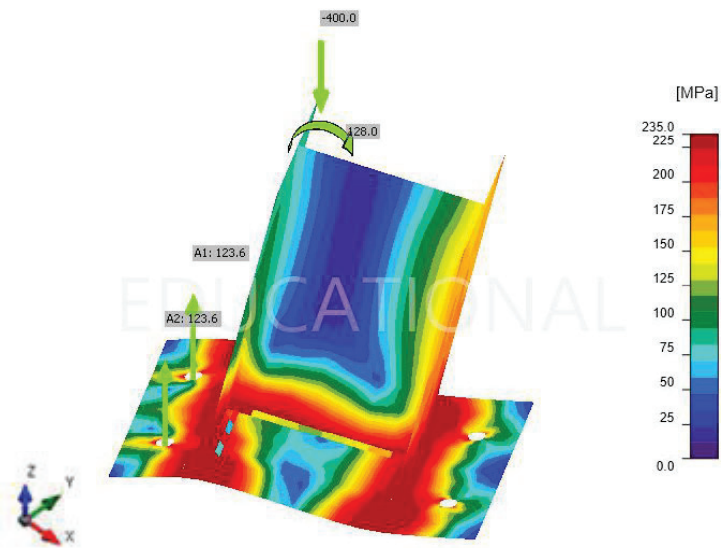
As figuras 55 e 56 mostram a tensão equivalente obtida em cada uma das análises.

Figura 55 - Tensão equivalente (Norma americana)



Fonte: O autor

Figura 56 - Tensão equivalente (Norma Européia)



Fonte: O autor

A tensão equivalente máxima obtida pela norma americana foi de 223,40 MPa e pela norma européia de 235,00 MPa. A Tensão Equivalente máxima obtida por Bajer et. al (2014) foi de 236,62 Mpa.

Como o dimensionamento analítico não fornecem resultados de tensão, não é possível fazer a comparação entre eles. Porém, nas duas análises realizadas no software, os chumbadores não passaram no dimensionamento, bem como houve uma grande deformação na placa de base, mesmo comportamento obtido no ensaio experimental realizado por Bajer et. al (2014), ver figura 40.

4.0 ANÁLISE NUMÉRICA - CBFEM

Neste capítulo, o comportamento das bases dos pilares submetidas a carregamento biaxial é estudado através do método dos elementos finitos baseado em componentes – CBFEM. O objetivo principal é comparar os resultados obtidos através da aplicação de três diferentes carregamentos: força axial e momento fletor biaxial, força axial e momento fletor uniaxial no eixo de maior inércia e força axial e momento fletor uniaxial no eixo de menor inércia. O software IDEASTatica, 20.1, versão educacional foi selecionado para esse propósito.

Foram dimensionados 16 modelos de ligações de placas de base com diferentes configurações, variando o perfil, o tamanho da placa de base, a espessura da placa de base, a quantidade de chumbadores, o diâmetro dos chumbadores e a dimensão do bloco, que foram definidos através do Método experimental de Taguchi, com quatro níveis e 5 fatores, resultando na matriz experimental, conforme pode ser visto na tabela 2 e na figura 57:

Tabela 2: Propriedades dos Modelos analisados

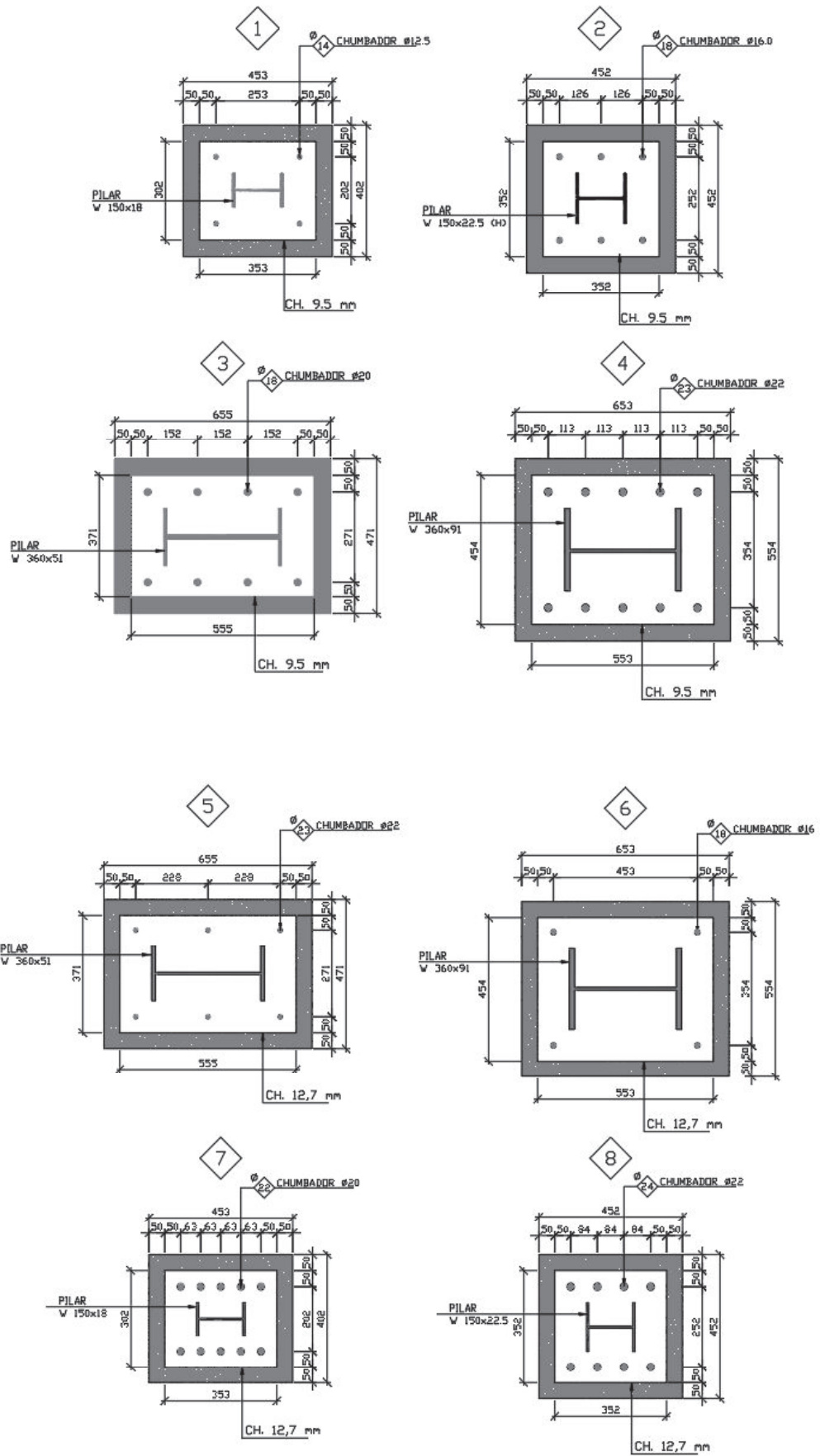
PROPRIEDADES DOS MODELOS							
Nº	Perfil	esp. placa (mm)	Dimensão placa (mm)	nº chumbador	Ø chumbador	Fck do concreto (MPa)	Dimensão do bloco (mm)
1	W 150x18	9,5	302x353	4	M12	30	402x453x500
2	W150x22,5	9,5	352x352	6	M16	30	452x452x500
3	W360x51	9,5	371x555	8	M20	30	471x655x500
4	W360x91	9,5	454x553	10	M22	30	554x653x500
5	W360x51	12,7	371x555	6	M12	30	471x655x500
6	W360x91	12,7	454x553	4	M16	30	554x653x500
7	W 150x18	12,7	302x453	10	M20	30	402x553x500
8	W150x22,5	12,7	352x352	8	M22	30	452x452x500
9	W360x91	16	454x553	8	M12	30	554x653x500
10	W360x51	16	371x555	10	M16	30	471x655x500
11	W150x22,5	16	352x352	4	M20	30	452x452x500
12	W 150x18	16	302x353	6	M22	30	402x453x500
13	W150x22,5	19	352x452	10	M12	30	452x552x500
14	W 150x18	19	302x353	8	M16	30	402x453x500
15	W360x91	19	454x553	6	M20	30	554x653x500
16	W360x51	19	371x555	4	M22	30	471x655x500

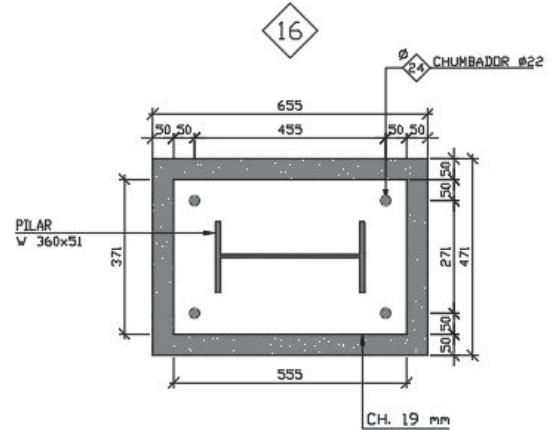
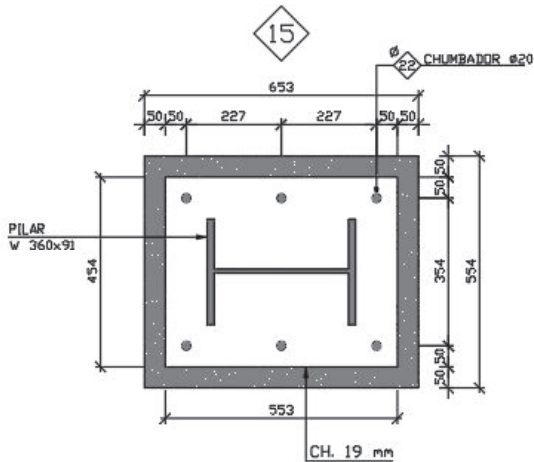
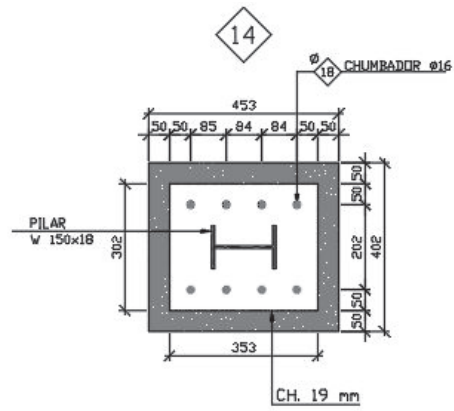
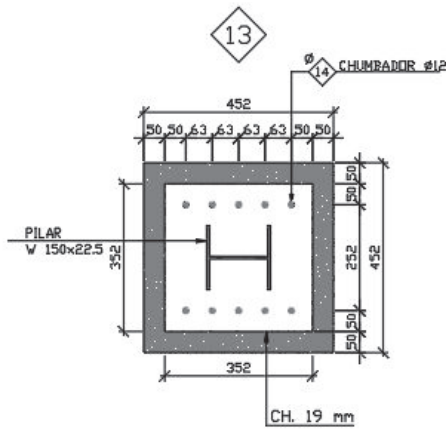
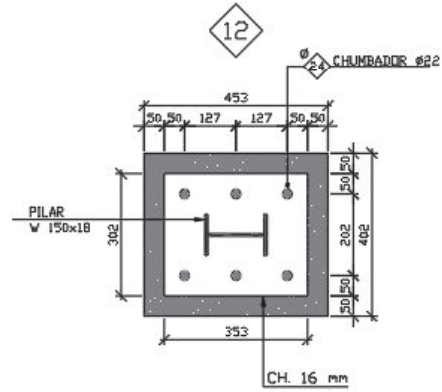
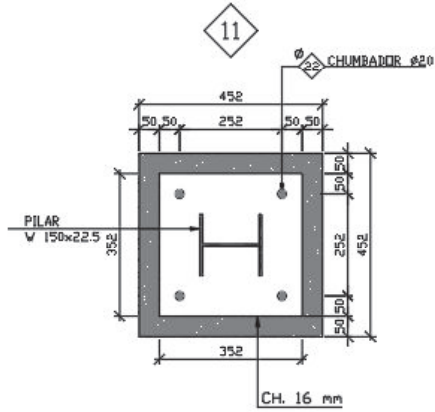
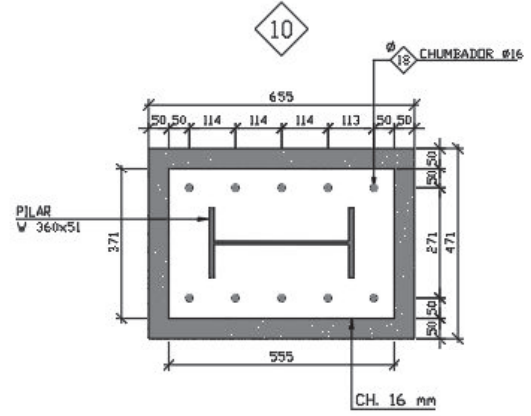
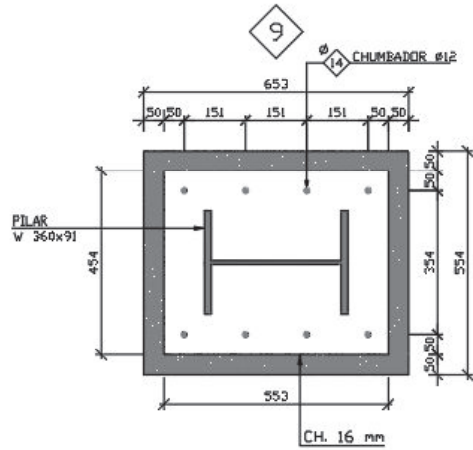
Fonte: O autor

Para o dimensionamento com base no Eurocode, foi considerado o mesmo tipo de aço para o perfil (S355), o mesmo tipo de aço para a placa de base (S275), o mesmo tipo de aço para o chumbador (6.8) e o mesmo tipo de solda (duplo filete).

Para o dimensionamento com base no AISC, foi considerado o mesmo tipo de aço para o perfil (A572 Gr 50), o mesmo tipo de aço para a placa de base (A36), o mesmo tipo de aço para o chumbador (A325) e o mesmo tipo de solda (duplo filete).

Figura 57 - Modelos analizados



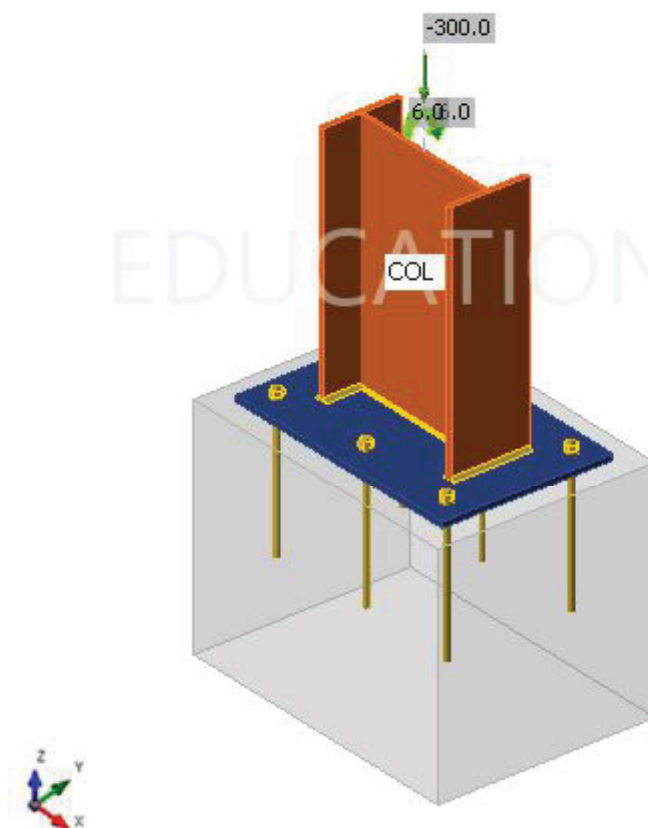


O modelo é gerado automaticamente pelo software, a partir das informações inseridas nas configurações do projeto. Ele é composto pelo perfil, placa de base, solda, chumbadores e bloco de fundação.

Todos os modelos foram dimensionados com o mesmo carregamento aplicado, sendo:
 $N = -300 \text{ kN}$ $M_y = 6 \text{ kN.m}$ $M_z = 6 \text{ kN.m}$

Conforme pode ser visto na figura 58:

Figura 58 - Carregamento aplicado no modelo 05

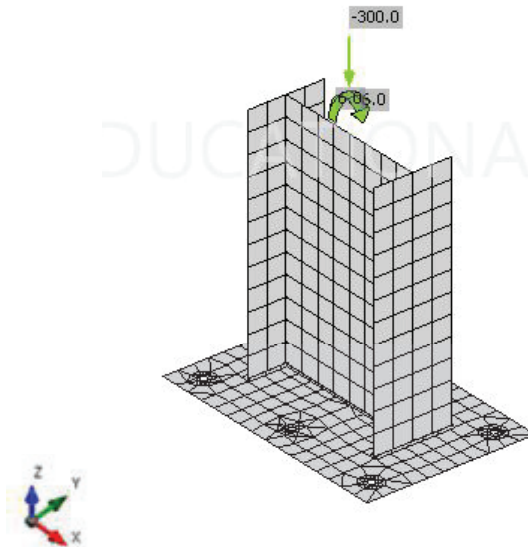


Fonte: O autor

Todas as chapas são modeladas e discretizadas como elementos de placa. Os chumbadores são representados por molas não lineares especiais e as soldas são discretizadas e modeladas como restrições especiais que permitem a redistribuição de tensões devido à sua plastificação (CBFEM, 2021).

O software gera uma malha com tamanho mínimo do elemento de 10 mm e tamanho máximo do elemento de 50 mm, que pode ser visto na figura 59.

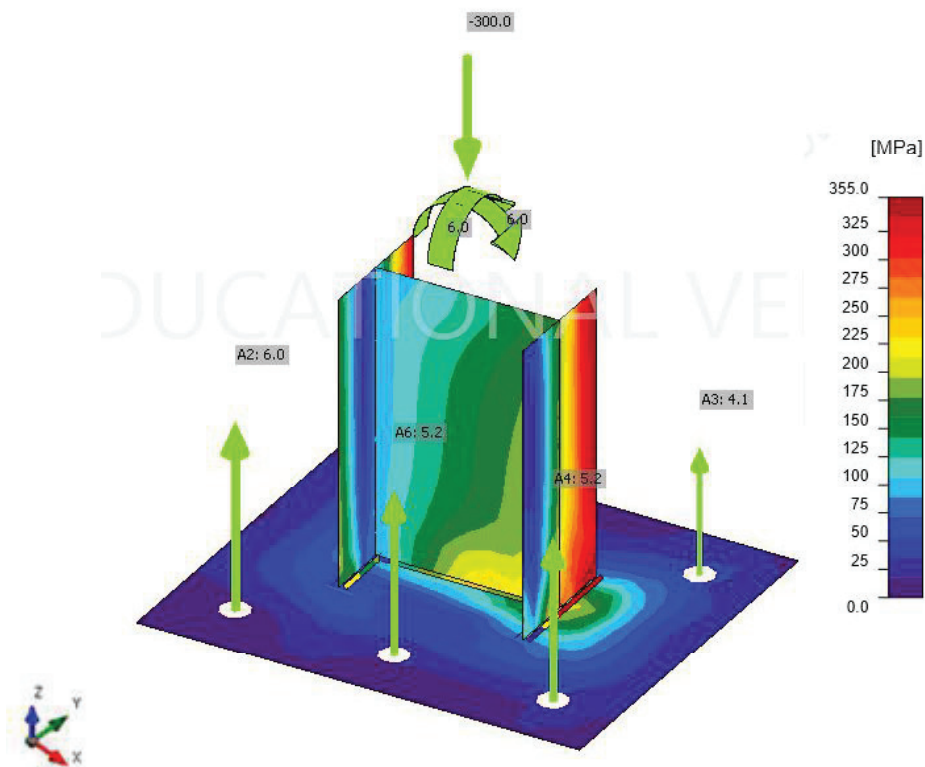
Figura 59 - Malha aplicada no modelo 05



Fonte: O autor

Após o dimensionamento, são gerados resultados de tensão em todas as faces do perfil, bem como a tensão ocorrida na placa de base, a força axial ocasionada nos chumbadores, e a tensão no concreto (Figura 60).

Figura 60 - Tensões obtidas no modelo 05 - biaxial



Fonte: O autor

Os resultados obtidos para todos os modelos, bem como dimensionados pelas duas normas, encontram-se na tabela 3:

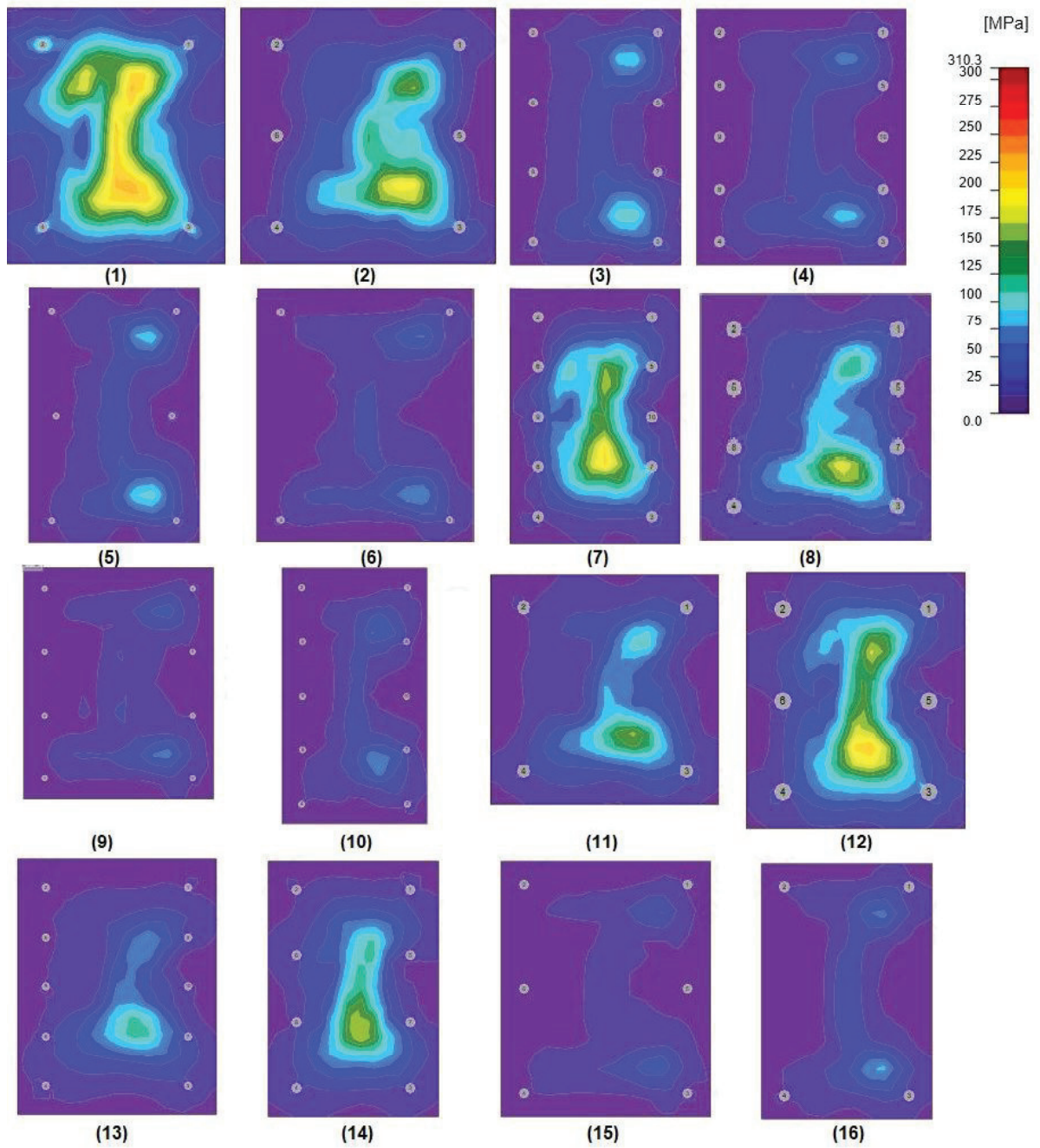
Tabela 3: Resultados obtidos – verificação biaxial

Nº	EUROCODE				AISC			
	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)
1	356200	275200	5,8	25200	312000	223700	9,2	7200
2	312500	253000	2,7	19900	291500	223500	3,1	4900
3	108400	106800	2,2	12100	114000	116900	2,6	2700
4	51400	77900	1,4	8000	53900	92700	1,8	2100
5	111800	92200	3,2	8400	117100	107800	3,7	2400
6	53800	69700	1,3	5900	55400	81500	1,2	2000
7	337800	241600	6,6	20400	311500	223500	7,4	5000
8	308800	196200	3,2	13900	288100	220700	3,3	4400
9	57000	58600	1,6	4600	57700	75400	1,7	1600
10	119600	70800	3,6	6500	120400	99400	3,9	2000
11	310400	161700	2,7	10500	286800	177400	2,9	3800
12	331800	234400	6,0	14700	311200	223400	7,1	5000
13	303200	126400	3,4	8100	281700	141900	3,7	3100
14	329900	195700	5,5	11100	311100	203900	6,0	3900
15	57500	55600	2,9	3800	60100	63600	3,1	1500
16	115000	72400	1,7	5100	118600	83700	1,8	2000

Fonte: O autor

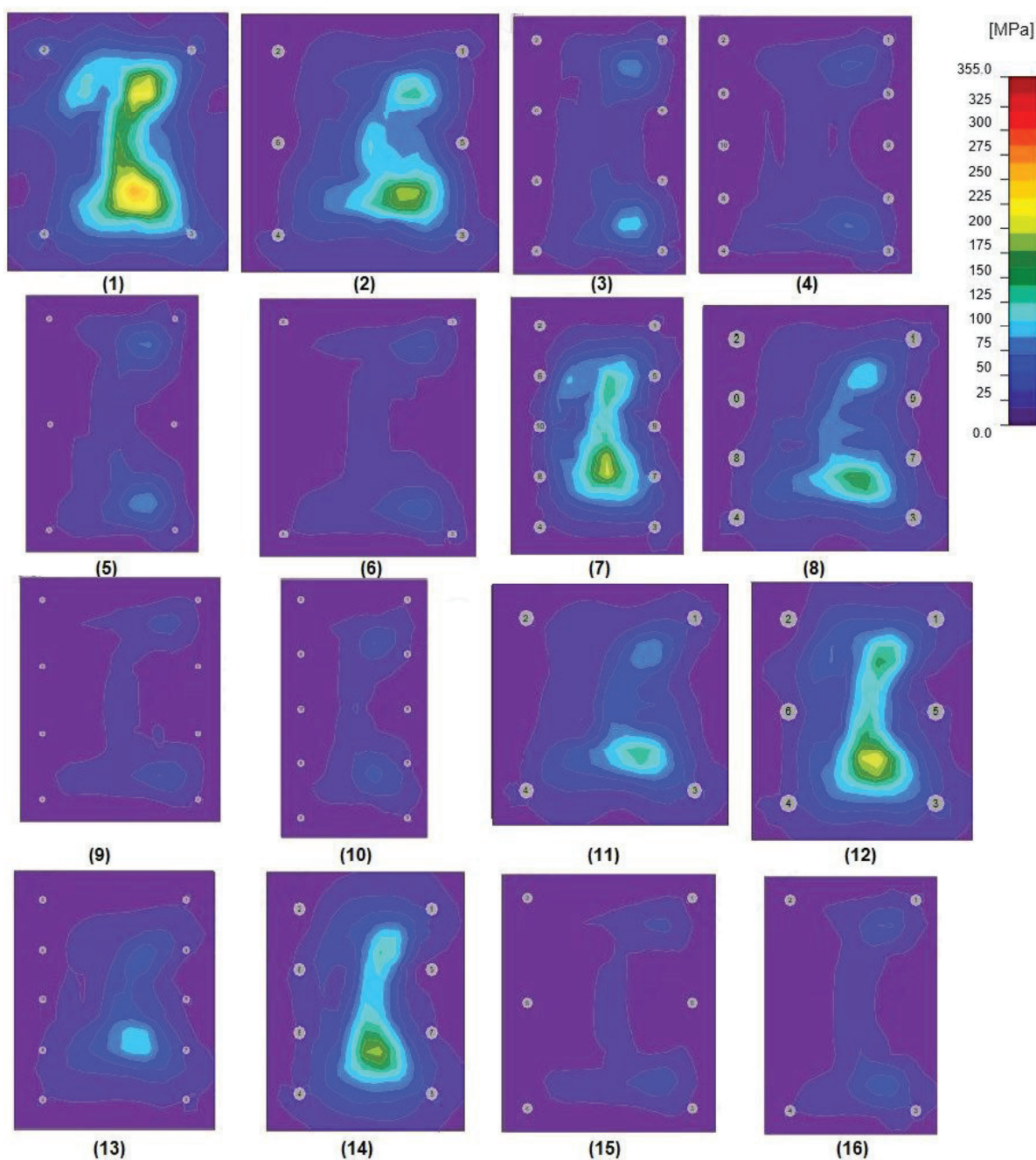
As Figuras 61 e 62 mostram a distribuição das tensões principais ocorrida na placa de base para cada uma das análises efetuadas, modelo biaxial.

Figura 61 - Tensões ocorridas nas placas de base modelo biaxial - AISC



Fonte: O autor

Figura 62 - Tensões ocorridas nas placas de base modelo biaxial - Eurocode



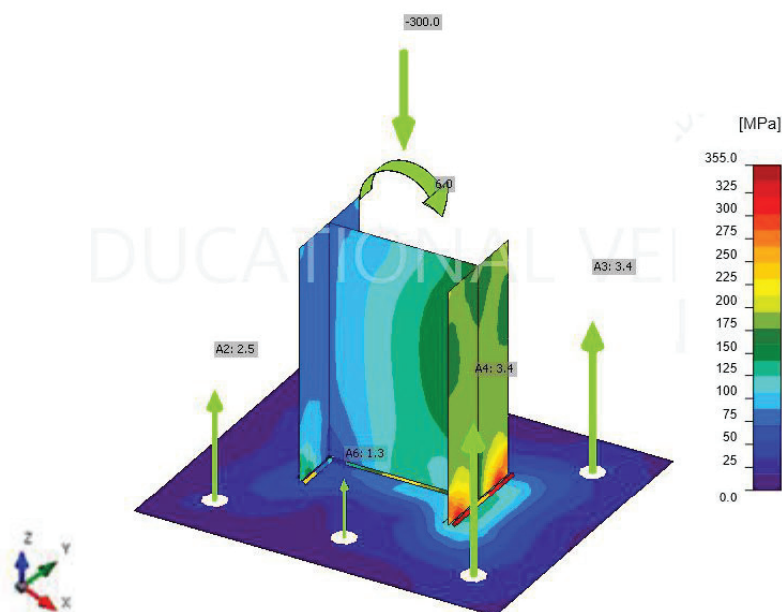
Fonte: O autor

Para poder comparar e analisar os resultados encontrados, foram analisados os mesmos 16 modelos, por ambas as normas (americana e europeia) para o seguinte carregamento aplicado:

$$N = -300 \text{ kN} \quad M_y = 6 \text{ kN.m}$$

Momento aplicado apenas no eixo de maior inércia do Perfil. Na Figura 63 é possível verificar as tensões obtidas no modelo 05.

Figura 63 - Tensões obtidas no modelo 05 – uniaxial maior inércia (My)



Fonte: O autor

Os resultados obtidos para todos os ensaios, bem como verificados pelas duas normas, encontram-se na tabela 4:

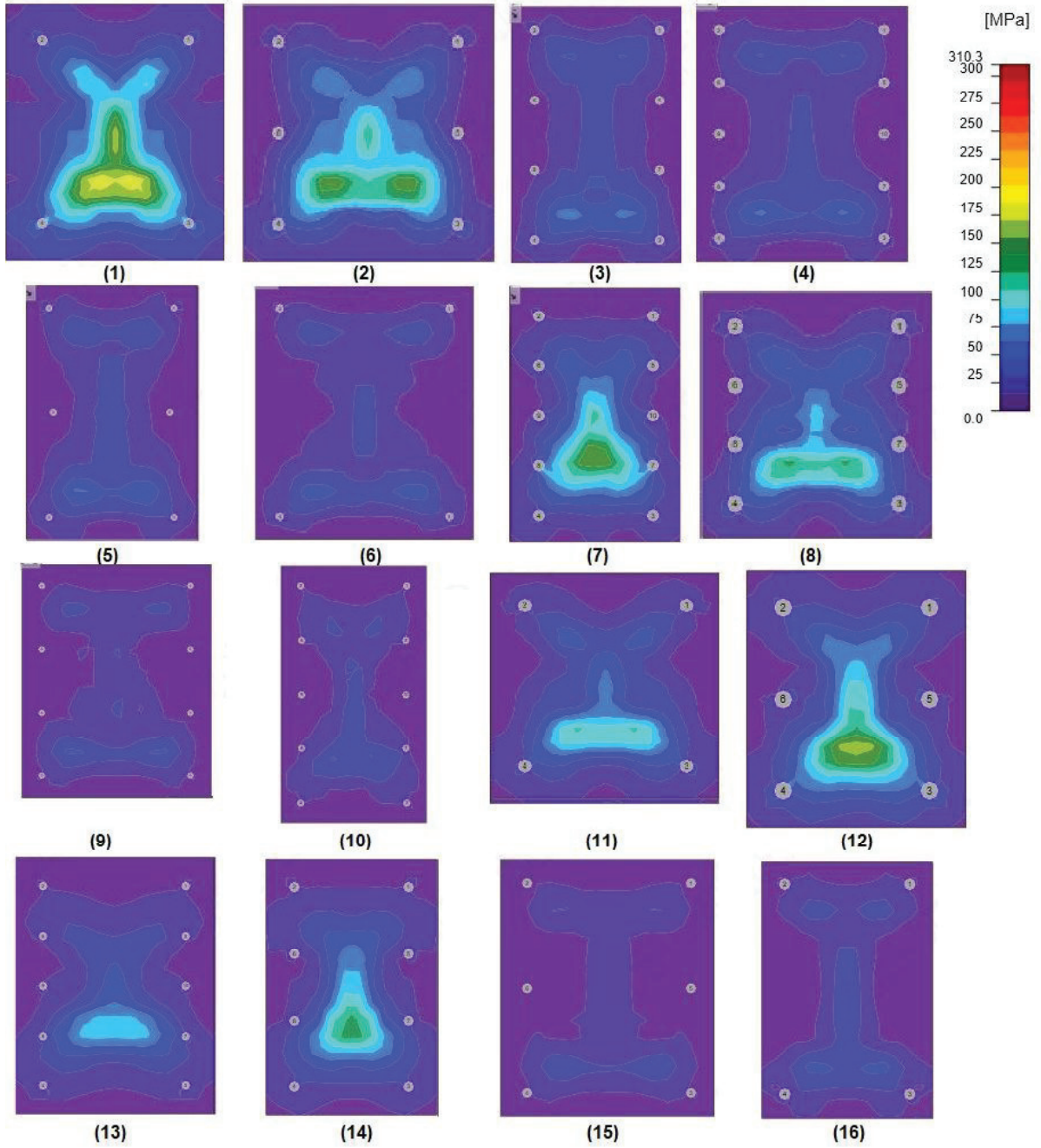
Tabela 4: Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia)

Nº	EUROCODE				AISC			
	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)
1	292300	210400	2,7	22100	283800	223400	3,1	6200
2	233800	174900	2	17500	238000	197000	2,3	4600
3	66400	68200	1,8	10900	71400	79200	2	2800
4	35200	57000	1,3	7900	37200	66900	1,5	2100
5	70000	57700	2,7	7700	75100	68500	3,2	2,2
6	37600	49700	1	5800	39200	58200	1	2000
7	284700	149300	4,3	16300	283500	179600	3,7	4500
8	231700	135500	2,5	12300	239000	159800	2,6	4000
9	40900	42000	1,3	4600	42000	54500	1,5	1600
10	76700	45300	3,2	6100	83400	62400	3,4	1900
11	232200	116000	2,3	9400	238300	131700	2,1	3500
12	273900	152600	3,4	12200	271900	181500	3,4	4500
13	228500	87600	3	7400	229800	100400	3,4	2900
14	267400	134600	2,3	9500	258700	149200	4,2	3500
15	41600	39700	2,5	3700	44400	46200	2,7	1400
16	74400	47900	0,5	4800	78400	55100	0,1	2000

Fonte: O autor

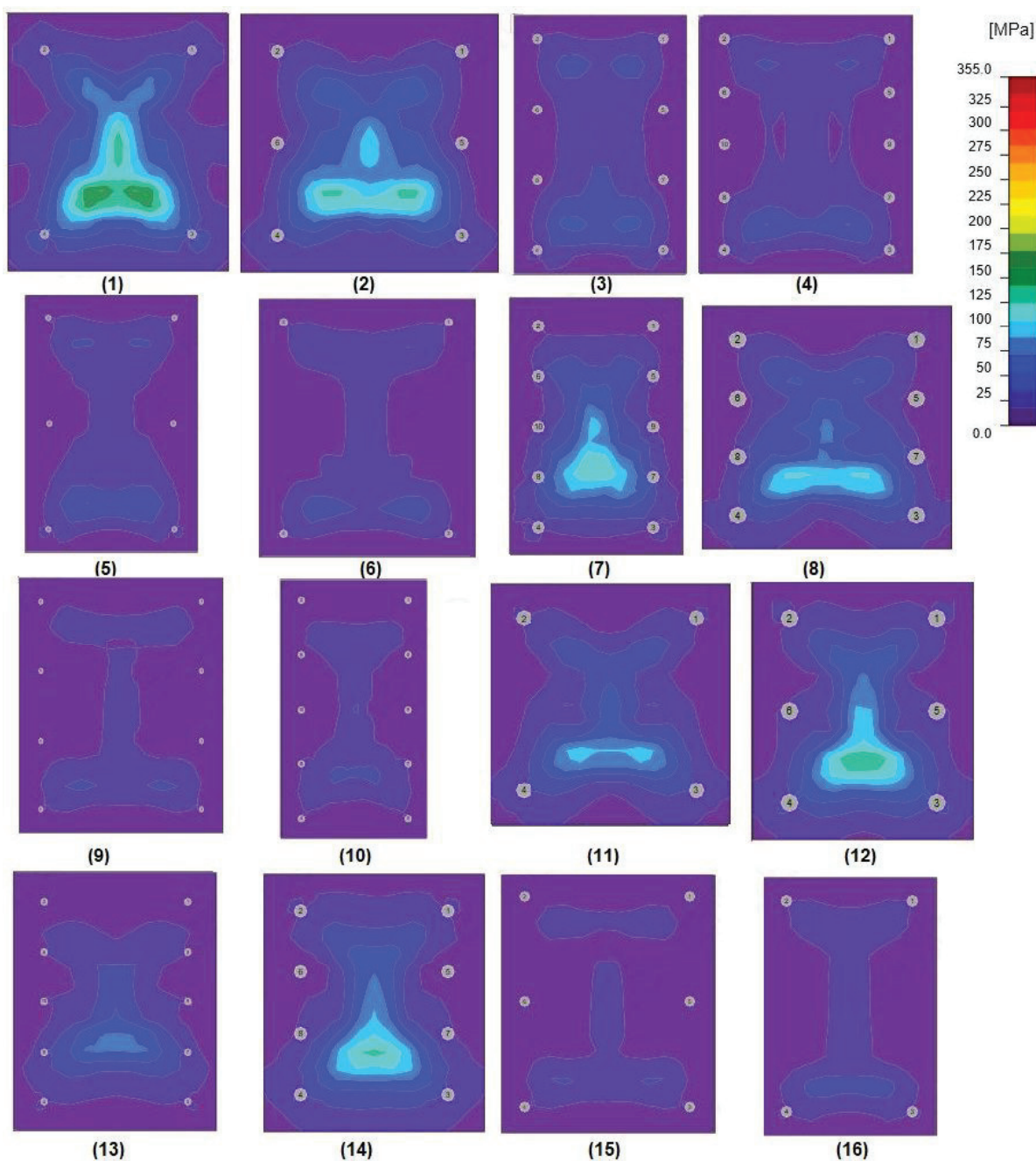
As Figuras 64 e 65 mostram a distribuição das tensões principais ocorrida na placa de base para cada uma das análises efetuadas, modelo uniaxial maior inércia.

Figura 64 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial maior inércia - AISC



Fonte: O autor

Figura 65 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial maior inércia - Eurocode



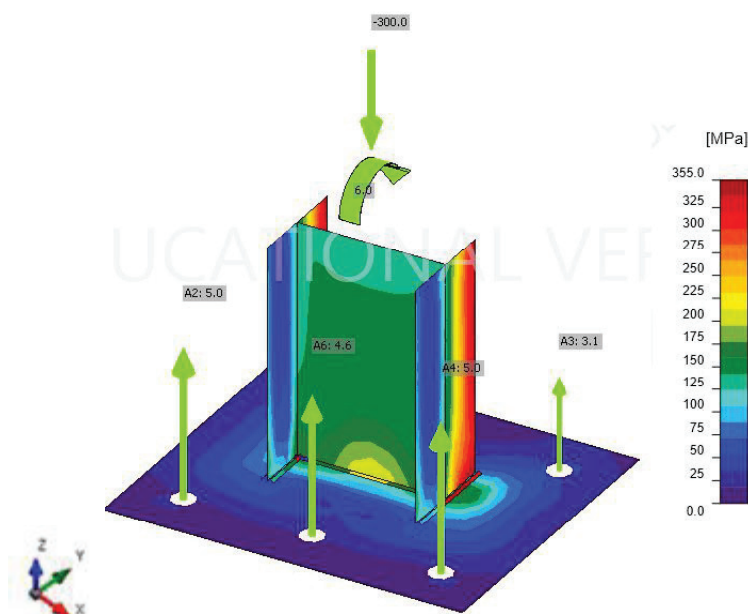
Fonte: O autor

Os mesmos 16 modelos, também foram analisados por ambas as normas (americana e europeia) para o seguinte carregamento aplicado:

$$N = -300 \text{ kN} \quad M_z = 6 \text{ kN.m}$$

Momento aplicado apenas no eixo de menor inércia do Perfil. Na Figura 66 é possível verificar as tensões obtidas no modelo 05.

Figura 66 - Tensões obtidas no modelo 05 – uniaxial menor inércia (Mz)



Fonte: O autor

Os resultados obtidos para todos os ensaios, bem como dimensionados pelas duas normas, encontram-se na tabela 5:

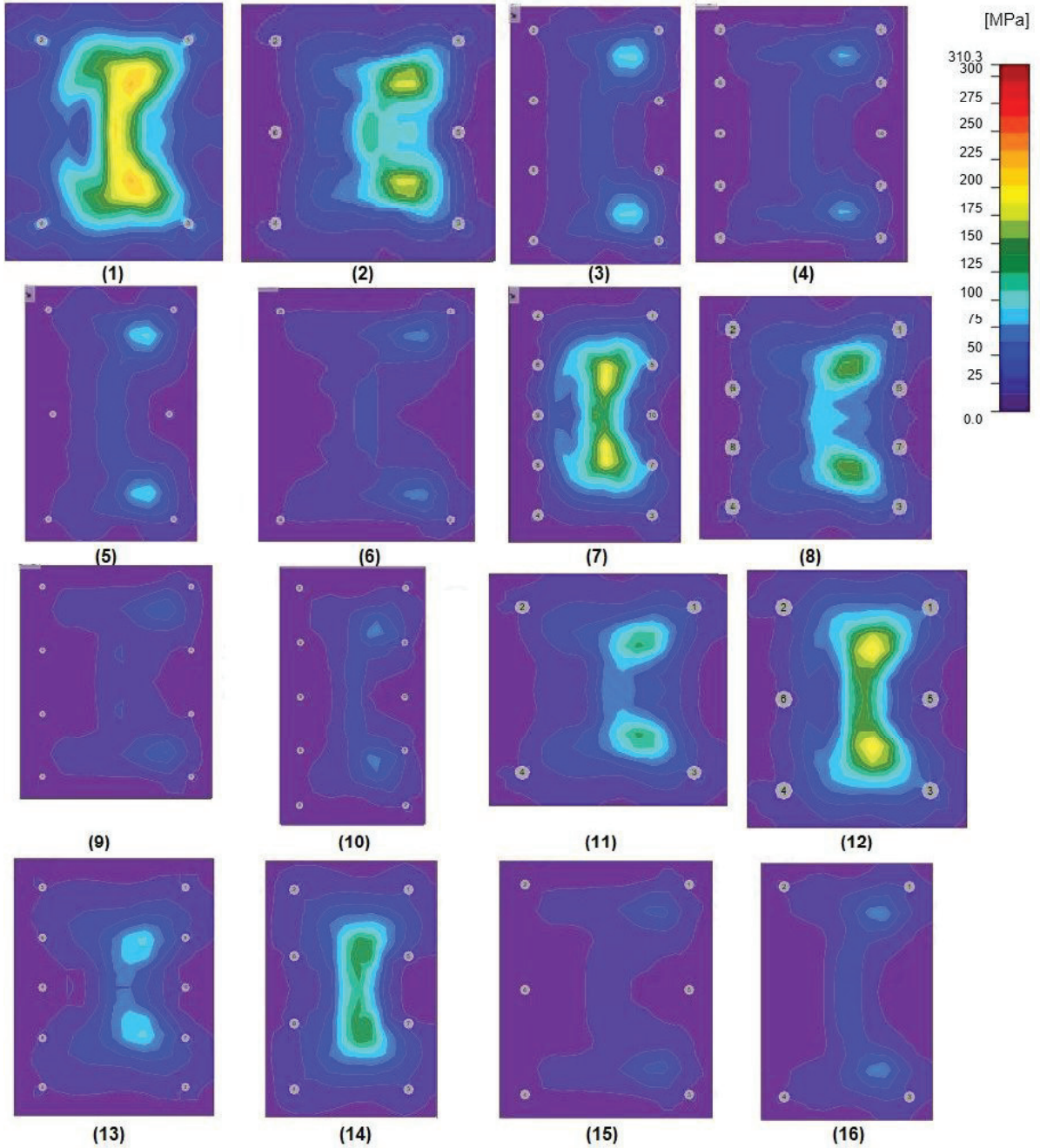
Tabela 5: Resultados obtidos – verificação uniaxial (menor inércia)

Nº	EUROCODE				AISC			
	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)	Tensão máxima perfil (kN/m ²)	Tensão Máxima Placa (kN/m ²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m ²)
1	355600	275100	3,2	26700	311200	223600	5,3	6700
2	281200	212300	2,8	18700	274900	223400	3,1	4600
3	97900	97700	2,1	12000	102700	107100	2,4	2600
4	46900	69800	1,6	8000	48100	86100	1,7	2000
5	101000	85600	3,2	8300	105400	100700	3,7	2400
6	49100	64000	1,2	5900	50600	74600	1,1	2000
7	330400	188700	5,7	19500	310900	209300	4,5	4800
8	279100	166400	2,4	13000	274700	188900	2,6	4300
9	50900	59000	1,6	4600	51200	68500	1,7	1600
10	108500	65700	3,6	6400	108700	93200	3,9	2000
11	280900	136400	2,3	9900	275100	150800	2,8	3600
12	322800	192800	5	14000	310100	213400	5,9	4800
13	273700	98900	2,7	7700	268800	115600	3	3100
14	321400	160500	4,7	10500	306100	172100	4,7	3800
15	51300	50500	2,9	3800	53500	57700	3,1	1500
16	103900	65800	1,6	5100	106500	77400	1,6	2000

Fonte: O autor

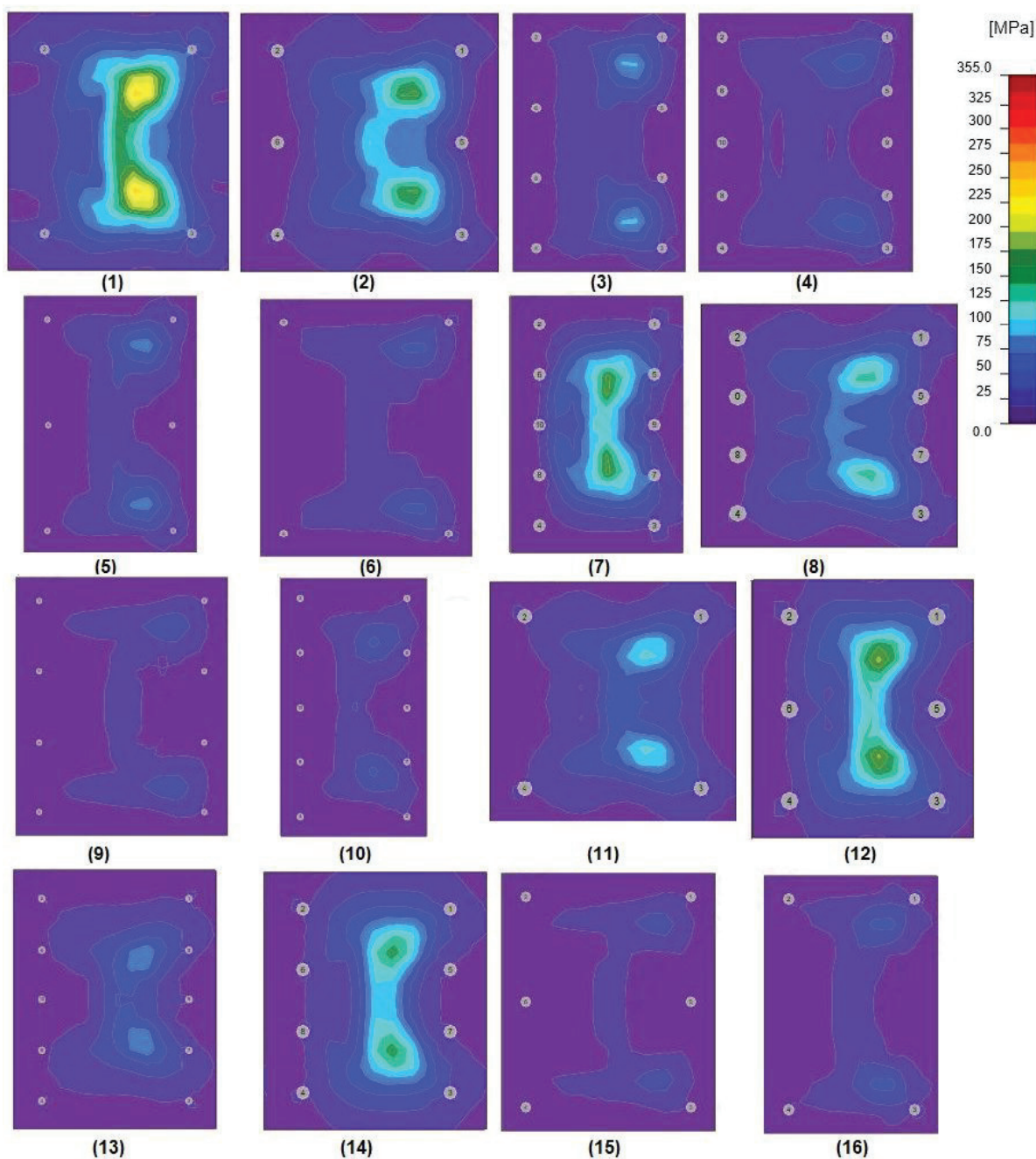
As Figuras 67 e 68 mostram a distribuição das tensões principais ocorrida na placa de base para cada uma das análises efetuadas, modelo uniaxial menor inércia.

Figura 67 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial menor inércia - AISC



Fonte: O autor

Figura 68 - Tensões ocorridas nas placas de base, modelo uniaxial menor inércia - Eurocode



Fonte: O autor

Através da comparação entre os resultados obtidos pelas três análises efetuadas, foram gerados os seguintes gráficos de dispersão:

Legenda:

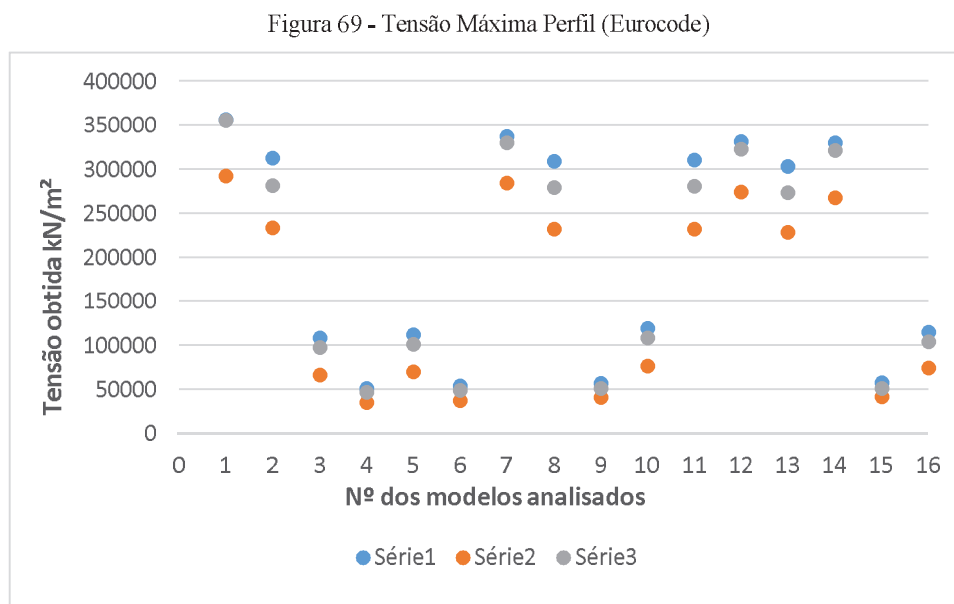
Série 1 - Aplicação de Momento biaxial

Série 2 – Aplicação de Momento uniaxial no Eixo de Maior Inércia

Série 3 – Aplicação de Momento uniaxial no Eixo de Menor Inércia

4.1 Tensão Máxima no Perfil (Eurocode)

Em relação a Tensão Máxima que ocorreu no Perfil, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações são obtidas (Figura 69):



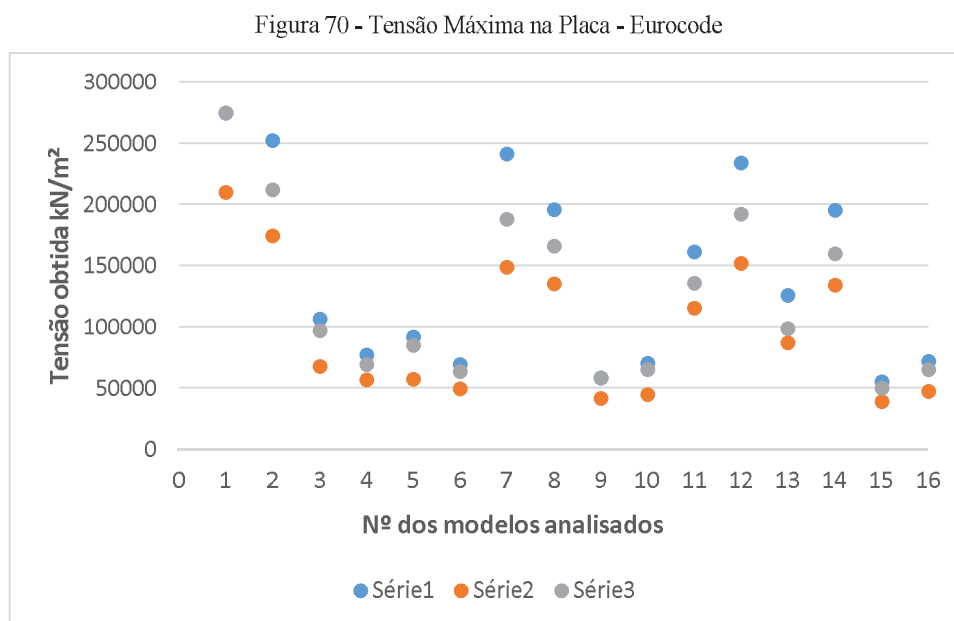
Fonte: O autor

- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão no Perfil, a qual variou entre 15,72% e 38,75%. As menores reduções ocorreram nos modelos que utilizam o Perfil W150x18. Entre esses quatro modelos (1, 7, 12, 14) a menor redução foi no modelo 7, que tem a chapa de 12,7 mm. As maiores reduções ocorreram nos modelos que utilizam o Perfil W360x51.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão no Perfil que variou entre 0,17% e 10,778%. As menores reduções ocorreram nos modelos que utilizam o Perfil W150x18. Entre esses quatro modelos (1, 7, 12, 14) a menor redução foi no modelo 1, que tem a chapa de 9,50 mm. As maiores reduções ocorreram nos modelos que utilizam o Perfil W360x91 e o W 150x22,5.

A menor tensão ocorreu no modelo 4 que utiliza o Perfil W360x91, placa de base de 9,50 mm e dez chumbadores. A maior tensão ocorreu no modelo 1 que utiliza o Perfil W150x18, placa de base de 9,50 mm e quatro chumbadores.

4.2 Tensão Máxima na Placa (Eurocode)

Em relação a Tensão Máxima que ocorreu na Placa, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 70):



Fonte: O autor

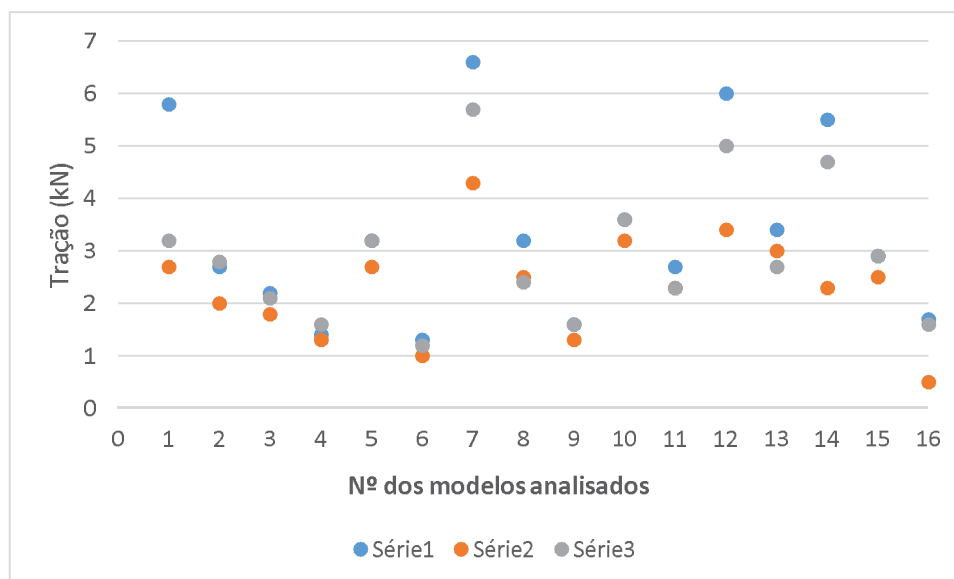
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 23,55% e 38,20%. A menor redução ocorreu no modelo 1 e a maior redução ocorreu no modelo 7.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,04% e 21,90%. A menor redução ocorreu no modelo 1 e a maior redução ocorreu no modelo 7.

A menor tensão na placa de base ocorreu no modelo 15 que utiliza o Perfil W360x91 e possui uma espessura de 19 mm (chapa mais grossa). A maior tensão na placa de base ocorreu no modelo 1 que utiliza o Perfil W150x18 e possui uma espessura de 9,5 mm (chapa mais fina).

4.3 Tração no Chumbador (Eurocode)

Em relação a Tração no Chumbador, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 71):

Figura 71 - Tração no Chumbador - Eurocode



Fonte: O autor

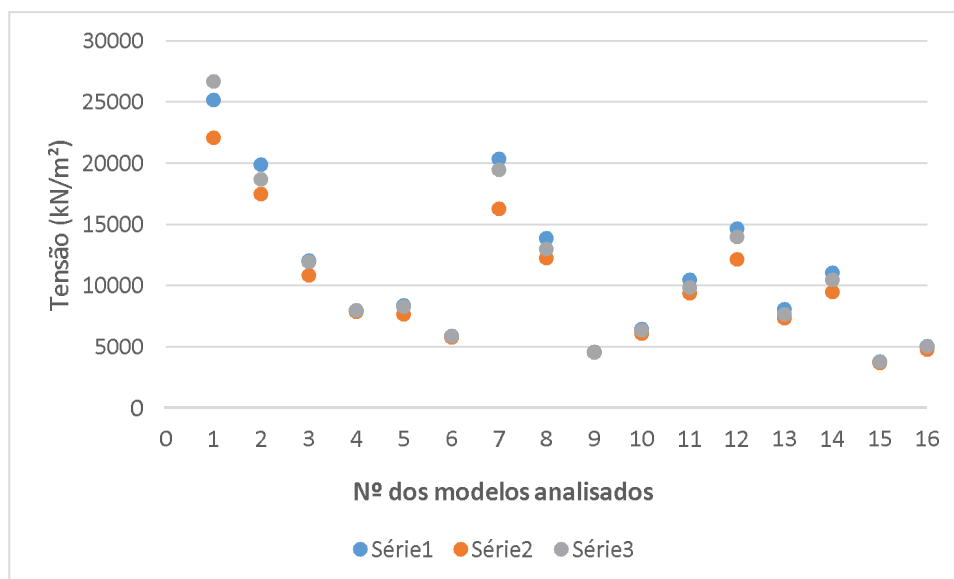
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tração que variou entre 7,14% e 70,59%. A maior redução ocorreu no modelo 16 que conta com apenas 4 chumbadores. A menor redução ocorreu no modelo 4 que conta com 10 chumbadores.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tração que variou entre 0,00% e 44,83%. Não houve alteração no resultado da tração nos modelos 5, 9, 10 e 15. A maior redução de tração ocorreu no modelo 1, que conta com apenas 4 chumbadores.

O valor maior de tração no chumbador ocorreu no modelo 7 que possui 10 chumbadores. O menor valor de tração ocorreu no modelo 6, que conta com apenas 4 chumbadores. Os quatro maiores valores de tração no chumbador ocorreram nos modelos que utilizam o perfil W150x18 (1, 7, 12 e 14). Os três menores valores de tração no chumbador ocorreram nos modelos que utilizam o perfil W360x91 (4, 6 e 9).

4.4 Tensão no Concreto (Eurocode)

Em relação a Tensão no Concreto, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 72):

Figura 72 - Tensão no Concreto - Eurocode



Fonte: O autor

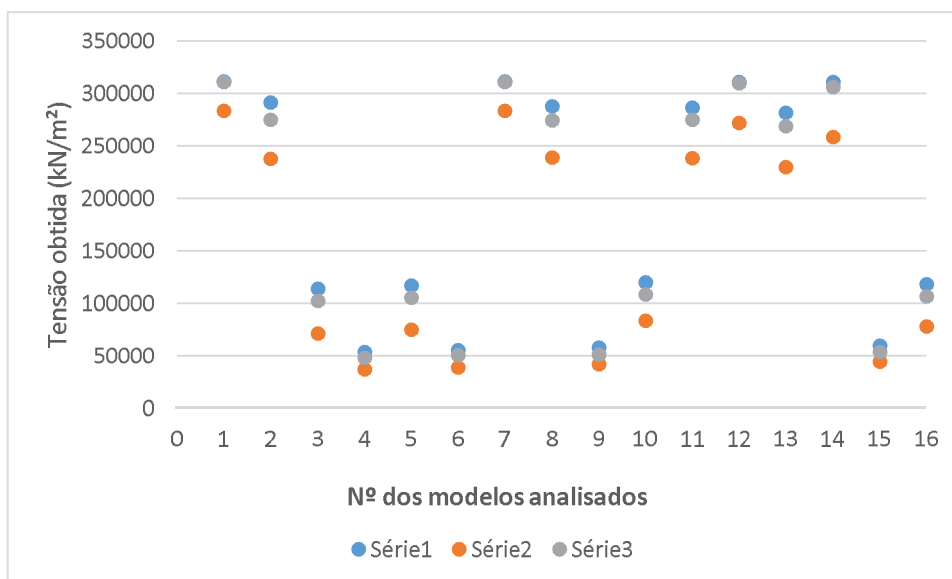
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,00% e 20,10%. Não ocorreu redução da tensão no modelo 9, que possui o bloco de maior dimensão. A maior redução de tensão ocorreu no modelo 7, que possui o bloco de menor dimensão.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,00% e 6,47%. Não ocorreu redução de tensão nos modelos 4, 6, 9, 15 e 16. E o modelo 8 foi o que teve a maior redução na tensão.

A maior tensão no concreto ocorreu no modelo 1, que possui a menor dimensão e a chapa mais fina. A menor tensão no concreto ocorreu no modelo 15, que possui a maior dimensão e a chapa mais grossa.

4.5 Tensão Máxima no Perfil (AISC)

Em relação à Tensão Máxima que ocorreu no Perfil, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 73):

Figura 73 - Tensão Máxima Perfil - AISC



Fonte: O autor

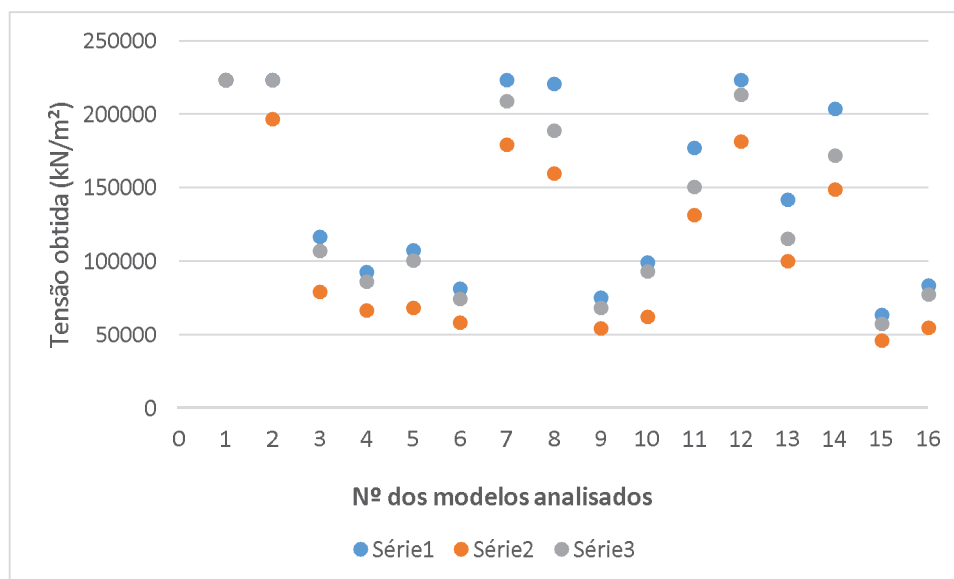
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 8,99% e 37,37%. As menores reduções de tensão ocorreram nos modelos 1 e 7 que utiliza o Perfil W150x18. As maiores reduções ocorreram nos modelos 3,5 e 16, que utiliza o Perfil W360x51.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, houve uma redução na tensão que variou entre 0,19% e 11,27%. As menores reduções de tensão ocorreram nos modelos 1, 7 e 12 que utiliza o Perfil W150x18. As maiores reduções ocorreram nos modelos 4, 9 e 15, que utiliza o Perfil W360x91.

O maior valor de tensão ocorreu no modelo 1 (Perfil W150x18 e 4 chumbadores). O menor valor de tensão ocorreu no modelo 4 (Perfil W360x91 e dez chumbadores).

4.6 Tensão Máxima na Placa (AISC)

Em relação à Tensão Máxima que ocorreu na Placa, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 74):

Figura 74 - Tensão Máxima na Placa - AISC



Fonte: O autor

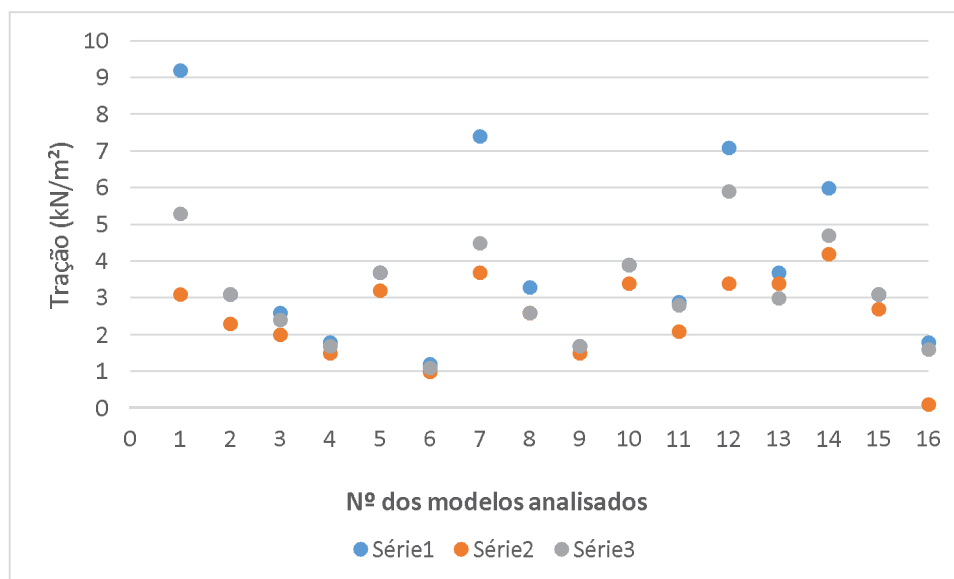
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,13% e 37,22%. A menor redução de tensão ocorreu no modelo 1 que utiliza o Perfil W150x18 e tem a chapa mais fina. A maior redução de tensão ocorreu no modelo 10 que utiliza o Perfil W 360x51 e tem uma chapa de 16 mm.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,04% e 18,53%. As menores reduções de tensão ocorreram nos modelos 1 e 2. A maior redução ocorreu no modelo 13.

A maior tensão na placa de base ocorreu no modelo 1, que possui a menor dimensão e a menor espessura. A menor tensão na placa de base ocorreu no modelo 15 que possui a maior dimensão e a maior espessura.

4.7 Tração no Chumbador (AISC)

Em relação à Tração no Chumbador, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 75):

Figura 75 - Tração no Chumbador - AISC



Fonte: O autor

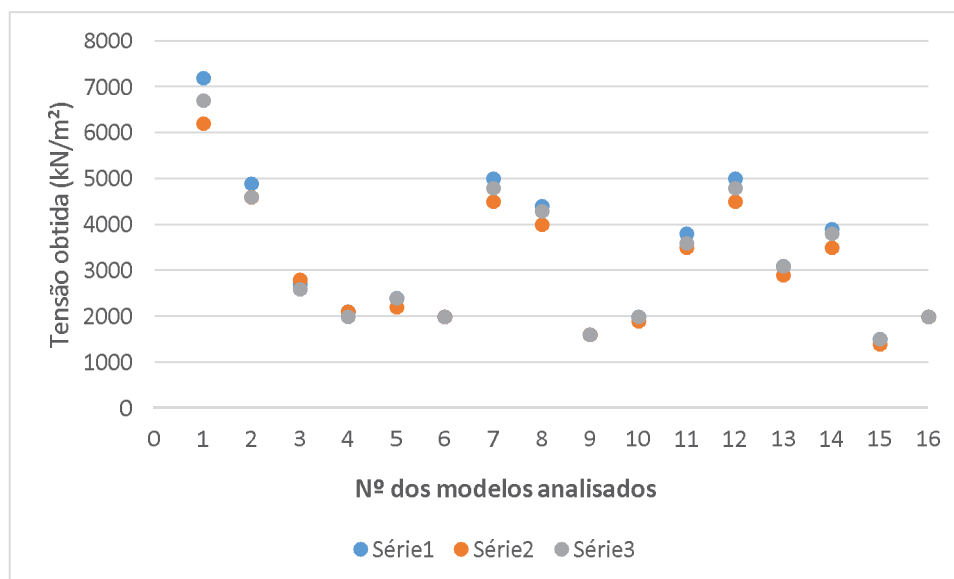
- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tração que variou entre 8,11% e 94,44%. A menor redução ocorreu no modelo 13 que conta com 10 chumbadores. A maior redução ocorreu no modelo 16 que conta com apenas 4 chumbadores.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tração que variou entre 0,00% e 42,39%. Os modelos que não tiveram alteração no resultado foram o 2, 5, 9, 10 e o 15. Os modelos que tiveram maior redução nos resultados foram o 1 e o 7, ambos utilizam o Perfil W150x18.

O valor maior de tração no chumbador ocorreu no modelo 1 que possui 4 chumbadores. O menor valor de tração ocorreu no modelo 6, que possui 4 chumbadores. Os quatro maiores valores de tração no chumbador ocorreram nos modelos que utilizam o perfil W150x18. Os três menores valores de tração no chumbador ocorreram nos modelos que utilizam o perfil W360x91.

4.8 Tensão no Concreto (AISC)

Em relação à Tensão no Concreto, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 76):

Figura 76 - Tensão no Concreto - AISC



Fonte: O autor

- Quando aplicado momento no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,00% e 13,89%. Não houve alteração de tensão nos modelos 4, 6, 9 e 16. A maior redução de tensão ocorreu nos modelos 1, 7, 12 e 14 que são os que possuem a menor dimensão do bloco.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,00% e 6,94%. Não houve alteração de tensão nos modelos 5, 6, 9, 10, 13, 15 e 16. A maior redução de tensão ocorreu nos modelos 1, 2 e 11

A maior tensão no concreto ocorreu no modelo 1, que possui a menor dimensão e a chapa mais fina. A menor tensão no concreto ocorreu no modelo 15, que possui a maior dimensão e a chapa mais grossa.

4.9 Análise com o mesmo tipo de Aço para a Placa e para o Perfil

Os mesmos 16 modelos foram analisados com base no código americano, considerado o mesmo tipo de aço para o perfil (A572 Gr 50), e o mesmo tipo de aço para a placa de base (A572 Gr 50).

Na tabela 6, encontram-se os resultados para o seguinte carregamento aplicado $N = -300$ kN, $M_y = 6$ kN.m, $M_z = 6$ kN.m.

Tabela 6: Resultados obtidos – verificação biaxial

Verificação biaxial				
AISC				
	Tensão máxima perfil (kN/m²)	Tensão Máxima Placa (kN/m²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m²)
1	314300	310400	8,2	7000
2	310600	274100	3,0	4900
3	130200	117200	2,6	2700
4	54400	96100	1,8	2100
5	118100	111500	3,9	2400
6	56000	84500	1,2	2000
7	311500	279600	4,4	4900
8	289500	227800	3,4	4300
9	58400	78000	1,7	1600
10	121500	102600	1,9	1900
11	288000	182600	3,4	3700
12	311200	264400	7,3	4900
13	282700	145900	3,7	3100
14	311100	209200	5,7	3800
15	60900	65700	3,2	1500
16	119700	86200	1,8	2000

Fonte: O autor

Na tabela 7, encontram-se os resultados para o seguinte carregamento aplicado $N = -300 \text{ kN}$, $M_y = 6 \text{ kN.m}$.

Tabela 7: Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia)

Verificação uniaxial – menor inércia				
AISC				
	Tensão máxima perfil (kN/m²)	Tensão Máxima Placa (kN/m²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m²)
1	286400	253000	3,3	5800
2	240700	204000	2,4	4500
3	72300	81900	2,1	2700
4	37700	69300	1,5	2100
5	76100	70900	3,3	2200
6	39700	60400	0,9	2000
7	285800	186200	3,7	4400
8	241700	165000	2,6	4000
9	42600	56600	1,5	1600
10	84700	64800	3,5	1800
11	241000	135900	2,1	3500
12	274300	187700	3,3	4400
13	232000	103600	3,4	2900
14	260200	154100	4,2	3400
15	45100	47800	2,8	1400
16	79600	57000	0	2000

Fonte: O autor

Na tabela 8, encontram-se os resultados para o seguinte carregamento aplicado $N = -300 \text{ kN}$, $M_z = 6 \text{ kN.m}$.

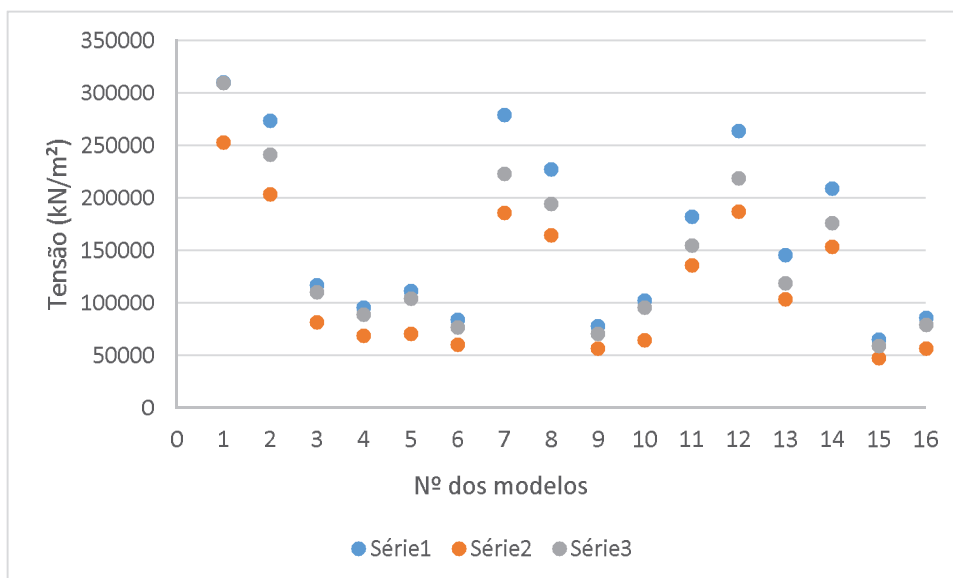
Tabela 8: Resultados obtidos – verificação uniaxial (maior inércia)

Verificação uniaxial – maior inércia				
AISC				
	Tensão máxima perfil (kN/m²)	Tensão Máxima Placa (kN/m²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m²)
1	311300	310300	5,3	6600
2	275800	241400	3,2	4400
3	103400	110700	2,5	2600
4	48500	89400	1,7	2000
5	106300	104200	3,9	2300
6	51100	77200	1	2000
7	310900	223300	4,2	4800
8	275600	194600	2,6	4200
9	51800	70900	1,6	1600
10	109600	96100	4	1900
11	275900	155100	2,9	3600
12	310800	219400	6,1	4600
13	270200	119100	3,1	3000
14	307100	176600	4,8	3700
15	54100	59600	3,2	1500
16	107400	79700	1,6	2000

Fonte: O autor

Em relação à Tensão na Placa de Base, comparando os resultados obtidos com a aplicação de Momentos nos dois eixos do Perfil, as seguintes afirmações podem ser obtidas (Figura 77):

Figura 77 - Tensão máxima na Placa - AISC



Fonte: O autor

- Quando aplicado momento, no Eixo de Maior Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 18,49% e 36,84%. A menor redução de tensão ocorreu no modelo 1 que utiliza o Perfil W150x18 e tem a chapa mais fina. A maior redução de tensão ocorreu no modelo 10 que utiliza o Perfil W 360x51 e tem uma chapa de 16 mm.
- Quando aplicado momento, no Eixo de Menor Inércia do Perfil, ocorreu uma redução na tensão que variou entre 0,03% e 20,14%. A menor redução de tensão ocorreu no modelo 1 que utiliza o Perfil W150x18 e tem a chapa de 9,5 mm. A maior redução ocorreu no modelo 7, que também utiliza o Perfil W150x18 e tem a chapa de 12,7 mm.

A maior tensão na placa de base ocorreu no modelo 1, que possui a menor dimensão e a menor espessura. A menor tensão na placa de base ocorreu no modelo 15 que possui a maior dimensão e a maior espessura. A relação é diretamente proporcional, quanto maior a espessura da placa, menor a tensão ocorrida.

4.10 Análise variando apenas a espessura da chapa

Para saber a influência que a espessura da chapa possui com relação a placa de base submetida a flexão biaxial, foram analisados 4 modelos, onde a única diferença entre eles foi a espessura da placa de base, conforme pode ser visto na tabela 9:

Tabela 9: Propriedades dos ensaios

PROPRIEDADES DOS ENSAIOS							
Nº	Perfil	esp. placa (mm)	Dimensão placa (mm)	nº chumb	Ø chumb	Fck do concreto (MPa)	Dimensão do bloco (mm)
1	W 150x18	16	402x453	4	M20	30	502x553x500
2	W 150x18	19	402x453	4	M20	30	502x553x500
3	W 150x18	22	402x453	4	M20	30	502x553x500
4	W 150x18	25	402x453	4	M20	30	502x553x500

Fonte: O autor

Os quatro modelos, foram verificados com o mesmo carregamento aplicado, sendo:

$$N = -300 \text{ kN} \quad M_y = 9 \text{ kN.m} \quad M_z = 9 \text{ kN.m}$$

Na Tabela 10, encontram-se os resultados obtidos:

Tabela 10: Resultados

Nº	Tensão máxima perfil (kN/m²)	Tensão Máxima Placa (kN/m²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m²)
1	314000	223500	12,3	4100
2	313600	223500	10,1	3800
3	313300	221100	8,9	3400
4	313200	193400	7	3000

Fonte: O autor

Conforme a espessura da placa de base foi aumentada, todos os resultados foram diminuindo. A Tensão máxima no perfil teve pouca variação no resultado. A Tensão máxima na placa de base do modelo 1 com espessura de 16 mm teve uma redução de 13,47% para o mesmo modelo com a espessura de 25 mm. A Tração no chumbador foi o que teve a maior redução 43,09%, seguido da tensão no concreto com 26,83%.

4.11 Análise variando apenas o tamanho da chapa

Para saber a influência que o tamanho da chapa possui com relação a placa de base submetida a flexão biaxial, foram analisados 4 modelos, com diferentes tamanhos da placa de base e do bloco de fundação, conforme pode ser visto na tabela 11:

Tabela 11: Propriedades dos ensaios

PROPRIEDADES DOS ENSAIOS							
Nº	Perfil	esp. placa (mm)	Dimensão placa (mm)	nº chumb	Ø chumb	Fck do concreto (MPa)	Dimensão do bloco (mm)
1	W 150x18	16	302x353	4	M20	30	402x453x500
2	W 150x18	16	402x453	4	M20	30	502x553x500
3	W 150x18	16	502x553	4	M20	30	602x553x500
4	W 150x18	16	602x653	4	M20	30	702x753x500

Fonte: O autor

Os quatro modelos, foram verificados com o mesmo carregamento aplicado, sendo:
 $N = -300 \text{ kN}$ $M_y = 9 \text{ kN.m}$ $M_z = 9 \text{ kN.m}$

Na Tabela 12, encontram-se os resultados obtidos:

Tabela 12: Resultados

Nº	Tensão máxima perfil (kN/m²)	Tensão Máxima Placa (kN/m²)	Tração no Chumbador (kN)	Tensão no Concreto (kN/m²)
1	313800	223600	16,9	5700
2	314000	223500	12,3	4100
3	314000	223500	9,5	3800
4	313900	223400	8,0	3500

Fonte: O autor

A Tensão máxima no perfil e a Tensão Máxima na Placa teve pouca variação no resultado. A Tração no chumbador foi o que teve a maior redução 52,66%, seguido da tensão no concreto com 38,60%.

Portanto, através dos resultados obtidos e com relação a tensão ocorrida na placa de base, é possível concluir que é mais importante aumentar a espessura da placa de base do que o seu tamanho.

5 ABORDAGEM ESTATÍSTICA

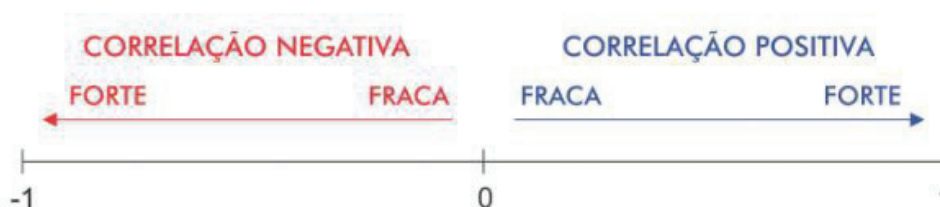
Os métodos estatísticos são processos matemáticos importantes para a produção do conhecimento e resolução de problemas, contribuindo para tomada de decisão. Onde existe incerteza, esta técnica pode ser útil (IGNÁCIO, 2010). Definindo de maneira simples, a estatística é a ciência dos dados, que engloba a coleta, apresentação, análise e uso de informações (MONTGOMERY; RUNGER, 2018).

Foram realizados estudos estatísticos no software Rstudio, (RSTUDIO TEAM, 2020), um software livre da Plataforma R (R CORE TEAM, 2019), com linguagem de programação para procedimentos gráficos e cálculos estatísticos. Primeiramente foi realizada uma análise de correlação, para verificar se as variáveis possuem correlação entre si. Posteriormente, foi realizado uma análise de variância, através de dois testes não-paramétricos, Kruskal-Wallis e de Wilcoxon.

5.1 Análise de correlação

O grau de correlação linear varia entre os valores de -1 e 1 (Figura 78), sendo que os valores positivos representam a existência de relação direta entre as variáveis (relação linear positiva), ou seja, quando uma aumenta a outra também tem o seu valor aumentado. Em relação aos valores negativos, por sua vez, também é possível dizer que as variáveis são correlacionadas, mas nesse caso quando o valor de uma variável aumenta o da outra diminui (correlação linear negativa ou inversa). Quanto mais próximo o valor estiver de 1, tanto positivo ou negativo, mais forte é a colinearidade entre as variáveis. Já um coeficiente de correlação próximo de zero indica que não há relação entre as duas variáveis.

Figura 78 - Correlação linear

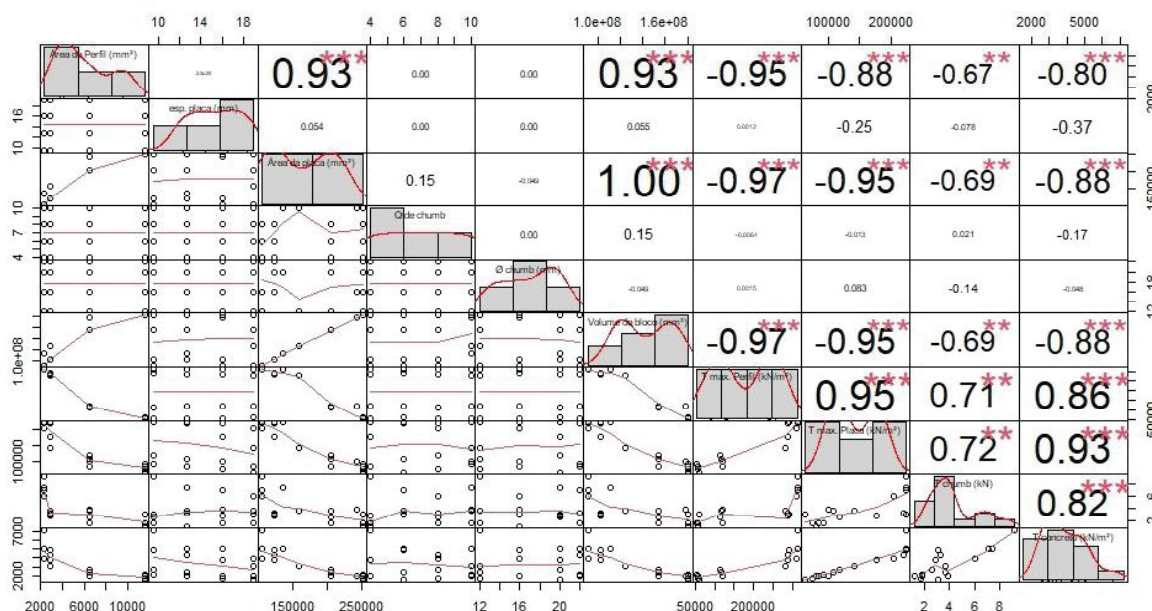


Fonte: Operdata, 2020.

Definiu-se inicialmente as variáveis dependentes como sendo a tensão máxima no perfil, a tensão máxima na placa, a tração no chumbador e a tensão no concreto. As variáveis estatísticas iniciais utilizadas foram as mesmas: área do perfil, espessura da placa, quantidade de chumbadores, diâmetro dos chumbadores, e o volume do bloco de concreto. A análise determinou a importância e os tipos de relação ou inter-relações entre as variáveis independentes para a previsão da variável dependente.

A partir do conhecimento teórico sobre as placas de base e da análise dos resultados, percebeu-se que grande parte das variáveis possui correlação entre si. A Figura 79 reforça esta premissa, onde o grau de correlação, ou colinearidade, é mostrado (triângulo superior direito), juntamente com a relação de todos os dados do levantamento sumarizados (triângulo inferior esquerdo).

Figura 79 - Correlação das variáveis



Fonte: O autor

5.1.1 Tensão máxima no perfil

A variável dependente tensão máxima no perfil tem uma grande correlação negativa com as variáveis independentes: área do perfil (-0,95), a área da placa (-0,97) e o volume do bloco de concreto (-0,97). Já com relação às variáveis independentes: espessura da placa, quantidade de chumbadores e diâmetro dos chumbadores, a correlação é nula.

5.1.2 Tensão máxima na placa de base

A variável dependente tensão máxima na placa tem grande colinearidade negativa com a área do perfil (-0,88), a área da placa (-0,95), o volume do bloco de concreto (-0,95). Uma pequena colinearidade negativa com a espessura da placa (-0,25). E uma colinearidade nula com o diâmetro dos chumbadores e a quantidade de chumbadores.

5.1.3 Tração no chumbador

A variável dependente tração do chumbador correlaciona-se negativamente com a área do perfil (-0,67), com a área da placa (-0,69) e com o volume do bloco de concreto (-0,69). A correlação com as demais variáveis é praticamente nula.

5.1.4 Tensão no concreto

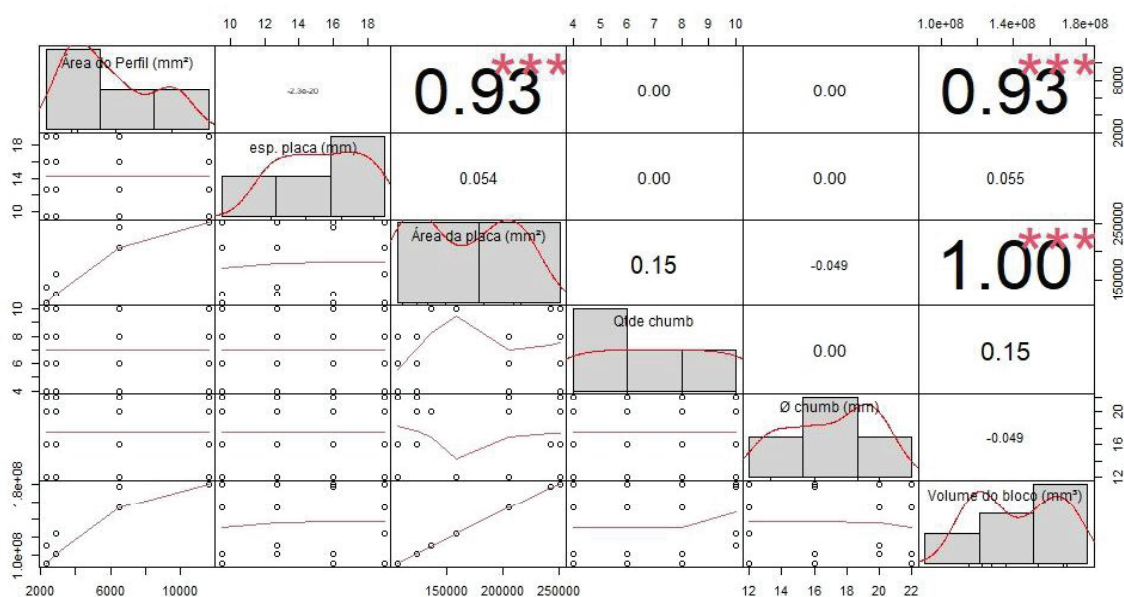
A variável dependente tensão no concreto possui correlação negativa com o volume do bloco (-0,88), a área da placa (-0,88), a área do perfil (-0,80) e a espessura da placa (-0,37). A correlação com as demais variáveis é praticamente nula.

5.2 Correlação das variáveis

Relacionando todas as variáveis dependentes (Figura 81) e independentes (Figura 80) é possível visualizar que também há correlação.

5.2.1 Variáveis independentes

Figura 80 - Correlação das variáveis independentes



Fonte: O autor

Entre as variáveis independentes, a área da placa tem uma grande colinearidade positiva com a área do perfil (0,93). O volume do bloco correlaciona-se positivamente com a área do perfil (0,93) e com a área da placa (1,0). A quantidade de chumbadores teve uma correlação pequena com a área da placa e com o volume do bloco de concreto, ambos de 0,15. A variável diâmetro do chumbador é praticamente independente, com valor de correlação próximo ou igual a 0. Não houve nenhuma correlação negativa entre as variáveis independentes.

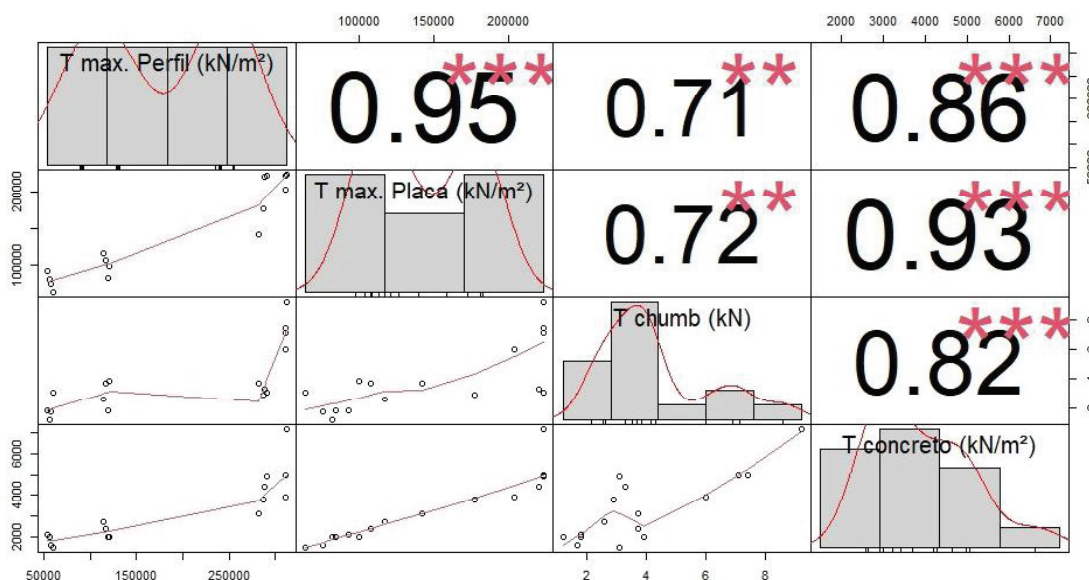
A figura 80 reforça a relação entre as variáveis, visto que de acordo com o perfil escolhido, a placa de base possui um tamanho mínimo e o bloco de fundação também. Quando um tem a sua dimensão aumentada, os demais também aumentam. Já a quantidade de chumbadores, o diâmetro dos chumbadores e a espessura da placa da base não possuem essa relação direta.

5.2.2 Variáveis dependentes

Entre as variáveis dependentes, a tensão máxima no perfil teve grande correlação positiva com a tensão máxima na placa (0,95), com a tração no chumbador (0,71) e com a tensão no concreto (0,86). A tensão máxima na placa também teve grande colinearidade positiva com

a tensão no concreto (0,93) e com a tração no chumbador (0,72). A tração no chumbador também teve correlação positiva com a tensão no concreto (0,82). Não houve nenhuma correlação negativa.

Figura 81 - Correlação das variáveis dependentes



Fonte: O autor

Através da Figura 81 é possível visualizar que a tensão que ocorre no perfil tem uma relação direta com a tensão na placa, no concreto e com a tração que ocorre no chumbador. Quando um tem a sua tensão aumentada, os demais também aumentam.

Com base em todas as correlações apresentadas anteriormente, é possível dizer que placas de base submetidas à flexão biaxial, praticamente não possuem seus resultados de tensão afetados pela quantidade de chumbadores ou pelo diâmetro dos mesmos. Enquanto possuem relação totalmente direta com o tamanho do perfil, tamanho da placa, espessura da placa e tamanho do bloco de concreto.

5.3 Análise de Variância

Inicialmente foi gerada uma tabela (Tabela 13) com todos os resultados obtidos nas análises pelo CBFEM.

Os dados foram separados de acordo com a Norma Utilizada: AISC ou Eurocode, o modelo de análise: momento biaxial (biaxial), momento uniaxial no eixo de maior inércia (ma-inercia) e momento uniaxial no eixo de menor inércia (me-inercia) e as variáveis utilizadas,

como a área do perfil (mm^2), a espessura da placa (mm), a área da placa (mm^2), a quantidade de chumbadores (unidade), o diâmetro dos chumbadores (mm) e o volume do bloco de concreto (mm^3), e os resultados obtidos, Tensão máxima no Perfil (kN/m^2), Tensão máxima na Placa de Base (kN/m^2), Tração no Chumbador (kN) e Tensão Máxima no Bloco de Concreto (kN/m^2).

Tabela 13 – Dados utilizados na análise de variância

Norma	Modelo	Área perfil	esp. placa	Área placa	qtde chumb	diam. chumb	Vol bloco	T max. perfil	T max. placa	T chumb	T concreto
AISC	biaxial	2340	9,5	106606	4	12	91053000	312000	223700	9,2	7200
AISC	biaxial	2900	9,5	123904	6	16	102152000	291500	223500	3,1	4900
AISC	biaxial	6480	9,5	205905	8	20	154252500	114000	116900	2,6	2700
AISC	biaxial	11590	9,5	251062	10	22	180881000	53900	92700	1,8	2100
AISC	biaxial	6480	12,7	205905	6	12	154252500	117100	107800	3,7	2400
AISC	biaxial	11590	12,7	251062	4	16	180881000	55400	81500	1,2	2000
AISC	biaxial	2340	12,7	136806	10	20	111153000	311500	223500	7,4	5000
AISC	biaxial	2900	12,7	123904	8	22	102152000	288100	220700	3,3	4400
AISC	biaxial	11590	16	251062	8	12	180881000	57700	75400	1,7	1600
AISC	biaxial	6480	16	243005	10	16	177802500	120400	99400	3,9	2000
AISC	biaxial	2900	16	123904	4	20	102152000	286800	177400	2,9	3800
AISC	biaxial	2340	16	106606	6	22	91053000	311200	223400	7,1	5000
AISC	biaxial	2900	19	159104	10	12	124752000	281700	141900	3,7	3100
AISC	biaxial	2340	19	106606	8	16	91053000	311100	203900	6	3900
AISC	biaxial	11590	19	251062	6	20	180881000	60100	63600	3,1	1500
AISC	biaxial	6480	19	205905	4	22	154252500	118600	83700	1,8	2000
Eurocode	biaxial	2340	9,5	106606	4	12	91053000	356200	275200	5,8	25200
Eurocode	biaxial	2900	9,5	123904	6	16	102152000	312500	253000	2,7	19900
Eurocode	biaxial	6480	9,5	205905	8	20	154252500	108400	106800	2,2	12100
Eurocode	biaxial	11590	9,5	251062	10	22	180881000	51400	77900	1,4	8000
Eurocode	biaxial	6480	12,7	205905	6	12	154252500	111800	92200	3,2	8400
Eurocode	biaxial	11590	12,7	251062	4	16	180881000	53800	69700	1,3	5900
Eurocode	biaxial	2340	12,7	136806	10	20	111153000	337800	241600	6,6	20400
Eurocode	biaxial	2900	12,7	123904	8	22	102152000	308800	196200	3,2	13900
Eurocode	biaxial	11590	16	251062	8	12	180881000	57000	58600	1,6	4600
Eurocode	biaxial	6480	16	243005	10	16	177802500	119600	70800	3,6	6500
Eurocode	biaxial	2900	16	123904	4	20	102152000	310400	161700	2,7	10500
Eurocode	biaxial	2340	16	106606	6	22	91053000	331800	234400	6	14700
Eurocode	biaxial	2900	19	159104	10	12	124752000	303200	126400	3,4	8100
Eurocode	biaxial	2340	19	106606	8	16	91053000	329900	195700	5,5	11100
Eurocode	biaxial	11590	19	251062	6	20	180881000	57500	55600	2,9	3800
Eurocode	biaxial	6480	19	205905	4	22	154252500	115000	72400	1,7	5100
AISC	ma_inercia	2340	9,5	106606	4	12	91053000	283800	223400	3,1	6200
AISC	ma_inercia	2900	9,5	123904	6	16	102152000	238000	197000	2,3	4600
AISC	ma_inercia	6480	9,5	205905	8	20	154252500	71400	79200	2	2800

AISC	ma_inercia	11590	9,5	251062	10	22	180881000	37200	66900	1,5	2100
AISC	ma_inercia	6480	12,7	205905	6	12	154252500	75100	68500	3,2	2,2
AISC	ma_inercia	11590	12,7	251062	4	16	180881000	39200	58200	1	2000
AISC	ma_inercia	2340	12,7	136806	10	20	111153000	283500	179600	3,7	4500
AISC	ma_inercia	2900	12,7	123904	8	22	102152000	239000	159800	2,6	4000
AISC	ma_inercia	11590	16	251062	8	12	180881000	42000	54500	1,5	1600
AISC	ma_inercia	6480	16	243005	10	16	177802500	83400	62400	3,4	1900
AISC	ma_inercia	2900	16	123904	4	20	102152000	238300	131700	2,1	3500
AISC	ma_inercia	2340	16	106606	6	22	91053000	271900	181500	3,4	4500
AISC	ma_inercia	2900	19	159104	10	12	124752000	229800	100400	3,4	2900
AISC	ma_inercia	2340	19	106606	8	16	91053000	258700	149200	4,2	3500
AISC	ma_inercia	11590	19	251062	6	20	180881000	44400	46200	2,7	1400
AISC	ma_inercia	6480	19	205905	4	22	154252500	78400	55100	0,1	2000
Eurocode	ma_inercia	2340	9,5	106606	4	12	91053000	292300	210400	2,7	22100
Eurocode	ma_inercia	2900	9,5	123904	6	16	102152000	233800	174900	2	17500
Eurocode	ma_inercia	6480	9,5	205905	8	20	154252500	66400	68200	1,8	10900
Eurocode	ma_inercia	11590	9,5	251062	10	22	180881000	35200	57000	1,3	7900
Eurocode	ma_inercia	6480	12,7	205905	6	12	154252500	70000	57700	2,7	7700
Eurocode	ma_inercia	11590	12,7	251062	4	16	180881000	37600	49700	1	5800
Eurocode	ma_inercia	2340	12,7	136806	10	20	111153000	284700	149300	4,3	16300
Eurocode	ma_inercia	2900	12,7	123904	8	22	102152000	231700	135500	2,5	12300
Eurocode	ma_inercia	11590	16	251062	8	12	180881000	40900	42000	1,3	4600
Eurocode	ma_inercia	6480	16	243005	10	16	177802500	76700	45300	3,2	6100
Eurocode	ma_inercia	2900	16	123904	4	20	102152000	232200	116000	2,3	9400
Eurocode	ma_inercia	2340	16	106606	6	22	91053000	273900	152600	3,4	12200
Eurocode	ma_inercia	2900	19	159104	10	12	124752000	228500	87600	3	7400
Eurocode	ma_inercia	2340	19	106606	8	16	91053000	267400	134600	2,3	9500
Eurocode	ma_inercia	11590	19	251062	6	20	180881000	41600	39700	2,5	3700
Eurocode	ma_inercia	6480	19	205905	4	22	154252500	74400	47900	0,5	4800
AISC	me_inercia	2340	9,5	106606	4	12	91053000	311200	223600	5,3	6700
AISC	me_inercia	2900	9,5	123904	6	16	102152000	274900	223400	3,1	4600
AISC	me_inercia	6480	9,5	205905	8	20	154252500	102700	107100	2,4	2600
AISC	me_inercia	11590	9,5	251062	10	22	180881000	48100	86100	1,7	2000
AISC	me_inercia	6480	12,7	205905	6	12	154252500	105400	100700	3,7	2400
AISC	me_inercia	11590	12,7	251062	4	16	180881000	50600	74600	1,1	2000
AISC	me_inercia	2340	12,7	136806	10	20	111153000	310900	209300	4,5	4800
AISC	me_inercia	2900	12,7	123904	8	22	102152000	274700	188900	2,6	4300
AISC	me_inercia	11590	16	251062	8	12	180881000	51200	68500	1,7	1600
AISC	me_inercia	6480	16	243005	10	16	177802500	108700	93200	3,9	2000
AISC	me_inercia	2900	16	123904	4	20	102152000	275100	150800	2,8	3600
AISC	me_inercia	2340	16	106606	6	22	91053000	310100	213400	5,9	4800
AISC	me_inercia	2900	19	159104	10	12	124752000	268800	115600	3	3100
AISC	me_inercia	2340	19	106606	8	16	91053000	306100	172100	4,7	3800
AISC	me_inercia	11590	19	251062	6	20	180881000	53500	57700	3,1	1500
AISC	me_inercia	6480	19	205905	4	22	154252500	106500	77400	1,6	2000
Eurocode	me_inercia	2340	9,5	106606	4	12	91053000	355600	275100	3,2	26700

Eurocode	me_inercia	2900	9,5	123904	6	16	102152000	281200	212300	2,8	18700
Eurocode	me_inercia	6480	9,5	205905	8	20	154252500	97900	97700	2,1	12000
Eurocode	me_inercia	11590	9,5	251062	10	22	180881000	46900	69800	1,6	8000
Eurocode	me_inercia	6480	12,7	205905	6	12	154252500	101000	85600	3,2	8300
Eurocode	me_inercia	11590	12,7	251062	4	16	180881000	49100	64000	1,2	5900
Eurocode	me_inercia	2340	12,7	136806	10	20	111153000	330400	188700	5,7	19500
Eurocode	me_inercia	2900	12,7	123904	8	22	102152000	279100	166400	2,4	13000
Eurocode	me_inercia	11590	16	251062	8	12	180881000	50900	59000	1,6	4600
Eurocode	me_inercia	6480	16	243005	10	16	177802500	108500	65700	3,6	6400
Eurocode	me_inercia	2900	16	123904	4	20	102152000	280900	136400	2,3	9900
Eurocode	me_inercia	2340	16	106606	6	22	91053000	322800	192800	5	14000
Eurocode	me_inercia	2900	19	159104	10	12	124752000	273700	98900	2,7	7700
Eurocode	me_inercia	2340	19	106606	8	16	91053000	321400	160500	4,7	10500
Eurocode	me_inercia	11590	19	251062	6	20	180881000	51300	50500	2,9	3800
Eurocode	me_inercia	6480	19	205905	4	22	154252500	103900	65800	1,6	5100

O autor.

Primeiramente foi realizado o Teste de Shapiro–Wilk para verificar se os dados possuem distribuição normal. Como o teste de Shapiro-Wilk apresentou evidências que esta amostra é diferente de uma distribuição normal, não foi realizada a análise de variância ANOVA e nem o Teste t Student, pois devemos utilizar métodos não paramétricos para análise estatística.

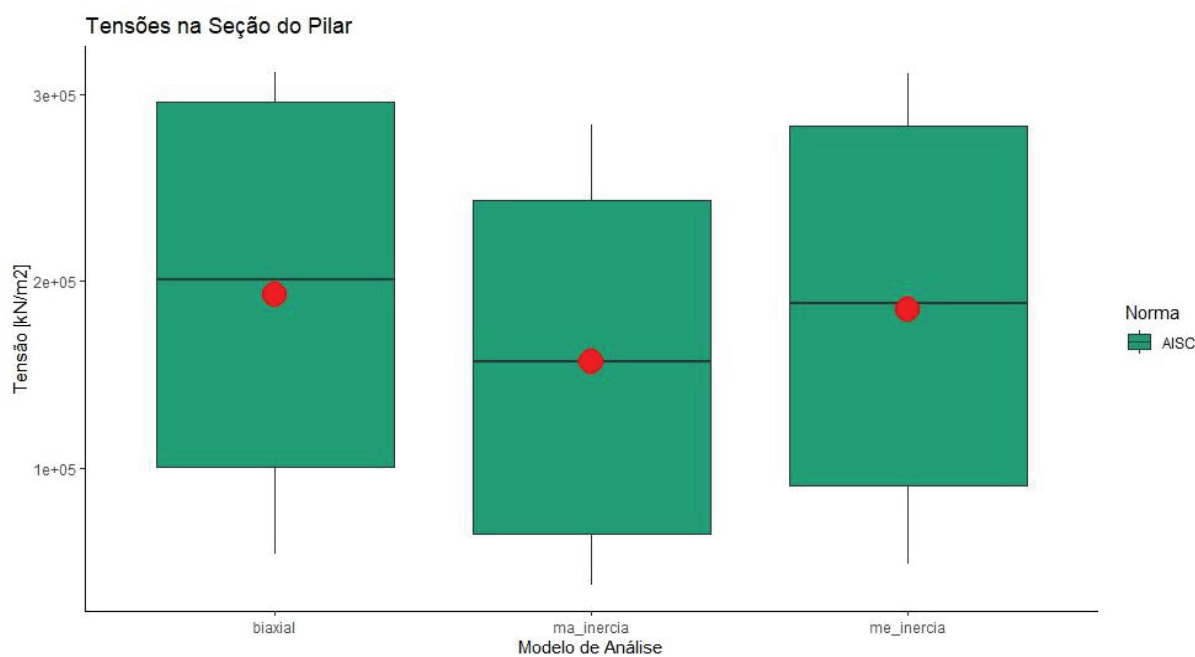
Dessa forma foram adotados os testes não paramétricos de Kruskal-Wallis e Wilcoxon.

5.3.1 Comparação de dados por Norma

O boxplot ou diagrama de caixa é uma ferramenta gráfica que permite visualizar a distribuição e valores discrepantes (outliers) dos dados, fornecendo assim um meio complementar para desenvolver uma perspectiva sobre o caráter dos dados.

Foram gerados boxplot comparando os resultados obtidos nas análises com momento biaxial (biaxial), apenas um momento no eixo de maior inércia (ma_inercia), apenas um momento no eixo de menor inércia (me_inercia), por cada uma das normas internacionais (AISC e Eurocode), da tensão máxima no perfil (Figura 82 e 86), tensão máxima na placa de base (Figura 83 e 87), tração no chumbador (Figura 84 e 88) e tensão máxima no bloco de concreto (Figura 85 e 89).

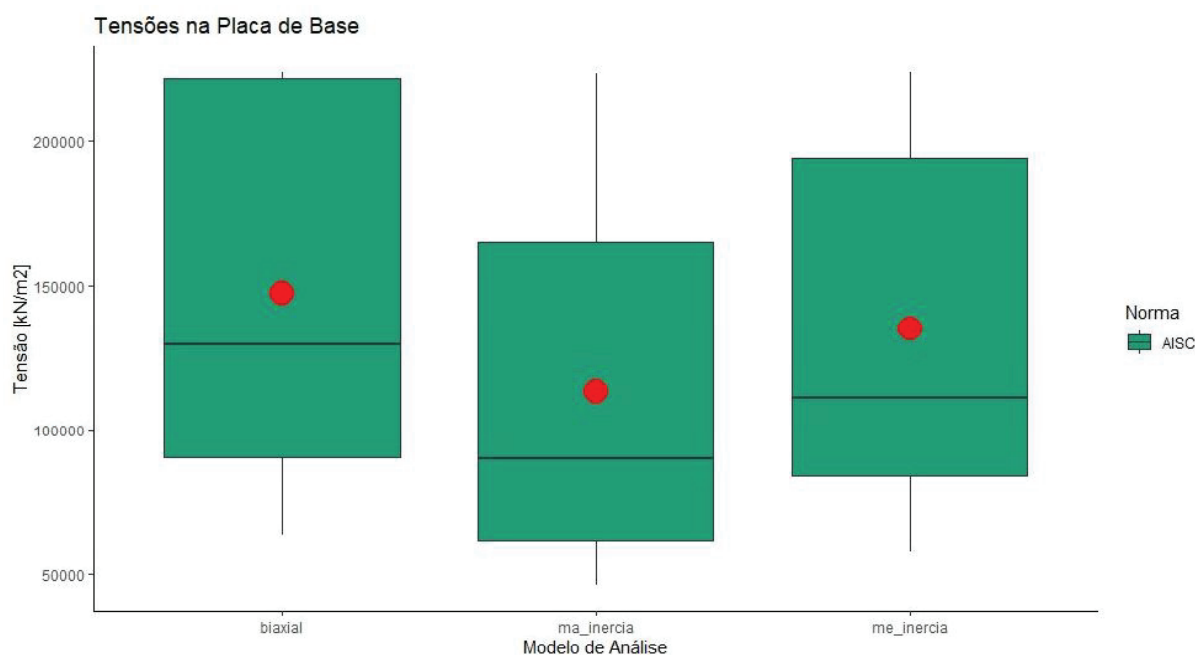
Figura 82 - Comparativo Tensão Máxima no Pilar - AISC



Fonte: O autor.

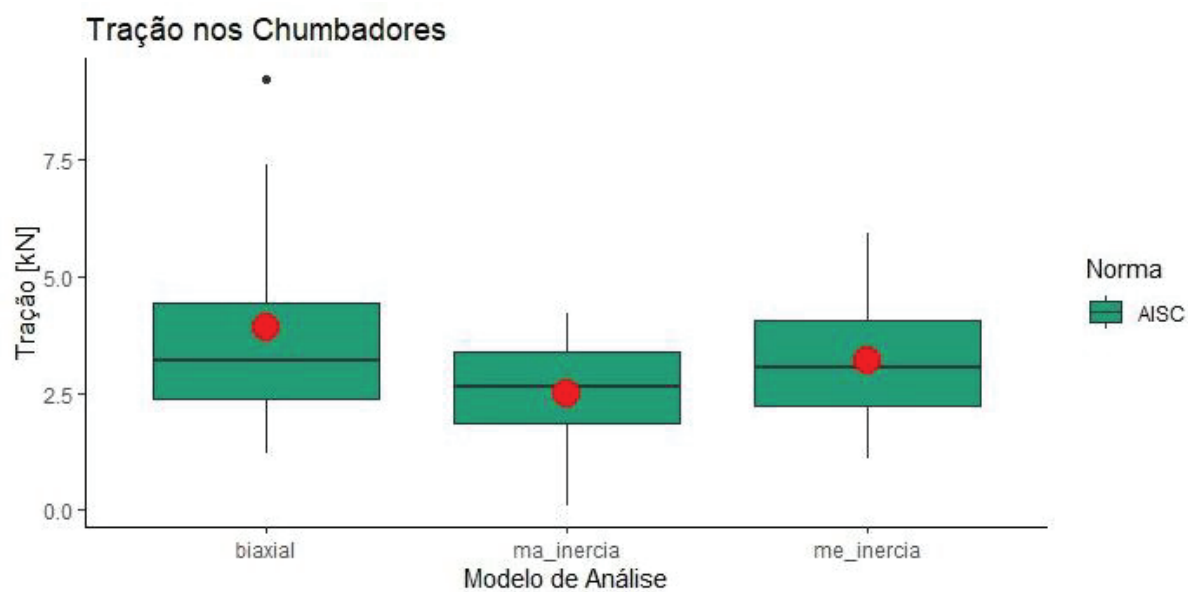
Na Figura 82 é possível analisar que a distribuição dos resultados é simétrica e que a amplitude é maior no caso de carregamento biaxial, seguida do caso de apenas um momento no eixo de menor inércia. O caso de carregamento com apenas um momento no eixo de menor inércia possui os menores valores, tanto de máximo, como de mínimo, bem como a média e a mediana. A média dos três casos ficou próxima da mediana.

Figura 83 - Comparativo Tensão Máxima na Placa de Base- AISC



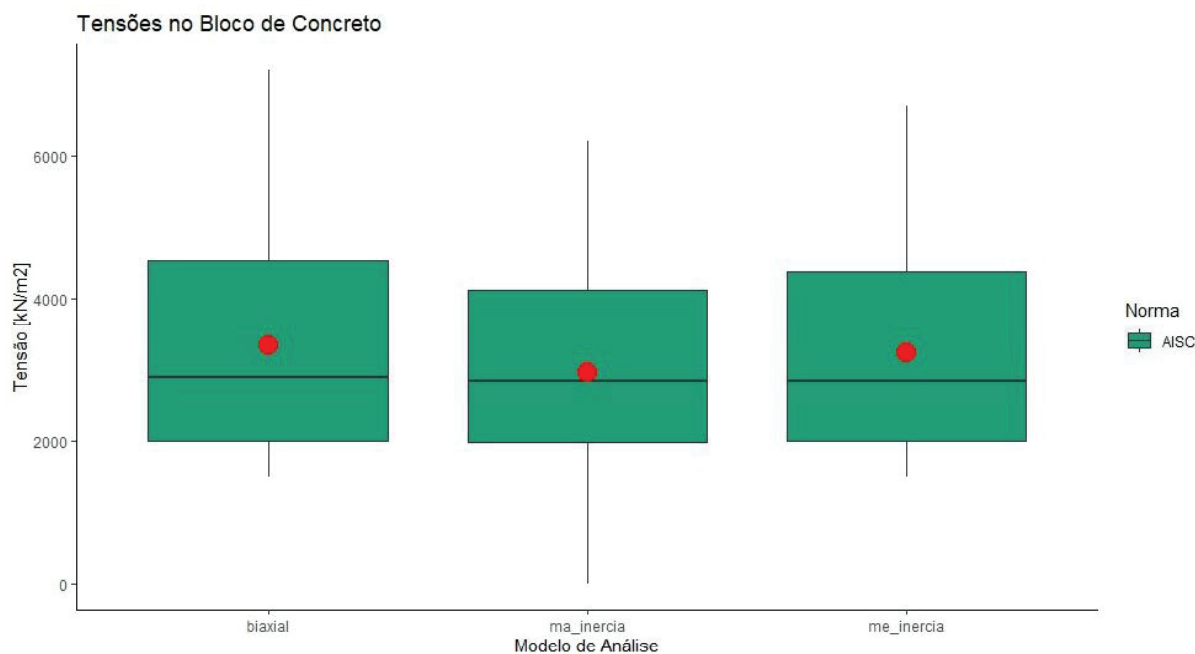
Na Figura 83 verifica-se que a distribuição dos resultados é assimétrica e que a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico, indicando que os dados não são normalmente distribuídos. O caso de carregamento biaxial possui os maiores valores. Em todos os casos, a mediana foi menor que a média.

Figura 84 - Comparativo Tração nos Chumbadores - AISC



Na Figura 84 constata-se que, no caso de momento biaxial, existe uma amplitude maior, além de um outlier, com a média nesse caso, maior que a mediana. Nos outros casos, a média ficou próxima da mediana. O caso de carregamento com apenas um momento no eixo de maior inércia possui os menores valores, tanto de máximo, como de mínimo.

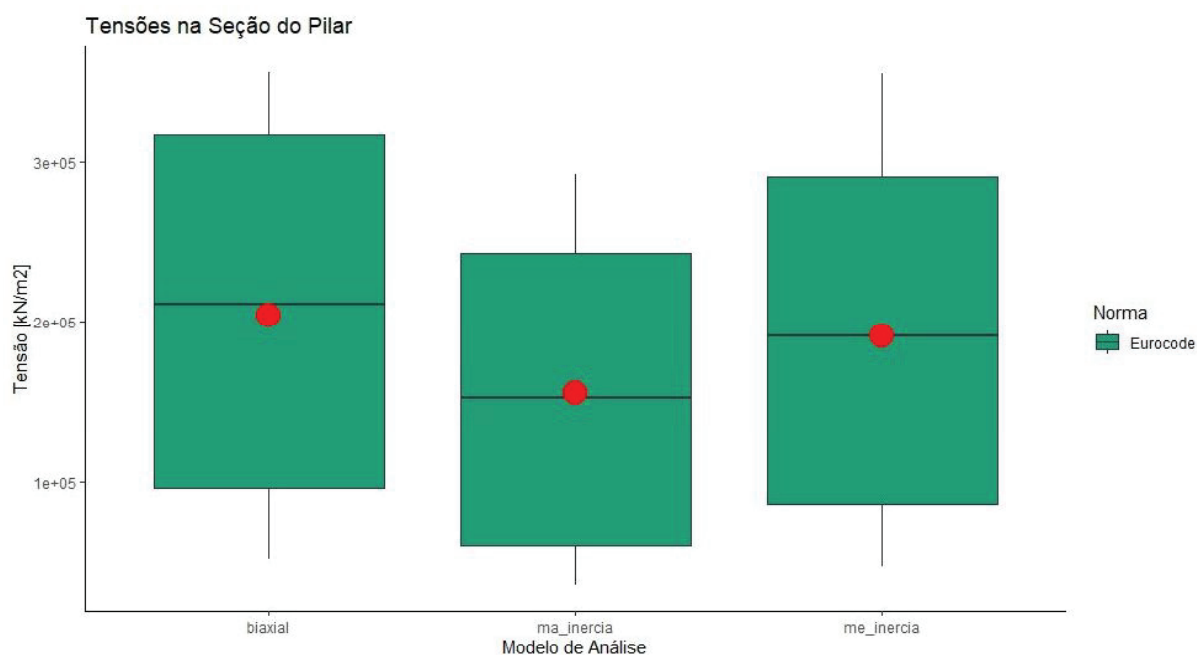
Figura 85 - Comparativo Tensão no Bloco de concreto - AISC



Fonte: O autor.

Na Figura 85 observa-se que a distribuição dos resultados é assimétrica. A amplitude do caso de carregamento biaxial e de apenas um momento no eixo de menor inércia é similar. Em todos os casos, a mediana foi menor que a média.

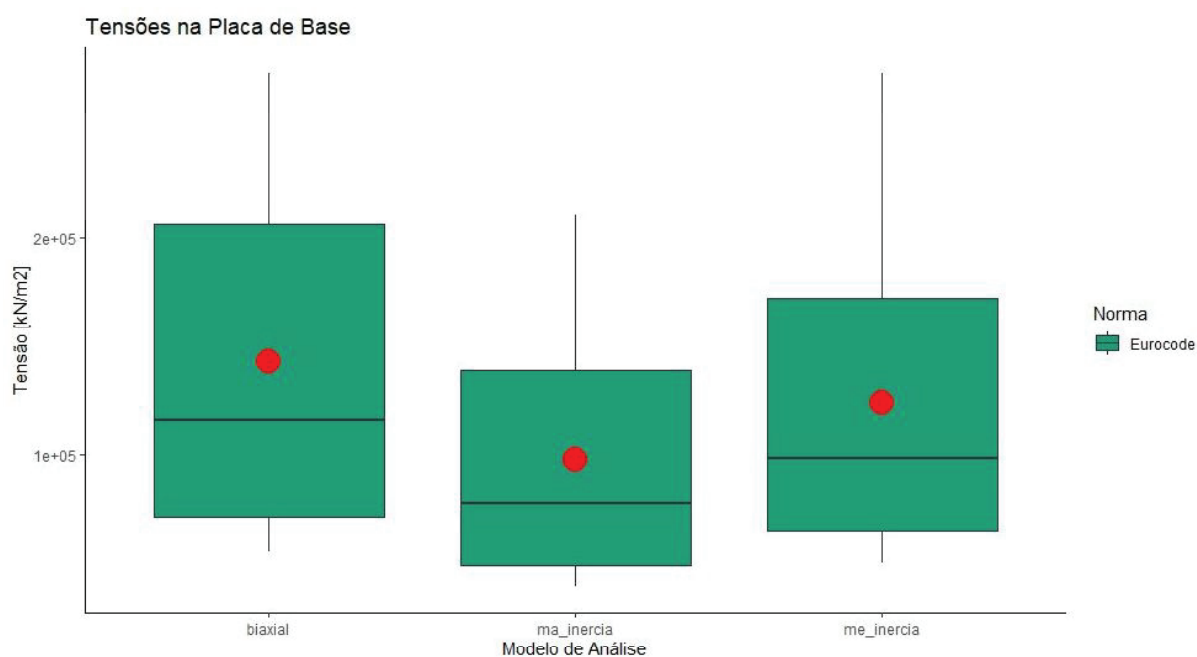
Figura 86 - Comparativo Tensão Máxima no Pilar (Eurocode)



Fonte: O autor.

Na Figura 86 analisa-se que a distribuição dos resultados é simétrica e que a amplitude é maior no caso de carregamento biaxial, seguida do caso de apenas um momento no eixo de menor inércia. A média dos três casos ficou próxima da mediana.

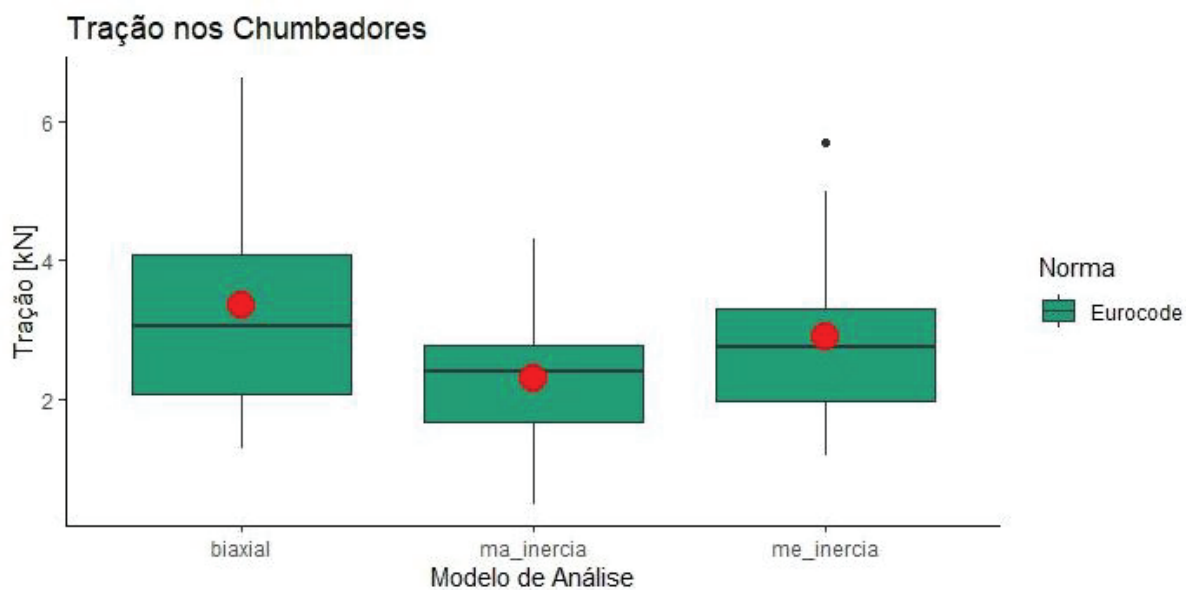
Figura 87 - Tensão Máxima na Placa de Base - Eurocode



Fonte: O autor.

Na Figura 87 é possível averiguar que o caso de carregamento com apenas um momento no eixo de maior inércia possui os menores valores, tanto de máximo, como de mínimo. Em todos os casos, a mediana foi menor que a média. A distribuição dos resultados é assimétrica, sendo que a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico, o que indica que os dados não são normalmente distribuídos.

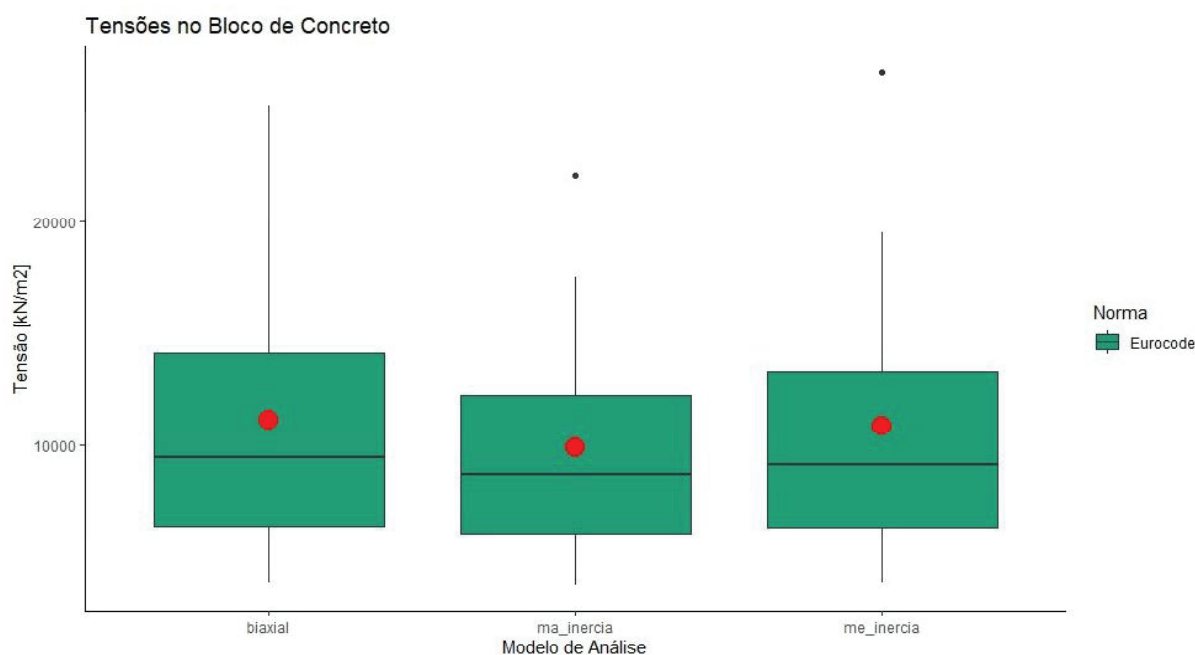
Figura 88 - Tração nos Chumbadores - Eurocode



Fonte: O autor.

Na Figura 88 identifica-se que a distribuição dos resultados é assimétrica, e que no caso de momento uniaxial no eixo de menor inércia, existe um outlier, mas este valor não influencia na significância estatística. O caso de carregamento com apenas um momento no eixo de maior inércia possui os menores valores, tanto de máximo, como de mínimo.

Figura 89 - Tensão no Bloco de Concreto - Eurocode



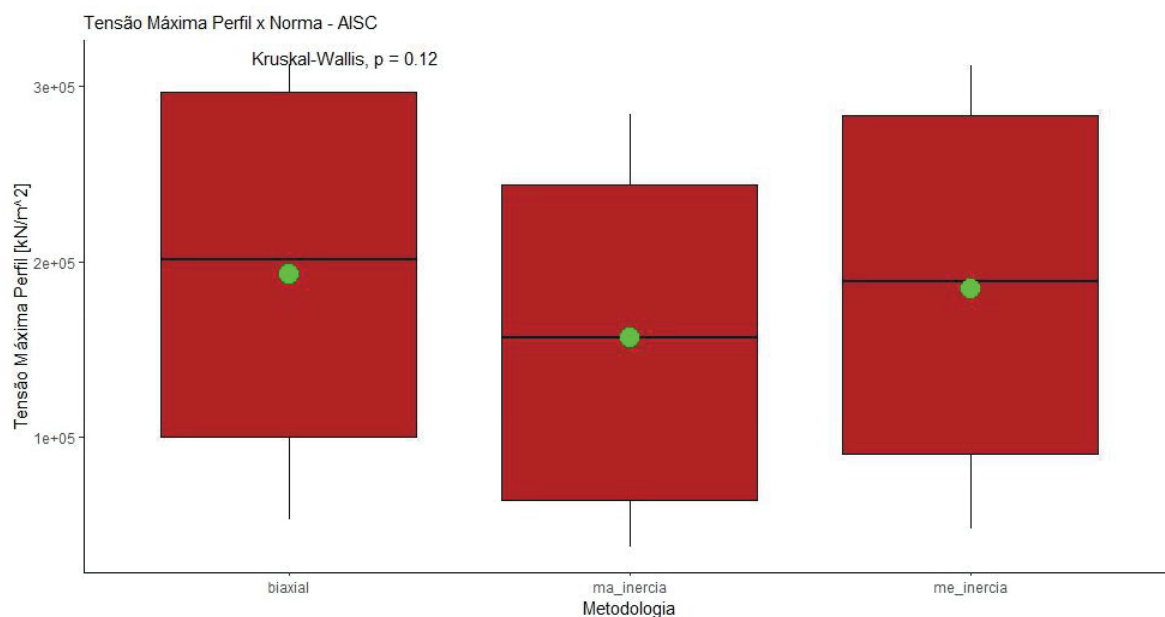
Fonte: O autor.

Na Figura 89 visualiza-se que a distribuição dos resultados é assimétrica e que a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico. O caso de carregamento biaxial apresenta os maiores valores. Em todos os casos, a mediana foi menor que a média. Existem dois outliers nos dados.

5.3.2 Teste de Kruskal Wallis

Para a análise de variância foi utilizado o teste "One-Way Kruskal Wallis", método não-paramétrico para testar se amostras se originam da mesma distribuição e comparar os três grupos de amostras. Os resultados obtidos pelo AISC comparando as três metodologias de cálculo (biaxial, maior inércia e menor inércia) e da mesma forma para o Eurocode, comparando as três metodologias de cálculo (biaxial, maior inércia e menor inércia), fazendo a verificação de cada um dos resultados de tensão obtidos foram: tensão máxima no perfil (Figura 90 e 91), tensão máxima na placa de base (Figura 92 e 93), tração no chumbador (Figura 94 e 95) e tensão no bloco de concreto (Figura 96 e 97).

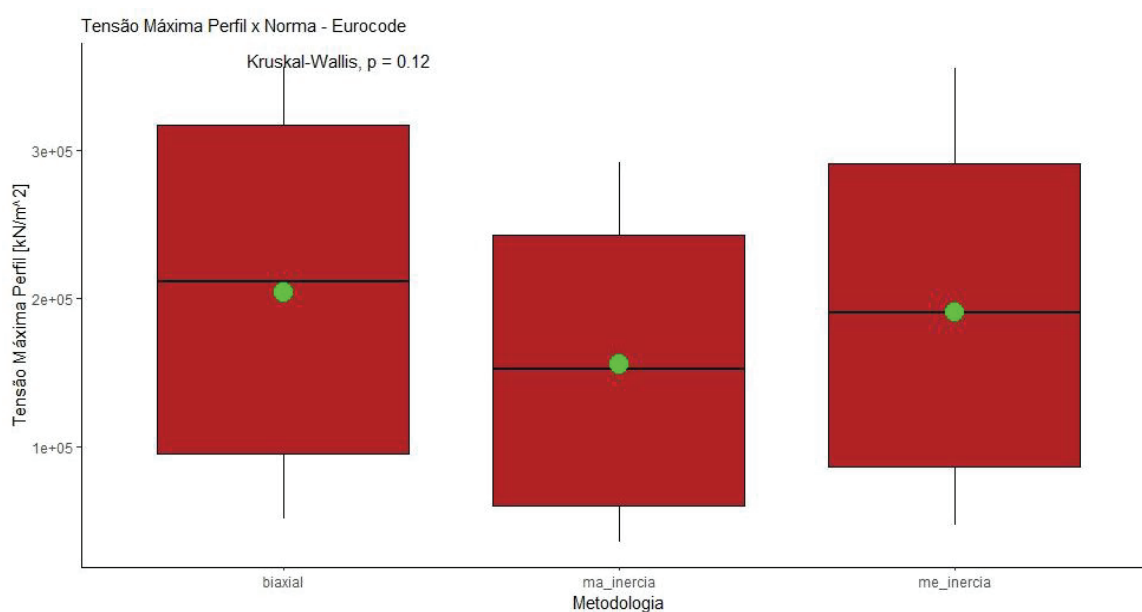
Figura 90 - Tensão Máxima Perfil AISC



Fonte: O autor.

Em relação à tensão máxima ocorrida no perfil pela norma AISC, como o valor de p foi maior que 0,05, não existe diferença estaticamente significativa nos resultados obtidos nos três grupos de amostra. É possível visualizar que a distribuição dos resultados é simétrica e que a mediana do grupo no qual foi aplicado momento apenas no eixo de maior inércia é menor que nos dois outros casos, além de possuir a menor amplitude.

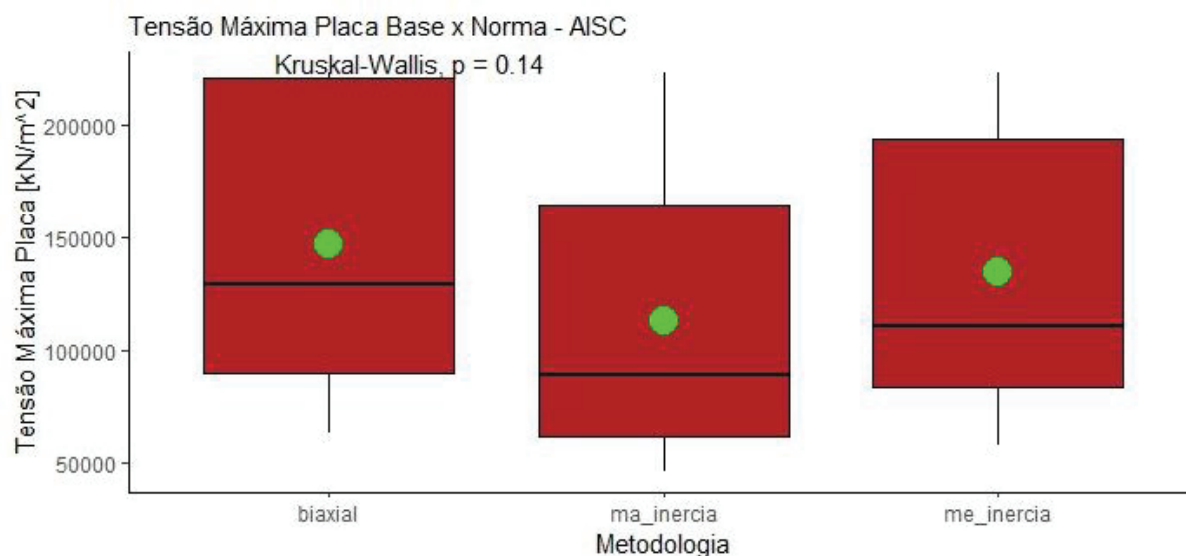
Figura 91 - Tensão Máxima Perfil - Eurocode



Fonte: O autor.

Sobre a tensão máxima ocorrida no perfil pela norma Eurocode, visualiza-se que também não existe diferença estaticamente significativa nos resultados encontrados nos três grupos de amostra, já que o valor de p é de 0,12. A distribuição dos resultados é simétrica. O caso com aplicação de momento biaxial possui os maiores valores.

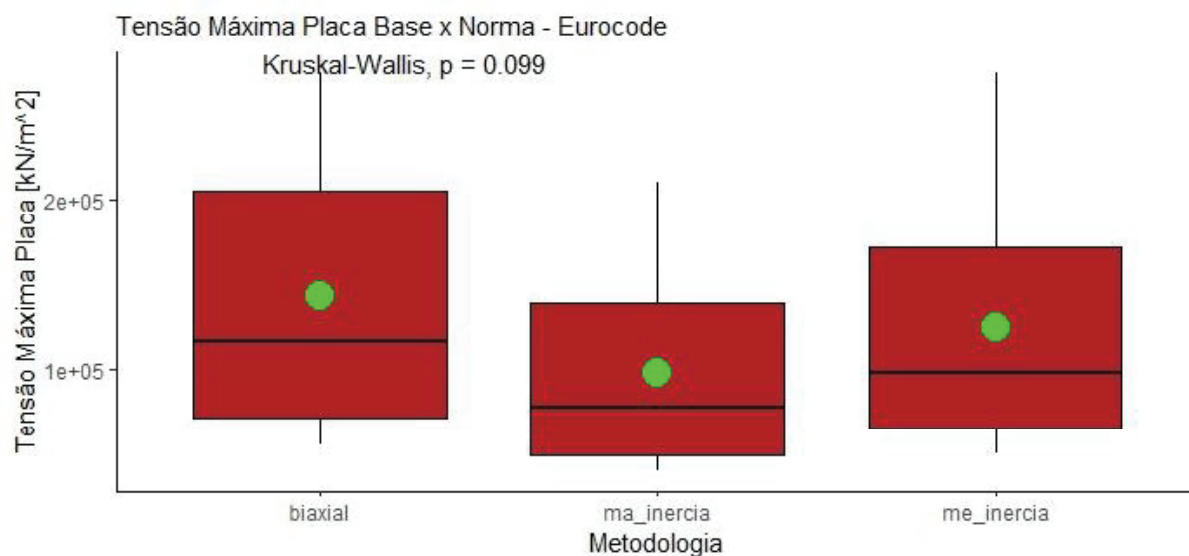
Figura 92 - Tensão Máxima na Placa de Base - AISC



Fonte: O autor.

No que se refere à tensão máxima ocorrida na placa de base pela norma AISC, como o valor obtido de p foi maior que 0,05, é possível afirmar que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados encontrados nos três grupos de amostra. Porém é possível analisar que a mediana do grupo em que foi aplicado momento apenas no eixo de maior inércia é menor, seguida do grupo que foi aplicado momento apenas no eixo de menor inércia. Sendo o grupo com momento biaxial o que possui os maiores valores. Além disso, a distribuição dos resultados é assimétrica e a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico.

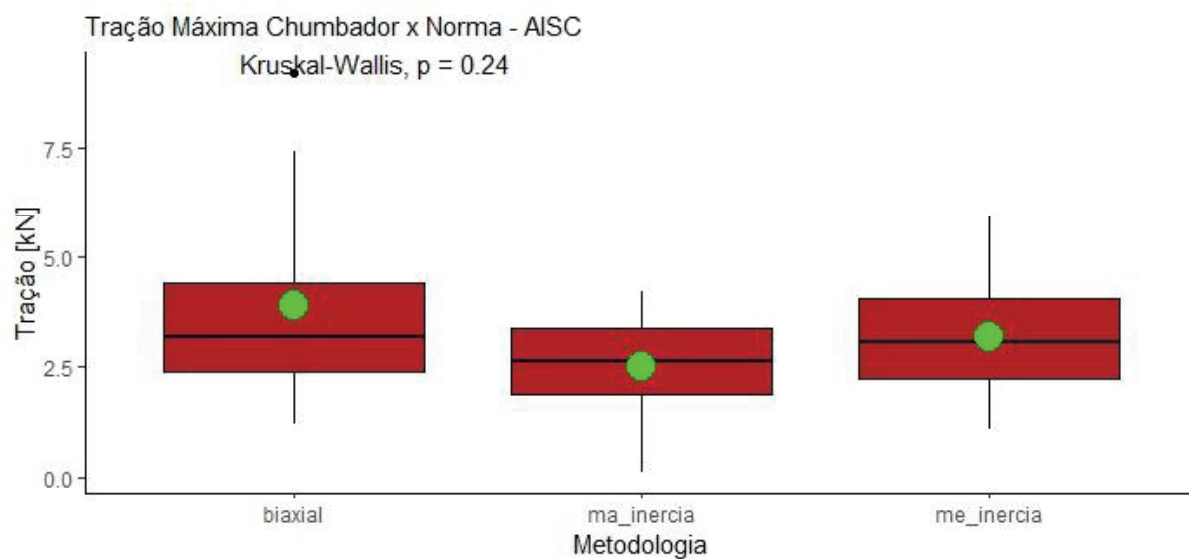
Figura 93 - Tensão Máxima na Placa de Base - Eurocode



Fonte: O autor.

Quanto à tensão máxima ocorrida na placa de base pela norma Eurocode, também é presumível dizer que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados obtidos nos três grupos de amostra, já que o valor de p é de 0,099. A mediana do grupo em que foi aplicado momento apenas no eixo de maior inércia é menor, bem como a amplitude dos valores. A distribuição dos resultados é assimétrica e a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico.

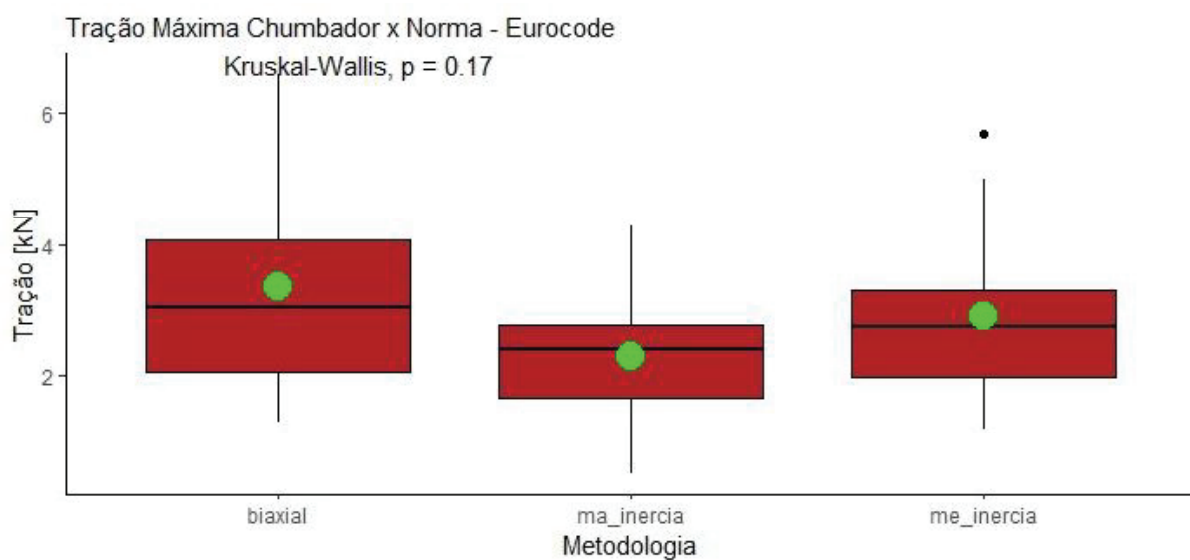
Figura 94 - Tração Máxima Chumbador - AISC



Fonte: O autor.

Relativamente, a tração máxima ocorrida nos chumbadores pela norma AISC, como o valor obtido de p foi de 0,24, sinaliza que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados encontrados nos três grupos de amostra. Ainda é possível verificar que a mediana do grupo em que foi aplicado momento apenas no eixo de maior inércia é menor, bem como a amplitude dos resultados.

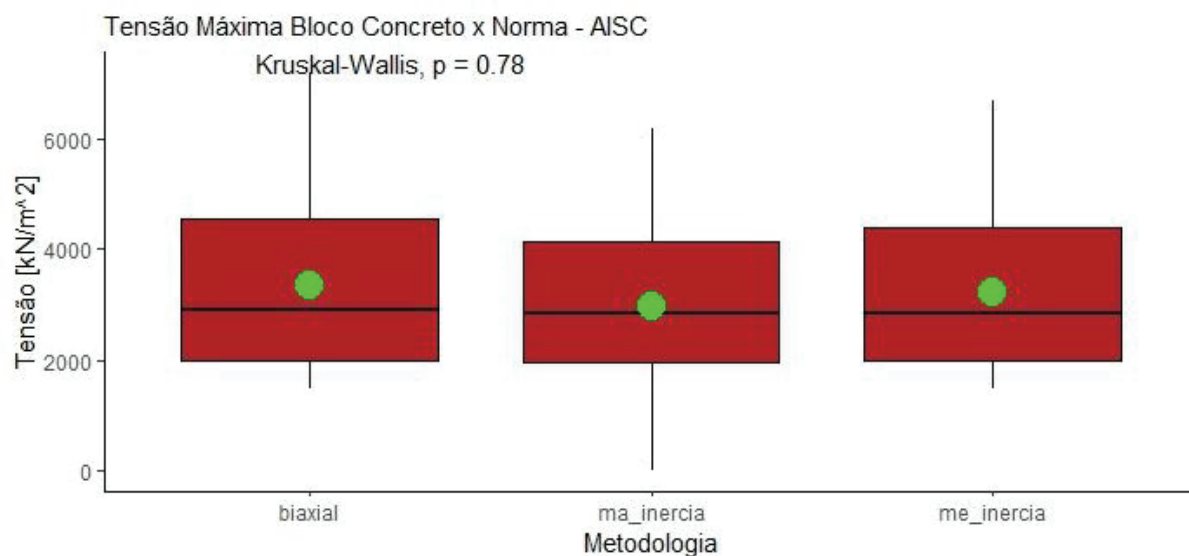
Figura 95 - Tração Máxima nos Chumbadores - Eurocode



Fonte: O autor.

Em referência à tração máxima ocorrida nos chumbadores pela norma Eurocode, como o valor obtido de p foi maior que 0,05, pode-se dizer que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados ocorridos nos três grupos de amostra. A distribuição dos resultados é assimétrica e no caso de momento uniaxial no eixo de menor inércia, possui um outlier. A amplitude dos resultados é maior no caso de carregamento biaxial.

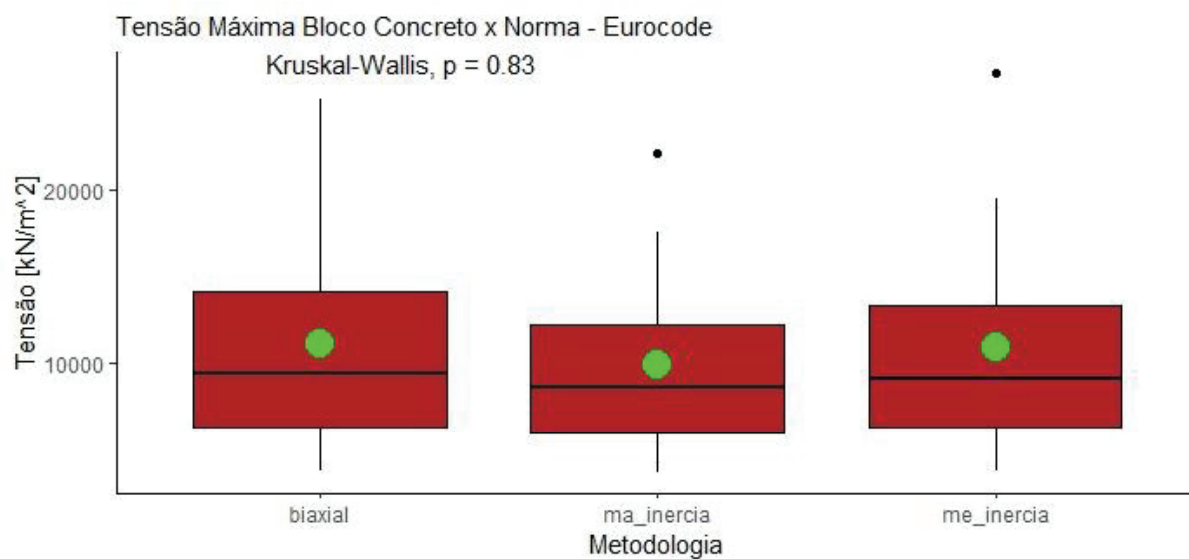
Figura 96 - Tensão Máxima no Bloco - AISC



Fonte: O autor.

No que corresponde à tensão máxima ocorrida no bloco de concreto pela norma AISC, é válido dizer que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados obtidos nos três grupos de amostra, já que o valor de p é de 0,78. A mediana dos grupos é próxima. A distribuição dos resultados é assimétrica e a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico.

Figura 97 - Tensão Máxima no Bloco de Concreto - Eurocode



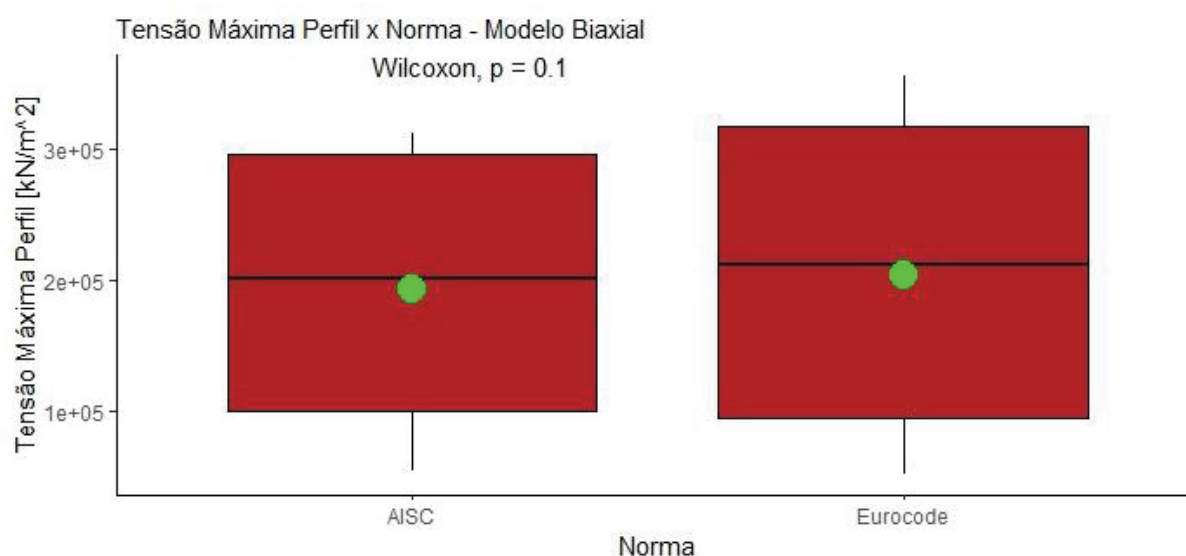
Fonte: O autor.

Sobre a tensão máxima ocorrida no bloco de concreto pela norma Eurocode, como o valor de p é maior que 0,05, permite-se dizer que não existe diferença estaticamente significativa nos resultados encontrados nos três grupos. A mediana dos grupos é próxima. A distribuição dos resultados é assimétrica e a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico. Existem dois outliers nos dados.

5.3.3 Teste de Wilcoxon

O Teste de Wilcoxon é um teste não-paramétrico para comparação de duas amostras pareadas. As comparações realizadas ocorrem entre as duas normas (AISC e Eurocode) para as diferentes metodologias (biaxial, maior inércia e menor inércia). Para cada uma das metodologias, foram comparados os resultados de tensão máxima ocorrida na placa de base, no perfil, nos chumbadores e no bloco de concreto.

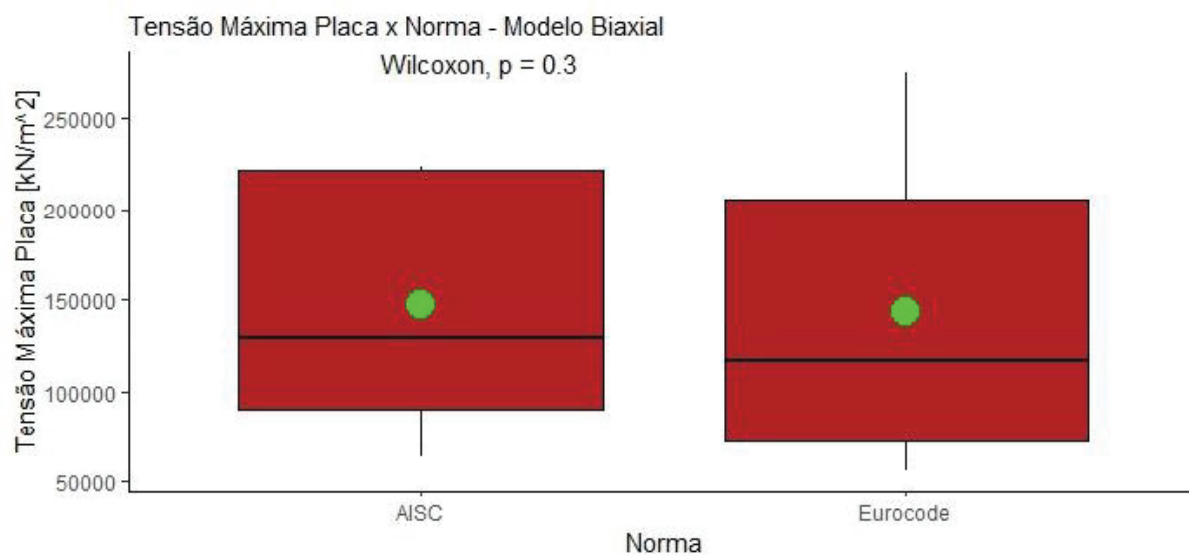
Figura 98 - Tensão Máxima Perfil - Biaxial



Fonte: O autor.

Comparando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida no perfil, para o caso de momento biaxial (Figura 98), é possível verificar através do boxplot que não houve diferença significativa entre as duas normas, já que $p > 0.05$. O Eurocode tem uma amplitude maior nos resultados. As medianas são próximas. A distribuição dos resultados é simétrica.

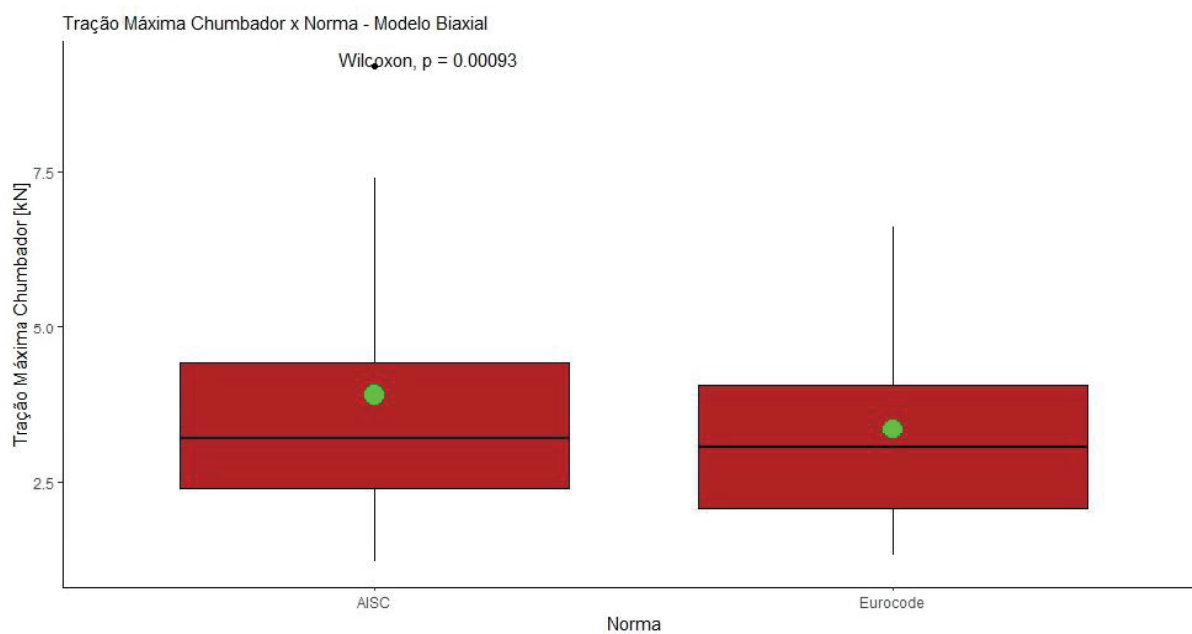
Figura 99 - Tensão Máxima Placa - biaxial



Fonte: O autor.

Equiparando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida na placa de base para o caso de momento biaxial (Figura 99), verifica-se que não houve diferença significativa entre as duas normas, já que o valor de p é de 0,3. O Eurocode tem uma amplitude maior nos resultados. A distribuição dos resultados é assimétrica e a maior parte dos resultados está na parte superior do gráfico.

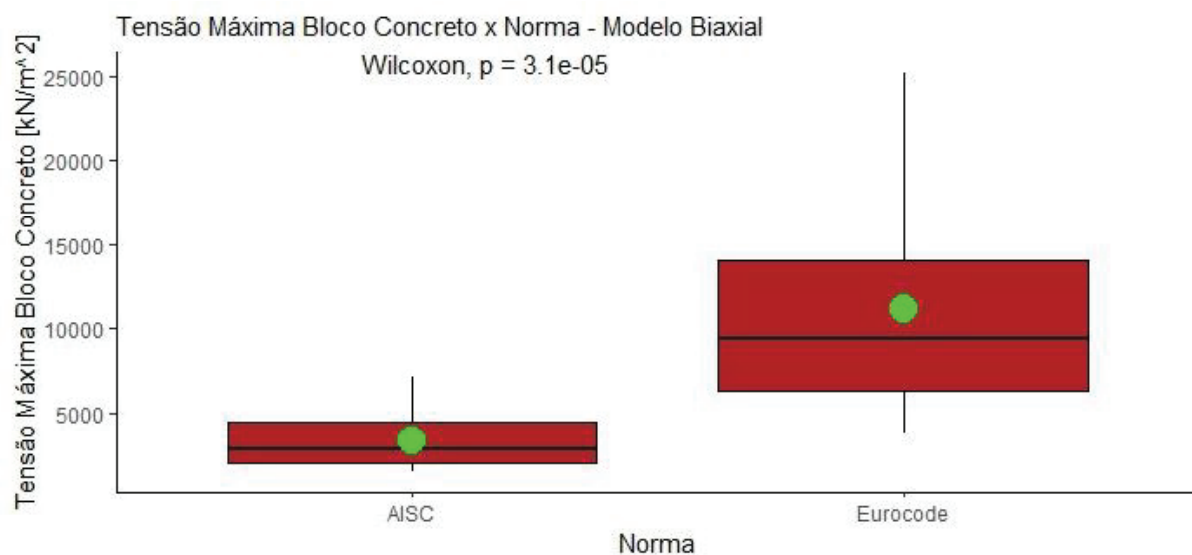
Figura 100 - Tração Máxima no Chumbador - biaxial



Fonte: O autor.

Igualando as normas, em relação à tração ocorrida no chumbador para o caso de momento biaxial (Figura 100), constatou-se que houve diferença significativa entre as duas normas, já que p é menor que 0,05.

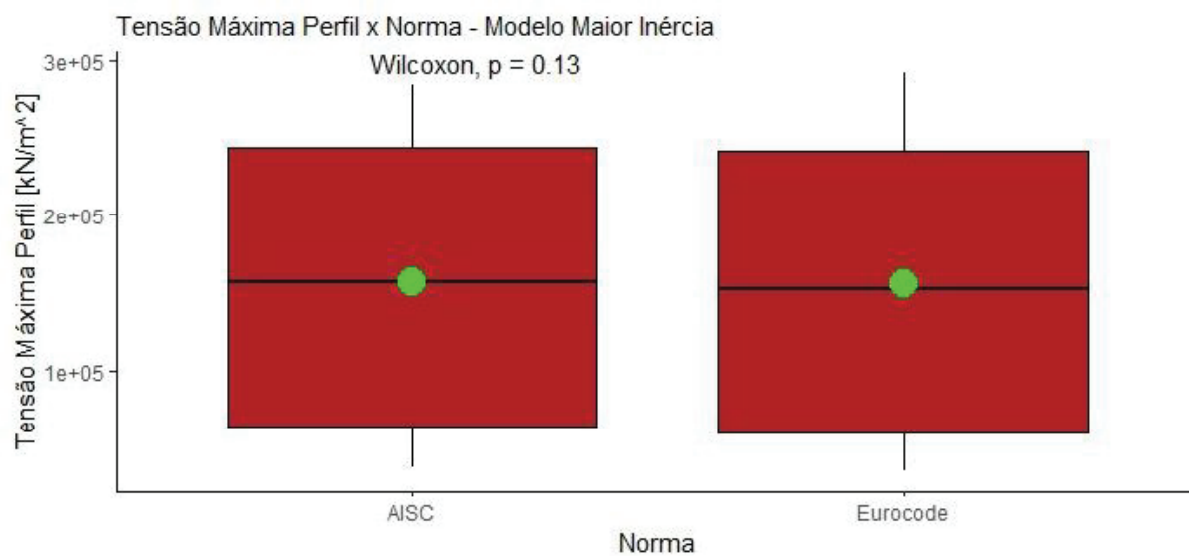
Figura 101 - Tensão máxima bloco de concreto - biaxial



Fonte: O autor.

Em relação à tensão máxima ocorrida no bloco de concreto, para o caso de momento biaxial (Figura 101), equiparando as duas normas percebe-se que houve diferença significativa entre elas, já que o valor de p foi menor que 0.05. A amplitude dos resultados obtida pela norma europeia é bem maior que os obtidos pela norma americana. A média da diferença dos resultados obtidos foi de 3,24 vezes o valor obtido pela AISC.

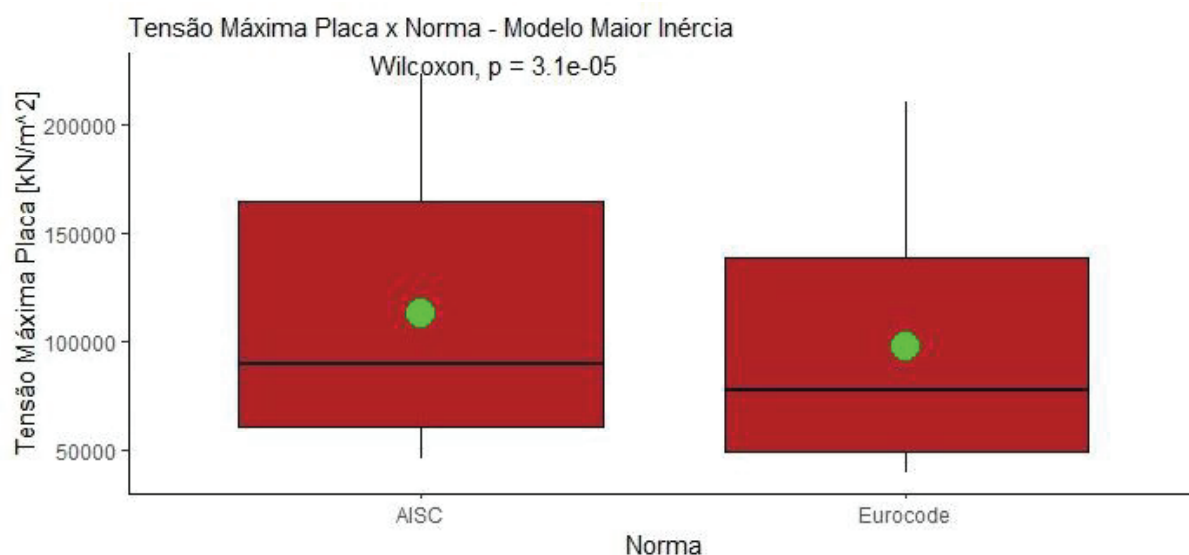
Figura 102 - Tensão Máxima Perfil - Uniaxial maior inércia



Fonte: O autor.

Sobre a tensão máxima ocorrida no perfil, para o caso de momento uniaxial, no eixo de maior inércia (Figura 102), observa-se que não houve diferença significativa entre as duas normas, já que o valor de p é de 0,13. As medianas são próximas. A distribuição dos resultados é simétrica.

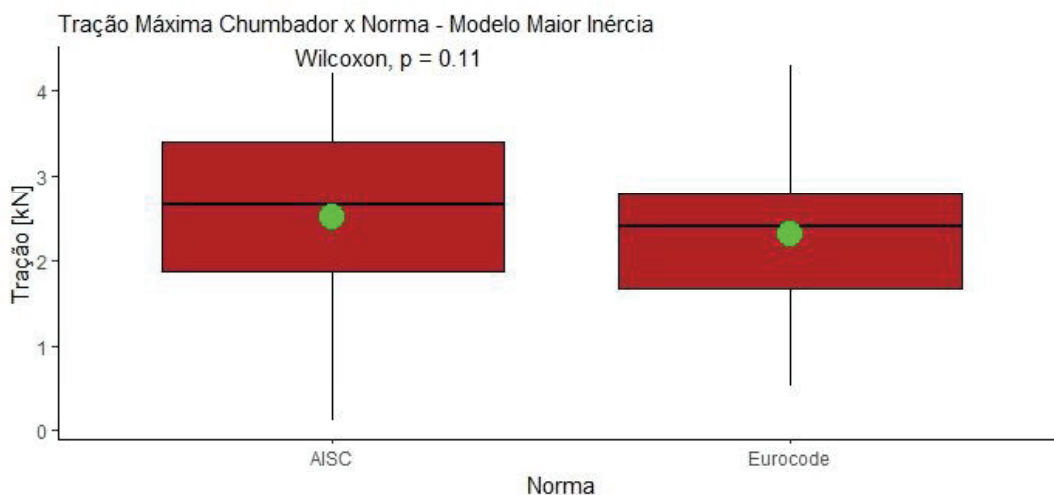
Figura 103 - Tensão Máxima Placa de Base - Uniaxial maior inércia



Fonte: O autor.

Emparelhando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida na placa de base, para o caso de momento uniaxial, no eixo de maior inércia (Figura 103) nota-se através do boxplot que houve diferença significativa entre as duas normas, já que o valor de p é menor que 0,05. A distribuição dos resultados é assimétrica, sendo que a maior parte dos resultados se encontra na parte superior do gráfico. A amplitude dos resultados é maior para a norma AISC.

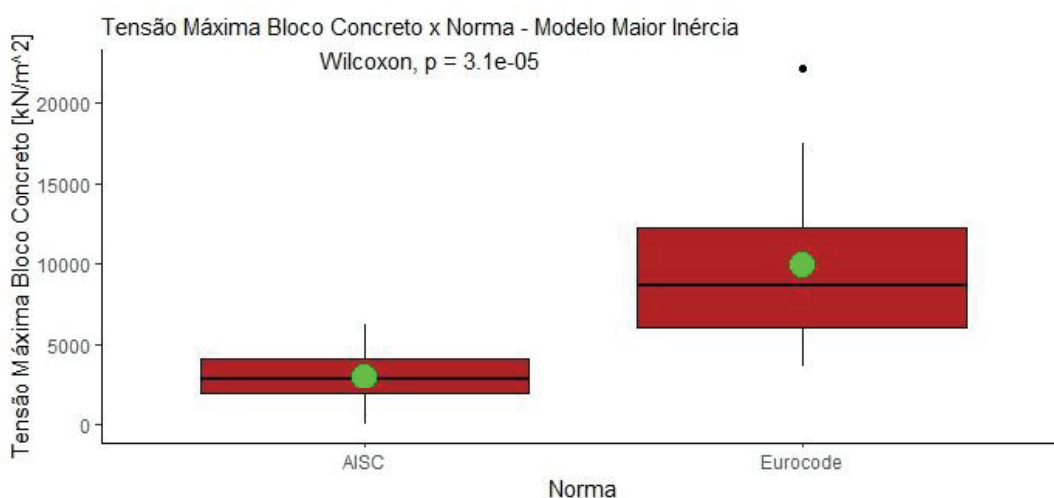
Figura 104 - Tração Máxima Chumbador - uniaxial maior inércia



Fonte: O autor.

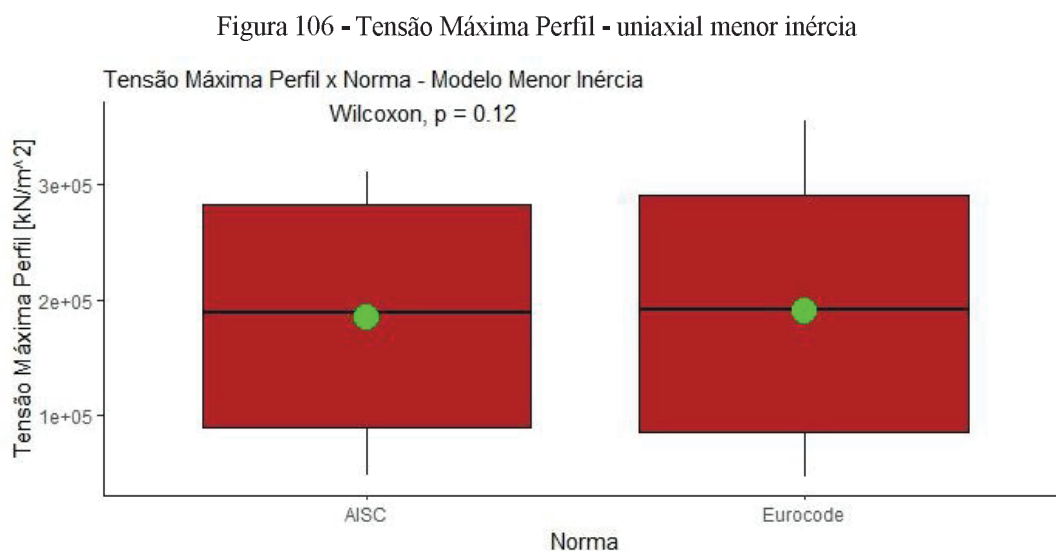
Analisando a tração máxima ocorrida no chumbador, para o caso de momento uniaxial, no eixo de maior inércia (Figura 104) é possível verificar através do boxplot que não houve diferença significativa entre as duas normas, já que o valor de p é de 0,11.

Figura 105 - Tensão máxima no bloco de concreto - uniaxial maior inércia



Fonte: O autor.

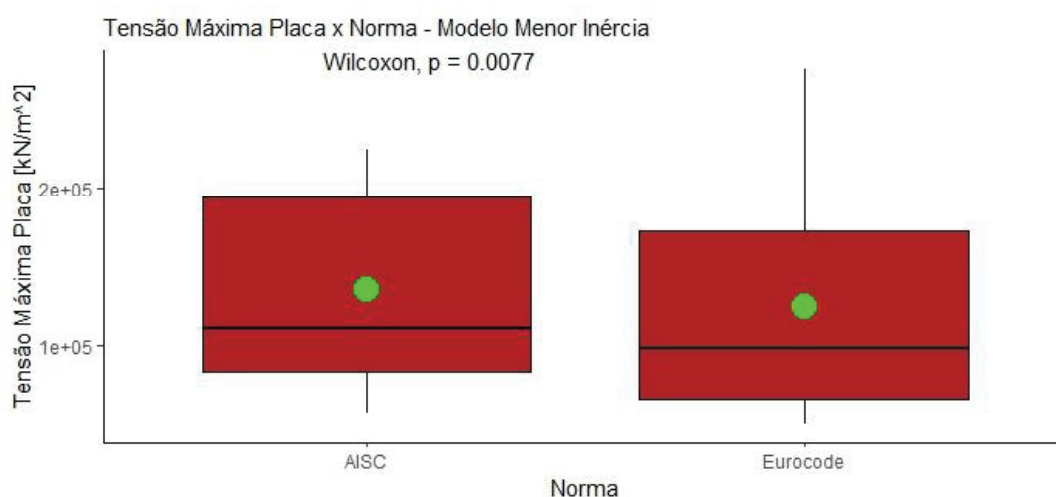
No caso de momento uniaxial, no eixo de maior inércia, comparando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida no bloco de concreto (Figura 105), é possível analisar que houve diferença significativa entre as duas normas. A amplitude dos resultados obtida pelo Eurocode é bem maior que pelo AISC. Existe um outlier. Verificando os dados, constata-se que o valor médio dos resultados obtidos pela norma americana é 3,11 vezes menor que o encontrado pela norma europeia.



Fonte: O autor.

Igualando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida no perfil, para o caso de momento uniaxial, no eixo de menor inércia (Figura 106), o valor de p é maior que 0,05. Portanto, é possível afirmar que não houve diferença significativa entre as duas normas. As medianas são próximas. A distribuição dos resultados é simétrica.

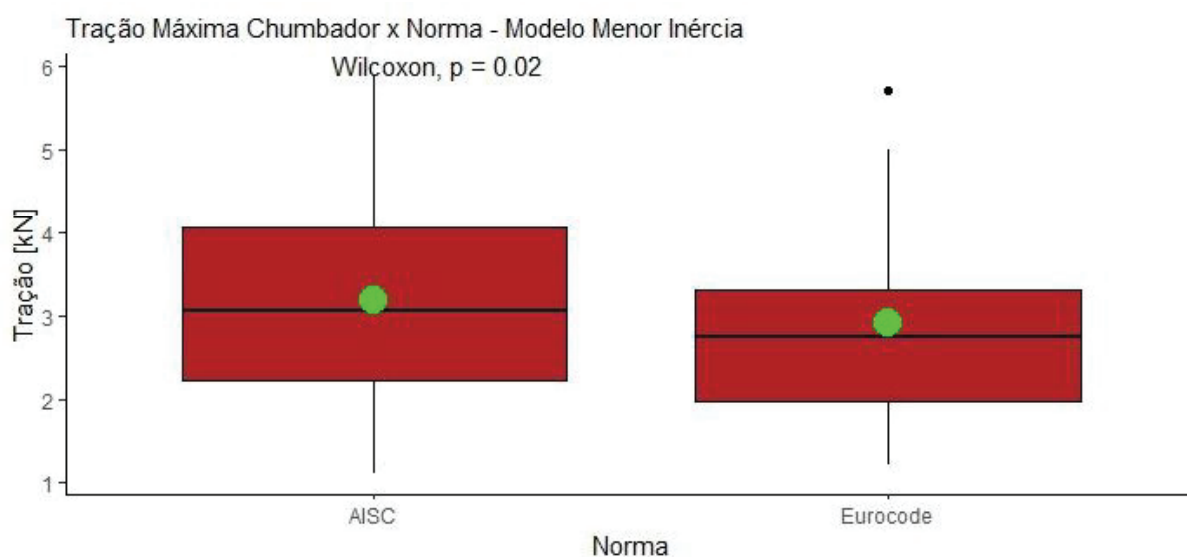
Figura 107 - Tensão máxima na placa de base - uniaxial menor inércia



Fonte: O autor.

Com relação à tensão máxima ocorrida na placa de base, para o caso de momento uniaxial, no eixo de menor inércia (Figura 107) percebe-se que houve diferença significativa entre as duas normas, já que p é menor 0.05. A distribuição dos resultados é assimétrica. A amplitude dos resultados do Eurocode é maior que da AISC, porém a mediana é menor.

Figura 108 - Tração no chumbador - uniaxial menor inércia

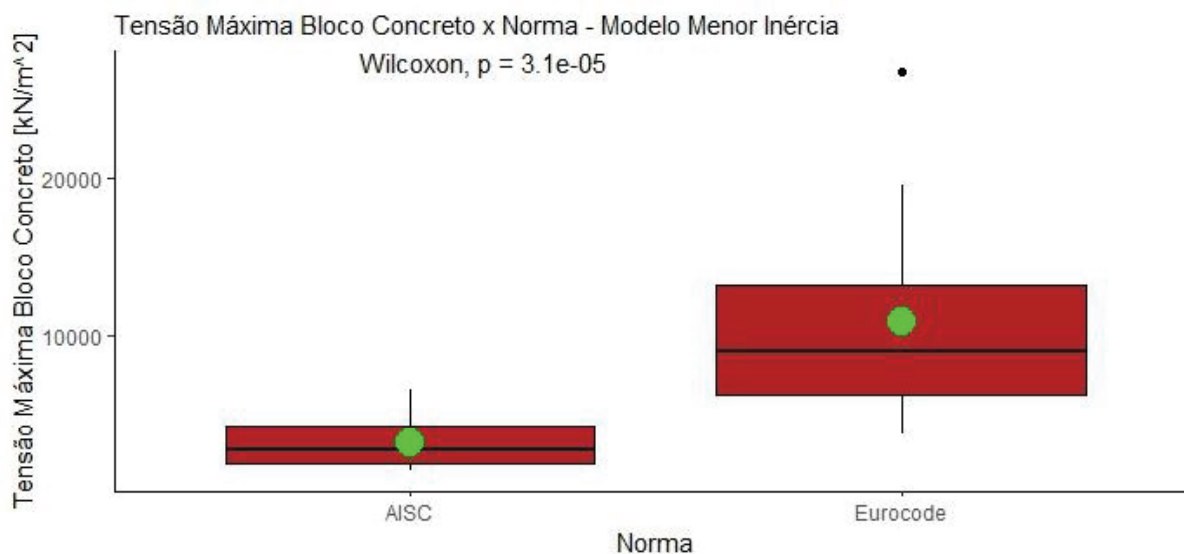


Fonte: O autor.

No que se refere à tração máxima ocorrida no chumbador, para o caso de momento uniaxial, no eixo de menor inércia (Figura 108) o valor de p é menor que 0,05. Portanto

constata-se que houve diferença significativa entre as duas normas. A amplitude dos resultados da AISC é maior que do Eurocode. Existe um outlier.

Figura 109 - Tensão no Bloco de concreto - uniaxial menor inércia



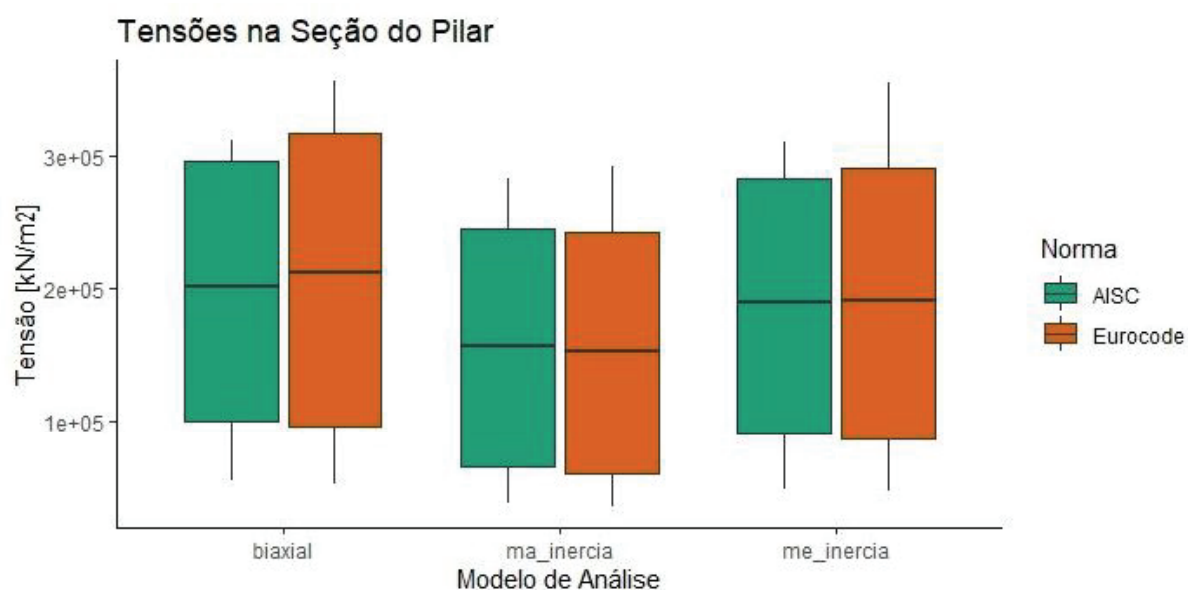
Fonte: O autor.

Verificando as normas, em relação à tensão máxima ocorrida no bloco de concreto, para o caso de momento uniaxial, no eixo de menor inércia (Figura 109) é possível afirmar que houve diferença significativa entre as duas normas, já que o valor de p foi menor que 0.05. A amplitude dos resultados obtida pelo Eurocode é bem maior que pelo AISC. Existe um outlier. A média da diferença entre os resultados obtidos pelas normas, é de 3,26 vezes o valor da AISC.

5.3.4 Comparação de dados por ambas as normas

Foram gerados gráficos comparando os resultados obtidos por ambas as normas: AISC e Eurocode, para os três modelos de análise: biaxial, uniaxial maior inércia, uniaxial maior inércia para cada um dos casos: tensão máxima no perfil (Figura 110), tensão máxima na placa de base (Figura 111), tração no chumbador (Figura 112) e tensão no bloco de concreto (Figura 113), que podem ser vistos na sequência.

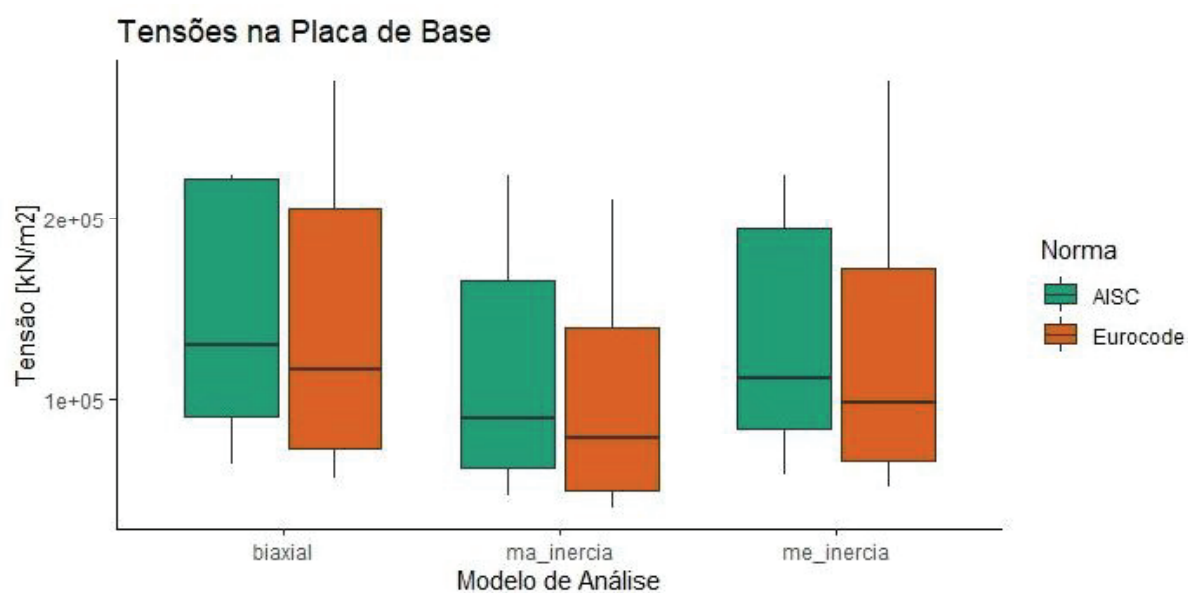
Figura 110 - Comparação entre as tensões máximas obtidas no Perfil



Fonte: O autor.

Analisando as tensões máximas obtidas no perfil (Figura 110) nos três casos e por ambas as normas, verifica-se que os maiores resultados de tensão ocorreram no modelo biaxial, seguido pelo modelo com momento aplicado na menor inércia. O Eurocode apresentou uma amplitude maior nos resultados. As medianas foram bem próximas.

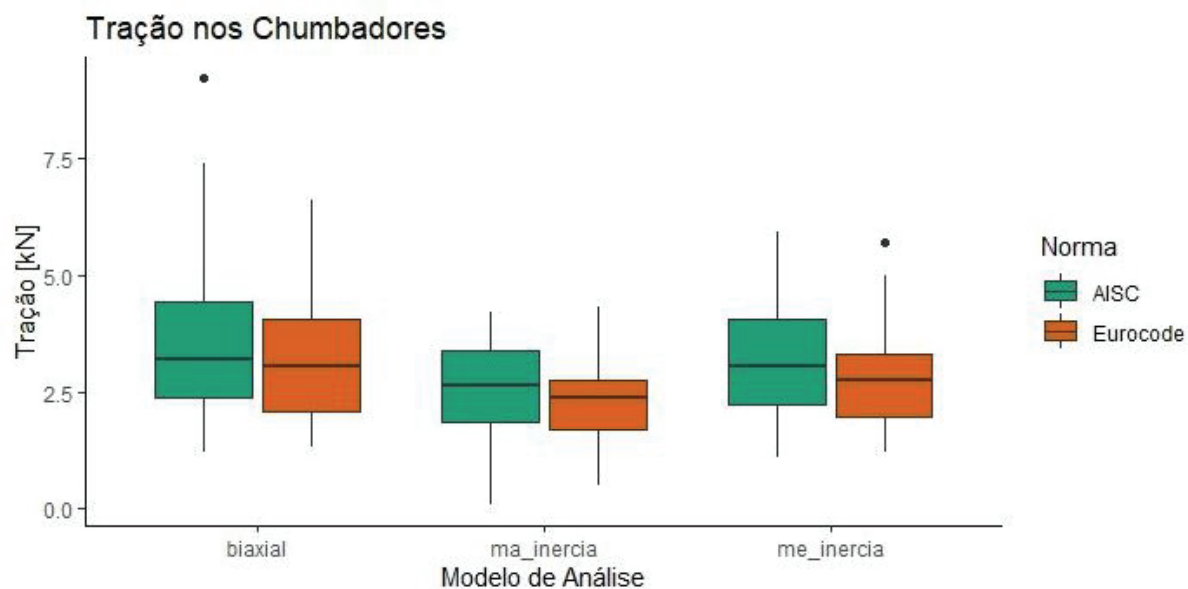
Figura 111 - Comparação entre as tensões máximas obtidas na Placa de Base



Fonte: O autor.

Em relação às tensões máximas obtidas na placa de base (Figura 111) nos três casos e por ambas as normas, percebe-se que os maiores resultados de tensão ocorreram no modelo biaxial, seguido pelo modelo com momento aplicado no eixo de menor inércia. A mediana da norma europeia é um pouco menor que a da norma americana.

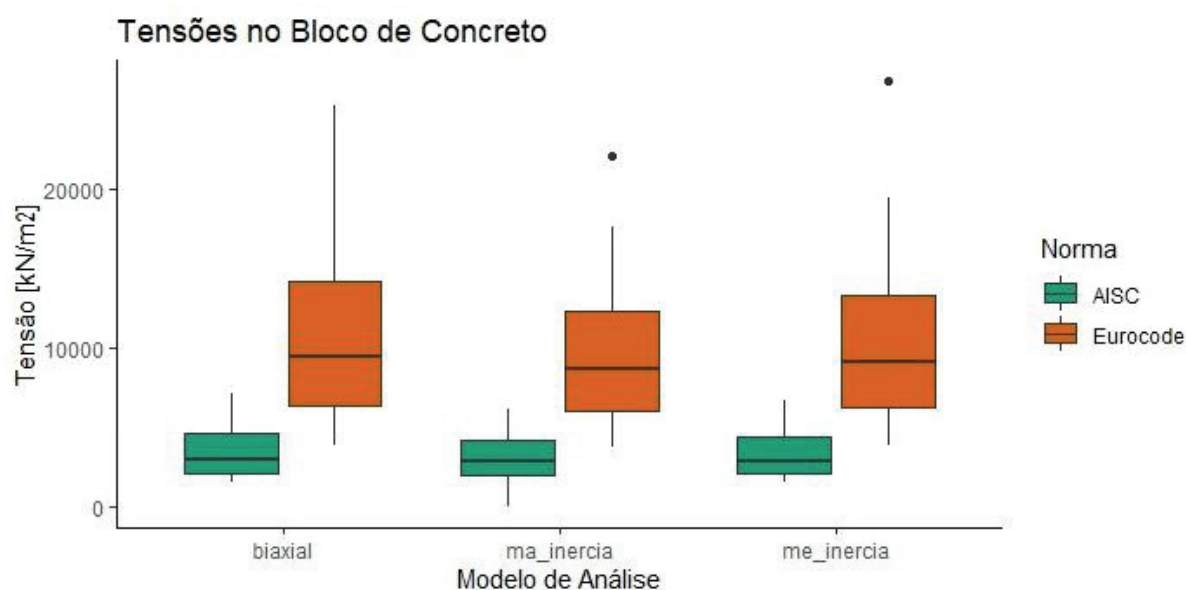
Figura 112 - Comparação entre as trações máximas obtidas nos chumbadores



Fonte: O autor.

Sobre as trações máximas obtidas nos chumbadores (Figura 112) nos três casos e por ambas as normas, constata-se que os maiores resultados ocorreram no modelo biaxial, seguido pelo modelo com momento aplicado na menor inércia. O AISC apresentou uma amplitude maior nos resultados em dois casos. A distribuição dos resultados é assimétrica. Existem dois outliers.

Figura 113 - Comparação entre as tensões máximas obtidas no bloco de concreto



Fonte: O autor.

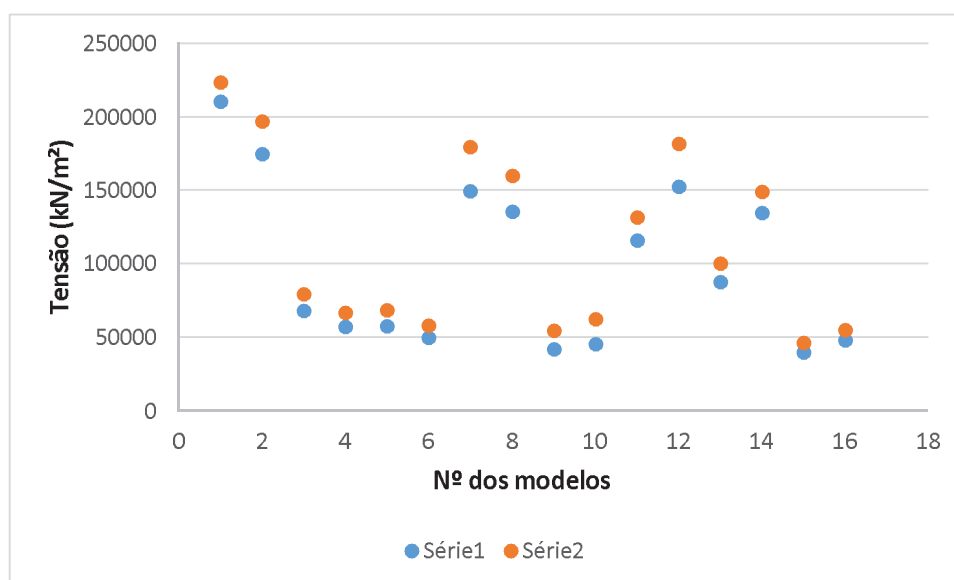
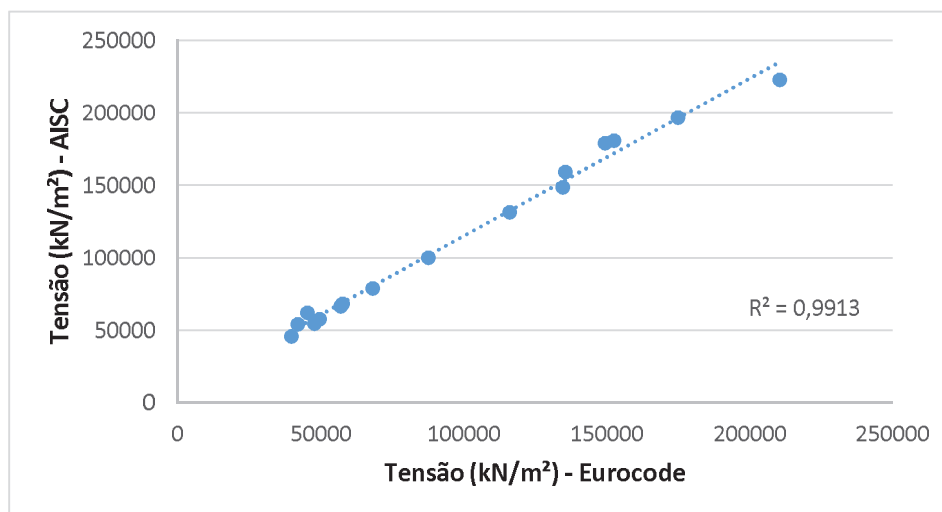
Verificando as tensões máximas obtidas no bloco de concreto (Figura 113) nos três casos e por ambas as normas, é possível afirmar que os maiores resultados ocorreram no modelo biaxial. O Eurocode apresentou uma amplitude bem maior nos resultados, inclusive com dois outliers. A mediana da norma AISC é praticamente igual nos três casos de carregamento. A variação entre os resultados das duas normas é significativa. Os valores obtidos pela norma europeia são cerca de 3 vezes maiores que os obtidos pela norma americana.

5.4 Discussões gerais

Para verificar a não significância dos resultados obtidos pelo Teste de Wilcoxon entre as duas normas, foram gerados gráficos de dispersão, de comparação entre os resultados obtidos e com linha de tendência linear e valor do R-quadrado, das seguintes análises: tensão ocorrida na placa uniaxial maior inércia (figura 114), tensão ocorrida na placa uniaxial menor inércia (figura 115), tração ocorrida no chumbador biaxial (figura 116), tração ocorrida no chumbador uniaxial menor inércia (figura 117), tensão ocorrida no bloco de concreto biaxial (figura 118), tensão ocorrida no bloco de concreto uniaxial maior inércia (figura 119) e tensão ocorrida no bloco de concreto uniaxial menor inércia (figura 120).

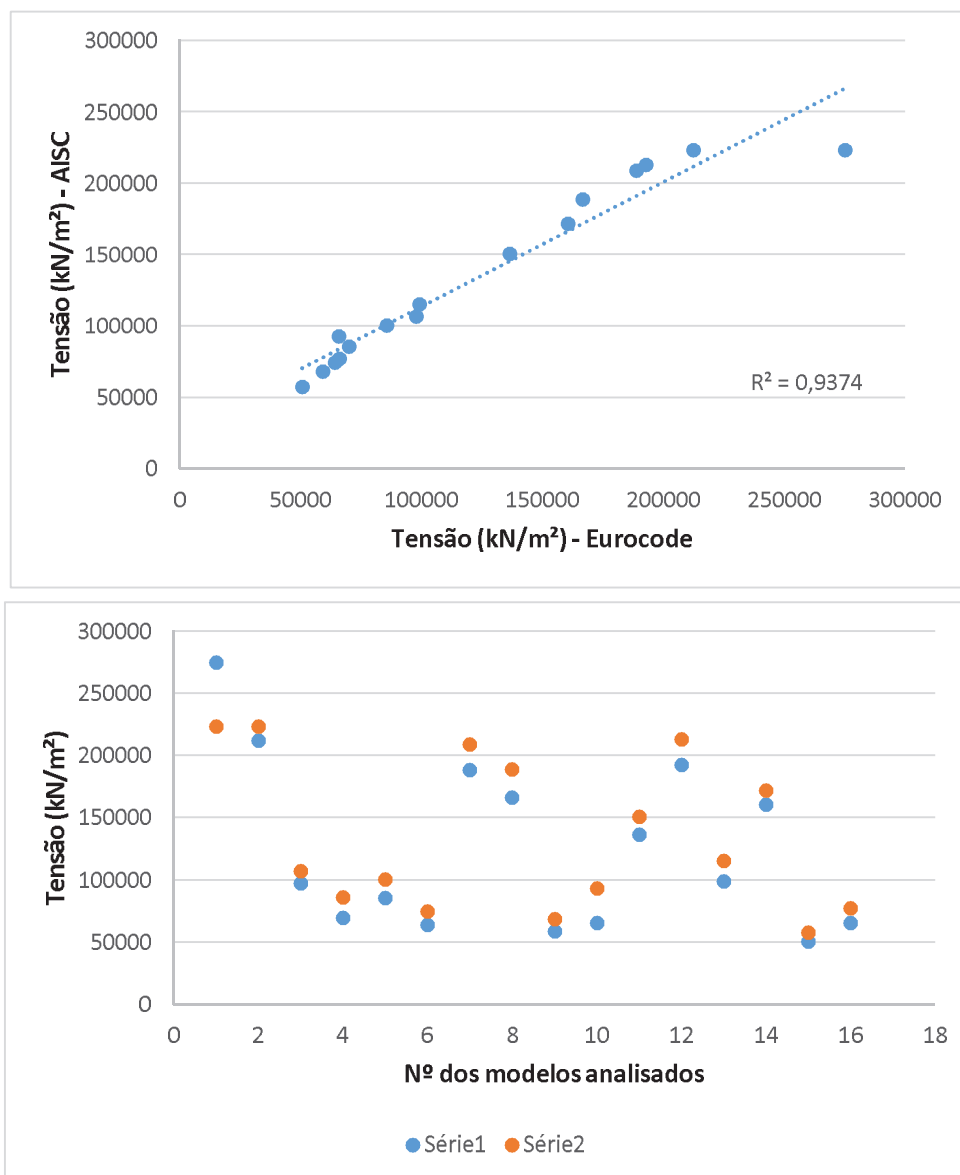
Legenda: Série 1 – Eurocode e Série 2 – AISC.

Figura 114 – Tensão ocorrida na Placa – uniaxial maior inércia



Fonte: O autor

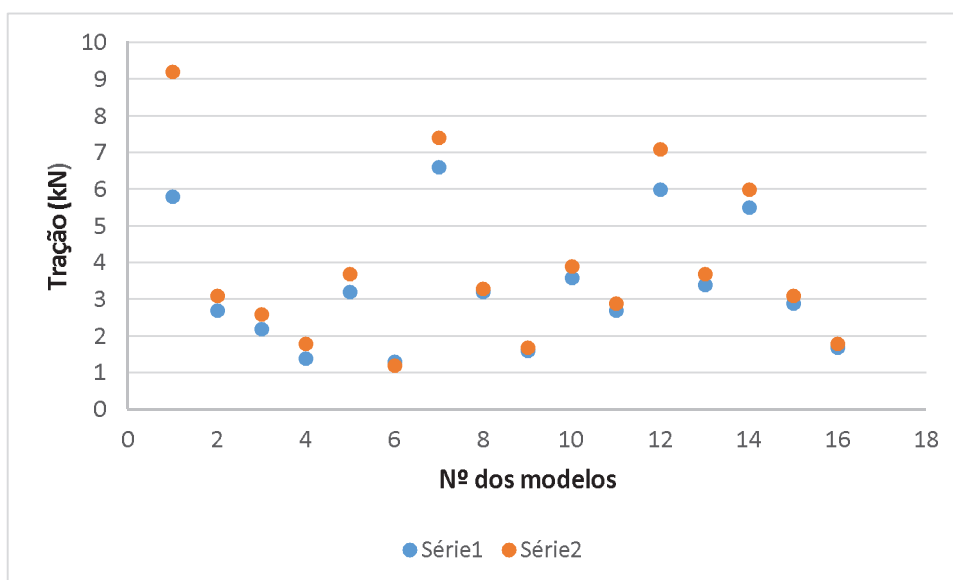
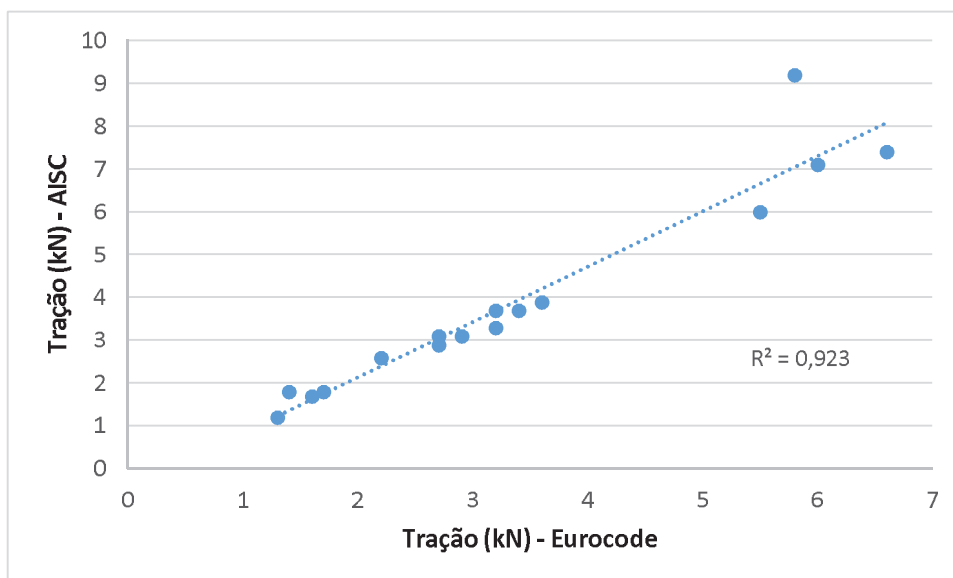
Figura 115 - Tensão ocorrida na Placa - uniaxial menor inércia



Fonte: O autor

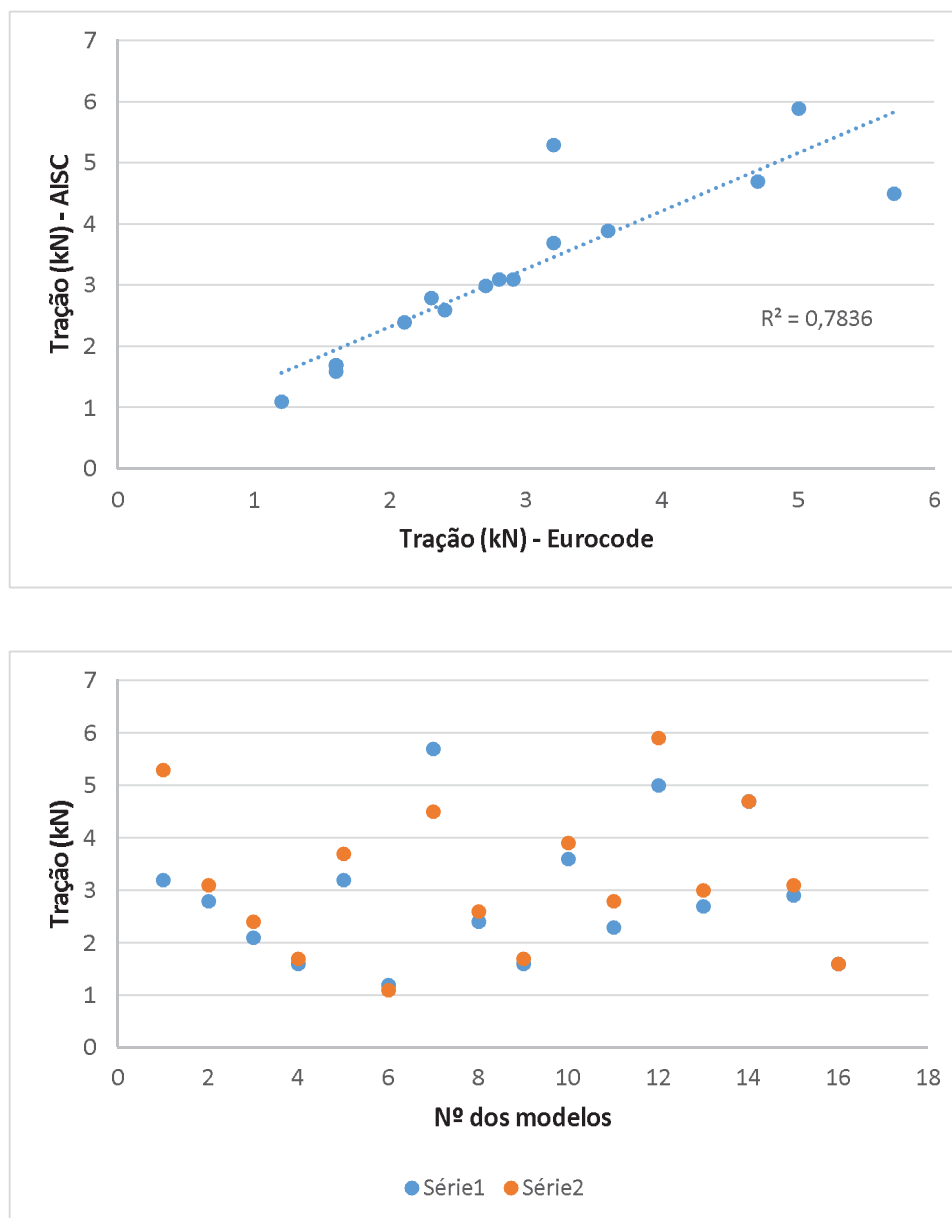
O R-quadrado é uma medida estatística de quão próximos os dados estão da linha de regressão ajustada. Em relação a placa de base, os dois casos analisados (uniaxial maior inércia e uniaxial menor inércia), o valor do R-quadrado foi superior a 0,93 o que indica que os dados se ajustam ao modelo de regressão linear, ou seja, os valores obtidos por ambas as normas são bastante próximos e com isso, é possível rejeitar a hipótese de que os valores não são significativos. A falta de significância obtida pelo Teste de Wilcoxon possivelmente, ocorreu pelo tamanho da amostra ser pequena.

Figura 116 - Tração ocorrida no chumbador - biaxial



Fonte: O autor

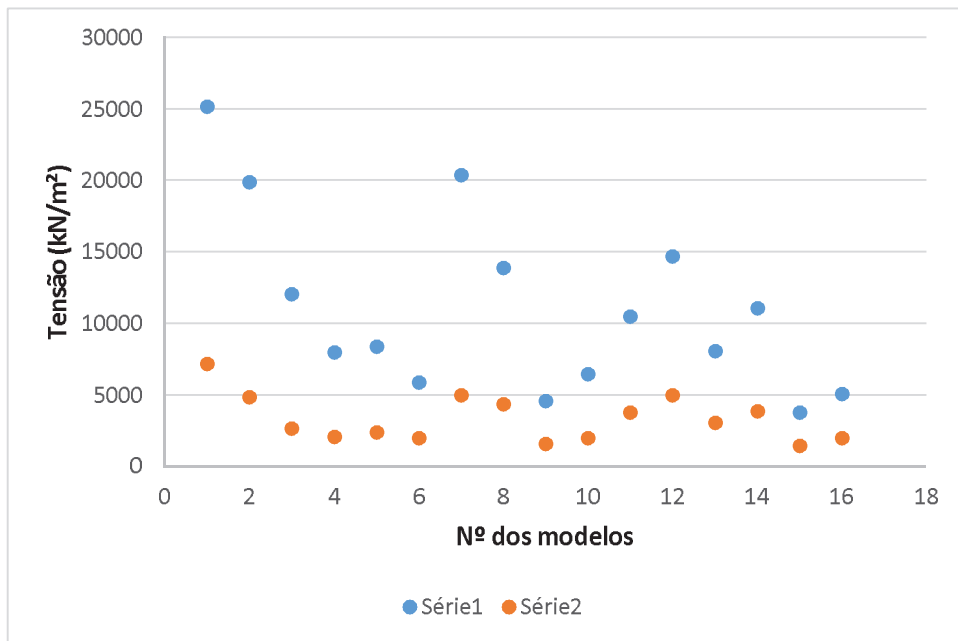
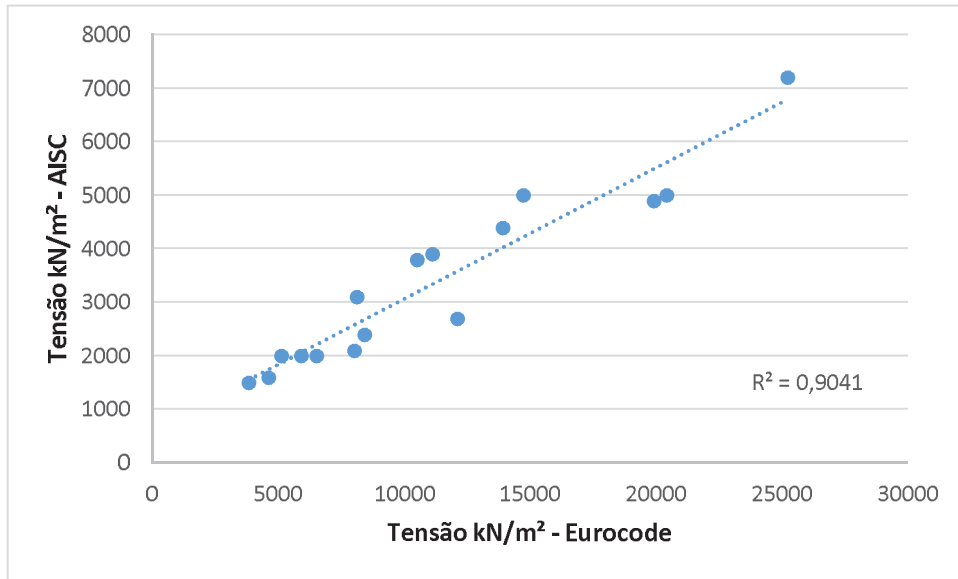
Figura 117 - Tração ocorrida no chumbador - uniaxial menor inércia



Fonte: O autor

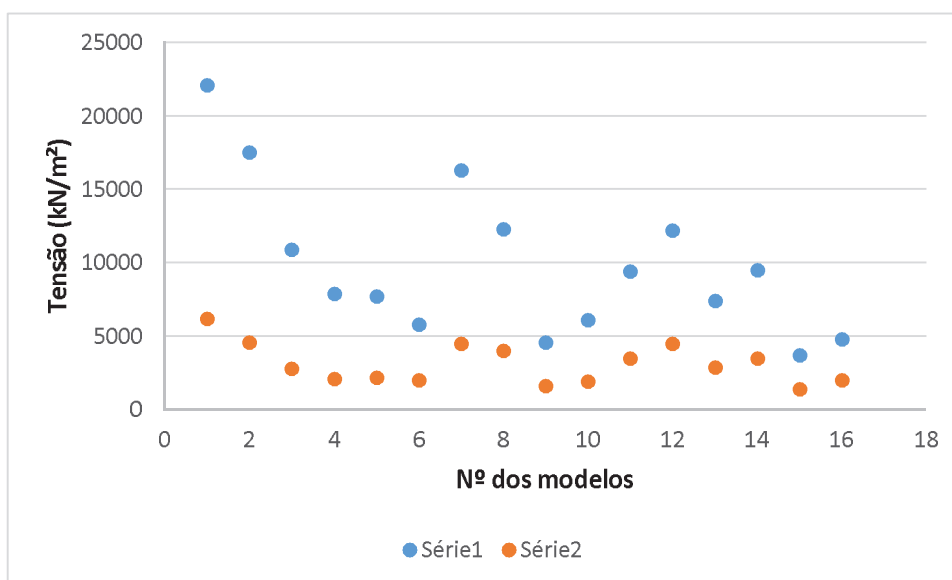
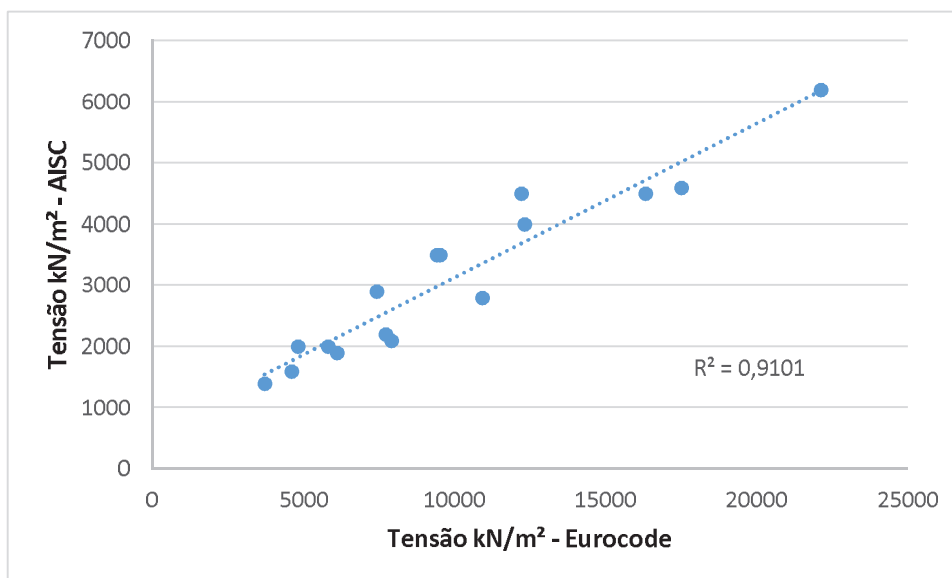
Em relação a tração ocorrida no chumbador, no caso de momento biaxial, o valor do R-quadrado foi superior a 0,92, o que evidência que os dados se ajustam ao modelo de regressão linear, ou seja, os valores obtidos por ambas as normas são bastante próximos. Já no caso de momento uniaxial no eixo de menor inércia, o valor do R-quadrado foi de 0,78, porém, visualiza-se dois outliers, e removendo os mesmos da análise estatística o valor de R-quadrado aumenta para 0,98. Portanto, no caso dos chumbadores, também é plausível rejeitar a hipótese de que os valores não são significativos. Provavelmente a falta de significância obtida pelo Teste de Wilcoxon ocorreu pelo tamanho da amostragem ser pequena.

Figura 118 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - biaxial



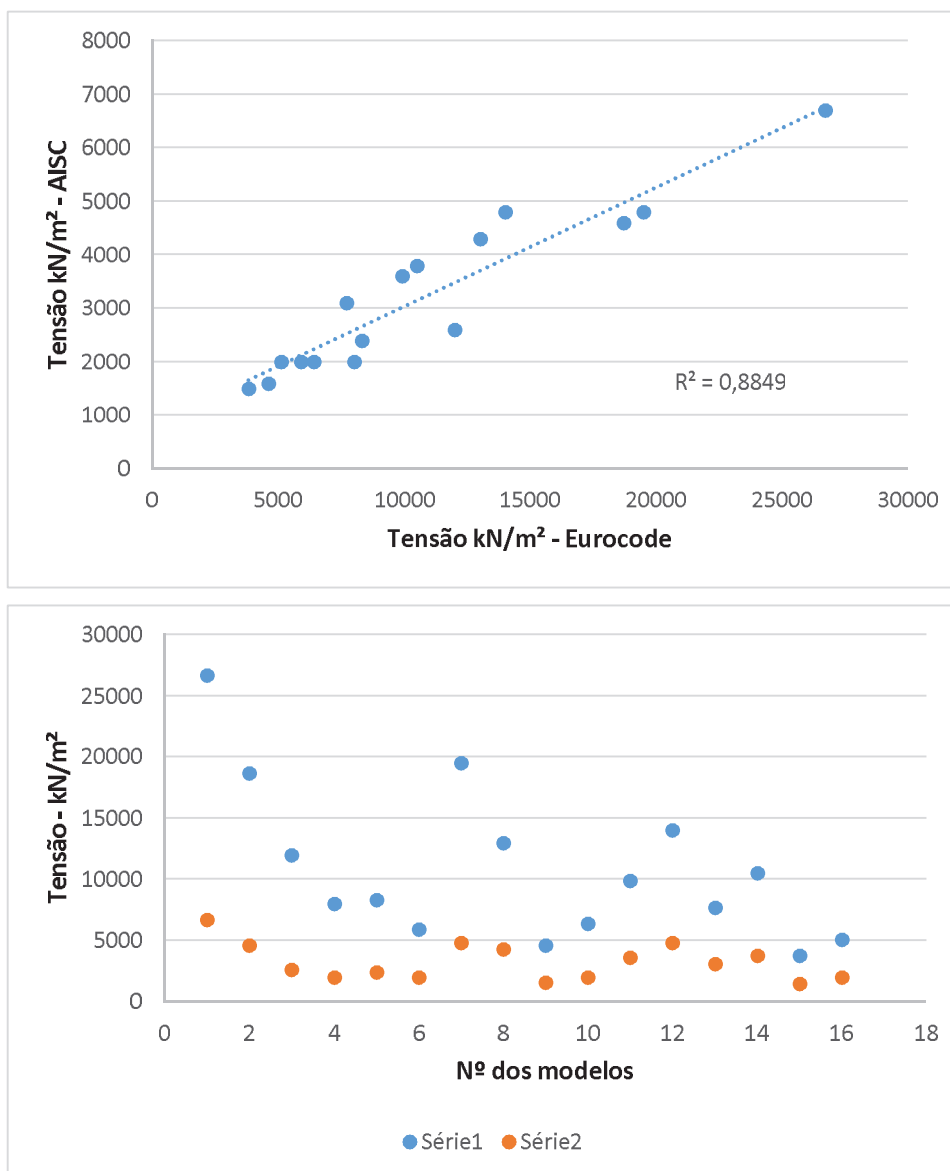
Fonte: O autor

Figura 119 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - uniaxial maior inércia



Fonte: O autor

Figura 120 - Tensão ocorrida no bloco de concreto - uniaxial menor inércia



Fonte: O autor.

Verificando o valor do R-quadrado em relação a tensão ocorrida no bloco de concreto, nos três casos, percebe-se que o menor valor foi de 0,88 no caso de momento uniaxial no eixo de menor inércia. No entanto, visualiza-se bastante diferença entre os valores obtidos pelas duas normas. Na média, o valor obtido pela norma europeia é de três vezes o valor obtido pela norma americana, o que mostra uma certa tendência, e por isso, os dados se ajustam ao modelo de regressão linear. Neste caso, é possível confirmar a hipótese de que os valores não são significativos e deve-se investigar qual a diferença entre as normas que provoca essa diferença nos resultados.

6.0 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação focou-se no método para dimensionar placa de base sujeita a análise biaxial. A análise numérica pelo método de elementos finitos baseado em componentes (CBFEM) mostrou-se eficiente em seu propósito em comparar os resultados obtidos quando analisado um mesmo modelo de ligação. Porém, sujeito a diferentes tipos de carregamento, momento uniaxial aplicado no eixo de maior inércia do perfil, momento uniaxial aplicado no eixo de menor inércia do perfil e momento biaxial.

Com relação à placa de base, elemento da pesquisa, foi verificado que os menores resultados de tensão ocorreram nos modelos em que foi aplicado apenas um momento no eixo de maior inércia do perfil. Comparando os resultados obtidos quando aplicado os dois momentos de forma biaxial, com um momento no eixo de maior inércia do perfil, a redução da tensão foi maior, com uma média de 31,53% pela norma europeia e de 25,71% pela norma americana. Já, quando aplicado o momento no eixo de menor inércia do perfil, a redução da tensão foi menor, com uma média de 11,59% pela norma europeia e de 8,58% pela norma americana.

Identificou-se que grande parte das variáveis é correlacionada, sendo possível dizer que para placas de base submetidas à flexão biaxial, praticamente não possuem seus resultados de tensão afetados pela quantidade de chumbadores ou pelo diâmetro dos mesmos. Enquanto possuem relação totalmente direta com o tamanho da placa, o tamanho do bloco de concreto, a área do perfil e a espessura da placa.

Em relação aos resultados obtidos pela análise de variância de Kruskal Wallis, onde foram comparados três grupos de amostras, as metodologias de cálculo (biaxial, maior inércia e menor inércia), por ambas as normas AISC e Eurocode, para a tensão máxima na placa de base, foi possível afirmar estatisticamente que não houve diferença significativa entre as médias.

Já pelo teste de Wilcoxon, que foi realizado a comparação de duas amostras, que foram os resultados obtidos pelas duas normas (AISC e Eurocode) para as diferentes metodologias (biaxial, maior inércia e menor inércia), para cada um dos resultados de tensão máxima ocorrida na placa de base, houve diferença significativa entre as duas normas, nos dois casos de momento uniaxial, tanto na maior inércia, como na menor inércia. Porém, os mesmos podem ser rejeitados, já que foi verificado através dos gráficos de dispersão e do R-quadrado que não existe uma diferença significativa entre os resultados obtidos pelas duas normas.

Em conclusão geral, é possível afirmar que se faz necessário realizar a verificação de placas de base submetidas à flexão biaxial, pois a diferença de tensão obtida na análise biaxial, quando comparada com a uniaxial no eixo de maior inércia como é normalmente dimensionada pelas normas internacionais foi significativa.

Durante a realização deste trabalho, alguns aspectos relevantes foram identificados e merecem maiores considerações. As questões expostas a seguir são sugeridas como trabalhos futuros no âmbito desta dissertação:

- Nas análises realizadas, foi verificado que os chumbadores foram o primeiro elemento a falhar, o que influencia o comportamento geral da ligação. Por isso, recomenda-se analisar a influência dos chumbadores em pilares submetidos à flexão biaxial.
- Através da comparação dos resultados obtidos por ambas as normas, foi verificada uma diferença muito grande no resultado das tensões obtidas no bloco de concreto. Portanto recomenda-se comparar a diferença entre as metodologias da Norma AISC e Eurocode em relação ao bloco de concreto.
- Realizar um estudo experimental com os mesmos modelos, para poder validar os resultados obtidos pelo CBFEM.
- Propor um método de dimensionamento analítico com base na ABNT NBR8800:2008.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, P. M. **Steel column bases under biaxial loading conditions**. 2014. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto, Porto, 2014.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Steel construction Manual**. Chicago (IL), 2005.
- AÇO IDEAL. **Perfil I de abas paralelas**. Disponível em: <http://www.acoideal.com.br/perfil-w-i/attachment/perfil-i-abas-paralelas/>. Acesso em: 8 out. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8800 **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- AZHC Tech Engenharia. **Elementos Estruturais**. Disponível em: <https://twitter.com/azrctech/status/1075750892442398721>. Acesso em: 8 fev. 2020.
- BAHIA, A. M.; JUNIOR, I. I. Dimensionamento de base de pilares metálicos em seções retangulares e circulares. **CONGRESSO LATINO AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA – CONSTRUMETAL**, 2016, São Paulo, SP.
- BAJER, M., VILD, M., BARNAT, J., HOMOLEK, J., **Influence of selected parameters on desing optimization of anchor joint**. 12th International Conference on Steel, Space and composite structures. Praga, República Checa, 2014.
- BELLEI, I. H. Interfaces Aço-Concreto. **Manual de Construção em Aço**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.
- CBFEM. **Component-based Finite Element Method (CBFEM) A revolutionary method for steel connection analysis and design**. Disponível em: <https://www.cbfem.com/> Acesso em março de 2021.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA. **Vantagens da Construção em aço**. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php> Acesso em 18 de agosto de 2019.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA. **A Evolução da Construção em Aço no Brasil**. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074> Acesso em 18 de agosto de 2019.
- CHOI, J. H., CHOI, Y. An experimental study on inelastic behavior for exposed-type steel column bases under three-dimensional loadings. **Journal of Mechanical Science and Technology**. v.23, p. 747-759, 2012.

DEWOLF, J. T.; RICHER, D. T. **Column Base Plates**. Steel Design Guides Series 1. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago (IL), 1990.

ENSUS. **Elementos Finitos – O que é? Quando utilizar? Quais os benefícios?** Disponível em: <https://ensus.com.br/elementos-finitos-quais-os-beneficios/> Acesso em 25 ago. 21.

EN 1992-1-1: Eurocode 2: **Design of concrete structures, Part 1-1: - General rules and rules for buildings**, European Comitee for Standardization, 2004.

EN 1993-1-8: EUROCODE 3: **Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints**. European Comitee for Standardization, 2005.

FISHER, J. M.; KLOIBER, L. A. **Base plate and anchor rod design**. Steel Design Guide n.1, 2 ed. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago (IL), 2006.

GUIMARÃES, L. A. C. Notas de Aula: **Classificação das Estruturas e Concepção Estrutural**. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/luizffagundes/estrutura-de-concreto-armado-i-1-classificacao-das-estruturas-e-concepo-estrutural> Acesso em: 19 nov. 2019.

HASSAN, A. S., TORRES-RODAS, P., GIULIETTI, L., KANVIDE, A.

Strength characterization of exposed column base plates subjected to axial force and biaxial bending. **Journal Engineering Structures**. v. 237, 2021.

IDEA STATICA. **Software de Engenharia Estrutural, ligações de aço**. Disponível em: <https://www.ideastatica.com/> Acesso em 25 ago. 2020.

IDEA STATICA. **What is the CBFEM?** Disponível em:

<https://www.ideastatica.com/support-center/what-is-the-cbfem> Acesso em dez. 2021.

JAYARAJAN, P. Characterization of steel column bases- eurocode 3 approach. **Journal of Structural Engineering**. v.42, n.5, p.521-530, 2016

KANVINDE, A. M.; GRILLI, A. D.; ZAREIAN, F. Rotational Stiffness of Exposed Column Base Connections: Experiments and Analytical Models. American Society of Civil Engineers (ASCE), **Journal of Structural Engineering**, v. 138, p. 549-560, 2012.

LIM, W.; LEE, D.; YOU, Y. Cyclic loading tests on exposed column-base plate weak-axis connections of small-size steel structures. **Engineering Structures**, v.153, p. 653-664, 2017.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2018.

OPERDATA. **Coeficientes de correlação**. Disponível em:

<https://operdata.com.br/blog/coeficientes-de-correlacao> Acesso em maio/2020.

PANDIAN, S.; SANTHI, H. Long bolted end-plate moment connections. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**, v.9, p. 1839–1848, 2018.

- PETERSEN, D; LIN, Z, ZHAO, J. Behavior and design of cast-in-place anchors under simulated seismic loading. **Nacional Science Foundation for the NEESR Project Funded under Grant**, 2013.
- PIANA, I; CALENZANI, A. F. G.; AZEVEDO, M. S.; FERREIRA, W. G. Desenvolvimento de programa computacional para o dimensionamento de bases de pilares de aço. **IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING - CILAMCE**, 34 ed., 2013, Pirenópolis, GO.
- PIANA, I; CALENZANI, A. F. G. Study of design methodologies of steel column bases. **IBRACON Structures and Materials Journal**. n. 1, v. 11, p. 223 - 243, 2018.
- R CORE TEAM (2020). **R: A language and environment for statistical computing**. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. Disponível em: <https://www.R-project.org/>
- IGNÁCIO, S. A. Importância da estatística para o processo de conhecimento e tomada de decisão. **Revista Paranaense de Desenvolvimento**, v. 118, p.175-192, 2010.
- RSTUDIO TEAM (2020). **RStudio: Integrated Development for R**. RStudio, Inc., Boston, MA. Disponível em: <http://www.rstudio.com/>
- SECO, S. L. **Column base plates under 3D loading**. Tese de Doutorado, INSA Rennes; 2019.
- SLIDEPLAYER. **Base de Pilares**. Disponível em: <https://slideplayer.com.br/slide/12224391>. Acesso em: 8 out. 2019.
- STEENHUIS, M., WALD, F., SOKOL, Z., STARK, J, Concrete in compression and base plate in bending, **Heron**, vol. 53, n.º 1/2, p. 51-68, 2008.
- TELHANORTE. **Barra roscada com porca e arruela**. Disponível em: <https://www.telhanorte.com.br/barra-roscada-com-porca-e-arruela-brr06-12-x-20cm-2-unidades-galvanizada-fixtil-900095/p>. Acesso em: 8 out. 2019.
- TSAVDARIDIS, K. D., SHAHEEN, M. A., BANIOPOULUS, C., SALEM, E. Analytical approach of anchor rod stiffness and steel base plate calculation under tension. **Structures**. v.5 p. 207-218, 2016.
- VILD, M; WALD, F; SABATKA, L. **Steel Connections**. Disponível em: <https://www.structuremag.org/?p=16292> Acesso em: dez. 2021.
- WALD, F., HOFMANN, J., KUHLMANN, U., **Design of steel-to-concrete joints, Design manual I**. Czech Technical University, Praga, 2014.

WALD, F., SOKOL, Z., JASPART, J., **Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension.** Heron, v. 53, n.º 1/2, p. 21-50, 2008.

WALD, F.; KURIKOVA, M; SABATKA, M. V. L.; KABELAC, J.; KOJALA, D;
Conection Design by Component Based Finite Element Method, Lecture 3, Column Base. Czech Technical University, Praga, 2019.

Petersen D, Lin Z, Zhao J. Behavior and design of cast-in-place anchors under simulated seismic loading. Technical Report Submitted to National Science Foundation for the NEESR Project Funded under Grant No CMMI-990712342; 2013.

ANEXO I

Relatório de Cálculo do Software IDEASTatica

ANEXO II

Relatório de Cálculo do Software IDEASTatica

Project:
Project no:
Author:

Project data

Project name
Project number
Author
Description
Date 4/25/2021
Design code AISC 360-16

Material

Steel A36, A572 Gr.50
Concrete 3000 psi

Project:
Project no:
Author:

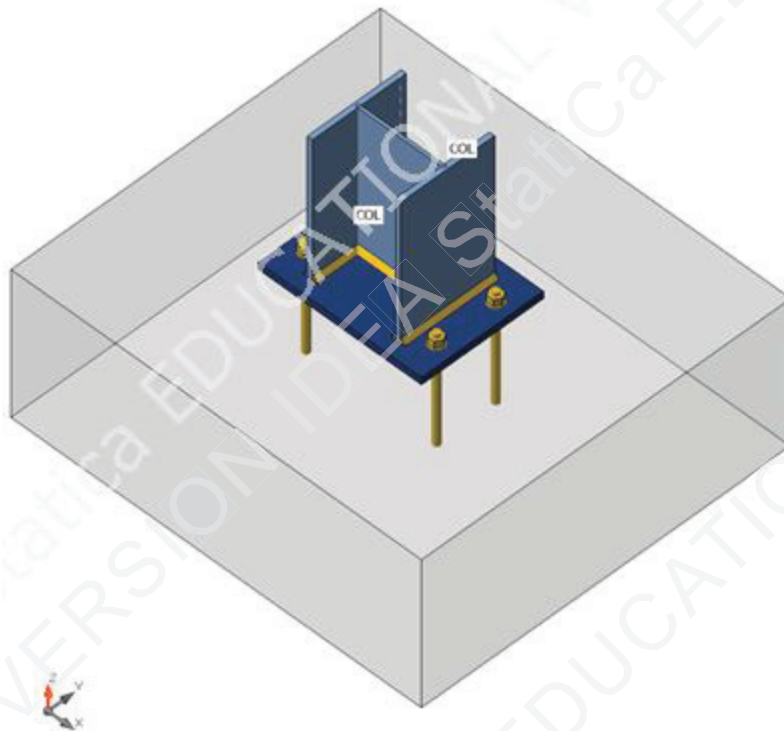
Project item CON1

Design

Name CON1
Description
Analysis Stress, strain/ simplified loading
Design code AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
COL	1 - CON1(W250X73)	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
1 - CON1(W250X73)	A572 Gr.50

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
3/4 A490	3/4 A490	19	1034.2	285

Project:
Project no:
Author:

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-400.0	0.0	0.0	0.0	128.0	0.0

Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	1000 x 1111	mm
Depth	400	mm
Anchor	3/4 A490	
Anchoring length	250	mm
Shear force transfer	Anchors	

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.1 < 5.0%	OK
Anchors	216.6 > 100%	Not OK!
Welds	76.3 < 100%	OK
Concrete block	46.7 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	F _y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _C Ed [MPa]	Check status
COL-bfl 1	344.7	14.2	LE1	310.4	0.1	0.0	OK
COL-tfl 1	344.7	14.2	LE1	310.3	0.0	0.0	OK
COL-w 1	344.7	8.6	LE1	258.5	0.0	0.0	OK
BP1	344.7	20.0	LE1	310.5	0.1	0.0	OK

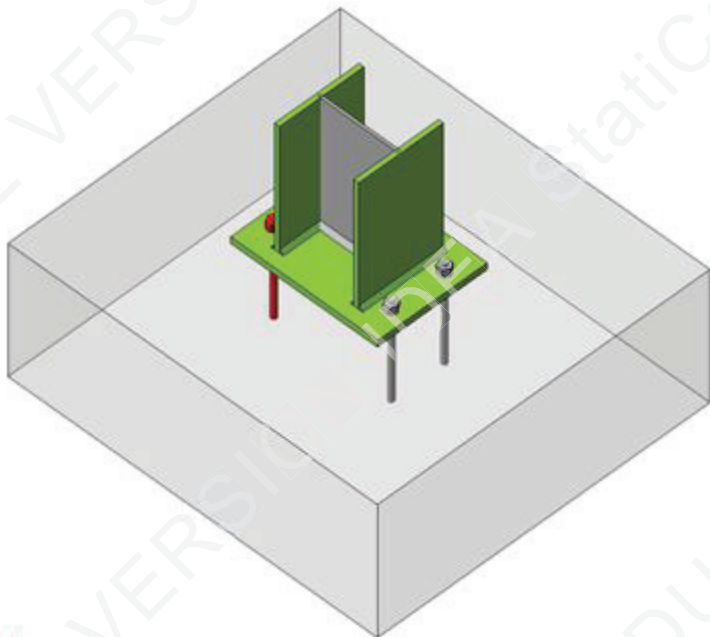
Design data

Material	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
A572 Gr.50	344.7	5.0

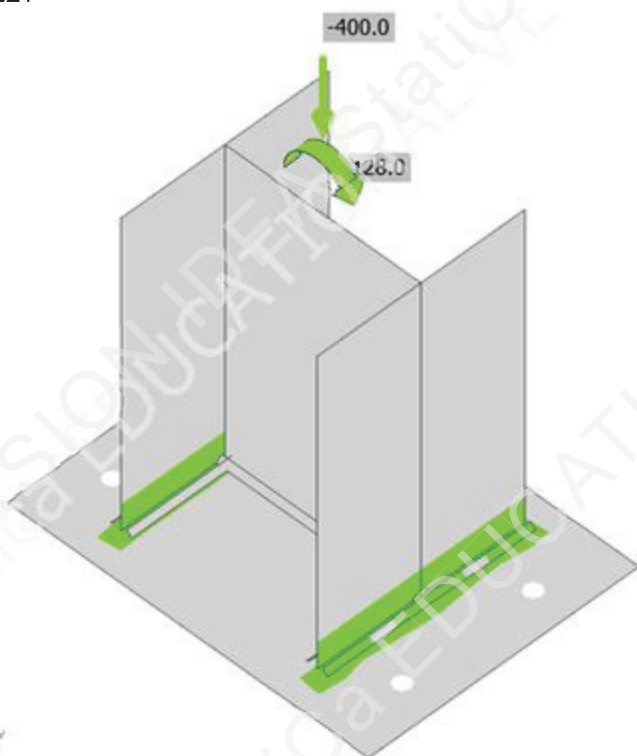
Symbol explanation

ε _{pl}	Plastic strain
σ _C Ed	Contact stress
σ _{Ed}	Eq. stress
f _y	Yield strength
ε _{lim}	Limit of plastic strain

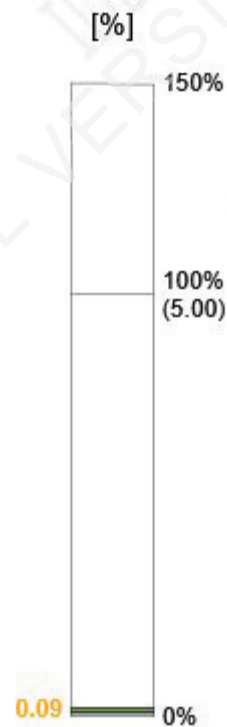
Project:
Project no:
Author:



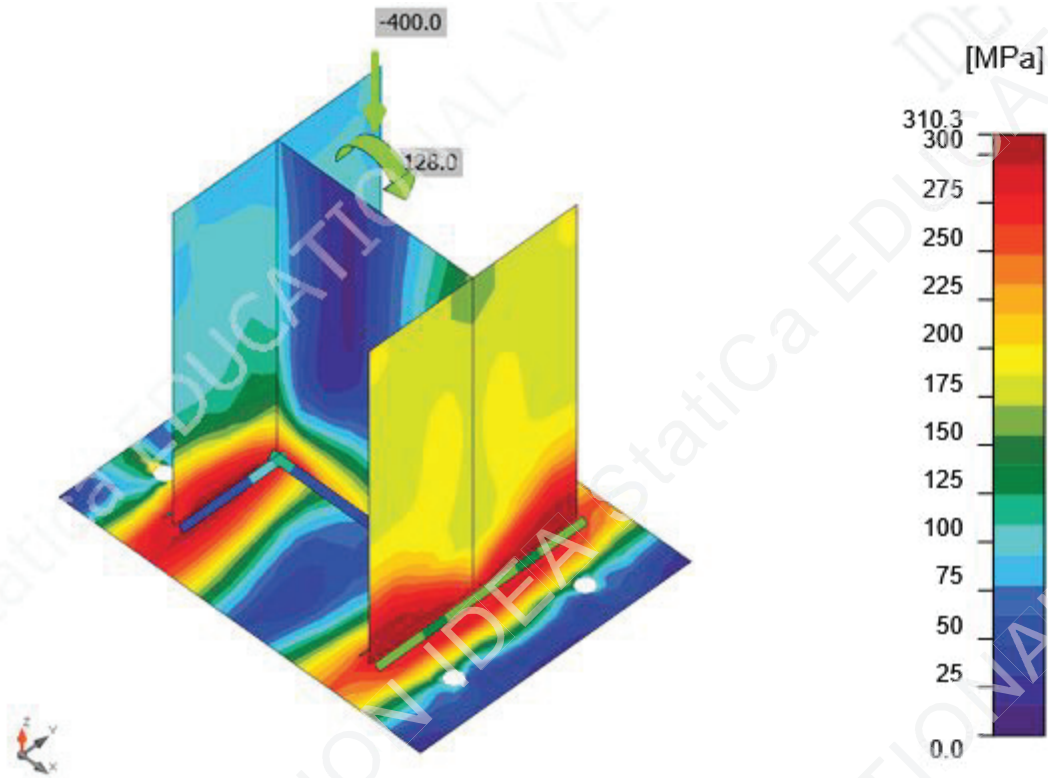
Overall check, LE1



Strain check, LE1



Project:
 Project no:
 Author:



Equivalent stress, LE1

Anchors

Shape	Item	Loads	N_f [kN]	V [kN]	ϕN_{cbg} [kN]	ϕV_{cbg} [kN]	ϕV_{cp} [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Status
	A1	LE1	121.2	0.3	152.5	-	416.6	159.0	0.4	216.6	Not OK!
	A2	LE1	121.3	0.3	152.5	-	416.6	159.0	0.4	216.6	Not OK!
	A3	LE1	0.0	0.6	-	-	416.6	0.0	0.8	0.0	OK
	A4	LE1	0.0	0.6	-	-	416.6	0.0	0.8	0.0	OK

Design data

Grade	ϕN_{sa} [kN]	ϕV_{sa} [kN]
3/4 A490 - 1	129.7	72.3

Project:
Project no:
Author:

Symbol explanation

N_f	Tension force
V	Resultant of shear forces V_y, V_z in bolt
ϕN_{cbg}	Concrete breakout strength in tension – ACI 318-14 – 17.4.2
ϕV_{cbg}	Concrete breakout strength in shear – ACI 318-14 – 17.5.2
ϕV_{cp}	Concrete pryout strength in shear – ACI 318-14 – 17.5.3
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Utilization in tension and shear
ϕN_{sa}	Steel strength of anchor in tension - ACI 318-14 – 17.4.1
ϕV_{sa}	Steel strength of anchor in shear - ACI 318-14 – 17.5.1

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Loads	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
BP1	COL-bfl 1	E70xx	▲8.5▲	▲12.0▲	254	28	LE1	54.1	71.6	75.6	OK
		E70xx	▲8.5▲	▲12.0▲	253	28	LE1	59.3	77.7	76.3	OK
BP1	COL-tfl 1	E70xx	▲8.5▲	▲12.0▲	253	28	LE1	59.3	77.7	76.2	OK
		E70xx	▲8.5▲	▲12.0▲	253	28	LE1	41.4	77.7	53.2	OK
BP1	COL-w 1	E70xx	▲9.2▲	▲13.0▲	238	26	LE1	42.1	74.3	56.7	OK
		E70xx	▲9.2▲	▲13.0▲	238	26	LE1	41.9	74.3	56.3	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Concrete block

Item	Loads	A_1 [mm ²]	A_2 [mm ²]	σ [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE1	61154	767796	10.7	46.7	OK

Symbol explanation

A_1	Loaded area
A_2	Supporting area
σ	Average stress in concrete
Ut	Utilization

Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Project:
Project no:
Author:

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance check	Both		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16: J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	No		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints

Project:
Project no:
Author:

Project data

Project name
Project number
Author
Description
Date 9/2/2020
Design code EN

Material

Steel S 235
Concrete 22.6 MPa

Project:
Project no:
Author:

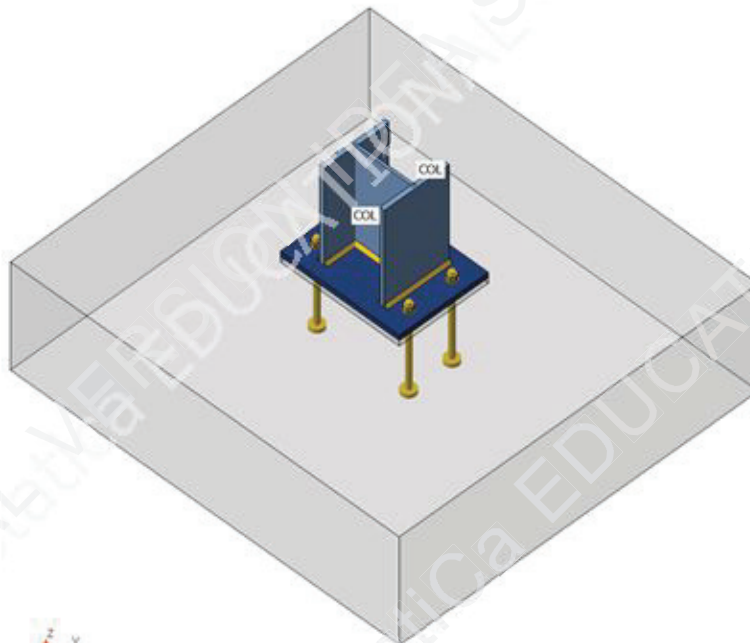
Project item CON1

Design

Name CON1
Description
Analysis Stress, strain/ loads in equilibrium

Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X [mm]
COL	1 - CON1(HEB240)	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Position	1830



Cross-sections

Name	Material
1 - CON1(HEB240)	S 235

Project:
Project no:
Author:

Cross-sections

Name	Material	Drawing
1 - CON1(HEB240)	S 235	

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M20 8.8 edit	M20 8.8 edit	20	830.0	314

Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-400.0	0.0	0.0	0.0	128.0	0.0

Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	1330 x 1440	mm
Depth	400	mm
Anchor	M20 8.8 edit	
Anchoring length	250	mm
Shear force transfer	Anchors	
Mortar joint	20	mm

Check

Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	1.2 < 5.0%	OK
Anchors	256.4 > 100%	Not OK!
Welds	99.0 < 100%	OK
Concrete block	93.1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Project:
 Project no:
 Author:

Plates

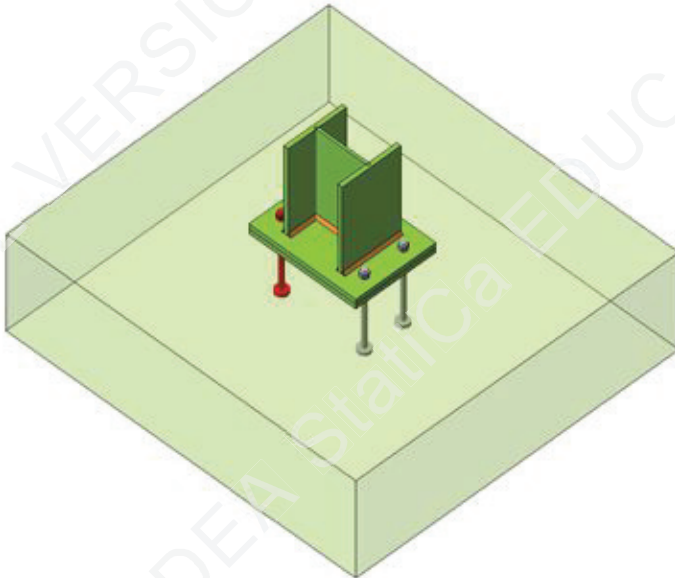
Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Status
COL-bfl 1	17.0	LE1	236.1	0.5	0.0	OK
COL-tfl 1	17.0	LE1	235.6	0.3	0.0	OK
COL-w 1	10.0	LE1	230.8	0.1	0.0	OK
BP1	20.0	LE1	237.6	1.2	0.0	OK

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 235	235.0	5.0

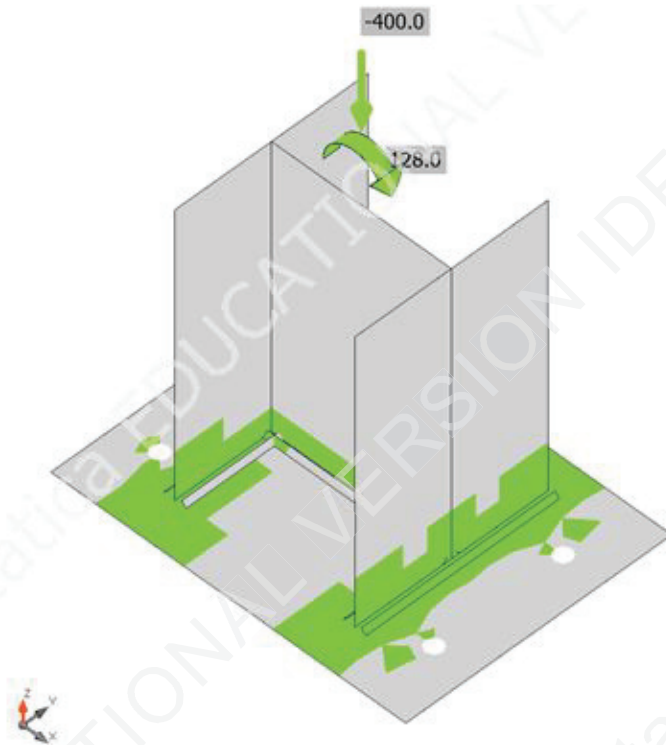
Symbol explanation

ϵ_{pl}	Strain
σ_{Ed}	Eq. stress
σ_{cEd}	Contact stress
f_y	Yield strength
ϵ_{lim}	Limit of plastic strain

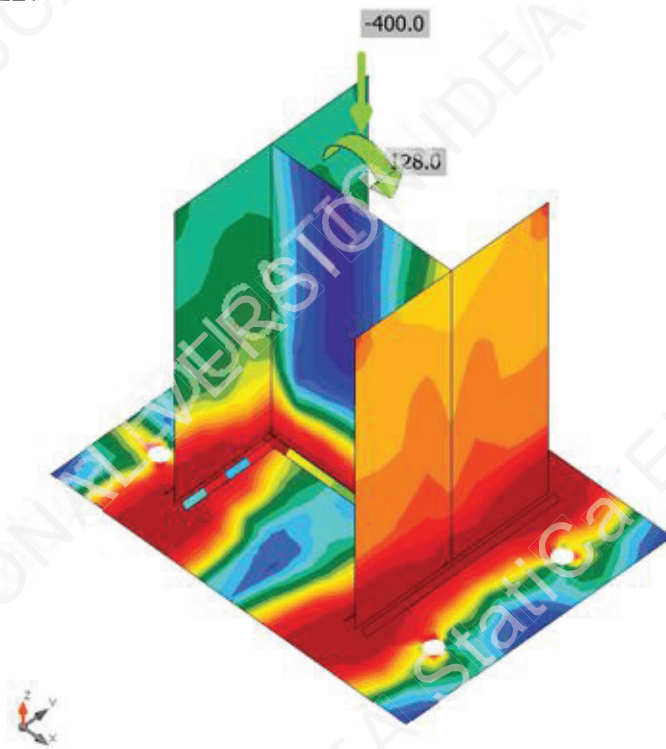


Overall check, LE1

Project:
Project no:
Author:



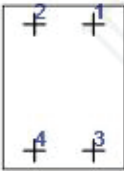
Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Project:
Project no:
Author:

Anchors

Shape	Item	Loads	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	N _{Rd,cb} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,cp} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Status
	A1	LE1	123.6	0.3	132.0	155.3	-	-6.2	-	392.9	187.3	-	256.4	Not OK!
	A2	LE1	123.6	0.3	132.0	155.3	-	-6.2	-	392.9	187.3	-	256.4	Not OK!
	A3	LE1	0.0	0.5	-	155.3	-	26.1	-	392.9	0.0	1.9	0.0	OK
	A4	LE1	0.0	0.5	-	155.3	-	26.1	-	392.9	0.0	1.9	0.0	OK

Design data

Grade	N _{Rd,s} [kN]
M20 8.8 edit - 1	99.7

Symbol explanation

N _{Ed}	Tension force
V _{Ed}	Resultant of shear forces V _y , V _z in bolt
N _{Rd,c}	Design resistance in case of concrete cone failure under tension load - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
N _{Rd,p}	Design resistance in case of pull-out failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
N _{Rd,cb}	Design resistance in case of concrete blow-out failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
V _{Rd,s}	Design shear resistance in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.2
V _{Rd,c}	Design resistance in case of concrete cone failure under shear load - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
V _{Rd,cp}	Design resistance in case of concrete pryout failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
U _t	Utilization in tension
U _s	Utilization in shear
U _{ts}	Utilization in tension and shear
N _{Rd,s}	Design tensile resistance of a fastener in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	T [MPa]	T _⊥ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Status
BP1	COL-bfl 1	▲8.0▲	240	LE1	353.6	0.5	54.8	-1.6	-201.7	98.2	91.3	OK
		▲8.0▲	240	LE1	356.5	2.6	-164.6	65.9	170.3	99.0	98.9	OK
BP1	COL-tfl 1	▲8.0▲	240	LE1	353.7	0.6	225.9	1.8	157.2	98.3	94.9	OK
		▲8.0▲	240	LE1	313.6	0.0	-184.1	-6.1	-146.5	87.1	45.9	OK
BP1	COL-w 1	▲8.0▲	223	LE1	353.5	0.5	-118.1	152.8	-116.9	98.2	49.4	OK
		▲8.0▲	223	LE1	353.6	0.5	-116.5	-152.5	117.8	98.2	49.4	OK

Design data

	β _w [-]	σ _{w,Rd} [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 235	0.80	360.0	259.2

Project:
Project no:
Author:

Symbol explanation

ϵ_{pI}	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
σ_{\perp}	Perpendicular stress
τ_{\parallel}	Shear stress parallel to weld axis
τ_{\perp}	Shear stress perpendicular to weld axis
0.9σ	Perpendicular stress resistance - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilization
Utc	Weld capacity utilization

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE1	32	24134	28.2	3.00	30.3	93.1	OK

Symbol explanation

c	Bearing width
A_{eff}	Effective area
σ	Average stress in concrete
k_j	Concentration factor
F_{jd}	The ultimate bearing strength of the concrete block
Ut	Utilization

Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
YM0	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM1	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM2	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM3	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
YC	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
YInst	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5

Project:
Project no:
Author:

Item	Value	Unit	Reference
Use calculated α_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	Yes		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5



UPF

UNIVERSIDADE
DE PASSO FUNDO

UPF Campus I - BR 285, São José
Passo Fundo - RS - CEP: 99052-900
(54) 3316 7000 - www.upf.br